



AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

CODICE C.U.P. E81B08000060009

PROGETTO DEFINITIVO

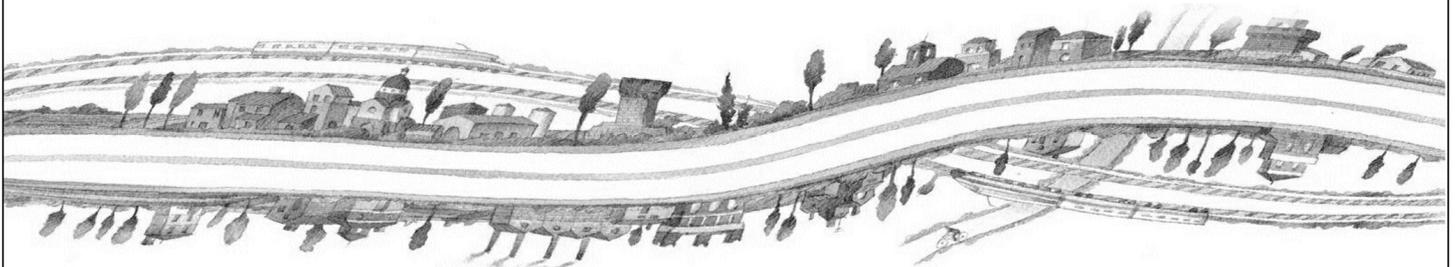
ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)

OPERE STRUTTURALI

OPERE D'ARTE MAGGIORI - VIADOTTI

AVI04 - VIADOTTO SU AUTOSTRADA A13

RELAZIONE DI CALCOLO



IL PROGETTISTA

RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

IL CONCESSIONARIO

Ing. Antonello Mezzaluna
Albo Ing. Bologna n° 5225 A

Ing. Giancarlo Guadagnini
Albo Ing. Ravenna n° 700 A

Ing. Emilio Salsi
Albo Ing. Reggio Emilia n° 945



Autostrada Regionale
Cispadana S.p.A.

IL PRESIDENTE
Graziano Pattuzzi

G										
F										
E										
D										
C										
B										
A	17.04.2012	EMISSIONE				Castorri	Mezzaluna	Salsi		
REV.	DATA	DESCRIZIONE				REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE		
IDENTIFICAZIONE ELABORATO										DATA: MAGGIO 2012
NUM. Progr.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.	SCALA:
2641	PD	0	A54	AVI04	0	OM	RC	01	A	

INDICE

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA	6
2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO	9
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
4. INCIDENZE	11
5. DATI DI BASE	12
5.1. DATI GENERALI	12
5.2. APERTURA LIMITE DELLE FESSURE	12
5.3. DATI SISMICI	13
5.4. PARAMETRI GEOTECNICI	14
6. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLA	15
6.1. CRITERI DI CALCOLO.....	15
6.1.1. Angolo d'attrito terreno/parete.....	15
6.1.2. Spinta delle terre: fase statica.....	15
6.1.3. Spinta delle terre: fase sismica	15
6.1.4. Stato Limite Ultimo.....	16
6.1.4.1. <i>Situazione Statica</i>	16
6.1.4.2. <i>Situazione Sismica</i>	16
6.1.5. Stato Limite di Esercizio.....	17
6.1.5.1. <i>Combinazione 'rara'</i>	17
6.1.5.2. <i>Combinazioni 'frequente' e 'quasi permanente' (Fessurazione)</i>	17
6.1.6. Sovraccarico su terrapieno	17
6.1.7. Pareti di risvolto – Fase Sismica	22
6.1.8. Paraghiaia.....	23
6.1.9. Orecchie	23
6.1.10. Pali.....	23
6.1.10.1. <i>Verifiche Geotecniche</i>	23
6.1.10.2. <i>Verifiche SLU: Taglio</i>	23
6.1.10.3. <i>Verifiche SLU: Pressoflessione</i>	24
6.1.11. Fondazione; Parete centrale; Muri di risvolto.....	24
6.2. ANALISI SEMPLIFICATA	25
6.2.1. Azioni Globali : Fase Sismica.....	26
6.2.2. Azioni Globali : Fase Statica	27
6.2.3. Azioni Globali : SLE	28
6.2.4. Azioni sul Palo singolo : Sintesi	29
6.3. ANALISI CON CODICE DI CALCOLO	29
6.4. VERIFICHE.....	29

6.4.1.	Pali.....	29
6.4.1.1.	Verifiche Geotecniche	29
6.4.1.2.	Verifiche SLU: Taglio.....	35
6.4.1.3.	Verifiche SLU: Pressoflessione	37
6.4.1.4.	Verifiche SLE: Fessurazione	39
6.4.1.5.	Verifiche SLE: Deformazioni.....	40
6.4.2.	Orecchie	42
6.4.2.1.	Azioni – SLU.....	42
6.4.2.2.	Azioni – SLE.....	42
6.4.2.3.	Sollecitazioni e Verifiche – SLE.....	43
6.4.2.4.	Sollecitazioni e Verifiche – SLU.....	46
6.4.3.	Paraghiaia.....	50
6.4.3.1.	Sollecitazioni – SLU: Fase Sismica	50
6.4.3.2.	Sollecitazioni – SLU: Fase Statica.....	51
6.4.3.3.	Sollecitazioni – SLE.....	51
6.4.3.4.	Verifiche SLE: Fessurazione	51
6.4.3.5.	Verifiche SLU: Taglio.....	53
6.4.3.6.	Verifiche SLU: Pressoflessione	54
6.4.4.	Pareti di risvolto	55
6.4.4.1.	Armature Orizzontali.....	55
6.4.4.2.	Armature Verticali	57
6.4.4.3.	Taglio.....	58
6.4.5.	Parete centrale.....	62
6.4.5.1.	Armature Verticali.....	62
6.4.5.2.	Armature Orizzontali.....	63
6.4.5.3.	Taglio.....	66
6.4.6.	Fondazione	68
6.4.6.1.	Armature in direzione longitudinale (asse ponte).....	68
6.4.6.2.	Armature in direzione trasversale	70
6.4.6.3.	Taglio.....	73
6.4.6.4.	Verifica Zoccolo anteriore.....	76
6.4.6.5.	Verifica a Punzonamento.....	77
6.5.	SINTESI ARMATURE.....	79
6.5.1.	Pali.....	79
6.5.2.	Fondazione	79
6.5.3.	Parete Centrale.....	79
6.5.4.	Paraghiaia.....	80
6.5.5.	Pareti di Risvolto.....	80
6.5.6.	Orecchie	80
7.	DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO ASSE SUD	81
7.1.	CRITERI DI CALCOLO.....	81
7.1.1.	Descrizione	81
7.1.1.1.	Cassone Metallico	81
7.1.1.2.	Vincolamento.....	82
7.1.2.	Modello di calcolo	84
7.1.3.	Condizioni elementari di carico	85
7.1.3.1.	Peso proprio degli elementi strutturali (SW).....	85

7.1.3.2.	<i>Carichi permanenti portati (DL)</i>	85
7.1.3.3.	<i>Effetti reologici del calcestruzzo – Viscosità e ritiro (CR-SH)</i>	85
7.1.3.4.	<i>Azioni della temperatura</i>	87
7.1.3.5.	<i>Cedimenti vincolari</i>	87
7.1.3.6.	<i>Azioni parassite dei vincoli</i>	87
7.1.3.7.	<i>Azioni variabili da traffico (ML)</i>	88
7.1.3.8.	<i>Azione longitudinale di frenamento (BRK)</i>	88
7.1.3.9.	<i>Azione Centrifuga</i>	88
7.1.3.10.	<i>Azione del vento (WL)</i>	88
7.1.3.11.	<i>Azioni sismiche</i>	88
7.1.4.	Combinazioni di carico di progetto.....	91
7.2.	RISULTATI DELL'ANALISI – STATICA	94
7.2.1.	Reazioni vincolari.....	94
7.2.2.	Azioni interne.....	95
7.3.	RISULTATI DELL'ANALISI - SISMICA	104
7.3.1.	Sisma Orizzontale.....	104
7.3.2.	Sisma Verticale.....	104
7.3.3.	Azioni sismiche globali.....	105
7.3.4.	Reazioni vincolari (FASE SISMICA).....	105
7.4.	VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	105
7.4.1.	Verifiche di resistenza a SLU.....	105
7.4.1.1.	<i>Determinazione delle larghezze collaboranti di soletta</i>	105
7.4.2.	Verifica del concio C1.....	105
7.4.3.	Verifica concio C2 (Mezzeria).....	105
7.4.4.	Verifiche di deformabilità (SLE).....	105
7.4.5.	Verifica allo stato limite di collasso (SLC).....	105
7.5.	APPOGGI	105
8.	DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO ASSE NORD	105
8.1.	CRITERI DI CALCOLO	105
8.1.1.	Descrizione.....	105
8.1.1.1.	<i>Cassone Metallico</i>	105
8.1.1.2.	<i>Vincolamento</i>	105
8.1.2.	Modello di calcolo.....	105
8.1.3.	Condizioni elementari di carico.....	105
8.1.3.1.	<i>Peso proprio degli elementi strutturali (SW)</i>	105
8.1.3.2.	<i>Carichi permanenti portati (DL)</i>	105
8.1.3.3.	<i>Effetti reologici del calcestruzzo – Viscosità e ritiro (CR-SH)</i>	105
8.1.3.4.	<i>Azioni della temperatura</i>	105
8.1.3.5.	<i>Cedimenti vincolari</i>	105
8.1.3.6.	<i>Azioni parassite dei vincoli</i>	105
8.1.3.7.	<i>Azioni variabili da traffico (ML)</i>	105
8.1.3.8.	<i>Azione longitudinale di frenamento (BRK)</i>	105
8.1.3.9.	<i>Azione Centrifuga</i>	105
8.1.3.10.	<i>Azione del vento (WL)</i>	105
8.1.3.11.	<i>Azioni sismiche</i>	105

8.1.4. Combinazioni di carico di progetto	105
8.2. RISULTATI DELL'ANALISI – STATICA	105
8.2.1. Reazioni vincolari.....	105
8.2.2. Azioni interne	105
8.3. RISULTATI DELL'ANALISI - SISMICA.....	105
8.3.1. Sisma Orizzontale.....	105
8.3.2. Sisma Verticale	105
8.3.3. Azioni sismiche globali.....	105
8.3.4. Reazioni vincolari (FASE SISMICA)	105
8.4. VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	105
8.4.1. Verifiche di resistenza a SLU.....	105
8.4.1.1. <i>Determinazione delle larghezze collaboranti di soletta.....</i>	<i>105</i>
8.4.2. Verifica del concio C1	105
8.4.3. Verifica concio C2 (Mezzeria)	105
8.4.4. Verifiche di deformabilità (SLE).....	105
8.4.5. Verifica allo stato limite di collasso (SLC)	105
8.5. APPOGGI	105
ALLEGATO: SPALLA (INPUT)	105
9. CRITERI DI MODELLAZIONE.....	105
10. PARAMETRI MECCANICI.....	105
11. GEOMETRIA DELLA SPALLA	105
11.1. OPZIONI	105
11.2. DIMENSIONI.....	105
11.3. APPOGGI	105
11.4. PALI 105	
12. CARICHI.....	105
12.1. CARICHI DA IMPALCATO	105
12.2. PESO PROPRIO STRUTTURA SPALLA E TERRENO	105
12.3. SOVRACCARICO RILEVATO.....	105
12.4. SPINTA STATICA SOVRACCARICO	105
12.5. SPINTA STATICA TERRENO	105
12.6. SPINTA SISMICA TERRENO	105
12.7. AZIONI SISMICHE	105
13. CONDIZIONI DI CARICO.....	105



14. COMBINAZIONI ED INVILUPPI 105

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione riguarda l'Opera denominata "AVI 04", prevista nell'ambito della Progettazione Definitiva inerente la costruzione della Autostrada Cispadana.

Il Ponte sovrappassa il L' "autostrada A13" e la rampa di svincolo "Ferrara-Bologna", in Comune di Ferrara in Provincia di Ferrara, è posto alla progr. 62+086.53 (Spalla Ovest) ed ha lunghezza totale pari a 60.0 m (distanza tra asse appoggi sulle spalle).

Il Ponte è in rettilineo. L'obliquità è pari a 9°.

Lo scavalco dell'interferenza è realizzato mediante 2 impalcati affiancati, di larghezze differenti a causa della presenza della corsia di decelerazione dello svincolo FE-BO: l'impalcato sud ha una larghezza di 16.35m e l'impalcato nord ha una larghezza di 21.81m. Vedi figure 1-1 e 1-2.

Il singolo **impalcato** è realizzato in sezione mista acciaio-calcestruzzo ed è costituito da un cassone metallico con altezza minima pari a 3.00 m e 2 ane inclinate per il cassone dell'impalcato sud e 3 ane (due inclinate laterali e una centrale verticale) su cui poggia una soletta collaborante in c.a. di spessore pari a 35 cm

Il **sistema di vincolo** è previsto tramite "Isolatori a scorrimento" (par. 7.1.1.2).

Le spalle – che raccolgono entrambi i viadotti - sono di tipo 'chiuso a tre file di pali'. Vedi figura 1-3.

A tergo della spalla è previsto riempimento con "LECA".

Ogni spalla grava su n°39 pali Ø1200 di lunghezza 32.0 m.

Nel **Progetto Preliminare** l'opera in questione era prevista con caratteristiche assai simili a quelle dell'opera ora progettata, a meno della larghezza dell'impalcato – già previsto per 2 sole corsie.

Fig. 1-1

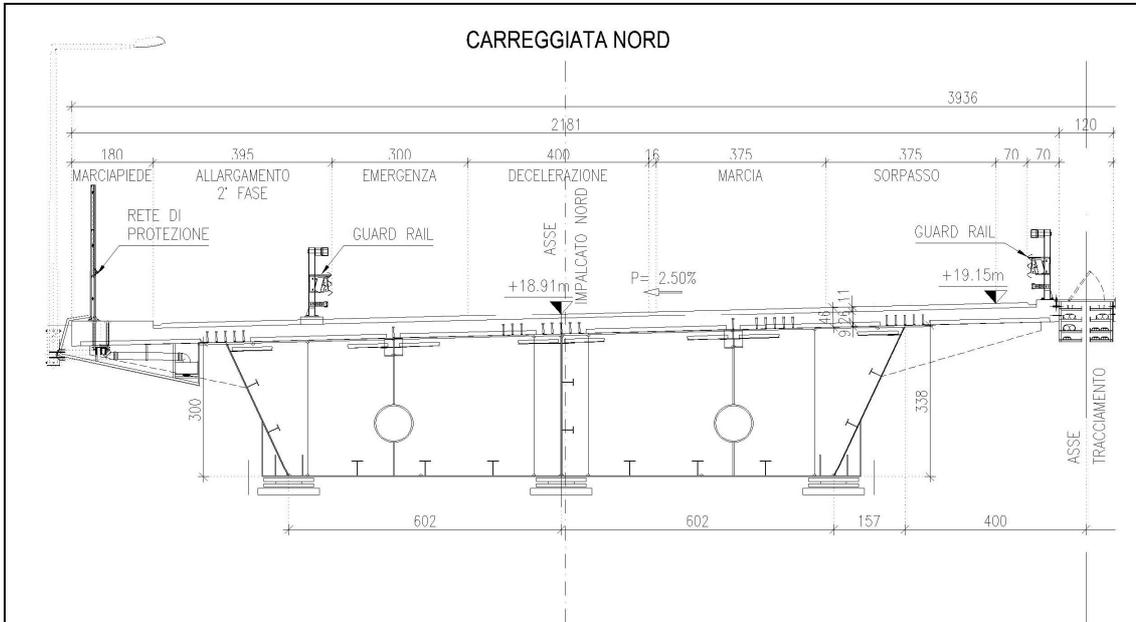


Fig. 1-2

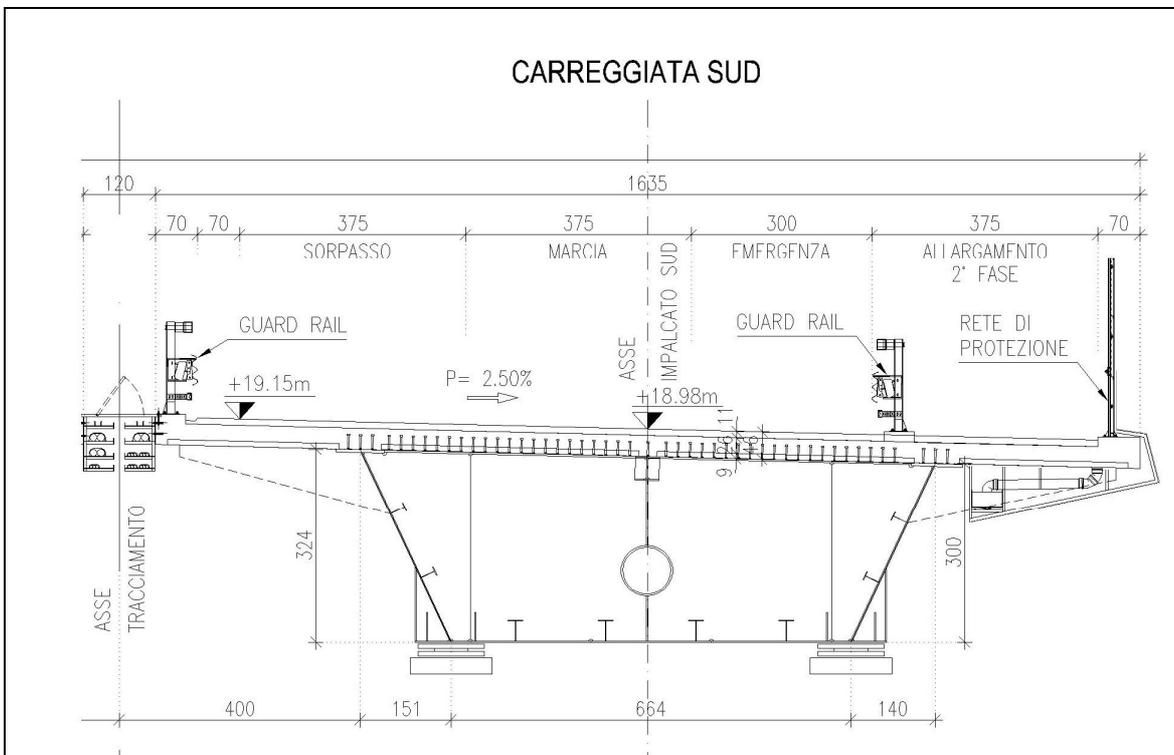
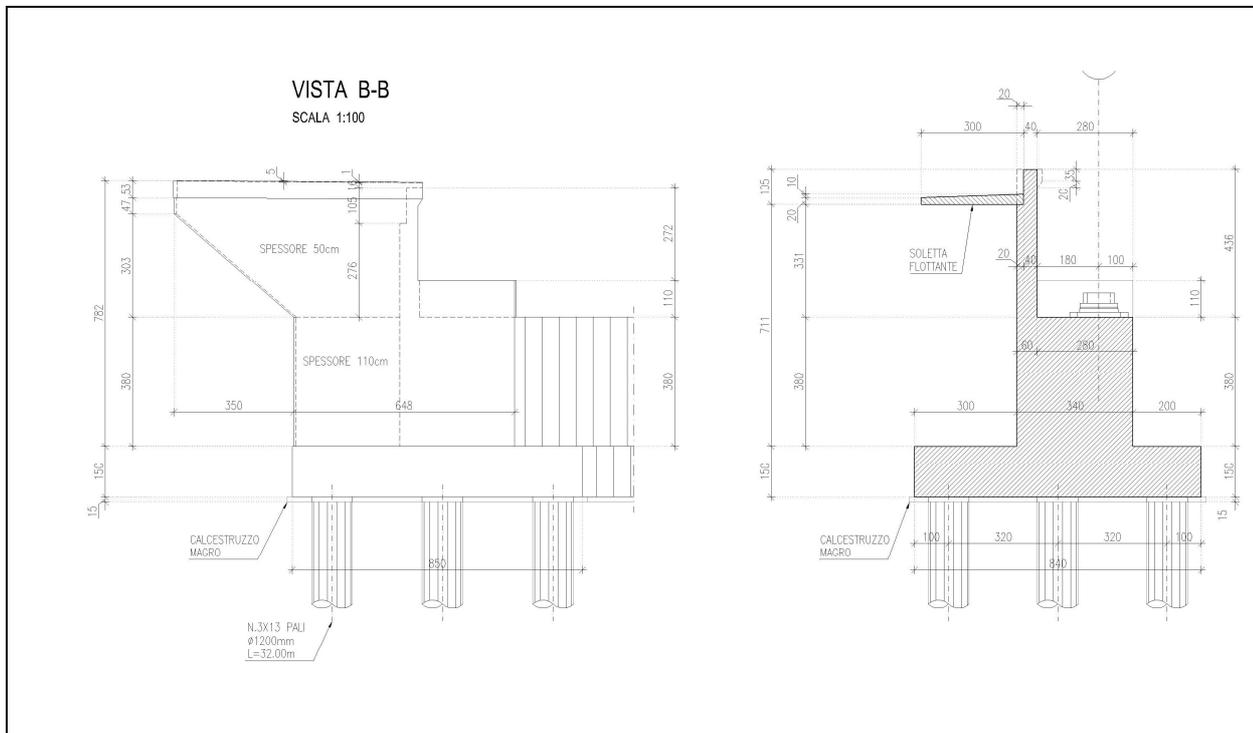


FIG. 1-3



Le pareti di risvolto sono gradonate: la parte al di sotto della linea tratteggiata ha spessore 1.1 m, la parte superiore e l'orecchia 0.5 m.

2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

Vedi Elaborato "PD-0-000-000-0-GE-KT-01: Elenco delle Normative di riferimento".

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Vedi Elaborato "PD-0-000-000-0-GE-TB-01: Tabella Materiali e Classi di esposizione del calcestruzzo".

Si precisa che si sono assunti i seguenti valori per la resistenza caratteristica a snervamento e di calcolo dell'acciaio da carpenteria.

ACCIAIO DA CARPENTERIA "CORTEN" S355J0W (ex 510C) e S355K2G1W (ex 510D)		
Spessore elemento	f_{yk} (MPa)	f_{yd} (MPa)
$t \leq 40$ mm	355.0	338.1
$t > 40$ mm	335.0	319.0

4. INCIDENZE

Si anticipano qui di seguito le incidenze d'armatura relative ai singoli elementi costituenti l'Opera.

NA : NON APPLICABILE.

WBS	Descrizione Opera	Parte d'opera	Incidenza kg/mc										n° e diam. Trefoli	Incidenza kg/mq
			Pali	Fondazione	Elevazione	Pulvino	Baggioli e ritegni	Soletta di transizione	Soletta Marciapiede su Spalla	Soletta (escluso predalles)	Traverso Precompresso	Traverso Precompresso		
AVI 04	Viadotto 'A13' alla progr. 62+050	SPALLA CHIUSA	120	100	100	NA	200	80	NA	NA	NA	NA	NA	NA
AVI 04	Viadotto 'A13' alla progr. 62+050	IMPALCATO ACCIAIO (NORD)	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	220	NA	NA	NA	465
AVI 04	Viadotto 'A13' alla progr. 62+050	IMPALCATO ACCIAIO (SUD)	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	220	NA	NA	NA	355
AVI 04	Viadotto 'A13' alla progr. 62+050	MURETTI	NA	90	70	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA

5. DATI DI BASE

5.1. DATI GENERALI

- Luce (interasse appoggi): 60.0 m
- Impalcati: 2
- Larghezza impalcato singolo: 21.81 m (Nord); 16.35 m (Sud)
- N° Corsie per impalcato (Effettive): 3
- N° Corsie per impalcato (di Calcolo): 4
- Travi: ACCIAIO (n°2 per impalcato)
- Spalle: Chiuse
- Altezza parete centrale: 4.10 m
- Lunghezza Spalla: 39.65 m
- Vincolamento: Isolatori a pendolo

5.2. APERTURA LIMITE DELLE FESSURE

Al cap. 3 viene stabilita, per ogni calcestruzzo, la Classe di Esposizione .

Ciò, ai sensi della Tab. 4.1.III della Norma, qualifica automaticamente la 'Condizione ambientale'.

Tale dato – assieme alla tipologia di armatura 'sensibile' o 'poco sensibile', va inserito nella Tab. 4.1.IV della Norma. In tale Tabella va inoltre considerato che l'armatura è del tipo 'poco sensibile'.

Conseguentemente a quanto sopra, per lo Stato Limite di apertura delle fessure si ha :

TAB. 5.2-1

Elemento	Classe Esposizione	Condizione	Armatura	Combinazione	$w_d \leq$
Palo; Spalla e Pila (Fondazione)	XC2 *	Ordinaria	poco sensibile	frequente	w_3
				quasi permanente	w_2
Palo; Spalla e Pila (Fondazione)	XA1**	Aggressiva	poco sensibile	frequente	w_2
				quasi permanente	w_1
Palo; Spalla e Pila (Fondazione)	XA2***	Molto Aggressiva	poco sensibile	frequente	w_1
				quasi permanente	w_1
Spalla (Elevazione)	(XC4) - XD3	Molto Aggressiva	poco sensibile	frequente	w_1
				quasi permanente	w_1
Pila (Elevazione)	XC4	Aggressiva	poco sensibile	frequente	w_2
				quasi permanente	w_1
Traversi; Travi prefabbricate	XC3	Ordinaria	poco sensibile	frequente	w_3
				quasi permanente	w_2
Solette	XC4	Aggressiva	poco sensibile	frequente	w_2
				quasi permanente	w_1
* : zone non di seguito precisate					
** pk : 9500-12900; 15000-15800 ; 20400-35000 ; 48700-48900 ; 56300-59600					
*** pk : 35000-48700 ; 48900-56300					

In particolare, per quanto riguarda le sole sottostrutture, le sollecitazioni delle combinazioni 'frequente' e 'quasi permanente' (influenzate principalmente da diversi coefficienti applicati ai carichi mobili) sono essenzialmente coincidenti.

Di conseguenza per l'apertura limite delle fessure si assumerà la condizione peggiorativa (quasi permanente).

Risulta pertanto:

- Spalla (Elevazione) : C35/45 – Apertura limite: $w_1 = 0.2$ mm
- Pila (Elevazione) : C32/40 – Apertura limite: $w_1 = 0.2$ mm
- Pali e Fondazioni
Classe XC2 : C25/30 – Apertura limite: $w_2 = 0.3$ mm
Classe XA1 : C28/35 – Apertura limite: $w_1 = 0.2$ mm
Classe XA2 : C32/40 – Apertura limite: $w_1 = 0.2$ mm

Per l'opera in questione : Pali e Fondazioni XC2

5.3. DATI SISMICI

- Vita nominale: 100 anni
- Classe d'uso: IV $\Rightarrow C_U = 2.0$
(Elab. "PD-0-000-000-0-GE-KT-02:Vita utile e Classe d'uso delle opere")
- Probabilità di superamento ' P_{VR} ' per lo Stato SLV : 10%
- Periodo di Ritorno ' $T_R = -V_R / \ln(1-P_{VR}) = 1898$ anni
- Longitudine : 11.5526; Latitudine 44.7943 (Spalla Ovest)
- Tipo di Suolo (vedi Relazione Sismica) : 'D' $\Rightarrow S = 1.441$
- $a_{gh} : 0.259 * 1.441 = 0.373$; $a_{gv} : 0.178$

5.4. PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri necessari a definire le caratteristiche del terreno a tergo della spalla sono estratti dal Documento 'Criteri Generali per le verifiche Geotecniche'.

$$\gamma = 11.8 \text{ kN/m}^3 ; \varnothing = 40.0^\circ [\text{M1}] (\text{LECA})$$

dove:

γ : peso specifico del terrapieno

\varnothing : angolo d'attrito *caratteristico* del terrapieno

\varnothing' : angolo d'attrito *efficace* del terrapieno

Le curve di portanza, di sollecitazione e di deformazione dei pali sono estratte dalla Relazione Geotecnica dell'Opera.

6. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLA

6.1. CRITERI DI CALCOLO

6.1.1. Angolo d'attrito terreno/parete

Viene assunto nullo, a favore di sicurezza.

6.1.2. Spinta delle terre: fase statica

Quale valore del Coefficiente di spinta si assume quello 'a riposo'. Il valore è pari a:

$$k_0 = 1 - \sin \varnothing = 1 - \sin 40^\circ = 0.357$$

6.1.3. Spinta delle terre: fase sismica

Si adotta la formula di Mononobe-Okabe

L'espressione adottata è quella di EC8 – Parte 5 – Annesso E – par. E.4 – espressione E.2:

$$k_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta * \sin^2 \psi * \sin(\psi - \vartheta - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \beta - \vartheta)}{\sin(\psi - \vartheta - \delta) * \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

- ψ : angolo inclinazione superficie di applicazione del vettore rispetto a orizzontale.

Nel caso in questione: $\psi = 90^\circ$

- δ : angolo d'attrito terreno/parete

Nel caso in questione si assume, a favore di sicurezza: $\delta = 0^\circ$

- \varnothing : angolo di attrito del materiale costituente il terrapieno

In funzione di quanto al par. 4.4 si ha: $\varnothing = 40^\circ$

$$\theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

$$k_h = 0.373 ; k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.187 \text{ (EC8 – Parte 5 – Annesso E – par. E.4 – espressione E.6)}$$

$$\theta = \arctg[k_h / (1 \pm k_v)] \Rightarrow \theta_{(k_v+)} = 17.5^\circ ; \theta_{(k_v-)} = 24.6^\circ$$

In definitiva il coefficiente di spinta in fase sismica 'kE' risulta:

$$k_E (k_{v-}) = 0.547 ; k_E (k_{v+}) = 0.413$$

Il vettore spinta, ortogonale alla parete, va poi moltiplicato per il fattore $(1 \pm k_v)$ [espressione E.1 di Norma citata]. Per quanto precisato in Relazione Geotecnica l'espressione è da assumere con segno \pm invertito. Si ottiene:

$$k_E = \text{MAX} [0.445 ; 0.490] = \underline{\underline{0.490}}$$

6.1.4. Stato Limite Ultimo

6.1.4.1. Situazione Statica

Premessa generale è che le azioni trasversali (vento, eventuale azione centrifuga) non sono certo dimensionanti per spalle la cui dimensione trasversale minima (in caso ospitino un solo impalcato) è di circa 17 m.

In conseguenza di ciò e con riferimento alla Tab.5.1.IV della Norma, i Gruppi di Azioni da prendersi in conto sono '1' e 2a'.

In entrambi i Gruppi, quale coefficiente ' γ ' (Norma, Tab.5.1.V) si assumerà il valore 1.35 per tutte le 'azioni elementari' (Permanenti da impalcato e da spalla, Attrito appoggi, Carico Tandem, Carico distribuito su impalcato, Frenatura), mentre si assumerà un valore 1.50 per quanto riguarda il sovraccarico sul terrapieno.

Quali coefficienti ' Ψ ' (Norma, Tab.5.1.VI) assumerà :

- Gruppo 1

Variabili 'Tandem' e attrito appoggi: 1.0 ; Variabili 'Distribuito' e attrito appoggi: 1.0 ; Frenatura: 0.0

- Gruppo 2a

Variabili 'Tandem' e attrito appoggi: 0.75 ; Variabili 'Distribuito' e attrito appoggi: 0.40 ; Frenatura: 1.0

Tranne ove esplicitamente dichiarato il carico derivante dalla folla non viene preso in conto (assenza di marciapiedi).

6.1.4.2. Situazione Sismica

Si prenderà in conto la sola situazione di Sisma prevalente in direzione longitudinale, con solo verso concorde alla spinta del terreno.

Con tale sisma prevalente '+Ex' verranno assunte, quali azioni concomitanti :

- '+0.3*Ey' (sisma trasversale, assunto con il solo verso positivo considerata la simmetria della spalla assunta nel calcolo)
- ' $\pm 0.3*Ez$ ' (sisma verticale, assunto con entrambi i versi al fine di ottenere azioni nei pali massime – dimensionanti per portata – e minime – dimensionanti per pressoflessione)

6.1.5. Stato Limite di Esercizio

6.1.5.1. Combinazione 'rara'

Risulta significativa solo quando si effettua una redistribuzione del momento flettente rispetto all'analisi elastica. Nel progetto della spalla non sono previste redistribuzioni di sorta. Di conseguenza la combinazione 'rara' non verrà considerata.

6.1.5.2. Combinazioni 'frequente' e 'quasi permanente' (Fessurazione)

Ove l'elemento possa essere considerato come 'snello' si procederà con il metodo 'diretto' di valutazione dell'ampiezza della fessura.

Ove invece l'elemento sia tozzo, gli algoritmi riportati in normativa per il calcolo dell'ampiezza della fessura non sono più utilizzabili e si procederà con il metodo 'indiretto' di limitazione delle tensioni nell'acciaio. Si procede come prescritto alla tab. C4.1.II della Norma, limitando – in funzione del diametro della barra adottata - la tensione nell'acciaio ai limiti ivi prescritti. Con riferimento all'apertura massima della fessure (par. 5.2):

$$\sigma_{s \max} - \text{N/mm}^2$$

$25 \geq \varnothing$	160
-----------------------	-----

6.1.6. Sovraccarico su terrapieno

Ai sensi del par. C5.1.3.3.7.1 della Circolare Feb 09 gli assi tandem possono essere sostituiti da un carico uniforme di valore pari a :

$$q(Q) = Q_{ik} / (3.0 * 2.20)$$

Detto carico uniforme risulta – per le singole corsie – pari a:

$$1a \text{ Corsia: } q(Q1) = 90.9 \text{ kN/m}^2; 2a \text{ Corsia: } q(Q2) = 60.6 \text{ kN/m}^2; 3a \text{ Corsia: } q(Q3) = 30.3 \text{ kN/m}^2$$

$$4a \text{ Corsia: } q(Q4) = 0 \text{ kN/m}^2$$

Ai su elencati carichi, estesi su una lunghezza pari a 2.2 m, va sommato quello dovuto ai carichi q_{ik} , estesi indefinitamente:

$$1a \text{ Corsia: } q(q1) = 9.0 \text{ kN/m}^2$$

$$2a, 3a \text{ e } 4a \text{ Corsia: } q(q2) = q(q3) = q(q4) = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

Per semplicità di analisi e a seguito di considerazioni riportate in 'NOTA' si assume un valore unico del sovraccarico per l'intero terrapieno, valore esteso sull'intero estradosso del cuneo di spinta, pari a:

$$q_v = 25.0 \text{ kN/m}^2$$

La diffusione di tale sovraccarico lungo l'altezza, sempre ai sensi del paragrafo della Circolare già citato, comporterebbe poi una diminuzione del valore del sovraccarico alle varie quote.

Sempre a favore di sicurezza si assume un andamento costante pari al valore massimo.

In conseguenza al coefficiente di spinta su precisato (0.38) si assume in definitiva un sovraccarico orizzontale uniforme lungo l'altezza pari a:

$$q_o = 0.38 \cdot 25 = 9.5 \text{ kN/m}^2$$

NOTA

Ogni corsia – di larghezza 3.0 m - trasmette alla parete un'azione orizzontale dovuta in parte al carico verticale distribuito 'q', indefinitamente esteso a tergo e in parte al carico 'Q', esteso su una profondità a tergo pari a 2.2 m. Entrambi i carichi cambiano da corsia a corsia.

Affiancando le 4 corsie si ottiene un'azione orizzontale totale 'R': si cerca quel carico verticale uniforme che induce la stessa azione 'R'.

Il problema è di valutare l'azione dovuta al carico 'Q'. Si opera in conseguenza a quanto riportato in figg. 5.1-1 e -2.

1) Determinazione di ε (fig.5.1-2)

$$c = 0 \Rightarrow B = 0 ; \quad \alpha = \delta = \beta = 0 \Rightarrow M = \sin\varphi ;$$

$$\varphi = 38^\circ ; \quad \tan \varepsilon = \cos\varphi / (1 + \sin\varphi) = 0.49 \Rightarrow \varepsilon = 26^\circ$$

2) Determinazione di θ (fig.5.1-1)

$$\theta = 38 + 26 = 64^\circ$$

3) Determinazione dell'altezza di spinta h_f

$$a = 0 \text{ m} \Rightarrow h_f \text{ inizia da sommità parete ; } b = 2.2 \text{ m ; } h_f = 2.2 \cdot \text{tg}(90 - 64) = 2.2 \cdot \text{tg}26^\circ = 1.07 \text{ m}$$

4) Determinazione della Risultante generica ΔS

Il fatto che 'a' sia nullo comporta che le pressioni minima e massima siano uguali (vedi espressioni di $\Delta\sigma$ in fig. 5.2-1). La risultante di un carico 'f_a' risulta pari a:

$$\Delta S = f_a * b * \sin(\theta-\varphi)/\cos(\theta-\varphi) ; \theta-\varphi = \varepsilon = 26^\circ \Rightarrow \Delta S = f_a * 2.2 * \operatorname{tg} 26^\circ = f_a * 1.07$$

5) Determinazione della Risultante ΔS_i dovuta ai carichi Q_{ik} per la singola corsia i-esima

$$1^\circ \text{Corsia: } \Delta S1 = 90.9 * 1.07 \text{ kN/m} ; 2^\circ \text{Corsia: } \Delta S2 = 60.6 * 1.07 \text{ kN/m}$$

$$3^\circ \text{Corsia: } \Delta S3 = 30.3 * 1.07 \text{ kN/m} ; 4^\circ \text{Corsia: } \Delta S4 = 0 \text{ kN/m}$$

I carichi di cui sopra sono riferiti ad una striscia di parete di lunghezza unitaria, come anche i successivi ΔV_i

6) Determinazione della Risultante ΔV_i dovuta ai carichi q_{ik} per la singola corsia i-esima

Si assume un'altezza della parete pari a 7.0 m

$$1^\circ \text{Corsia: } \Delta V1 = 0.38 * 9.0 * 7.0 = 23.9 \text{ kN/m} ; 2^\circ \text{ e } 3^\circ \text{ e } 4^\circ \text{ Corsia: } \Delta V2-3-4 = 0.38 * 2.5 * 7.0 = 6.7 \text{ kN/m}$$

$$3^\circ \text{Corsia: } \Delta S3 = 30.3 * 1.07 \text{ kN/m} ; 4^\circ \text{Corsia: } \Delta S4 = 0 \text{ kN/m}$$

7) Determinazione della Risultante totale R su una lunghezza di parete pari a 12.0 m (n°4 corsie nomin ali)

$$R = 3.0 * [1.07 * (90.9 + 60.6 + 30.3) + (23.9 + 3 * 6.7)] = 715 \text{ kN}$$

8) Determinazione del sovraccarico equivalente 'q_v'

$$q_v * 0.38 * 7.0 * 12.0 = 715 \text{ kN} \Rightarrow q_v = 22.4 \text{ kN/m}^2$$

In definitiva si assume, a favore di sicurezza, un sovraccarico pari a 25.0 kN/m²

FIG. 6.1-1

Strip surcharge

For vertical strip loading f_s acting parallel with structure on the ground surface along an infinitely long strip the trapezoidal increment of active earth pressure applied to the structure over a given segment h_f is assumed - see figure.

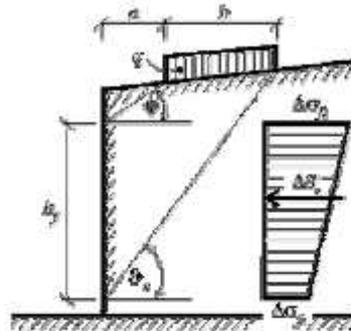


Diagram of increment of active earth pressure due to strip loading f_s

This segment is determined by intersection of the structure and lines drawn from the edge points of the strip loading having slopes associated with angles φ and δ_c . The angle δ_c corresponding to critical slip plane follows from:

$$\delta_c = \varphi + \delta$$

The formula is described in details in section "Active earth pressure - line surcharge".

Variation of pressure increment is trapezoidal; the larger intensity of $\Delta\sigma_\beta$ is applied at the upper end while the smaller intensity of $\Delta\sigma_\alpha$ at the bottom end. The two increments are given by:

$$\Delta\sigma_\beta = \frac{f_s b K_q}{h_f} \left(1 + \frac{a}{a+b} \right)$$

$$\Delta\sigma_\alpha = \frac{f_s b K_q}{h_f} \left(1 - \frac{a}{a+b} \right)$$

where: f_s - magnitude of strip surcharge
 b - width of the strip surcharge acting normal to the structure
 h_f - section loaded by active earth pressure increment

$$K_q = \frac{\sin(\delta_c - \varphi)}{\cos(\delta_c - \varphi - \delta)}$$

where: δ_c - angle of critical slip plane
 φ - angle of internal friction of soil
 δ - angle of friction structure - soil

The resultant of the increment of active earth pressure due to strip loading f_s is provided by:

$$\Delta\bar{\sigma}_a = f_s \cdot b \frac{\sin(\delta_c - \varphi)}{\cos(\delta_c - \varphi - \delta)}$$

where: δ_c - angle of critical slip plane
 φ - angle of internal friction of soil
 δ - angle of friction structure - soil
 f_s - magnitude of strip surcharge
 b - width of the strip surcharge

For non-homogeneous soils the program proceeds as follows.

FIG. 6.1-2

Line surcharge

Vertical infinitely long line loading f acting on the ground surface parallel with structure leads to a triangular increment of active earth pressure applied to the structure over a given segment h_z - see figure:

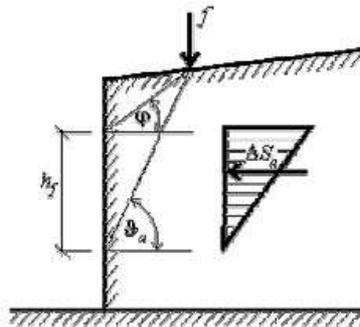


Diagram of increment of active earth pressure due to vertical
line loading acting on ground surface

Action of the line surcharge is determined such that two lines are drawn from the point of application following angles φ and θ_a (corresponding to the critical slip surface), which is provided by:

$$\theta_a = \varphi + \varepsilon$$

where: φ - angle of internal friction of soil
 ε - angle derived from the following formulas

$$\tan \varepsilon = \frac{\cos(\varphi - \alpha) \sin(\varphi - \beta) \cos(\alpha + \delta) + B \cos(\varphi - \beta - \alpha - \delta)}{\sin(\varphi - \alpha) \sin(\varphi - \beta) \cos(\alpha + \delta) + B \sin(\varphi - \beta - \alpha - \delta) + M}$$

$$M = \sqrt{(\sin(\varphi - \beta) \cos(\beta - \alpha) + B) (\sin(\varphi + \delta) \cos(\alpha + \delta) + B)}$$

$$B = \frac{2c \cos \alpha \cos(\beta - \alpha) \cos \varphi}{\gamma h \cos(\beta - \alpha) + \frac{2\sigma_s \cos \alpha \cos \beta}{\gamma h}}$$

where: β - slope inclination
 φ - angle of internal friction of soil
 δ - angle of friction structure - soil
 α - back face inclination of the structure
 c - cohesion of soil
 γ - unit weight of soil
 h - assumed depth

6.1.7. Pareti di risvolto – Fase Sismica

Durante la fase sismica la massa di terreno inscatolato induce un'azione orizzontale pari al peso moltiplicato per il coefficiente sismico k_h . Nel caso di sisma prevalente in direzione trasversale, tale azione è funzione lineare della larghezza della spalla – larghezza diminuita degli spessori dei muri di risvolto.

Sembra a chi scrive che l'azione suddetta vada comunque assoggettata ad un limite superiore (in caso contrario, per una larghezza della spalla tendente all'infinito, l'azione tenderebbe anch'essa all'infinito).

Ad esempio, assumendo un coefficiente k_h pari a 0.34 (valore rappresentativo per l'infrastruttura in questione, assumendo un tipo di suolo 'C') per una spalla che ospiti 2 impalcati (larghezza indicativa 34 m), la pressione conseguente sui muri di risvolto risulterebbe pari a:

$$q = 19.5 \cdot 34 \cdot 0.34 = 225 \text{ kN/m}^2$$

valore chiaramente inaccettabile che indurrebbe sollecitazioni 'fuori scala'.

Si assumerà quindi che la massa che può essere attivata abbia una dimensione orizzontale trasversale pari a quella del cuneo di spinta attiva per un angolo d'attrito di 38°.

A titolo indicativo, per un'altezza del muro di risvolto pari a 7.0 m, tale dimensione risulta pari a circa 9.0 m.

La pressione conseguente risulterebbe quindi: $19.5 \cdot 9.0 \cdot 0.34 = 60 \text{ kN/m}^2$.

Tale assunzione si concretizzerà nell'assegnare una opportuna 'estensione' del terreno inscatolato nel Codice di Calcolo, con risultati a favore di sicurezza poiché verrà assunta una pressione uniforme e non triangolare con vertice in basso.

Per contro però, operando in tale modo, il Codice – durante l'analisi del sisma in direzione prevalente longitudinale, dimensionante in termini di azioni sui pali - valuterà un'azione orizzontale trasversale (30%) errata e sottodimensionata, poiché sui pali andrà di fatto ad agire l'intera massa e non quella 'ridotta' presa in conto dal Codice. Di conseguenza si svilupperà anche un'analisi manuale tendente a determinare le azioni globali effettive alla base: saranno i risultati di tale analisi ad essere presi a base del dimensionamento dei pali.

6.1.8. Paraghiaia

Indipendentemente dai risultati conseguenti all'analisi condotta con il Codice automatico, il paraghiaia verrà dimensionato in base ad un'analisi locale che tenga conto delle prescrizioni della Norma, par. C5.1.3.3.7.2.

Si assumerà quindi un'azione longitudinale di frenatura, applicata in testa del muro, pari a 180 kN, concomitante con un carico verticale di 300 kN.

6.1.9. Orecchie

Indipendentemente dai risultati conseguenti all'analisi condotta con il Codice automatico, le Orecchie verranno dimensionate in base ad un'analisi locale. Poiché esse – ove presenti – sono uguali per tutte le spalle, tranne ove esplicitamente dichiarato, il dimensionamento verrà effettuato non per l'accelerazione sismica di progetto dell'Opera specifica, ma – considerato che detta accelerazione varia in un campo ristretto – pari a quella massima assoluta per tutte le Opere. Il valore di tale accelerazione è comunque inessenziale, poiché si mostrerà che la Fase dimensionante è quella Statica e non quella Sismica.

6.1.10. Pali

6.1.10.1. Verifiche Geotecniche

Oltre all'usuale verifica di capacità portante verticale, la Norma prevede ora anche la verifica di capacità portante orizzontale: relativamente ad entrambe le problematiche le azioni di progetto verranno confrontate con quelle emergenti dalle curve fornite dal Progettista Geotecnico.

6.1.10.2. Verifiche SLU: Taglio

La Norma NTC (nonché EC) non regola le verifiche a Taglio delle sezioni circolari. Nella Norma ACI invece la sezione circolare viene semplificata assumendo un rettangolo equivalente di larghezza \varnothing ed altezza $0.8 \cdot \varnothing$: **si seguirà tale approccio.**

Di conseguenza, per quanto riguarda la verifica dell'armatura, applicando l'espressione [NTC 4.1.18]:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot \cotg\theta ; \text{ dove : } d = 0.95 \cdot 0.8 \cdot \varnothing ; \cotg\theta = 1.0 \rightarrow V_{Rsd} = 0.68 \cdot \varnothing \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd}$$

Per quanto riguarda la verifica lato cls. si fa riferimento all'espressione [NTC 4.1.19], sempre adottando la medesima 'd' su precisata.

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} ; \text{ dove : } d = 0.95 \cdot 0.8 \cdot \varnothing ; b_w = \varnothing \rightarrow V_{Rcd} = 0.68 \cdot \varnothing^2 \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} ; (f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd})$$

Il coefficiente α_c verrà assunto unitario in prima ipotesi, e incrementato come concesso dalla Norma se necessario.

6.1.10.3. Verifiche SLU: Pressoflessione

Verranno effettuate le verifiche nelle sezioni a quota 0.0 e a quota 1.0 m superiore a quella di cambio armatura (si assume una lunghezza di ancoraggio indicativa della barra generica pari appunto a 1.0 m)

6.1.11. Fondazione; Parete centrale; Muri di risvolto

Il dimensionamento delle armature e le verifiche a fessurazione verranno effettuate direttamente dal Codice di Calcolo.

Il Codice comunque non effettua automaticamente le verifiche a Taglio, limitandosi a riportare le mappe di tale sollecitazione. Di conseguenza si opererà manualmente per verificare che gli elementi strutturali in questione non necessitino di armatura specifica a Taglio.

6.2. ANALISI SEMPLIFICATA

Al fine di effettuare un predimensionamento dell'opera e di consentire un sommario controllo in termini di azioni globali di quanto sviluppato poi in dettaglio al paragrafo successivo, si sviluppa qui di seguito un'analisi semplificata.

Si premette una tabella nella quale vengono sintetizzate le azioni globali – prive di coefficienti - trasmesse in Fase Statica da un singolo impalcato.

TAB. 6.2-1 – AZIONI TRASMESSE DA IMPALCATO

Ponte su A13 - Nord - Largh 21.81m			
1 Campata semplice appoggio	L= 60m		
	Reaz. Vert.	Reaz. Long.	Reaz Trasv.
	KN	KN	KN
PP + Permanenti Portati	12.582	0	0
Carichi Mobili Qik	1.180	0	0
Carichi Mobili qik	2.018	0	0
Frenamento	0	261	0
Vento Trasversale	0	0	488
Sisma Longitudinale (SLD)	0	577	0
Sisma Trasversale (SLD)	0	0	577
Sisma Verticale (SLD)	432	0	0
Sisma Longitudinale (SLV)	0	1.520	0
Sisma Trasversale (SLV)	0	0	1.520
Sisma Verticale (SLV)	1.678	0	0

Nel seguito si intende per Asse X quello longitudinale del ponte, per Asse Y quello trasversale (parallelo al muro frontale), per Asse Z quello verticale. Il pedice del momento indica l'asse momento.

NOTA: Gli impalcati Nord e Sud hanno larghezze e conseguentemente reazioni vincolari diverse.

Nella presente Fase Progettuale, a favore di sicurezza, si considerano applicati alla spalla i carichi di 2 impalcati 'fittizi' di dimensione maggiore (Impalcato Nord).

6.2.1. Azioni Globali : Fase Sismica

TAB. 6.2-2

Dimensioni	X - m	Y - m	Z1 - m	Z2 - m
Fondazione	8,40	39,65	1,50	
Parete centrale	3,40	39,65	4,10	
Sporgenza fondaz.	2,00			
Risvolti (sup)	3,00	0,50	3,33	
Risvolti (inf)	3,00	1,10	4,57	
Paraghiaia	0,60	38,65	3,80	
Orecchie	3,50	0,50	1,00	3,33
Posiz. Appoggi (da est.o parete)	1,00			
Parametri				
peso specifico terrapieno - kN/m ³	11,80			
k0	0,357			
kh (masse)	0,373			
kv+ (masse)	0,181			
β	1,00			
kh (terreno)	0,373			
kv- (terreno)	0,187			
kE	0,413			
kE*(1+kv)	0,490			

TAB. 6.2-3

SISMA DIR LONGITUDINALE (X)					
Azioni Verticali					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M _y - kNm
Fondazione	12.490	4,20	52.457		
Parete centrale	13.818	3,70	51.127		
Risvolti (sup)	250	6,90	1.725		
Risvolti (inf)	754	6,90	5.199		
Paraghiaia	2.203	5,10	11.236		
Orecchie	190	9,84	1.865		
Terreno in scatolato	10.615	6,90	73.243		
Impalcati (2) [permanenti]	25.164	3,00	75.492		
	65.483		272.343	0,04	2.685
kv 30%	3.556				146
TOTALE kv+	69.038				2.831
TOTALE kv-	61.927				2.539
Azioni Orizzontali					
	H _x - kN	z - m	M _y - kNm		
Fondazione	4.659	0,75	3.494		
Parete centrale	5.154	3,55	18.297		
Risvolti (sup)	93	7,73	721		
Risvolti (inf)	281	3,78	1.063		
Paraghiaia	822	7,50	6.163		
Orecchie	71	8,21	581		
Terreno in scatolato	3.959	5,48	21.699		
Impalcati (2)	3.356	5,90	19.800		
	18.395		71.819		
Spinta Mononobe	10.129	3,13	31.738		
	28.524		103.556		
SISMA DIR TRASVERSALE (Y)					
Azioni Orizzontali					
	H _y - kN	z - m	M _x - kNm		
	18.395		71.819		
Spinta Mononobe su 1 risvolto	541	4,13	2.237		
30%	5.681		22.217		

TAB. 6.2-4

Azioni alla Base					
	N - kN	H _x - kN	H _y - kN	M _y - kNm	M _x - kNm
kv+	69.038	28.524	5.681	106.387	22.217
kv-	61.927	28.524	5.681	106.096	22.217
Pali					
Diametro - mm	1.200	in dir Y	in dir X		
N° file - n		3	13		
Interasse - m		3,00	3,10		
Azioni su palo singolo					
	H - kN	N max - kN	N min - kN		
kv+	746	3.172	369		
kv-	746	2.986	190		

6.2.2. Azioni Globali : Fase Statica

TAB. 6.2-5

Parametri					
peso specifico terrapieno - kN/m ³	11,80				
k ₀	0,357				
Sovraccarico a tergo - kN/m ²	25,00				
Azioni Verticali - Permanenti					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M _v - kNm
Fondazione	12.490	4,20	52.457		
Parete centrale	13.818	3,70	51.127		
Risvolti (sup)	250	6,90	1.725		
Risvolti (inf)	754	6,90	5.199		
Paraghiaia	2.203	5,10	11.236		
Orecchie	190	9,84	1.865		
Terreno inscatolato	10.615	6,90	73.243		
Impalcati (2) [permanenti]	25.164	3,00	75.492		
	65.483		272.343	0,04	2.685
Azioni Verticali - Accidentali					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M _v - kNm
Sovraccarico a tergo	966	6,90	6.667	-2,7	-2.609
Carichi Mobili: Tandem	2.360	3,00	7.080	1,20	2.832
Carichi Mobili: distribuiti	4.036	3,00	12.108	1,20	4.843
Azioni Orizzontali - Permanenti					
Coeff. Attrito appoggi	0,06				
	H _x - kN	z - m	M _v - kNm		
Attrito appoggi	1.510	5,90	8.908		
Spinta Terreno	1.951	1,61	3.143		
Azioni Orizzontali - Accidentali					
	H _x - kN	z - m	M _v - kNm		
Attrito appoggi (Tandem)	142	5,90	835		
Attrito appoggi (distribuiti)	242	5,90	1.429		
Sovraccarico a tergo	1.667	2,4166667	4.029		
Frenatura	261	7,84	2.046		
Vento	non considerato				

TAB. 6.2-6

Combinazione 1	Coeff. γ	Coeff. Ψ	N - kN	M_v (N) - kNm	H_x - kN	M_v (H) - kNm	M_v (tot) - kNm
Azioni Verticali Permanenti	1,35		88.402	3.625			3.625
Az. Vert. Carichi Mobili: Tandem	1,35	1,00	3.186	3.823			3.823
Az. Vert. Carichi Mobili: distribuiti	1,35	1,00	5.449	6.538			6.538
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1,35				2.038	12.026	12.026
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1,35				2.634	4.243	4.243
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (Tandem)	1,35	1,00			191	1.128	1.128
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (distrib.)	1,35	1,00			327	1.929	1.929
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1,50		1.449	-3.913	2.501	6.044	2.131
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1,35	0,00			0	0	0
Azioni alla Base			98.486	10.073	7.691	25.370	35.443
Combinazione 2a	Coeff. γ	Coeff. Ψ					
Azioni Verticali Permanenti	1,35		88.402	3.625			3.625
Az. Vert. Carichi Mobili: Tandem	1,35	0,75	2.390	2.867			2.867
Az. Vert. Carichi Mobili: distribuiti	1,35	0,40	2.179	2.615			2.615
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1,35				2.038	12.026	12.026
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1,35				2.634	4.243	4.243
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (Tandem)	1,35	0,75			143	846	846
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (distrib.)	1,35	0,40			131	772	772
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1,50		1.449	-3.913	2.501	6.044	2.131
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1,35	1,00			352	2.762	2.762
Azioni alla Base			94.420	5.194	7.800	26.693	31.887
Pali							
Diametro - mm	1.200	in dir Y	in dir X				
N° file - n		3	13				
Interasse - m		3,00	3,10				
Azioni su palo singolo	H - kN	N max - kN	N min - kN				
Combinazione 1	197	3.058	1.993				
Combinazione 2a	200	3.019	2.032				

6.2.3. Azioni Globali : SLE

Si riporta la sola combinazione 2a, che fornisce azioni sui pali pressoché coincidenti con quelle fornite dalla '1' e comunque peggiorative.

TAB. 6.2-7

Combinazione 2a	Coeff. γ	Coeff. Ψ					
Azioni Verticali Permanenti	1,00		65.483	2.685			2.685
Az. Vert. Carichi Mobili: Tandem	1,00	0,75	1.770	2.124			2.124
Az. Vert. Carichi Mobili: distribuiti	1,00	0,40	1.614	1.937			1.937
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1,00				1.510	8.908	8.908
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1,00				1.951	3.143	3.143
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (Tandem)	1,00	0,75			106	627	627
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (distrib.)	1,00	0,40			97	571	571
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1,00		966	-2.609	1.667	4.029	1.420
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1,00	1,00			261	2.046	2.046
Azioni alla Base			69.833	4.137	5.592	19.325	23.462
Pali							
Diametro - mm	1.200	in dir Y	in dir X				
N° file - n		3	13				
Interasse - m		3,00	3,10				
Azioni su palo singolo	H - kN	N max - kN	N min - kN				
Combinazione 2a	143	2.230	1.506				

6.2.4. Azioni sul Palo singolo : Sintesi

TAB. 6.2-8

Quota 0.0	N _{max} - kN	N _{min} - kN	H - kN
SLU - Sismica kv+	3.172	369	746
SLU - Sismica kv-	2.986	190	746
SLU - Statica - 1	3.058	1.993	197
SLU - Statica - 2a	3.019	2.032	200
SLE - 2a	2.230	1.506	143

6.3. ANALISI CON CODICE DI CALCOLO

L'analisi è sviluppata mediante il Codice di Calcolo FEM 'LUSAS BRIDGE – Versione 14" implementata dalla Società 'Alhambra srl di Terni".

L'input è riportato in Allegato – parte 'A'. L'output è incluso nel presente documento.

6.4. VERIFICHE

6.4.1. Pali

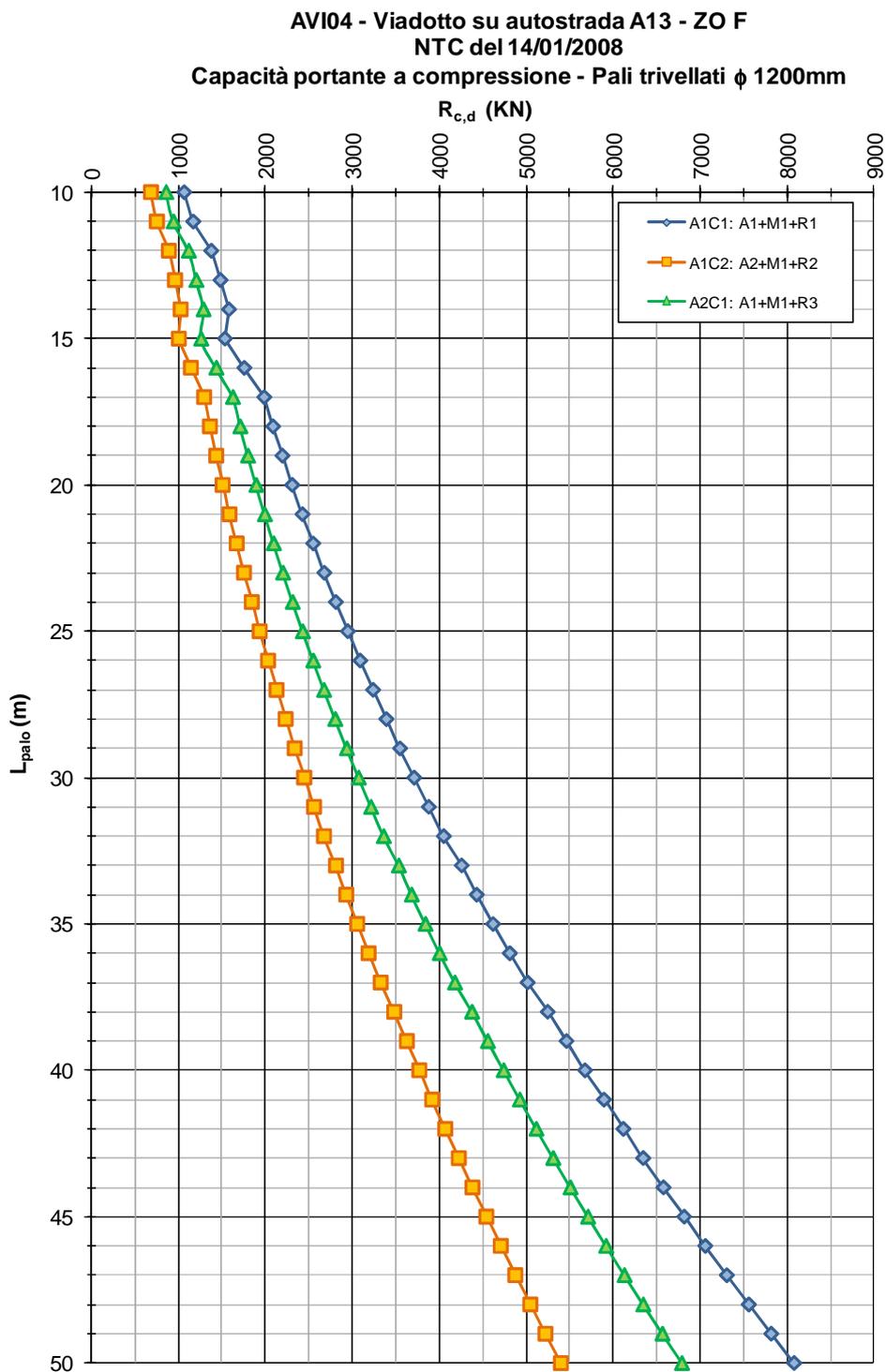
Si ribadisce che il dimensionamento dei Pali verrà effettuato mediante l'analisi di par. 6.2.

6.4.1.1. Verifiche Geotecniche

Portanza Verticale

Alla Figura seguente è riportata la curva di portata per un palo Ø1200 nel suolo in questione.

Fig. 6.4-1



L'approccio di riferimento geotecnico è: A2C1 (curva Verde).

Dal par. 6.2.4 si è ottenuto che la massima azione di compressione N_{sd} è pari a 3172 kN (Fase Sismica), mentre l'azione verticale globale massima è pari a 98.486 kN (Fase Statica).

Devono essere effettuate due verifiche:

Palo Singolo

L'azione verticale massima deve essere confrontata con le curve di portanza di cui sopra.

Dalla figura precedente si ottiene che un palo di lunghezza 32.0 m ha una portanza:

$$R_{c,d} \cong 3364 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{sd} = 1.06 > 1.0$$

Pali in Gruppo

L'azione verticale globale massima deve essere confrontata con la portanza del gruppo.

Dalla Relazione Geotecnica si ha che i pali sono posti in: Materiale coesivo. Conseguentemente -interassi pari a 2.5ϕ (simbologia da Relazione citata):

$$Q_B = 2 \cdot (B + h) \cdot \sum_1^n \tau_i \cdot L_i + B \cdot h \cdot N_c \cdot C_u$$

$$B = 8.40 \text{ m}; h = 39.65 \text{ m}; L = 32.00 \text{ m}; L/B = 3.8; h/B = 4.7 \Rightarrow N_c = 13 \text{ kPa}$$

$$\tau_{med} = 3000 / (32.0 \cdot 3.77) = 25 \text{ kPa} \quad (3000 \text{ kN: portanza a trazione del palo)}$$

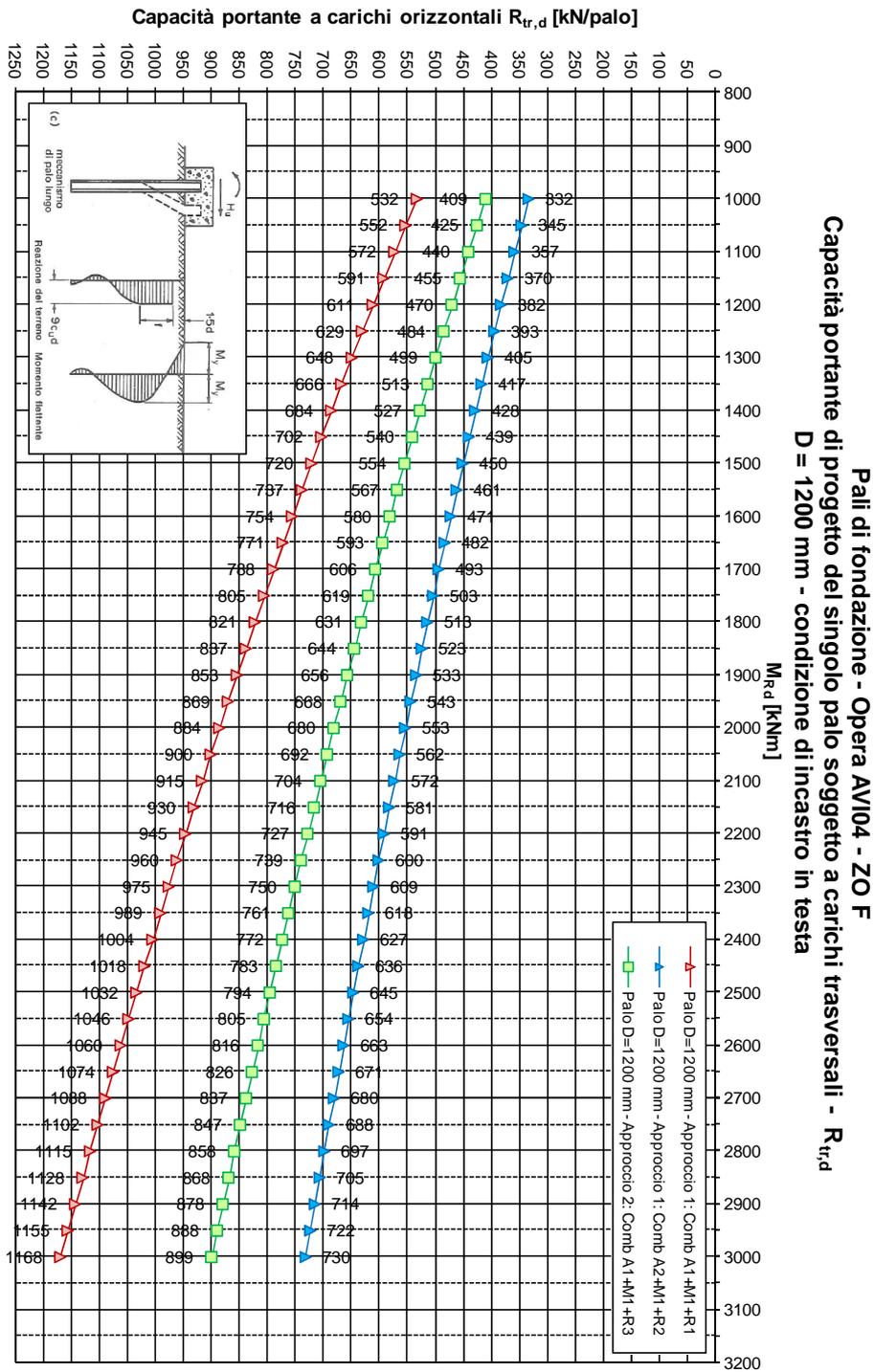
$$Q_B = 2 \cdot (8.4 + 39.65) \cdot 25.0 \cdot 32.0 + 8.4 \cdot 39.65 \cdot 13 \cdot 65.33 = 76880 + 282865 = 359745 \text{ kN} > 98486 \text{ kN}$$

Si conferma quindi la lunghezza pari a : $L_{palo} = 32.0 \text{ m}$

Portanza Orizzontale

Alla Figura seguente è riportata la curva di portata per il palo di cui sopra.

Fig. 6.4-2



Dal par. 6.2.4 si è ottenuto che la massima azione tagliante V_{sd} è pari a 746 kN (Fase Sismica).

Anche in questo caso va condotta una doppia verifica.

Palo singolo

Non vengono applicati coefficienti riduttivi alla curva di portanza.

La portanza orizzontale $R_{r,d} = V_{sd}$ viene raggiunta in corrispondenza di un Momento Ultimo pari a circa:

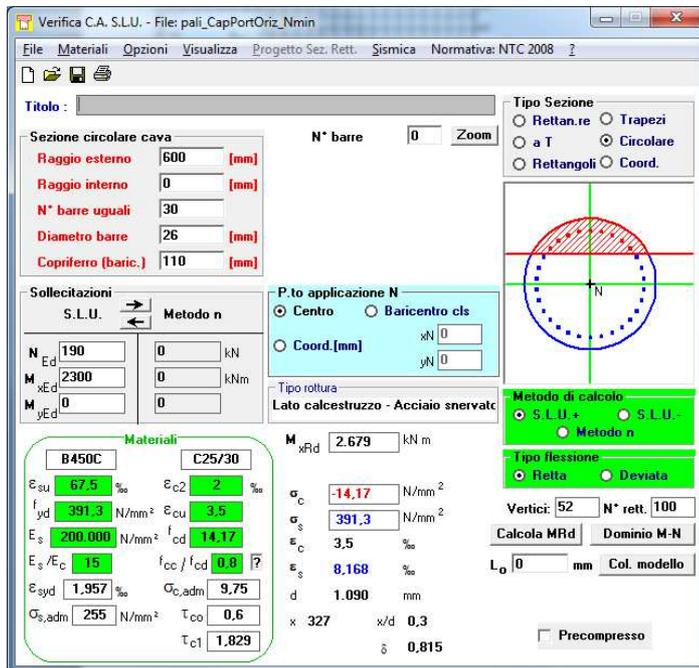
$$M_u = 2300 \text{ kNm}$$

Tale momento va raggiunto in corrispondenza dell'azione verticale minima nei pali, per la situazione nella quale si attinge il valore del taglio massimo preso in considerazione:

$$N_{\min} \cong 190 \text{ kN}$$

Si ha:

Fig. 6.4-3



Risultano necessari n°30 Ø26.

Pali in gruppo

Viene applicato un coefficiente minore dell'unità (si assume 0.7 in accordo alla Relazione Geotecnica) per tenere conto dell'effetto Gruppo. La resistenza da raggiungere risulta pari quindi a :

$$R_{tr,d} = 746/0.7 = 1065 \text{ kN}$$

In definitiva la portanza orizzontale $R_{tr,d} = V_{sd}$ viene raggiunta in corrispondenza di un Momento Ultimo pari a circa:

$$\Delta M = 1000 * (1065-899)/(899-680) = 758 \text{ kNm}$$

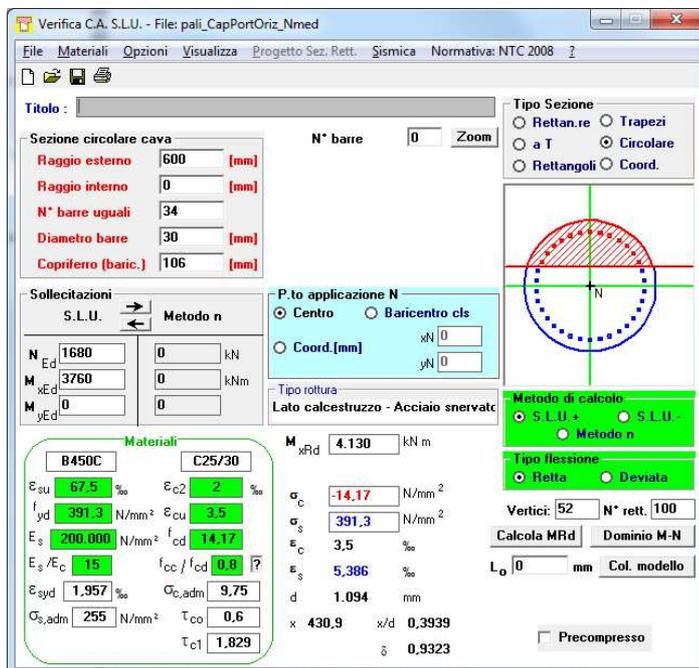
$$M_u = 3000 + \Delta M = 3760 \text{ kNm}$$

Tale momento va raggiunto in corrispondenza dell'azione verticale media nei pali, sempre per la situazione nella quale si attinge il valore del taglio massimo preso in considerazione:

$$N_{med} = 65483/39 = 1680 \text{ kN}$$

Si ha:

FIG. 6.4-4

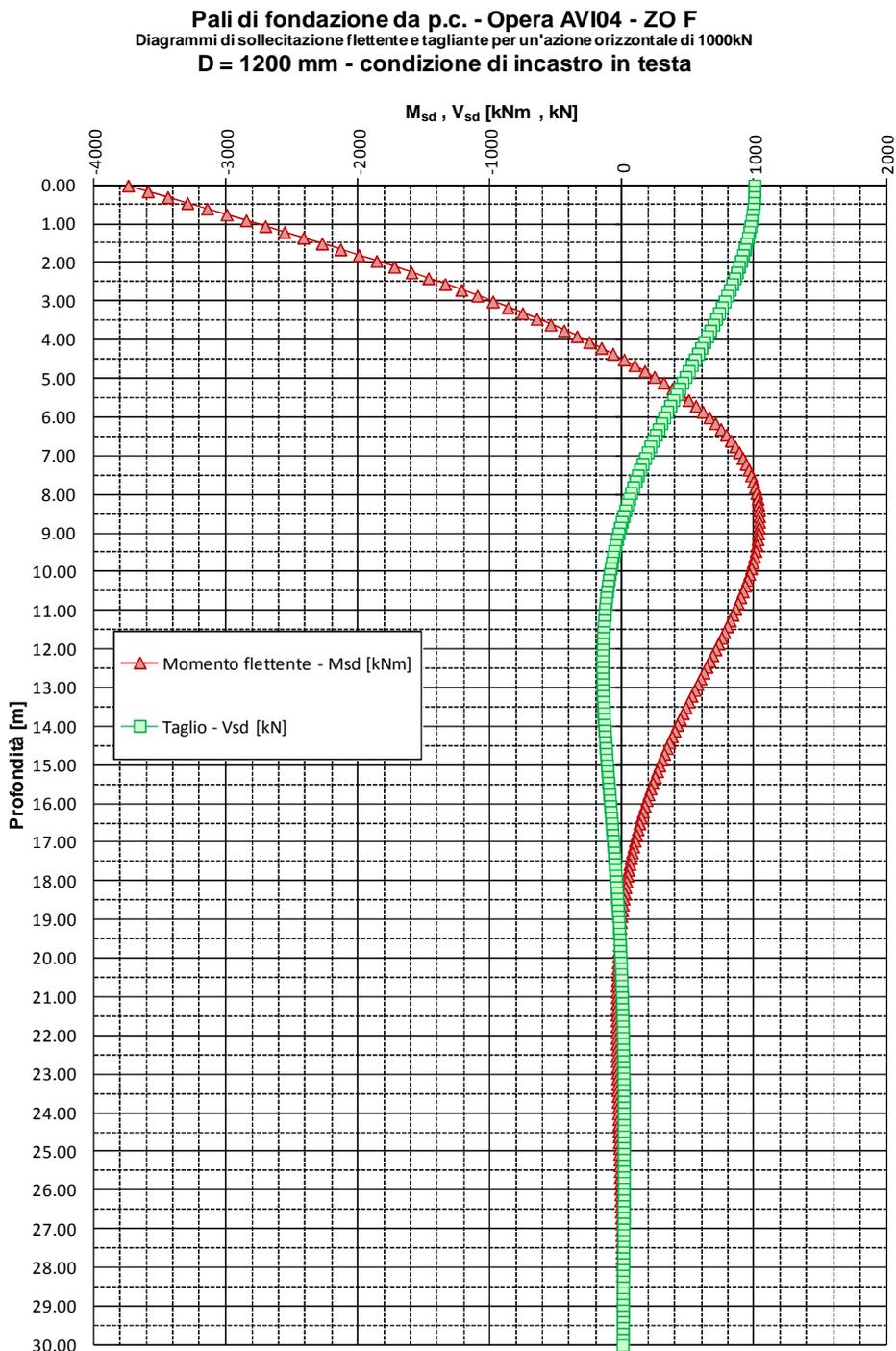


Risultano necessari n°34 Ø30 (2.1%).

6.4.1.2. Verifiche SLU: Taglio

Si riportano le curve di sollecitazione per azione tagliante unitaria in testa.

FIG. 6.4-5



Si opera in conformità a quanto dichiarato al par. 5.1.10.2

Le azioni vengono amplificate con un coefficiente pari a 1.2 in accordo a quanto indicato in Relazione Geotecnica, per tenere conto dell'effetto gruppo.

Verifica lato Acciaio

L'espressione

$$V_{Rsd} = \cot(\theta) \cdot 0.68 \cdot \varnothing \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} ; \text{dove } \varnothing = 1200 \text{ mm e } f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}_2$$

assume i seguenti valori per armature e passi variabili:

TAB. 6.4-1

Palo \varnothing 1200		cot θ = 1.0	cot θ = 1.5	cot θ = 2.0	cot θ = 2.5
\varnothing - mm	s - mm	V_{Rsd} - kN			
10	200	251	376	502	627
10	100	502	752	1.003	1.254
12	200	361	542	722	903
12	100	722	1.083	1.444	1.806
16	200	642	963	1.284	1.605
16	100	1.284	1.926	2.568	3.210
20	200	1.003	1.505	2.006	2.508
20	100	2.006	3.009	4.012	5.016

Dalla fig. precedente emerge che il taglio in testa ($746 \cdot 1.2 = 895$ kN) si riduce al 60% dell'azione in testa (537 kN) a quota -4.0 m, per poi scendere a valori inferiori al 20% dell'azione in testa (179 kN) a quote inferiori a -7.0m

Conseguentemente – assumendo $\cot\theta = 2.0$ - si adotta una staffatura:

da testa a quota -4.0 : **st \varnothing 16/200** $V_{Rsd} = 1284 \text{ kN} > 895 \text{ kN}$

da quota -4.0 a fine palo : **st \varnothing 12/200** $V_{Rsd} = 722 \text{ kN} > 537 \text{ kN}$

Verifica lato CIs.

$$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 7.1 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow V_{Rcd} = 0.68 \cdot 1200^2 \cdot 1.0 \cdot 7.1 \equiv 6952 \text{ kN} \gg V_{Sd}$$

6.4.1.3. Verifiche SLU: Pressoflessione

Si premette che il meccanismo di rottura ipotizzato nell'estrapolazione delle curve di capacità portante orizzontale presuppone che a collasso si formi una seconda cerniera plastica – oltre a quella in testa – posizionata a circa 3-4Ø. Di conseguenza l'armatura (assai rilevante) inserita per in testa verrà proseguita sino a quota -5.0 m (punto di momento pressoché nullo). Successivamente si armerà in funzione del momento massimo relativo ottenibile dalla figura precedente (quota -9.5m).

Dai valori SLU di TAB. 6.2-8 e tenendo conto della figura precedente si ha:

TAB. 6.4-2

SLU					
Quota 0,0			N _{max} - kN	N _{min} - kN	M - kNm
Ceff. 'M' da Taglio		3,80			
SLU - Sismica kv+			3.172	369	3.401
SLU - Sismica kv-			2.986	190	3.401
SLU - Statica - 1			3.058	1.993	899
SLU - Statica - 2a			3.019	2.032	912
Quota -9,0					
Ceff. 'M' da Taglio		1,05			
			N _{max} - kN	N _{min} - kN	M - kNm
SLU - Sismica kv+			3.172	369	940
SLU - Sismica kv-			2.986	190	940
SLU - Statica - 1			3.058	1.993	248
SLU - Statica - 2a			3.019	2.032	252

E' immediato constatare che è superfluo prendere in conto le combinazioni statiche.

Altrettanto dicasi per la verifica della sezione di sommità: essa è stata già dimensionata (Fig. 6.4-3 e Fig. 6.4-4) per sollecitazioni flettente nettamente superiori e sollecitazioni normali uguali quelle della tabella.

In definitiva resta da verificare la sezione a quota -9.0 m, per la condizione peggiorativa di sforzo normale minimo.

Si trascura – a favore di sicurezza - il modesto incremento di sforzo normale dovuto al peso proprio del palo.

Nell'effettuazione della verifica a presso flessione si assume :

Diametro palo : 1200 mm ; ricoprimento barra : 75+16 = 91 mm (*)

(*) Si adotterà un copriferro (in asse barra) costantemente pari a 110 mm.

L'armatura generica sarà compresa tra 0.3÷4% e della sezione effettiva :

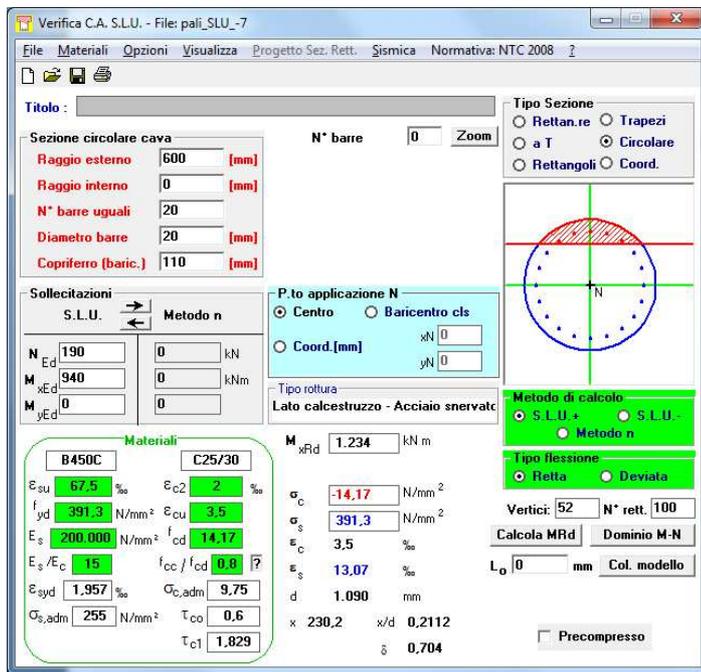
$$0.003 \cdot \pi \cdot 600^2 = 3500 \text{ mm}^2; 0.04 \cdot \pi \cdot 600^2 = 45000 \text{ mm}^2$$

Da quota 0.0 a quota -5.0 (L_{barra} 6.0m)

n°34 Ø30

Sollecitazione a quota -9.0 m - Da quota -4.0 a quota -16.0 (L_{barra} 12.0m)

Fig. 6.4-6



n°20 Ø20

Da quota -15.0 a fine palo (L_{barra} 12.0+5.0m)

n°12 Ø20

6.4.1.4. Verifiche SLE: Fessurazione

Si procede in analogia al paragrafo precedente, sempre amplificando le sollecitazioni del 20%.

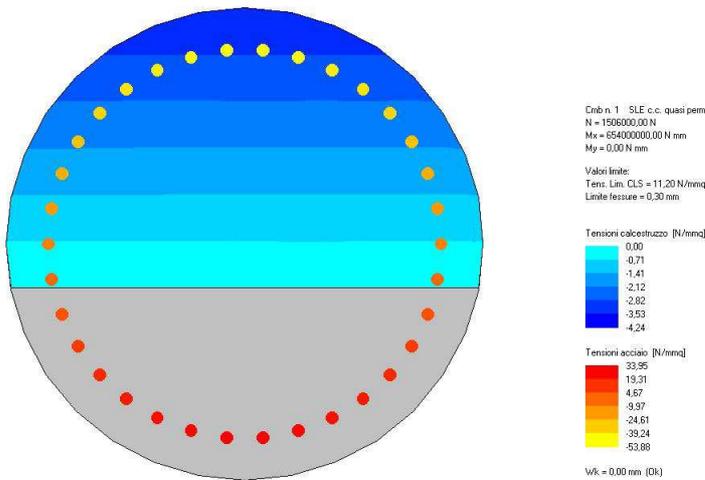
TAB. 6.4-3

SLE				
	Quota 0,0		N_{max} - kN	N_{min} - kN
SLE - 2a			2.230	1.506
	Quota -9,0		N_{max} - kN	N_{min} - kN
SLE - 2a			2.230	1.506
				M - kNm
				654
				181

Fig. 6.4-7

Da quota 0.0 a quota -5.0 (L_{barra} 6.0m)

Armatura: 34Ø30

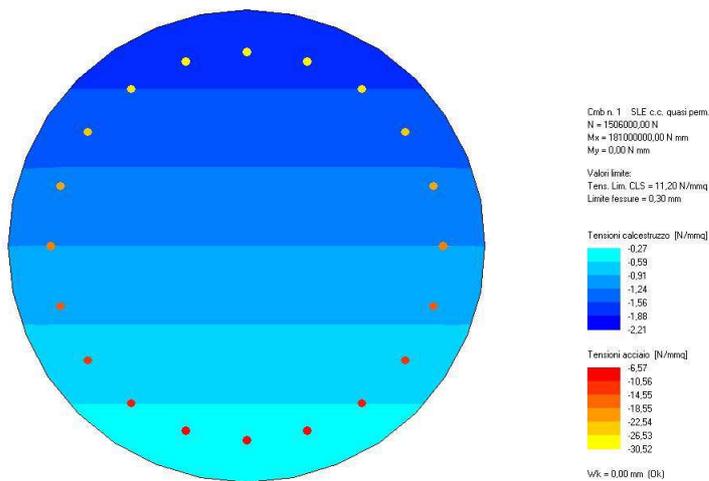


Verifica soddisfatta

Da quota -4.0 a quota -16.0 (L_{barra} 12.0m)

Armatura 20Ø20: verifica soddisfatta.

Fig. 5.4-8



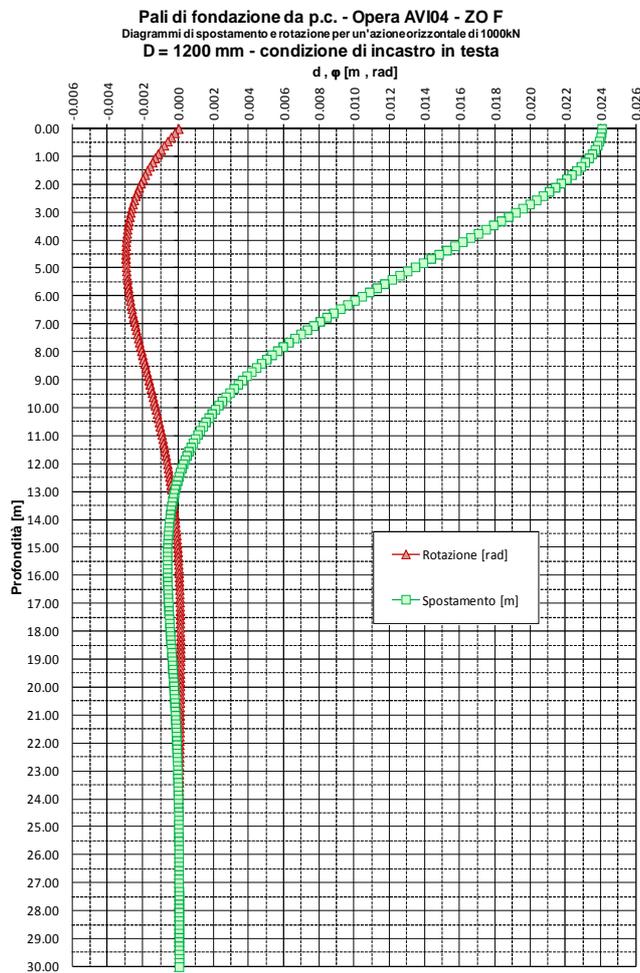
Da quota -15.0 a fine palo (L_{barra} 12.0 + 5.0 m)

Si arma con n°12 Ø20 (0.33%).

6.4.1.5. Verifiche SLE: Deformazioni

Si riportano le curve di deformazione per azione tagliante unitaria in testa.

FIG. 6.4-9



Conseguentemente (si assumono le sole azioni peggiorative SLE) la deformazione effettiva risulta:

TAB. 6.4-4

DEFORMAZIONI		
Quota	0,0	H - kN
SLE - 2a		172
Coeff. 'η' da Taglio		0,024
η max - mm		4

La deformazione viene ritenuta compatibile con la funzionalità dell'opera.

6.4.2. Orecchie

6.4.2.1. Azioni – SLU

L'Orecchia, come da fig.1-2, ha spessore 0.4m, lunghezza 3.5m, altezza minore 1.0m e maggiore 3.3m.

Come già detto al par.5.1.9 si assume la massima accelerazione di progetto valida per l'insieme delle opere. Questa, valutata per lat 44.7925 long 11.4197 (Opera APO19, Cat. Suolo D), vale:

$$a_g = 0.376$$

Inserendo tale valore nelle espressioni di par.5.1.3, comporta:

$$k_v = 0.188 ; \theta_{\min} = 17.6^\circ \Rightarrow k_E = 0.592 ; \theta_{\max} = 24.86^\circ \Rightarrow k_E = 0.445$$

$$k_E = \text{MAX}[0.592*(1-0.188) ; 0.445*(1+1.188)] = 0.53$$

Ciò premesso, nella Fase Statica l'Orecchia è soggetta, oltre che al peso proprio:

- ad un regime di pressione uniforme 'p' - dovuta al sovraccarico agente sul terrapieno:

$$p = 1.50*0.38*25.0 = 1.50*9.5 = 14.3 \text{ kN/m}^2$$

- ad un regime di pressioni linearmente variabili con la profondità 'q' – dovute alla spinta delle terre, trascurando il contributo di resistenza fornito dal cono di terreno anteriore - il cui valore massimo vale, in corrispondenza degli spigoli corrispondenti all'altezza di 1.0 e 3.3 m:

$$q_{(1.0)} = 1.35*0.38*19.5*1.0 = 1.35*7.4 = 10.0 \text{ kN/m}^2 ; q_{(3.3)} = 1.35*0.38*19.5*3.3 = 1.35*24.4 = 33.0 \text{ kN/m}^2$$

Nella Fase Sismica l'Orecchia è soggetta, oltre che al peso proprio:

- ad un regime di pressione uniforme 'p' - dovuta all'inerzia:

$$p = 0.376*25*0.5 = 4.7 \text{ kN/m}^2 \ll 14.3 \text{ kN/m}^2$$

- ad un regime di pressioni linearmente variabili con la profondità 'q' – dovute alla spinta di Mononobe - il cui valore massimo vale, in corrispondenza degli spigoli corrispondenti all'altezza di 1.0 e 3.3 m:

$$q_{(1.0)} = 0.53*19.5*1.0 = 10.3 \text{ kN/m}^2 \cong 10.0 \text{ kN/m}^2 ; q_{(3.3)} = 1.0*0.53*19.5*3.3 = 34.1 \text{ kN/m}^2 \cong 33.0 \text{ kN/m}^2$$

Una comparazione delle azioni omologhe nelle due Fasi mostra che quelle Statiche sono peggiorative. Di conseguenza si procederà con l'analisi della sola Fase Statica.

6.4.2.2. Azioni – SLE

Dal paragrafo precedente si ha:

$$p = 9.5 \text{ kN/m}^2 ; \quad q_{(1.0)} = 7.4 \text{ kN/m}^2 ; q_{(3.3)} = 24.4 \text{ kN/m}^2$$

6.4.2.3. Sollecitazioni e Verifiche – SLE

L'Orecchia viene assunta come incastrata lungo la dimensione verticale maggiore.

Convenzioni - Asse X: orizzontale (Asse 1-1) ; Asse Y: verticale (asse 2-2).

Il pedice della sollecitazione flettente indica l'asse momento.

Fig. 6.4-10 N1-1 (Nx)

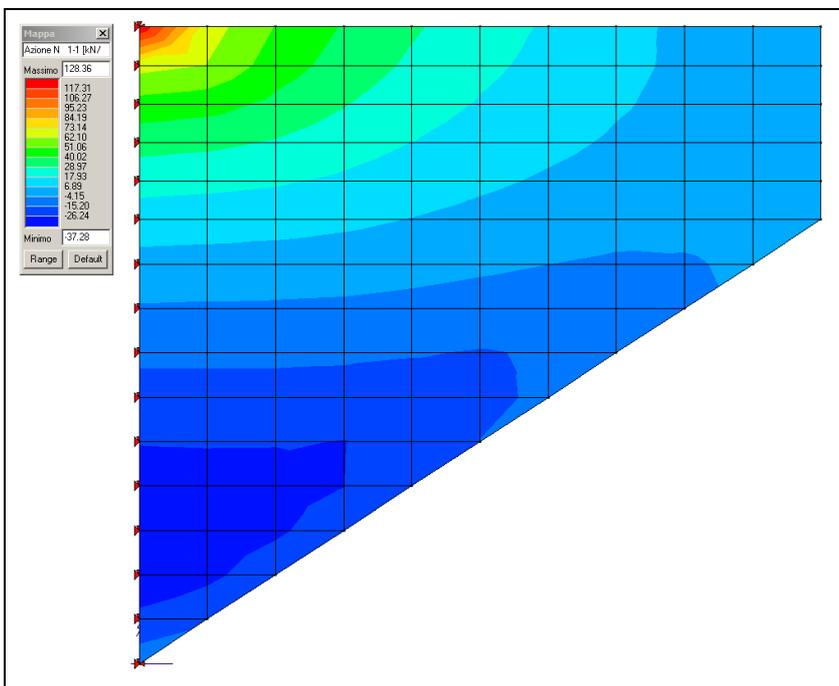


FIG. 6.4-11 M1-1 (My)

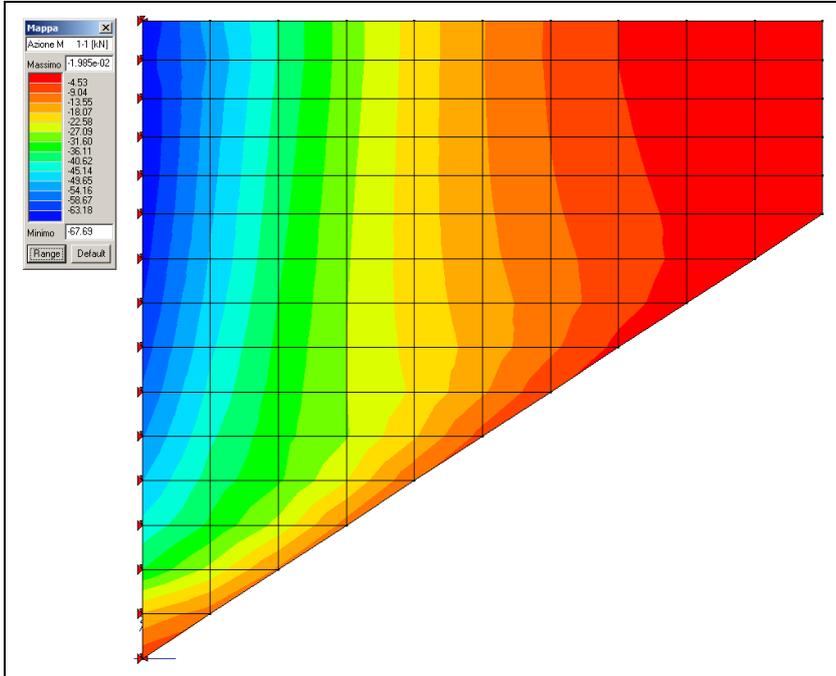
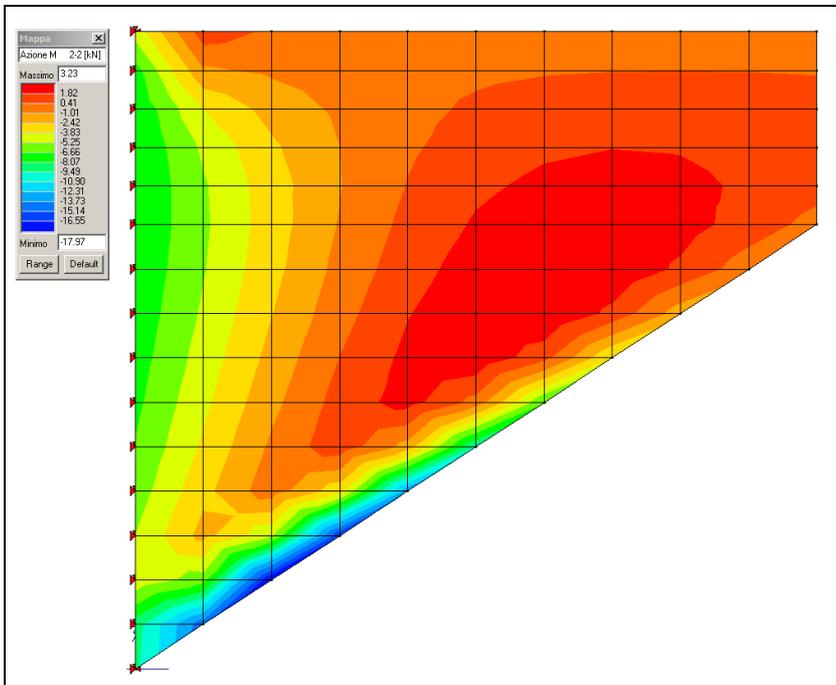


FIG. 6.4-12 M2-2 (Mx)



La sollecitazione flettente ad asse momento orizzontale risulta inessenziale e non verrà preso in conto.

La massima sollecitazione flettente ad asse momento verticale risulta pari a 68 kNm/m.

Lì dove essa viene attinta (primo metro verticale in corrispondenza del lato incastrato) sussiste uno sforzo di trazione il cui valore medio (elementi di dimensione verticale pari a 0.20 m) vale circa:

$$N_{med} = (128+6)/2 = 67 \text{ kN/m}$$

Si ipotizza in prima approssimazione un'armatura tesa costituita da $\varnothing 16/200$.

TAB. 6.4-5

Verifica a fessurazione [NTC 08 - par.4.1.2.2.4.1; 4.1.2.2.4.6; 11.10.1.2]	valore	unità	Note / Limitazioni
Materiali			
Acciaio B450C			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : f_{ck}	35	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche			
b : Base	1'000	mm	
h : Altezza	500	mm	
r : Ricoprimento barre tese	60	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	60	mm	
n° barre armatura tesa	5		
ϕ : Diametro medio armatura tesa	16	mm	
A_s : Armatura tesa	1'005	mm ²	
i : Interasse barre tese	200	mm	
c : Copriferro barre tese [r+ ϕ /2]	68	mm	
n° barre armatura compressa	5		
ϕ' : Diametro medio armatura compressa	12	mm	
A_s' : Armatura compressa	565	mm ²	
c' : Copriferro barre compresse [r'+ ϕ /2]	66	mm	
n : Coefficiente omogeneizzazione	15		
Sollecitazioni			
M : Momento flettente	68.0	kNm	
N : Sforzo normale	-67.0	kN	
E _s : modulo elasticità acciaio	210'000	N/mm ²	
Coefficiente di viscosità φ	0.0		0 : breve durata; 1,5: lunga durata
E _{cm} = [22000*((f_{ck} +8)/10) ^{0,3}](1+ φ)	34'077	N/mm ²	
α = E _s /E _{cm}	6.16		rapporto moduli elastici
Verifica a pressoflessione			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	56	mm	
σ_c : Tensione calcestruzzo	4.88	N/mm ²	
σ_s : Tensione acciaio teso	200.65	N/mm ²	
σ_s' : Tensione acciaio compresso	-6.22	N/mm ²	
Elementi di calcolo sezione soggetta a (N,M)			
u = M/N - h/2	-1265	mm	NO!
d = h-c+u	-833	mm	
d' = c'+u	-1199	mm	
p = u ² *2*n*(A' _s *d'+A _s *d)/b	1.62E+06	mm ²	
q = u ³ *3*n*(A' _s *d'+A _s *d ²)/b	-2.05E+09	mm ³	
Q = (-p) ³ +q ²	2.18E+02	mm ⁶	
z	-1209	mm	
y = z - u	0.00000		
S _n = b*y ² /2 + n*A' _s *(y-c')-n*A _s *(h-c-y)	-7.73E+05	mm ³	
Verifica allo stato limite di formazione delle fessure			
Momento di formazione delle fessure "M_{fed}"			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+ α *(A _s +A' _s)]	509'680	mm ²	
S : momento statico	1.27E+08	mm ³	
Y _o : baricentro [S/A]	249	mm	
J : momento d'inerzia	1.07E+10	mm ⁴	
W : modulo resistenza [J/Y _g]	4.31E+07	mm ³	
f _{ctm}	3.21		
σ_c : f _{ctm} /1,2	2.67	N/mm ²	
M _{fess} = (σ_c + N/A)*W	109.7	kNm	
M_{fess} > M : OK			

Il Momento di prima fessurazione risulta maggiore del Momento sollecitante.

6.4.2.4. Sollecitazioni e Verifiche – SLU

FIG. 6.4-13 N1-1 (Nx)

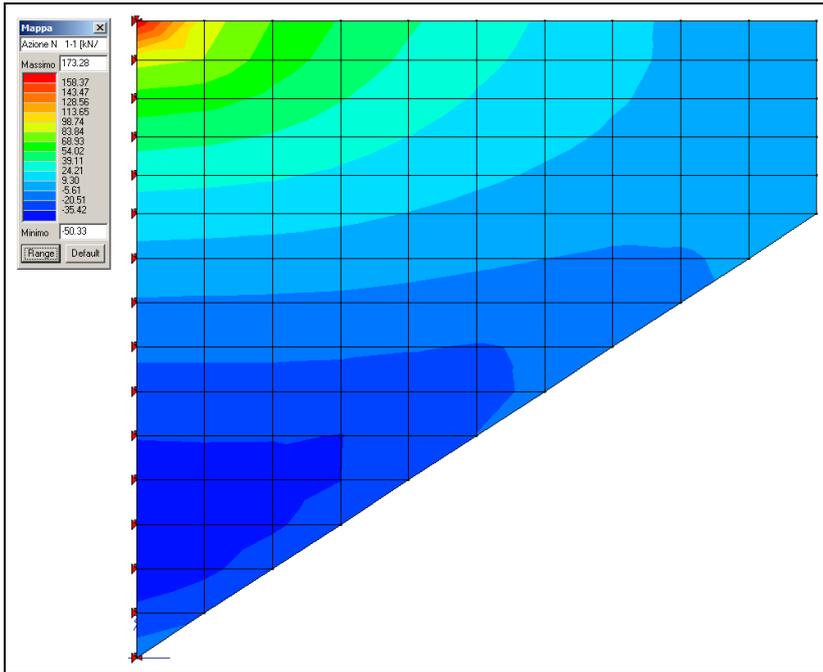


FIG. 6.4-14 M1-1 (My)

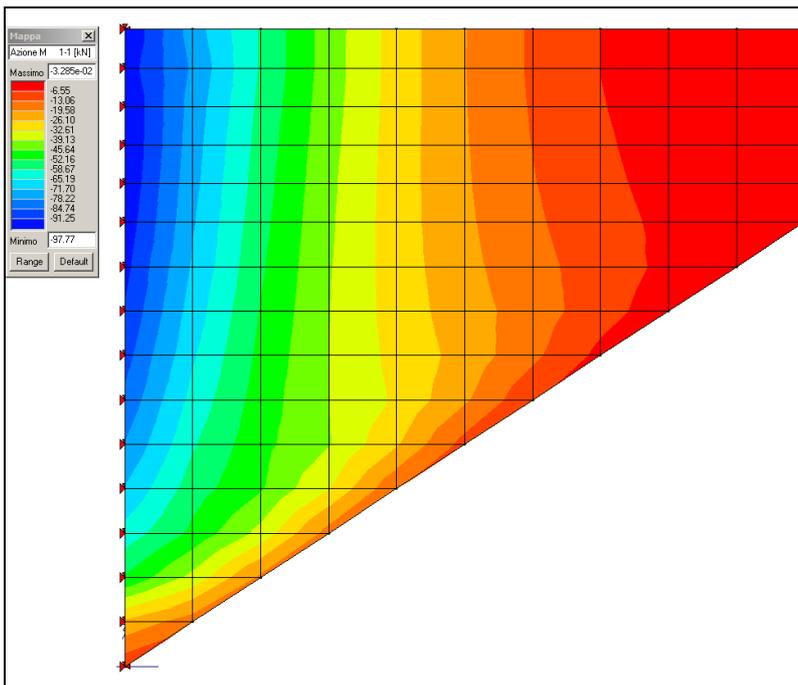


FIG. 6.4-15 V1-3

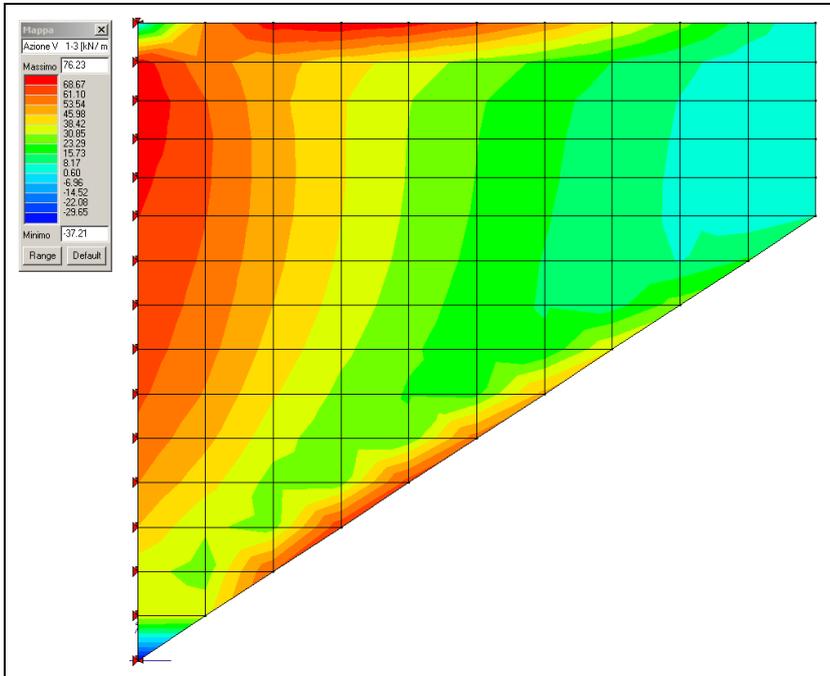
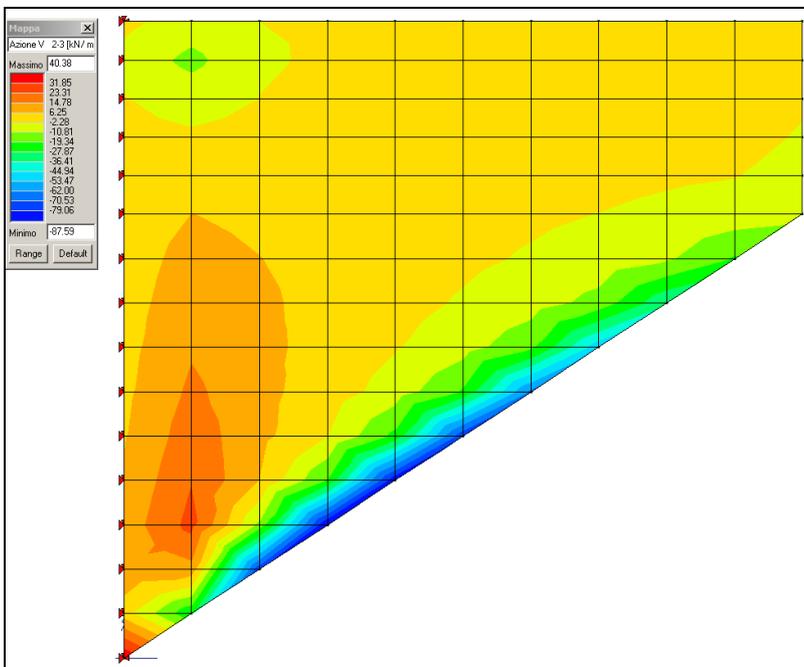


FIG. 6.4-16 V2-3



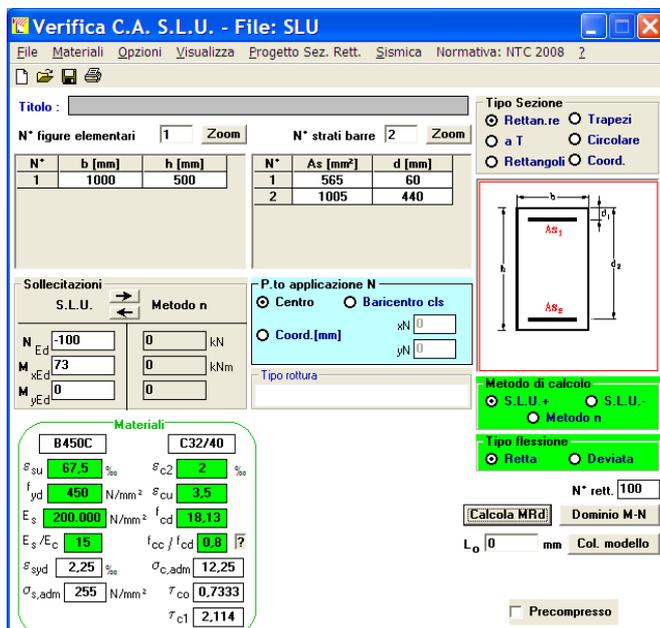
Verifica a Tensoflessione

La massima sollecitazione flettente ad asse momento verticale risulta pari a 98 kNm/m.

Lì dove essa viene attinta (primo metro verticale in corrispondenza del lato incastrato) sussiste uno sforzo di trazione il cui valore medio (elementi di dimensione verticale pari a 0.20 m) vale circa:

$$N_{med} = (173+68)/2 = 120 \text{ kN/m}$$

FIG. 6.4-17



L'armatura ipotizzata nella verifica SLE viene confermata.

Verifica a Taglio

La massima sollecitazione tagliante vale: 86 kN/m

TAB. 6.4-6

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - V_{Sd}	86	kN	
base b_w	1000	mm	
altezza h	500	mm	
n° barre armatura tesa	5		
φ diametro medio armatura tesa	16	mm	
A _{sl} (tesa)	1005	mm ²	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	68	mm	
altezza utile d	432	mm	
pl	0.00233		
N _{sd} (positiva se di compressione)	0	kN	
A _c	500000	mm ²	
σ _{cp}	0.000	MPa	
f _{ck}	32	MPa	
γ	1.50		
ingranamento inerti = k	1.680		
VR _d	170.1	kN	
v _{min}	0.43	kN	
	186.3	kN	
VR_d	186	kN	[eq 4.1.14]
	OK		

Non risulta necessaria armatura specifica a Taglio.

6.4.3. Paraghiaia

Analogamente a quanto sviluppato per l'Orecchia anche il paraghiaia (spessore 0.60 m) viene trattato in base alla massima accelerazione di progetto valida per l'insieme delle opere.

$$a_g = 0.376 ; k_v = 0.188 ; k_E = 0.53$$

Considerato che l'altezza del paraghiaia è condizionato dall'altezza della trave e che questa può arrivare a 3.0 m, si sviluppa un'analisi di validità generale per altezze di paraghiaia sino a 4.3 m.

Volendo attribuire alla presente trattazione una validità generale per tutti i paraghia presenti su spalle che sostengono impalcati in acciaio, chiuse o aperte che siano:

- si assume un coefficiente di spinta peggiorativo valutato in condizioni 'a riposo' ($1 - \sin 38^\circ = 0.38$), da prendersi in conto in realtà solo per le spalle chiuse
- si considera l'inerzia del terreno inscatolato (per una lunghezza retrostante pari a 4.15 m), da prendersi in conto in realtà solo per le spalle chiuse.
- Le sollecitazioni sono sempre riferite ad una fascia di profondità pari a 1,0 m.

6.4.3.1. Sollecitazioni – SLU: Fase Sismica

- Azioni verticali

$$\text{Peso proprio} : 25 \cdot 0.60 \cdot 4.3 = 64.3 \text{ kN}$$

- Azioni orizzontali

$$\text{Peso proprio} : q = 0.376 \cdot 25 \cdot 0.60 = 5.6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Terreno inscatolato} : q = 0.376 \cdot 19.5 \cdot 4.15 = 30.4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Spinta delle terre} : q_{\max} = 19.5 \cdot 0.53 \cdot 4.3 = 44.4 \text{ kN/m}$$

- Sollecitazioni alla base

$$N = 64.3 \text{ kN} ; \quad H = (5.6 + 30.4) \cdot 4.3 + 44.4 \cdot 4.3 / 2 = 246.4 \text{ kN}$$

$$M = (5.6 + 30.4) \cdot 4.3^2 / 2 + 44.4 \cdot 4.3^2 / 6 = 461.3 \text{ kNm}$$

6.4.3.2. Sollecitazioni – SLU: Fase Statica

- Azioni verticali

Peso proprio : 64.3 kN/m

Azione $Q_{1k} = 300$ kN (n°2 carichi posti a distanza trasversale 2.0 m)

- Azioni orizzontali

Spinta delle terre : $q_{max} = 19.5 \cdot 0.38 \cdot 4.3 = 31.9$ kN/m

Sovraccarico : $q = 25.0 \cdot 0.38 = 9.5$ kN/m

Azione di Frenatura : $H = 180$ kN

- Sollecitazioni alla base

Si considera una diffusione delle azioni concentrate a 45°

Di conseguenza i carichi Q_{1k} vengono considerati agenti su una lunghezza trasversale pari a:

$$B1 = 2.0 + 2 \cdot 4.3 = 10.6 \text{ m}$$

mentre l'azione da Frenatura viene considerata agente su una lunghezza trasversale pari a:

$$B2 = 2 \cdot 4.3 = 8.6 \text{ m}$$

$$N = 1.35 \cdot 64.3 + 1.35 \cdot 300 / 10.6 = 125.0 \text{ kN/m}$$

$$H = 1.35 \cdot 31.9 \cdot 4.3 / 2 + 1.50 \cdot 9.5 \cdot 4.3 + 1.35 \cdot 180 / 8.6 = 182.1 \text{ kN/m}$$

$$M = 1.35 \cdot 31.9 \cdot 4.3^2 / 6 + 1.50 \cdot 9.5 \cdot 4.3^2 / 2 + 1.35 \cdot 180 \cdot 4.3 / 8.6 = 386.0 \text{ kN/m}$$

6.4.3.3. Sollecitazioni – SLE

$$N = 64.3 + 300 / 10.6 = 92.6 \text{ kN/m}$$

$$M = 31.9 \cdot 4.3^2 / 6 + 9.5 \cdot 4.3^2 / 2 + 180 \cdot 4.3 / 8.6 = 276.0 \text{ kN/m}$$

6.4.3.4. Verifiche SLE: Fessurazione

Si ipotizza in prima approssimazione un'armatura verticale costituita da $\varnothing 20/100$ controterra e $\varnothing 16/200$ all'esterno

TAB. 6.4-7

Verifica a fessurazione [NTC 08 - par.4.1.2.2.4.1; 4.1.2.2.4.6; 11.10.1.2]	valore	unità	Note / Limitazioni
Materiali			
Acciaio B450C			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : f_{ck}	35	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche			
b : Base	1.000	mm	
h : Altezza	600	mm	
r : Ricoprimento barre tese	70	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	70	mm	
n° barre armatura tesa	10		
ϕ : Diametro medio armatura tesa	20	mm	
A_s : Armatura tesa	3.142	mm ²	
i : Interasse barre tese	100	mm	
c : Copriferro barre tese [r+ ϕ /2]	80	mm	
n° barre armatura compressa	5		
ϕ' : Diametro medio armatura compressa	16	mm	
A'_s : Armatura compressa	1.005	mm ²	
c' : Copriferro barre compresse [r'+ ϕ' /2]	78	mm	
n : Coefficiente omogeneizzazione	15		
Sollecitazioni			
M : Momento flettente	276,0	kNm	
N : Sforzo normale	92,6	kN	
E_s : modulo elasticità acciaio	210.000	N/mm ²	
Coefficiente di viscosità ϕ	0,0		0 : breve durata; 1,5: lunga durata
$E_{cm} = [22000*((f_{ck}+8)/10)^{0,3}](1+\phi)$	34.077	N/mm ²	
$\alpha = E_s/E_{cm}$	6,16		rapporto moduli elastici
Verifica a pressoflessione			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	131	mm	
σ_c : Tensione calcestruzzo	9,20	N/mm ²	
σ_s : Tensione acciaio teso	169,05	N/mm ²	
σ'_s : Tensione acciaio compresso	21,96	N/mm ²	
Elementi di calcolo sezione soggetta a (N,M)			
$u = M/N - h/2$	2681	mm	>-h/3
d = h-c+u	3201	mm	
d' = c'+u	2759	mm	
$p = u^2 \cdot 2 \cdot n \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d) / b$	7,03E+06	mm ²	
$q = u^2 \cdot 3 \cdot n \cdot (A'_s \cdot d'^2 + A_s \cdot d^2) / b$	1,85E+10	mm ³	
$Q = (-p)^3 + q^2$	2,18E+02	mm ⁶	
z	2811	mm	
	0,00000		
y = z - u	131	mm	
$S_n = b \cdot y^2 / 2 + n \cdot A'_s \cdot (y - c') - n \cdot A_s \cdot (h - c - y)$	1,31E+06	mm ³	
Verifica allo stato limite di formazione delle fessure			
Momento di formazione delle fessure "$M_{f,crd}$"			
A : Area sezione omogeneizzata [$b \cdot h + \alpha \cdot (A_s + A'_s)$]	625.555	mm ²	
S : momento statico	1,85E+08	mm ³	
Y_o : baricentro [S/A]	295	mm	
J : momento d'inerzia	1,92E+10	mm ⁴	
W : modulo resistenza [J/Yg]	6,51E+07	mm ³	
f_{ctm}	3,21		
$\sigma_t = f_{ctm} / 1,2$	2,67	N/mm ²	
$M_{f,crd} = (\sigma_t + N/A) \cdot W$	183,8	kNm	
Mfess < M : occorre procedere a verifica di apertura fessure			

Verifica allo stato limite di apertura delle fessure	valore	unità	Note / Limitazioni
Elementi preparatori			
A_{cl} : Area "effettiva" cls = $\text{Min}[b*(2,5*(h-d)); b*(h-y)/3 ; b*h/2]$	156.468	mm ²	
D : rapporto (armatura tesa) / (area effettiva cls)	0,0201		
w_{amm} : apertura ammissibile fessura	0,20	mm	
E_s : modulo elasticità acciaio	200.000	N/mm ²	
i_s : distanza tra barre tese min	100	mm	
k_s	0,4		0.6: breve durata; 0.4: lunga durata
k_1	0,80		barre aderenza migliorata
k_2	0,50		flessione
k_3	3,40		
k_4	0,425		
Distanza media tra le fessure "s_{rm}"			
limite spaziatura barre : $5*(r+\phi/2)$	400	mm	
controllo spaziatura	100	mm	OK
Distanza media tra le fessure "Δ_{smax}"			
$\Delta_{smax} = k_3*r + k_1*k_2*k_4*\phi/\rho$	407,3384	%	
Deformazione unitaria media dell'armatura "ϵ_{sm}"			
$\epsilon_{sm} = \text{Max}[(\sigma_s - k_s*f_{ctm}/\rho*(1+\alpha*p))/E_s] ; 0,6*\sigma_s/E_s$	0,0005		
Apertura delle fessure "w_k"			
$w_k = s_{rm}*\epsilon_{sm}$	0,197	mm	<wamm=0.2

La verifica risulta soddisfatta.

6.4.3.5. Verifiche SLU: Taglio

Il Taglio massimo risulta attinto nella Fase Sismica (246.4 kN/m). Si ipotizza in prima approssimazione un'armatura verticale costituita da $\phi 20/100$. Prudenzialmente si trascura l'effetto benefico dell'azione normale di compressione.

TAB. 6.4-8

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - Vsd	246,4	kN	
base bw	1000	mm	
altezza h	600	mm	
n° barre armatura tesa	10		
ϕ diametro medio armatura tesa	20	mm	
Asl (tesa)	3142	mm ²	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	70	mm	
altezza utile d	530	mm	
pl	0,00593		
Nsd (positiva se di compressione)	0	kN	
Ac	600000	mm ²	
σ_{cp}	0,000	MPa	
fck	32	MPa	
γ	1,50		
ingranamento inerti = k	1,614		
VRd	273,8	kN	
vmin	0,41	kN	
	215,2	kN	
VRd	274	kN	[eq 4.1.14]
	ok		

Non risulta necessaria armatura a Taglio.

6.4.3.6. Verifiche SLU: Pressoflessione

FIG. 6.4-18 FASE SISMICA

Verifica C.A. S.L.U. - File: Parag_PSFlex_Sis

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 2

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	600	1	1005	60
			2	3142	540

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 64,3 kN
M_{xEd}: 461,3 kNm
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [mm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} : 67,5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 450 N/mm² ϵ_{cu} : 3,5 ‰
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 18,13 ‰
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² $\sigma_{c,adm}$: 12,25
 τ_{co} : 0,7333 τ_{c1} : 2,114

M_{xRd}: 724,6 kNm

σ_c : -18,13 N/mm²
 σ_s : 450 N/mm²
 ϵ_c : 3,5 ‰
 ϵ_s : 18,45 ‰
 d: 540 mm
 x: 86,11 x/d: 0,1595 δ : 0,7

Metodo di calcolo: S.L.U. S.L.U. Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 mm Col. modello

Precompresso

FIG. 6.4-19 FASE STATICA

Verifica C.A. S.L.U. - File: Parag_PSFlex_Stat

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 2

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	600	1	1005	60
			2	3142	540

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 125 kN
M_{xEd}: 386 kNm
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [mm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} : 67,5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 450 N/mm² ϵ_{cu} : 3,5 ‰
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 18,13 ‰
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² $\sigma_{c,adm}$: 12,25
 τ_{co} : 0,7333 τ_{c1} : 2,114

M_{xRd}: 738,6 kNm

σ_c : -18,13 N/mm²
 σ_s : 450 N/mm²
 ϵ_c : 3,5 ‰
 ϵ_s : 17,71 ‰
 d: 540 mm
 x: 89,12 x/d: 0,165 δ : 0,7

Metodo di calcolo: S.L.U. S.L.U. Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 mm Col. modello

Precompresso

6.4.4. Pareti di risvolto

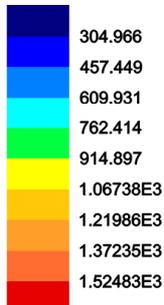
Si premette che, come dichiarato al par. 6.1.7, la pressione conseguente all'inerzia del terreno per sisma agente in direzione trasversale è stata assunta come uniforme lungo l'altezza, con valore pari a quello della larghezza del cuneo di spinta valutata in sommità. In realtà la pressione dovuta al cuneo di spinta ha andamento triangolare lungo l'altezza, con vertice in basso. Di conseguenza le sollecitazioni ottenute sulla parete tramite il Codice di Calcolo sono sovradimensionate.

6.4.4.1. Armature Orizzontali

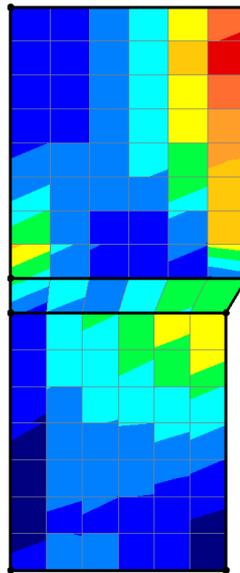
Vengono riportate le sole armature tese (controterra). Il lato dell'orecchia è quello sinistro.

Fig. 6.4-20 - SLU

Combining on: Sy
 ENV_PROGETTO (Min)
 Entity: Armature_Min_\CSic_Cls
 Transformation: Local
 Component: Asx_B_SLU



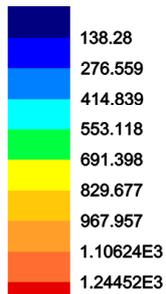
Maximum 1.58557E3 at node 3692 of element 3506
 Minimum 213.226 at node 231 of element 120



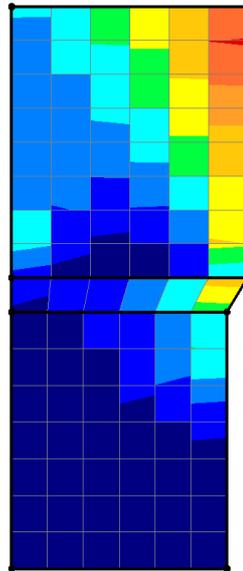
Asx (bottom)

Fig. 6.4-21 - SLE

Combining on: Sy
 ENV_SLE_freq (Min)
 Entity: Armature_Minime
 Transformation: Local
 Component: Asx_B_SLE



Maximum 1.25552E3 at node 1224 of element 3629
 Minimum 11.0 at node 154 of element 46



Asx (bottom)

- Zona superiore di spessore 500 mm

Risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 1586 mm²/m.

Si arma con Ø25/200 (2450 mm²/m). All'esterno si adotta Ø16/200.

- Zona inferiore di spessore 1100 mm

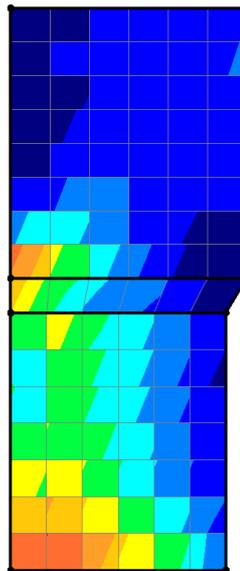
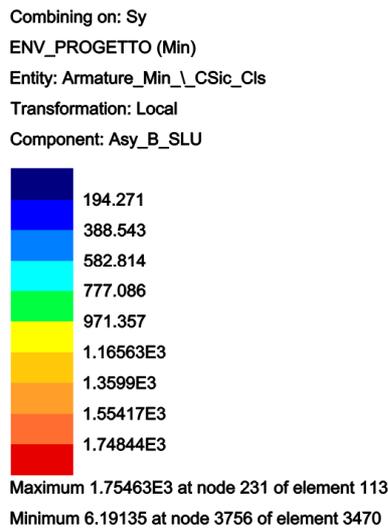
Escludendo le zone interferite dalla discontinuità dello spessore, risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 829 mm²/m.

Si arma con Ø20/200 (1570 mm²/m). All'esterno si adotta Ø16/200.

6.4.4.2. Armature Verticali

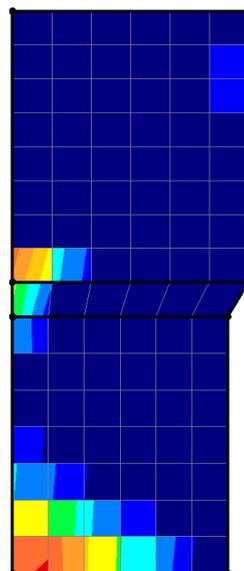
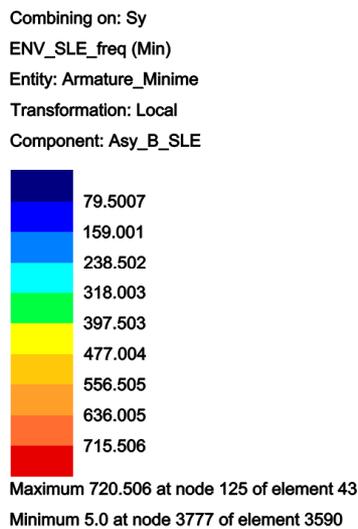
Vengono riportate le sole armature tese (controterra)

Fig. 6.4-22 - SLU



Asy (bottom)

Fig. 6.4-23 – SLE



Asy (bottom)

- Zona superiore di spessore 500 mm

Escludendo le zone interferite dalla discontinuità dello spessore, risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 1166 mm²/m.

Si arma con Ø20/200 (1570 mm²/m). All'esterno si adotta Ø16/200.

- Zona inferiore di spessore 1100 mm

Risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 1554 mm²/m.

Si arma con Ø25/200 (2450 mm²/m). All'esterno si adotta Ø16/200.

6.4.4.3. Taglio

Preliminarmente si determina il taglio limite per il quale non è richiesta armatura specifica (ipotizzando un'armatura tesa minimale).

TAB. 6.4-9 – SPESSORE 500 MM

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

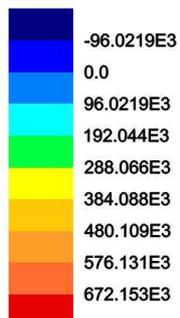
azione tagliante sollecitante - V_{Sd}	142	kN	
base b_w	1000	mm	
altezza h	500	mm	
n° barre armatura tesa	5		
φ diametro medio armatura tesa	20	mm	
Asl (tesa)	1571	mm ²	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	70	mm	
altezza utile d	430	mm	
pl	0,00365		
Nsd (positiva se di compressione)	0	kN	
Ac	500000	mm ²	
σ _{cp}	0,000	MPa	
f _{ck}	35	MPa	
γ	1,50		
ingranamento inerti = k	1,682		
VRd	202,9	kN	
v _{min}	0,45	kN	
	194,2	kN	
VRd	203	kN	[eq 4.1.14]
	ok		

TAB. 6.4-10 – SPESSORE 1100 MM

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI			
azione tagliante sollecitante - VSd	480	kN	
base bw	1000	mm	
altezza h	1100	mm	
n° barre armatura tesa	5		
φ diametro medio armatura tesa	20	mm	
Asl (tesa)	1571	mm ²	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	70	mm	
altezza utile d	1030	mm	
ρl	0.00153		
Nsd (positiva se di compressione)	0	kN	
Ac	1100000	mm ²	
σcp	0.000	MPa	
fck	35	MPa	
γ	1.50		
ingranamento inerti = k	1.441		
VRd	311.2	kN	
vmin	0.36	kN	
	368.8	kN	
VRd	369	kN	[eq 4.1.14]

FIG. 6.4-24 TAGLIO IN DIR. VERT. Z

Combining on: Sy
ENV_PROGETTO (Max)
Entity: Force/Moment - Thick Shell
Component: Sy



Maximum 734.757E3 at node 211
Minimum -129.44E3 at node 321

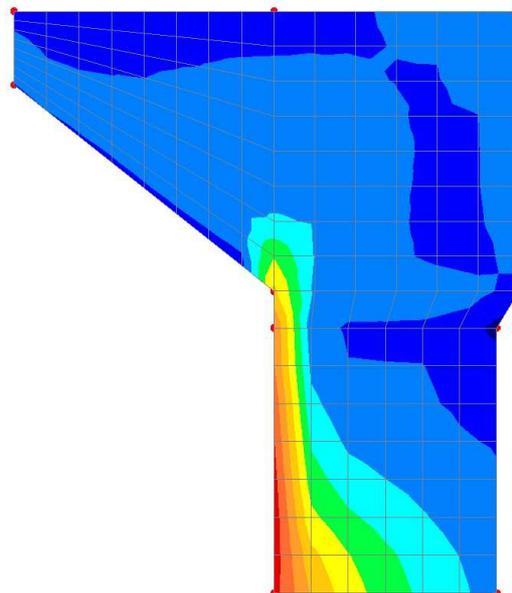
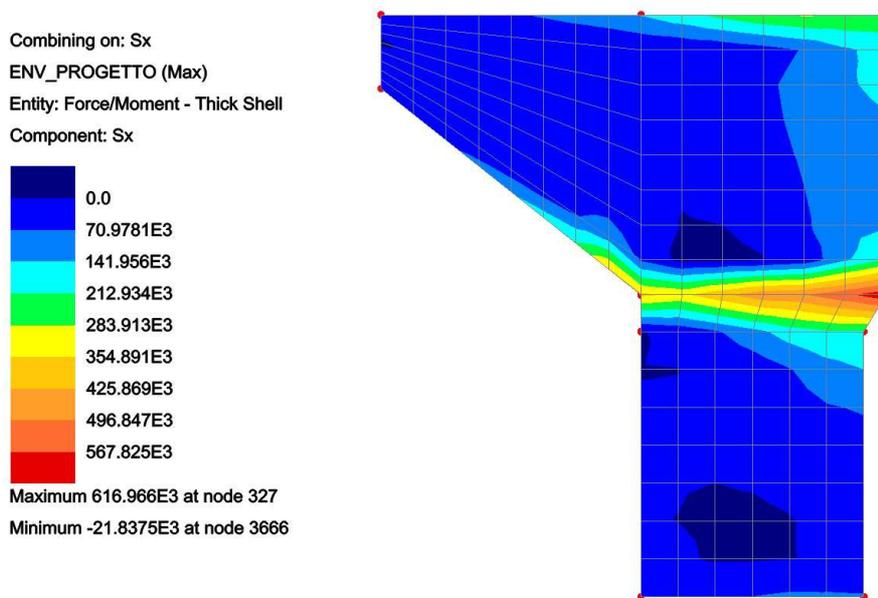


FIG. 6.4-25 TAGLIO IN DIR. ORIZ. Y



- Zona superiore di spessore 500 mm

Escludendo una prima fascia orizzontale a partire dall'attacco con l'orecchia – interferita dallo spigolo acuto – e una prima fascia verticale a partire dalla variazione di spessore – interferita dalla discontinuità - il taglio massimo risulta pari a 142 kN/m < 181 kN/m.

Non risulta necessaria armatura specifica.

- Zona inferiore di spessore 1100 mm

Si ribadisce che le sollecitazioni ottenute sono sovradimensionate, per quanto esposto in testa al paragrafo.

Lungo tutta l'altezza, per i primi 1.5 m a partire dal lato libero, il valore medio risulta:

$$V_{Ed} = (672+288)/2 = 480 \text{ kN/m.}$$

Risulta necessaria armatura specifica ($V_{Rd1} = 369 \text{ kN/m}$).

Adottando spilli $\varnothing 10/200 \times 200$ si ha:

TAB. 6.4-11

Verifica a taglio di sezione rettangolare allo SLU - (armature a taglio verticali)			
azione tagliante sollecitante - VSd	480	kN	
base sezione - bw	1000	mm	
altezza totale sezione - h	1100	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	50	mm	
altezza utile sezione - d	1050	mm	
z braccio della coppia interna = 0.9d o 0.8h	945		
fck	35	MPa	
fcd = 0.85*fck/1,5	19,83	MPa	
fywd	391,3	MPa	
v utilizzato =0.5	0,50		
cot θ	1,000		1,0<cot θ<2,5 [4.1.16]
θ (°)	45,00		
numero bracci spilli - n	5		
spilli Ø	10	mm	
Area staffa singola - Ast	78,5	mm ²	
passo staffe - s	200	mm	
Ast / s	1,96	mm ² /mm	
taglio che provoca la rottura nel puntone di calcestruzzo - VRcd	4685,6	kN	[eq 4.1.19]
taglio che provoca lo snervamento dell'armatura specifica - VRsd	726,1	kN	[eq 4.1.18]
sezione verificata			
condizione da soddisfare: $A_{sw} * f_{ywd} / (b_w * s) \leq 0.5 * v * f_{cd}$	0,15	≤	4,96
condizione soddisfatta			

Successivamente i valori risultano compresi tra 192 e 96 kN/m.

Il taglio limite per non ricorrere ad armatura specifica è risultato pari a 312 kN/m (TAB. 6.4-10).

Non viene ritenuta necessaria alcuna armatura specifica.

6.4.5. Parete centrale

6.4.5.1. Armature Verticali

Vengono riportate le sole armature tese (contro terra)

Fig. 6.4-26 - SLU

Combining on: Sy
 ENV_PROGETTO (Min)
 Entity: Armature_Min__CSic_Cls
 Transformation: Local
 Component: Asy_B_SLU

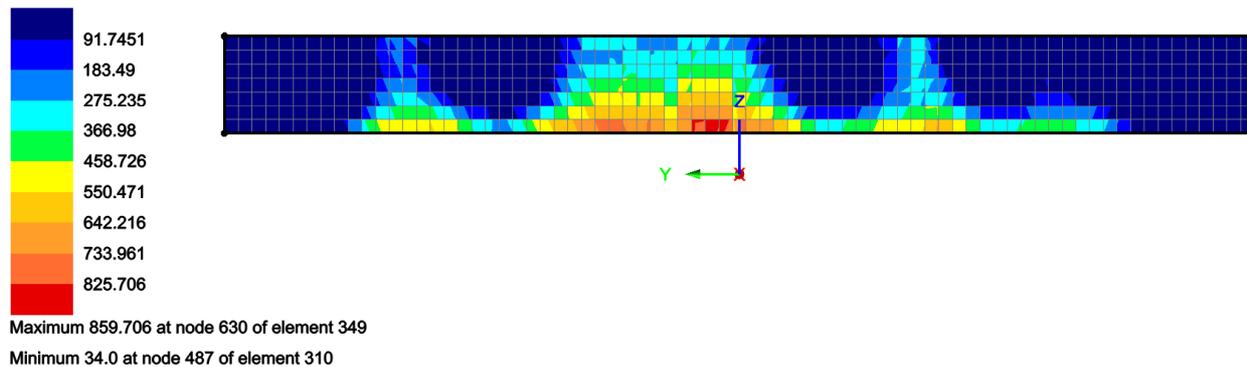
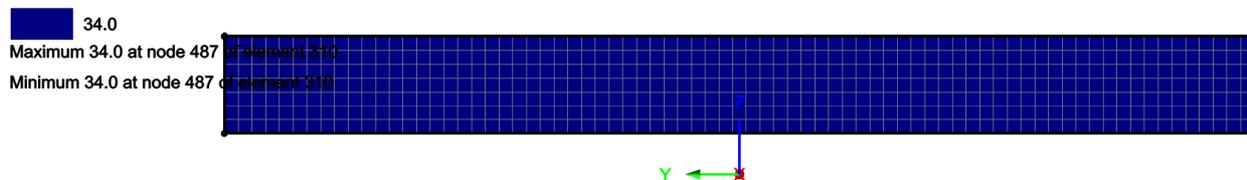


Fig. 6.4-27 - SLE

Combining on: Sy
 ENV_SLE_freq (Min)
 Entity: Armature_Minime
 Transformation: Local
 Component: Asy_B_SLE



Alla base risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a $860\text{mm}^2/\text{m}$.

Si arma con barre di ripresa $\varnothing 20/200$ ($1570\text{mm}^2/\text{m}$). All'esterno si adotta $\varnothing 16/200$.

6.4.5.2. Armature Orizzontali

Lato controterra

Fig. 6.4-28 – SLU

Combining on: Sy
 ENV_PROGETTO (Min)
 Entity: Armature_Min__CSic_Cls
 Transformation: Local
 Component: Asx_B_SLU

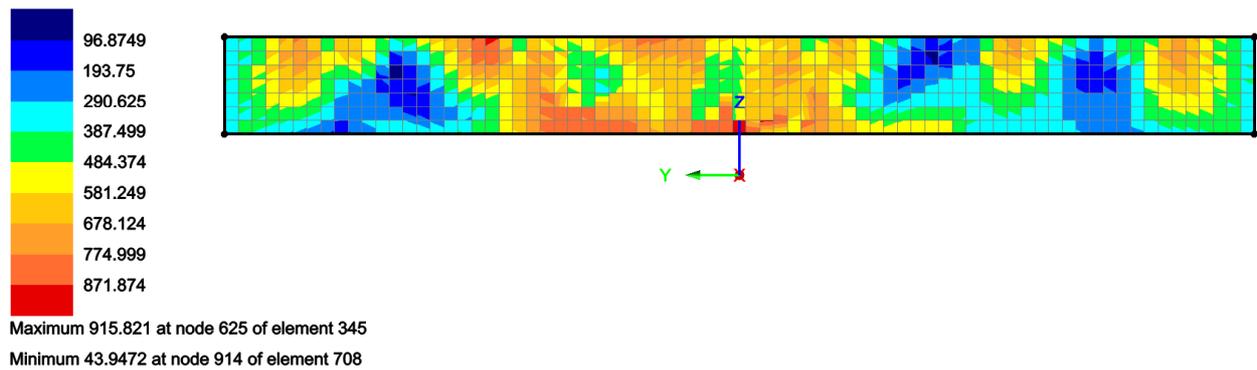
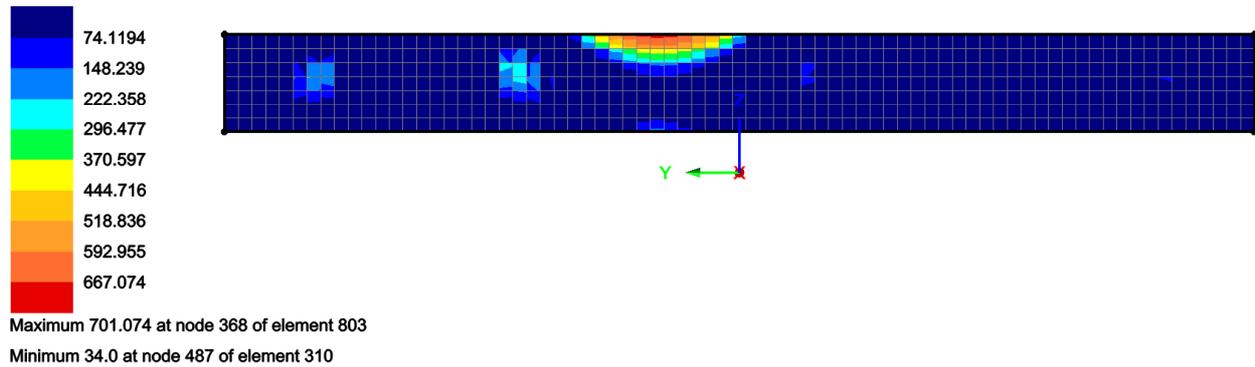


Fig. 6.4-29 - SLE

Combining on: Sy
 ENV_SLE_freq (Min)
 Entity: Armature_Minime
 Transformation: Local
 Component: Asx_B_SLE



Risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 916 mm²/m.

Si arma con Ø20/200 (1570 mm²/m).

Lato esterno

Fig. 6.4-30 – SLU

Combining on: Sy
 ENV_PROGETTO (Min)
 Entity: Armature_Min__CSic_Cls
 Transformation: Local
 Component: Asx_T_SLU

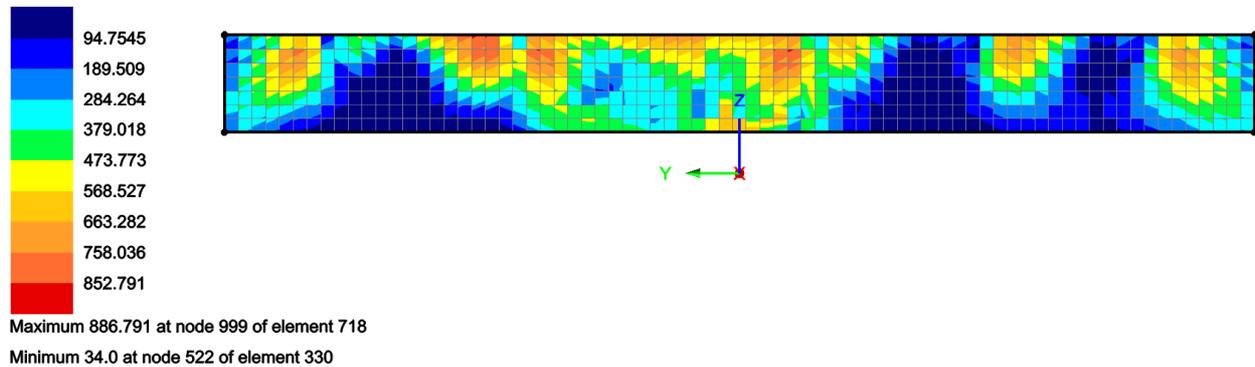
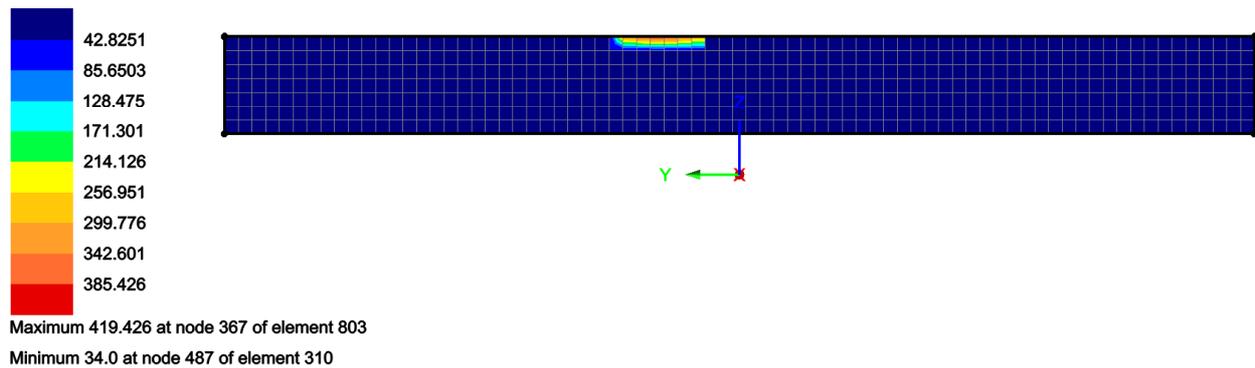


Fig. 6.4-31 - SLE

Combining on: Sy
 ENV_SLE_freq (Min)
 Entity: Armature_Minime
 Transformation: Local
 Component: Asx_T_SLE



Risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 887 mm²/m.

Si arma con Ø16/200 (1005 mm²/m).

6.4.5.3. Taglio

Preliminarmente si determina il taglio limite per il quale non è richiesta armatura specifica.

TAB. 6.4-12 – SPESSORE 3400 MM

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - V_{Sd}	580	kN	
base b_w	1000	mm	
altezza h	3400	mm	
n° barre armatura tesa	5		
φ diametro medio armatura tesa	20	mm	
A _{sI} (tesa)	1571	mm ²	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	70	mm	
altezza utile d	3330	mm	
pl	0,00047		
N _{sd} (positiva se di compressione)	0	kN	
A _c	3400000	mm ²	
σ _{cp}	0,000	MPa	
f _{ck}	35	MPa	
γ	1,50		
ingranamento inerti = k	1,245		
VR _d	588,0	kN	
v _{min}	0,29	kN	
	957,9	kN	
VR_d	958	kN	[eq 4.1.14]
	OK		

FIG. 6.4-32 TAGLIO IN DIR. VERT. Z

Combining on: Sy
 ENV_PROGETTO (Max)
 Entity: Force/Moment - Thick Shell
 Transformation: Local
 Component: Sy

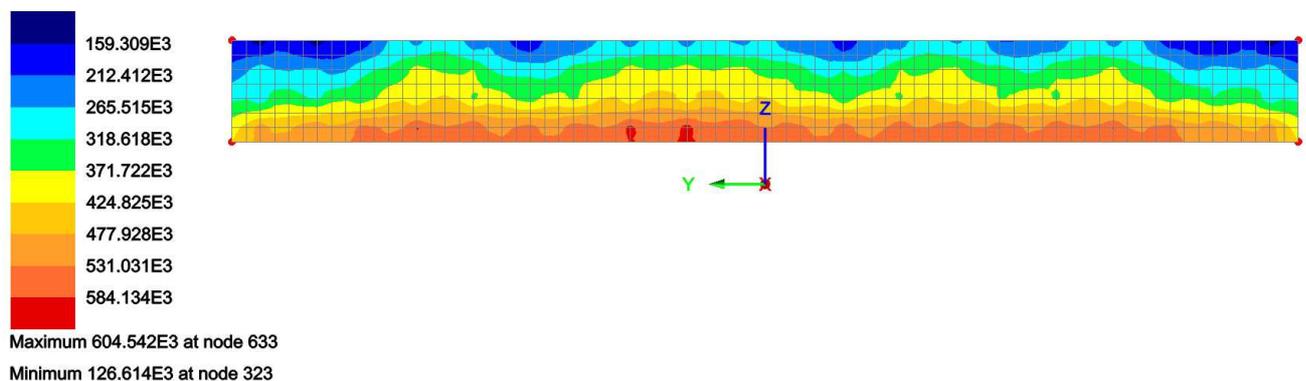
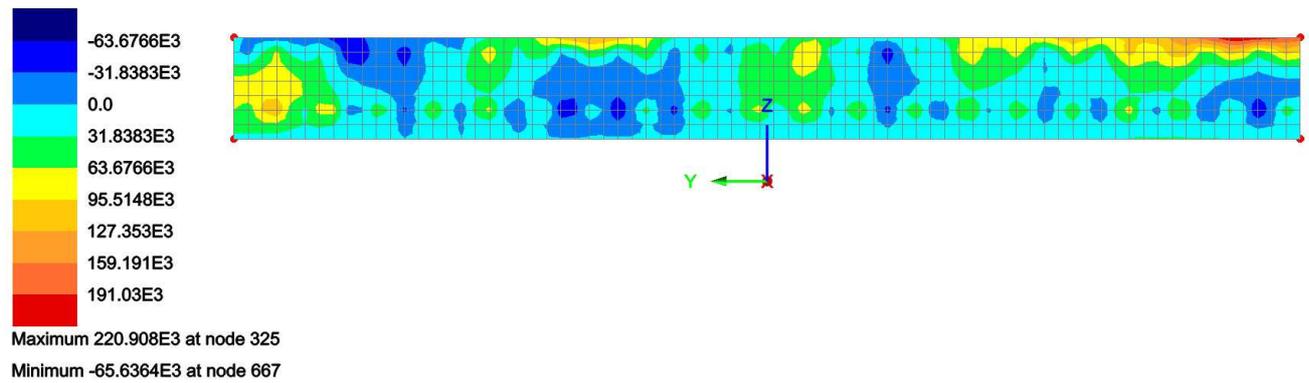


FIG. 6.4-33 TAGLIO IN DIR. ORIZ. Y

Combining on: Sx
 ENV_PROGETTO (Max)
 Entity: Force/Moment - Thick Shell
 Transformation: Local
 Component: Sx



Escludendo la zona interferita dall'attacco con il paraghiaia il taglio massimo risulta pari a 580 kN/m < 958 kN/m (Tab. 5.4-12).

Non risulta necessaria armatura specifica.

6.4.6. Fondazione

La fondazione qui riportata rappresenta la sola parte 'interna'. La parte sporgente anteriormente dalla parete centrale verrà analizzata in base ad un'analisi locale, riportata in coda al presente paragrafo.

6.4.6.1. Armature in direzione longitudinale (asse ponte)

Estradosso

Fig. 6.4-34 – SLU

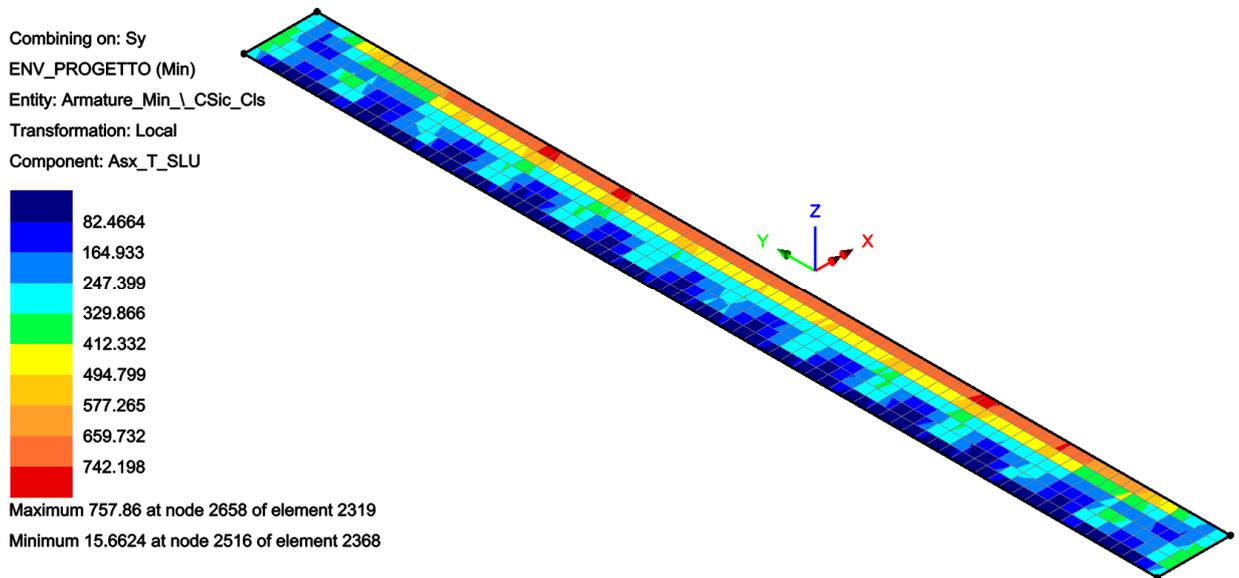
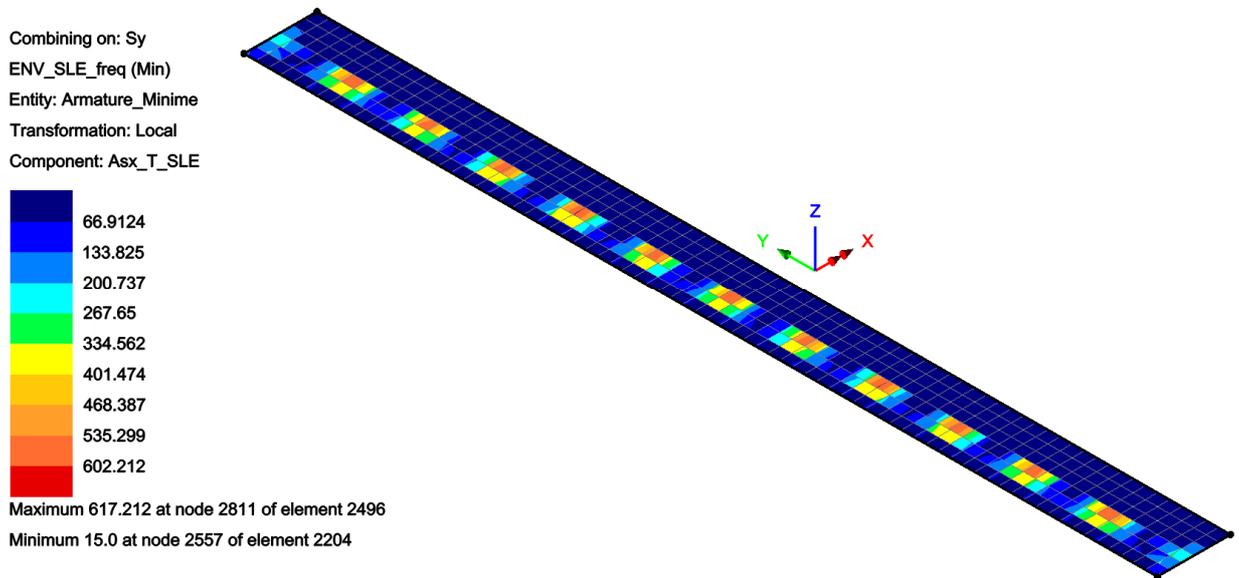


FIG. 6.4-35 – SLE



Risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 758 mm²/m.

Si arma con Ø16/200 (1005 mm²/m).

Intradosso

FIG. 6.4-36 – SLU

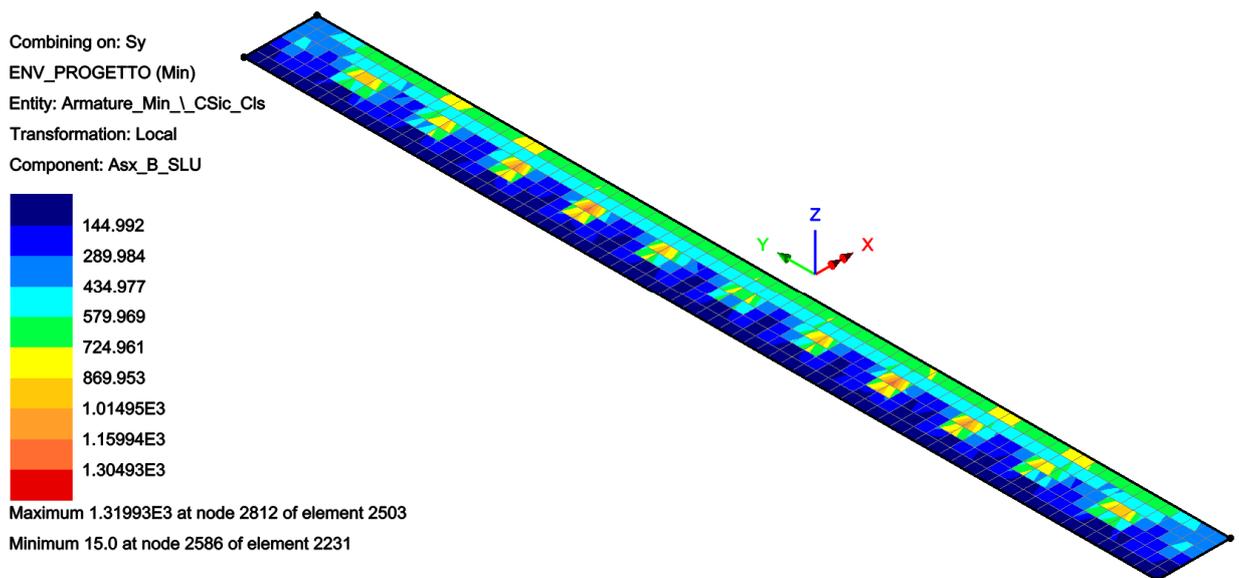
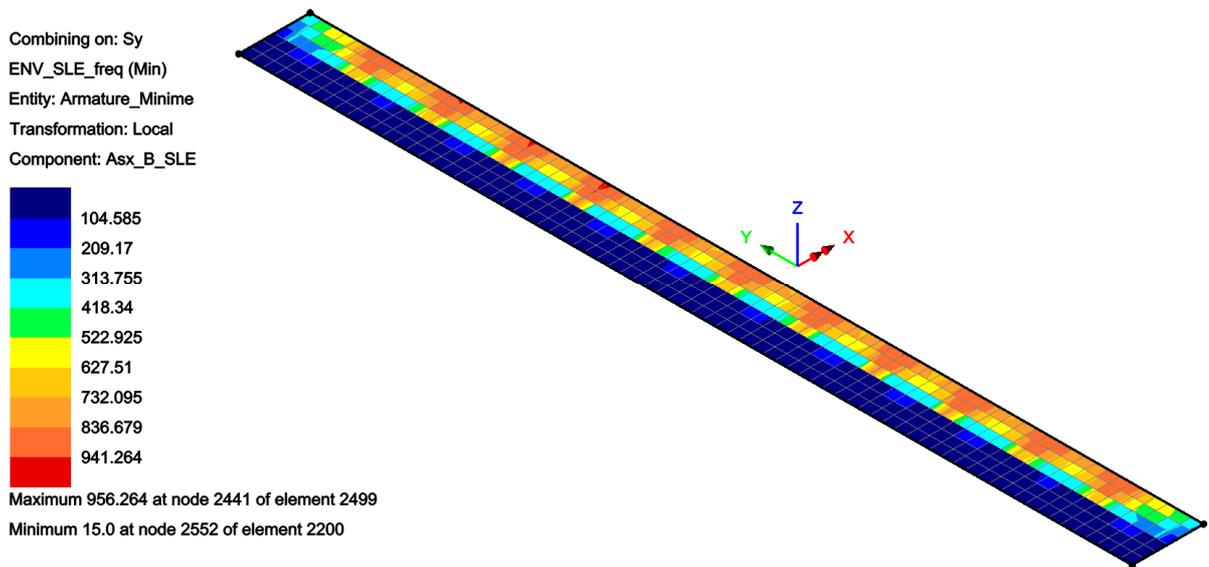


FIG. 6.4-37 – SLE



Risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 1320 mm²/m.

Si arma con Ø20/200 (1570 mm²/m).

6.4.6.2. Armature in direzione trasversale

Estradosso

FIG. 6.4-38 – SLU

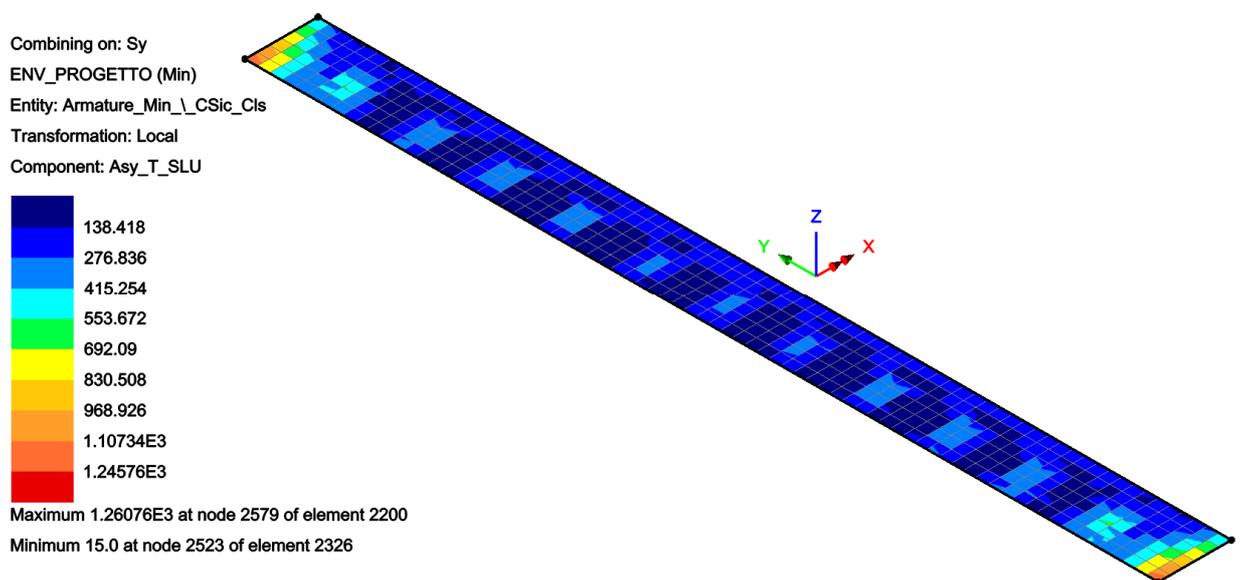
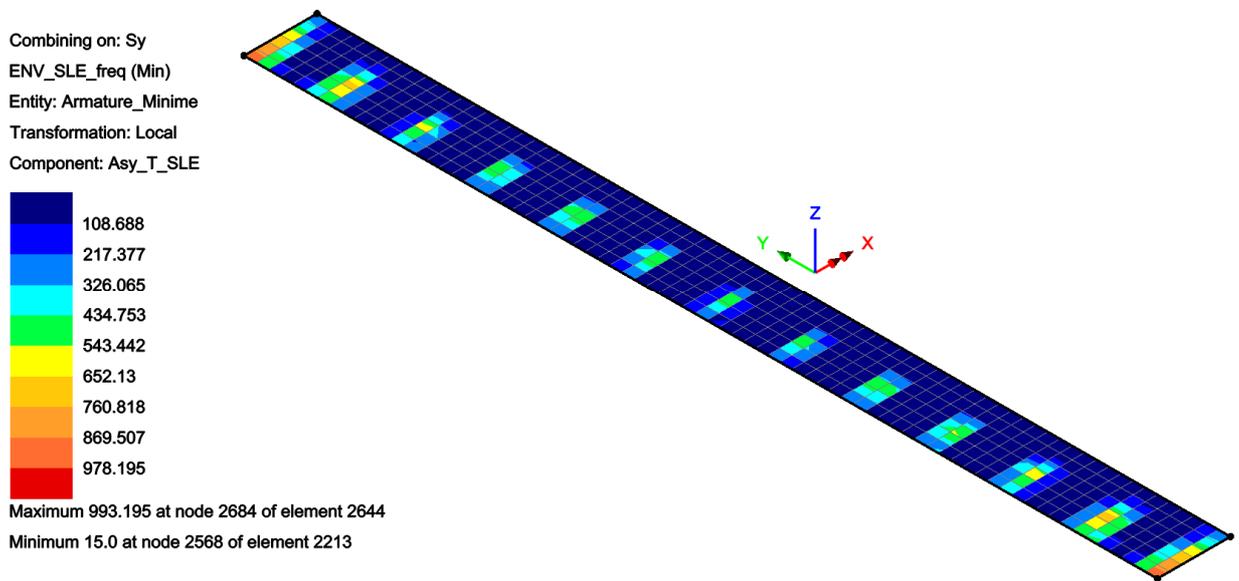


Fig. 6.4-39 – SLE



Risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 1261 mm²/m.

Si arma con Ø20/200 (1570 mm²/m).

Intradosso

Fig. 6.4-40 – SLU

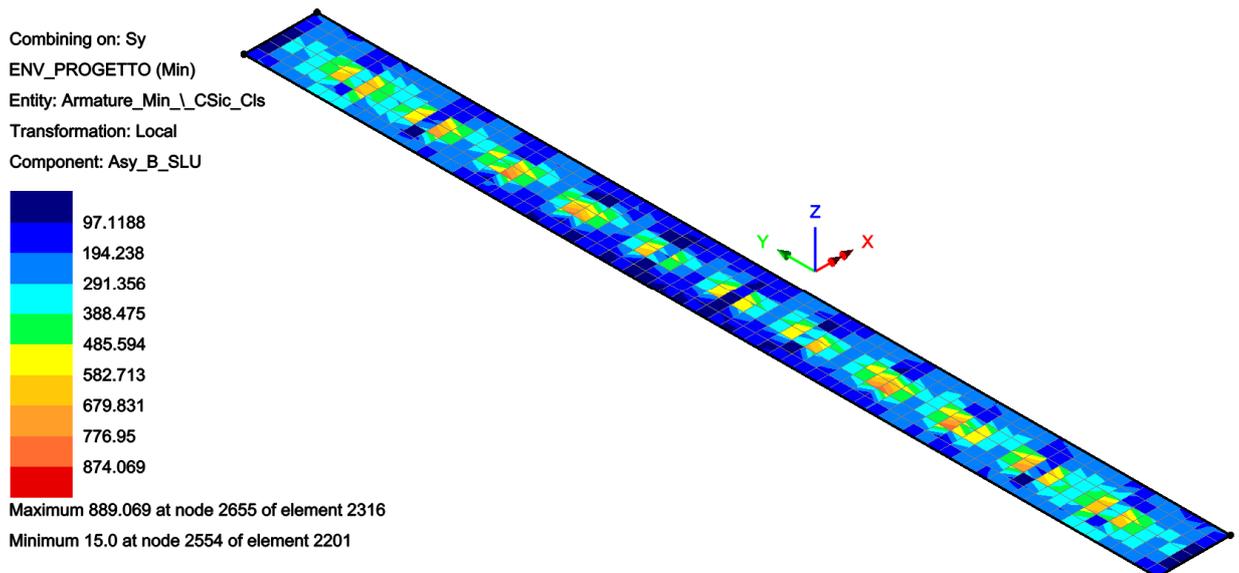
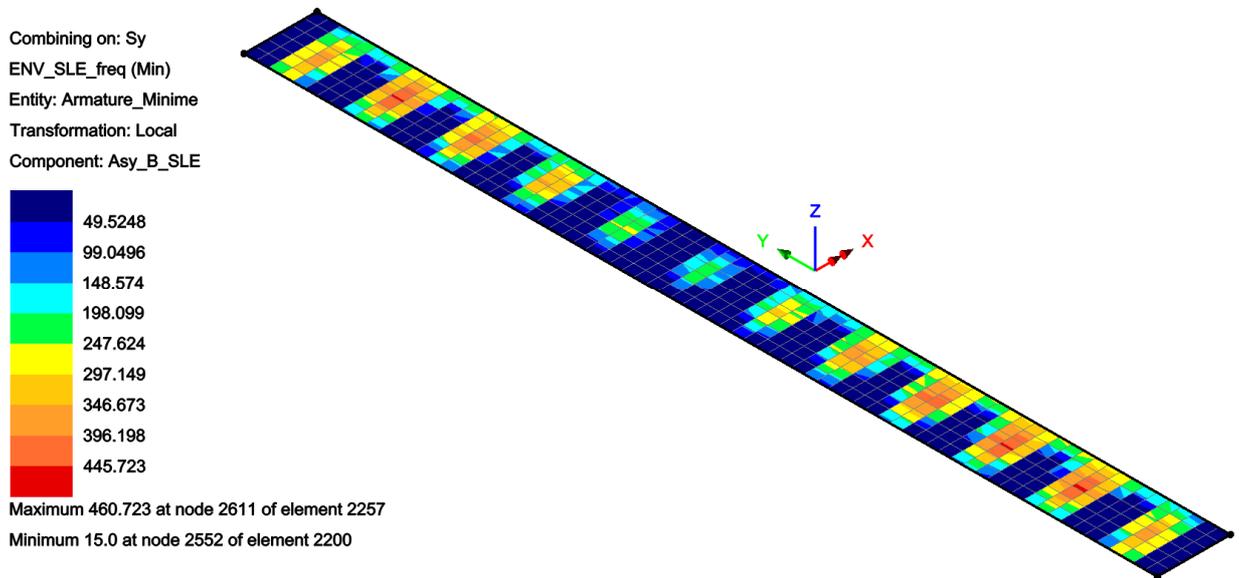


Fig. 6.4-41 – SLE



Risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 890 mm²/m.

Si arma con Ø20/200 (1570 mm²/m).

6.4.6.3. Taglio

Preliminarmente si determina il taglio limite per il quale non è richiesta armatura specifica.

TAB. 6.4-13 – SPESSORE 1500 MM

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - V_{Sd}	229	kN	
base b_w	1000	mm	
altezza h	1500	mm	
n° barre armatura tesa	5		
φ diametro medio armatura tesa	20	mm	
A _{sI} (tesa)	1571	mm ²	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	70	mm	
altezza utile d	1430	mm	
pl	0,00110		
N _{sd} (positiva se di compressione)	0	kN	
A _c	1500000	mm ²	
σ _{cp}	0,000	MPa	
f _{ck}	25	MPa	
γ	1,50		
ingranamento inerti = k	1,374		
VR _d	330,2	kN	
v _{min}	0,28	kN	
	403,0	kN	
VR_d	403	kN	[eq 4.1.14]
	OK		

FIG. 6.4-42 TAGLIO IN DIR. LONG. X

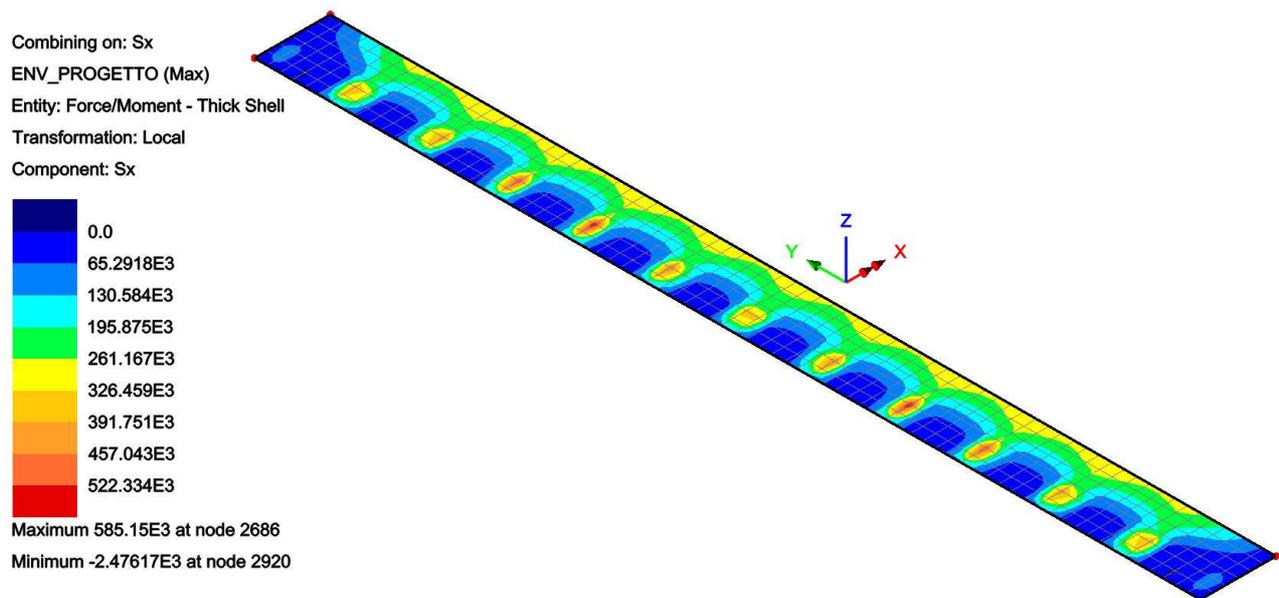
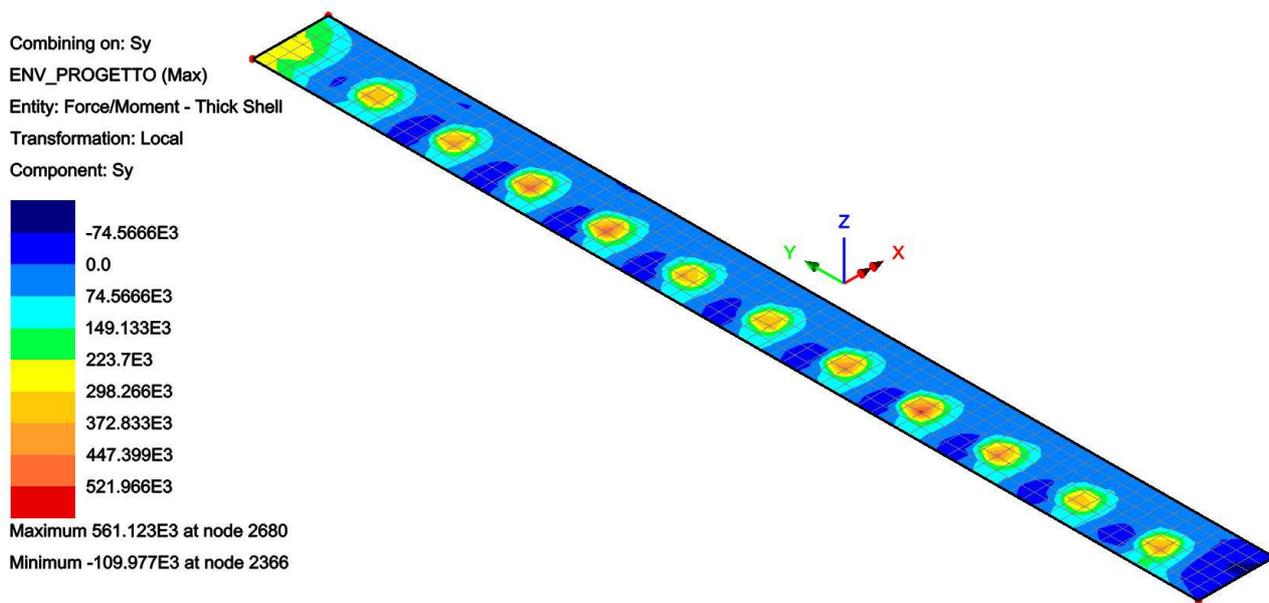


FIG. 6.4-43 TAGLIO IN DIR. TRASV. Y



Il taglio massimo in dir. X, escludendo una fascia di larghezza pari allo spessore (1.5 m), e assumendo il valore medio, risulta:

$$V = (262+196)/2 = 229 \text{ kN} < 477 \text{ kN (tab.6.3-10)}$$

Il taglio massimo in dir. Y, escludendo le zone d'intorno dei pali, risulta:

$$V = 150 \text{ kN} < 477 \text{ kN (tab.6.3-10)}$$

Analisi più raffinate mostrerebbero che l'elemento non necessita di armatura specifica.

Ad ogni modo, nella presente Fase Progettuale, si assume a favore di sicurezza un valore di progetto pari a :

$$V_{sd} = 550 \text{ kN}$$

TAB. 6.4-14

Verifica a taglio di sezione rettangolare allo SLU - (armature a taglio verticali)			
azione tagliante sollecitante - VSd	550	kN	
base sezione - bw	1000	mm	
altezza totale sezione - h	1500	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	50	mm	
altezza utile sezione - d	1450	mm	
z braccio della coppia interna = 0.9d o 0.8h	1305		
fck	25	MPa	
fcd = 0.85*fck/1,5	14,17	MPa	
fywd	391,3	MPa	
v utilizzato =0.5	0,50		
cot θ	1,000		1,0<cot θ<2,5 [4.1.16]
θ (°)	45,00		
numero bracci spilli - n	5		
spilli Ø	8	mm	
Area staffa singola - Ast	50,3	mm ²	
passo staffe - s	200	mm	
Ast / s	1,26	mm ² /mm	
taglio che provoca la rottura nel puntone di calcestruzzo - VRcd	4621,9	kN	[eq 4.1.19]
taglio che provoca lo snervamento dell'armatura specifica - VRsd	641,7	kN	[eq 4.1.18]
sezione verificata			
condizione da soddisfare: $A_{sw} * f_{ywd} / (b_w * s) \leq 0.5 * v * f_{cd}$	0,10	≤	3,54
condizione soddisfatta			

Si dispongono spilli Ø8/200x200 sulla fascia posteriore di larghezza 3.0 m.

6.4.6.4. Verifica Zoccolo anteriore

Si adotta un meccanismo 'tirante/puntone', concentrando le armature in una fascia di larghezza pari al diametro del palo (1.2 m). La dimensione 'spessore' viene decrementata di 100+100 mm per tenere conto dei copriferri. L'asse palo è posto a distanza 'sbalzo' dal filo della parete anteriore.

Le massime azioni verticali 'V' SLU/SLE nel palo (anteriore) sono deducibili da tab. 6.1-8.

Lo sforzo di trazione 'T' nel tirante vale:

$$T = \text{'sbalzo'} * V / \text{'braccio'}$$

L'armatura viene ottenuta come quella massima derivante dallo sforzo nel tirante per le situazioni SLE e SLU, assumendo come tensione nell'acciaio rispettivamente i valori 391 e 160 N/mm².

TAB. 6.4-15

ZOCCOLO		
Sbalzo - m		1.00
Spessore - m		1.50
Braccio coppia - m		1.30
N _{max} SLU - kN		3'172
N _{max} SLE - kN		2'230
T _{max} SLU - kN		2'440
T _{max} SLE - kN		1'715
A _s max - mm ²		10'720

Si arma con n°22 Ø25 (10780 mm²/1200 mm) all'intradosso. Tra i pali verrà prolungata – all'intradosso – la medesima armatura presente nella parte di fondazione retrostante.

6.4.6.5. Verifica a Punzonamento

In prima approssimazione si considera il palo come di sezione quadrata, inscritta nella sezione circolare effettiva:

$$L = 848 \text{ mm}$$

TAB. 6.4-16

punzonamento secondo UNI EN 2004 - EC2	VERIFICA A DISTANZA 2d			
N	3'172	kN		sforzo normale
fck	25	MPa		resistenza caratteristica calcestruzzo
γc	1.5			
fcd	14.17	MPa		resistenza di progetto calcestruzzo
fyk	450	MPa		resistenza caratteristica acciaio
γs	1.15			
fyd (o fywd)	391	MPa		resistenza di progetto acciaio
d	1300	mm		altezza utile (d è riferito a baricentro armature)
2*d	2600	mm		distanza di controllo punzonamento
a (iny)	848	mm		dimensione pilastro in y
b (inx)	848	mm		dimensione pilastro in x
u (a distanza 2d dal pilastro)	19'728	mm		perimetro critico
Acritica	30'775'470	mm ²		area critica
σt	0	MPa		pressione del terreno
ΔVed	-	kN		azione dovuta al terreno da detrarre a N
Vred,red	3'172	kN		azione di calcolo depurata
β	1.15			eccentricità di carico
ved	0.14	MPa		tensione di punzonamento
Crd,c	0.12			
k check	1.39			$k=1+(200/d)^{0.5} \leq 2$
k assunto	1.39			
Asy 1 barra	314	mm ²		area 1 barra in direzione y
passo Asy	100	mm		
Asx 1 barra	314	mm ²		area 1 barra in direzione x
passo Asx	100	mm		
ply=Asy 1barra/(passo*d)	0.00242			percentuale geometrica armatura in direzione y
plx=Asx 1barra/(passo*d)	0.00242			percentuale geometrica armatura in direzione x
pl check	0.00242	<=0,02		$pl=(plx*ply)^{0.5} \leq 0,02$
pl assunto	0.00242			
a	2600	mm		distanza dal perimetro di controllo
vrd,c check	0.30	MPa		resistenza a punzonamento senza specifica armatura
vmin	0.287	MPa		
vmin*2d/a	0.287	MPa		
vrd,c assunto	0.30	MPa		check vrd,c>=vmin (6,5)
ved ↔ vrd,c assunto	NO ARMATURA			

TAB. 6.4-17

punzonamento secondo UNI EN 2004 - EC2		VERIFICA FILO	
	d è riferito a baricentro armature		
N	3'172	kN	sforzo normale
fck	25	MPa	resistenza caratteristica calcestruzzo
γ_c	1.5		
fcd	14.17	MPa	resistenza di progetto calcestruzzo
fyk	450	MPa	resistenza caratteristica acciaio
γ_s	1.15		
fyd-fywd	391	MPa	resistenza di progetto acciaio
d	1300	mm	altezza utile (d è riferito a baricentro armature)
2*d	2600	mm	distanza di controllo punzonamento
a (iny)	848	mm	dimensione pilastro in y
b (inx)	848	mm	dimensione pilastro in x
u (filo pilastro)	3'392	mm	perimetro critico
Acritica	719'104	mm ²	area critica
σ	0	MPa	pressione del terreno
ΔV_{ed}	-	kN	azione dovuta al terreno da detrarre a N
Vred,red	3'172	kN	azione di calcolo depurata
β	1.15		eccentricità di carico
ved	0.83	MPa	tensione di punzonamento
v	0.5		
vrd,max	3.54	MPa	
ved ↔ vrd,max	verifica soddisfatta	4.28	R/S

Non risulta necessaria armatura specifica.

6.5. SINTESI ARMATURE

6.5.1. Pali

- Armatura trasversale

Da quota 0.0 a -4.0 : st $\varnothing 16/200$; Da quota -4.0 a fine palo: st $\varnothing 12/200$

- Armatura verticale

Da quota 0.0 a quota -5.0 : n°34 $\varnothing 30$ (L_{barra} : 6.0 m);

Da quota -4.0 a quota -16.0 n°20 $\varnothing 20$ (L_{barra} : 12.0 m);

Da quota -15.0 a quota -27.0 n°12 $\varnothing 20$ (L_{barra} : 12.0 m);

Da quota -26.0 a fine palo n°12 $\varnothing 20$ (L_{barra} : 6.0 m)

6.5.2. Fondazione

- Armatura in direzione longitudinale X

Estradosso: $\varnothing 25/200$; Intradosso: $\varnothing 20/200$; Sbalzo: n°22 $\varnothing 25$ (su palo)

Intermedia: $\varnothing 16/400$

- Armatura in direzione trasversale Y

Estradosso: $\varnothing 20/200$; Intradosso: $\varnothing 20/200$; Intermedia: $\varnothing 16/400$

- Spilli $\varnothing 8/200 \times 200$ su una larghezza (posteriore) pari a 3.00 m

6.5.3. Parete Centrale

- Armatura in direzione trasversale Y

Interno: $\varnothing 20/200$; Esterno: $\varnothing 16/200$

- Armatura in direzione verticale Z

Interno: barre ripresa e successive $\varnothing 25/100$ (minimo da normativa);

Esterno: barre ripresa e successive $\varnothing 16/200$

6.5.4. Paraghiaia

- Armatura in direzione trasversale Y
Interno: $\varnothing 12/200$; Esterno: $\varnothing 12/200$
- Armatura in direzione verticale Z
Interno: $\varnothing 20/100$; Esterno: $\varnothing 16/200$

6.5.5. Pareti di Risvolto

Parte superiore

- Armatura in direzione longitudinale X
Interno: $\varnothing 25/200$; Esterno: $\varnothing 16/200$
- Armatura in direzione verticale Z
Interno: $\varnothing 20/200$; Esterno: $\varnothing 16/200$

Parte inferiore

- Armatura in direzione longitudinale X
Interno: $\varnothing 20/200$; Esterno: $\varnothing 16/200$
- Armatura in direzione verticale Z
Interno: Barre di ripresa e ferri correnti: $\varnothing 25/200$; Esterno: $\varnothing 16/200$
- Spilli $\varnothing 10/200 \times 200$ per 5.0×2.0 m

6.5.6. Orecchie

- Armatura in direzione longitudinale X
Interno: $\varnothing 16/200$; Esterno: $\varnothing 16/200$
- Armatura in direzione verticale Z
Interno: $\varnothing 12/200$; Esterno: $\varnothing 12/200$

7. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO ASSE SUD

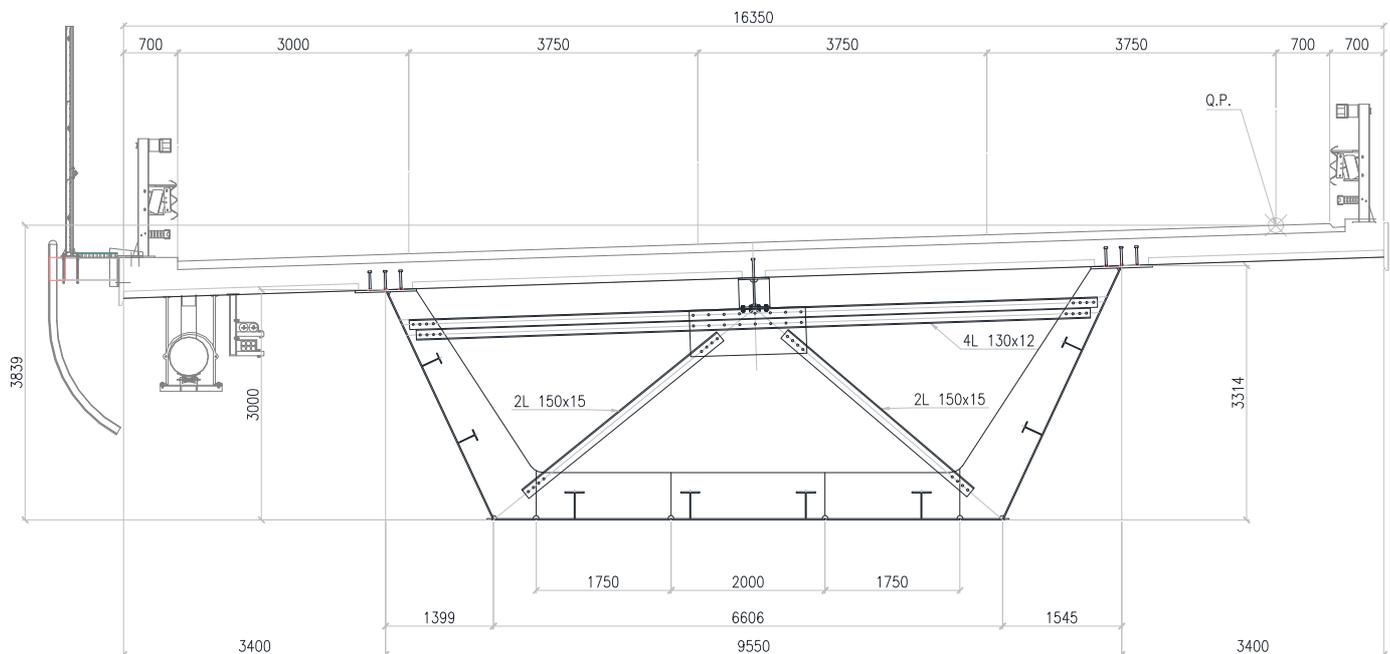
7.1. CRITERI DI CALCOLO

7.1.1. Descrizione

7.1.1.1. Cassone Metallico

L'impalcato del ponte è costituito da una trave in semplice appoggio con luce pari a 60m, avente sezione a cassone composta acciaio-calcestruzzo. Il cassone metallico, aperto superiormente, ha un'altezza costante pari a 3.00 m, con anime inclinate ed è connesso superiormente ad una soletta in calcestruzzo collaborante di spessore pari a 0.35m. In corrispondenza degli appoggi sono previsti dei diaframmi trasversali in acciaio a parete piena, mentre lungo le campate sono previsti diaframmi trasversali in acciaio, a parete reticolare posti ad un passo di circa 3.50 m. Una sezione tipica dell'impalcato è riportata nella figura seguente (fig. 5.1-1):

Fig. 7.1-1



7.1.1.2. Vincolamento

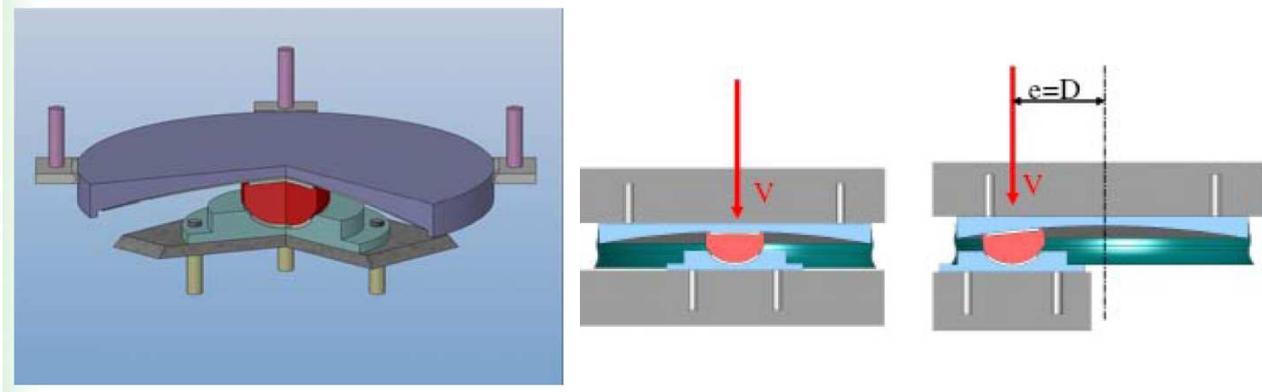
Il sistema di vincolamento dell'impalcato alle sottostrutture è previsto tramite isolatori a pendolo ad attrito (Friction Pendulum Isolators – FPS) che permettono lo spostamento relativo tra la sovrastruttura e la sottostruttura secondo una superficie sferica. Sono inquadrabili secondo la tipologia di “Isolatori a scorrimento” descritta al punto 11.9.8 delle NTC08. Questi dispositivi sono caratterizzati dalle seguenti peculiarità:

- Il raggio di curvatura dalla superficie sferica di scorrimento determina il periodo proprio di vibrazione della struttura;
- Il periodo proprio è indipendente dalla massa della struttura;
- L'attrito della superficie equivalente determina lo smorzamento viscoso equivalente;
- Si minimizzano i moti torsionali della sovrastruttura. Questo perché la rigidezza orizzontale di ogni singolo isolatore risulta essere proporzionale allo sforzo normale agente su di esso. Ciò permette al centro di rigidezza di essere costantemente coincidente con il centro di massa della struttura compensando così le eventuali l'eccentricità di massa.

Tali dispositivi, nei riguardi delle azioni orizzontali trasmesse alle sottostrutture, presentano un comportamento di tipo attritivo in condizione statica che li rende sostanzialmente rigidi fino al valore della forza d'attrito, e un comportamento attritivo in condizione dinamica che li rende schematizzabili come dei vincoli elastici dotati di un'opportuna rigidezza orizzontale: pertanto finché non viene raggiunta la forza d'attrito statico che dipende dal carico verticale agente sul dispositivo e dal suo coefficiente d'attrito statico, il dispositivo si comporta sostanzialmente come collegamento rigido tra impalcato e sottostrutture. Tale comportamento garantisce che in condizioni di normale esercizio dell'opera l'impalcato risulti rigidamente fissato alle sottostrutture per le azioni orizzontali agenti, e cioè per l'azione del vento agente in direzione trasversale e per l'azione della frenatura dei veicoli agente in direzione longitudinale.

I dispositivi sono sostanzialmente costituiti da 3 elementi d'acciaio sovrapposti: una base concava superiormente, opportunamente sagomata in modo da ottenere il periodo di oscillazione desiderato; una rotula centrale, convessa sia inferiormente che superiormente; infine un terzo elemento che si accoppia con la rotula, consentendo la rotazione.

FIG. 7.1-2 SCHEMI DEGLI ISOLATORI A SCORRIMENTO A SUPERFICIE CURVA



Al fine di controllare l'attrito opposto dal movimento delle superfici di scorrimento e rotazione, vengono utilizzati opportuni materiali termoplastici.

In condizione sismica gli isolatori a scorrimento a superficie curva comportano i seguenti vantaggi:

- Essendo dotati in condizione dinamica di rigidzze orizzontali relativamente basse comportano un elevato incremento di periodo proprio di vibrazione della struttura in direzione orizzontale (longitudinale e trasversale): ciò implica una forte riduzione delle azioni sismiche applicate alla sottostrutture;
- Essendo dotati di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente relativamente elevato (15% - 30%) comportano una riduzione delle azioni sismiche applicate alle sottostrutture e limitano l'incremento degli spostamenti orizzontali;
- Sono ricentranti grazie alla loro conformazione sferica, il che garantisce che una volta terminato l'evento sismico il sistema d'isolamento e l'impalcato nella sua globalità presentino spostamenti residui nulli o assai ridotti in modo da non compromettere la sua efficacia operativa nei confronti di ulteriori scosse sismiche;
- La loro rigidzza orizzontale risulta proporzionale al carico assiale agente, il che comporta un sostanziale centraggio tra centro di rigidzza e centro di massa con evidenti riduzioni di effetti torsionali;
- Sono realizzati con materiali innovativi e tecnicamente sofisticati che garantiscono, come confermato da diversi produttori, una vita utile stimabile in circa 75 anni;
- Sono realizzati con materiali altamente resistenti alle variazioni di temperatura e all'usura che comportano una certa stabilità del comportamento dinamico degli isolatori al variare dell'invecchiamento e della temperatura;

Si evidenzia che gli isolatori sono realizzati con materiali che presentano resistenza meccanica alla compressione notevolmente maggiore di quella presentata dal materiale PTFE e questo permette una riduzione di dimensioni.

Il sistema di isolamento su descritto riduce gli effetti sulla struttura indotti dall'azione sismica in due differenti modi: spostando il periodo naturale della struttura lontano dalle frequenze predominanti del sisma attraverso il moto pendolare, ed assorbendone l'energia attraverso il comportamento a frizione. La superficie di scorrimento a calotta sferica concava, permette inoltre di convertire l'energia cinetica dell'impalcato indotta dal sisma, in energia potenziale che permette il richiamo della massa oscillante nella posizione iniziale di equilibrio stabile, soddisfacendo quindi il requisito di auto-ricentraggio del sistema a seguito di un evento sismico.

In condizioni statiche, gli isolatori presentano una elevata rigidità orizzontale garantita dall'attrito statico tra le superfici di scorrimento, in grado di permettere una connessione rigida con le sottostrutture in per le condizioni di normale esercizio dell'opera (vento e frenamento).

7.1.2. Modello di calcolo

Il dimensionamento dell'opera è stato ottenuto mediante modellazione ad elementi finiti monodimensionali tipo "frames" tramite il programma di calcolo "Midas Civil" v.7.0.2.

Le analisi condotte all'interno del modello agli elementi finiti sono volte a determinare lo stato di sollecitazione del manufatto durante tutta la sua esistenza. Pertanto si è condotta una analisi segmentale per fasi (Staged Construction, abbr. CS) che ripercorre tutte le fasi di vita dell'impalcato, dalle fasi di costruzione sino a tempo infinito, inglobando nell'analisi le caratteristiche reologiche dei materiali (legge di presa, viscosità e ritiro del cls). Tale tipo di analisi per fasi permette di aggiungere e/o togliere e/o modificare all'interno di un unico modello di calcolo, nodi, elementi e vincoli ed inoltre consente di far variare nel tempo le caratteristiche dei materiali impiegati secondo una legge temporale definita dall'utente. Tale analisi rimane nel campo di una analisi statica lineare, dove tuttavia la matrice di rigidità varia in ogni fase considerata.

Gli effetti sulla struttura dovuti ai carichi mobili sono stati determinati tramite una "analisi per carico mobile" (Moving Load Analysis, abbr. ML), facendo generare al programma le linee di influenza per gli spostamenti nodali, le azioni interne e le reazioni vincolari dovute al transito dei carichi mobili e determinando quindi i massimi e minimi valori di spostamenti nodali, delle azioni interne negli elementi e delle reazioni vincolari, in base alle linee di influenza ottenute. Tale analisi comporta una serie di singole analisi statiche lineari per tutte le condizioni di carico create lungo lo sviluppo del percorso dei carichi mobili, per cercare il massimo ed il minimo valore, che è usato quindi come risultato della analisi. Gli altri casi di analisi utilizzati sono tutti statici lineari.

La valutazione degli effetti dell'azione sismica sull'impalcato è stata effettuata modellando il sistema come elastico lineare. Per le azioni sismiche orizzontali del sistema dotato di isolamento alla base, è stata svolta una analisi lineare statica mentre per la valutazione degli effetti del sisma verticale si è resa necessaria una analisi modale con spettro di risposta.

7.1.3. Condizioni elementari di carico

Nei paragrafi seguenti sono riportate le condizioni di carico prese in considerazione nell'analisi dell'impalcato..

7.1.3.1. Peso proprio degli elementi strutturali (SW)

Il peso proprio della struttura metallica è determinato in automatico dal programma di calcolo ad elementi finiti per il tramite di un moltiplicatore gravitazionale $Z = -1.40$ (diretto verso il basso) opportunamente incrementato per tenere in conto del peso degli elementi non direttamente modellati (diaframmi, piastrame e bulloneria).

Il peso della soletta in c.a. gettata in opera, è stato applicato sulla sola struttura metallica nella fase di costruzione denominata "Getto" con un carico uniforme pari a 146.60 kN/m.

7.1.3.2. Carichi permanenti portati (DL)

I carichi permanenti portati sono stati assegnati sulla trave composta tramite un carico uniforme distribuito, corrispondente al peso della pavimentazione e dell'arredo stradale, pari a 73.5kN/m.

7.1.3.3. Effetti reologici del calcestruzzo – Viscosità e ritiro (CR-SH)

Gli effetti indotti sulla struttura dai fenomeni reologici del calcestruzzo della soletta sono stati valutati sulla base delle indicazioni contenute nel par. 11.2.10.6 delle NTC08. In particolare si è assunto quanto segue:

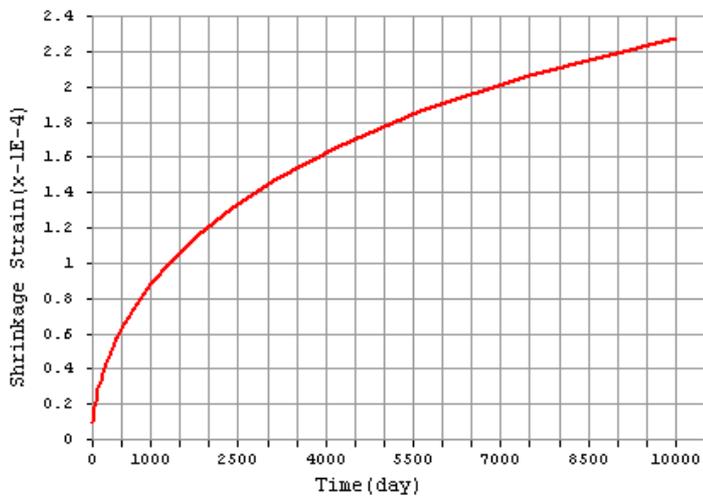
- Umidità relativa aria = 60%;
- $f_{ck} = 28$ MPa
- $\epsilon_{c0} = -0.000424$
- $h_0 = 2 \cdot (16.35 \cdot 0.26) / (16.35) = 0.52$ m;
- $k_h = 0.7$;
- $\epsilon_{cd,\infty} = -0.0002968$ ritiro da essiccamento
- $\epsilon_{ca,\infty} = -0.000045$ ritiro autogeno
- $\epsilon_{cs,\infty} = -0.003418$ contrazione finale da ritiro a t^∞

Ipotizzando l'utilizzo di agenti antiritiro nella miscela di confezionamento del conglomerato cementizio della soletta, è stato ritenuto ragionevole adottare un valore di progetto non superiore ai 2/3 di quello sopra calcolato. Pertanto:

$$\epsilon_{csd,\infty} = \epsilon_{csd} / 1.5 = -0.000227$$

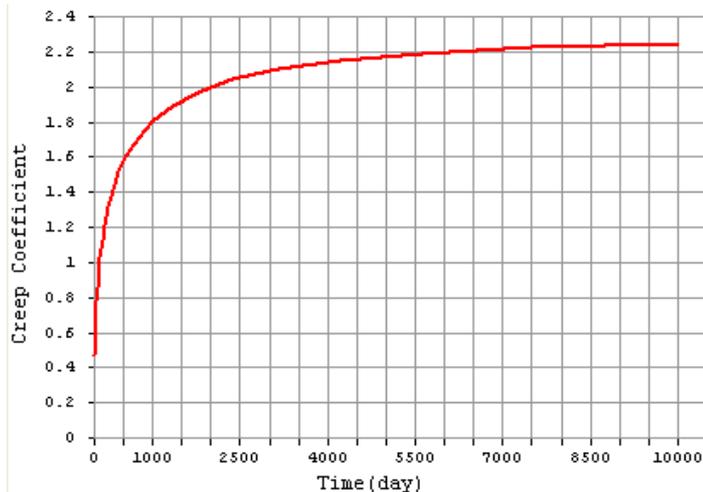
L'azione del ritiro è stata implementata nel modello di calcolo per il tramite di una curva di evoluzione della contrazione nel tempo valutata per un periodo di $t = t^\infty = 10\ 000$ giorni. Tale curva è riportata nella immagine seguente:

Fig. 7.1-3



Il coefficiente di viscosità $\varphi(\infty, t_0)$ a tempo infinito, ipotizzando una messa in carico della struttura (applicazione dei carichi permanenti portati) a 30 giorni dalla fine dei getti, è stato determinato pari a $\varphi(\infty, t_0) = 2.25$. Per tenere in conto degli effetti di redistribuzione dei carichi nel tempo per effetto della viscosità, si è adottata una curva di variazione del coefficiente di viscosità determinata, al pari del ritiro, per un periodo pari a $t = t^\infty = 10\ 000$ giorni. Tale curva è riportata nella immagine seguente:

Fig. 7.1-4



7.1.3.4. Azioni della temperatura

Le variazioni termiche sono state considerate partendo dalle indicazioni riportate al punto 3.5.4 delle NTC08. In particolare si è assunto quanto segue:

- $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$; Temperatura iniziale
- $T_{\text{MAX}} = 45 \text{ }^\circ\text{C}$; Temperatura massima (estiva)
- $T_{\text{MIN}} = -15 \text{ }^\circ\text{C}$; Temperatura minima (invernale)

Le variazioni termiche differenziali, tra la parte superiore e la parte inferiore dell'impalcato composto, sono state valutate secondo le indicazioni fornite dall'EC1 parte 5 per gli impalcati da ponte. In particolare si è fatto riferimento all'approccio non-lineare applicando una contrazione termica alla soletta in cls secondo la procedura semplificata, pari a:

- $\Delta T_1 = +10 \text{ }^\circ\text{C}$ Condizione di riscaldamento
- $\Delta T_1 = -10 \text{ }^\circ\text{C}$ Condizione di raffreddamento

Le due componenti di variazione della temperatura, uniforme e differenziale, sono state comunque considerate contemporanee poiché l'impalcato a travata semplice non risente di effetti coattivi. Si sono considerate pertanto le seguenti condizioni:

- Massima temperatura (Estate): variazione termica uniforme $\Delta T = +30^\circ$ su tutta la struttura, più una variazione di $\Delta T = +10^\circ$ nella soletta;
- Minima temperatura (Inverno): variazione termica uniforme $\Delta T = -30^\circ$ su tutta la struttura, più una variazione di $\Delta T = -10^\circ$ nella soletta;

7.1.3.5. Cedimenti vincolari

Secondo le indicazioni fornite dalle elaborazioni geotecniche, è ragionevole ipotizzare un cedimento verticale pari a 30 mm.

7.1.3.6. Azioni parassite dei vincoli

In base a quanto esposto in precedenza, per quanto riguarda le combinazioni di carico in condizione statica, fino a quando le azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato ai dispositivi di vincolamento risultano inferiori alle forze d'attrito, i dispositivi si comportano come collegamenti rigidi; una volta superato tale valore di forza, si comportano come collegamenti elastici di rigidezza crescente all'aumentare dell'azione assiale agente (diversa da combinazione a combinazione) e al diminuire dello spostamento orizzontale (anch'esso diverso tra una combinazione di carico e l'altra). Dal momento però che la condizione dimensionante per le sottostrutture è quella sismica (condizione per cui le forze trasmesse alle sottostrutture vengono lette in modo corretto grazie alla modellazione stessa dei dispositivi)

in cui viene considerato il ritiro al suo valore caratteristico e le variazioni termiche al 50% del loro valore caratteristico, si considera superflua l'ipotesi di approfondire tale problematica in quanto non vincolante ai fini del dimensionamento delle sottostrutture.

7.1.3.7. Azioni variabili da traffico (ML)

I carichi mobili sono stati considerati in base alle indicazioni previste per i ponti stradali di 1° categoria indicati al paragrafo 5.1.3.3.3 delle NTC08. Compatibilmente con la larghezza della carreggiata, ed in previsione di un futuro ampliamento della stessa, sono state individuate quattro corsie convenzionali soggette alle azioni descritte dalla "Schema di carico 1" cui si è aggiunto, per le aree rimanenti, un carico uniformemente distribuito pari a 2.50 kN/m^2 . Tali azioni sono state applicate al modello tramite di una apposita analisi per carico mobile (ML) disponendo lo schema di carico in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto.

7.1.3.8. Azione longitudinale di frenamento (BRK)

La forza di frenamento o accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n°1 e per i ponti di 1° categoria vale:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6(2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L = 522 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN}$$

Tale forza è stata applicata sull'impalcato come carico uniformemente distribuito agente in direzione longitudinale ed intensità pari a 8.70 kN/m .

7.1.3.9. Azione Centrifuga

Poiché il raggio di curvatura dell'impalcato è superiore a 1500 m , la forza centrifuga da applicare a livello della pavimentazione è nulla.

7.1.3.10. Azione del vento (WL)

L'azione del vento, assimilata ad un carico orizzontale statico ortogonale all'asse del ponte, è stata cautelativamente assunta pari a 2.50 kN/m^2 , inglobando in tale valore la pressione del vento normale alle superfici investite direttamente, i coefficienti di forza dovuti alla forma dell'impalcato e l'azione tangenziale del vento.

7.1.3.11. Azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite, si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione, riportata al par.5.3.

Poiché la struttura è isolata alla base, per la determinazione delle azioni sismiche è necessario caratterizzare il sistema di isolamento. Come anticipato nella descrizione dell'opera, si utilizzano isolatori a pendolo ad attrito (FPS). Tale sistema di isolamento ha la peculiarità di modificare il periodo proprio di vibrazione della struttura, rendendolo indipendente dalla massa in gioco e legandolo a caratteristiche dell'isolatore stesso.

Per gli isolatori (vedi par.7.1.1.2) si sono utilizzate le seguenti caratteristiche:

- | | |
|--------------------------|----------------------------------|
| • R = 3700mm | Raggio di curvatura |
| • D = ± 300 mm | Spostamento di progetto |
| • μ = 0.055 | Coefficiente di attrito dinamico |
| • Kv = 2 100 000 kN / mm | rigidezza verticale |

Da cui, posto V = carico verticale, si ottiene:

- | | |
|--|---------------------------------|
| • $K_{eff} = V(1 / R + \mu / D)$ | Rigidezza efficace |
| • $T_{is} = 2\pi (V/K_{eff} g)^{0.5} = 2\pi [RD / g(D + \mu R)]^{0.5} = 2.977 \text{ s}$ | Periodo efficace |
| • $\xi_{esi} = (2/ \pi) [R\mu / (D + \mu R)] = 0.257$ | Smorzamento viscoso equivalente |

Determinate le caratteristiche del sistema di isolamento equivalente, a partire dalla pericolosità sismica del sito di costruzione, si costruiscono gli spettri di risposta per le tre componenti del moto relativi agli stati limite considerati. Nel dettaglio, per l'opera in oggetto si sono studiate le condizioni sismiche per gli stati limite di "Danno" (SLD), "Salvaguardia della vita" (SLV) e "Collasso" (SLC). Nella fattispecie si è scelto cautelativamente di limitare lo smorzamento viscoso equivalente del sistema isolato ad un valore massimo del 20% ($\xi_{esi} = 0.20$)

Fig. 7.1-5

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

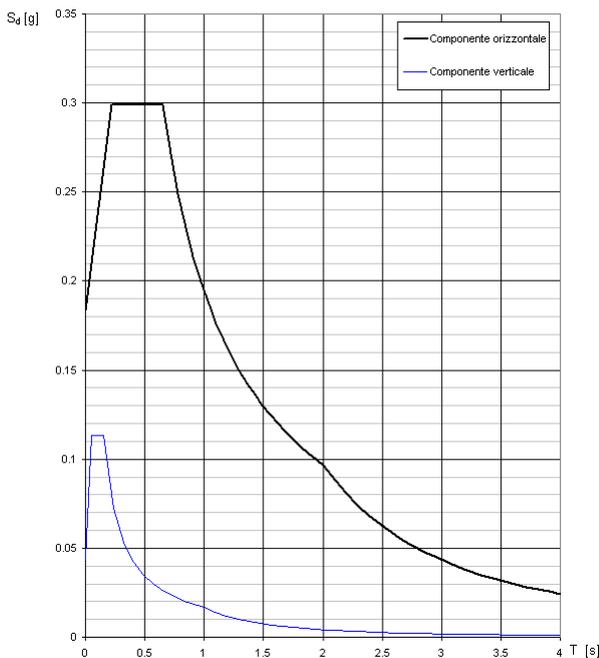


FIG. 7.1-6

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

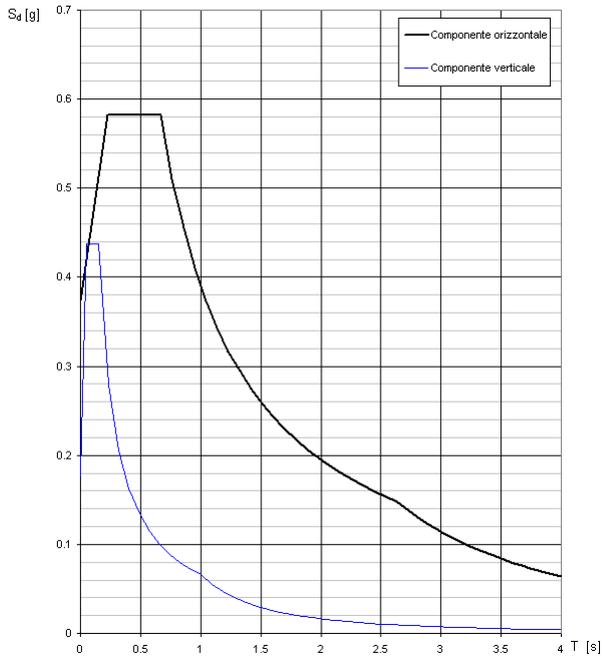
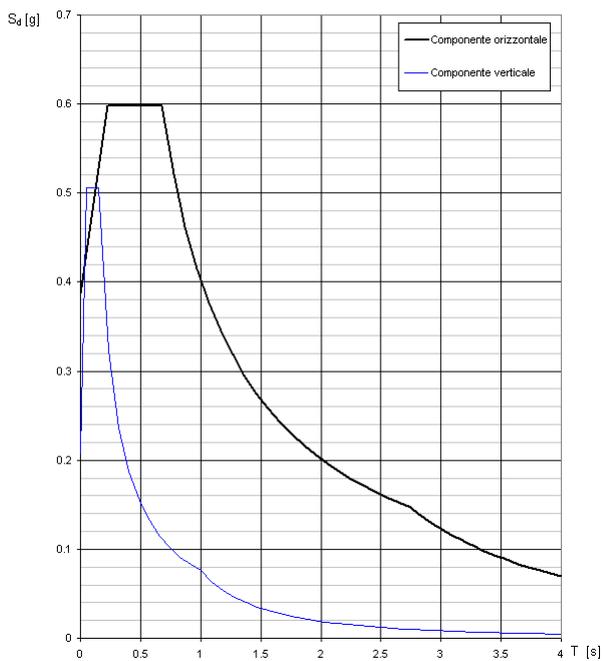


FIG. 7.1-7

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



7.1.4. Combinazioni di carico di progetto

Nell'ambito delle verifiche di Stato Limite di Esercizio (SLE) e di Stato Limite Ultimo (SLU) si sono considerate le combinazioni di carico riportate nelle tabelle seguenti. Per facilità di esposizione si sono utilizzati gli involuipi delle singole azioni elementari combinandoli poi opportunamente nelle combinazioni di progetto.

TAB. 7.1-1

	SW + DL	CR/SH
CS_01	1.35	0.00
CS_02	1.35	1.20
CS_03	1.00	1.20

TAB. 7.1-2

	CS_01	CS_02	CS_03
ENV_CS	1.00	1.00	1.00

TAB. 7.1-3 - CONDIZIONE DI INVILUPPO DEI CEDIMENTI VINCOLARI

	Ced. SP1	Ced. P1	Ced. P2	Ced. SP2
ENV_Ced	1.00	1.00	1.00	1.00

TAB. 7.1-4 - CONDIZIONE DI INVILUPPO DELL'AZIONE DELLA TEMPERATURA

	Temp. Est	Temp. Inv
ENV_DT	1.00	1.00

TAB. 7.1-5 - CONDIZIONE DI INVILUPPO DELL'AZIONE DEL VENTO

	WL +	WL -
ENV_WL	1.00	1.00

TAB. 7.1-6 - CONDIZIONE DI INVILUPPO DELL'AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO

	BRK +	BRK -
ENV_BRK	1.00	1.00

Alle suddette si aggiunge la condizione determinata dai carichi mobili che è già un involuppo di un elevato numero di condizioni di carico elementari.

TAB. 7.1-7 – COMBINAZIONI DI SLU

Combinazione	ENV_CS	ENV_Ced	ENV_DT	ENV_WL	ML	ENV_BRK
SLU 01	1.00	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU 02	1.00	1.20	0.60*1.20	0.00	0.00	0.00
SLU 03	1.00	1.20	1.20	0.60*1.50	0.00	0.00
SLU 04	1.00	1.20	0.60*1.20	1.50	0.00	0.00
SLU 05	1.00	1.20	1.20	0.60*1.50	0.75*1.35	0.00
SLU 06	1.00	1.20	0.60*1.20	1.50	0.75*1.35	0.00
SLU 07	1.00	1.20	1.20	0.60*1.50	0.75*1.35	1.00
SLU 08	1.00	1.20	0.60*1.20	1.50	0.75*1.35	1.00
SLU 09	1.00	1.20	0.60*1.20	0.60*1.50	1.35	1.35

TAB. 7.1-8 – COMBINAZIONI SISMICHE

Combinazione	SW+DL	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
SLD 01	1.00	1.00	0.30	0.30
SLD 02	1.00	1.00	0.30	-0.30
SLD 03	1.00	0.30	1.00	0.30
SLD 04	1.00	0.30	1.00	-0.30
SLD 05	1.00	0.30	0.30	1.00
SLD 06	1.00	0.30	0.30	-1.00
SLV 01	1.00	1.00	0.30	0.30
SLV 02	1.00	1.00	0.30	-0.30
SLV 03	1.00	0.30	1.00	0.30
SLV 04	1.00	0.30	1.00	-0.30
SLV 05	1.00	0.30	0.30	1.00
SLV 06	1.00	0.30	0.30	-1.00
SLC 01	1.00	1.00	0.30	0.30
SLC 02	1.00	1.00	0.30	-0.30
SLC 03	1.00	0.30	1.00	0.30

SLC 04	1.00	0.30	1.00	-0.30
SLC 05	1.00	0.30	0.30	1.00
SLC 06	1.00	0.30	0.30	-1.00

Naturalmente per ogni combinazione sismica si sono adottati i valori di sollecitazione derivanti dallo spettro di risposta corrispondente allo stato limite considerato.

7.2. RISULTATI DELL'ANALISI – STATICA

In Allegato sono riportati i tabulati di Calcolo.

7.2.1. Reazioni vincolari

Nelle tabelle a seguire sono riportati i valori delle reazioni nei vincoli per le singole condizioni di carico non fattorizzate e per l'involuppo delle combinazioni di carico di progetto (SLU). Le reazioni relative alle fasi di costruzione sono di tipo additivo, ossia ogni fase comprende le fasi precedenti.

TAB. 7.2-1 – REAZIONI VINCOLARI APPOGGI IN SPALLA

Spalle SP1-SP2						
Condizione di Carico	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Sola Struttura Metallica	0	0	521	0	0	521
Getto della Soletta	0	0	2 720	0	0	2 720
Applicazione carichi Permanenti (t=t ⁰)	0	0	3 823	0	0	3 823
Applicazione carichi Permanenti (t=t [∞])	0	0	3 823	0	0	3 823
Variazione Termica (Estate)	28	0	0	28	0	0
Variazione Termica (Inverno)	-28	0	0	-28	0	0
Vento Trasversale (dir. Y+)	-40	-225	-91	40	-225	91
Vento Trasversale (dir. Y-)	40	225	91	-40	225	-91
Azione Long. di Frenamento (dir. X+)	-131	0	-11	-131	0	-11
Azione Long. di Frenamento (dir. X-)	131	0	11	131	0	11
Carichi Mobili (Max)	20	0	2 700	20	0	2 700
Carichi Mobili (Min)	0	0	-499	0	0	-499
ENV SLU(max)	262	338	8 902	262	337	8 902
ENV SLU(min)	-262	-337	3 052	-262	-338	3 052

7.2.2. Azioni interne

Di seguito sono riportate le principali azioni interne nelle aste per le varie condizioni di carico.

FIG. 7.2-1 FASE 1: STRUTTURA METALLICA – TAGLIO (kN)

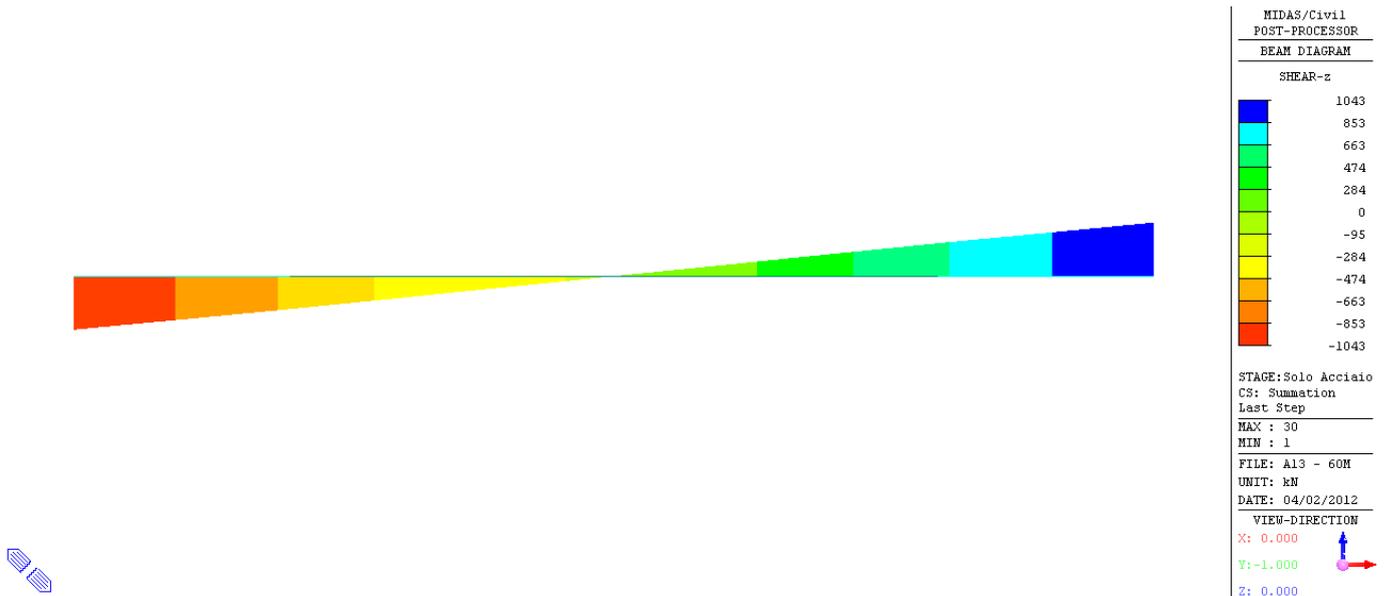


FIG. 7.2-2 FASE 1: STRUTTURA METALLICA – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

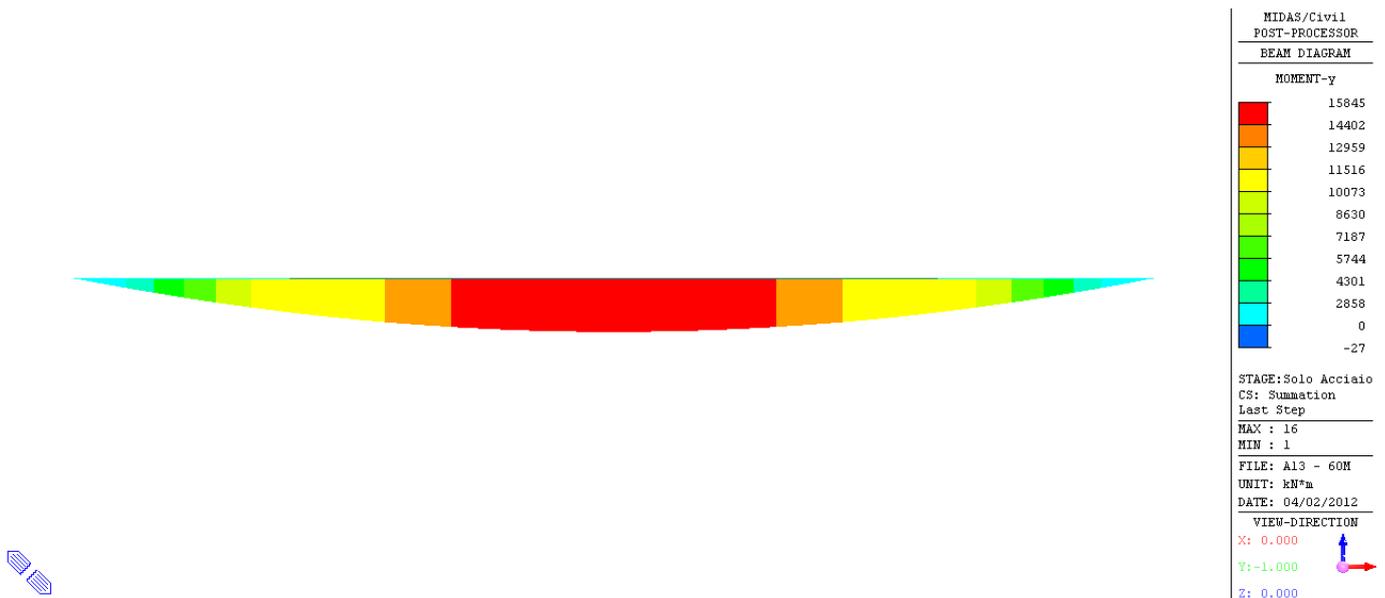


FIG. 7.2-3 FASE 2: GETTO SOLETTA IN CLS – TAGLIO (kN)

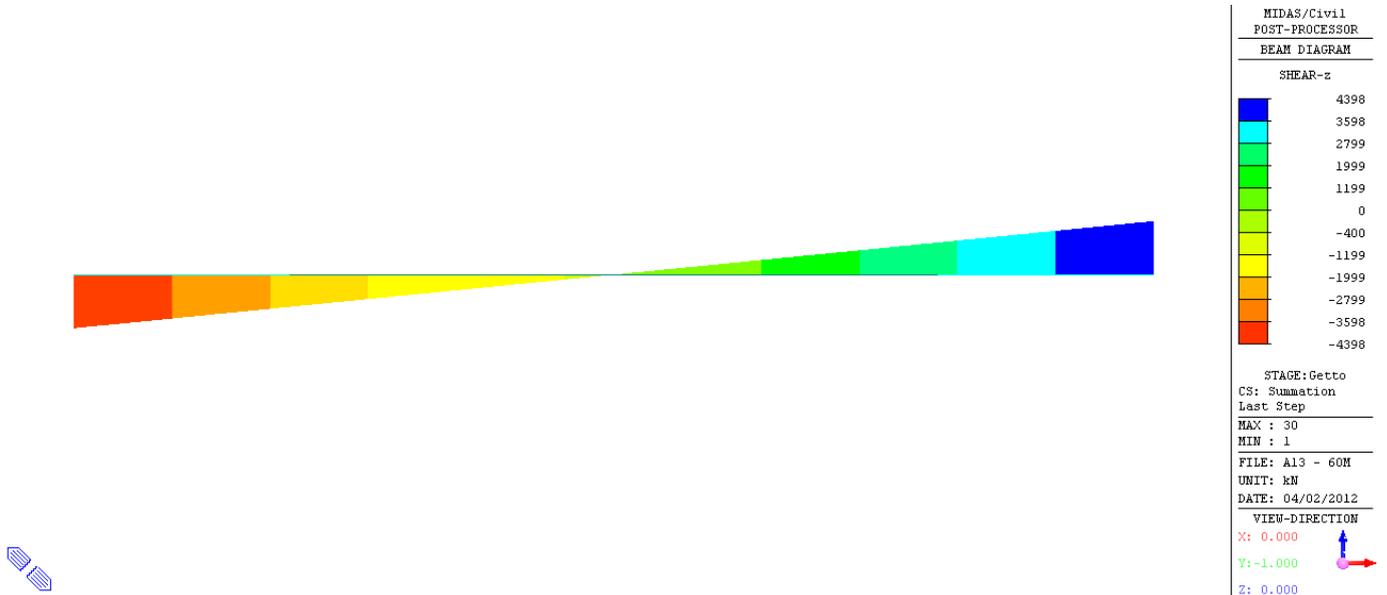


FIG. 7.2-4 FASE 2: GETTO SOLETTA IN CLS – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

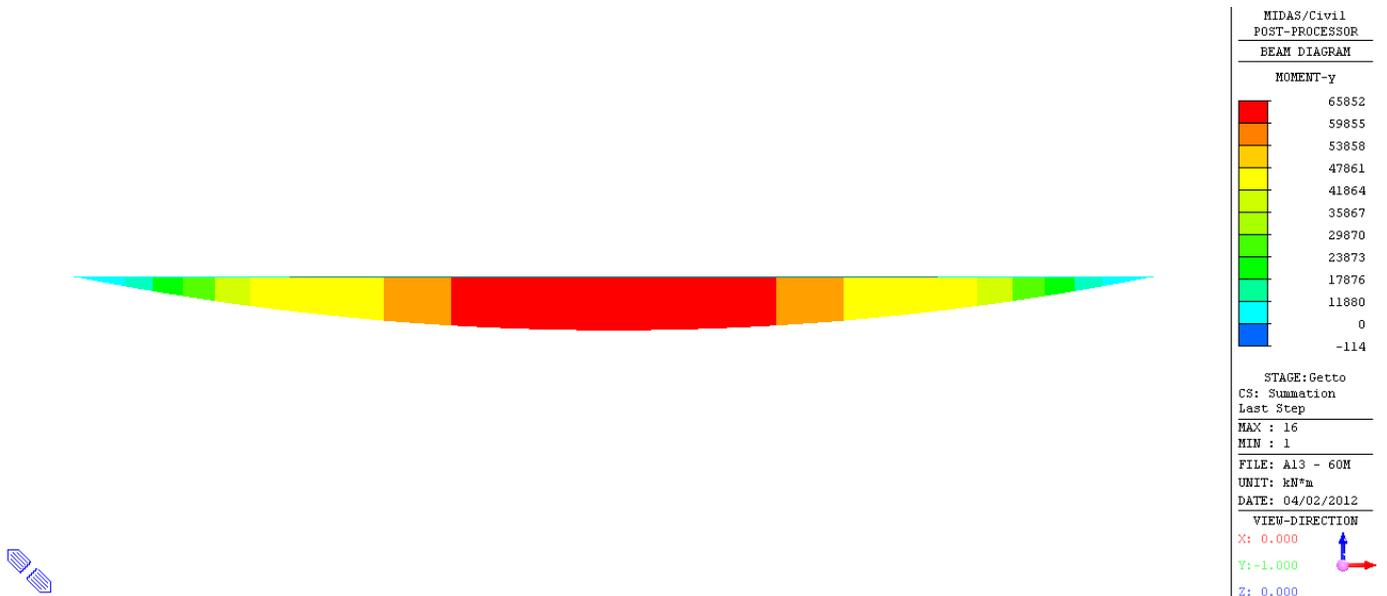


FIG. 7.2-5 FASE 3: APPLICAZIONE DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI – TAGLIO (kN)

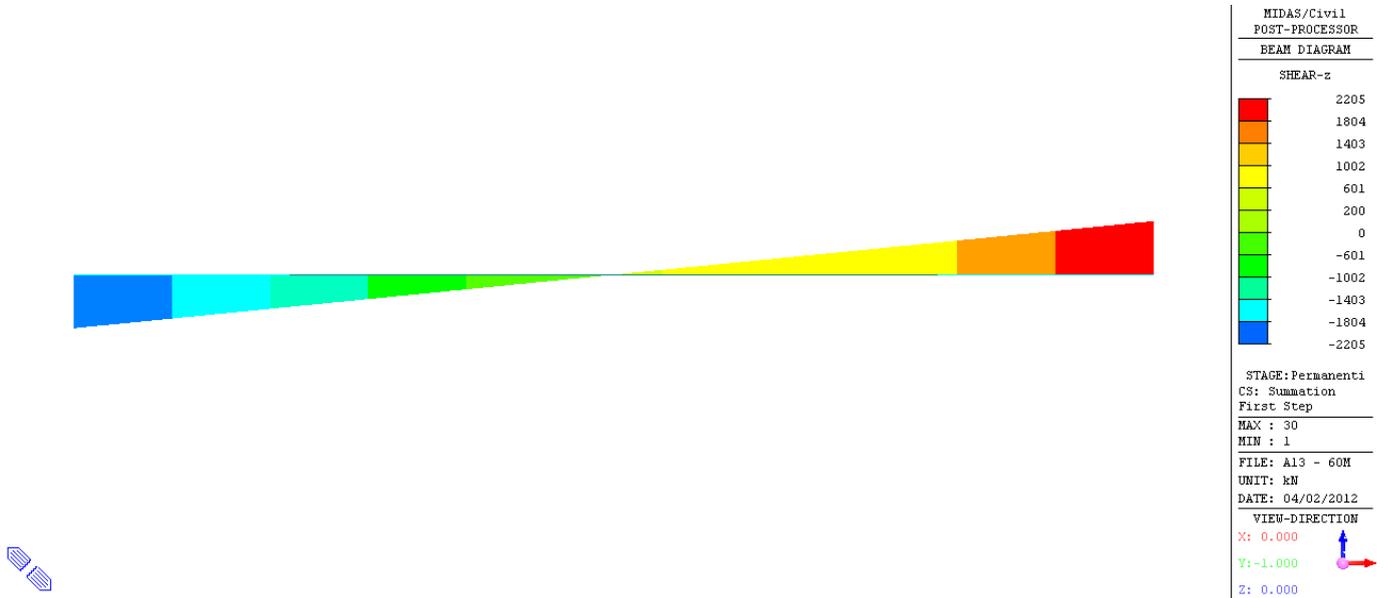


FIG. 7.2-6 FASE 3: APPLICAZIONE DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

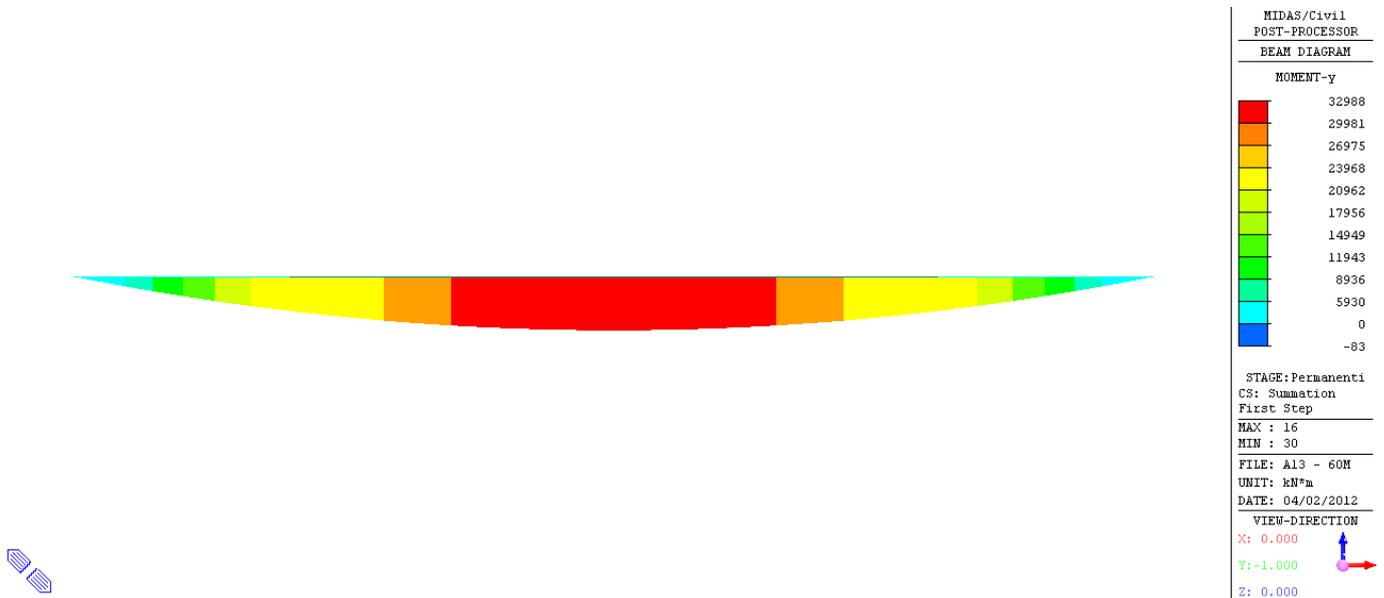


FIG. 7.2-7 AZIONI COMPLESSIVE A T₀ – TAGLIO (kN)

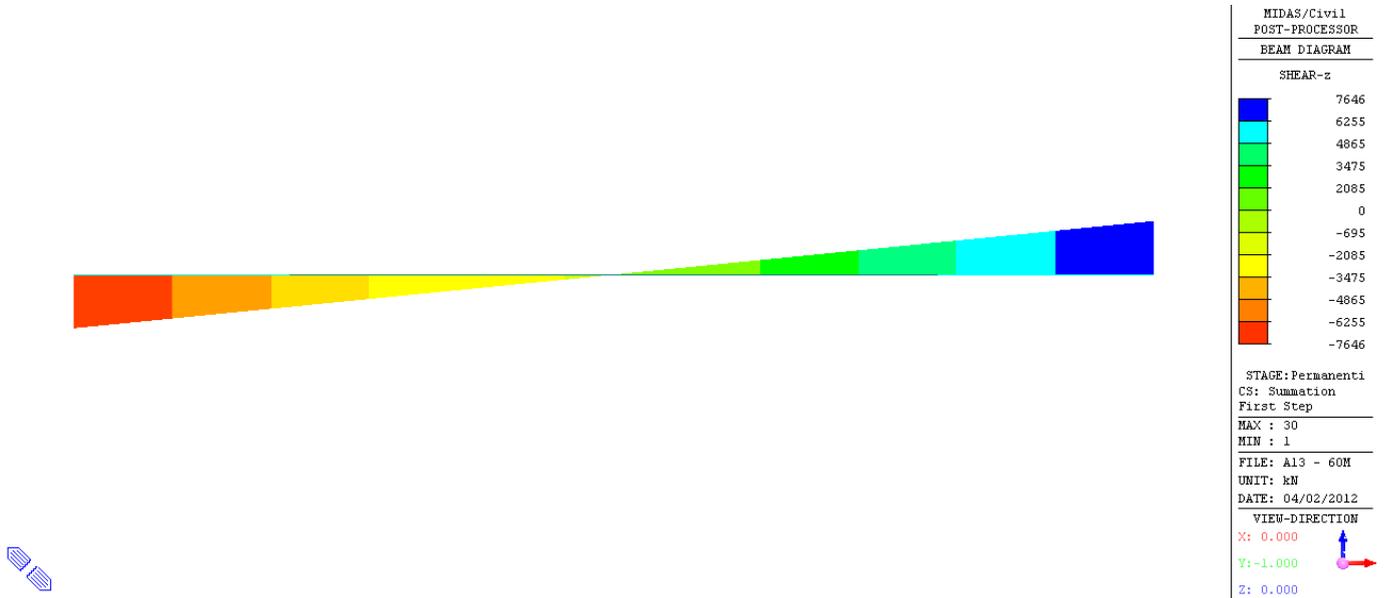


FIG. 7.2-8 AZIONI COMPLESSIVE A T₀ – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

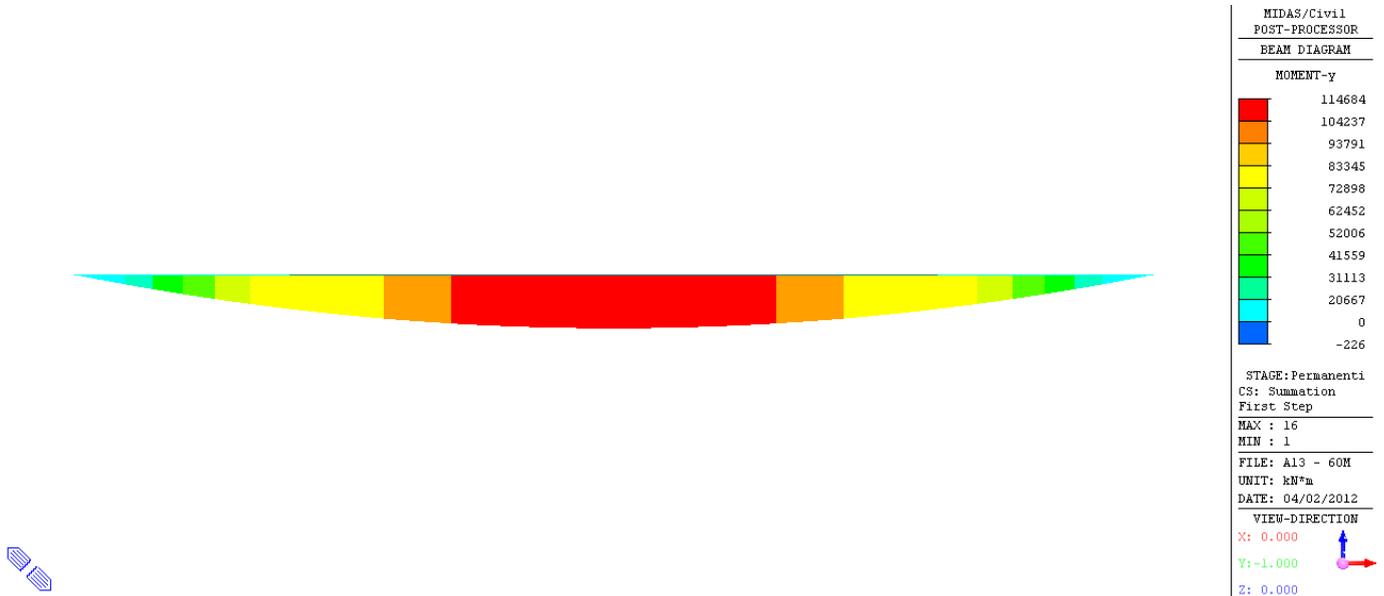


FIG. 7.2-9 AZIONI COMPLESSIVE A T[∞] – TAGLIO (kN)

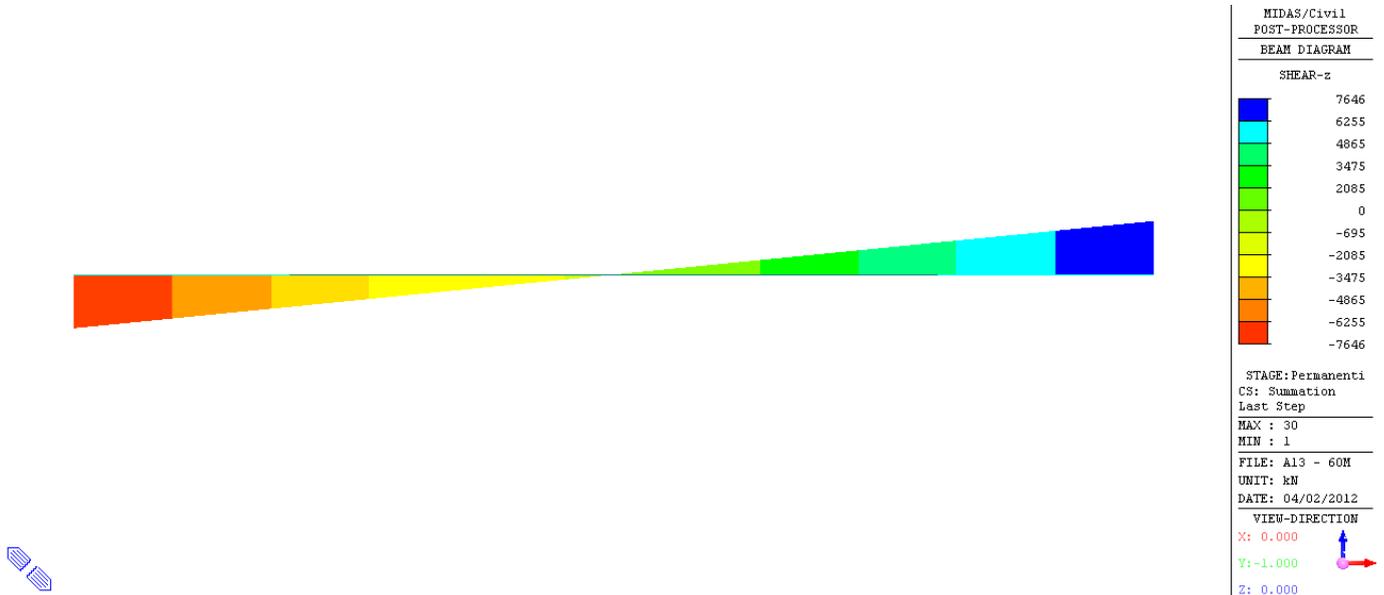


FIG. 7.2-10 AZIONI COMPLESSIVE A T[∞] – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

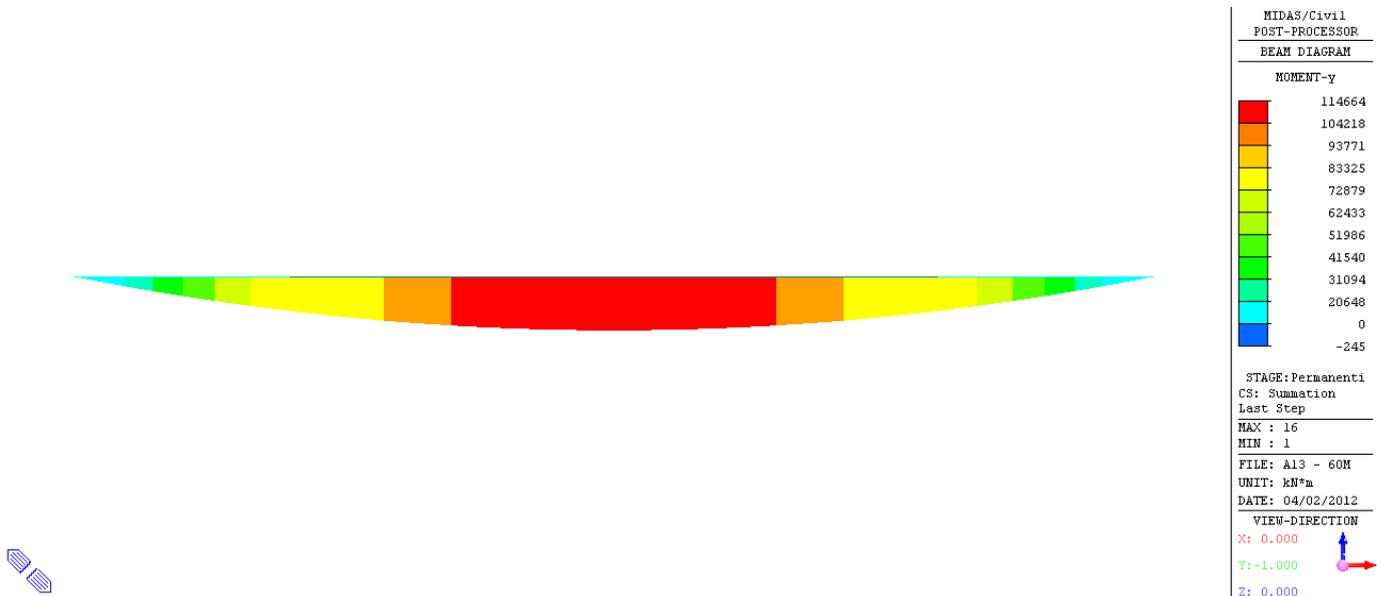


FIG. 7.2-11 AZIONE DELLA TEMPERATURA (TEMP. ESTATE) – MOMENTO FLETTENTE MY (kN)

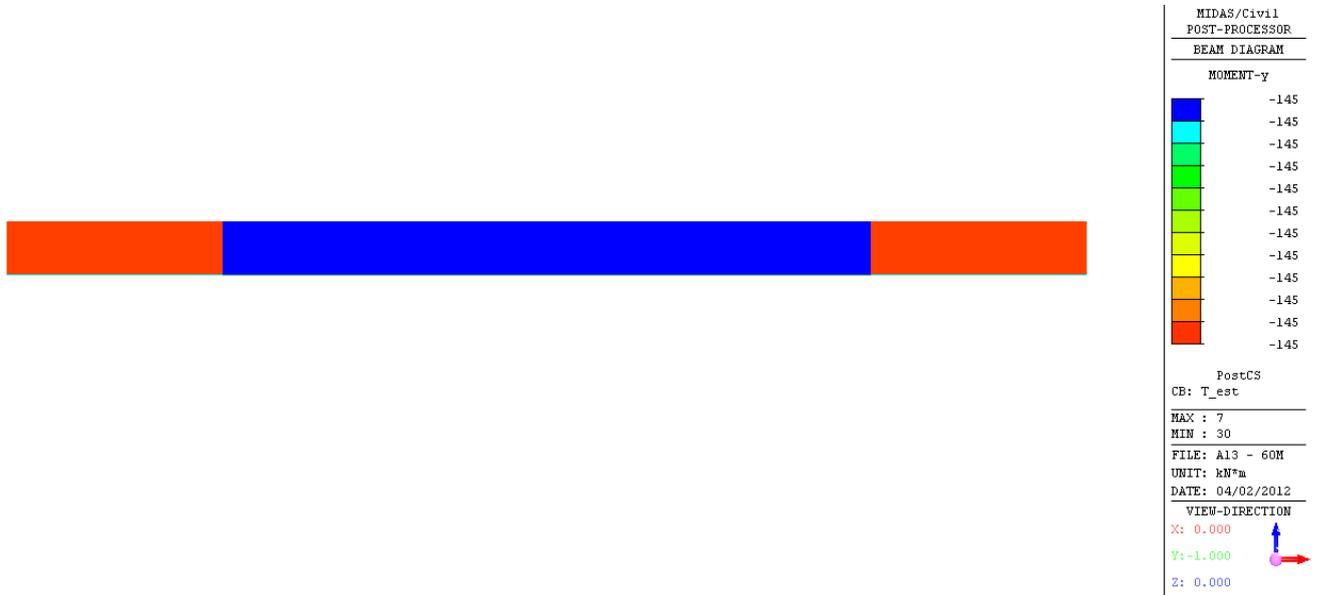


FIG. 7.2-12 AZIONE DELLA TEMPERATURA (TEMP. ESTATE) – MOMENTO FLETTENTE MY (kN)

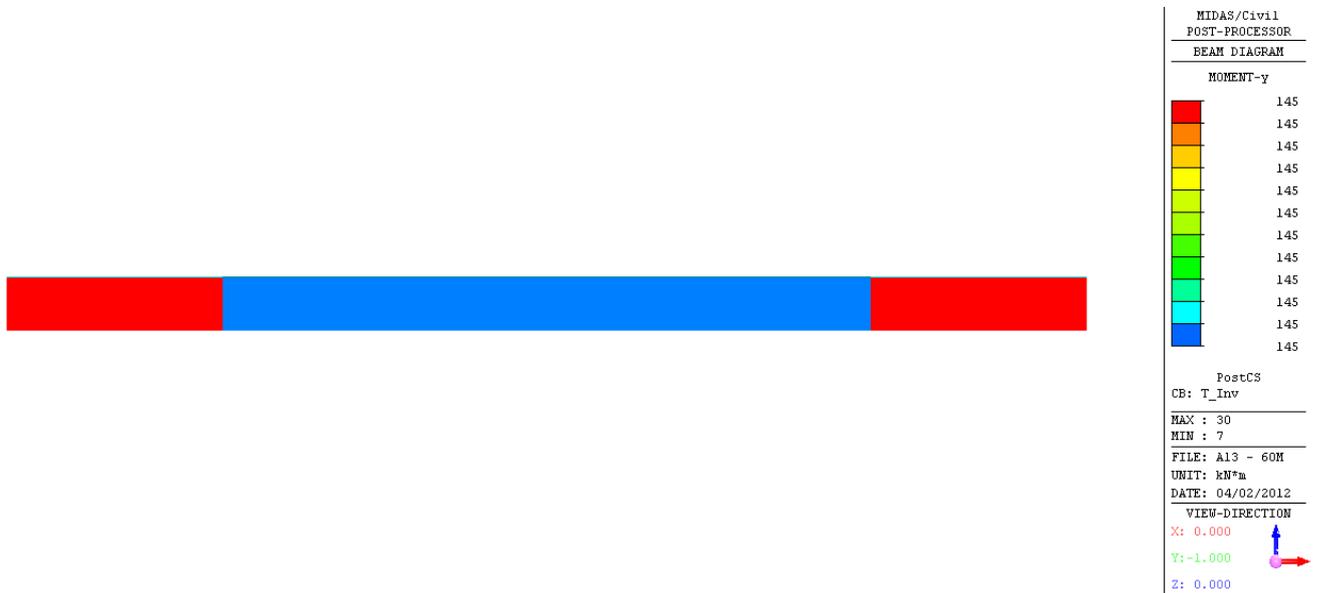


FIG. 7.2-13 INVILUPPO DEI CARICHI MOBILI – TAGLIO (kN)

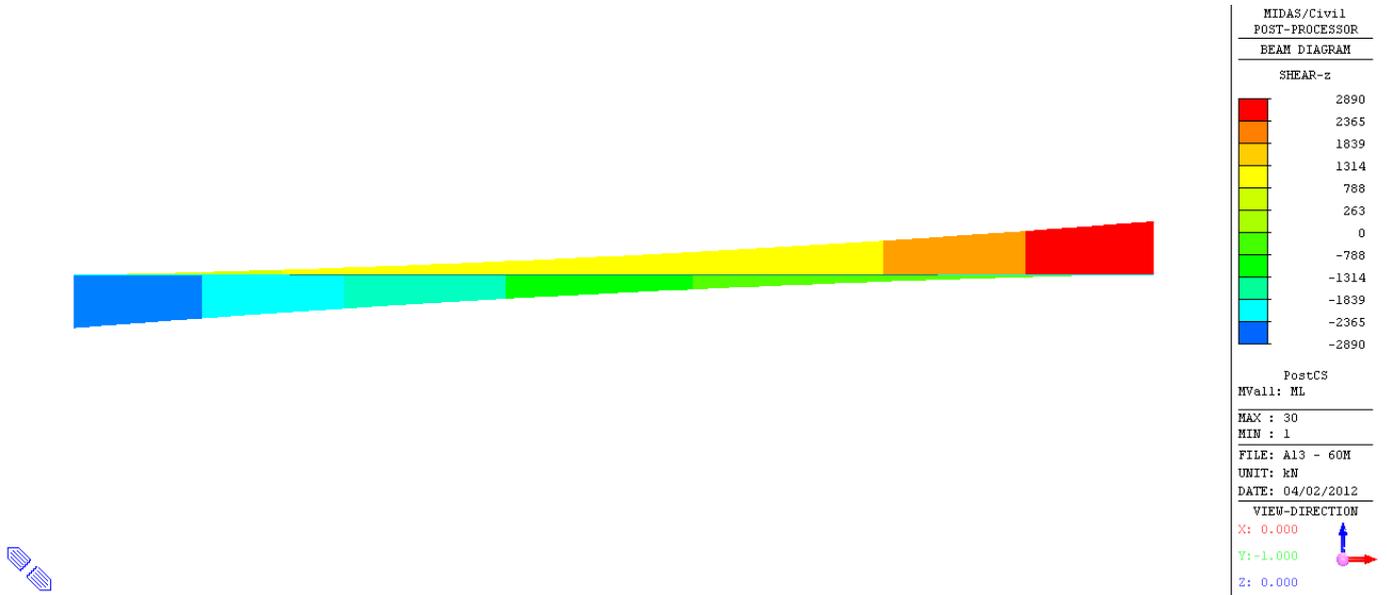


FIG. 7.2-14 INVILUPPO DEI CARICHI MOBILI – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

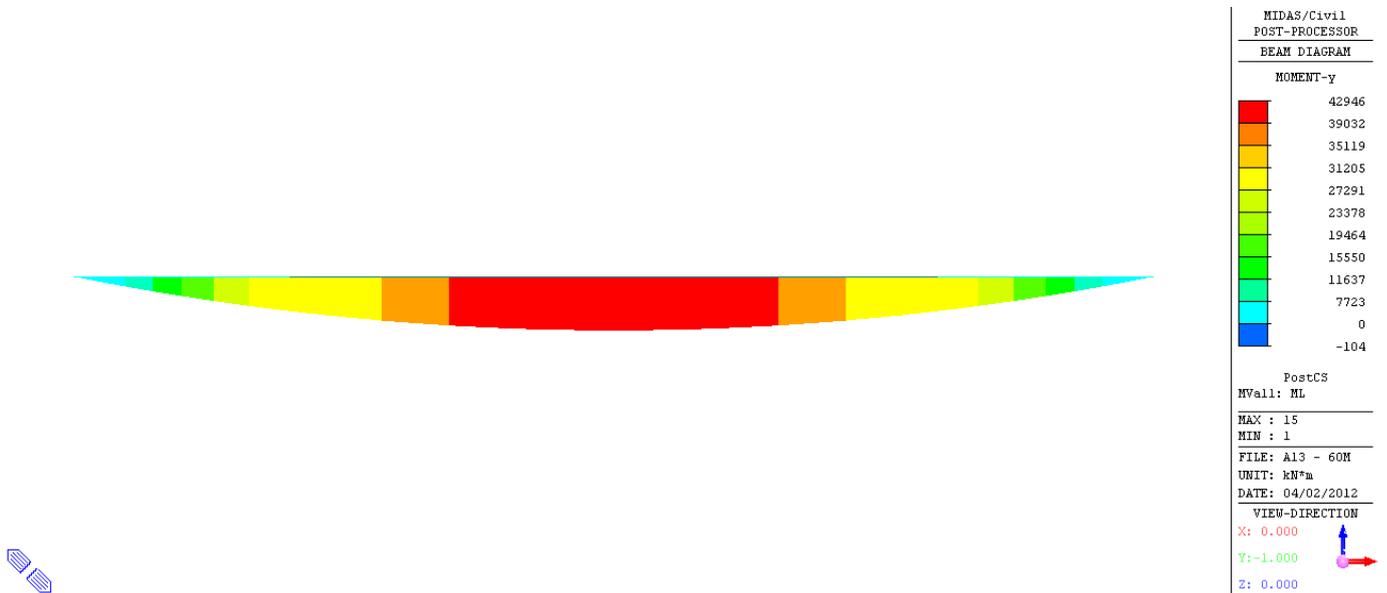


FIG. 7.2-15 INVILUPPO DEI CARICHI MOBILI – MOMENTO TORCENTE MX (kNm)

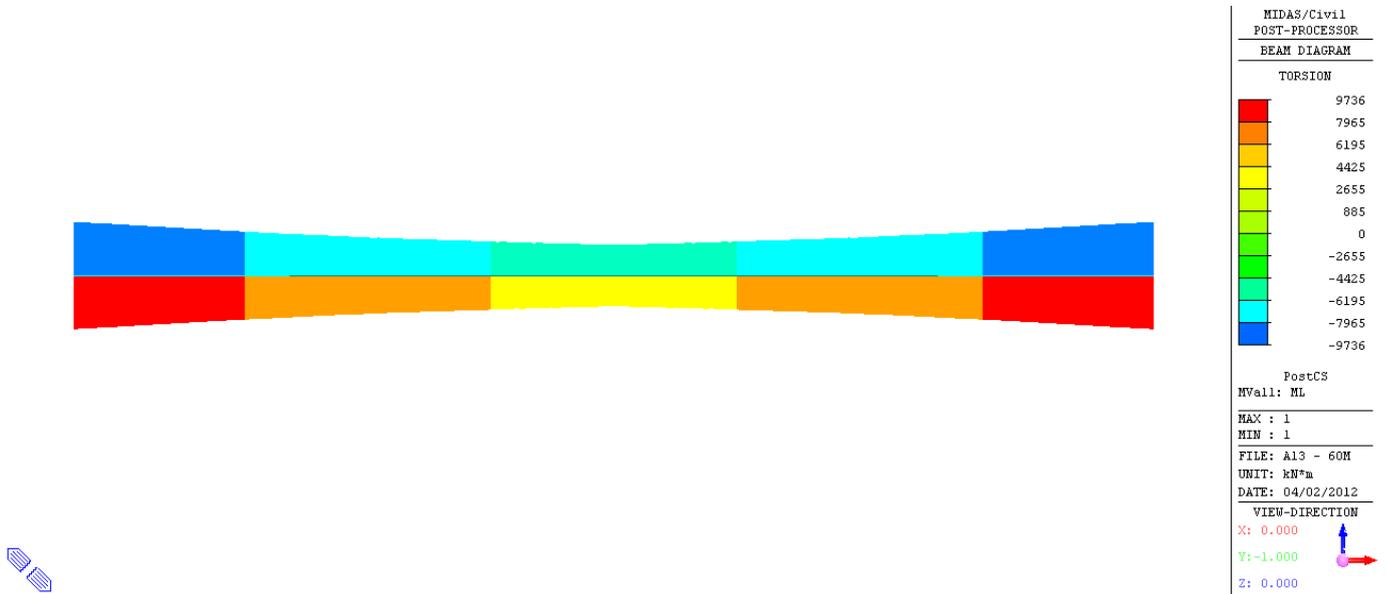


FIG. 7.2-16 INVILUPPO COMBINAZIONI DI SLU – TAGLIO (kN)

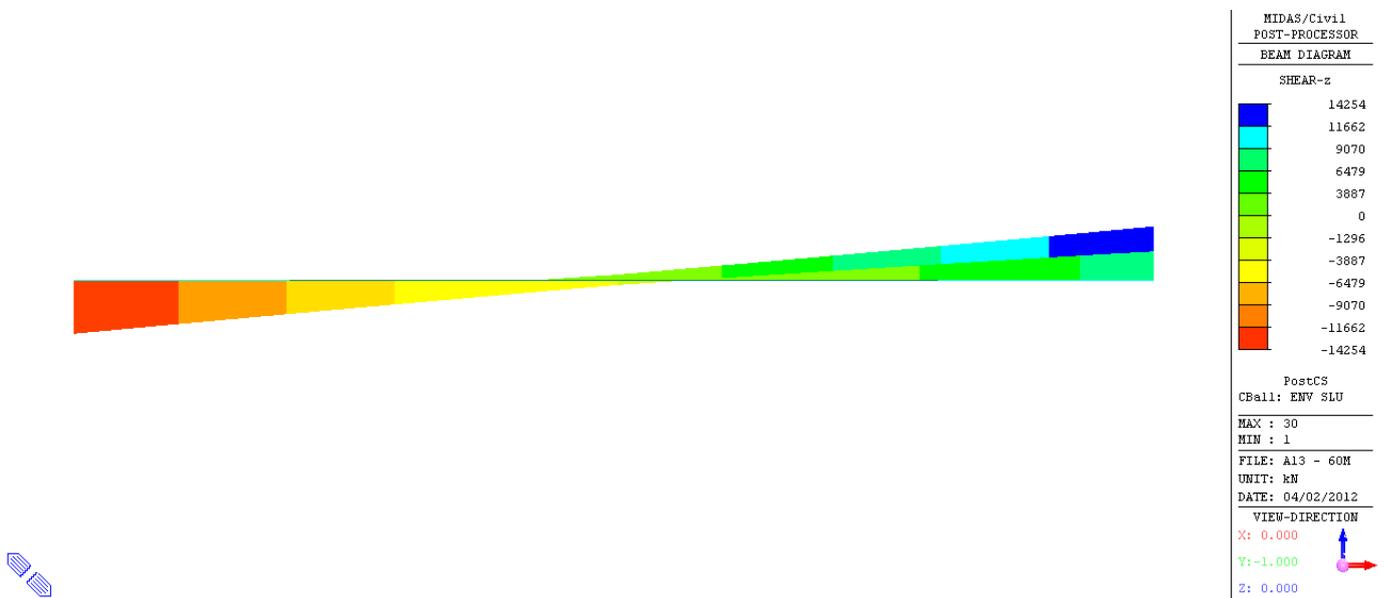


Fig. 7.2-17 INVILUPPO COMBINAZIONI DI SLU – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

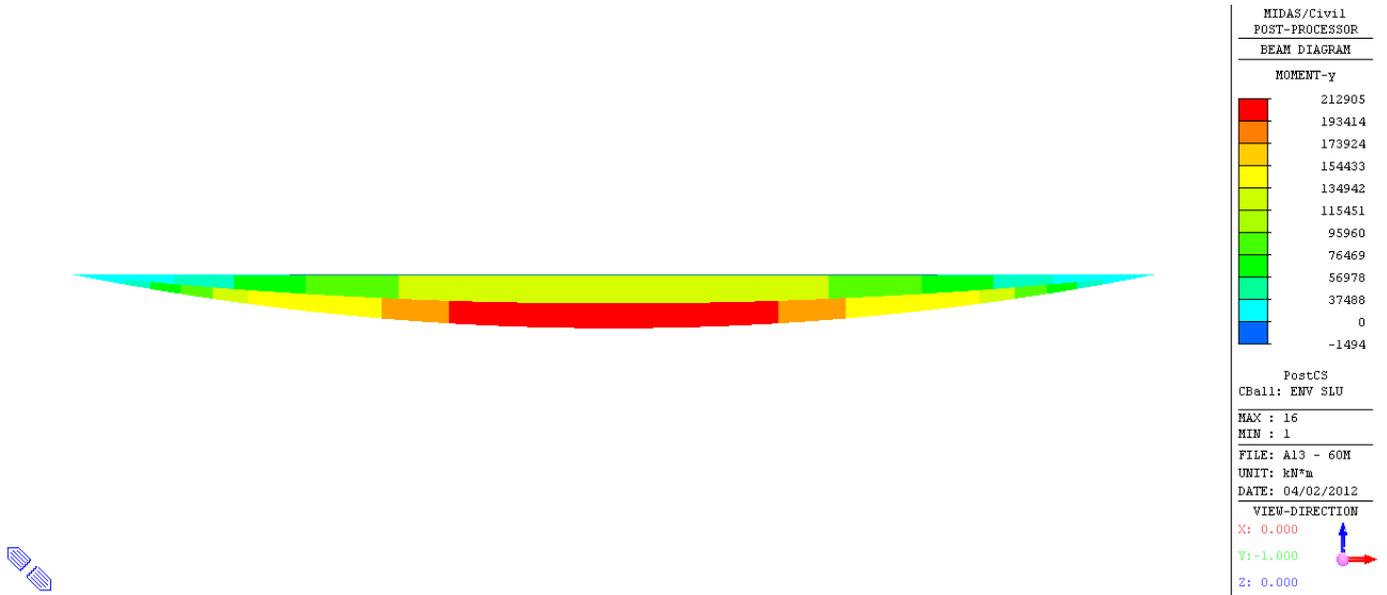
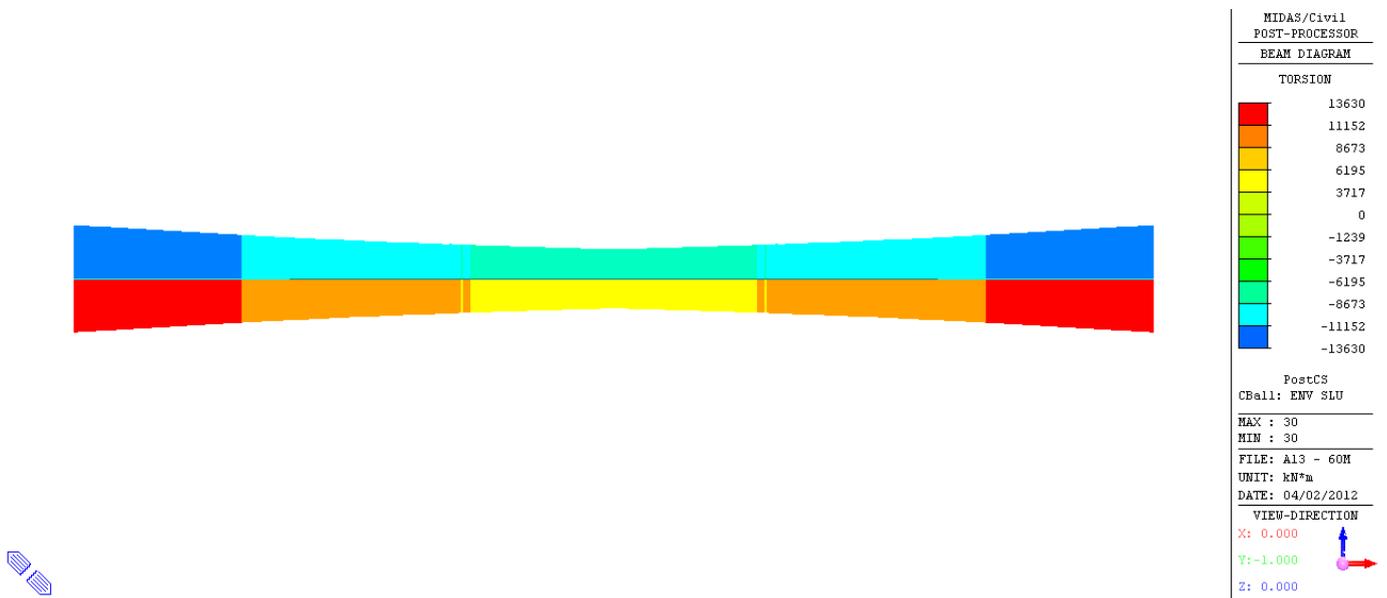


Fig. 7.2-18 INVILUPPO COMBINAZIONI DI SLU – MOMENTO TORCENTE MX (kNm)



7.3. RISULTATI DELL'ANALISI - SISMICA

7.3.1. Sisma Orizzontale

Le azioni orizzontali dovute al sisma si valutano a partire dalle caratteristiche equivalenti del sistema di isolamento.

Nel caso in esame si è ipotizzato:

- $R = 3700\text{mm}$ Raggio di curvatura
- $D = \pm 300\text{ mm}$ Spostamento di progetto
- $\mu = 0.055$ Coefficiente di attrito dinamico
- $K_v = 210\ 000\text{ kN / mm}$ rigidezza verticale

Da cui, posto $V =$ carico verticale, si ottiene:

- $K_{\text{eff}} = V(1 / R + \mu / D)$ Rigidezza efficace
- $T_{\text{is}} = 2\pi (V/K_{\text{eff}} g)^{0.5} = 2\pi [RD / g(D + \mu R)]^{0.5} = 2.977\text{ s}$ Periodo efficace

Le accelerazioni orizzontali cui è sottoposto il sistema isolato, si ottengono per i tre stati limite considerati, dai rispettivi spettri di risposta, rilevando le ordinate spettrali corrispondenti al periodo proprio del sistema isolato.

$$S_e(T_{\text{is}})_{\text{SLD}} = 0.044\text{ g}$$

$$S_e(T_{\text{is}})_{\text{SLV}} = 0.116\text{ g}$$

$$S_e(T_{\text{is}})_{\text{SLC}} = 0.124\text{ g}$$

La forza orizzontale complessiva applicata al sistema di isolamento è pari a:

$$F = M \times S_e(T_{\text{is}})$$

con $M = 16\ 216\text{ kN}$ peso corrispondente alla massa sismica (SW + PP + 0.20ML)

TAB. 7.3-1

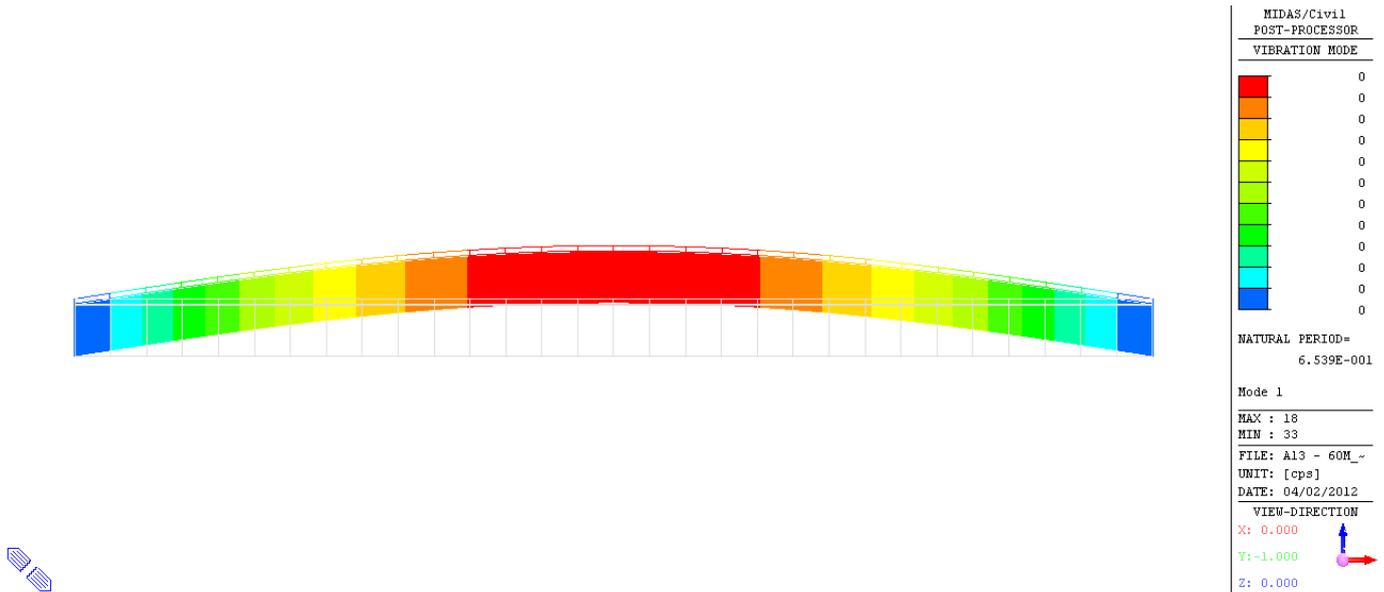
	$S_e(g)$	F
		(kN)
Forza Orizzontale SLD	0.044	714
Forza Orizzontale SLV	0.116	1 881
Forza Orizzontale SLC	0.124	2 011

7.3.2. Sisma Verticale

Le sollecitazioni dovute agli effetti sismici verticali sono state valutate per l'impalcato tramite una analisi modale con spettro di risposta volta a determinare le azioni verticali esercitate sul dispositivo di isolamento.

Si sono considerati nell'analisi le masse associate agli elementi strutturali, agli elementi di arredo stradale (permanenti portati) ed al 20% dei massimi carichi mobili ammissibili sull'impalcato.

Fig. 7.3-1 1° MODO VERTICALE – T = 0.654s



TAB. 7.3-2 – FORZE SISMICHE VERTICALI

	S_e(g)	F (kN)
Forza Verticale SLD	0.028	454
Forza Verticale SLV	0.107	1 735
Forza Verticale SLC	0.123	1 995

7.3.3. Azioni sismiche globali

Le azioni sismiche globali si ottengono dalla combinazione delle tre componenti spaziali dell'azione sismica. Poiché il comportamento del dispositivo di isolamento è influenzato dalla contemporanea presenza di una azione orizzontale e di una azione verticale, per ogni combinazione considerata si avrà una differente rigidezza efficace del sistema isolato.

A partire dalle azioni sismiche globali, si determinano le relative rigidezze efficaci del sistema isolato ed i conseguenti spostamenti sismici. Poiché l'impalcato si considera rigido nel piano orizzontale, tali spostamenti dovranno essere uguali per tutti gli appoggi. Conoscendo l'entità del carico verticale agente sulle singole sottostrutture, si riesce quindi a determinare la reazione orizzontale generata dal sistema di isolamento.

TAB. 7.3-3

Azioni Sismiche a SLD			
	RX	RY	RZ
	(kN)	(kN)	(kN)
Peso Totale in fase sismica	0	0	16 216
Sisma Longitudinale (dir. X)	714	0	0
Sisma Trasversale (dir. Y)	0	714	0
Sisma Verticale (dir. Z)	0	0	454

TAB. 7.3-4

Azioni Sismiche Globali a SLD				Spostamenti sismici a SLD			
Combinazioni di Carico	RX	RY	RZ	K_{eff}	d_x	d_y	d_{tot}
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN/mm)	(mm)	(mm)	(mm)
SLD_01	714	214	16 352	7.417	96	29	100
SLD_02	714	214	16 080	7.294	98	29	102
SLD_03	214	714	16 352	7.417	29	96	100
SLD_04	214	714	16 080	7.294	29	98	102
SLD_05	214	214	16 670	7.562	28	28	40
SLD_06	214	214	15 762	7.150	30	30	42

Dalle azioni sismiche globali si ricavano per le azioni sulle singole sottostrutture:

TAB. 7.3-5

Azioni Sulle Sottostrutture a SLD								
	Spalla SP1				Spalla SP2			
	RZ	RX	RY	RXY	RZ	RX	RY	RXY
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
SLD_01	8 176	357	107	372	8 176	357	107	372
SLD_02	8 040	357	107	372	8 040	357	107	372
SLD_03	8 176	107	357	372	8 176	107	357	372
SLD_04	8 040	107	357	372	8 040	107	357	372
SLD_05	8 335	107	107	151	8 335	107	107	151
SLD_06	7 881	107	107	151	7 881	107	107	151

TAB. 7.3-6

Azioni Sismiche a SLV			
	RX	RY	RZ
	(kN)	(kN)	(kN)
Peso Totale in fase sismica	0	0	16 216
Sisma Longitudinale (dir. X)	1 881	0	0
Sisma Trasversale (dir. Y)	0	1 881	0
Sisma Verticale (dir. Z)	0	0	1 735

TAB. 7.3-7

Azioni Sismiche Globali a SLV				Spostamenti sismici a SLV			
Combinazioni di Carico	RX	RY	RZ	K_{eff}	d_x	d_y	d_{tot}
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN/mm)	(mm)	(mm)	(mm)
SLV_01	1 881	564	16 737	7.592	248	74	259
SLV_02	1 881	564	15 695	7.120	264	79	276
SLV_03	564	1 881	16 737	7.592	74	248	259
SLV_04	564	1 881	15 695	7.120	79	264	276
SLV_05	564	564	17 951	8.143	69	69	98
SLV_06	564	564	14 481	6.569	86	86	121

Dalle azioni sismiche globali si ricavano per congruenza le azioni sulle singole sottostrutture:

TAB. 7.3-8

Azioni Sulle Sottostrutture a SLV								
	Spalla SP1				Spalla SP2			
	RZ	RX	RY	RXY	RZ	RX	RY	RXY
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
SLV_01	8 368	941	982	941	8 368	941	282	982
SLV_02	7 848	941	982	941	7 848	941	282	982
SLV_03	8 368	282	982	283	8 368	282	941	982
SLV_04	7 848	282	982	283	7 848	282	941	982
SLV_05	8 976	282	399	282	8 976	282	282	399
SLV_06	7 240	282	399	282	7 240	282	282	399

TAB. 7.3-9

Azioni Sismiche a SLC			
	RX	RY	RZ
	(kN)	(kN)	(kN)
Peso Totale in fase sismica	0	0	16 216
Sisma Longitudinale (dir. X)	2 011	0	0
Sisma Trasversale (dir. Y)	0	2 011	0
Sisma Verticale (dir. Z)	0	0	1 995

TAB. 7.3-10

Azioni Sismiche Globali a SLC				Spostamenti sismici a SLC			
Combinazioni di Carico	RX	RY	RZ	K_{eff}	d_x	d_y	d_{tot}
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN/mm)	(mm)	(mm)	(mm)
SLC_01	2 011	603	16 814	7.627	264	79	275
SLC_02	2 011	603	15 618	7.084	284	85	296
SLC_03	603	2 011	16 814	7.627	79	264	275
SLC_04	603	2 011	15 618	7.084	85	284	296
SLC_05	603	603	18 211	8.260	73	73	103
SLC_06	603	603	14 221	6.451	94	94	132

Dalle azioni sismiche globali si ricavano per congruenza le azioni sulle singole sottostrutture:

TAB. 7.3-11

Azioni Sulle Sottostrutture a SLC								
	Spalla SP1				Spalla SP2			
	RZ	RX	RY	RXY	RZ	RX	RY	RXY
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
SLC_01	8 407	1 005	302	1 050	8 407	1 005	302	1 050
SLC_02	7 809	1 005	302	1 050	7 809	1 005	302	1 050
SLC_03	8 407	302	1 005	1 050	8 407	302	1 005	1 050
SLC_04	7 809	302	1 005	1 050	7 809	302	1 005	1 050
SLC_05	9 105	302	302	427	9 105	302	302	427
SLC_06	7 111	302	302	427	7 111	302	302	427

7.3.4. Reazioni vincolari (FASE SISMICA)

Nelle tabelle a seguire sono riportati i valori delle reazioni nei vincoli delle spalle per le combinazioni sismiche (SLD, SLV e SLC).

TAB. 7.3-12 – REAZIONI A SLD

Condizione di Carico	Spalle SP1-SP2					
	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX kN	FY kN	FZ kN	FX kN	FY kN	FZ kN
SLD_01	178	54	4 088	178	54	4 088
SLD_02	178	54	4 020	178	54	4 020
SLD_03	54	178	4 088	54	178	4 088
SLD_04	54	178	4 020	54	178	4 020
SLD_05	54	54	4 168	54	54	4 168
SLD_06	54	54	3 940	54	54	3 940
ENV SLD (max)	178	178	4 168	178	178	4 168
ENV SLD (min)	-178	-178	3 940	-178	-178	3 940

TAB. 7.3-13 – REAZIONI A SLV

Condizione di Carico	Spalle SP1-SP2					
	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX kN	FY kN	FZ kN	FX kN	FY kN	FZ kN
SLV_01	470	141	4 184	470	141	4 184
SLV_02	470	141	3 924	470	141	3 924
SLV_03	141	470	4 184	141	470	4 184
SLV_04	141	470	3 924	141	470	3 924
SLV_05	141	141	4 488	141	141	4 488
SLV_06	141	141	3 620	141	141	3 620
ENV SLV (max)	470	470	4 488	470	470	4 488
ENV SLV (min)	-470	-470	3 620	-470	-470	3 620

TAB. 7.3-14 – REAZIONI A SLC

Condizione di Carico	Spalle SP1-SP2					
	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX kN	FY kN	FZ kN	FX kN	FY kN	FZ kN
SLC_01	503	151	4 204	503	151	4 204
SLC_02	503	151	3 904	503	151	3 904
SLC_03	151	503	4 204	151	503	4 204
SLC_04	151	503	3 904	151	503	3 904
SLC_05	151	151	4 553	151	151	4 553
SLC_06	151	151	3 555	151	151	3 555
ENV SLC (max)	503	503	4 553	503	503	4 553
ENV SLC (min)	-503	-503	3 555	-503	-503	3 555

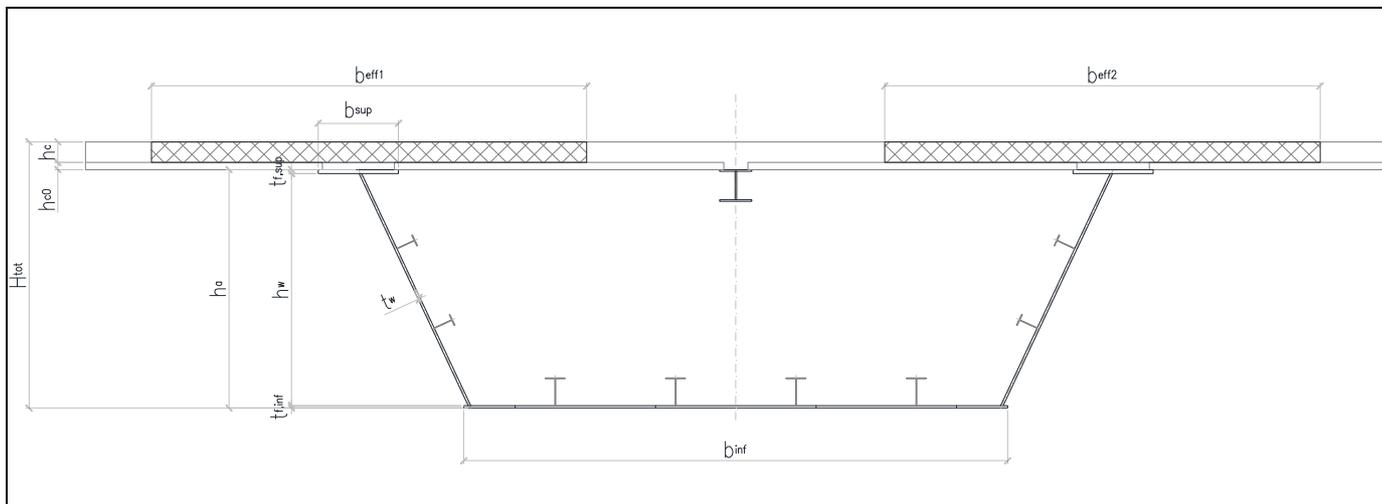
7.4. VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

7.4.1. Verifiche di resistenza a SLU

La sezione del cassone metallico costituente l'impalcato è stata dimensionata secondo il criterio elastico indicato al punto 4.3.4.2.1.1 delle NTC08, limitando quindi le deformazioni al limite elastico dei materiali. Le verifiche sono state effettuate per fasi distinguendo le sollecitazioni in base alla fase considerata, e sommando a valle le tensioni ottenute, in accordo al principio di sovrapposizione degli effetti nell'ipotesi di comportamento elastico lineare.

Nell'ambito delle verifiche della sezione composta è stato trascurato il contributo del calcestruzzo teso e parimenti trascurato il contributo dell'armatura compressa. L'azione tagliante verticale è stata considerata uniformemente distribuita sulle sole anime verticali del cassone metallico mentre le tensioni tangenziali dovute alla torsione sono state determinate mediante la formulazione di Bredt per le sezioni sottili chiuse. Lo stato tensionale complessivo degli elementi utilizzato come valore di confronto con la resistenza caratteristica del materiale, è stato espresso tramite tensioni ideali secondo il metodo di Von Mises.

FIG. 7.4-1 - CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE TIPICA



Le verifiche, effettuate con l'ausilio di un foglio di calcolo, riportano i valori della sollecitazione nei punti notevoli della sezione determinate secondo la teoria elastica. In particolare sono riportate le tensioni riferite a:

- τ_{med} : tensione tangenziale media nell'anima;
- σ_N : tensione normale nella sezione dovuta all'azione assiale;
- $\sigma_{s, sup}$: tensione normale massima nella piattabanda superiore;
- $\sigma_{w, sup}$: tensione normale al lembo superiore dell'anima;
- $\sigma_{w, sup, id}$: tensione ideale al lembo superiore dell'anima;
- $\sigma_{w, inf}$: tensione normale al lembo inferiore dell'anima;
- $\sigma_{w, inf, id}$: tensione ideale al lembo inferiore dell'anima;
- $\sigma_{s, inf}$: tensione normale massima nella piattabanda inferiore;
- $\sigma_{1, c}$: tensione normale massima nella soletta in cls;
- $\sigma_{f, sup}$: tensione normale nello strato armature superiore;
- $\sigma_{f, inf}$: tensione normale nello strato armature inferiore.

Le tensioni tangenziali dovute alla torsione sono state valutate considerando un'area media uguale per tutte le sezioni pari a:

$$\Omega = 26\,000\,000 \text{ mm}^2$$

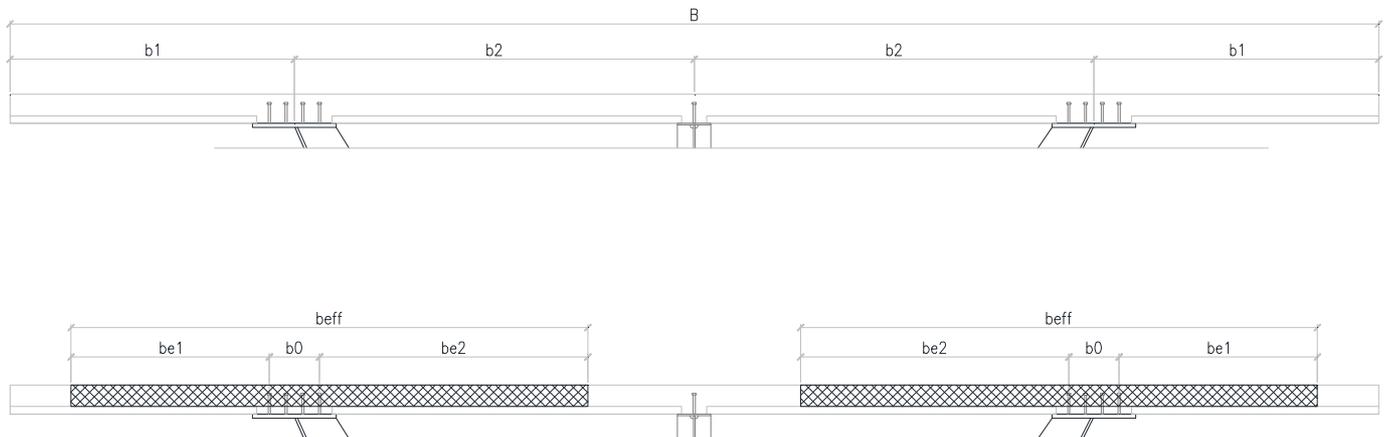
Le verifiche di stabilità a taglio e flessione dei pannelli d'anima e del fondo (ove necessario) sono state effettuate in accordo alle indicazioni contenute nelle istruzioni CNR10011, adottando il metodo degli stati limite con un coefficiente di sicurezza parziale per i ponti stradali pari a:

$$\gamma = 1.10$$

7.4.1.1. Determinazione delle larghezze collaboranti di soletta

Le larghezze efficaci vengono determinate trascurando il contributo della longherina centrale. Si considera ai fini delle verifiche in direzione longitudinale la sola parte di soletta gettata in opera, trascurando la presenza della lastra tralicciata prefabbricata (predalle) considerata come cassero a perdere.

Fig. 7.4-2



In riferimento alla figura sopra riportata, siano :

$$b_1 = 3\,400 \text{ mm}$$

$$b_2 = 4\,775 \text{ mm}$$

$$b_0 = 600 \text{ mm}$$

$$L_e = L_1 = 60.00 \text{ m}$$

larghezza disponibile 1

larghezza disponibile 2

distanza tra gli assi dei connettori

Luce equivalente

Si ottiene per la mezzeria della 1° campata:

$$b_{e1} = \min (L_e/8 ; b_1 - b_0/2) = 3\,100 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = \min (L_e/8 ; b_2 - b_0/2) = 4\,475 \text{ mm}$$

da cui:

$$b_{eff,1} = (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 8\,175 \text{ mm}$$

Larghezza efficace correlata ad un'anima

Quindi:

$$B_{eff,1} = 2 \times (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 16\,350 \text{ mm}$$

Larghezza efficace per l'impalcato

Per gli appoggi di estremità:

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

dove:

$$\beta_i = (0.55 + 0.025 L_e / b_{ei}) \leq 1.0$$

quindi:

$$\beta_1 = 0.79 \text{ e } \beta_2 = 0.88$$

$$b_{eff,0} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} = 7\,638 \text{ mm}$$

Larghezza efficace correlata ad un'anima

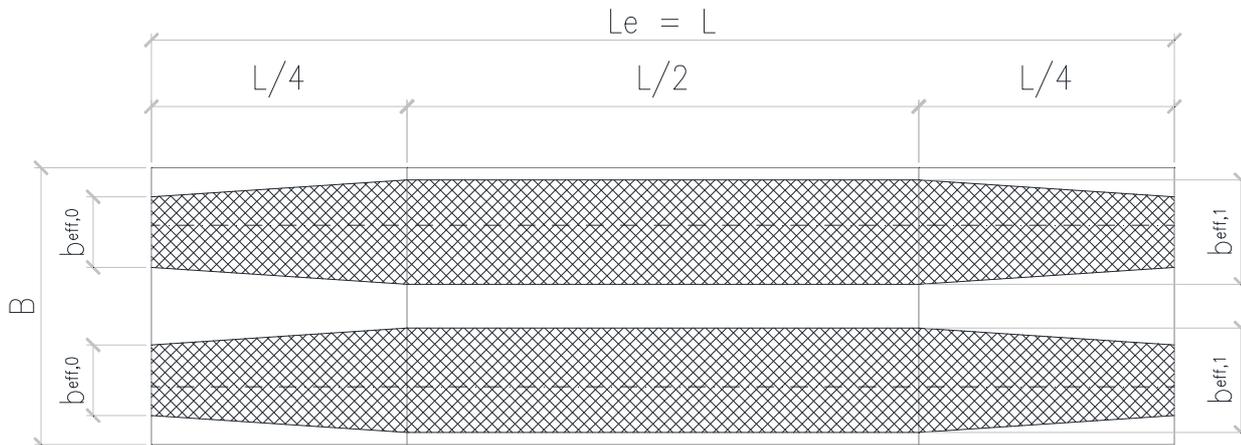
Quindi:

$$B_{eff,0} = 2 \times b_{eff,0} = 15\,276 \text{ mm}$$

Larghezza efficace per l'impalcato in corrispondenza appoggio

In direzione longitudinale la variazione di larghezza efficace è rappresentata dalla figura seguente:

Fig. 7.4-3



Per il concio C1 si hanno le seguenti larghezze efficaci:

Sezione in spalla: $B_{eff} = B_{eff,0} = 15\ 276\ \text{mm}$

Sezione finale (a 12 m) : $B_{eff} = 16\ 135\ \text{mm}$ (per interpolazione lineare)

Per il concio C2 si hanno le seguenti larghezze efficaci:

Sezione iniziale (a 12 m): $B_{eff} = B_{eff,1} = 16\ 135\ \text{mm}$ (per interpolazione lineare)

Sezione di mezzeria : $B_{eff} = 16\ 350\ \text{mm}$

7.4.2. Verifica del concio C1

Di seguito è riportata la verifica del concio tipo C1. Poiché la soletta è compressa, si è trascurato il contributo dell'armatura compressa nel tratto di soletta collaborante. In ogni caso è comunque prevista una armatura corrente longitudinale costituita da 1+1 Ø 16 / 20 cm.

TAB. 7.4-1 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE

h_w	2930 mm
b_{sup}	2x800 mm
t_{f, sup}	50 mm
b_{inf}	6800 mm
t_{f, inf}	20 mm
t_w	2x25 mm
h_a	3000 mm
B_c	16135 mm
h_c	260 mm
h_{c0}	90 mm
H_{tot}	3350 mm
Armatura superiore	
φ_{sup}	16 mm
n_φ^o	80
c_{sup}	60 mm
A_{φ, tot}^{sup}	16085 mm ²
Armatura inferiore	
φ_{inf}	16 mm
n_φ^o	80
c_{inf}	20 mm
A_{φ, tot}^{inf}	16085 mm ²

TAB. 7.4-2 – TENSIONI NELLA SEZIONE

Sezione acciaio		Sezione mista: t=t ₀			Sezione mista: t=t _∞		
N_{SW+DL1}	0 kN	N_{DL2}	0 kN	N_{LL}	0 kN	N_{DL2}	0 kN
M_{SW+DL1}	70455 kNm	M_{DL2}	28464 kNm	M_{LL}	37922 kNm	M_{DL2}	28464 kNm
V_{SW+DL1}	4914 kN	V_{DL2}	1984 kN	V_{LL}	2957 kN	V_{DL2}	1984 kN
Sezione Acciaio		Sezione Acciaio			Sezione Acciaio		
τ_{med}	33.5 N/mm ²	τ_{med}	13.5 N/mm ²	τ_{med}	20.2 N/mm ²	τ_{med}	13.5 N/mm ²
σ_{s, sup}	-219.8 N/mm ²	σ_{s, sup}	-9.4 N/mm ²	σ_{s, sup}	-12.5 N/mm ²	σ_{s, sup}	-26.5 N/mm ²
σ_{w sup}	-213.5 N/mm ²	σ_{w sup}	-8.4 N/mm ²	σ_{w sup}	-11.2 N/mm ²	σ_{w sup}	-25.2 N/mm ²
σ_{w sup, id}	221.2 N/mm ²	σ_{w sup, id}	24.9 N/mm ²	σ_{w sup, id}	36.7 N/mm ²	σ_{w sup, id}	34.4 N/mm ²
σ_{w inf}	156.7 N/mm ²	σ_{w inf}	48.9 N/mm ²	σ_{w inf}	65.1 N/mm ²	σ_{w inf}	52.0 N/mm ²
σ_{w inf, id}	167.1 N/mm ²	σ_{w inf, id}	54.2 N/mm ²	σ_{w inf, id}	73.9 N/mm ²	σ_{w inf, id}	57.1 N/mm ²
σ_{s inf}	159.2 N/mm ²	σ_{s inf}	49.3 N/mm ²	σ_{s inf}	65.6 N/mm ²	σ_{s inf}	52.6 N/mm ²
Soletta		Soletta			Soletta		
		σ_{1, c}	-2.5 N/mm ²	σ_{1, c}	-3.4 N/mm ²	σ_{1, c}	-1.8 N/mm ²
Armatura		Armatura			Armatura		
		σ_{f, sup}	0.0 N/mm ²	σ_{f, sup}	0.0 N/mm ²	σ_{f, sup}	0.0 N/mm ²
		σ_{f, infc}	0.0 N/mm ²	σ_{f, infc}	0.0 N/mm ²	σ_{f, infc}	0.0 N/mm ²

TAB. 7.4-3 – VERIFICA DELLA SEZIONE
Ver. Fe : t=0 (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	33.5 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-219.8 N/mm ²
$\sigma_w sup$	-213.5 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	221.2 N/mm ²
$\sigma_w inf$	156.7 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	167.1 N/mm ²
$\sigma_s inf$	159.2 N/mm ²

Ver. Fe-Cls: t=t₀ (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	67.3 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-241.7 N/mm ²
$\sigma_w sup$	-233.1 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	260.6 N/mm ²
$\sigma_w inf$	270.7 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	294.7 N/mm ²
$\sigma_s inf$	274.2 N/mm ²
Soletta	
$\sigma_{1,c}$	-5.9 N/mm ²
Armatura	
$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm ²
$\sigma_{f, inf}$	0.0 N/mm ²

Ver. Fe-Cls: t=t_∞ (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	67.3 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-258.8 N/mm ²
$\sigma_w sup$	-249.9 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	275.7 N/mm ²
$\sigma_w inf$	273.9 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	297.6 N/mm ²
$\sigma_s inf$	277.4 N/mm ²
Soletta	
$\sigma_{1,c}$	-5.2 N/mm ²
Armatura	
$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm ²
$\sigma_{f, inf}$	0.0 N/mm ²

Tensioni tangenziali dovute alla torsione

$$M_{tmax} = 13\,630 \text{ kNm}$$

$$\text{Anima (sp = 25 mm):} \quad \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 10.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Fondo (sp = 20 mm):} \quad \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 13.1 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni tangenziali nelle anime valgono quindi :

$$\tau_{tot} = \tau_{med} + \tau_t = 77.8 \text{ N/mm}^2$$

Quindi le tensioni ideali massime saranno :

$$\sigma_{w sup, id} = (\sigma_w sup^2 + 3 \tau_{tot}^2)^{0.5} = 283.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{w inf, id} = (\sigma_w inf^2 + 3 \tau_{tot}^2)^{0.5} = 305.2 \text{ N/mm}^2$$

I pannelli d'anima sono dotati di 3 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Di seguito viene riportata la verifica relativa all'anima di altezza maggiore (h = 3 660 mm) con i tre irrigiditori equispaziati. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3 500 mm.

TAB. 7.4-4 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA

Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	25 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	3660 mm		
σ_1	-249.9 N/mm ²		
σ_2	273.9 N/mm ²		
τ_m	77.8 N/mm ²		
Pannello	1	2	3
Altezza	1220	1220	1220 mm
σ_1	-249.9	-75.3	99.3 N/mm ²
$\Psi_{\sigma 1}$	-0.75	0.99	2.74 N/mm ²
$\sigma_{cr,0}$	79.7	79.7	79.7 N/mm ²
Ψ	0.30	-1.32	2.76
α	2.87	2.87	2.87
K- σ	5.99	23.90	4.00
K- τ	4.66	4.66	4.66
σ_{cr}	477.7	1904.8	318.8 N/mm ²
τ_{cr}	464.3	464.3	464.3 N/mm ²
σ_{cfr}	506.2	909.3	804.2 N/mm ²
$\sigma_{cfr, rid}$	336.7	347.8	346.3 N/mm ²
σ_{id}	283.9	154.4	167.4 N/mm ²
β	0.80	0.80	0.80
K min	1.10	1.10	1.10
K pannello	1.19	2.25	2.07

I pannelli del fondo, poichè uniformemente ed abbondantemente tesi, si possono considerare esenti da fenomeni di instabilità.

7.4.3. Verifica concio C2 (Mezzeria)

Di seguito è riportata la verifica del concio di mezzzeria (individuato nei disegni di progetto come concio C2). Poiché la soletta è compressa, si è trascurato il contributo dell'armatura compresa nel tratto di soletta collaborante. In ogni caso è comunque prevista una armatura corrente longitudinale costituita da 1+1 Ø 16 / 20 cm.

TAB. 7.4-5 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE

h_w	2910 mm
b_{sup}	2x1200 mm
$t_{f,sup}$	60 mm
b_{inf}	6800 mm
$t_{f,inf}$	30 mm
t_w	2x20 mm
h_a	3000 mm
B_c	16350 mm
h_c	260 mm
h_{c0}	90 mm
H_{tot}	3350 mm
Armatura superiore	
ϕ_{sup}	16 mm
n_{ϕ}°	80
c_{sup}	50 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	16085 mm ²
Armatura inferiore	
ϕ_{inf}	16 mm
n_{ϕ}°	80
c_{inf}	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	16085 mm ²

TAB. 7.4-6 – TENSIONI NELLA SEZIONE

Sezione acciaio		Sezione mista: $t=t_0$				Sezione mista: $t=t_{\infty}$	
N_{SW+DL1}	0 kN	N_{DL2}	0 kN	N_{LL}	0 kN	N_{DL2}	0 kN
M_{SW+DL1}	110291 kNm	M_{DL2}	44534 kNm	M_{LL}	58081 kNm	M_{DL2}	44534 kNm
V_{SW+DL1}	0 kN	V_{DL2}	0 kN	V_{LL}	1524 kN	V_{DL2}	0 kN
Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio	
τ_{med}	0.0 N/mm ²	τ_{med}	0.0 N/mm ²	τ_{med}	13.1 N/mm ²	τ_{med}	0.0 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-228.0 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-13.3 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-17.3 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-32.1 N/mm ²
$\sigma_{w sup}$	-220.0 N/mm ²	$\sigma_{w sup}$	-11.8 N/mm ²	$\sigma_{w sup}$	-15.4 N/mm ²	$\sigma_{w sup}$	-30.2 N/mm ²
$\sigma_{w sup,id}$	220.0 N/mm ²	$\sigma_{w sup,id}$	11.8 N/mm ²	$\sigma_{w sup,id}$	27.4 N/mm ²	$\sigma_{w sup,id}$	30.2 N/mm ²
$\sigma_{w inf}$	170.3 N/mm ²	$\sigma_{w inf}$	58.2 N/mm ²	$\sigma_{w inf}$	75.9 N/mm ²	$\sigma_{w inf}$	60.8 N/mm ²
$\sigma_{w inf, id}$	170.3 N/mm ²	$\sigma_{w inf, id}$	58.2 N/mm ²	$\sigma_{w inf, id}$	79.2 N/mm ²	$\sigma_{w inf, id}$	60.8 N/mm ²
$\sigma_{s inf}$	174.3 N/mm ²	$\sigma_{s inf}$	58.9 N/mm ²	$\sigma_{s inf}$	76.9 N/mm ²	$\sigma_{s inf}$	61.7 N/mm ²
Soletta		Soletta		Soletta		Soletta	
		$\sigma_{1,c}$	-3.4 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	-4.4 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	-2.2 N/mm ²
Armatura		Armatura		Armatura		Armatura	
		$\sigma_{f,sup}$	0 N/mm ²	$\sigma_{f,sup}$	0 N/mm ²	$\sigma_{f,sup}$	0 N/mm ²
		$\sigma_{f,inf}$	0 N/mm ²	$\sigma_{f,inf}$	0 N/mm ²	$\sigma_{f,inf}$	0 N/mm ²

TAB. 7.4-7 – VERIFICA DELLA SEZIONE
Ver. Fe : t=0 (SLU)

Sezione Acciaio		
τ_{med}	0.0	N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-228.0	N/mm ²
$\sigma_w sup$	-220.0	N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	220.0	N/mm ²
$\sigma_w inf$	170.3	N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	170.3	N/mm ²
$\sigma_s inf$	174.3	N/mm ²

Ver. Fe-Cls: t=t₀ (SLU)

Sezione Acciaio		
τ_{med}	13.1	N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-258.6	N/mm ²
$\sigma_w sup$	-247.3	N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	248.3	N/mm ²
$\sigma_w inf$	304.4	N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	305.2	N/mm ²
$\sigma_s inf$	310.1	N/mm ²
Soletta		
$\sigma_{1,c}$	-7.8	N/mm ²
Armatura		
$\sigma_{f, sup}$	0	N/mm ²
$\sigma_{f, infc}$	0	N/mm ²

Ver. Fe-Cls: t=t_∞ (SLU)

Sezione Acciaio		
τ_{med}	13.1	N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-277.4	N/mm ²
$\sigma_w sup$	-265.6	N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	266.6	N/mm ²
$\sigma_w inf$	306.9	N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	307.8	N/mm ²
$\sigma_s inf$	312.8	N/mm ²
Soletta		
$\sigma_{1,c}$	-6.6	N/mm ²
Armatura		
$\sigma_{f, sup}$	0	N/mm ²
$\sigma_{f, infc}$	0	N/mm ²

Tensioni tangenziali dovute alla torsione

$$M_{tmax} = 7\,818 \text{ kNm}$$

$$\text{Anima (sp = 20 mm):} \quad \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 7.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Fondo (sp = 30 mm):} \quad \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 5.0 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni tangenziali nelle anime valgono quindi :

$$\tau_{tot} = \tau_{med} + \tau_t = 20.6 \text{ N/mm}^2$$

Quindi le tensioni ideali massime saranno :

$$\sigma_{w sup, id} = (\sigma_w sup^2 + 3 \tau_{tot}^2)^{0.5} = 268.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{w inf, id} = (\sigma_w inf^2 + 3 \tau_{tot}^2)^{0.5} = 309.0 \text{ N/mm}^2$$

I pannelli d'anima sono dotati di 3 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Di seguito viene riportata la verifica relativa all'anima di altezza maggiore (h = 3 660 mm) con i tre irrigiditori equispaziati. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3 500 mm.

TAB. 7.4-8 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA

Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	20 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	3660 mm		
σ_1	-269.4 N/mm ²		
σ_2	307.4 N/mm ²		
τ_m	20.1 N/mm ²		
Pannello	1	2	3
Altezza	1220	1220	1220 mm
σ_1	-269.4	-77.1	115.1 N/mm ²
$\Psi_{\sigma 1}$	-0.77	1.15	3.07 N/mm ²
$\sigma_{cr,o}$	51.0	51.0	51.0 N/mm ²
Ψ	0.29	-1.49	2.67
α	2.87	2.87	2.87
K- σ	6.06	23.90	4.00
K- τ	4.66	4.66	4.66
σ_{cr}	309.1	1219.1	204.0 N/mm ²
τ_{cr}	297.2	297.2	297.2 N/mm ²
σ_{cfr}	310.3	937.0	514.7 N/mm ²
$\sigma_{cfr, rid}$	306.4	348.1	337.2 N/mm ²
σ_{id}	271.6	84.6	120.3 N/mm ²
β	0.80	0.80	0.80
K min	1.10	1.10	1.10
K pannello	1.13	4.11	2.80

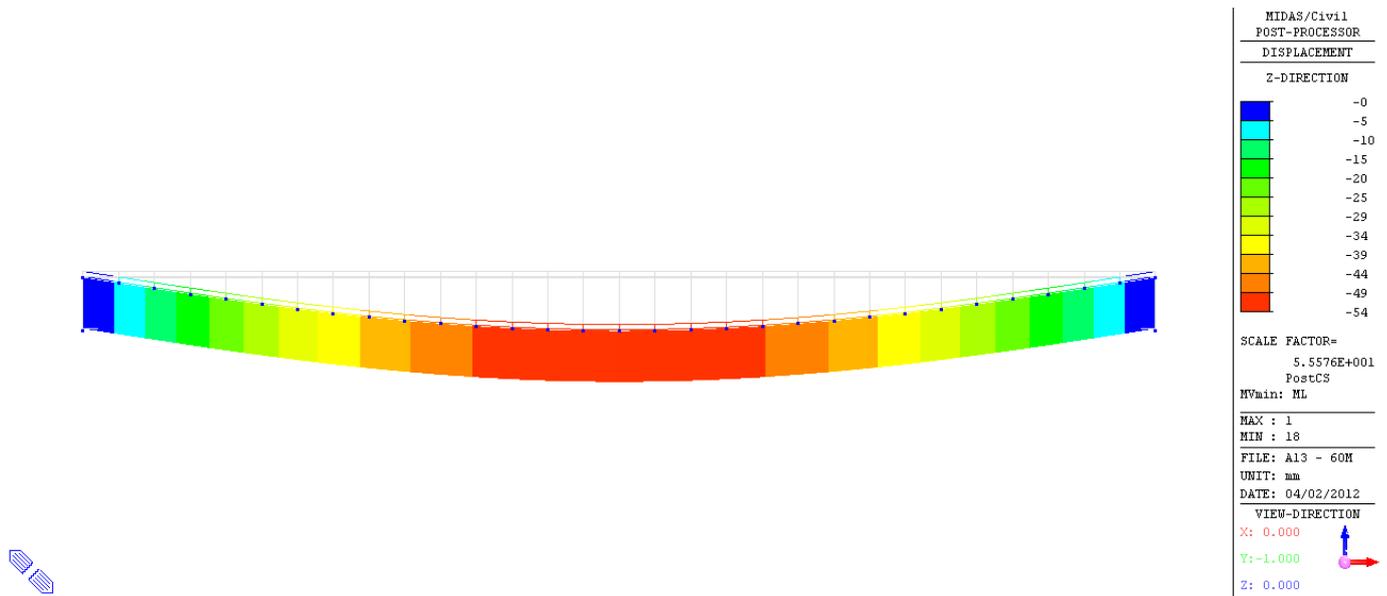
7.4.4. Verifiche di deformabilità (SLE)

Ai fini della valutazione della deformabilità del ponte, si è valutata la massima freccia verticale dell'impalcato per la condizione di transito dei carichi mobili e lo si è rapportato al valore limite di $L/1\ 000$ accettabile per la tipologia di opera in oggetto. La massima freccia in campata centrale vale:

$$dZ_{\max} = -54 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad dZ_{\max} / L = 54\text{mm} / 60\ 000\text{mm} = 1 / 1\ 111 < 1 / 1\ 000$$

La verifica risulta soddisfatta.

Fig. 7.4-4 DEFORMAZIONI PER CARICO MOBILE (MM)



7.4.5. Verifica allo stato limite di collasso (SLC)

I dispositivi del sistema di isolamento devono essere in grado di sostenere senza rotture gli spostamenti d_2 valutati per un terremoto avente probabilità di superamento pari a quella prevista per lo stato limite di collasso.

Il massimo spostamento a SLC, combinato nelle due direzioni orizzontali, si ottiene dalle combinazioni SLC_02 e SLC_04 e vale:

$$dXY_{\max} = 296 \text{ mm} \quad < \quad D_{\max} = 300 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

7.5. APPOGGI

In funzione di quanto ottenuto nei par. 7.2 e 7.3 si riporta la tabella di dimensionamento degli appoggi.

TAB. 7.5-1

Condizione di Carico	Spalle SP1-SP2					
	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX kN	FY kN	FZ kN	FX kN	FY kN	FZ kN
ENV SLU(max)	262	338	8 902	262	337	8 902
ENV SLU(min)	-262	-337	3 052	-262	-338	3 052
ENV SLD (max)	178	178	4 168	178	178	4 168
ENV SLD (min)	-178	-178	3 940	-178	-178	3 940
ENV SLV (max)	470	470	4 488	470	470	4 488
ENV SLV (min)	-470	-470	3 620	-470	-470	3 620
ENV SLC (max)	503	503	4 553	503	503	4 553
ENV SLC (min)	-503	-503	3 555	-503	-503	3 555
Tipo isolatore	D M1600/600 (3700)					
Diametro Φ	840 mm					
$N_{ed}^{(1)}$ (deve essere $\geq \max Fz_{(ENV SLC)}$)	5 250 kN					
Raggio di curvatura R	3 700 mm					
Escursione $^{(2)} D$	± 300 mm					
Rotazione combinata con max D	± 0.01 rad					
Coeff. di attrito dinamico μ	0.055					
Rigidezza verticale	2 100 00 kN/mm					
Rigidezza efficace orizzontale $^{(3)}$ per N_{ed}	2 380 kN/m					
Periodo efficacie $^{(4)}$	2.977 sec					
Smorzamento viscoso equivalente $^{(5)}$	25.7 %					

NOTE: (1) massimo carico verticale ammesso nelle combinazioni comprensive della azione sismica (SLC)

(2) Il massimo spostamento a SLC, combinato nelle due direzioni orizzontali, si ottiene dalle combinazioni SLC_02 e SLC_04 e vale:

$$d_{XYmax} = 296 \text{ mm} < D_{max} = 300 \text{ mm} (= \text{escursione isolatore}).$$

(3) $K_{eff} = V(1 / R + \mu / D)$

(4) $T_{is} = 2\pi (V/K_{eff} g)^{0.5} = 2\pi [RD / g(D + \mu R)]^{0.5} = 2.977 \text{ s}$

(5) lo smorzamento viscoso equivalente del sistema isolato $\xi_{esi} = (2/ \pi) [R\mu / (D + \mu R)] = 0.257$ è cautelativamente limitato nei calcoli al un valore del 20% ($\xi_{esi} = 0.20$)

8. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO ASSE NORD

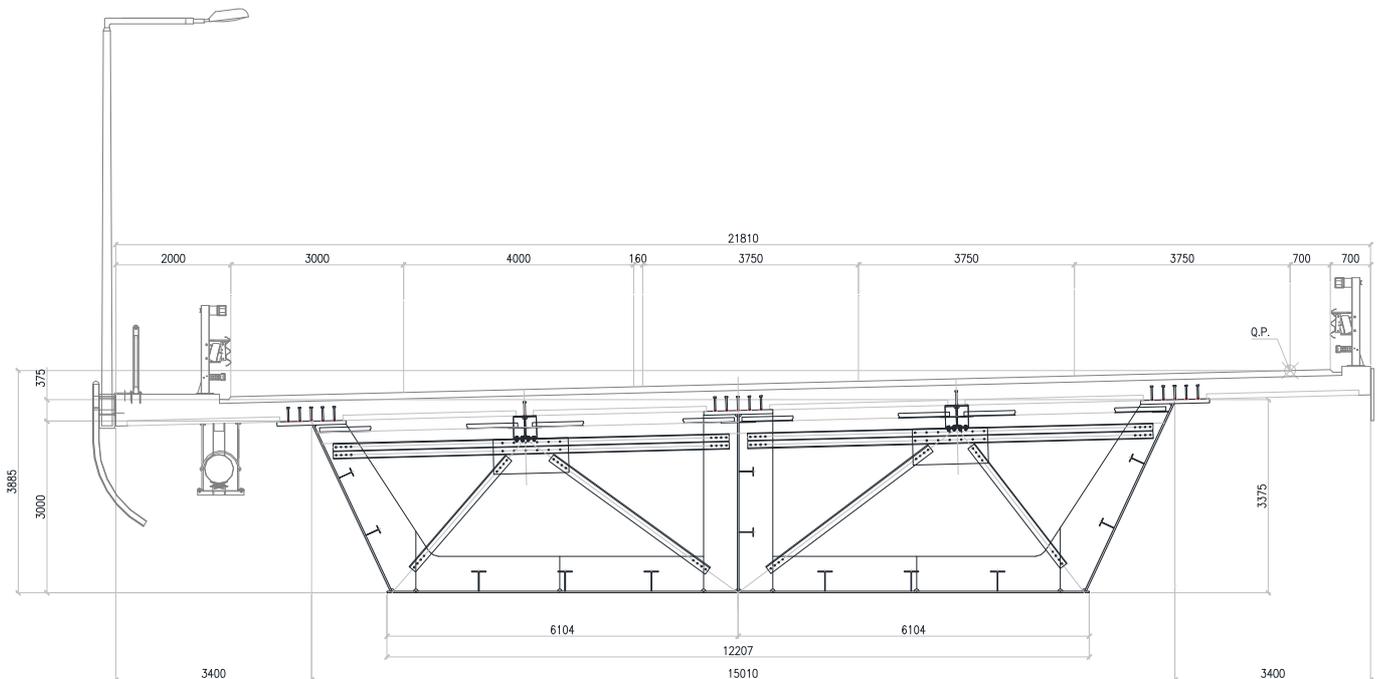
8.1. CRITERI DI CALCOLO

8.1.1. Descrizione

8.1.1.1. Cassone Metallico

L'impalcato del ponte è costituito da una trave in semplice appoggio con luce pari a 60m, avente sezione a cassone composta acciaio-calcestruzzo. Il cassone metallico, aperto superiormente, ha un'altezza costante pari a 3.00 m, con le due anime esterne inclinate ed un'anima centrale verticale ed è connesso superiormente ad una soletta in calcestruzzo collaborante di spessore pari a 0.35m. In corrispondenza degli appoggi sono previsti dei diaframmi trasversali in acciaio a parete piena, mentre lungo le campate sono previsti diaframmi trasversali in acciaio, a parete reticolare posti ad un passo di circa 3.50 m. Una sezione tipica dell'impalcato è riportata nella figura seguente (fig. 6.1-1):

Fig. 8.1-1



8.1.1.2. Vincolamento

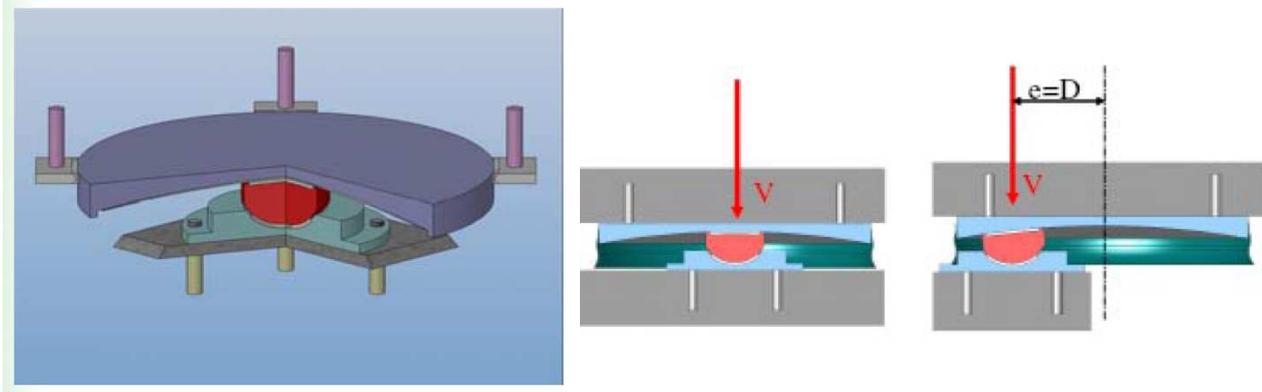
Il sistema di vincolamento dell'impalcato alle sottostrutture è previsto tramite isolatori a pendolo ad attrito (Friction Pendulum Isolators – FPS) che permettono lo spostamento relativo tra la sovrastruttura e la sottostruttura secondo una superficie sferica. Sono inquadrabili secondo la tipologia di “Isolatori a scorrimento” descritta al punto 11.9.8 delle NTC08. Questi dispositivi sono caratterizzati dalle seguenti peculiarità:

- Il raggio di curvatura dalla superficie sferica di scorrimento determina il periodo proprio di vibrazione della struttura;
- Il periodo proprio è indipendente dalla massa della struttura;
- L'attrito della superficie equivalente determina lo smorzamento viscoso equivalente;
- Si minimizzano i moti torsionali della sovrastruttura. Questo perché la rigidezza orizzontale di ogni singolo isolatore risulta essere proporzionale allo sforzo normale agente su di esso. Ciò permette al centro di rigidezza di essere costantemente coincidente con il centro di massa della struttura compensando così le eventuali l'eccentricità di massa.

Tali dispositivi, nei riguardi delle azioni orizzontali trasmesse alle sottostrutture, presentano un comportamento di tipo attritivo in condizione statica che li rende sostanzialmente rigidi fino al valore della forza d'attrito, e un comportamento attritivo in condizione dinamica che li rende schematizzabili come dei vincoli elastici dotati di un'opportuna rigidezza orizzontale: pertanto finché non viene raggiunta la forza d'attrito statico che dipende dal carico verticale agente sul dispositivo e dal suo coefficiente d'attrito statico, il dispositivo si comporta sostanzialmente come collegamento rigido tra impalcato e sottostrutture. Tale comportamento garantisce che in condizioni di normale esercizio dell'opera l'impalcato risulti rigidamente fissato alle sottostrutture per le azioni orizzontali agenti, e cioè per l'azione del vento agente in direzione trasversale e per l'azione della frenatura dei veicoli agente in direzione longitudinale.

I dispositivi sono sostanzialmente costituiti da 3 elementi d'acciaio sovrapposti: una base concava superiormente, opportunamente sagomata in modo da ottenere il periodo di oscillazione desiderato; una rotula centrale, convessa sia inferiormente che superiormente; infine un terzo elemento che si accoppia con la rotula, consentendo la rotazione.

FIG. 8.1-2 SCHEMI DEGLI ISOLATORI A SCORRIMENTO A SUPERFICIE CURVA



Al fine di controllare l'attrito opposto dal movimento delle superfici di scorrimento e rotazione, vengono utilizzati opportuni materiali termoplastici.

In condizione sismica gli isolatori a scorrimento a superficie curva comportano i seguenti vantaggi:

- Essendo dotati in condizione dinamica di rigidzze orizzontali relativamente basse comportano un elevato incremento di periodo proprio di vibrazione della struttura in direzione orizzontale (longitudinale e trasversale): ciò implica una forte riduzione delle azioni sismiche applicate alla sottostrutture;
- Essendo dotati di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente relativamente elevato (15% - 30%) comportano una riduzione delle azioni sismiche applicate alle sottostrutture e limitano l'incremento degli spostamenti orizzontali;
- Sono ricentranti grazie alla loro conformazione sferica, il che garantisce che una volta terminato l'evento sismico il sistema d'isolamento e l'impalcato nella sua globalità presentino spostamenti residui nulli o assai ridotti in modo da non compromettere la sua efficacia operativa nei confronti di ulteriori scosse sismiche;
- La loro rigidzza orizzontale risulta proporzionale al carico assiale agente, il che comporta un sostanziale centraggio tra centro di rigidzza e centro di massa con evidenti riduzioni di effetti torsionali;
- Sono realizzati con materiali innovativi e tecnicamente sofisticati che garantiscono, come confermato da diversi produttori, una vita utile stimabile in circa 75 anni;
- Sono realizzati con materiali altamente resistenti alle variazioni di temperatura e all'usura che comportano una certa stabilità del comportamento dinamico degli isolatori al variare dell'invecchiamento e della temperatura;

Si evidenzia che gli isolatori sono realizzati con materiali che presentano resistenza meccanica alla compressione notevolmente maggiore di quella presentata dal materiale PTFE e questo permette una riduzione di dimensioni.

Il sistema di isolamento su descritto riduce gli effetti sulla struttura indotti dall'azione sismica in due differenti modi: spostando il periodo naturale della struttura lontano dalle frequenze predominanti del sisma attraverso il moto pendolare, ed assorbendone l'energia attraverso il comportamento a frizione. La superficie di scorrimento a calotta sferica concava, permette inoltre di convertire l'energia cinetica dell'impalcato indotta dal sisma, in energia potenziale che permette il richiamo della massa oscillante nella posizione iniziale di equilibrio stabile, soddisfacendo quindi il requisito di auto-ricentraggio del sistema a seguito di un evento sismico.

In condizioni statiche, gli isolatori presentano una elevata rigidità orizzontale garantita dall'attrito statico tra le superfici di scorrimento, in grado di permettere una connessione rigida con le sottostrutture in per le condizioni di normale esercizio dell'opera (vento e frenamento).

8.1.2. Modello di calcolo

Il dimensionamento dell'opera è stato ottenuto mediante modellazione ad elementi finiti monodimensionali tipo "frames" tramite il programma di calcolo "Midas Civil" v.7.0.2.

Le analisi condotte all'interno del modello agli elementi finiti sono volte a determinare lo stato di sollecitazione del manufatto durante tutta la sua esistenza. Pertanto si è condotta una analisi segmentale per fasi (Staged Construction, abbr. CS) che ripercorre tutte le fasi di vita dell'impalcato, dalle fasi di costruzione sino a tempo infinito, inglobando nell'analisi le caratteristiche reologiche dei materiali (legge di presa, viscosità e ritiro del cls). Tale tipo di analisi per fasi permette di aggiungere e/o togliere e/o modificare all'interno di un unico modello di calcolo, nodi, elementi e vincoli ed inoltre consente di far variare nel tempo le caratteristiche dei materiali impiegati secondo una legge temporale definita dall'utente. Tale analisi rimane nel campo di una analisi statica lineare, dove tuttavia la matrice di rigidità varia in ogni fase considerata.

Gli effetti sulla struttura dovuti ai carichi mobili sono stati determinati tramite una "analisi per carico mobile" (Moving Load Analysis, abbr. ML), facendo generare al programma le linee di influenza per gli spostamenti nodali, le azioni interne e le reazioni vincolari dovute al transito dei carichi mobili e determinando quindi i massimi e minimi valori di spostamenti nodali, delle azioni interne negli elementi e delle reazioni vincolari, in base alle linee di influenza ottenute. Tale analisi comporta una serie di singole analisi statiche lineari per tutte le condizioni di carico create lungo lo sviluppo del percorso dei carichi mobili, per cercare il massimo ed il minimo valore, che è usato quindi come risultato della analisi. Gli altri casi di analisi utilizzati sono tutti statici lineari.

La valutazione degli effetti dell'azione sismica sull'impalcato è stata effettuata modellando il sistema come elastico lineare. Per le azioni sismiche orizzontali del sistema dotato di isolamento alla base, è stata svolta una analisi lineare statica mentre per la valutazione degli effetti del sisma verticale si è resa necessaria una analisi modale con spettro di risposta.

8.1.3. Condizioni elementari di carico

Nei paragrafi seguenti sono riportate le condizioni di carico prese in considerazione nell'analisi dell'impalcato..

8.1.3.1. Peso proprio degli elementi strutturali (SW)

Il peso proprio della struttura metallica è determinato in automatico dal programma di calcolo ad elementi finiti per il tramite di un moltiplicatore gravitazionale $Z = -1.30$ (diretto verso il basso) opportunamente incrementato per tenere in conto del peso degli elementi non direttamente modellati (piastrame e bulloneria).

Il peso della soletta in c.a. gettata in opera, è stato applicato sulla sola struttura metallica nella fase di costruzione denominata "Getto" con un carico uniforme pari a 208.20 kN/m.

8.1.3.2. Carichi permanenti portati (DL)

I carichi permanenti portati sono stati assegnati sulla trave composta tramite un carico uniforme distribuito, corrispondente al peso della pavimentazione e dell'arredo stradale, pari a 92.5kN/m.

8.1.3.3. Effetti reologici del calcestruzzo – Viscosità e ritiro (CR-SH)

Gli effetti indotti sulla struttura dai fenomeni reologici del calcestruzzo della soletta sono stati valutati sulla base delle indicazioni contenute nel par. 11.2.10.6 delle NTC08. In particolare si è assunto quanto segue:

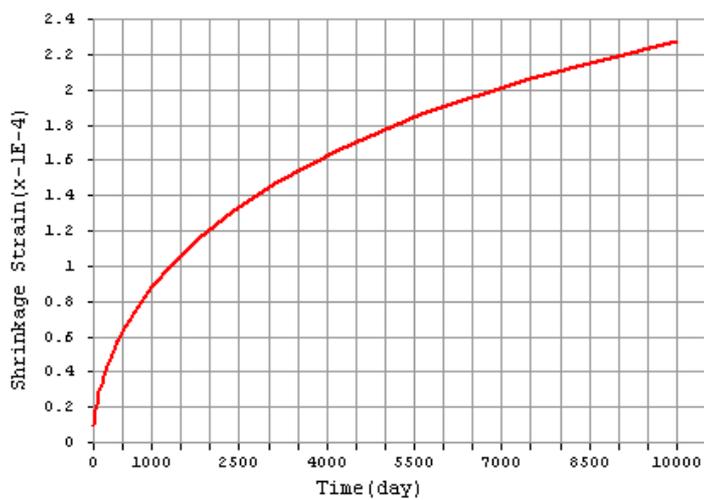
- Umidità relativa aria = 60%;
- $f_{ck} = 28$ MPa
- $\epsilon_{c0} = -0.000424$
- $h_0 = 2 \cdot (21.81 \cdot 0.26) / (21.81) = 0.52$ m;
- $k_h = 0.7$;
- $\epsilon_{cd,\infty} = -0.0002968$ ritiro da essiccamento
- $\epsilon_{ca,\infty} = -0.000045$ ritiro autogeno
- $\epsilon_{cs,\infty} = -0.003418$ contrazione finale da ritiro a t^∞

Ipotizzando l'utilizzo di agenti antiritiro nella miscela di confezionamento del conglomerato cementizio della soletta, è stato ritenuto ragionevole adottare un valore di progetto non superiore ai 2/3 di quello sopra calcolato. Pertanto:

$$\epsilon_{csd,\infty} = \epsilon_{csd} / 1.5 = -0.000227$$

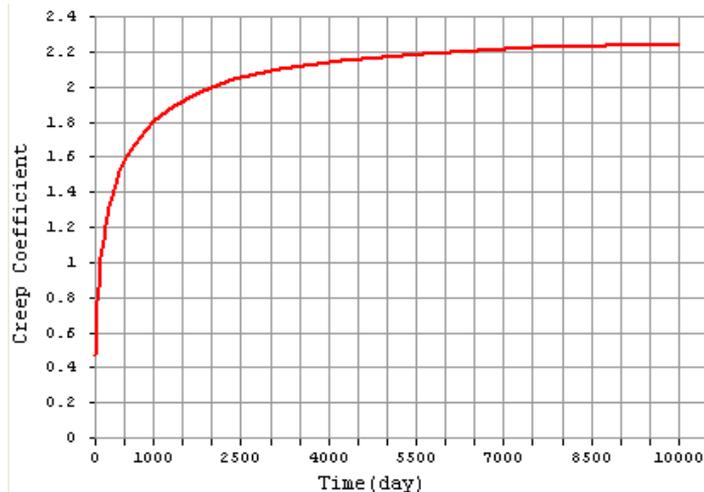
L'azione del ritiro è stata implementata nel modello di calcolo per il tramite di una curva di evoluzione della contrazione nel tempo valutata per un periodo di $t = t^\infty = 10\ 000$ giorni. Tale curva è riportata nella immagine seguente:

Fig. 8.1-3



Il coefficiente di viscosità $\varphi(\infty, t_0)$ a tempo infinito, ipotizzando una messa in carico della struttura (applicazione dei carichi permanenti portati) a 30 giorni dalla fine dei getti, è stato determinato pari a $\varphi(\infty, t_0) = 2.25$. Per tenere in conto degli effetti di redistribuzione dei carichi nel tempo per effetto della viscosità, si è adottata una curva di variazione del coefficiente di viscosità determinata, al pari del ritiro, per un periodo pari a $t = t^\infty = 10\ 000$ giorni. Tale curva è riportata nella immagine seguente:

Fig. 8.1-4



8.1.3.4. Azioni della temperatura

Le variazioni termiche sono state considerate partendo dalle indicazioni riportate al punto 3.5.4 delle NTC08. In particolare si è assunto quanto segue:

- $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$; Temperatura iniziale
- $T_{\text{MAX}} = 45 \text{ }^\circ\text{C}$; Temperatura massima (estiva)
- $T_{\text{MIN}} = -15 \text{ }^\circ\text{C}$; Temperatura minima (invernale)

Le variazioni termiche differenziali, tra la parte superiore e la parte inferiore dell'impalcato composto, sono state valutate secondo le indicazioni fornite dall'EC1 parte 5 per gli impalcati da ponte. In particolare si è fatto riferimento all'approccio non-lineare applicando una contrazione termica alla soletta in cls secondo la procedura semplificata, pari a:

- $\Delta T_1 = +10 \text{ }^\circ\text{C}$ Condizione di riscaldamento
- $\Delta T_1 = -10 \text{ }^\circ\text{C}$ Condizione di raffreddamento

Le due componenti di variazione della temperatura, uniforme e differenziale, sono state comunque considerate contemporanee poiché l'impalcato a travata semplice non risente di effetti coattivi. Si sono considerate pertanto le seguenti condizioni:

- Massima temperatura (Estate): variazione termica uniforme $\Delta T = +30^\circ$ su tutta la struttura, più una variazione di $\Delta T = +10^\circ$ nella soletta;
- Minima temperatura (Inverno): variazione termica uniforme $\Delta T = -30^\circ$ su tutta la struttura, più una variazione di $\Delta T = -10^\circ$ nella soletta;

8.1.3.5. Cedimenti vincolari

Secondo le indicazioni fornite dalle elaborazioni geotecniche, è ragionevole ipotizzare un cedimento verticale pari a 30 mm per quanto attiene alle spalle.

8.1.3.6. Azioni parassite dei vincoli

In base a quanto esposto in precedenza, per quanto riguarda le combinazioni di carico in condizione statica, fino a quando le azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato ai dispositivi di vincolamento risultano inferiori alle forze d'attrito, i dispositivi si comportano come collegamenti rigidi; una volta superato tale valore di forza, si comportano come collegamenti elastici di rigidezza crescente all'aumentare dell'azione assiale agente (diversa da combinazione a combinazione) e al diminuire dello spostamento orizzontale (anch'esso diverso tra una combinazione di carico e l'altra). Dal momento però che la condizione dimensionante per le sottostrutture è quella sismica (condizione per cui le forze trasmesse alle sottostrutture vengono lette in modo corretto grazie alla modellazione stessa dei dispositivi)

in cui viene considerato il ritiro al suo valore caratteristico e le variazioni termiche al 50% del loro valore caratteristico, si considera superflua l'ipotesi di approfondire tale problematica in quanto non vincolante ai fini del dimensionamento delle sottostrutture.

8.1.3.7. Azioni variabili da traffico (ML)

I carichi mobili sono stati considerati in base alle indicazioni previste per i ponti stradali di 1° categoria indicati al paragrafo 5.1.3.3.3 delle NTC08. Compatibilmente con la larghezza della carreggiata, ed in previsione di un futuro ampliamento della stessa, sono state individuate sei corsie convenzionali soggette alle azioni descritte dalla "Schema di carico 1" cui si è aggiunto, per le aree rimanenti, un carico uniformemente distribuito pari a 2.50 kN/m^2 . Tali azioni sono state applicate al modello tramite di una apposita analisi per carico mobile (ML) disponendo lo schema di carico in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto.

8.1.3.8. Azione longitudinale di frenamento (BRK)

La forza di frenamento o accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n°1 e per i ponti di 1° categoria vale:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6(2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L = 522 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN}$$

Tale forza è stata applicata sull'impalcato come carico uniformemente distribuito agente in direzione longitudinale ed intensità pari a 8.70 kN/m .

8.1.3.9. Azione Centrifuga

Poiché il raggio di curvatura dell'impalcato è superiore a 1500 m , la forza centrifuga da applicare a livello della pavimentazione è nulla.

8.1.3.10. Azione del vento (WL)

L'azione del vento, assimilata ad un carico orizzontale statico ortogonale all'asse del ponte, è stata cautelativamente assunta pari a 2.50 kN/m^2 , inglobando in tale valore la pressione del vento normale alle superfici investite direttamente, i coefficienti di forza dovuti alla forma dell'impalcato e l'azione tangenziale del vento.

8.1.3.11. Azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite, si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione, riportata al par.5.3.

Poiché la struttura è isolata alla base, per la determinazione delle azioni sismiche è necessario caratterizzare il sistema di isolamento. Come anticipato nella descrizione dell'opera, si utilizzano isolatori a pendolo ad attrito (FPS). Tale sistema di isolamento ha la peculiarità di modificare il periodo proprio di vibrazione della struttura, rendendolo indipendente dalla massa in gioco e legandolo a caratteristiche dell'isolatore stesso.

Per gli isolatori (vedi par.7.1.1.2) si sono utilizzate le seguenti caratteristiche:

- $R = 3700\text{mm}$ Raggio di curvatura
- $D = \pm 300\text{ mm}$ Spostamento di progetto
- $\mu = 0.055$ Coefficiente di attrito dinamico
- $K_v = 2\,100\,000\text{ kN / mm}$ rigidezza verticale

Da cui, posto $V =$ carico verticale, si ottiene:

- $K_{\text{eff}} = V(1 / R + \mu / D)$ Rigidezza efficace
- $T_{\text{is}} = 2\pi (V/K_{\text{eff}} g)^{0.5} = 2\pi [RD / g(D + \mu R)]^{0.5} = 2.977\text{ s}$ Periodo efficace
- $\xi_{\text{esi}} = (2/ \pi) [R\mu / (D + \mu R)] = 0.257$ Smorzamento viscoso equivalente

Determinate le caratteristiche del sistema di isolamento equivalente, a partire dalla pericolosità sismica del sito di costruzione, si costruiscono gli spettri di risposta per le tre componenti del moto relativi agli stati limite considerati. Nel dettaglio, per l'opera in oggetto si sono studiate le condizioni sismiche per gli stati limite di "Danno" (SLD), "Salvaguardia della vita" (SLV) e "Collasso" (SLC). Nella fattispecie si è scelto cautelativamente di limitare lo smorzamento viscoso equivalente del sistema isolato ad un valore massimo del 20% ($\xi_{\text{esi}} = 0.20$)

Fig. 8.1-5

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

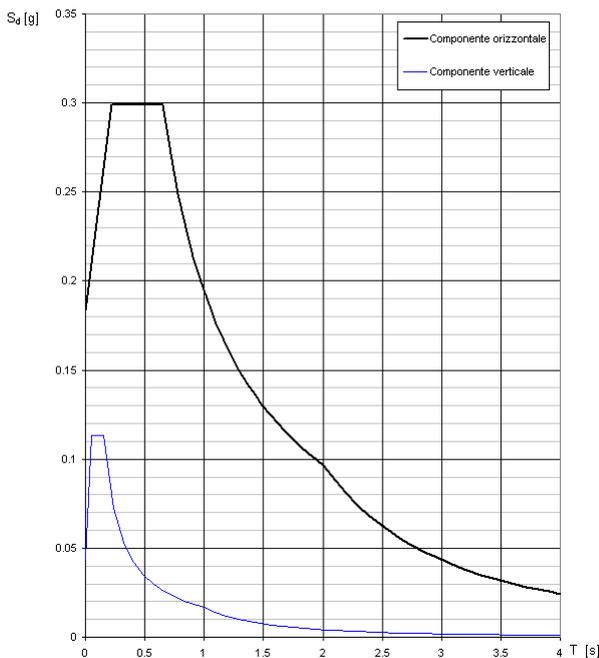


FIG. 8.1-6

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

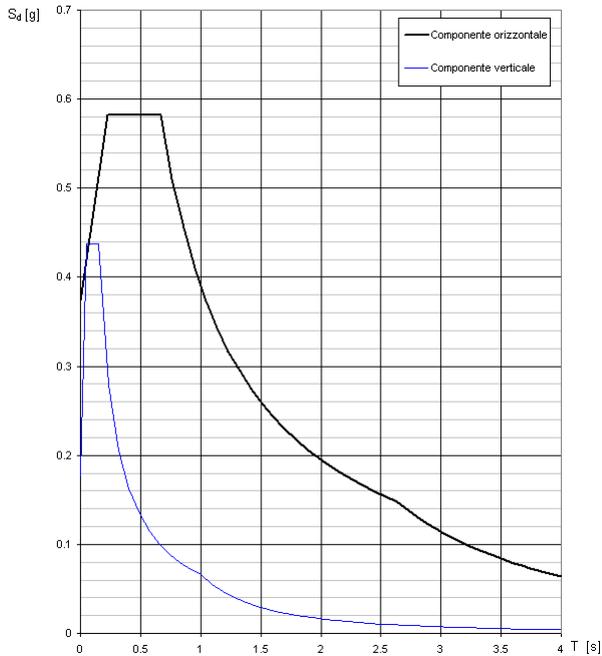
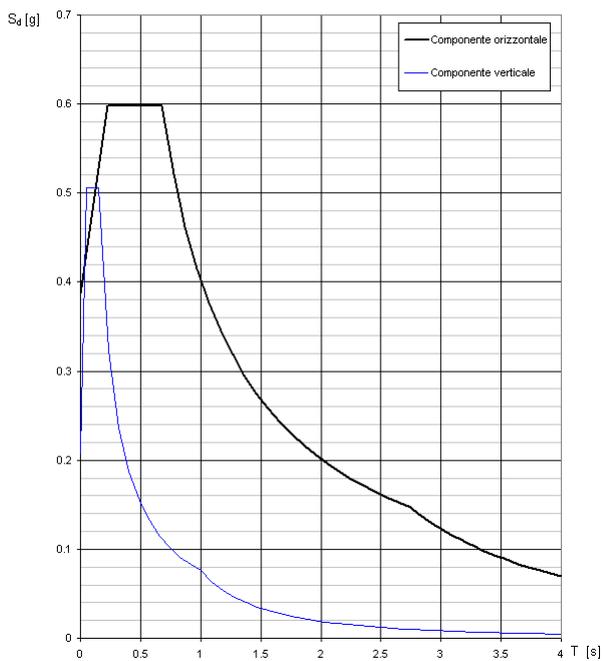


FIG. 8.1-7

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



8.1.4. Combinazioni di carico di progetto

Nell'ambito delle verifiche di Stato Limite di Esercizio (SLE) e di Stato Limite Ultimo (SLU) si sono considerate le combinazioni di carico riportate nelle tabelle seguenti. Per facilità di esposizione si sono utilizzati gli involuipi delle singole azioni elementari combinandoli poi opportunamente nelle combinazioni di progetto.

TAB. 8.1-1

	SW + DL	CR/SH
CS_01	1.35	0.00
CS_02	1.35	1.20
CS_03	1.00	1.20

TAB. 8.1-2

	CS_01	CS_02	CS_03
ENV_CS	1.00	1.00	1.00

TAB. 8.1-3 - CONDIZIONE DI INVILUPPO DEI CEDIMENTI VINCOLARI

	Ced. SP1	Ced. P1	Ced. P2	Ced. SP2
ENV_Ced	1.00	1.00	1.00	1.00

TAB. 8.1-4 - CONDIZIONE DI INVILUPPO DELL'AZIONE DELLA TEMPERATURA

	Temp. Est	Temp. Inv
ENV_DT	1.00	1.00

TAB. 8.1-5 - CONDIZIONE DI INVILUPPO DELL'AZIONE DEL VENTO

	WL +	WL -
ENV_WL	1.00	1.00

TAB. 8.1-6 - CONDIZIONE DI INVILUPPO DELL'AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO

	BRK +	BRK -
ENV_BRK	1.00	1.00

Alle suddette si aggiunge la condizione determinata dai carichi mobili che è già un involucro di un elevato numero di condizioni di carico elementari.

TAB. 8.1-7 – COMBINAZIONI DI SLU

Combinazione	ENV_CS	ENV_Ced	ENV_DT	ENV_WL	ML	ENV_BRK
SLU 01	1.00	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU 02	1.00	1.20	0.60*1.20	0.00	0.00	0.00
SLU 03	1.00	1.20	1.20	0.60*1.50	0.00	0.00
SLU 04	1.00	1.20	0.60*1.20	1.50	0.00	0.00
SLU 05	1.00	1.20	1.20	0.60*1.50	0.75*1.35	0.00
SLU 06	1.00	1.20	0.60*1.20	1.50	0.75*1.35	0.00
SLU 07	1.00	1.20	1.20	0.60*1.50	0.75*1.35	1.00
SLU 08	1.00	1.20	0.60*1.20	1.50	0.75*1.35	1.00
SLU 09	1.00	1.20	0.60*1.20	0.60*1.50	1.35	1.35

TAB. 8.1-8 – COMBINAZIONI SISMICHE

Combinazione	SW+DL	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
SLD 01	1.00	1.00	0.30	0.30
SLD 02	1.00	1.00	0.30	-0.30
SLD 03	1.00	0.30	1.00	0.30
SLD 04	1.00	0.30	1.00	-0.30
SLD 05	1.00	0.30	0.30	1.00
SLD 06	1.00	0.30	0.30	-1.00
SLV 01	1.00	1.00	0.30	0.30
SLV 02	1.00	1.00	0.30	-0.30
SLV 03	1.00	0.30	1.00	0.30
SLV 04	1.00	0.30	1.00	-0.30
SLV 05	1.00	0.30	0.30	1.00
SLV 06	1.00	0.30	0.30	-1.00
SLC 01	1.00	1.00	0.30	0.30
SLC 02	1.00	1.00	0.30	-0.30
SLC 03	1.00	0.30	1.00	0.30



SLC 04	1.00	0.30	1.00	-0.30
SLC 05	1.00	0.30	0.30	1.00
SLC 06	1.00	0.30	0.30	-1.00

Naturalmente per ogni combinazione sismica si sono adottati i valori di sollecitazione derivanti dallo spettro di risposta corrispondente allo stato limite considerato.

8.2. RISULTATI DELL'ANALISI – STATICA

In Allegato sono riportati i tabulati di Calcolo.

8.2.1. Reazioni vincolari

Nelle tabelle a seguire sono riportati i valori delle reazioni nei vincoli per le singole condizioni di carico non fattorizzate e per l'involuppo delle combinazioni di carico di progetto (SLU). Le reazioni relative alle fasi di costruzione sono di tipo additivo, ossia ogni fase comprende le fasi precedenti.

TAB. 8.2-1 – REAZIONI VINCOLARI APPOGGI IN SPALLA

Condizione di Carico	Spalle SP1-SP2								
	Appoggio SX			Appoggio Centrale			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Sola Struttura Metallica	0	0	1 306	0	0	954	0	0	1 306
Getto della Soletta	0	0	3 683	0	0	2 445	0	0	3 683
Applicazione carichi Permanenti (t=t ⁰)	0	0	4 808	0	0	2 970	0	0	4 808
Applicazione carichi Permanenti (t=t [∞])	0	0	4 739	0	0	3 107	0	0	4 739
Variazione Termica (Estate)	21	-5	-85	21	0	170	21	5	-85
Variazione Termica (Inverno)	-21	5	85	-21	0	-170	-21	-5	85
Vento Trasversale (dir. Y+)	0	-165	75	0	-165	39	0	-165	-114
Vento Trasversale (dir. Y-)	0	165	-114	0	165	39	0	165	75
Azione Long. di Frenamento (dir. X+)	-87	0	-10	-87	0	1	-87	0	-10
Azione Long. di Frenamento (dir. X-)	87	0	10	87	0	-1	87	0	10
Carichi Mobili (Max)	11	0	2 924	6	0	1 532	10	1	3 778
Carichi Mobili (Min)	-1	-1	-321	0	0	-3 372	-1	-1	-227
ENV SLU(max)	178	253	6 681	170	248	4 413	178	250	6 681
ENV SLU(min)	-178	-253	4 482	-170	-248	2 931	-178	-250	4 482

8.2.2. Azioni interne

Di seguito sono riportate le principali azioni interne nelle aste per le varie condizioni di carico.

FIG. 8.2-1 FASE 1: STRUTTURA METALLICA – TAGLIO (kN)

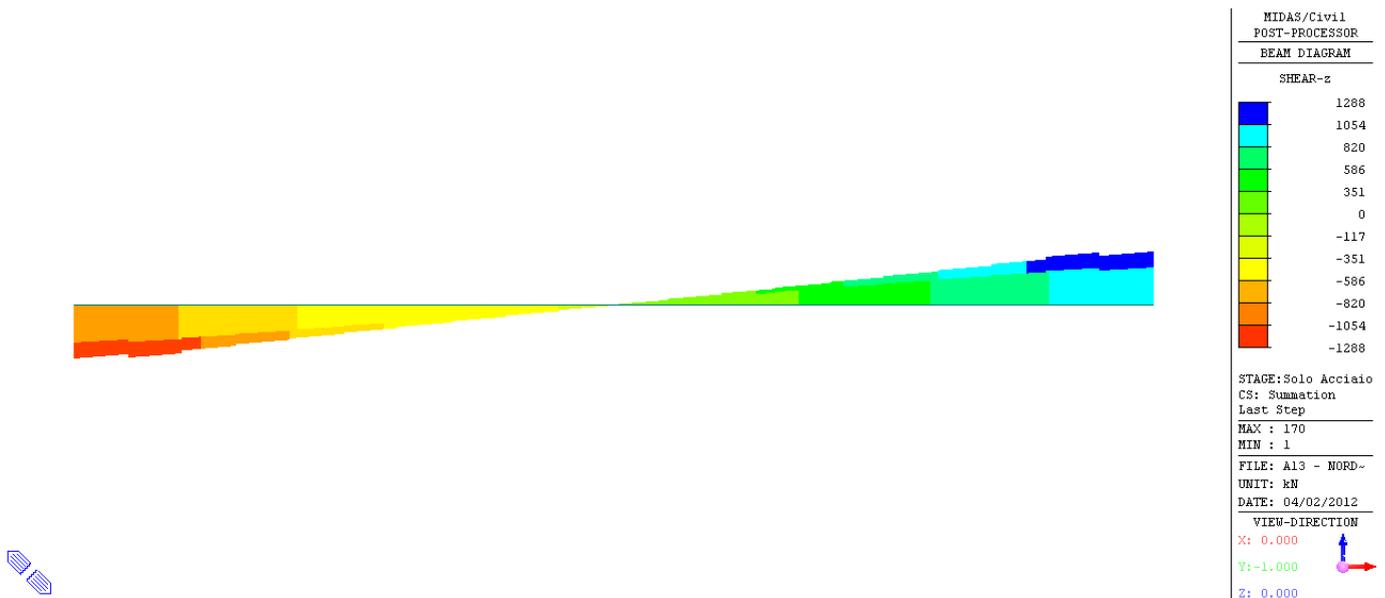


FIG. 8.2-2 FASE 1: STRUTTURA METALLICA – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

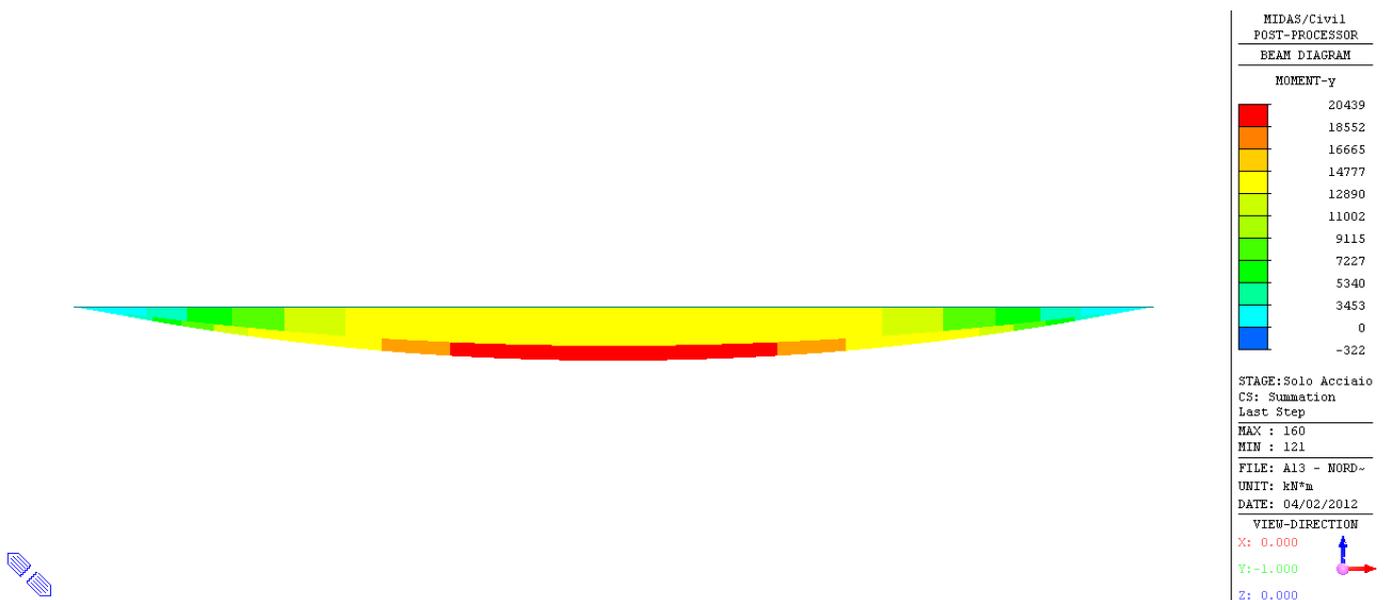


FIG. 8.2-3 FASE 2: GETTO SOLETTA IN CLS – TAGLIO (kN)

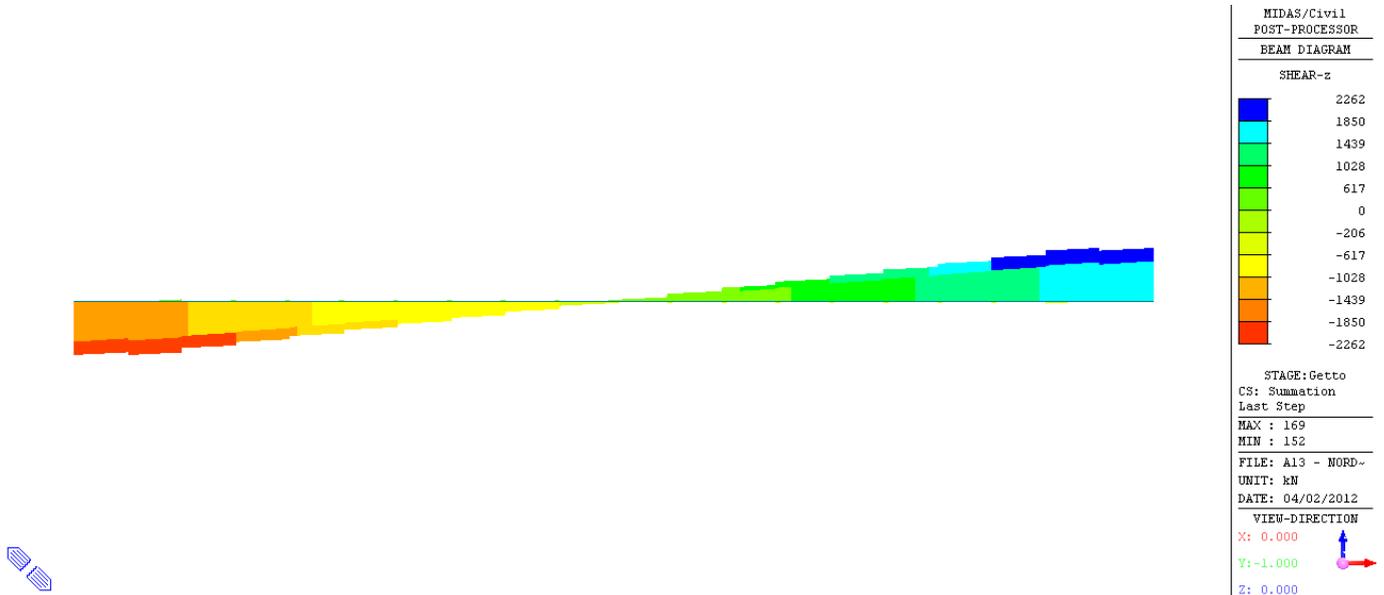


FIG. 8.2-4 FASE 2: GETTO SOLETTA IN CLS – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

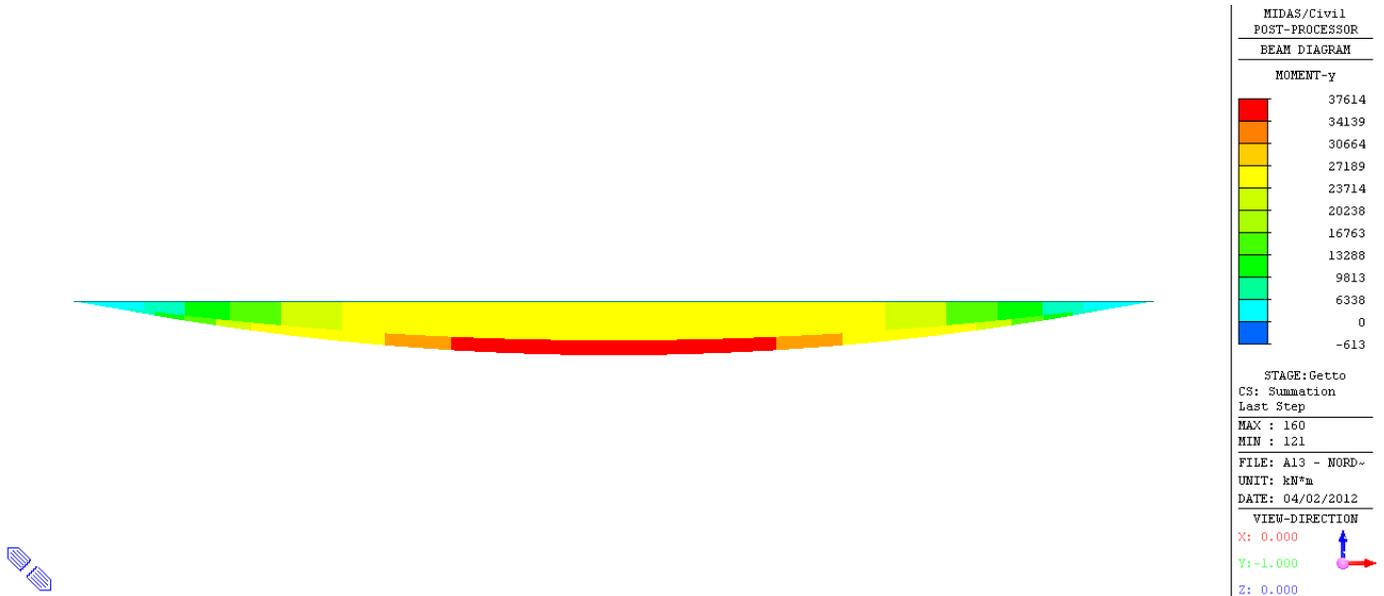


FIG. 8.2-5 FASE 3: APPLICAZIONE DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI – TAGLIO (kN)

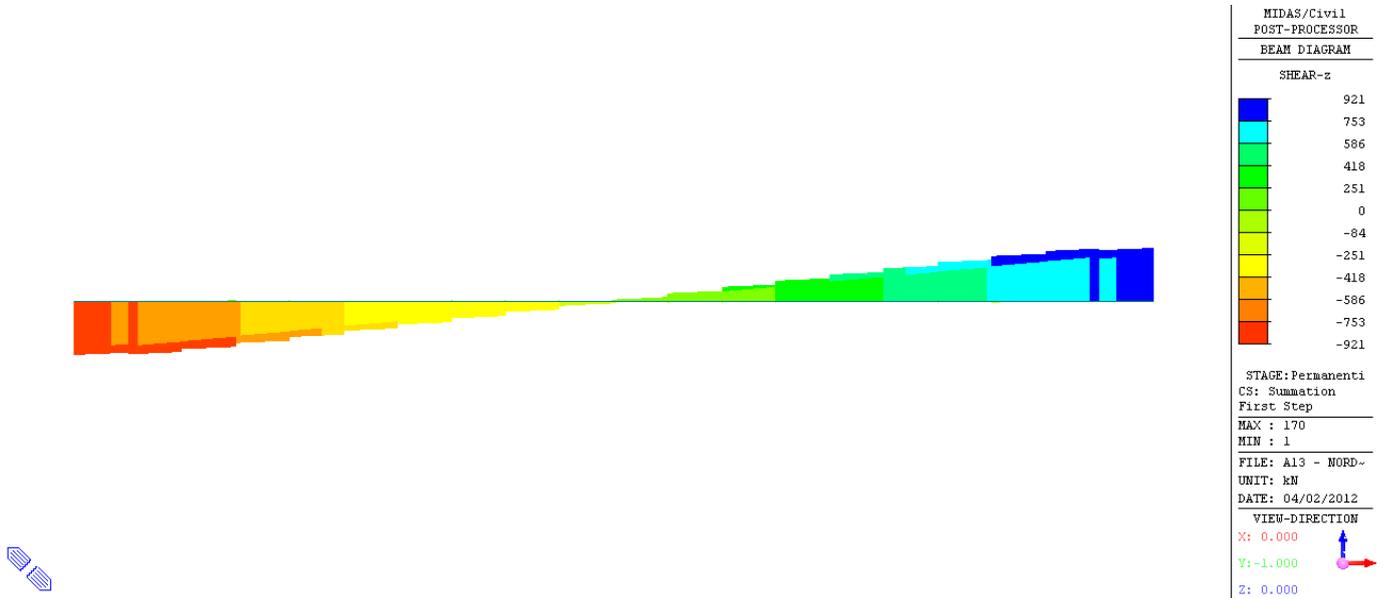


FIG. 8.2-6 FASE 3: APPLICAZIONE DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)



FIG. 8.2-7 AZIONI COMPLESSIVE A T₀ – TAGLIO (kN)

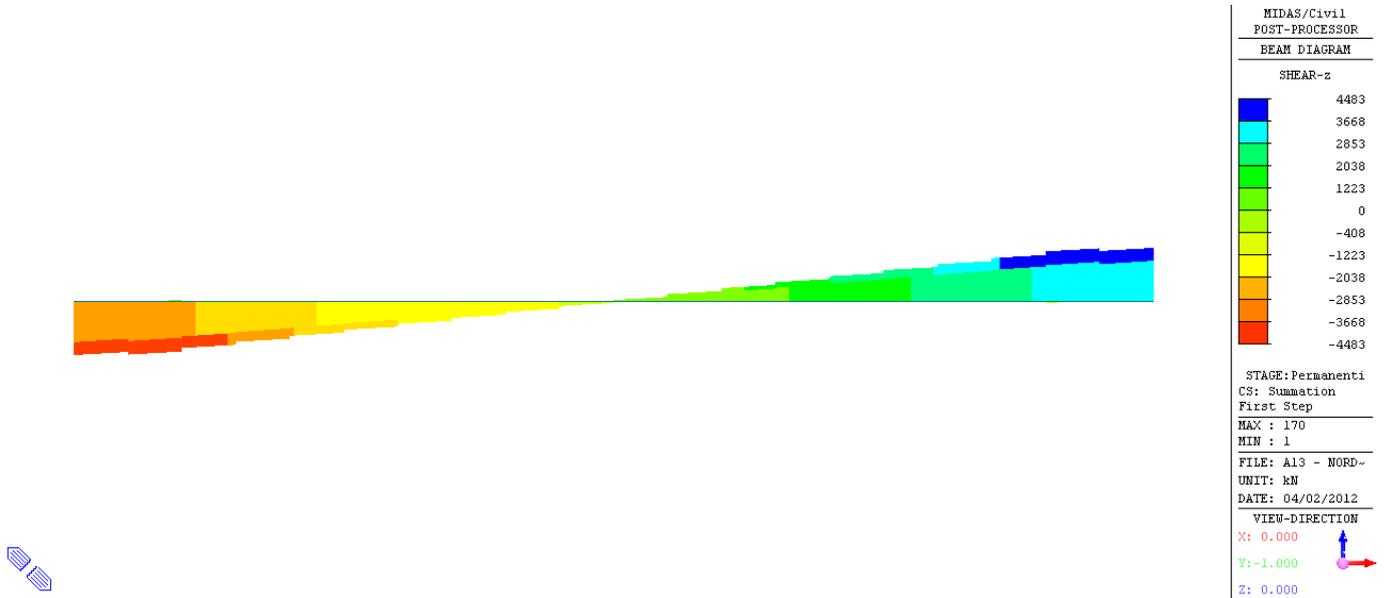


FIG. 8.2-8 AZIONI COMPLESSIVE A T₀ – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

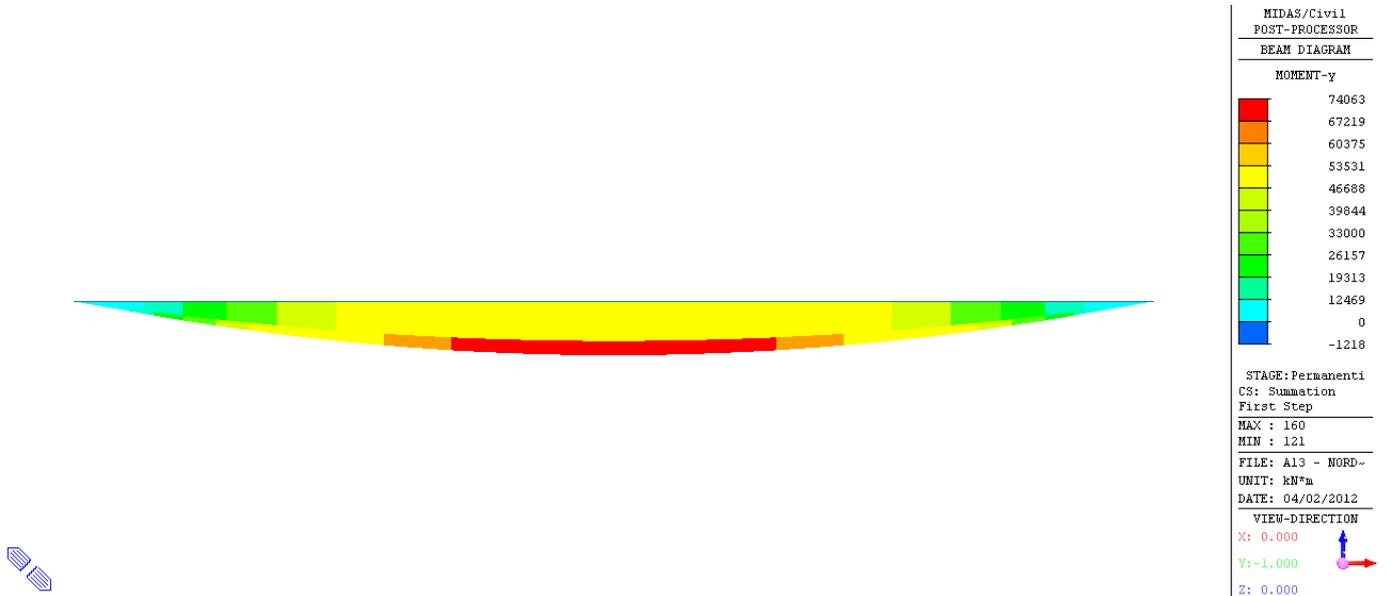


FIG. 8.2-9 AZIONI COMPLESSIVE A T[∞] – TAGLIO (kN)

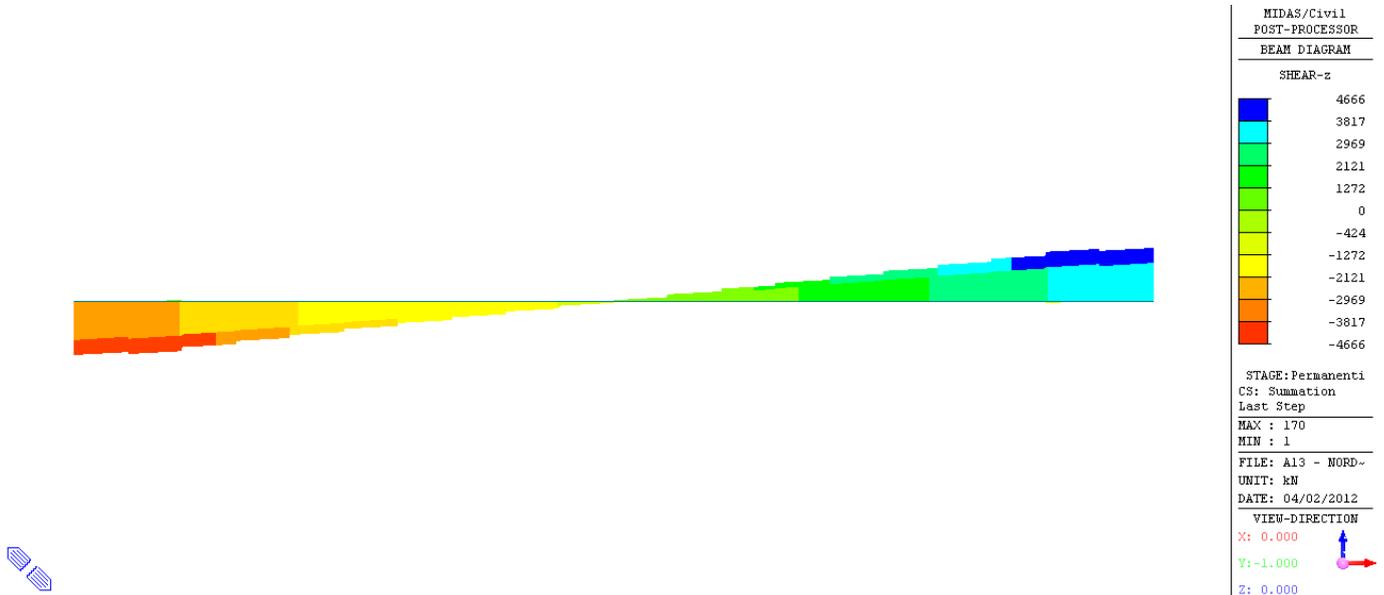


FIG. 8.2-10 AZIONI COMPLESSIVE A T[∞] – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)



FIG. 8.2-11 AZIONE DELLA TEMPERATURA (TEMP. ESTATE) – MOMENTO FLETTENTE MY (kN)

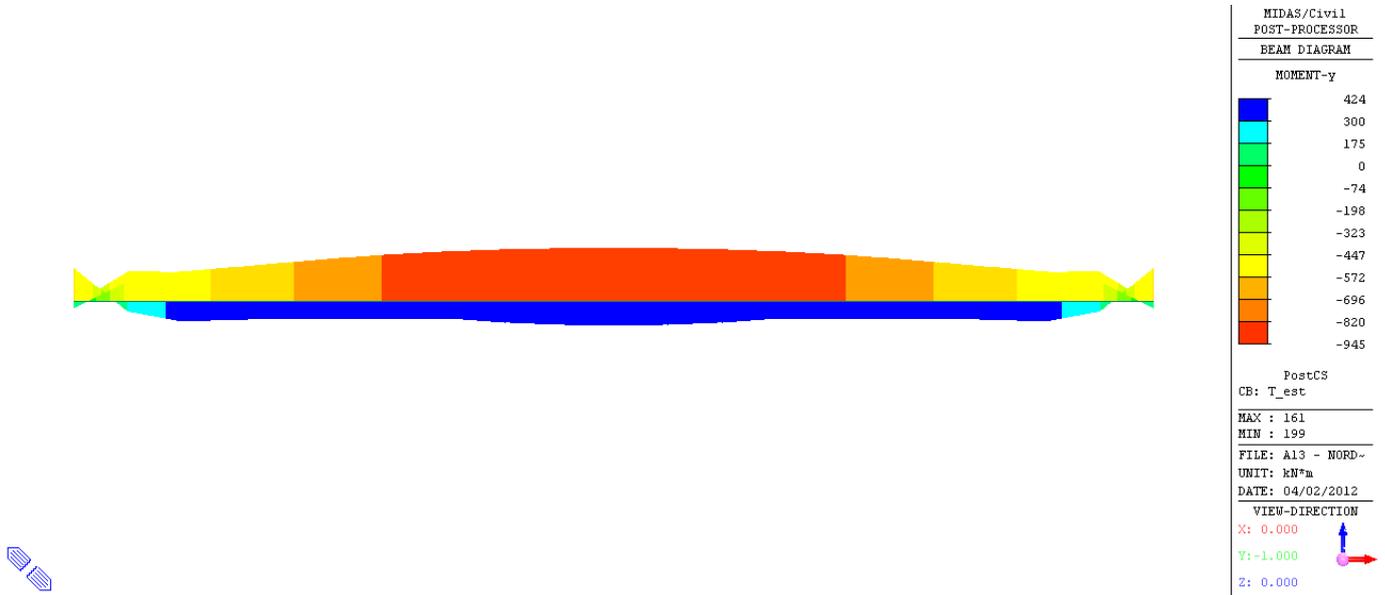


FIG. 8.2-12 AZIONE DELLA TEMPERATURA (TEMP. ESTATE) – MOMENTO FLETTENTE MY (kN)

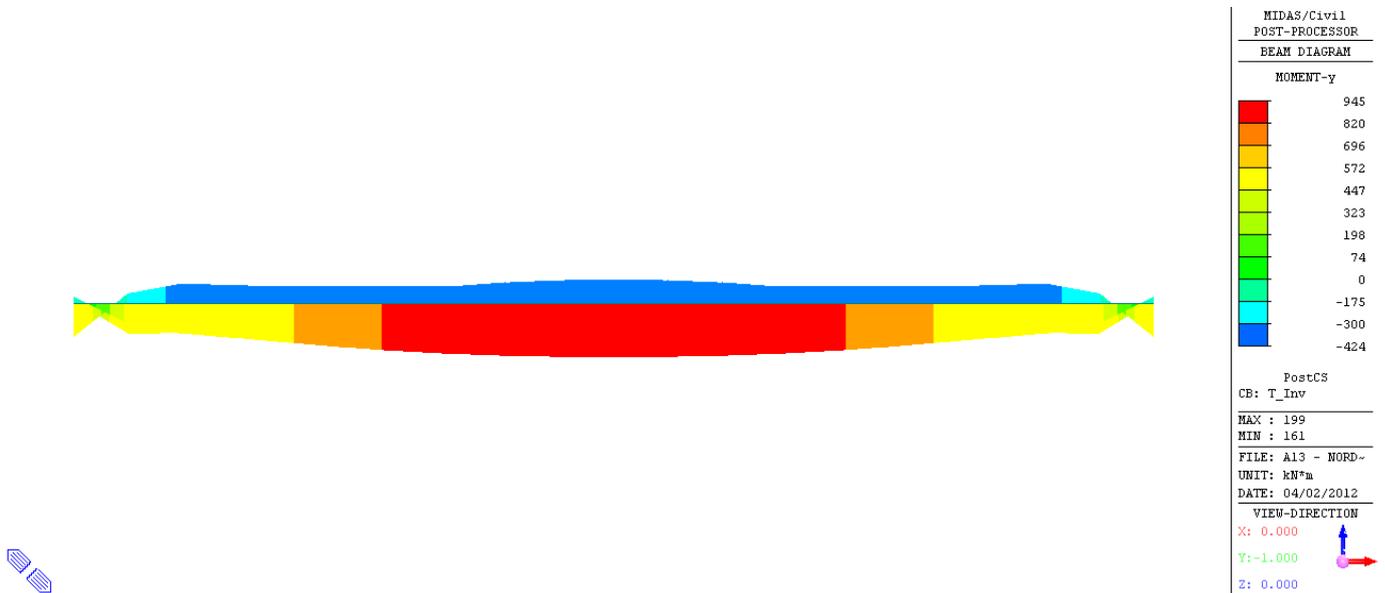


FIG. 8.2-13 INVILUPPO DEI CARICHI MOBILI – TAGLIO (kN)

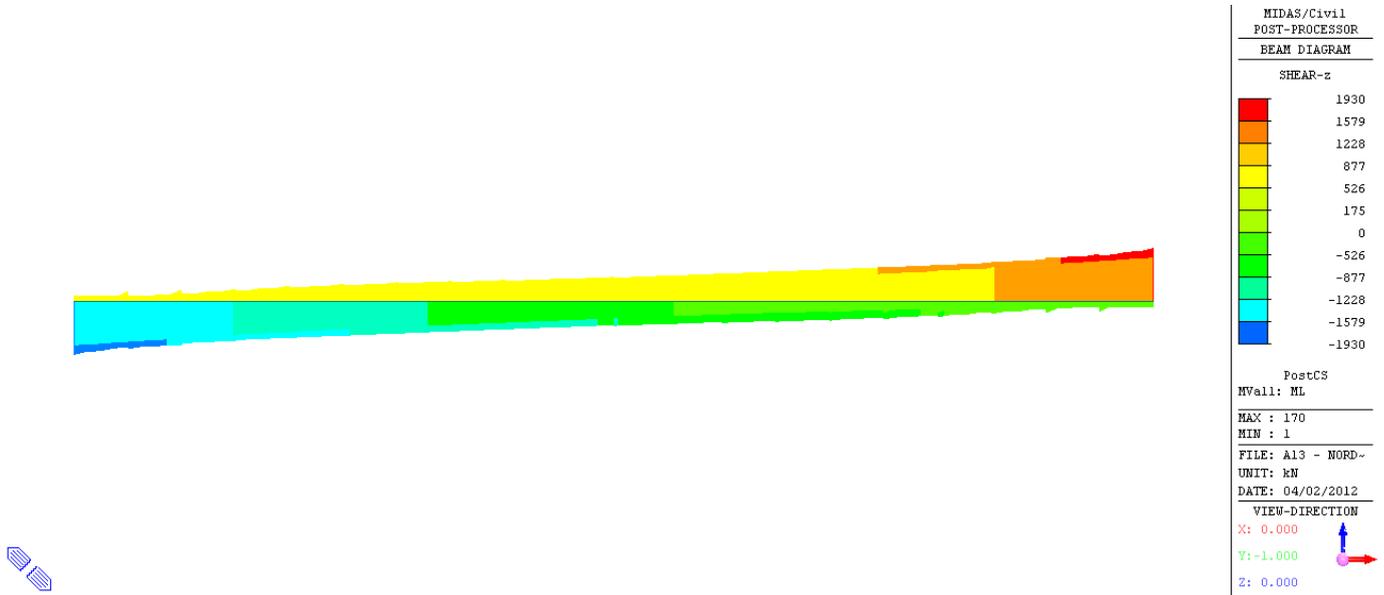


FIG. 8.2-14 INVILUPPO DEI CARICHI MOBILI – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

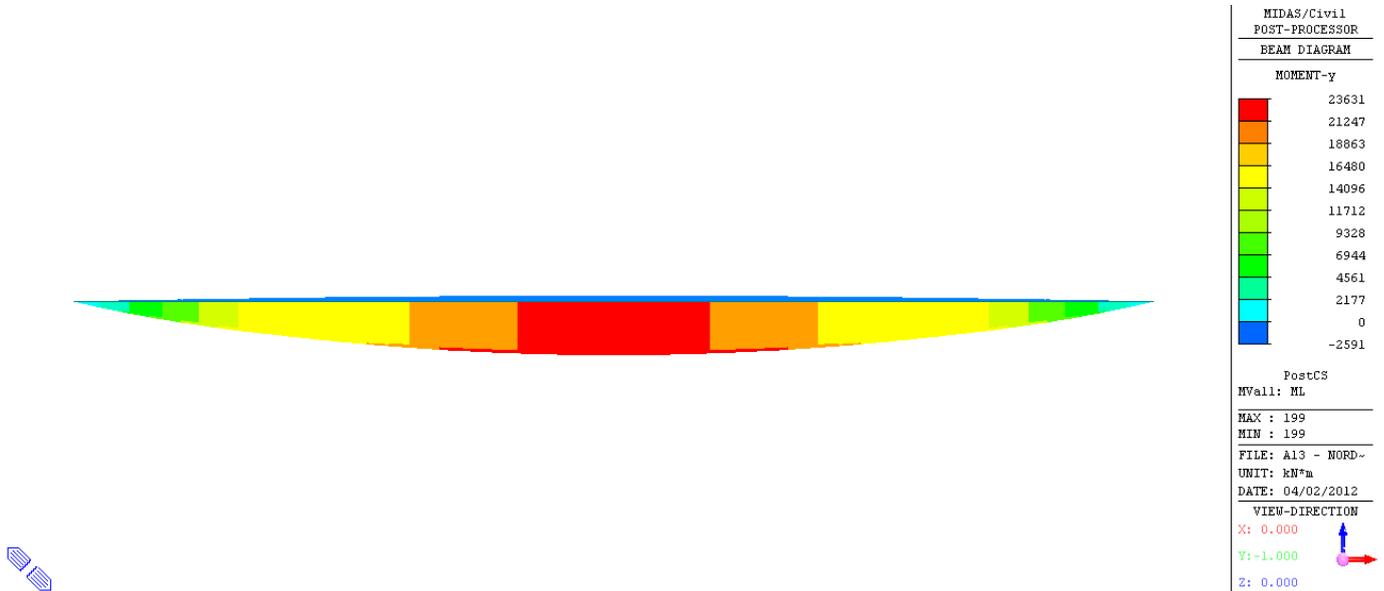


Fig. 8.2-15 INVILUPPO COMBINAZIONI DI SLU – TAGLIO (kN)

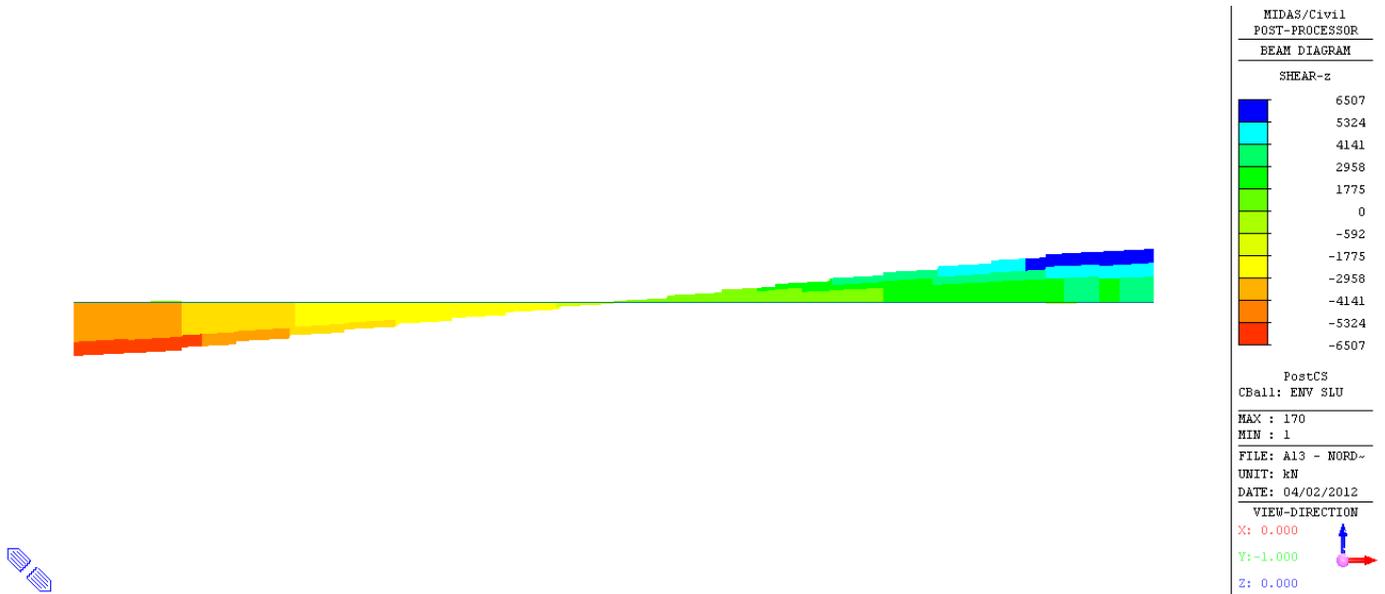
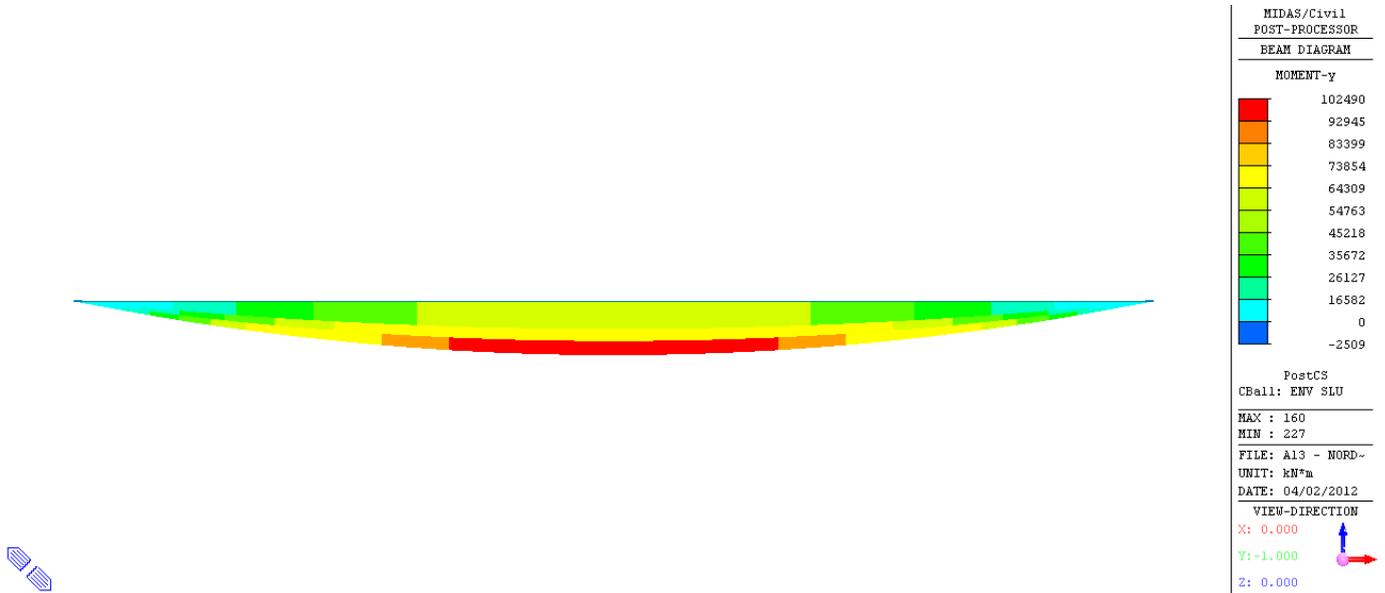


Fig. 8.2-16 INVILUPPO COMBINAZIONI DI SLU – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)



8.3. RISULTATI DELL'ANALISI - SISMICA

8.3.1. Sisma Orizzontale

Le azioni orizzontali dovute al sisma si valutano a partire dalle caratteristiche equivalenti del sistema di isolamento.

Nel caso in esame si è ipotizzato:

- $R = 3700\text{mm}$ Raggio di curvatura
- $D = \pm 300\text{ mm}$ Spostamento di progetto
- $\mu = 0.055$ Coefficiente di attrito dinamico
- $K_v = 210\ 000\text{ kN / mm}$ rigidezza verticale

Da cui, posto $V =$ carico verticale, si ottiene:

- $K_{\text{eff}} = V(1 / R + \mu / D)$ Rigidezza efficace
- $T_{\text{is}} = 2\pi (V/K_{\text{eff}} g)^{0.5} = 2\pi [RD / g(D + \mu R)]^{0.5} = 2.977\text{ s}$ Periodo efficace

Le accelerazioni orizzontali cui è sottoposto il sistema isolato, si ottengono per i tre stati limite considerati, dai rispettivi spettri di risposta, rilevando le ordinate spettrali corrispondenti al periodo proprio del sistema isolato.

$$S_e(T_{\text{is}})_{\text{SLD}} = 0.044\text{ g}$$

$$S_e(T_{\text{is}})_{\text{SLV}} = 0.116\text{ g}$$

$$S_e(T_{\text{is}})_{\text{SLC}} = 0.124\text{ g}$$

La forza orizzontale complessiva applicata al sistema di isolamento è pari a:

$$F = M \times S_e(T_{\text{is}})$$

con $M = 26\ 212\text{ kN}$ peso corrispondente alla massa sismica (SW + PP + 0.20ML)

TAB. 8.3-1

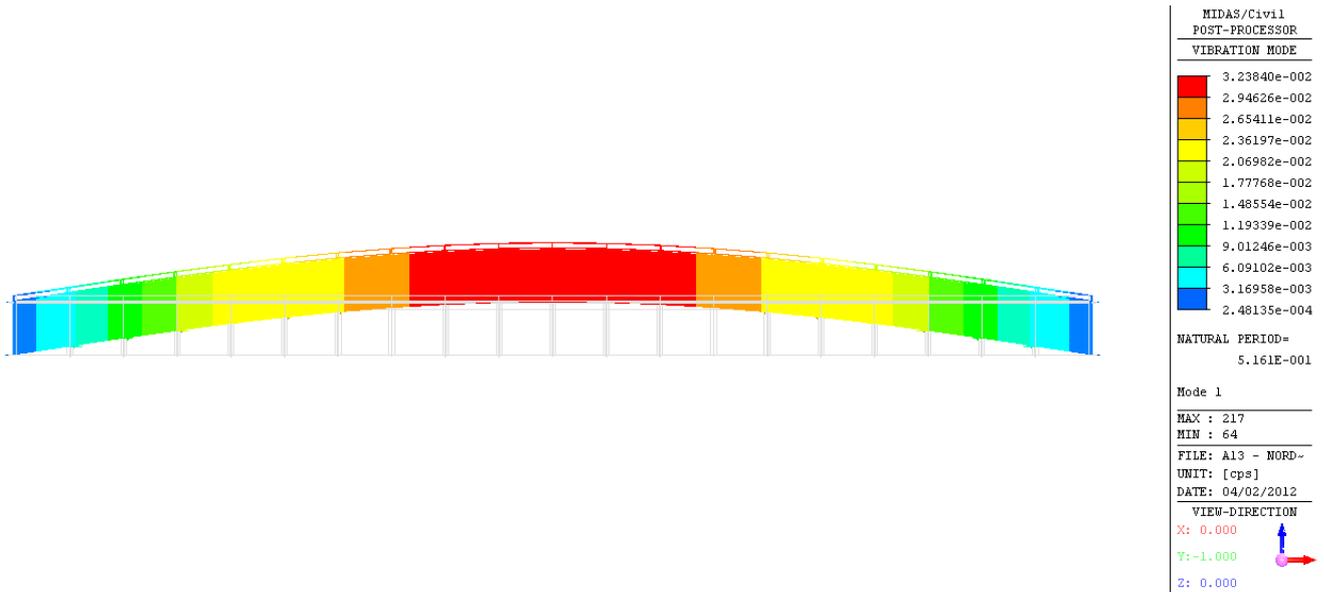
	$S_e(g)$	F
		(kN)
Forza Orizzontale SLD	0.044	1 153
Forza Orizzontale SLV	0.116	3 041
Forza Orizzontale SLC	0.124	3 250

8.3.2. Sisma Verticale

Le sollecitazioni dovute agli effetti sismici verticali sono state valutate per l'impalcato tramite una analisi modale con spettro di risposta volta a determinare le azioni verticali esercitate sul dispositivo di isolamento.

Si sono considerati nell'analisi le masse associate agli elementi strutturali, agli elementi di arredo stradale (permanenti portati) ed al 20% dei massimi carichi mobili ammissibili sull'impalcato.

Fig. 8.3-1 1° MODO VERTICALE – T = 0.516s



TAB. 8.3-2 – FORZE SISMICHE VERTICALI

	S_e(g)	F (kN)
Forza Verticale SLD	0.033	865
Forza Verticale SLV	0.128	3 355
Forza Verticale SLC	0.148	3 879

8.3.3. Azioni sismiche globali

Le azioni sismiche globali si ottengono dalla combinazione delle tre componenti spaziali dell'azione sismica. Poiché il comportamento del dispositivo di isolamento è influenzato dalla contemporanea presenza di una azione orizzontale e di una azione verticale, per ogni combinazione considerata si avrà una differente rigidezza efficace del sistema isolato.

A partire dalle azioni sismiche globali, si determinano le relative rigidezze efficaci del sistema isolato ed i conseguenti spostamenti sismici. Poiché l'impalcato si considera rigido nel piano orizzontale, tali spostamenti dovranno essere uguali per tutti gli appoggi. Conoscendo l'entità del carico verticale agente sulle singole sottostrutture, si riesce quindi a determinare la reazione orizzontale generata dal sistema di isolamento.

TAB. 8.3-3

Azioni Sismiche a SLD			
	RX	RY	RZ
	(kN)	(kN)	(kN)
Peso Totale in fase sismica	0	0	26 212
Sisma Longitudinale (dir. X)	1 153	0	0
Sisma Trasversale (dir. Y)	0	1 153	0
Sisma Verticale (dir. Z)	0	0	865

TAB. 8.3-4

Azioni Sismiche Globali a SLD				Spostamenti sismici a SLD			
Combinazioni di Carico	RX	RY	RZ	K_{eff}	d_x	d_y	d_{tot}
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN/mm)	(mm)	(mm)	(mm)
SLD_01	1 153	346	26 471	12.008	96	29	100
SLD_02	1 153	346	25 953	11.772	98	29	102
SLD_03	346	1 153	26 471	12.008	29	96	100
SLD_04	346	1 153	25 953	11.772	29	98	102
SLD_05	346	346	27 077	12.282	28	28	40
SLD_06	346	346	25 347	11.497	30	30	43

Dalle azioni sismiche globali si ricavano per le azioni sulle singole sottostrutture:

TAB. 8.3-5

Azioni Sulle Sottostrutture a SLD								
	Spalla SP1				Spalla SP2			
	RZ	RX	RY	RXY	RZ	RX	RY	RXY
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
SLD_01	13 236	577	173	602	13 236	577	173	602
SLD_02	12 976	577	173	602	12 976	577	173	602
SLD_03	13 236	173	577	602	13 236	173	577	602
SLD_04	12 976	173	577	602	12 976	173	577	602
SLD_05	13 538	173	173	245	13 538	173	173	245
SLD_06	12 674	173	173	245	12 674	173	173	245

TAB. 8.3-6

Azioni Sismiche a SLV			
	RX	RY	RZ
	(kN)	(kN)	(kN)
Peso Totale in fase sismica	0	0	26 212
Sisma Longitudinale (dir. X)	3 041	0	0
Sisma Trasversale (dir. Y)	0	3 041	0
Sisma Verticale (dir. Z)	0	0	3 355

TAB. 8.3-7

Azioni Sismiche Globali a SLV				Spostamenti sismici a SLV			
Combinazioni di Carico	RX	RY	RZ	K_{eff}	d_x	d_y	d_{tot}
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN/mm)	(mm)	(mm)	(mm)
SLV_01	3 041	912	27 219	12.346	246	74	257
SLV_02	3 041	912	25 205	11.433	266	80	278
SLV_03	912	3 041	27 219	12.346	74	246	257
SLV_04	912	3 041	25 205	11.433	80	266	278
SLV_05	912	912	29 567	13.412	68	68	96
SLV_06	912	912	22 857	10.368	88	88	124

Dalle azioni sismiche globali si ricavano per congruenza le azioni sulle singole sottostrutture:

TAB. 8.3-8

Azioni Sulle Sottostrutture a SLV								
	Spalla SP1				Spalla SP2			
	RZ	RX	RY	RXY	RZ	RX	RY	RXY
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
SLV_01	13 609	1 520	456	1 587	13 609	1 520	456	1 587
SLV_02	12 603	1 520	456	1 587	12 603	1 520	456	1 587
SLV_03	13 609	456	1 520	1 587	13 609	456	1 520	1 587
SLV_04	12 603	456	1 520	1 587	12 603	456	1 520	1 587
SLV_05	14 784	456	456	645	14 784	456	456	645
SLV_06	11 428	456	456	645	11 428	456	456	645

TAB. 8.3-9

Azioni Sismiche a SLC			
	RX	RY	RZ
	(kN)	(kN)	(kN)
Peso Totale in fase sismica	0	0	26 212
Sisma Longitudinale (dir. X)	3 250	0	0
Sisma Trasversale (dir. Y)	0	3 250	0
Sisma Verticale (dir. Z)	0	0	3 879

TAB. 8.3-10

Azioni Sismiche Globali a SLC				Spostamenti sismici a SLC			
Combinazioni di Carico	RX	RY	RZ	K_{eff}	d_x	d_y	d_{tot}
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN/mm)	(mm)	(mm)	(mm)
SLC_01	3 250	975	27 376	12.418	262	79	273
SLC_02	3 250	975	25 048	11.362	286	86	299
SLC_03	975	3 250	27 376	12.418	79	262	273
SLC_04	975	3 250	25 048	11.362	86	286	299
SLC_05	975	975	30 091	13.650	71	71	101
SLC_06	975	975	22 333	10.130	96	96	136

Dalle azioni sismiche globali si ricavano per congruenza le azioni sulle singole sottostrutture:

TAB. 8.3-11

Azioni Sulle Sottostrutture a SLC								
	Spalla SP1				Spalla SP2			
	RZ	RX	RY	RXY	RZ	RX	RY	RXY
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
SLC_01	13 688	1 625	488	1 697	13 688	1 625	488	1 697
SLC_02	12 524	1 625	488	1 697	12 524	1 625	488	1 697
SLC_03	13 688	488	1 625	1 697	13 688	488	1 625	1 697
SLC_04	12 524	488	1 625	1 697	12 524	488	1 625	1 697
SLC_05	15 046	488	488	689	15 046	488	488	689
SLC_06	11 166	488	488	689	11 166	488	488	689

8.3.4. Reazioni vincolari (FASE SISMICA)

Nelle tabelle a seguire sono riportati i valori delle reazioni nei vincoli delle spalle per le combinazioni sismiche (SLD, SLV e SLC). Le reazioni sono ottenute imponendo, per congruenza, l'eguaglianza degli spostamenti degli spostamenti sui singoli isolatori, determinando le reazioni orizzontali in base alle aliquote di carico verticale agente su di essi.

TAB. 8.3-12 – REAZIONI A SLD

Condizione di Carico	SPALLA SP1-SP2									
	Spostamenti		Isolatori Lateralì				Isolatore Centrale			
	dx mm	dy mm	FZ kN	k _{eff} kN/mm	FX kN	FY kN	FZ kN	k _{eff} kN/mm	FX kN	FY kN
SLD_01	96	29	5 061	2.296	221	66	3 113	1.412	136	41
SLD_02	98	29	4 962	2.251	221	66	3 052	1.384	136	41
SLD_03	29	96	5 061	2.296	66	221	3 113	1.412	41	136
SLD_04	29	98	4 962	2.251	66	221	3 052	1.384	41	136
SLD_05	28	28	5 177	2.348	66	66	3 184	1.444	41	41
SLD_06	30	30	4 846	2.198	66	66	2 981	1.352	41	41
ENV SLD (max)			5 177		221	221	3 184		136	136
ENV SLD (min)			4 846		-221	-221	2 981		-136	-136

TAB. 8.3-13 – REAZIONI A SLV

Condizione di Carico	SPALLA SP1-SP2									
	Spostamenti		Isolatori Lateralì				Isolatore Centrale			
	dx mm	dy mm	FZ kN	k _{eff} kN/mm	FX kN	FY kN	FZ kN	k _{eff} kN/mm	FX kN	FY kN
SLV_01	246	74	5 204	2.361	581	174	3 201	1.452	358	107
SLV_02	266	80	4 819	2.186	581	174	2 964	1.345	358	107
SLV_03	74	246	5 204	2.361	174	581	3 201	1.452	107	358
SLV_04	80	266	4 819	2.186	174	581	2 964	1.345	107	358
SLV_05	68	68	5 653	2.564	174	174	3 477	1.577	107	107
SLV_06	88	88	4 370	1.982	174	174	2 688	1.219	107	107
ENV SLV (max)			5 653		581	581	3 477		358	358
ENV SLV (min)			4 370		-581	-581	2 688		-358	-358

TAB. 8.3-14 – REAZIONI A SLC

Condizione di Carico	SPALLA SP1-SP2									
	Spostamenti		Isolatori Lateralì				Isolatore Centrale			
	dx mm	dy mm	FZ kN	k _{eff} kN/mm	FX kN	FY kN	FZ kN	k _{eff} kN/mm	FX kN	FY kN
SLC_01	262	79	5 234	2.374	621	186	3 219	1.460	382	115
SLC_02	286	86	4 789	2.172	621	186	2 946	1.336	382	115
SLC_03	79	262	5 234	2.374	186	621	3 219	1.460	115	382
SLC_04	86	286	4 789	2.172	186	621	2 946	1.336	115	382
SLC_05	71	71	5 753	2.610	186	186	3 539	1.605	115	115
SLC_06	96	96	4 270	1.937	186	186	2 626	1.191	115	115
ENV SLC (max)			5 753		621	621	3 539		382	382
ENV SLC (min)			4 270		-621	-621	2 626		-382	-382

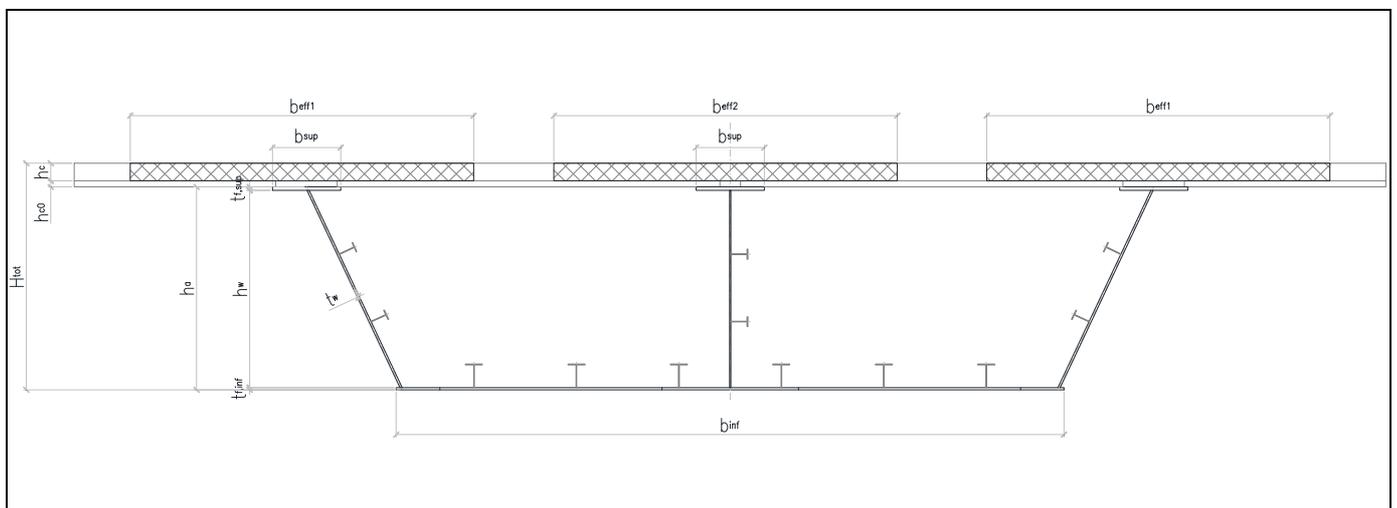
8.4. VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

8.4.1. Verifiche di resistenza a SLU

La sezione del cassone metallico costituente l'impalcato è stata dimensionata secondo il criterio elastico indicato al punto 4.3.4.2.1.1 delle NTC08, limitando quindi le deformazioni al limite elastico dei materiali. Le verifiche sono state effettuate per fasi distinguendo le sollecitazioni in base alla fase considerata, e sommando a valle le tensioni ottenute, in accordo al principio di sovrapposizione degli effetti nell'ipotesi di comportamento elastico lineare.

Nell'ambito delle verifiche della sezione composta è stato trascurato il contributo del calcestruzzo teso e parimenti trascurato il contributo dell'armatura compressa. L'azione tagliante verticale è stata considerata uniformemente distribuita sulle sole anime verticali del cassone. Lo stato tensionale complessivo degli elementi utilizzato come valore di confronto con la resistenza caratteristica del materiale, è stato espresso tramite tensioni ideali secondo il metodo di Von Mises.

FIG. 8.4-1 - CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE TIPICA



Le verifiche, effettuate con l'ausilio di un foglio di calcolo, riportano i valori della sollecitazione nei punti notevoli della sezione determinate secondo la teoria elastica. In particolare sono riportate le tensioni riferite a:

- τ_{med} : tensione tangenziale media nell'anima;
- σ_N : tensione normale nella sezione dovuta all'azione assiale;
- $\sigma_{s, sup}$: tensione normale massima nella piattabanda superiore;
- $\sigma_{w, sup}$: tensione normale al lembo superiore dell'anima;
- $\sigma_{w, sup, id}$: tensione ideale al lembo superiore dell'anima;
- $\sigma_{w, inf}$: tensione normale al lembo inferiore dell'anima;
- $\sigma_{w, inf, id}$: tensione ideale al lembo inferiore dell'anima;
- $\sigma_{s, inf}$: tensione normale massima nella piattabanda inferiore;
- $\sigma_{1, c}$: tensione normale massima nella soletta in cls;
- $\sigma_{f, sup}$: tensione normale nello strato armature superiore;
- $\sigma_{f, inf}$: tensione normale nello strato armature inferiore.

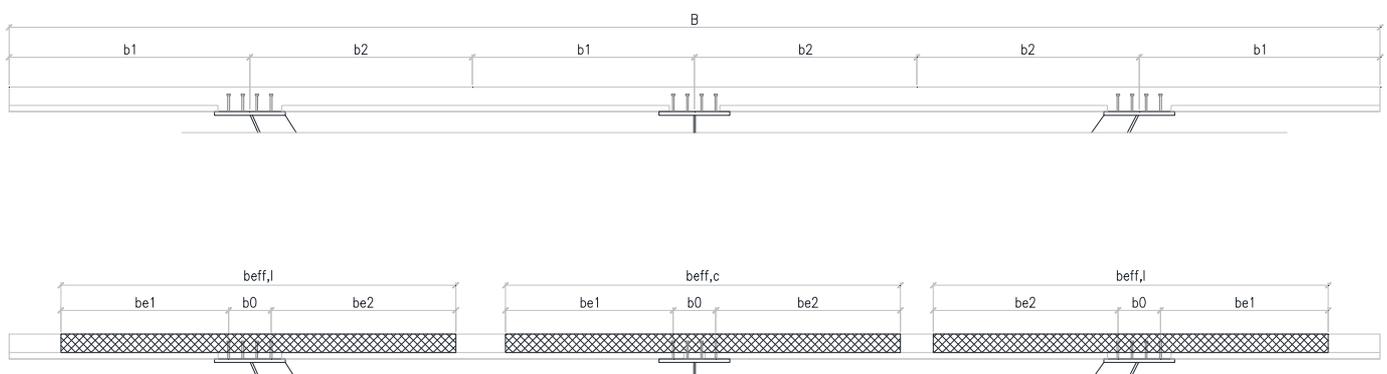
Le verifiche di stabilità a taglio e flessione dei pannelli d'anima e del fondo (ove necessario) sono state effettuate in accordo alle indicazioni contenute nelle istruzioni CNR10011, adottando il metodo degli stati limite con un coefficiente di sicurezza parziale per i ponti stradali pari a:

$$\gamma = 1.10$$

8.4.1.1. Determinazione delle larghezze collaboranti di soletta

Le larghezze efficaci vengono determinate trascurando il contributo delle longherine. Si considera ai fini delle verifiche in direzione longitudinale la sola parte di soletta gettata in opera, trascurando la presenza della lastra tralicciata prefabbricata (predalle) considerata come cassero a perdere.

Fig. 8.4-2



Larghezze efficaci travi laterali "b_{eff,l}"

In riferimento alla figura sopra riportata, siano :

$$b_1 = 3\,400 \text{ mm}$$

$$b_2 = 3\,750 \text{ mm}$$

$$b_0 = 600 \text{ mm}$$

$$L_e = L_1 = 60.00 \text{ m}$$

larghezza disponibile 1

larghezza disponibile 2

distanza tra gli assi dei connettori

Luce equivalente

Si ottiene per la mezzeria della 1° campata:

$$b_{e1} = \min (L_e/8 ; b_1 - b_0/2) = 3\,100 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = \min (L_e/8 ; b_2 - b_0/2) = 3\,450 \text{ mm}$$

da cui:

$$b_{eff,1} = (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 7\,150 \text{ mm}$$

Larghezza efficace travi laterali in mezzeria

Per gli appoggi di estremità:

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

dove:

$$\beta_i = (0.55 + 0.025 L_e / b_{ei}) \leq 1.0$$

quindi:

$$\beta_1 = 1.00 \text{ e } \beta_2 = 0.88$$

$$b_{eff,0} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} = 6\,736 \text{ mm}$$

Larghezza efficace travi laterali in spalla

Larghezze efficaci trave centrale "b_{eff,c}"

In riferimento alla figura sopra riportata, siano :

$$b_1 = b_2 = 3\,750 \text{ mm}$$

$$b_0 = 600 \text{ mm}$$

$$L_e = L_1 = 60.00 \text{ m}$$

larghezza disponibile

distanza tra gli assi dei connettori

Luce equivalente

Si ottiene per la mezzeria della 1° campata:

$$b_{e1} = \min (L_e/8 ; b_1 - b_0/2) = 3\,450 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = \min (L_e/8 ; b_2 - b_0/2) = 3\,450 \text{ mm}$$

da cui:

$$b_{eff,1} = (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 7\,500 \text{ mm}$$

Larghezza efficace trave centrale in mezzeria

Per gli appoggi di estremità:

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

dove:

$$\beta_i = (0.55 + 0.025 L_e / b_{ei}) \leq 1.0$$

quindi:

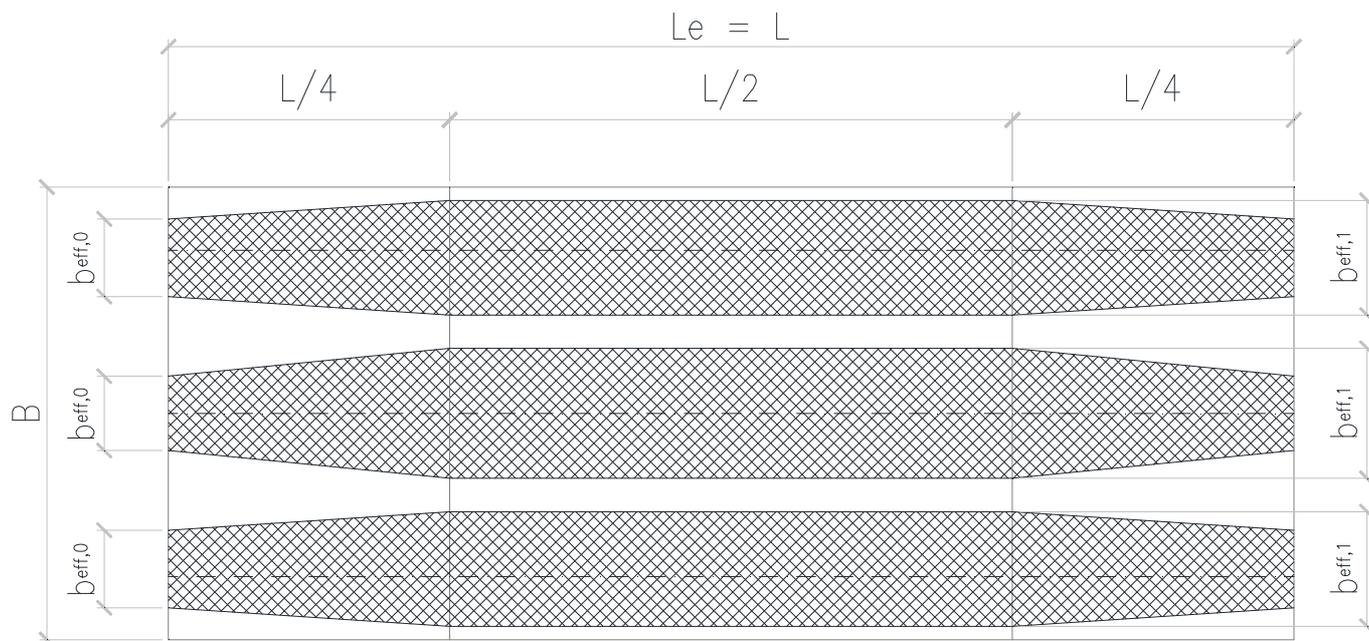
$$\beta_1 = 0.88 \text{ e } \beta_2 = 0.88$$

$$b_{eff,0} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} = 6\,672 \text{ mm}$$

Larghezza efficace travi laterali in spalla

In direzione longitudinale la variazione di larghezza efficace è rappresentata dalla figura seguente:

Fig. 8.4-3



Per il concio C1 si hanno le seguenti larghezze efficaci:

Trave laterale Sezione in spalla: $B_{eff} = B_{eff,0} = 6\,736\text{ mm}$

Trave laterale Sezione finale (a 12 m): $B_{eff} = 7\,067\text{ mm}$ (per interpolazione lineare)

Trave centrale Sezione in spalla: $B_{eff} = B_{eff,0} = 6\,672\text{ mm}$

Trave centrale Sezione finale (a 12 m): $B_{eff} = 7\,334\text{ mm}$ (per interpolazione lineare)

Per il concio C2 si hanno le seguenti larghezze efficaci:

Trave laterale Sezione iniziale (a 12 m): $B_{eff} = 7\,067\text{ mm}$ (per interpolazione lineare)

Trave laterale Sezione di mezzera: $B_{eff} = B_{eff,1} = 7\,150\text{ mm}$

Trave centrale Sezione iniziale (a 12 m): $B_{eff} = 7\,334\text{ mm}$ (per interpolazione lineare)

Trave centrale Sezione di mezzera: $B_{eff} = B_{eff,1} = 7\,500\text{ mm}$

8.4.2. Verifica del concio C1

Di seguito è riportata la verifica del concio tipo C1. Poiché la soletta è compressa, si è trascurato il contributo dell'armatura compressa nel tratto di soletta collaborante. In ogni caso è comunque prevista una armatura corrente longitudinale costituita da 1+1 Ø 16 / 20 cm.

TAB. 8.4-1 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE – TRAVE LATERALE

h_w	2915 mm
b_{sup}	1200 mm
$t_{f,sup}$	60 mm
b_{inf}	2500 mm
$t_{f,inf}$	25 mm
t_w	30 mm
h_a	3000 mm
B_c	7067 mm
h_c	260 mm
h_{c0}	90 mm
H_{tot}	3350 mm
Armatura superiore	
ϕ_{sup}	16 mm
n_{ϕ}°	15
c_{sup}	50 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	3016 mm ²
Armatura inferiore	
ϕ_{inf}	16 mm
n_{ϕ}°	15
c_{inf}	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	3016 mm ²

TAB. 8.4-2 – TENSIONI NELLA SEZIONE

Sezione acciaio		Sezione mista: $t=t_0$				Sezione mista: $t=t_{\infty}$	
N_{SW+DL1}	0 kN	N_{DL2}	0 kN	N_{LL}	kN	N_{DL2}	0 kN
M_{SW+DL1}	35918 kNm	M_{DL2}	10874 kNm	M_{LL}	21555 kNm	M_{DL2}	10874 kNm
V_{SW+DL1}	2655 kN	V_{DL2}	799 kN	V_{LL}	1811 kN	V_{DL2}	799 kN
Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio	
τ_{med}	30.4 N/mm ²	τ_{med}	9.2 N/mm ²	τ_{med}	20.7 N/mm ²	τ_{med}	9.2 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-143.6 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-7.9 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-15.6 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-18.8 N/mm ²
$\sigma_w sup$	-137.9 N/mm ²	$\sigma_w sup$	-7.0 N/mm ²	$\sigma_w sup$	-13.9 N/mm ²	$\sigma_w sup$	-17.7 N/mm ²
$\sigma_w sup,id$	147.6 N/mm ²	$\sigma_w sup,id$	17.3 N/mm ²	$\sigma_w sup,id$	38.5 N/mm ²	$\sigma_w sup,id$	23.7 N/mm ²
$\sigma_w inf$	135.3 N/mm ²	$\sigma_w inf$	33.6 N/mm ²	$\sigma_w inf$	66.5 N/mm ²	$\sigma_w inf$	35.8 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	145.2 N/mm ²	$\sigma_w inf, id$	37.1 N/mm ²	$\sigma_w inf, id$	75.6 N/mm ²	$\sigma_w inf, id$	39.2 N/mm ²
$\sigma_s inf$	138.1 N/mm ²	$\sigma_s inf$	34.0 N/mm ²	$\sigma_s inf$	67.3 N/mm ²	$\sigma_s inf$	36.4 N/mm ²
Soletta		Soletta		Soletta		Soletta	
		$\sigma_{1,c}$	-2.0 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	-3.9 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	-1.3 N/mm ²
Armatura		Armatura		Armatura		Armatura	
		$\sigma_{f,sup}$	0.0 N/mm ²	$\sigma_{f,sup}$	0.0 N/mm ²	$\sigma_{f,sup}$	0.0 N/mm ²
		$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm ²	$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm ²	$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm ²

TAB. 8.4-3 – VERIFICA DELLA SEZIONE
Ver. Fe : t=0 (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	30.4 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-143.6 N/mm ²
$\sigma_w sup$	-137.9 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	147.6 N/mm ²
$\sigma_w inf$	135.3 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	145.2 N/mm ²
$\sigma_s inf$	138.1 N/mm ²

Ver. Fe-Cl: t=t₀ (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	60.3 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-167.0 N/mm ²
$\sigma_w sup$	-158.9 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	190.2 N/mm ²
$\sigma_w inf$	235.3 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	257.5 N/mm ²
$\sigma_s inf$	239.4 N/mm ²
Soletta	
$\sigma_{1,c}$	-5.9 N/mm ²
Armatura	
$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm ²
$\sigma_{f, inf}$	0.0 N/mm ²

Ver. Fe-Cl: t=t_∞ (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	60.3 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-177.9 N/mm ²
$\sigma_w sup$	-169.5 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	199.1 N/mm ²
$\sigma_w inf$	237.6 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	259.5 N/mm ²
$\sigma_s inf$	241.8 N/mm ²
Soletta	
$\sigma_{1,c}$	-5.2 N/mm ²
Armatura	
$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm ²
$\sigma_{f, inf}$	0.0 N/mm ²

I pannelli d'anima sono dotati di 3 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Di seguito viene riportata la verifica relativa all'anima di altezza maggiore (h = 3 705 mm) con i tre irrigiditori equispaziati. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3 500 mm.

TAB. 8.4-4 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA

Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	30 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	3705 mm		
σ_1	-169.5 N/mm ²		
σ_2	237.6 N/mm ²		
τ_m	60.3 N/mm ²		
Pannello	1	2	3
Altezza	1235	1235	1235 mm
σ_1	-169.5	-33.8	101.9 N/mm ²
$\Psi_{\sigma 1}$	-0.34	1.02	2.38 N/mm ²
$\sigma_{cr,0}$	112.0	112.0	112.0 N/mm ²
Ψ	0.20	-3.01	2.33
α	2.83	2.83	2.83
K- σ	6.46	23.90	4.00
K- τ	4.67	4.67	4.67
σ_{cr}	724.0	2676.7	448.0 N/mm ²
τ_{cr}	653.8	653.8	653.8 N/mm ²
σ_{cfr}	770.8	1250.3	1132.5 N/mm ²
$\sigma_{cfr, rid}$	345.7	350.7	349.9 N/mm ²
σ_{id}	199.1	109.8	145.9 N/mm ²
β	0.80	0.80	0.80
K min	1.10	1.10	1.10
K pannello	1.74	3.19	2.40

TAB. 8.4-5 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE – TRAVE CENTRALE

h_w	2915 mm
b_{sup}	1200 mm
$t_{f,sup}$	60 mm
b_{inf}	5000 mm
$t_{f,inf}$	25 mm
t_w	30 mm
h_a	3000 mm
B_c	7334 mm
h_c	260 mm
h_{c0}	90 mm
H_{tot}	3350 mm
Armatura superiore	
ϕ_{sup}	16 mm
n_{ϕ}°	15
c_{sup}	50 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	3016 mm ²
Armatura inferiore	
ϕ_{inf}	16 mm
n_{ϕ}°	15
c_{inf}	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	3016 mm ²

TAB. 8.4-6 – TENSIONI NELLA SEZIONE

Sezione acciaio		Sezione mista: $t=t_0$				Sezione mista: $t=t_{\infty}$	
N_{SW+DL1}	0 kN	N_{DL2}	0 kN	N_{LL}	kN	N_{DL2}	0 kN
M_{SW+DL1}	49720 kNm	M_{DL2}	15308 kNm	M_{LL}	21161 kNm	M_{DL2}	15308 kNm
V_{SW+DL1}	3582 kN	V_{DL2}	965 kN	V_{LL}	1963 kN	V_{DL2}	965 kN
Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio	
τ_{med}	41.0 N/mm ²	τ_{med}	11.0 N/mm ²	τ_{med}	22.4 N/mm ²	τ_{med}	11.0 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-190.2 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-11.1 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-15.3 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-25.5 N/mm ²
$\sigma_w sup$	-183.8 N/mm ²	$\sigma_w sup$	-10.2 N/mm ²	$\sigma_w sup$	-14.1 N/mm ²	$\sigma_w sup$	-24.3 N/mm ²
$\sigma_w sup,id$	197.0 N/mm ²	$\sigma_w sup,id$	21.7 N/mm ²	$\sigma_w sup,id$	41.3 N/mm ²	$\sigma_w sup,id$	30.9 N/mm ²
$\sigma_w inf$	130.3 N/mm ²	$\sigma_w inf$	33.2 N/mm ²	$\sigma_w inf$	45.8 N/mm ²	$\sigma_w inf$	35.3 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	148.4 N/mm ²	$\sigma_w inf, id$	38.3 N/mm ²	$\sigma_w inf, id$	60.1 N/mm ²	$\sigma_w inf, id$	40.1 N/mm ²
$\sigma_s inf$	133.0 N/mm ²	$\sigma_s inf$	33.5 N/mm ²	$\sigma_s inf$	46.4 N/mm ²	$\sigma_s inf$	35.8 N/mm ²
		Soletta		Soletta		Soletta	
		$\sigma_{1,c}$	-2.5 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	-3.5 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	-1.7 N/mm ²
		Armatura		Armatura		Armatura	
		$\sigma_{f,sup}$	0.0 N/mm ²	$\sigma_{f,sup}$	0.0 N/mm ²	$\sigma_{f,sup}$	0.0 N/mm ²
		$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm ²	$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm ²	$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm ²

TAB. 8.4-7 – VERIFICA DELLA SEZIONE
Ver. Fe : t=0 (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	41.0 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-190.2 N/mm ²
$\sigma_w sup$	-183.8 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	197.0 N/mm ²
$\sigma_w inf$	130.3 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	148.4 N/mm ²
$\sigma_s inf$	133.0 N/mm ²

Ver. Fe-Cls: t=t₀ (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	74.4 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-216.6 N/mm ²
$\sigma_w sup$	-208.0 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	244.7 N/mm ²
$\sigma_w inf$	209.3 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	245.9 N/mm ²
$\sigma_s inf$	212.9 N/mm ²
Soletta	
$\sigma_{1,c}$	-6.0 N/mm ²
Armatura	
$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm ²
$\sigma_{f, infc}$	0.0 N/mm ²

Ver. Fe-Cls: t=t_∞ (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	74.4 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-231.0 N/mm ²
$\sigma_w sup$	-222.1 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	256.8 N/mm ²
$\sigma_w inf$	211.5 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	247.7 N/mm ²
$\sigma_s inf$	215.2 N/mm ²
Soletta	
$\sigma_{1,c}$	-5.2 N/mm ²
Armatura	
$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm ²
$\sigma_{f, infc}$	0.0 N/mm ²

I pannelli d'anima sono dotati di 3 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Di seguito viene riportata la verifica relativa all'anima di altezza maggiore (h = 3 085 mm) con i tre irrigiditori equispaziati. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3 500 mm.

TAB. 8.4-8 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA

Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	30 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	3085 mm		
σ_1	-222.1 N/mm ²		
σ_2	211.5 N/mm ²		
τ_m	74.4 N/mm ²		
Pannello	1	2	3
Altezza	1028	1029	1028 mm
σ_1	-222.1	-77.6	67.0 N/mm ²
$\Psi_{\sigma 1}$	-0.78	0.67	2.12 N/mm ²
$\sigma_{cr,0}$	161.6	161.3	161.6 N/mm ²
Ψ	0.35	-0.86	3.16
α	3.40	3.40	3.40
K- σ	5.80	20.50	4.00
K- τ	4.55	4.55	4.55
σ_{cr}	936.8	3307.1	646.6 N/mm ²
τ_{cr}	918.9	917.3	918.9 N/mm ²
σ_{cfr}	1000.2	1769.4	1591.7 N/mm ²
$\sigma_{cfr, rid}$	348.8	352.7	352.2 N/mm ²
σ_{id}	256.8	150.4	145.2 N/mm ²
β	0.80	0.80	0.80
K min	1.10	1.10	1.10
K pannello	1.36	2.34	2.42

8.4.3. Verifica concio C2 (Mezzeria)

Di seguito è riportata la verifica del concio di mezzzeria (individuato nei disegni di progetto come concio C2). Poiché la soletta è compressa, si è trascurato il contributo dell'armatura compresa nel tratto di soletta collaborante. In ogni caso è comunque prevista una armatura corrente longitudinale costituita da 1+1 Ø 16 / 20 cm.

TAB. 8.4-9 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE – TRAVE LATERALE

h_w	2900 mm
b_{sup}	1200 mm
$t_{f,sup}$	70 mm
b_{inf}	3000 mm
$t_{f,inf}$	30 mm
t_w	30 mm
h_a	3000 mm
B_c	7150 mm
h_c	260 mm
h_{c0}	90 mm
H_{tot}	3350 mm
Armatura superiore	
ϕ_{sup}	16 mm
n_{ϕ}°	35
c_{sup}	60 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	7037 mm ²
Armatura inferiore	
ϕ_{inf}	16 mm
n_{ϕ}°	35
c_{inf}	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	7037 mm ²

TAB. 8.4-10 – TENSIONI NELLA SEZIONE

Sezione acciaio		Sezione mista: $t=t_0$				Sezione mista: $t=t_{\infty}$	
N_{SW+DL1}	0 kN	N_{DL2}	0 kN	N_{LL}	kN	N_{DL2}	0 kN
M_{SW+DL1}	56661 kNm	M_{DL2}	16958 kNm	M_{LL}	32608 kNm	M_{DL2}	17624 kNm
V_{SW+DL1}	46 kN	V_{DL2}	0 kN	V_{LL}	619 kN	V_{DL2}	0 kN
Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio	
τ_{med}	0.5 N/mm ²	τ_{med}	0.0 N/mm ²	τ_{med}	7.1 N/mm ²	τ_{med}	0.0 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-199.6 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-11.6 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-22.3 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-26.5 N/mm ²
$\sigma_w sup$	-190.6 N/mm ²	$\sigma_w sup$	-10.2 N/mm ²	$\sigma_w sup$	-19.7 N/mm ²	$\sigma_w sup$	-24.7 N/mm ²
$\sigma_w sup,id$	190.6 N/mm ²	$\sigma_w sup,id$	10.2 N/mm ²	$\sigma_w sup,id$	23.2 N/mm ²	$\sigma_w sup,id$	24.7 N/mm ²
$\sigma_w inf$	183.5 N/mm ²	$\sigma_w inf$	45.8 N/mm ²	$\sigma_w inf$	88.0 N/mm ²	$\sigma_w inf$	50.4 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	183.5 N/mm ²	$\sigma_w inf, id$	45.8 N/mm ²	$\sigma_w inf, id$	88.9 N/mm ²	$\sigma_w inf, id$	50.4 N/mm ²
$\sigma_s inf$	187.4 N/mm ²	$\sigma_s inf$	46.4 N/mm ²	$\sigma_s inf$	89.2 N/mm ²	$\sigma_s inf$	51.1 N/mm ²
Soletta		Soletta		Soletta		Soletta	
		$\sigma_{1,c}$	-2.8 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	-5.5 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	-1.8 N/mm ²
Armatura		Armatura		Armatura		Armatura	
		$\sigma_{f,sup}$	0 N/mm ²	$\sigma_{f,sup}$	0 N/mm ²	$\sigma_{f,sup}$	0 N/mm ²
		$\sigma_{f,inf}$	0 N/mm ²	$\sigma_{f,inf}$	0 N/mm ²	$\sigma_{f,inf}$	0 N/mm ²

TAB. 8.4-11 – VERIFICA DELLA SEZIONE

Ver. Fe : t=0 (SLU)		Ver. Fe-Cl: t=t ₀ (SLU)		Ver. Fe-Cl: t=t _∞ (SLU)	
Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio	
τ _{med}	0.5 N/mm ²	τ _{med}	7.6 N/mm ²	τ _{med}	7.6 N/mm ²
σ _{s, sup}	-199.6 N/mm ²	σ _{s, sup}	-233.4 N/mm ²	σ _{s, sup}	-248.3 N/mm ²
σ _{w sup}	-190.6 N/mm ²	σ _{w sup}	-220.4 N/mm ²	σ _{w sup}	-234.9 N/mm ²
σ _{w sup,id}	190.6 N/mm ²	σ _{w sup,id}	220.8 N/mm ²	σ _{w sup,id}	235.3 N/mm ²
σ _{w inf}	183.5 N/mm ²	σ _{w inf}	317.4 N/mm ²	σ _{w inf}	321.9 N/mm ²
σ _{w inf, id}	183.5 N/mm ²	σ _{w inf, id}	317.6 N/mm ²	σ _{w inf, id}	322.2 N/mm ²
σ _{s inf}	187.4 N/mm ²	σ _{s inf}	322.9 N/mm ²	σ _{s inf}	327.7 N/mm ²
		Soletta		Soletta	
		σ _{1,c}	-8.3 N/mm ²	σ _{1,c}	-7.3 N/mm ²
		Armatura		Armatura	
		σ _{f,sup}	0 N/mm ²	σ _{f,sup}	0 N/mm ²
		σ _{f,inf}	0 N/mm ²	σ _{f,inf}	0 N/mm ²

I pannelli d'anima sono dotati di 3 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Di seguito viene riportata la verifica relativa all'anima di altezza maggiore (h = 3 705 mm) con i tre irrigiditori equispaziati. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3 500 mm.

TAB. 8.4-12 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA

Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	30 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	3705 mm		
σ ₁	-234.9 N/mm ²		
σ ₂	321.9 N/mm ²		
τ _m	7.6 N/mm ²		
Pannello	1	2	3
Altezza	1235	1235	1235 mm
σ ₁	-234.9	-49.3	136.3 N/mm ²
Ψ _{σ1}	-0.49	1.36	3.22 N/mm ²
σ _{cr,o}	112.0	112.0	112.0 N/mm ²
Ψ	0.21	-2.76	2.36
α	2.83	2.83	2.83
K-σ	6.41	23.90	4.00
K-τ	4.67	4.67	4.67
σ _{cr}	718.2	2676.7	448.0 N/mm ²
τ _{cr}	653.8	653.8	653.8 N/mm ²
σ _{CFR}	718.7	2447.2	1132.5 N/mm ²
σ _{CFR, rid}	344.6	354.1	349.9 N/mm ²
σ _{id}	235.3	51.0	136.9 N/mm ²
β	0.80	0.80	0.80
K min	1.10	1.10	1.10
K pannello	1.46	6.94	2.56

TAB. 8.4-13 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE – TRAVE CENTRALE

h_w	2900 mm
b_{sup}	1200 mm
$t_{f,sup}$	70 mm
b_{inf}	6200 mm
$t_{f,inf}$	30 mm
t_w	30 mm
h_a	3000 mm
B_c	7500 mm
h_c	260 mm
h_{c0}	90 mm
H_{tot}	3350 mm
Armatura superiore	
ϕ_{sup}	16 mm
n_{ϕ}°	37
c_{sup}	60 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	7439 mm ²
Armatura inferiore	
ϕ_{inf}	16 mm
n_{ϕ}°	37
c_{inf}	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	7439 mm ²

TAB. 8.4-14 – TENSIONI NELLA SEZIONE

Sezione acciaio		Sezione mista: $t=t_0$				Sezione mista: $t=t_{\infty}$	
N_{SW+DL1}	0 kN	N_{DL2}	0 kN	N_{LL}	0 kN	N_{DL2}	0 kN
M_{SW+DL1}	78373 kNm	M_{DL2}	22967 kNm	M_{LL}	30108 kNm	M_{DL2}	22967 kNm
V_{SW+DL1}	115 kN	V_{DL2}	46 kN	V_{LL}	1183 kN	V_{DL2}	46 kN
Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio	
τ_{med}	1.3 N/mm ²	τ_{med}	0.5 N/mm ²	τ_{med}	13.6 N/mm ²	τ_{med}	0.5 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-261.2 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-15.5 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-20.4 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-32.8 N/mm ²
$\sigma_w sup$	-251.7 N/mm ²	$\sigma_w sup$	-14.4 N/mm ²	$\sigma_w sup$	-18.8 N/mm ²	$\sigma_w sup$	-31.2 N/mm ²
$\sigma_w sup,id$	251.7 N/mm ²	$\sigma_w sup,id$	14.4 N/mm ²	$\sigma_w sup,id$	30.2 N/mm ²	$\sigma_w sup,id$	31.2 N/mm ²
$\sigma_w inf$	139.9 N/mm ²	$\sigma_w inf$	34.6 N/mm ²	$\sigma_w inf$	45.3 N/mm ²	$\sigma_w inf$	36.4 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	140.0 N/mm ²	$\sigma_w inf, id$	34.6 N/mm ²	$\sigma_w inf, id$	51.1 N/mm ²	$\sigma_w inf, id$	36.4 N/mm ²
$\sigma_s inf$	144.0 N/mm ²	$\sigma_s inf$	35.1 N/mm ²	$\sigma_s inf$	46.0 N/mm ²	$\sigma_s inf$	37.1 N/mm ²
		Soletta		Soletta		Soletta	
		$\sigma_{1,c}$	-3.3 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	-4.4 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	-2.1 N/mm ²
		Armatura		Armatura		Armatura	
		$\sigma_{f,sup}$	0 N/mm ²	$\sigma_{f,sup}$	0 N/mm ²	$\sigma_{f,sup}$	0 N/mm ²
		$\sigma_{f,inf}$	0 N/mm ²	$\sigma_{f,inf}$	0 N/mm ²	$\sigma_{f,inf}$	0 N/mm ²

TAB. 8.4-15 – VERIFICA DELLA SEZIONE
Ver. Fe : t=0 (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	1.3 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-261.2 N/mm ²
$\sigma_w sup$	-251.7 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	251.7 N/mm ²
$\sigma_w inf$	139.9 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	140.0 N/mm ²
$\sigma_s inf$	144.0 N/mm ²

Ver. Fe-Cls: t=t₀ (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	15.4 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-297.1 N/mm ²
$\sigma_w sup$	-284.9 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	286.2 N/mm ²
$\sigma_w inf$	219.9 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	221.5 N/mm ²
$\sigma_s inf$	225.1 N/mm ²
Soletta	
$\sigma_{1,c}$	-7.7 N/mm ²
Armatura	
$\sigma_{f, sup}$	0 N/mm ²
$\sigma_{f, inf}$	0 N/mm ²

Ver. Fe-Cls: t=t_∞ (SLU)

Sezione Acciaio	
τ_{med}	15.4 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-314.4 N/mm ²
$\sigma_w sup$	-301.7 N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	302.9 N/mm ²
$\sigma_w inf$	221.7 N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	223.3 N/mm ²
$\sigma_s inf$	227.1 N/mm ²
Soletta	
$\sigma_{1,c}$	-6.5 N/mm ²
Armatura	
$\sigma_{f, sup}$	0 N/mm ²
$\sigma_{f, inf}$	0 N/mm ²

I pannelli d'anima sono dotati di 3 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Di seguito viene riportata la verifica relativa all'anima di altezza maggiore (h = 3 085 mm) con i tre irrigiditori equispaziati. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3 500 mm.

TAB. 8.4-16 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA

Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	30 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	3085 mm		
σ_1	-301.7 N/mm ²		
σ_2	221.7 N/mm ²		
τ_m	15.4 N/mm ²		
Pannello	1	2	3
Altezza	1028	1029	1028 mm
σ_1	-301.7	-127.3	47.3 N/mm ²
$\Psi_{\sigma 1}$	-1.27	0.47	2.22 N/mm ²
$\sigma_{cr,0}$	161.6	161.3	161.6 N/mm ²
Ψ	0.42	-0.37	4.69
α	3.40	3.40	3.40
K- σ	5.52	11.34	4.00
K- τ	4.55	4.55	4.55
σ_{cr}	892.2	1830.0	646.6 N/mm ²
τ_{cr}	918.9	917.3	918.9 N/mm ²
σ_{cfr}	893.9	1808.5	1591.7 N/mm ²
$\sigma_{cfr, rid}$	347.6	352.8	352.2 N/mm ²
σ_{id}	302.9	130.1	54.3 N/mm ²
β	0.80	0.80	0.80
K min	1.10	1.10	1.10
K pannello	1.15	2.71	6.49

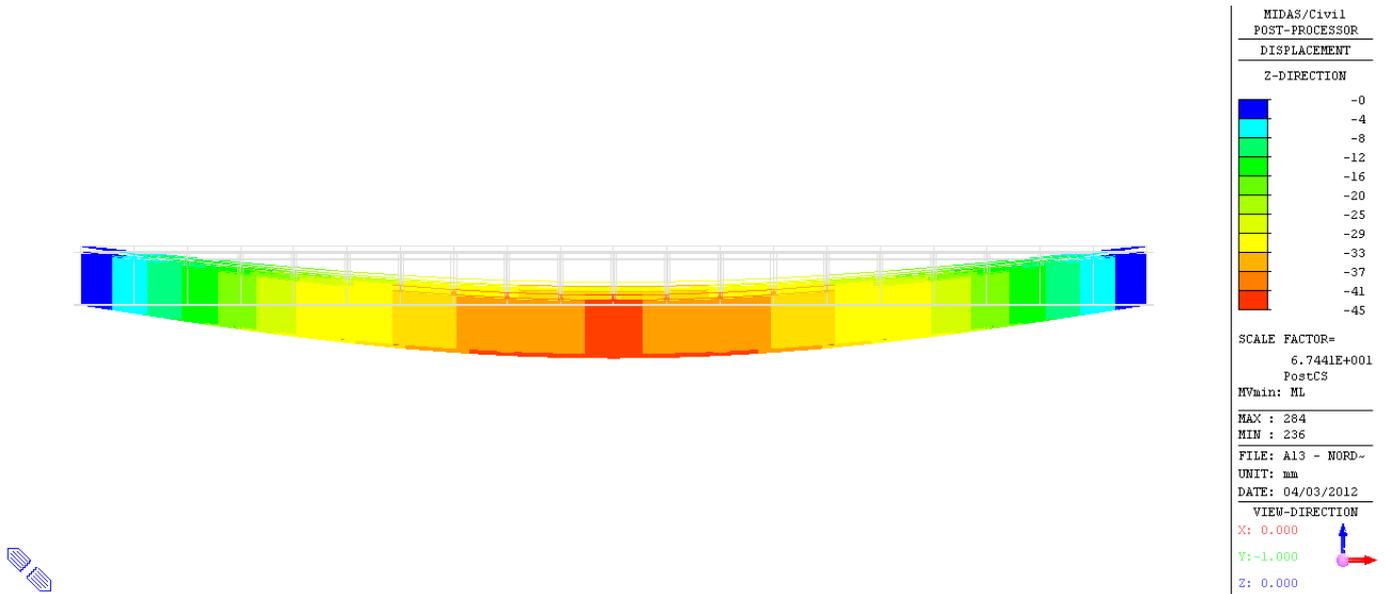
8.4.4. Verifiche di deformabilità (SLE)

Ai fini della valutazione della deformabilità del ponte, si è valutata la massima freccia verticale dell'impalcato per la condizione di transito dei carichi mobili e lo si è rapportato al valore limite di $L/1\ 000$ accettabile per la tipologia di opera in oggetto. La massima freccia in campata centrale vale:

$$dZ_{\max} = -45 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad dZ_{\max} / L = 45\text{mm} / 60\ 000\text{mm} = 1 / 1\ 333 < 1 / 1\ 000$$

La verifica risulta soddisfatta.

FIG. 8.4-4 DEFORMAZIONI PER CARICO MOBILE (MM)



8.4.5. Verifica allo stato limite di collasso (SLC)

I dispositivi del sistema di isolamento devono essere in grado di sostenere senza rotture gli spostamenti d_2 valutati per un terremoto avente probabilità di superamento pari a quella prevista per lo stato limite di collasso.

Il massimo spostamento a SLC, combinato nelle due direzioni orizzontali, si ottiene dalle combinazioni SLC_02 e SLC_04 e vale:

$$dXY_{\max} = 299 \text{ mm} \quad < \quad D_{\max} = 300 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

8.5. APPOGGI

In funzione di quanto ottenuto nei par. 8.2 e 8.3 si riporta la tabella di dimensionamento degli appoggi.

TAB. 8.5-1

Condizione di Carico	Spalle SP1-SP2								
	Appoggio SX			Appoggio centrale			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
ENV SLU(max)	178	253	6 681	170	248	4 413	178	250	6 681
ENV SLU(min)	-178	-253	4 482	-170	-248	2 931	-178	-250	4 482
ENV SLD (max)	221	221	5 177	136	136	3 184	221	221	5 177
ENV SLD (min)	-221	-221	4 846	-136	-136	2 981	-221	-221	4 846
ENV SLV (max)	581	581	5 653	358	358	3 477	581	581	5 653
ENV SLV (min)	-581	-581	4 370	-358	-358	2 688	-581	-581	4 370
ENV SLC (max)	621	621	5 753	382	382	3 539	621	621	5 753
ENV SLC (min)	-621	-621	4 270	-382	-382	2 626	-621	-621	4 270
Tipo isolatore	D M1750/600 (3700)			D M1400/600 (3700)			D M1750/600 (3700)		
Diametro Φ	860 mm			810 mm			860 mm		
$N_{ed}^{(1)}$ (deve essere $\geq \max Fz_{(ENV SLC)}$)	6000 kN			4 300 kN			6000 kN		
Raggio di curvatura R	3 700 mm			3 700 mm			3 700 mm		
Escursione $^{(2)}$ D	± 300 mm			± 300 mm			± 300 mm		
Rotazione combinata con max D	± 0.01 rad			± 0.01 rad			± 0.01 rad		
Coeff. di attrito dinamico μ	0.055			0.055			0.055		
Rigidezza verticale	2 100 00 kN/mm			2 100 00 kN/mm			2 100 00 kN/mm		
Rigidezza efficace orizzontale $^{(3)}$ per N_{ed}	2 720 kN/m			1 950 kN/m			2 720 kN/m		
Periodo efficace $^{(4)}$	2.977 sec			2.977 sec			2.977 sec		
Smorzamento viscoso equivalente $^{(5)}$	0.257			25.7 %			0.257		

NOTE: (1) massimo carico verticale ammesso nelle combinazioni comprensive della azione sismica (SLC)

(2) Il massimo spostamento a SLC, combinato nelle due direzioni orizzontali, si ottiene dalle combinazioni SLC_02 e SLC_04 e vale:

$$d_{XYmax} = 299 \text{ mm} < D_{max} = 300 \text{ mm} \text{ (= escursione isolatore).}$$

(3) $K_{eff} = V(1 / R + \mu / D)$

(4) $T_{is} = 2\pi (V/K_{eff} g)^{0.5} = 2\pi [RD / g(D + \mu R)]^{0.5} = 2.977 \text{ s}$

(5) lo smorzamento viscoso equivalente del sistema isolato $\xi_{esi} = (2/ \pi) [R\mu / (D + \mu R)] = 0.257$ è cautelativamente limitato nei calcoli ad un valore del 20% ($\xi_{esi} = 0.20$)



AUTOSTRADA
REGIONALE
CISPADANA

REGIONE EMILIA ROMAGNA
AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA
dal casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 al casello di Ferrara Sud sulla A13
PROGETTO DEFINITIVO
OPERE D'ARTE MAGGIORI
AVI 04: VIADOTTO SU A13
RELAZIONE DI CALCOLO

ALLEGATO: SPALLA (INPUT)

9. CRITERI DI MODELLAZIONE

La struttura della spalla viene studiata come tridimensionale secondo la reale geometria, modellata con elementi finiti tipo thick shell QTS4 posizionati nei piani baricentrici delle pareti e della platea, modellandone l'effettivo spessore (costante, linearmente variabile o variabile a gradone).

I pali sono modellati tramite elementi finiti tipo thick beam BMS3.

Le zone di intersezione/sovrapposizione fra i muri e la platea vengono gestite assegnando loro lo spessore relativo al muro/platea di appartenenza ed un materiale con un modulo elastico elevato (20 volte superiore a quello dell'elevato, comunque editabile dall'utente).

Le zone verticali di intersezione/sovrapposizione tra i vari muri in elevato vengono invece gestite assegnando loro lo spessore relativo al muro di appartenenza ed un materiale con un modulo elastico normale. L'eccentricità fra il muro paraghiaia ed il paramento della spalla sarà realizzata introducendo un piano orizzontale avente uno spessore pari a metà di quello del muro di spalla ed un modulo elastico normale.

Il collegamento tra i pali e la platea avviene tramite Constraint Equations (tied mesh) che collegano la superficie contenente le teste dei pali (superficie di servizio avente uno spessore pari ad 1/10 della platea e modulo elastico ridotto) alla platea vera e propria, e tramite Equivalence Mesh per quanto concerne l'attacco del tratto di palo alla superficie contenente le teste.

Viene costruito automaticamente un modello numerico, e di seguito ne vengono illustrate le caratteristiche fondamentali.

MESH: Elementi shell per pareti e platea, travi per i pali.

MATERIALI: Ecls della struttura in elevato, Ecls della platea, Ecls dei pali.

SEZIONI: Spessori shell per muri e platea, diametro pali.

AZIONI: Peso proprio struttura e terreno, sovraccarichi da rilevato, spinta da sovraccarico rilevato, spinta statica e sismica del terreno, azioni sismiche, carichi da impalcato

VINCOLI: Incastri per i pali a livello di intradosso platea.

Ai fini delle verifiche verranno considerati i singoli elementi costruttivi:

- 1) muro paraghiaia e muro spalla
- 2) muri andatori
- 3) platea di fondazione su pali
- 4) pali

Per facilitare la gestione nelle assegnazioni, nelle verifiche e nella visualizzazione delle varie parti costitutive del modello vengono creati automaticamente dei gruppi ad hoc per le parti significative.

Vengono inoltre creati dei riferimenti locali per consentire la visualizzazione corretta delle mappature delle armature minime che soddisfano le verifiche agli SL.

10. PARAMETRI MECCANICI

Per tutto il **calcestruzzo** si è adottato un legame costitutivo elastico-lineare:

Calcestruzzo struttura in elevato $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico $E = 34'625'485'235 \text{ N/m}^2$

Coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$

Densità di massa = 2500 kg/m^3

Calcestruzzo platea $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico $E = 31'447'161'440 \text{ N/m}^2$

Coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$

Densità di massa = 2500 kg/m^3

Calcestruzzo pali

Modulo elastico $E = 31'447'161 \text{ N/m}^2$

Coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$

Densità di massa = 2500 kg/m^3

Per il **terreno** e l'**interazione terreno-struttura** si hanno le seguenti caratteristiche:

$\phi = 40.0^\circ$ angolo di attrito interno

$\psi = 90.0^\circ$ angolo di inclinazione del muro di spalla rispetto all'orizzontale

$\lambda = 0.0^\circ$ angolo di inclinazione del terreno a livello o di estradosso del muro paraghiaia rispetto all'orizzontale

$\delta = 0.0^\circ$ angolo di attrito terra - muro in gradi centigradi

(l'angolo θ per la spinta statica attiva viene posto pari a 0° ; per la spinta sismica attiva viene calcolato automaticamente $\theta = \arctg [kh/(1 \pm kv)]$)

Peso specifico terreno = $11'800 \text{ N/m}^3$

11. GEOMETRIA DELLA SPALLA

11.1. OPZIONI

Vengono riassunte di seguito le principali caratteristiche per i muri andatori, la fondazione e la tipologia delle sollecitazioni:

Tipologia muri andatori: a filo fondazione

Tipologia spessore muri andatori: a gradoni

Orecchia su muro andatore A: presente

Orecchia su muro andatore B: presente

Tipologia di fondazione: platea su pali

Tipologia di sollecitazioni da impalcato: risultanti in un punto

11.2. DIMENSIONI

Dimensioni in pianta (fig. 1):

Descrizione:		
Lunghezza muro andatore A in pianta comprensiva di orecchia Lm1A	6.50	m
Lunghezza muro andatore B in pianta comprensiva di orecchia Lm1B	6.50	m
Lunghezza muro andatore A in pianta al netto dell'orecchia Lm2A	-	m
Lunghezza muro andatore B in pianta al netto dell'orecchia Lm2B	-	m

Angolo di inclinazione in pianta del muro andatore A rispetto al muro di spalla α	90.0	°
Angolo di inclinazione in pianta del muro andatore B rispetto al muro di spalla β	90.0	°
Angolo in pianta che definisce l'inclinazione dei due bordi della platea non paralleli al muro di spalla rispetto ai bordi paralleli γ	90.0	°
Larghezza muro di spalla – paraghiaia Bs	39.65	m
Lunghezza platea di fondazione in direzione longitudinale rispetto all'impalcato (direzione ortogonale al muro di spalla indipendentemente dall'angolo γ) Lf	8.40	m
Larghezza platea di fondazione in direzione trasversale rispetto all'impalcato (direzione parallela al muro di spalla) Bf	39.85	m
Distanza bordo platea su lato impalcato – bordo muro di spalla su lato impalcato in direzione longitudinale rispetto all'impalcato La	2.00	m
Distanza bordo platea – bordo muro di spalla in direzione trasversale rispetto all'impalcato Ba	0.10	m

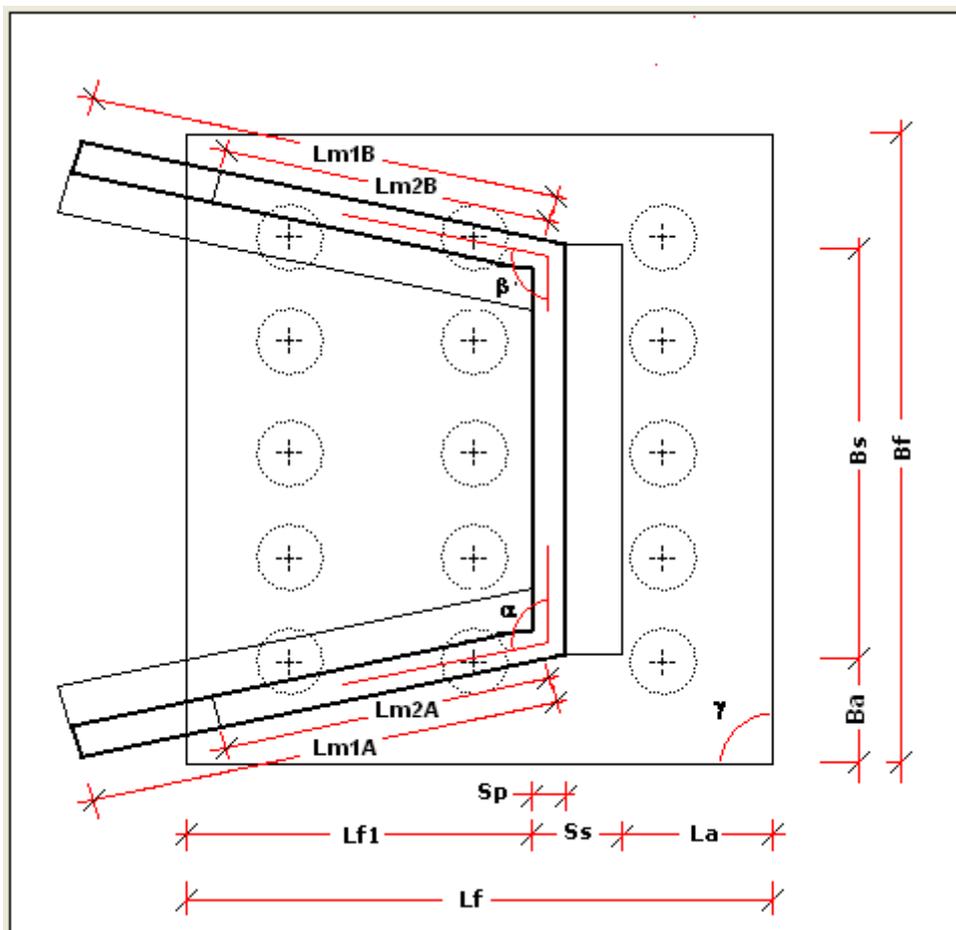


Fig. 1

Dimensioni laterali (fig. 2):

Descrizione:		
Spessore complessivo muro di spalla – muro paraghiaia, comprensivo di eventuale raccordo tra i due muri Ss1	3.40	m
Spessore muro paraghiaia Sp	0.60	m
Spessore muro spalla Ss	3.40	m
Altezza muro paraghiaia (da estradosso muro a livello appoggi) Hp	3.80	m

Altezza muro spalla (da estradosso platea a livello appoggi) Hs	4.10	m
Spessore platea Hf	1.50	m
Altezza orecchie sul lato a contatto col muro andatore H1	3.80	m
Altezza orecchie sul lato esterno H2	1.00	m
Altezza parte dei muri andatori a partire dall'estradosso della platea avente spessore Sm1 (alla rimanente viene assegnato lo spessore Sm2) Hm1	3.60	m
Spessore dei muri andatori alla base (livello di estradosso platea) Sm1	1.10	m
Spessore dei muri andatori in sommità (livello di estradosso muri) Sm2	0.50	m

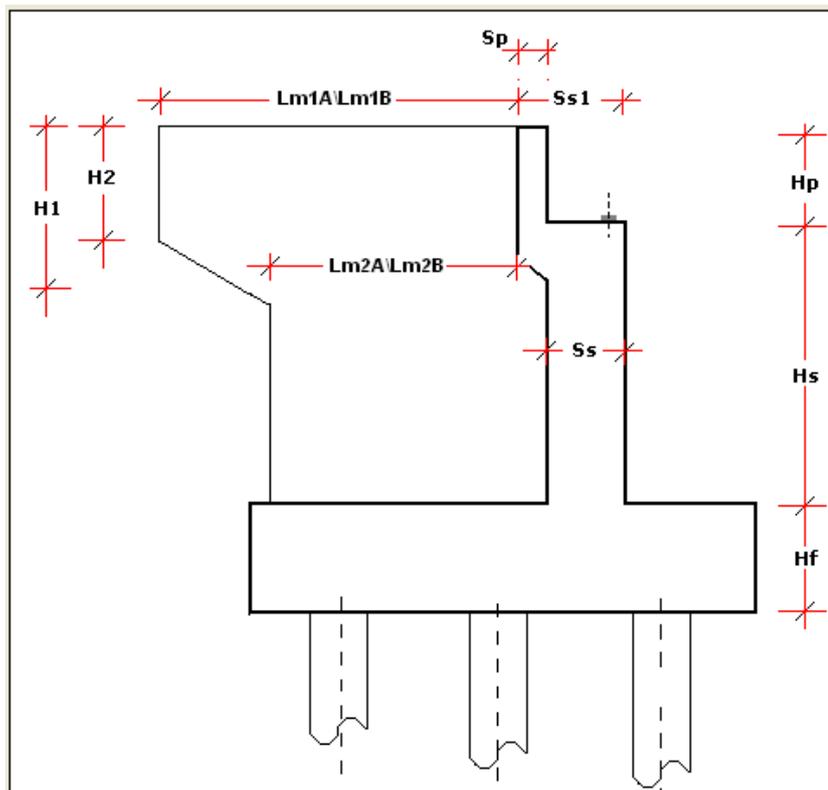


Fig. 2

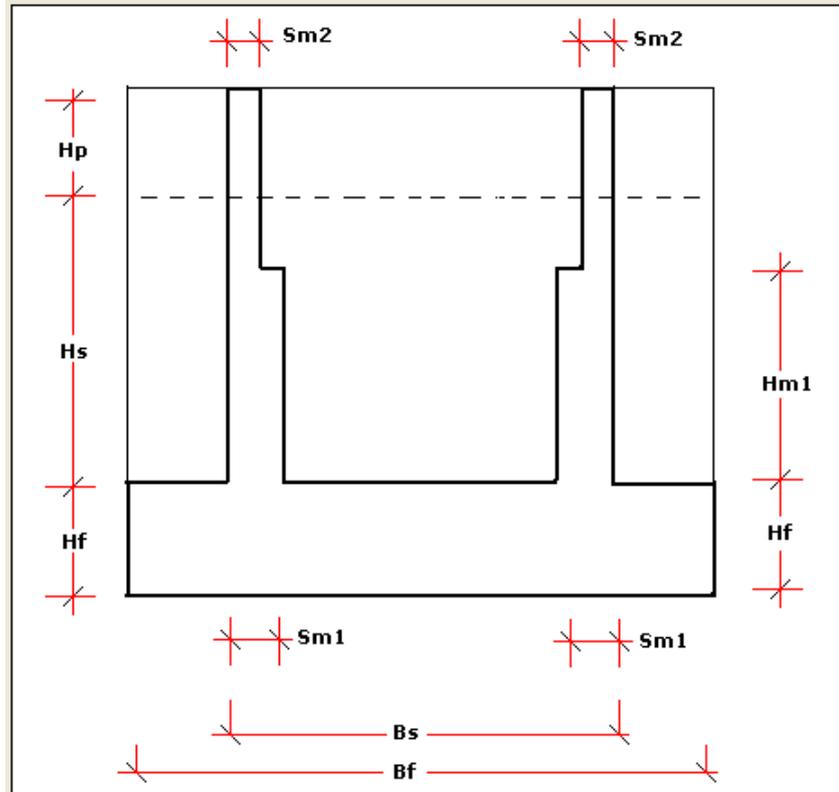


Fig.3

11.3. APPOGGI

Numero appoggi a livello di estradosso del muro di spalla: 5

Appoggio n.	Coordinate appoggi		Rigidezze appoggi		
	DXa [m]	DYa [m]	kv	kt	kl
1	1.00	4.77	1.00	1.00	1.00
2	1.00	10.86	1.00	1.00	1.00
3	1.00	16.95	1.00	1.00	1.00
4	1.00	28.17	1.00	1.00	1.00
5	1.00	34.89	1.00	1.00	1.00

k=1 appoggio fisso; k=0 libero

kv: verticale, kt: trasv., kl: longitud.

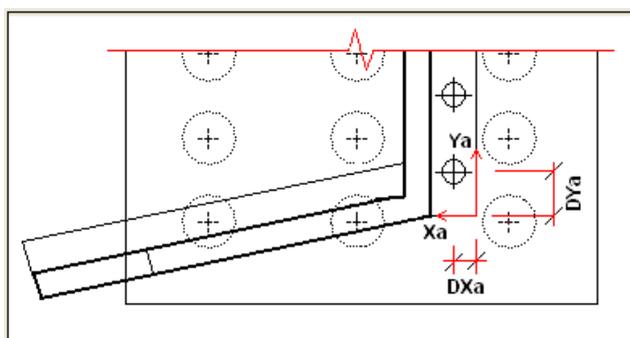


Fig. 4

DXa e **DYa**: coordinate relative in pianta di ogni appoggio rispetto al punto indicato in figura (vertice dell'estradosso del muro di spalla).

11.4. PALI

Numero pali: 39

Palo n.	DXp [m]	DYp [m]	Rp [m]	Palo n.	DXp [m]	DYp [m]	Rp [m]
1	1.20	1.30	0.60	26	4.20	38.55	0.60
2	1.20	4.40	0.60	27	7.20	1.30	0.60
3	1.20	7.51	0.60	28	7.20	4.40	0.60
4	1.20	10.61	0.60	29	7.20	7.51	0.60
5	1.20	13.72	0.60	30	7.20	10.61	0.60
6	1.20	16.82	0.60	31	7.20	13.72	0.60
7	1.20	19.93	0.60	32	7.20	16.82	0.60
8	1.20	23.03	0.60	33	7.20	19.93	0.60
9	1.20	26.13	0.60	34	7.20	23.03	0.60
10	1.20	29.24	0.60	35	7.20	26.13	0.60
11	1.20	32.34	0.60	36	7.20	29.24	0.60
12	1.20	35.45	0.60	37	7.20	32.34	0.60
13	1.20	38.55	0.60	38	7.20	35.45	0.60
14	4.20	1.30	0.60	39	7.20	38.55	0.60
15	4.20	4.40	0.60				
16	4.20	7.51	0.60				
17	4.20	10.61	0.60				
18	4.20	13.72	0.60				

19	4.20	16.82	0.60
20	4.20	19.93	0.60
21	4.20	23.03	0.60
22	4.20	26.13	0.60
23	4.20	29.24	0.60
24	4.20	32.34	0.60
25	4.20	35.45	0.60

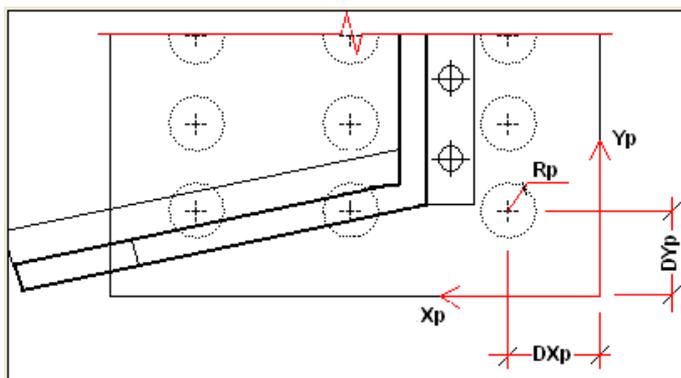


Fig. 5

DXp e **DYp** coordinate relative in pianta dei baricentri di ogni palo rispetto al punto indicato in figura (vertice in basso a destra della platea); **Rp** raggi delle sezioni dei pali.

12. CARICHI

12.1. CARICHI DA IMPALCATO

I carichi sono quelli trasmessi dall'impalcato:

MOBILI FX max SLUENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo FX max

MOBILI FX min SLUENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo FX min

MOBILI FY max SLUENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo FY max

MOBILI FY min SLUENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo FY min

MOBILI FZ max SLUENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo FZ max

MOBILI FZ min SLUENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo FZ min

MOBILI MX max SLUENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo MX max

MOBILI MX min SLUENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo MX min

MOBILI MZ max SLUENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo MZ max

MOBILI MZ min SLUENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo MZ min

MOBILI FX max SLEraraENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo FX max

MOBILI FX min SLEraraENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo FX min

MOBILI FY max SLEraraENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo FY max

MOBILI FY min SLEraraENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo FY min

MOBILI FZ max SLEraraENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo FZ max

MOBILI FZ min SLE_{eraraENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) -

Set di sollecitazioni secondo FZ min

MOBILI MX max SLE_{eraraENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo MX max

MOBILI MX min SLE_{eraraENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo MX min

MOBILI MZ max SLE_{eraraENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo MZ max

MOBILI MZ min SLE_{eraraENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo MZ min

MOBILI FX max SLE_{freqENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo FX max

MOBILI FX min SLE_{freqENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo FX min

MOBILI FY max SLE_{freqENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo FY max

MOBILI FY min SLE_{freqENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo FY min

MOBILI FZ max SLE_{freqENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo FZ max

MOBILI FZ min SLE_{freqENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo FZ min

MOBILI MX max SLE_{freqENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo MX max

MOBILI MX min SLE_{freqENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo MX min

MOBILI MZ max SLE_{freqENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo MZ max

MOBILI MZ min SLE_{freqENV}: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo MZ min

MOBILI FX max SLEqpermENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo FX max

MOBILI FX min SLEqpermENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo FX min

MOBILI FY max SLEqpermENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo FY max

MOBILI FY min SLEqpermENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo FY min

MOBILI FZ max SLEqpermENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo FZ max

MOBILI FZ min SLEqpermENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo FZ min

MOBILI MX max SLEqpermENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo MX max

MOBILI MX min SLEqpermENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo MX min

MOBILI MZ max SLEqpermENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo MZ max

MOBILI MZ min SLEqpermENV: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo MZ min

MOBILI FX max SISMXprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FX max

MOBILI FX min SISMXprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FX min

MOBILI FY max SISMXprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FY max

MOBILI FY min SISMXprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FY min

MOBILI FZ max SISM_XprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FZ max

MOBILI FZ min SISM_XprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FZ min

MOBILI MX max SISM_XprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo MX max

MOBILI MX min SISM_XprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo MX min

MOBILI MZ max SISM_XprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo MZ max

MOBILI MZ min SISM_XprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo MZ min

MOBILI FX max SISM_YprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FX max

MOBILI FX min SISM_YprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FX min

MOBILI FY max SISM_YprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FY max

MOBILI FY min SISM_YprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FY min

MOBILI FZ max SISM_YprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FZ max

MOBILI FZ min SISM_YprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FZ min

MOBILI MX max SISM_YprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo MX max

MOBILI MX min SISM_YprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo MX min

MOBILI MZ max SISM_YprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo MZ max

MOBILI MZ min SISMYprevENV: Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo MZ min

Le azioni trasmesse dall'impalcato vengono applicate alla spalla come forze concentrate F_ξ , F_η , F_ζ nei singoli appoggi (mediante Discrete Point Load), in un opportuno **riferimento locale** ξ , η , ζ dove ξ risulta parallelo all'asse globale X (direzione longitudinale), η risulta parallelo all'asse globale Y (direzione trasversale) e ζ risulta parallelo all'asse globale Z (direzione verticale), a partire dalle **azioni risultanti in un punto O** di coordinate note, F_X (forza longitudinale), F_Y (forza trasversale), F_Z (forza verticale), M_X (momento nel piano trasversale verticale), M_Z (momento nel piano orizzontale).

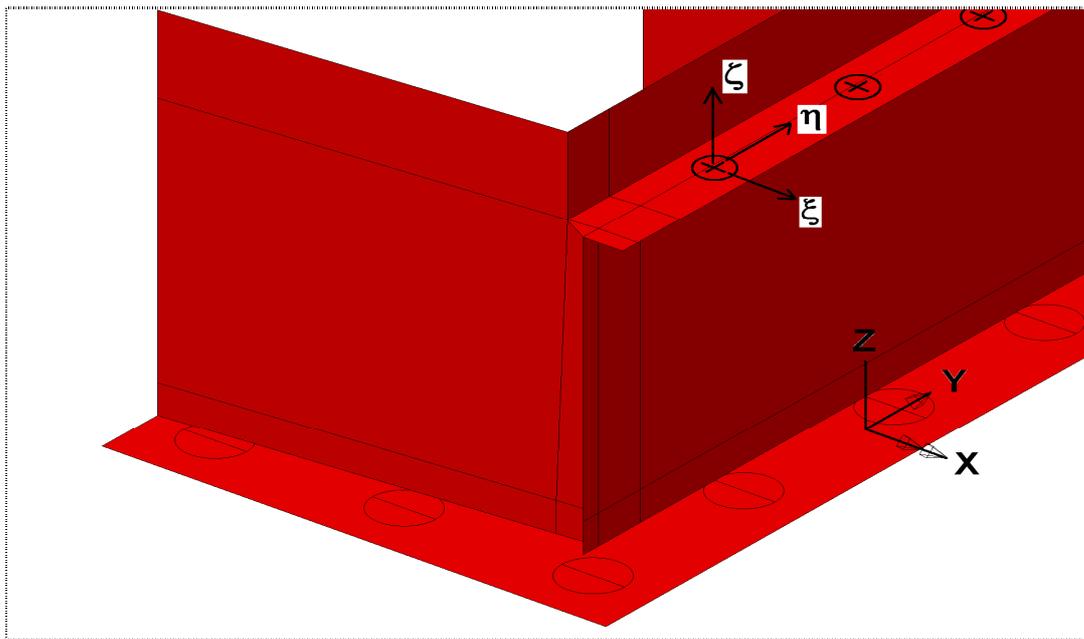


Fig. 6

Le azioni risultanti provenienti dall'impalcato vengono trasformate nelle forze concentrate F_ξ , F_η , F_ζ con equazioni di equilibrio e congruenza (imponendo che il traverso di testata si muova di moto rigido), nel riferimento locale ξ , η , ζ :

$$F\xi(i) = \frac{FX \cdot kl(i)}{\sum_{i=0}^{n-1} kl(i)} + \frac{(MZ + FX \cdot y_{Gkl}) \cdot (y_{Gkl} - ya(i)) \cdot kl(i)}{\sum_{i=0}^{n-1} [kl(i) \cdot (y_{Gkl} - ya(i))^2]}$$

$$F\eta(i) = \frac{FY \cdot kt(i)}{\sum_{i=0}^{n-1} kt(i)}$$

$$F\zeta(i) = \frac{FZ \cdot kv(i)}{\sum_{i=0}^{n-1} kv(i)} + \frac{[MX \cdot (ya(i) - y_{Gkv}) + FZ \cdot y_{Gkv} \cdot (y_{Gkv} - ya(i))] \cdot kv(i)}{\sum_{i=0}^{n-1} [kv(i) \cdot (y_{Gkv} - ya(i))^2]}$$

Essendo i baricentri delle rigidezze:

$$y_{Gkv} = \frac{\sum_{i=0}^{n-1} [kv(i) \cdot ya(i)]}{\sum_{i=0}^{n-1} kv(i)} \quad \text{baricentro rigidezze verticale}$$

$$y_{Gkt} = \frac{\sum_{i=0}^{n-1} [kt(i) \cdot ya(i)]}{\sum_{i=0}^{n-1} kt(i)} \quad \text{baricentro rigidezze trasversale}$$

$$y_{Gkl} = \frac{\sum_{i=0}^{n-1} [kl(i) \cdot ya(i)]}{\sum_{i=0}^{n-1} kl(i)} \quad \text{baricentro rigidezze longitudinale}$$

Con $k_v(i)$, $k_t(i)$, $k_l(i)$ rigidezze rispettivamente verticale, trasversale, longitudinale dell'appoggio i -esimo; $y_a(i)$ coordinata relativa in direzione trasversale dell'appoggio i -esimo rispetto al punto O (definita automaticamente a partire dalle coordinate relative DXO e DYO del punto O e da quelle relative DXa e DYa degli appoggi); n numero appoggi.

Le coordinate relative in pianta **DXO** e **DYO** del punto O che ne definiscono la posizione rispetto al punto indicato in figura (vertice dell'estradosso del muro di spalla) sono:

$$DXO = 1.00 \text{ m}$$

$$DYO = 19.83 \text{ m}$$

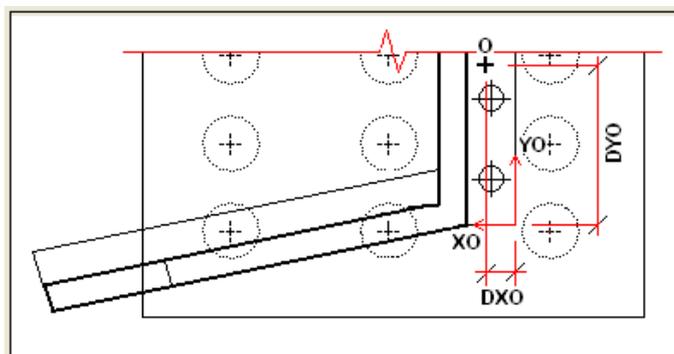


Fig. 7

Le **sollecitazioni risultanti** per ogni singola condizione di carico, F_X , F_Y , F_Z , M_X , M_Z nel punto O, con riferimento al sistema globale X, Y, Z sono le seguenti.

Condizione di carico	SOLLECITAZIONI RISULTANTI				
	FX [N]	FY [N]	FZ [N]	MX [Nm]	MZ [Nm]
Carichi_imp_ Fxmax_SLUENV	2'556'360	0	-42'606'000	0	0
Carichi_imp_ Fxmin_SLUENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fymax_SLUENV	2'664'770	0	-38'540'340	0	0
Carichi_imp_ Fymin_SLUENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fzmax_SLUENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fzmin_SLUENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmax_SLUENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmin_SLUENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmax_SLUENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmin_SLUENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fxmax_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fxmin_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fymax_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fymin_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fzmax_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fzmin_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmax_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmin_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmax_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmin_SLEraraENV	0	0	0	0	0



Fzmax_SLEraraENV					
Carichi_imp_ Fzmin_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmax_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmin_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmax_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmin_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fxmax_SLEfreqENV	1'973'904	0	-28'548'400	0	0
Carichi_imp_ Fxmin_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fymax_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fymin_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fzmax_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fzmin_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmax_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmin_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmax_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmin_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fxmax_SLEqpermENV	0	0	0	0	0

Carichi_imp_ Fxmin_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fymax_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fymin_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fzmax_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fzmin_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmax_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmin_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmax_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmin_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Fxmax_ SISMXprevENV	3'356'000	1'006'800	-25'164'000	0	0
Carichi_imp_Fxmin_ SISMXprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Fymax_ SISMXprevENV	-3'356'000	1'006'800	-25'164'000	0	0
Carichi_imp_Fymin_ SISMXprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Fzmax_ SISMXprevENV	3'356'000	-1'006'800	-25'164'000	0	0
Carichi_imp_Fzmin_ SISMXprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Mxmax_ SISMXprevENV	-3'356'000	-1'006'800	-25'164'000	0	0
Carichi_imp_Mxmin_ SISMXprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Mzmax_ SISMXprevENV	0	0	0	0	0

SISMXprevENV					
Carichi_imp_Mzmin_ SISMXprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Fxmax_ SISMYprevENV	1'006'800	3'356'000	-25'164'000	0	0
Carichi_imp_Fxmin_ SISMYprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Fymax_ SISMYprevENV	-1'006'800	-3'356'000	-25'164'000	0	0
Carichi_imp_Fymin_ SISMYprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Fzmax_ SISMYprevENV	-1'006'800	3'356'000	-25'164'000	0	0
Carichi_imp_Fzmin_ SISMYprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Mxmax_ SISMYprevENV	1'006'800	-3'356'000	-25'164'000	0	0
Carichi_imp_Mxmin_ SISMYprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Mzmax_ SISMYprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Mzmin_ SISMYprevENV	0	0	0	0	0

Le forze concentrate F_{ξ} , F_{η} , F_{ζ} nei singoli appoggi sono:

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmax_SLUENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmin_SLUENV		
	F_{ξ} [N]	F_{η} [N]	F_{ζ} [N]	F_{ξ} [N]	F_{η} [N]	F_{ζ} [N]
1	469'295	0	-7'821'589	0	0	0
2	487'100	0	-8'118'332	0	0	0
3	504'904	0	-8'415'074	0	0	0
4	537'707	0	-8'961'782	0	0	0
5	557'353	0	-9'289'222	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fymax_SLUENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fymin_SLUENV		
	F_{ξ} [N]	F_{η} [N]	F_{ζ} [N]	F_{ξ} [N]	F_{η} [N]	F_{ζ} [N]
1	489'197	0	-7'075'217	0	0	0
2	507'757	0	-7'343'643	0	0	0
3	526'317	0	-7'612'069	0	0	0
4	560'510	0	-8'106'608	0	0	0
5	580'990	0	-8'402'802	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmax_SLUENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmin_SLUENV		
	Fξ [N]	Fη [N]	Fζ [N]	Fξ [N]	Fη [N]	Fζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmax_SLUENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmin_SLUENV		
	Fξ [N]	Fη [N]	Fζ [N]	Fξ [N]	Fη [N]	Fζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmax_SLUENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmin_SLUENV		
	F_ξ [N]	F_η [N]	F_ζ [N]	F_ξ [N]	F_η [N]	F_ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmax_SLEraraENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmin_SLEraraENV		
	F_ξ [N]	F_η [N]	F_ζ [N]	F_ξ [N]	F_η [N]	F_ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fymax_SLEraraENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fymin_SLEraraENV		
	F_{ξ} [N]	F_{η} [N]	F_{ζ} [N]	F_{ξ} [N]	F_{η} [N]	F_{ζ} [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmax_SLEraraENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmin_SLEraraENV		
	F_{ξ} [N]	F_{η} [N]	F_{ζ} [N]	F_{ξ} [N]	F_{η} [N]	F_{ζ} [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmax_SLEraraENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmin_SLEraraENV		
	Fξ [N]	Fη [N]	Fζ [N]	Fξ [N]	Fη [N]	Fζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmax_SLEraraENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmin_SLEraraENV		
	Fξ [N]	Fη [N]	Fζ [N]	Fξ [N]	Fη [N]	Fζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmax_SLEfreqENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmin_SLEfreqENV		
	F_{ξ} [N]	F_{η} [N]	F_{ζ} [N]	F_{ξ} [N]	F_{η} [N]	F_{ζ} [N]
1	362'368	0	-5'240'902	0	0	0
2	376'116	0	-5'439'736	0	0	0
3	389'864	0	-5'638'570	0	0	0
4	415'193	0	-6'004'895	0	0	0
5	430'363	0	-6'224'298	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fymax_SLEfreqENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fymin_SLEfreqENV		
	F_{ξ} [N]	F_{η} [N]	F_{ζ} [N]	F_{ξ} [N]	F_{η} [N]	F_{ζ} [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmax_SLEfreqENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmin_SLEfreqENV		
	F_{ξ} [N]	F_{η} [N]	F_{ζ} [N]	F_{ξ} [N]	F_{η} [N]	F_{ζ} [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmax_SLEfreqENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmin_SLEfreqENV		
	F_{ξ} [N]	F_{η} [N]	F_{ζ} [N]	F_{ξ} [N]	F_{η} [N]	F_{ζ} [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmax_SLEfreqENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmin_SLEfreqENV		
	F_{ξ} [N]	F_{η} [N]	F_{ζ} [N]	F_{ξ} [N]	F_{η} [N]	F_{ζ} [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmax_SLEqpermENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmin_SLEqpermENV		
	F_{ξ} [N]	F_{η} [N]	F_{ζ} [N]	F_{ξ} [N]	F_{η} [N]	F_{ζ} [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fymax_SLEqpermENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fymax_SLEqpermENV		
	Fξ [N]	Fη [N]	Fζ [N]	Fξ [N]	Fη [N]	Fζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmax_SLEqpermENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmin_SLEqpermENV		
	Fξ [N]	Fη [N]	Fζ [N]	Fξ [N]	Fη [N]	Fζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmax_SLEqpermENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmin_SLEqpermENV		
	Fξ [N]	Fη [N]	Fζ [N]	Fξ [N]	Fη [N]	Fζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmax_SLEqpermENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmin_SLEqpermENV		
	Fξ [N]	Fη [N]	Fζ [N]	Fξ [N]	Fη [N]	Fζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmax_SISMXprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmin_SISMXprevENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	616'093	201'360	-4'619'595	0	0	0
2	639'467	201'360	-4'794'858	0	0	0
3	662'841	201'360	-4'970'120	0	0	0
4	705'904	201'360	-5'293'017	0	0	0
5	731'696	201'360	-5'486'410	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fymax_SISMXprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fymin_SISMXprevENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	-616'093	201'360	-4'619'595	0	0	0
2	-639'467	201'360	-4'794'858	0	0	0
3	-662'841	201'360	-4'970'120	0	0	0
4	-705'904	201'360	-5'293'017	0	0	0
5	-731'696	201'360	-5'486'410	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmax_SISMXprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmin_SISMXprevENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	616'093	-201'360	-4'619'595	0	0	0
2	639'467	-201'360	-4'794'858	0	0	0
3	662'841	-201'360	-4'970'120	0	0	0
4	705'904	-201'360	-5'293'017	0	0	0
5	731'696	-201'360	-5'486'410	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmax_SISMXprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmin_SISMXprevENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	-616'093	-201'360	-4'619'595	0	0	0
2	-639'467	-201'360	-4'794'858	0	0	0
3	-662'841	-201'360	-4'970'120	0	0	0
4	-705'904	-201'360	-5'293'017	0	0	0
5	-731'696	-201'360	-5'486'410	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmax_SISMXprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmin_SISMXprevENV		
	F_ξ [N]	F_η [N]	F_ζ [N]	F_ξ [N]	F_η [N]	F_ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmax_SISMYprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmin_SISMYprevENV		
	F_ξ [N]	F_η [N]	F_ζ [N]	F_ξ [N]	F_η [N]	F_ζ [N]
1	184'828	671'200	-4'619'595	0	0	0
2	191'840	671'200	-4'794'858	0	0	0
3	198'852	671'200	-4'970'120	0	0	0
4	211'771	671'200	-5'293'017	0	0	0
5	219'509	671'200	-5'486'410	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fymax_SISMYprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fymax_SISMYprevENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	-184'828	-671'200	-4'619'595	0	0	0
2	-191'840	-671'200	-4'794'858	0	0	0
3	-198'852	-671'200	-4'970'120	0	0	0
4	-211'771	-671'200	-5'293'017	0	0	0
5	-219'509	-671'200	-5'486'410	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmax_SISMYprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmin_SISMYprevENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	-184'828	671'200	-4'619'595	0	0	0
2	-191'840	671'200	-4'794'858	0	0	0
3	-198'852	671'200	-4'970'120	0	0	0
4	-211'771	671'200	-5'293'017	0	0	0
5	-219'509	671'200	-5'486'410	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmax_SISMYprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmin_SISMYprevENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	184'828	-671'200	-4'619'595	0	0	0
2	191'840	-671'200	-4'794'858	0	0	0
3	198'852	-671'200	-4'970'120	0	0	0
4	211'771	-671'200	-5'293'017	0	0	0
5	219'509	-671'200	-5'486'410	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmax_SISMYprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmin_SISMYprevENV		
	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]	F ξ [N]	F η [N]	F ζ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0

12.2. PESO PROPRIO STRUTTURA SPALLA E TERRENO

Il peso del cemento armato viene applicato come accelerazione **g** a tutte le masse di cls.

Il peso del terreno viene applicato come carico per unità di superficie (global distributed) all'intera platea (al di fuori dell'ingombro dei muri). L'intensità di tale carico è **p terra** = 93'220 N/m².

12.3. SOVRACCARICO RILEVATO

Il sovraccarico viene definito come patch load rettangolare, simmetrico rispetto all'asse globale X (asse longitudinale della spalla) e di larghezza **Bc** = 39.65 m e lunghezza pari alla distanza tra il filo interno del muro di spalla ed il bordo posteriore della platea; viene proiettato sulla platea con l'opzione "exclude all load". L'intensità di tale carico è **q rilev** = 25'000 N/m².

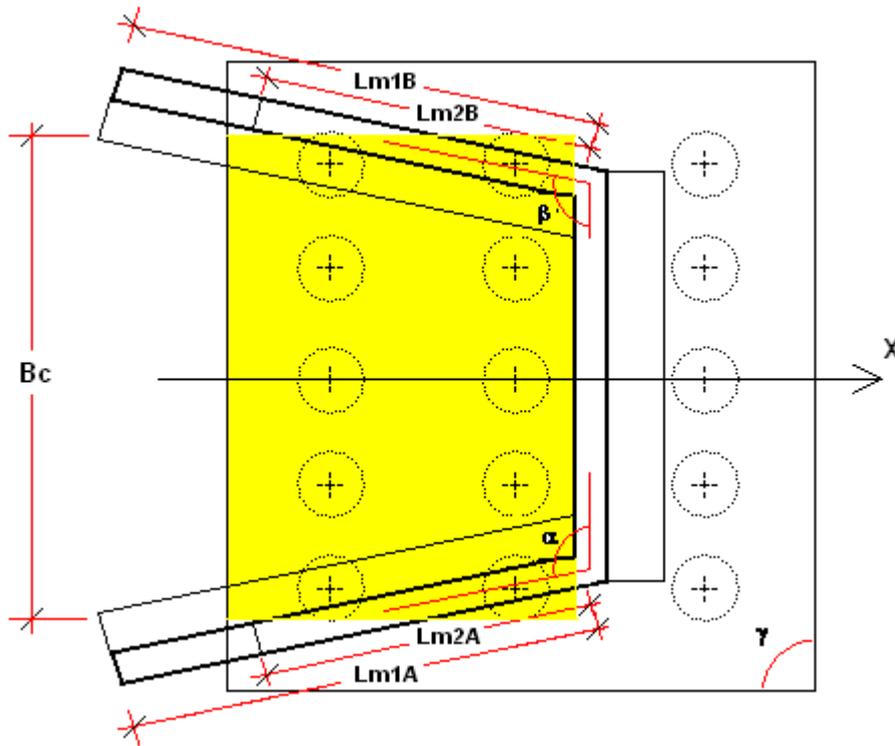


Fig. 8

12.4. SPINTA STATICA SOVRACCARICO

Spinta utente

La spinta del sovraccarico σ_q sarà una distribuzione uniforme di pressioni applicata come patch load ai muri andatori ed al muro di spalla – paraghiaia dalla base dei muri alla sommità:

$$K_0 = 0.357$$

$$\sigma_q = q \cdot K_0 = 8'925 \text{ N/m}^2$$

Dove:

($q = q$ rilev definito come [Sovraccarico rilevato](#)).

$$K_0 = \frac{1 - \sin \phi}{2}$$

$\phi, \psi, \lambda, \delta, (\theta = 0)$, angoli definiti nei [Parametri meccanici](#).

12.5. SPINTA STATICA TERRENO

La spinta statica del terreno σ_{stat} sarà una distribuzione triangolare di pressioni applicata come patch load ai muri andatori ed al muro di spalla – paraghiaia con una generica intensità del carico pari a:

all'estradosso della platea di fondazione $\sigma_{\text{stat}} = K \cdot \gamma \cdot (H_s + H_p) = 33'280 \text{ N/m}^2$

alla sommità dei muri $\sigma_{\text{stat}} = 0$

$K = K_0$ op. K_a (vedi [Spinta Statica Sovraccarico](#))

γ = Peso specifico terreno ([Parametri meccanici](#))

H_s , H_p altezze muri spalla, paraghiaia ([Dimensioni](#))

12.6. SPINTA SISMICA TERRENO

coefficiente di sottosuolo **S = 1.441**

accelerazione di progetto del terreno in superficie **ag = 2.541 m/sec²**

Viene applicata una distribuzione triangolare di pressioni **σt sism** come patch load ai muri andatori ed al muro di spalla – paraghiaia con una intensità del carico pari a:

all'estradosso della platea di fondazione **σt sism = K0*γ*(Hs+Hp) = 60'662 N/m²**

alla sommità dei muri **σt sism = 0**

γ = Peso specifico terreno ([Parametri meccanici](#))

Hs, Hp altezze muri spalla, paraghiaia ([Dimensioni](#))

Per il calcolo di Kv:

$K_h = S \cdot (a_g/g) / r = 0.373$ (r = 1 struttura rigida)

$K_v = 0.5 \cdot K_h = 0.187$

Per il calcolo di K:

$$\lambda \leq (\phi - \theta): \quad K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \lambda - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \lambda)}} \right]^2} = 0.548$$

Dove $\tan(\theta) = K_h / (1 \pm K_v)$ (si assume il segno tale da massimizzare K).

<fi, psi, lambda, delta angoli definiti nei Parametri meccanici.>

12.7. AZIONI SISMICHE

Spessore di terreno accelerato dal sisma in direzione longitudinale **Ltl** = 3.00 m

Spessore di terreno accelerato dal sisma in direzione trasversale **Ltt** = 9.40 m

Le azioni sismiche sono le seguenti:

SISMA +X

Alla massa del cemento armato viene applicata una accelerazione in direzione +X pari a

$$Kh \cdot g = 3.66 \text{ m/sec}^2$$

Al solo paramento della spalla sarà applicata una pressione costante (come global distributed) in direzione +X pari a

$$\gamma \cdot Kh \cdot Ltl = 13'212 \text{ N/m}^2$$

γ = Peso specifico terreno ([Parametri meccanici](#))

Kh (vedi [Spinta Sismica Terreno](#))

SISMA -X

Alla massa del cemento armato sarà applicata una accelerazione in direzione -X pari a

$$Kh \cdot g = 3.66 \text{ m/sec}^2$$

Kh (vedi [Spinta Sismica Terreno](#))

SISMA +Y

Alla massa del cemento armato sarà applicata una accelerazione in direzione +Y pari a

$$K_h \cdot g = 3.66 \text{ m/sec}^2$$

Al solo paramento del muro andatore B (con Y+) sarà applicata una pressione costante (come global distributed) in direzione +Y pari a $\gamma \cdot K_h \cdot L_{tt} = 41'397 \text{ N/m}^2$

γ = Peso specifico terreno ([Parametri meccanici](#))

K_h (vedi [Spinta Sismica Terreno](#))

SISMA -Y

Alla massa del cemento armato sarà applicata una accelerazione in direzione -Y pari a

$$K_h \cdot g = 3.66 \text{ m/sec}^2$$

Al solo paramento del muro andatore A (con Y-) sarà applicata una pressione costante (come global distributed) in direzione -Y pari a $\gamma \cdot K_h \cdot L_{tt} = 41'397 \text{ N/m}^2$

γ = Peso specifico terreno ([Parametri meccanici](#))

K_h (vedi [Spinta Sismica Terreno](#))

Le azioni sismiche in direzione Z vengono trascurate.

13. CONDIZIONI DI CARICO

Nella tabella seguente vengono elencate le condizioni elementari di carico.

N°	CONDIZIONE DI CARICO	DESCRIZIONE	AZIONI
1	Carichi_imp_Fxmax_ SLUENV	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo FX max	Carichi_imp_Z_Fxmax_SLUENV Carichi_imp_Y_Fxmax_SLUENV Carichi_imp_X_Fxmax_SLUENV
2	Carichi_imp_Fxmin_ SLUENV	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo FX min	Carichi_imp_Z_Fxmin_SLUENV Carichi_imp_Y_Fxmin_SLUENV Carichi_imp_X_Fxmin_SLUENV
3	Carichi_imp_Fymax_ SLUENV	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo FY max	Carichi_imp_Z_Fymax_SLUENV Carichi_imp_Y_Fymax_SLUENV Carichi_imp_X_Fymax_SLUENV
4	Carichi_imp_Fymin_ SLUENV	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo FY min	Carichi_imp_Z_Fymin_SLUENV Carichi_imp_Y_Fymin_SLUENV Carichi_imp_X_Fymin_SLUENV
5	Carichi_imp_Fzmax_ SLUENV	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo FZ max	Carichi_imp_Z_Fzmax_SLUENV Carichi_imp_Y_Fzmax_SLUENV Carichi_imp_X_Fzmax_SLUENV
6	Carichi_imp_Fzmin_ SLUENV	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo FZ min	Carichi_imp_Z_Fzmin_SLUENV Carichi_imp_Y_Fzmin_SLUENV Carichi_imp_X_Fzmin_SLUENV
7	Carichi_imp_Mxmax_ SLUENV	Carichi combinati allo SLU dei veicoli:	Carichi_imp_Z_Mxmax_SLUENV

	SLUENV	veicoli: Set di sollecitazioni secondo MX max	Carichi_imp_Y_Mxmax_SLUENV Carichi_imp_X_Mxmax_SLUENV
8	Carichi_imp_Mxmin_ SLUENV	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo MX min	Carichi_imp_Z_Mxmin_SLUENV Carichi_imp_Y_Mxmin_SLUENV Carichi_imp_X_Mxmin_SLUENV
9	Carichi_imp_Mzmax_ SLUENV	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo MZ max	Carichi_imp_Z_Mzmax_SLUENV Carichi_imp_Y_Mzmax_SLUENV Carichi_imp_X_Mzmax_SLUENV
10	Carichi_imp_Mzmin_ SLUENV	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo MZ min	Carichi_imp_Z_Mzmin_SLUENV Carichi_imp_Y_Mzmin_SLUENV Carichi_imp_X_Mzmin_SLUENV
11	Carichi_imp_Fxmax_ SLEraraENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo FX max	Carichi_imp_Z_Fxmax_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Fxmax_SLEraraENV Carichi_imp_X_Fxmax_SLEraraENV
12	Carichi_imp_Fxmin_ SLEraraENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo FX min	Carichi_imp_Z_Fxmin_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Fxmin_SLEraraENV Carichi_imp_X_Fxmin_SLEraraENV
13	Carichi_imp_Fymax_ SLEraraENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo FY max	Carichi_imp_Z_Fymax_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Fymax_SLEraraENV Carichi_imp_X_Fymax_SLEraraENV
14	Carichi_imp_Fymin_ SLEraraENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo FY min	Carichi_imp_Z_Fymin_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Fymin_SLEraraENV Carichi_imp_X_Fymin_SLEraraENV

15	Carichi_imp_Fzmax_ SLEraraENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo FZ max	Carichi_imp_Z_Fzmax_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Fzmax_SLEraraENV Carichi_imp_X_Fzmax_SLEraraENV
16	Carichi_imp_Fzmin_ SLEraraENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo FZ min	Carichi_imp_Z_Fzmin_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Fzmin_SLEraraENV Carichi_imp_X_Fzmin_SLEraraENV
17	Carichi_imp_Mxmax_ SLEraraENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo MX max	Carichi_imp_Z_Mxmax_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Mxmax_SLEraraENV Carichi_imp_X_Mxmax_SLEraraENV
18	Carichi_imp_Mxmin_ SLEraraENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo MX min	Carichi_imp_Z_Mxmin_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Mxmin_SLEraraENV Carichi_imp_X_Mxmin_SLEraraENV
19	Carichi_imp_Mzmax_ SLEraraENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo MZ max	Carichi_imp_Z_Mzmax_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Mzmax_SLEraraENV Carichi_imp_X_Mzmax_SLEraraENV
20	Carichi_imp_Mzmin_ SLEraraENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo MZ min	Carichi_imp_Z_Mzmin_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Mzmin_SLEraraENV Carichi_imp_X_Mzmin_SLEraraENV
21	Carichi_imp_Fxmax_ SLEfreqENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo FX max	Carichi_imp_Z_Fxmax_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Fxmax_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Fxmax_SLEfreqENV
22	Carichi_imp_Fxmin_ SLEfreqENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo FX	Carichi_imp_Z_Fxmin_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Fxmin_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Fxmin_SLEfreqENV

		min	
23	Carichi_imp_Fymax_SLEfreqENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo FY max	Carichi_imp_Z_Fymax_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Fymax_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Fymax_SLEfreqENV
24	Carichi_imp_Fymin_SLEfreqENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo FY min	Carichi_imp_Z_Fymin_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Fymin_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Fymin_SLEfreqENV
25	Carichi_imp_Fzmax_SLEfreqENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo FZ max	Carichi_imp_Z_Fzmax_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Fzmax_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Fzmax_SLEfreqENV
26	Carichi_imp_Fzmin_SLEfreqENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo FZ min	Carichi_imp_Z_Fzmin_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Fzmin_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Fzmin_SLEfreqENV
27	Carichi_imp_Mxmax_SLEfreqENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo MX max	Carichi_imp_Z_Mxmax_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Mxmax_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Mxmax_SLEfreqENV
28	Carichi_imp_Mxmin_SLEfreqENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo MX min	Carichi_imp_Z_Mxmin_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Mxmin_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Mxmin_SLEfreqENV
29	Carichi_imp_Mzmax_SLEfreqENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo MZ max	Carichi_imp_Z_Mzmax_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Mzmax_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Mzmax_SLEfreqENV
30	Carichi_imp_Mzmin_SLEfreqENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente):	Carichi_imp_Z_Mzmin_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Mzmin_SLEfreqENV

		Set di sollecitazioni secondo MZ min	Carichi_imp_X_Mzmin_SLEfreqENV
31	Carichi_imp_Fxmax_ SLEqpermENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo FX max	Carichi_imp_Z_Fxmax_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Fxmax_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Fxmax_SLEqpermENV
32	Carichi_imp_Fxmin_ SLEqpermENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo FX min	Carichi_imp_Z_Fxmin_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Fxmin_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Fxmin_SLEqpermENV
33	Carichi_imp_Fymax_ SLEqpermENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo FY max	Carichi_imp_Z_Fymax_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Fymax_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Fymax_SLEqpermENV
34	Carichi_imp_Fymin_ SLEqpermENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo FY min	Carichi_imp_Z_Fymin_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Fymin_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Fymin_SLEqpermENV
35	Carichi_imp_Fzmax_ SLEqpermENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo FZ max	Carichi_imp_Z_Fzmax_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Fzmax_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Fzmax_SLEqpermENV
36	Carichi_imp_Fzmin_ SLEqpermENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo FZ min	Carichi_imp_Z_Fzmin_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Fzmin_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Fzmin_SLEqpermENV
37	Carichi_imp_Mxmax_ SLEqpermENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo MX max	Carichi_imp_Z_Mxmax_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Mxmax_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Mxmax_SLEqpermENV
38	Carichi_imp_Mxmin_ SLEqpermENV	Carichi combinati allo SLE dei	Carichi_imp_Z_Mxmin_SLEqpermENV

	SLEqpermENV	veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo MX min	Carichi_imp_Y_Mxmin_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Mxmin_SLEqpermENV
39	Carichi_imp_Mzmax_ SLEqpermENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo MZ max	Carichi_imp_Z_Mzmax_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Mzmax_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Mzmax_SLEqpermENV
40	Carichi_imp_Mzmin_ SLEqpermENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo MZ min	Carichi_imp_Z_Mzmin_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Mzmin_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Mzmin_SLEqpermENV
41	Carichi_imp_Fxmax_ SISMxprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo FX max	Carichi_imp_Z_Fxmax_SISMxprevENV Carichi_imp_Y_Fxmax_SISMxprevENV Carichi_imp_X_Fxmax_SISMxprevENV
42	Carichi_imp_Fxmin_ SISMxprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo FX min	Carichi_imp_Z_Fxmin_SISMxprevENV Carichi_imp_Y_Fxmin_SISMxprevENV Carichi_imp_X_Fxmin_SISMxprevENV
43	Carichi_imp_Fymax_ SISMxprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo FY max	Carichi_imp_Z_Fymax_SISMxprevENV Carichi_imp_Y_Fymax_SISMxprevENV Carichi_imp_X_Fymax_SISMxprevENV
44	Carichi_imp_Fymin_ SISMxprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo FY min	Carichi_imp_Z_Fymin_SISMxprevENV Carichi_imp_Y_Fymin_SISMxprevENV Carichi_imp_X_Fymin_SISMxprevENV

45	Carichi_imp_Fzmax_ SISMxprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo FZ max	Carichi_imp_Z_Fzmax_SISMxprevENV Carichi_imp_Y_Fzmax_SISMxprevENV Carichi_imp_X_Fzmax_SISMxprevENV
46	Carichi_imp_Fzmin_ SISMxprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo FZ min	Carichi_imp_Z_Fzmin_SISMxprevENV Carichi_imp_Y_Fzmin_SISMxprevENV Carichi_imp_X_Fzmin_SISMxprevENV
47	Carichi_imp_Mxmax_ SISMxprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo MX max	Carichi_imp_Z_Mxmax_SISMxprevENV Carichi_imp_Y_Mxmax_SISMxprevENV Carichi_imp_X_Mxmax_SISMxprevENV
48	Carichi_imp_Mxmin_ SISMxprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo MX min	Carichi_imp_Z_Mxmin_SISMxprevENV Carichi_imp_Y_Mxmin_SISMxprevENV Carichi_imp_X_Mxmin_SISMxprevENV
49	Carichi_imp_Mzmax_ SISMxprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo MZ max	Carichi_imp_Z_Mzmax_SISMxprevENV Carichi_imp_Y_Mzmax_SISMxprevENV Carichi_imp_X_Mzmax_SISMxprevENV
50	Carichi_imp_Mzmin_ SISMxprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo MZ min	Carichi_imp_Z_Mzmin_SISMxprevENV Carichi_imp_Y_Mzmin_SISMxprevENV Carichi_imp_X_Mzmin_SISMxprevENV
51	Carichi_imp_Fxmax_	Carichi combinati allo SLE dei	Carichi_imp_Z_Fxmax_SISMxprevENV

	SISMYprevENV	veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo FX max	Carichi_imp_Y_Fxmax_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Fxmax_SISMYprevENV
52	Carichi_imp_Fxmin_SISMYprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo FX min	Carichi_imp_Z_Fxmin_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Fxmin_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Fxmin_SISMYprevENV
53	Carichi_imp_Fymax_SISMYprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo FY max	Carichi_imp_Z_Fymax_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Fymax_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Fymax_SISMYprevENV
54	Carichi_imp_Fymin_SISMYprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo FY min	Carichi_imp_Z_Fymin_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Fymin_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Fymin_SISMYprevENV
55	Carichi_imp_Fzmax_SISMYprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo FZ max	Carichi_imp_Z_Fzmax_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Fzmax_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Fzmax_SISMYprevENV
56	Carichi_imp_Fzmin_SISMYprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo FZ min	Carichi_imp_Z_Fzmin_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Fzmin_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Fzmin_SISMYprevENV
57	Carichi_imp_Mxmax_SISMYprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo M max	Carichi_imp_Z_Mxmax_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Mxmax_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Mxmax_SISMYprevENV

		prevalente): Set di sollecitazioni secondo MX max	
58	Carichi_imp_Mxmin_ SISMYprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo MX min	Carichi_imp_Z_Mxmin_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Mxmin_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Mxmin_SISMYprevENV
59	Carichi_imp_Mzmax_ SISMYprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo MZ max	Carichi_imp_Z_Mzmax_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Mzmax_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Mzmax_SISMYprevENV
60	Carichi_imp_Mzmin_ SISMYprevENV	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo MZ min	Carichi_imp_Z_Mzmin_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Mzmin_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Mzmin_SISMYprevENV
61	PP_strut_ter	Peso proprio struttura spalla e terreno	g, Peso_terreno
62	Sovrac_rilev	Sovraccarico rilevato	Sovrac_rilev
63	Spinta_sovrac	Spinta sovraccarico rilevato	Spinta_sovrac_and_A Spinta_sovrac_and_B Spinta_sovrac_spalla
64	Spinta_stat_ter	Spinta statica terreno	Spinta_stat_ter_and_A Spinta_stat_ter_and_B Spinta_stat_ter_spalla
65	Spinta_sism_ter	Spinta sismica terreno	Spinta_sism_ter_and_A Spinta_sism_ter_and_B Spinta_sism_ter_spalla

66	Sisma_+X	Sisma +X struttura spalla + terreno	Accel_sism_cls_+X Pres_spalla_+X
67	Sisma_-X	Sisma -X struttura spalla	Accel_sism_cls_-X
68	Sisma_+Y	Sisma +Y struttura spalla + terreno	Accel_sism_cls_+Y Pres_andat_+Y
69	Sisma_-Y	Sisma -Y struttura spalla + terreno	Accel_sism_cls_-Y Pres_andat_-Y



14. COMBINAZIONI ED INVILUPPI

SMART COMBINATION PRELIMINARI

SC_carichi_imp_SLUENV (Loadcase to consider=1)

Tipo di azione: g1, g2, e2, e3, q1, q2, q3, q4, q5, q7 (carichi impalcato)

	PF	VF
1 Carichi_imp_Fxmax_SLUENV	1.00	0.00
2 Carichi_imp_Fxmin_SLUENV	1.00	0.00
3 Carichi_imp_Fymax_SLUENV	1.00	0.00
4 Carichi_imp_Fymin_SLUENV	1.00	0.00
5 Carichi_imp_Fzmax_SLUENV	1.00	0.00
6 Carichi_imp_Fzmin_SLUENV	1.00	0.00
7 Carichi_imp_Mxmax_SLUENV	1.00	0.00
8 Carichi_imp_Mxmin_SLUENV	1.00	0.00
9 Carichi_imp_Mzmax_SLUENV	1.00	0.00
10 Carichi_imp_Mzmin_SLUENV	1.00	0.00

SC_carichi_imp_SLEraraENV (Loadcase to consider=1)

Tipo di azione: g1, g2, e2, e3, q1, q2, q3, q4, q5, q7 (carichi impalcato)

	PF	VF
11 Carichi_imp_Fxmax_SLEraraENV	1.00	0.00
12 Carichi_imp_Fxmin_SLEraraENV	1.00	0.00
13 Carichi_imp_Fymax_SLEraraENV	1.00	0.00
14 Carichi_imp_Fymin_SLEraraENV	1.00	0.00
15 Carichi_imp_Fzmax_SLEraraENV	1.00	0.00
16 Carichi_imp_Fzmin_SLEraraENV	1.00	0.00
17 Carichi_imp_Mxmax_SLEraraENV	1.00	0.00
18 Carichi_imp_Mxmin_SLEraraENV	1.00	0.00
19 Carichi_imp_Mzmax_SLEraraENV	1.00	0.00
20 Carichi_imp_Mzmin_SLEraraENV	1.00	0.00

SC_carichi_imp_SLEfreqENV (Loadcase to consider=1)

Tipo di azione: g1, g2, e2, e3, q1, q2, q5, q7 (carichi impalcato)

	PF	VF
21 Carichi_imp_Fxmax_SLEfreqENV	1.00	0.00
22 Carichi_imp_Fxmin_SLEfreqENV	1.00	0.00
23 Carichi_imp_Fymax_SLEfreqENV	1.00	0.00
24 Carichi_imp_Fymin_SLEfreqENV	1.00	0.00
25 Carichi_imp_Fzmax_SLEfreqENV	1.00	0.00
26 Carichi_imp_Fzmin_SLEfreqENV	1.00	0.00
27 Carichi_imp_Mxmax_SLEfreqENV	1.00	0.00
28 Carichi_imp_Mxmin_SLEfreqENV	1.00	0.00
29 Carichi_imp_Mzmax_SLEfreqENV	1.00	0.00
30 Carichi_imp_Mzmin_SLEfreqENV	1.00	0.00

SC_carichi_imp_SLEqpermENV (Loadcase to consider=1)

Tipo di azione: g1,g2, e2, e3,q7 (carichi impalcato)

	PF	VF
31 Carichi_imp_Fxmax_SLEqpermENV	1.00	0.00
32 Carichi_imp_Fxmin_SLEqpermENV	1.00	0.00
33 Carichi_imp_Fymax_SLEqpermENV	1.00	0.00
34 Carichi_imp_Fymin_SLEqpermENV	1.00	0.00
35 Carichi_imp_Fzmax_SLEqpermENV	1.00	0.00
36 Carichi_imp_Fzmin_SLEqpermENV	1.00	0.00
37 Carichi_imp_Mxmax_SLEqpermENV	1.00	0.00
38 Carichi_imp_Mxmin_SLEqpermENV	1.00	0.00
39 Carichi_imp_Mzmax_SLEqpermENV	1.00	0.00
40 Carichi_imp_Mzmin_SLEqpermENV	1.00	0.00

SC_carichi_imp_SISMXprevENV (Loadcase to consider=1)

Tipo di azione: g1,g2, e2, e3,q6 (carichi impalcato)

	PF	VF
41 Carichi_imp_Fxmax_SISMXprevENV	1.00	0.00
42 Carichi_imp_Fxmin_SISMXprevENV	1.00	0.00
43 Carichi_imp_Fymax_SISMXprevENV	1.00	0.00
44 Carichi_imp_Fymin_SISMXprevENV	1.00	0.00
45 Carichi_imp_Fzmax_SISMXprevENV	1.00	0.00
46 Carichi_imp_Fzmin_SISMXprevENV	1.00	0.00
47 Carichi_imp_Mxmax_SISMXprevENV	1.00	0.00
48 Carichi_imp_Mxmin_SISMXprevENV	1.00	0.00
49 Carichi_imp_Mzmax_SISMXprevENV	1.00	0.00
50 Carichi_imp_Mzmin_SISMXprevENV	1.00	0.00

SC_carichi_imp_SISMYprevENV (Loadcase to consider=1)

Tipo di azione: g1,g2, e2, e3,q6 (carichi impalcato)

	PF	VF
51 Carichi_imp_Fxmax_SISMYprevENV	1.00	0.00
52 Carichi_imp_Fxmin_SISMYprevENV	1.00	0.00
53 Carichi_imp_Fymax_SISMYprevENV	1.00	0.00
54 Carichi_imp_Fymin_SISMYprevENV	1.00	0.00
55 Carichi_imp_Fzmax_SISMYprevENV	1.00	0.00
56 Carichi_imp_Fzmin_SISMYprevENV	1.00	0.00
57 Carichi_imp_Mxmax_SISMYprevENV	1.00	0.00
58 Carichi_imp_Mxmin_SISMYprevENV	1.00	0.00
59 Carichi_imp_Mzmax_SISMYprevENV	1.00	0.00
60 Carichi_imp_Mzmin_SISMYprevENV	1.00	0.00

SC_SISMA_SPALLA_X (Loadcase to consider=1)

Tipo di azione: q6 (carichi spalla)

	PF	VF
66 Sisma_+X	1.00	0.00
67 Sisma_-X	1.00	0.00

SC_SISMA_SPALLA_Y (Loadcase to consider=1)

Tipo di azione: q6 (carichi spalla)

	PF	VF
68 Sisma_+Y	1.00	0.00
69 Sisma_-Y	1.00	0.00

SC_SISMA_SPALLE_1X_0.3Y

Tipo di azione: q6 (carichi spalla)

	PF	VF
SC_SISMA_SPALLA_X	1.00	0.00
SC_SISMA_SPALLA_Y	0.30	0.00

SC_SISMA_SPALLE_0.3X_1Y

Tipo di azione: q6 (carichi spalla)

	PF	VF
SC_SISMA_SPALLA_X	0.30	0.00
SC_SISMA_SPALLA_Y	1.00	0.00

SC_SISMA_1X_0.3Y

Tipo di azione: g1, g2, e2, e3, q6 (carichi spalla e impalcato)

	PF	VF
SC_SISMA_SPALLE_1X_0.3Y	1.00	0.00
SC_carichi_imp_SISMxprevENV	1.00	0.00

SC_SISMA_0.3X_1Y

Tipo di azione: g1, g2, e2, e3, q6 (carichi spalla e impalcato)

	PF	VF
SC_SISMA_SPALLE_0.3X_1Y	1.00	0.00
SC_carichi_imp_SISMyprevENV	1.00	0.00

SC_SISMA (Loadcase to consider=1)

Tipo di azione: g1, g2, e2, e3, q6 (carichi spalla e impalcato)

	PF	VF
SC_SISMA_1X_0.3Y	1.00	0.00
SC_SISMA_0.3X_1Y	1.00	0.00

SMART COMBINATION DI PROGETTO

ENV_SLU

Tipo di azione: $g1, g2, s2, s3, q1, q2, q3, q4, q5, q7, qsovrac$ (carichi spalla e impalcato)

	PF	VF
SC_carichi_imp_SLUENV	1.00	0.00
61 PP_strut_ter	1.00	0.35
62 Sovrac_rilev	0.00	$1.5 \cdot \psi_0$
63 Spinta_sovrac	0.00	$1.5 \cdot \psi_0$
64 Spinta_stat_ter	1.00	0.35

ENV_SLE_rara

Tipo di azione: $g1, g2, s2, s3, q1, q2, q3, q4, q5, q7, qsovrac$ (carichi spalla e impalcato)

	PF	VF
SC_carichi_imp_SLE_raraENV	1.00	0.00
61 PP_strut_ter	1.00	0.00
62 Sovrac_rilev	ψ_0	0.00
63 Spinta_sovrac	ψ_0	0.00
64 Spinta_stat_ter	1.00	0.00

ENV_SLE_freq

Tipo di azione: $g1, g2, s2, s3, q1, q2, q5, q7, qsovrac$ (carichi spalla e impalcato)

	PF	VF
SC_carichi_imp_SLE_freqENV	1.00	0.00
61 PP_strut_ter	1.00	0.00
62 Sovrac_rilev	ψ_{2SLE}	0.00
63 Spinta_sovrac	ψ_{2SLE}	0.00
64 Spinta_stat_ter	1.00	0.00

ENV_SLE_qperm

Tipo di azione: $g1, g2, s2, s3, q7, qsovrac$ (carichi spalla e impalcato)

	PF	VF
SC_carichi_imp_SLE_qpermENV	1.00	0.00
61 PP_strut_ter	1.00	0.00
62 Sovrac_rilev	ψ_{2SLE}	0.00
63 Spinta_sovrac	ψ_{2SLE}	0.00
64 Spinta_stat_ter	1.00	0.00

ENV_SISM

Tipo di azione: $g1, g2, s2, s3, q6, qsovrac$ (carichi spalla e impalcato)

	PF	VF
SC_SISMA	1.00	0.00
61 PP_strut_ter	1.00	0.00
62 Sovrac_rilev	ψ_{2SISM}	0.00
63 Spinta_sovrac	ψ_{2SISM}	0.00
65 Spinta_sism_ter	1.00	0.00