



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 - PONTI

IPO02 - ALLARGAMENTO PONTE SU CAVO ACQUE BASSE REGGIANE

RELAZIONE DI CALCOLO



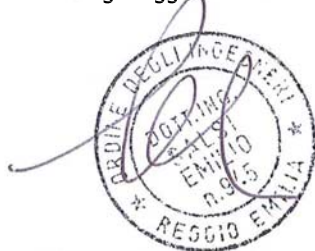
IL PROGETTISTA

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

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

**RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

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



IL CONCESSIONARIO

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:
2541	PD	0	102	IPO02	0	OM	RC	01	A	

INDICE

1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	4
2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO	6
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	7
4. INCIDENZE	8
5. DATI DI BASE.....	9
5.1. DATI GENERALI	9
5.2. APERTURA LIMITE DELLE FESSURE	9
5.3. DATI SISMICI	10
5.4. PARAMETRI GEOTECNICI	11
6. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLA.....	12
6.1. CRITERI DI CALCOLO	12
6.1.1. Angolo d'attrito terreno/parete.....	12
6.1.2. Spinta delle terre: fase statica.....	12
6.1.3. Spinta delle terre: fase sismica	12
6.1.4. Stato Limite Ultimo.....	13
6.1.4.1 <i>Situazione Statica</i>	13
6.1.4.2 <i>Situazione Sismica</i>	13
6.1.5. Stato Limite di Esercizio.....	14
6.1.5.1 <i>Combinazione 'rara'</i>	14
6.1.5.2 <i>Combinazioni 'frequente' e 'quasi permanente' (Fessurazione)</i>	14
6.1.6. Sovraccarico su terrapieno	14
6.1.7. Pareti di risvolto – Fase Sismica	19
6.1.8. Paragliaia.....	20
6.1.9. Orecchie	20
6.1.10. Pali.....	20
6.1.10.1 <i>Verifiche Geotecniche</i>	20
6.1.10.2 <i>Verifiche SLU: Taglio</i>	20
6.1.10.3 <i>Verifiche SLU: Pressoflessione</i>	21
6.2. ANALISI	22
6.2.1. Azioni globali: Fase Sismica	23
6.2.2. Azioni globali: Fase Statica.....	24
6.2.3. Azioni globali: SLE	25
6.2.4. Azioni sul palo singolo: sintesi	26
6.3. VERIFICHE	26
6.3.1. Pali.....	26
6.3.1.1 <i>Verifiche Geotecniche</i>	26

6.3.2.	Verifiche SLU	32
6.3.2.1	Taglio.....	32
6.3.2.2	Pressoflessione	34
6.3.3.	Verifiche SLE	36
6.3.3.1	Fessurazione	36
6.3.3.2	Deformazione	38
6.4.	ORECCHIE	39
6.4.1.	Azioni	39
6.4.1.1	SLU	39
6.4.1.2	SLE.....	40
6.4.2.	Sollecitazioni e Verifiche	40
6.4.2.1	SLE.....	40
6.4.2.2	SLU	43
6.5.	PARETI DI RISVOLTO	47
6.5.1.	Azioni	47
6.5.1.1	SLU	47
6.5.1.2	SLE.....	49
6.5.2.	Sollecitazioni e Verifiche	49
6.5.2.1	SLE.....	49
6.5.2.2	SLU	52
6.6.	PARAGHIAIA	57
6.6.1.	Sollecitazioni – SLU: Fase Sismica.....	57
6.6.2.	Sollecitazioni – SLU: Fase Statica	58
6.6.3.	Sollecitazioni – SLE	58
6.6.4.	Verifiche SLE: Fessurazione.....	58
6.6.5.	Verifiche SLU: Taglio	60
6.6.6.	Verifiche SLU: Pressoflessione.....	61
6.7.	PULVINO	62
6.7.1.	Armatura longitudinale	62
6.7.2.	Armatura trasversale e di parete.....	63
6.8.	SINTESI ARMATURE	64
6.8.1.	Pali (Ø1200).....	64
6.8.2.	Pulvino	64
6.8.3.	Paraghiaia.....	64
6.8.4.	Pareti di Risvolto	65
6.8.5.	Orecchie	65
7.	DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO	66
7.1.	CRITERI DI CALCOLO	66
7.1.1.	Descrizione	66
7.1.1.1	Impalcato Metallico.....	66
7.1.1.2	Vincolamento.....	67

7.1.2.	Modello di calcolo	69
7.1.3.	Condizioni elementari di carico	70
7.1.3.1	<i>Peso proprio degli elementi strutturali (SW)</i>	70
7.1.3.2	<i>Carichi permanenti portati (DL)</i>	70
7.1.3.3	<i>Effetti reologici del calcestruzzo – Viscosità e ritiro (CR-SH)</i>	70
7.1.3.4	<i>Azioni della temperatura</i>	72
7.1.3.5	<i>Cedimenti vincolari</i>	72
7.1.3.6	<i>Azioni parassite dei vincoli</i>	72
7.1.3.7	<i>Azioni variabili da traffico (ML)</i>	73
7.1.3.8	<i>Azione longitudinale di frenamento (BRK)</i>	73
7.1.3.9	<i>Azione Centrifuga</i>	73
7.1.3.10	<i>Azione del vento (WL)</i>	73
7.1.3.11	<i>Azioni sismiche</i>	73
7.1.4.	Combinazioni di carico di progetto	77
7.2.	RISULTATI DELL'ANALISI – STATICA	80
7.2.1.	Reazioni vincolari.....	80
7.2.2.	Azioni interne	81
7.3.	RISULTATI DELL'ANALISI - SISMICA	89
7.3.1.	Sisma Orizzontale.....	89
7.3.2.	Sisma Verticale	89
7.3.3.	Azioni sismiche globali.....	91
7.3.4.	Reazioni vincolari (FASE SISMICA)	94
7.4.	VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	95
7.4.1.	Verifiche di resistenza a SLU.....	95
7.4.1.1	<i>Determinazione delle larghezze collaboranti di soletta</i>	96
7.4.2.	Verifica del concio C1	99
7.4.3.	Verifica concio C2 (Mezzeria)	101
7.4.4.	Verifiche di deformabilità (SLE).....	103
7.4.5.	Verifica allo stato limite di collasso (SLC)	103
7.5.	APPOGGI	104

1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione riguarda l'Opera denominata "IPO 02", prevista nell'ambito della Progettazione Definitiva inerente la costruzione della Autostrada Cispadana.

Il Ponte sovrappassa il "Canale Acque Basse Reggiane"; è posto alla progr. 00+353 (Spalla Nord) dello svincolo autostradale di interconnessione con L'Autostrada A22; ha lunghezza totale pari a 42.0 m (distanza tra asse appoggi sulle spalle).

Il Ponte è in rettilineo.

Lo scavalco dell'interferenza è realizzato mediante 1 impalcato, di larghezza totale pari a 10.70 m.

L'**impalcato** è realizzato in sezione mista acciaio-calcestruzzo ed è costituito da una struttura metallica con altezza minima pari a 1.55 m e 3 anime verticali su cui poggia una soletta collaborante in c.a. di spessore pari a 0.35 m. La sezione è completata dai cordoli in c.a. di posizionamento dei guard-rail e da tutti gli elementi di arredo del ponte (strutture leggere reggi-impianti, impianti, elementi di scolo e di raccolta delle acque meteoriche, impianto di illuminazione della rampa di svincolo, ecc).

Per la geometria si veda la figura 1-1.

Il **sistema di vincolamento** dell'impalcato alle sottostrutture è previsto tramite isolatori a pendolo ad attrito che permettono lo spostamento relativo tra la sovrastruttura e la sottostruttura secondo una superficie sferica. Sono inquadrabili secondo la tipologia di "Isolatori a scorrimento".

Le spalle sono di tipo 'passante a due file di pali'.

Ogni spalla grava su n°8 **pali** (2 file da 4 pali ciascuna) di diametro $\varnothing 1200$ e lunghezza pari a 25.0 m.

Per la geometria si veda la figura 1-2.

FIG. 1-1

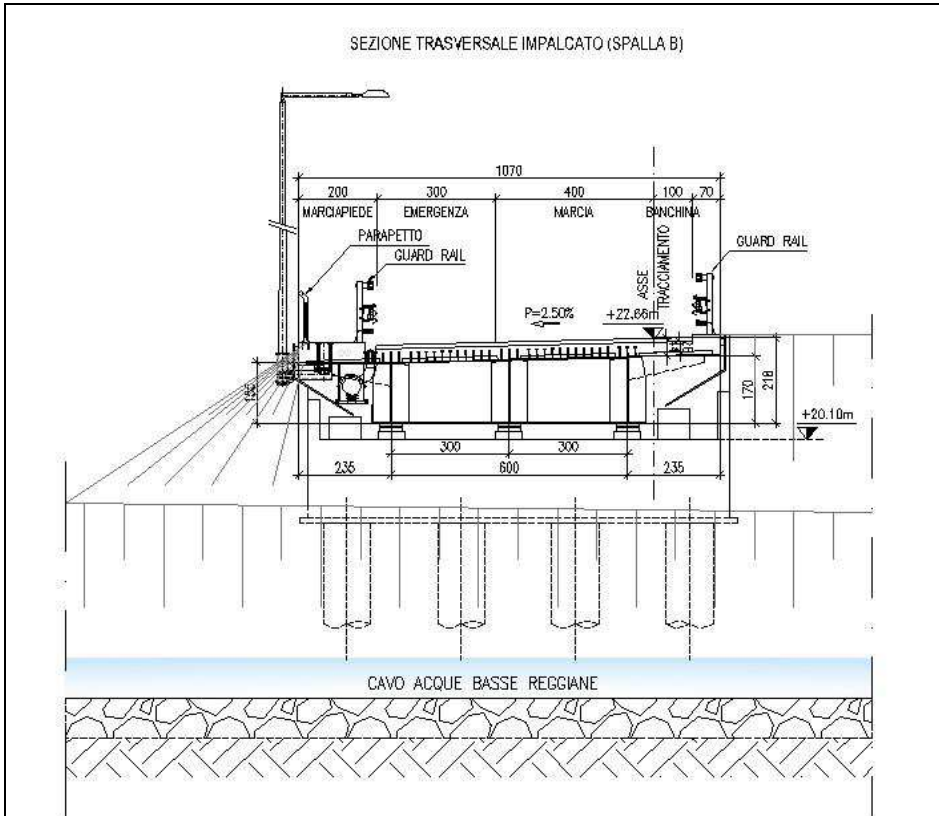
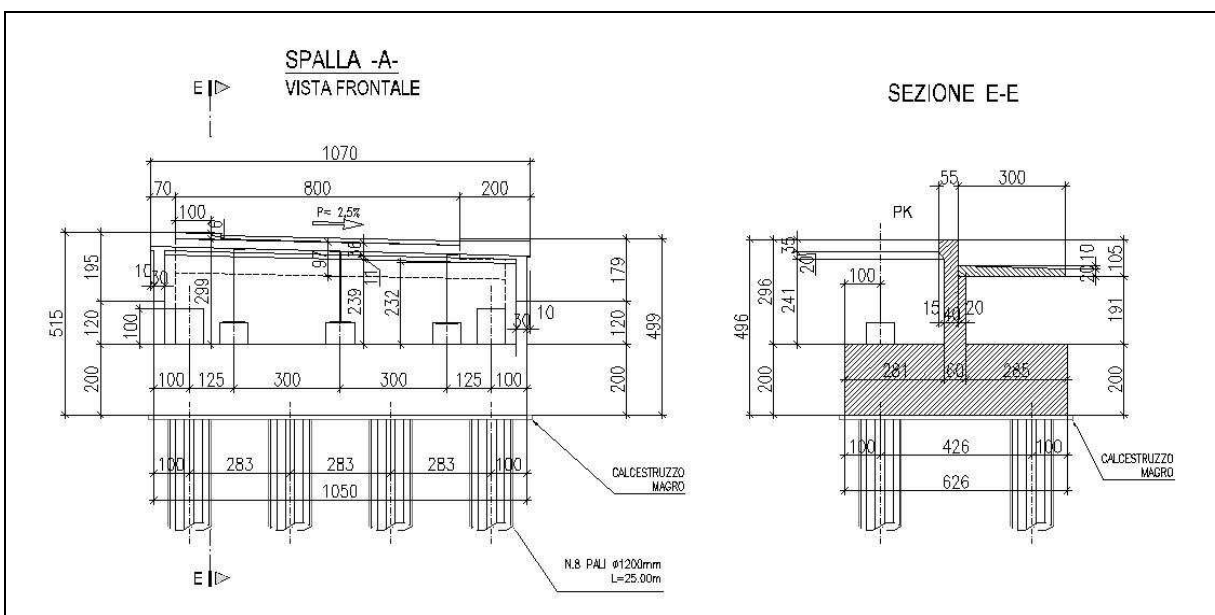


FIG. 1-2



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													Incidenza kg/mq
			Pali	Diaframmi	Diaframmi Idraulici	Trave coronamento Diafr. Idraulici	Fondazione	Elevazione	Pulvino	Baggioli e ritegni	Soletta di transizione	Soletta Marciapiede su Spalla	Soletta (escluso predalles)	Traverso	Carpenteria met Impalcato	
IPO 02	Allargamento Ponte 'AB Reggiane'	SPALLA PASSANTE (su 1 fila di pali)	95	NA	NA	NA	90	90	NA	290	80	NA	NA	NA	NA	
IPO 02	Allargamento Ponte 'AB Reggiane'	IMPALCATO ACCIAIO	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	130	NA	470	

5. DATI DI BASE

5.1. DATI GENERALI

- Luce (interasse appoggi): 42.0 m
- Impalcati: 1
- Larghezza impalcato: 10,7 m
- Travi: Acciaio
- Spalle: Passanti a 2 file di pali
- Lunghezza Spalla: 10.7 m
- Vincolamento: isolatori a pendolo inverso

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
Pile (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")

TAB. 5.3-1

	latitudine	longitudine		ag	Suolo	Ct	Tr	F0	Tc*	Ss	Cc	St	S	amax	Tb	Tc	Td	Fv
IPO 01	44.9120	10.8852	Orizzontale SLV	0.232	C	T1	1898	2.478	0.284	1.355	1.591	1.000	1.355	0.314	0.150	0.451	2.528	
			Orizzontale SLC	0.258	C	T1	2475	2.456	0.287	1.32	1.585	1.000	1.32	0.341	0.152	0.455	2.631	
			Verticale SLV	0.151	C	T1	1898			1.000		1.000	1.000	0.151	0.050	0.150	1.000	1.611
			Verticale SLC	0.177	C	T1	2475			1.000		1.000	1.000	0.177	0.050	0.150	1.000	1.683

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'.

Si assume:

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3 ; \varnothing = 38.0^\circ[\text{M1}] ; \varnothing' = 32.01^\circ[\text{M2}]$$

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:

$$k_0 = 1 - \sin \varnothing = 1 - \sin 38^\circ = 0.38$$

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. 5.4 si ha: $\varnothing = 38^\circ$

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

$$k_h = 0.314 ; k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.157 \text{ (EC8 – Parte 5 – Annesso E – par. E.4 – espressione E.6)}$$

$$\theta = \arctg[k_h / (1 \pm k_v)] \Rightarrow \theta_{(k_v+)} = 15.2^\circ ; \theta_{(k_v-)} = 20.5^\circ$$

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

$$k_E (k_{v-}) = 0.497 ; k_E (k_{v+}) = 0.407$$

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:

$$k_E = \text{MAX}[(1-0.157)*0.497 ; k_E = (1+0.157)*0.407] = \text{MAX}[0.419 ; 0.471] = \underline{\underline{0.471}}$$

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 ≥ Ø	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 :

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

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 si $\Delta\sigma$ 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

$$1^\circ \text{Corsia: } \Delta S_1 = 90.9 * 1.07 \text{ kN/m} ; 2^\circ \text{Corsia: } \Delta S_2 = 60.6 * 1.07 \text{ kN/m}$$

$$3^\circ \text{Corsia: } \Delta S_3 = 30.3 * 1.07 \text{ kN/m} ; 4^\circ \text{Corsia: } \Delta S_4 = 0 \text{ kN/m}$$

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

$$1^\circ \text{Corsia: } \Delta V_1 = 0.38 * 9.0 * 7.0 = 23.9 \text{ kN/m} ; 2^\circ \text{ e } 3^\circ \text{ Corsia: } \Delta V_{2-3-4} = 0.38 * 2.5 * 7.0 = 6.7 \text{ kN/m}$$

$$4^\circ \text{Corsia: } \Delta S_4 = 0 \text{ kN/m}$$

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.

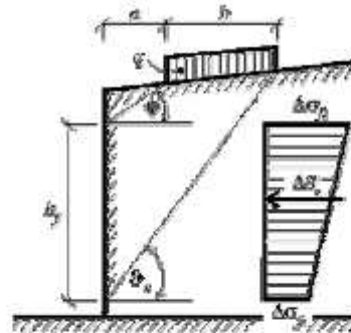


Diagram of increment of active earth pressure due to strip loading f_s

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:

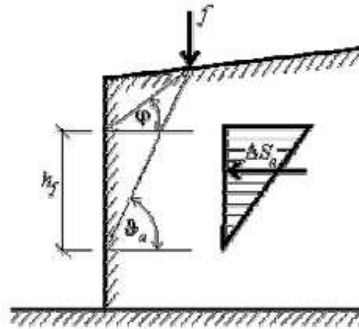


Diagram of increment of active earth pressure due to vertical
line loading acting on ground surface

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:

$$\vartheta_a = \varphi + \varepsilon$$

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

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

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

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

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)

6.2. ANALISI

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

IPO 02			
1 Campata		L=	42 m
SPALLA	Reaz Vert	Reaz Long	Reaz Trasv
	KN	KN	KN
PP + Permanenti Portati	4.621	0	0
Carichi Mobili Qik	976	0	0
Carichi Mobili qik	935	0	0
Frenamento	0	237	0
Vento Trasversale	0	0	273
Sisma Longitudinale (SLD)	0	102	0
Sisma Trasversale (SLD)	0	0	102
Sisma Verticale (SLD)	132	0	0
Sisma Longitudinale (SLV)	0	317	0
Sisma Trasversale (SLV)	0	0	317
Sisma Verticale (SLV)	532	0	0

NOTA – Le reazioni fornite al Cap.7 potrebbero apparire non immediatamente congruenti con quanto in tabella, in quanto espresse in forma 'additiva'. A titolo di esempio:

Permanenti (tabella) = 4621

Permanenti (Cap.7) = 1638+1488+1638 = 4764 ≈ 4621

6.2.1. Azioni globali: Fase Sismica

TAB. 6.2-2

Dimensioni	X - m	Y - m	Z1 - m	Z2 - m
Pulvino	5.60	10.70	2.00	
Paraghiaia	0.60	9.50	2.90	
Da paragh. A bordo pulvino	2.80			
Risvolti	2.20	0.60	2.90	
Orecchie	3.00	0.50	1.00	3.00
Posiz. Appoggi (da est. pulvino)	1.00			
Parametri				
peso specifico terrapieno - kN/m ³	19.50			
k0	0.380			
kh (masse)	0.314			
kv+ (masse)	0.151			
kv- (terreno)	0.157			
kE	0.407			

TAB. 6.2-3

SISMA DIR LONGITUDINALE (X)					
Azioni Verticali					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M _y - kNm
Pulvino	2'996	2.80	8'389		
Paraghiaia	413	3.10	1'281		
Risvolti	191	4.50	861		
Orecchie	150	6.85	1'028		
Terreno inscatolato	1'182	4.50	5'319		
	4'933		16'877	-0.62	-3'066
Impalcati (1) [permanenti]	4'621	1.00	4'621	1.80	8'318
	9'554		21'498		5'252
kv (masse eccetto impalcato)30%	223			-0.62	-139
kv (solo impalcato)30%	160	1.00	160	1.80	287
	383				148
Totale (Kv+)	9'937				5'400
Totale (Kv-)	9'171				5'103
Azioni Orizzontali					
	H _x - kN	z - m	M _y - kNm		
Pulvino	941	1.00	941		
Paraghiaia	130	3.45	448		
Risvolti	60	3.45	207		
Orecchie	47	3.82	180		
Terreno inscatolato	371	3.45	1'280		
Impalcati (1)	317	2.30	729		
	1'866		3'785		
Spinta Mononobe	1'180	1.63	1'927		
	3'045		5'712		
SISMA DIR TRASVERSALE (Y)					
Azioni Orizzontali					
	H _y - kN	z - m	M _x - kNm		
	1'866		3'785		
Spinta Mononobe su Orecchia	60	3.12	186		
30%	578		1'191		

TAB. 6.2-4

Azioni alla Base	N - kN	H _x - kN	H _y - kN	M _y - kNm	M _x - kNm
Kv+	9'937	3'045	578	11'112	1'191
Kv-	9'171	3'045	578	10'815	1'191
Pali					
Diametro - mm	1'200	in dir Y	in dir X		
N° file - n		2	4		
Interasse - m		2.90	3.60		
Azioni su palo singolo	H - kN	N max - kN	N min - kN		
Kv+	387	2'076	465		
Kv-	387	1'903	390		

6.2.2. Azioni globali: Fase Statica

TAB. 6.2-5

Parametri					
peso specifico terrapieno - kN/m ³	19.50				
k ₀	0.380				
Sovraccarico a tergo - kN/m ²	25.00				
Azioni Verticali - Permanenti					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M _y - kNm
Fondazione	2'996	2.80	8'389		
Parete centrale	413	3.10	1'281		
Risvolti	191	5	861		
Paraghiaia	150	7	1'028		
Orecchie	150	6.85	1'028		
Terreno inscatolato	1'182	4.50	5'319		
Impalcati (2) [permanenti]	4'621	1.00	4'621		
	9'704		22'526	0.48	4'644
Azioni Verticali - Accidentali					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M _y - kNm
Sovraccarico a tergo	12.5	4.50	56	-1.7	-21
Carichi Mobili (Tandem+distribuiti)	1'911	1.00	1'911	1.80	3'440
Azioni Orizzontali - Permanenti					
Coeff. Attrito appoggi	0.06				
	H _x - kN	z - m	M _y - kNm		
Attrito appoggi	277	2.30	638		
Spinta Terreno	952	1.63	1'555		
Azioni Orizzontali - Accidentali					
	H _x - kN	z - m	M _y - kNm		
Attrito appoggi (Tandem+distrib.)	115	2.30	264		
Sovraccarico a tergo	498	2.45	1'220		
Frenatura	237	7.14	1'692		
Vento	non considerato				

TAB. 6.2-6

Combinazione 1 & 2a	Coeff. γ	Coeff. Ψ	N - kN	M_y (N) - kNm	H_x - kN	M_y (H) - kNm	M_y (tot) - kNm
Azioni Verticali Permanenti	1.35		13'100	6'270			6'270
Az. Vert. Carichi Mobili	1.35	1.00	2'580	4'644			4'644
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1.35				374	861	861
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1.35				1'285	2'099	2'099
Azioni Orizz. Acc.: Attrito	1.35	1.00			155	356	356
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1.50		19	-32	747	1'830	1'799
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1.35	1.00			320	2'284	2'284
Azioni alla Base			15'698	10'882	2'881	7'431	18'312
Pali							
Diametro - mm	1'200	in dir Y	in dir X				
N° file - n		2	4				
Interasse - m		2.90	3.60				
Azioni su palo singolo	H - kN	N max - kN	N min - kN				
Combinazione 1	360	3'234	691				

6.2.3. Azioni globali: SLE

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

TAB. 6.2-7

SLE	Coeff. γ	Coeff. Ψ	N - kN	M_y (N) - kNm	H_x - kN	M_y (H) - kNm	M_y (tot) - kNm
Azioni Verticali Permanenti	1.00		9'704	4'644			4'644
Az. Vert. Carichi Mobili	1.00	1.00	1'911	3'440			3'440
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1.00				277	638	638
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1.00				952	1'555	1'555
Azioni Orizz. Acc.: Attrito	1.00	1.00			115	264	264
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1.00		13	-21	498	1'220	1'199
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1.00	1.00			237	1'692	1'692
Azioni alla Base			11'627	8'063	2'079	5'369	13'431
Pali							
Diametro - mm	1'200	in dir Y	in dir X				
N° file - n		2	4				
Interasse - m		2.90	3.60				
Azioni su palo singolo	H - kN	N max - kN	N min - kN				
Combinazione 1	260	2'386	521				

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+		2'076	465	387
SLU - Sismica Kv-		1'903	390	387
SLU - Statica		3'234	691	360
SLE		2'386	521	260

6.3. VERIFICHE

6.3.1. Pali

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

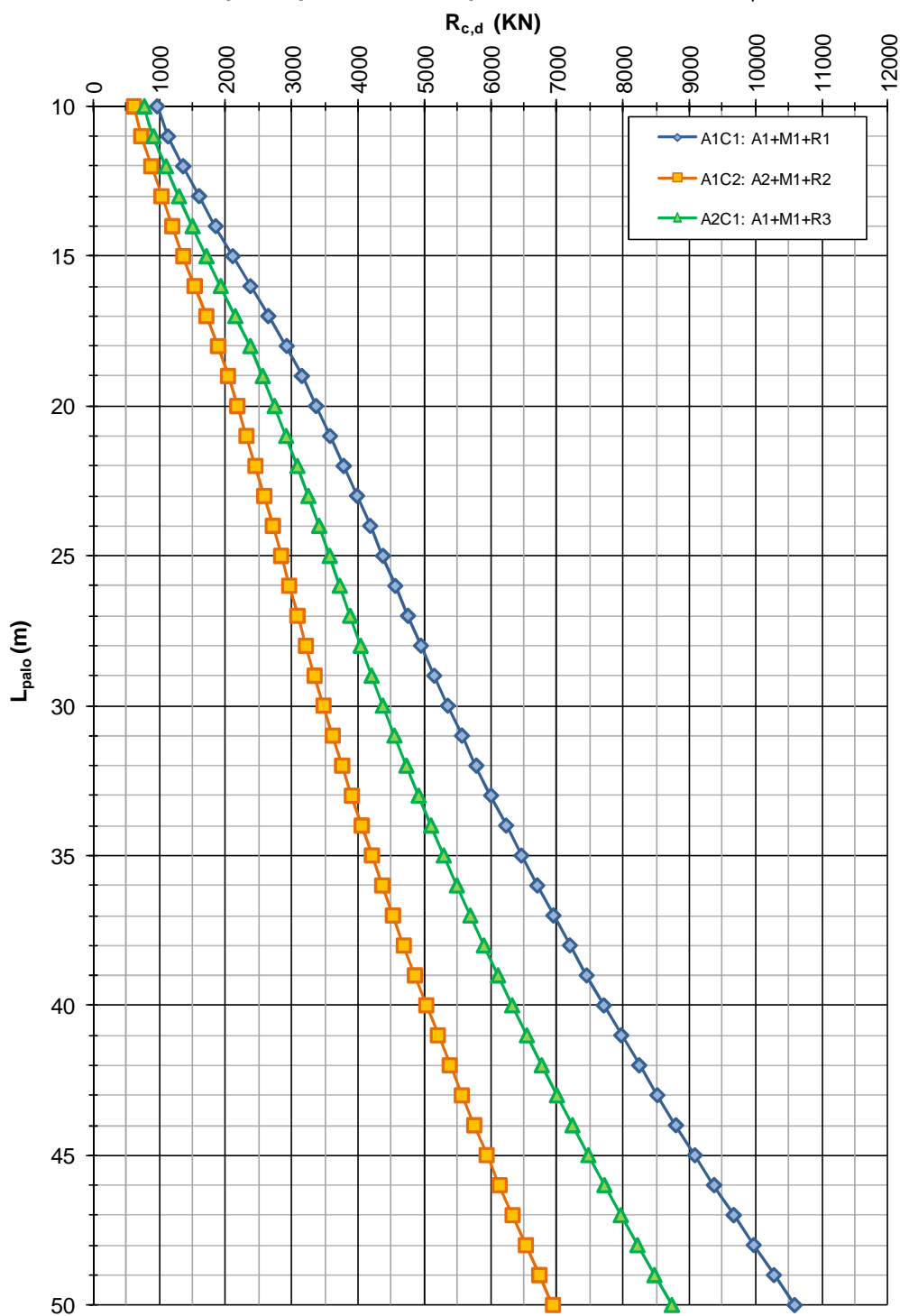
6.3.1.1 Verifiche Geotecniche

Portanza verticale

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

FIG. 6.3-1

IPO01 - Allargamento Ponte sul Parmigiana Moglia - ZO2
NTC del 14/01/2008
Capacità portante a compressione - Pali trivellati ϕ 1200mm



Dal par. 6.2 si è ottenuto che la massima azione di compressione N_{sd} è pari a 3234 kN (Fase Statica), mentre l'azione verticale globale massima è pari a 15698 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 25.0 m ha una portanza:

$$R_{c,d} \cong 3500 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{sd} = 1.08 > 1.0$$

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: Sabbia Densa. Conseguentemente (interassi pari a 3ϕ) alla curva di portanza di figura va applicato un coefficiente riduttivo pari a 0.7.

$$N_{med} = 15698/8 = 1962 \text{ kN}$$

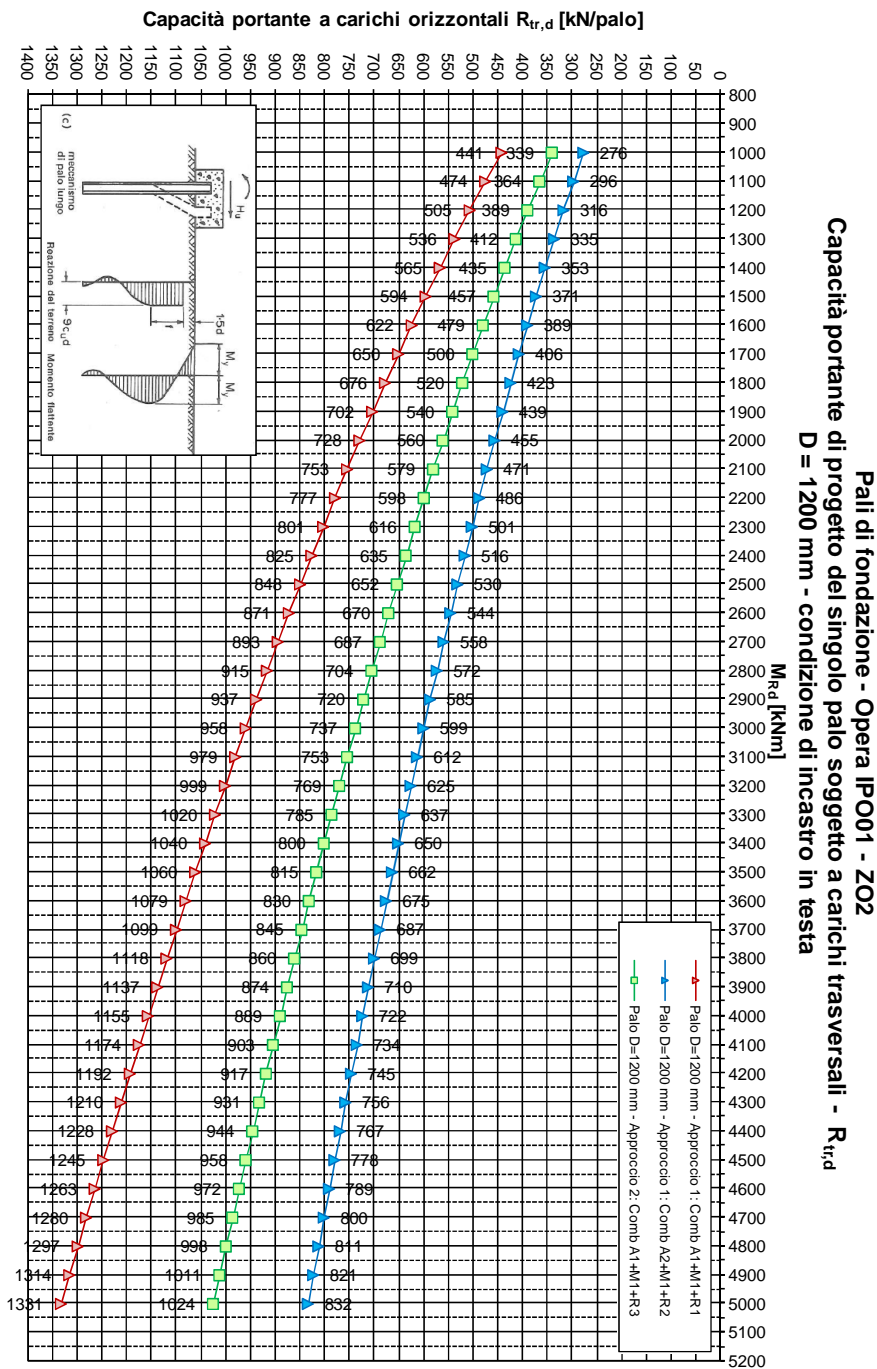
$$R_{c,d} \cong 3500 \cdot 0.7 = 2450 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{med} = 1.25 > 1.0$$

Si conferma quindi la lunghezza pari a : $L_{palo} = 25.0 \text{ m}$

Portanza Orizzontale

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

Fig. 6.3-2



Anche in questo caso va condotta una doppia verifica.

Palo singolo

Non vengono applicati coefficienti riduttivi alla curva di portanza.

Dal par. 6.2.4 si è ottenuto che la massima azione tagliante V_{sd} è pari a 387 kN (Fase Sismica).

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

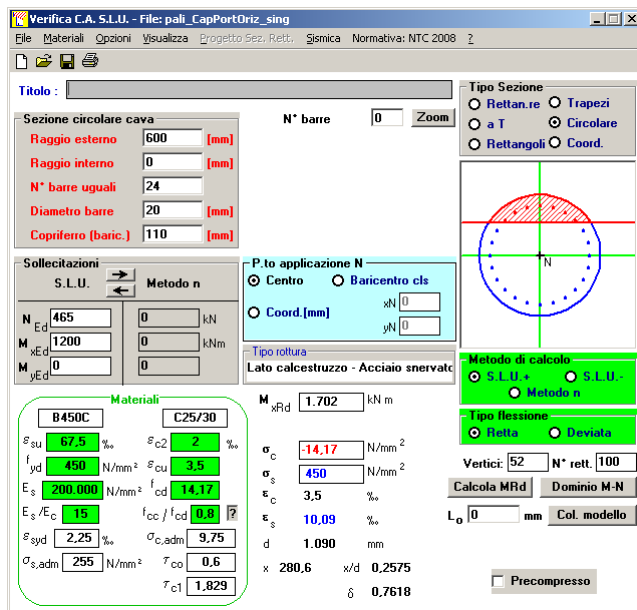
$M_u = 1200 \text{ kNm}$

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:

$N_{min} \cong 465 \text{ kN}$

Si ha:

Fig. 6.3-3



Risultano necessari n°24 Ø20

Pali in gruppo

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

$$R_{tr,d} = 387/0.7 = 552 \text{ kN}$$

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

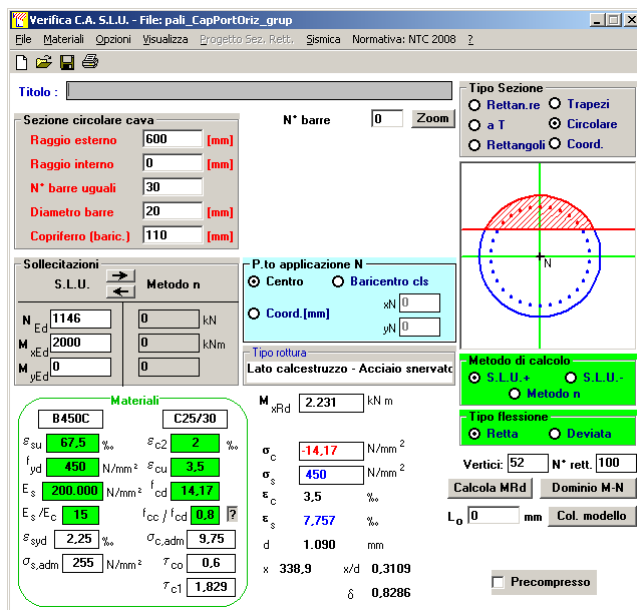
$$M_u = 2000 \text{ kNm}$$

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:

$$N_{med} = 9171/8 = 1146 \text{ kN}$$

Si ha:

FIG. 6.3-4



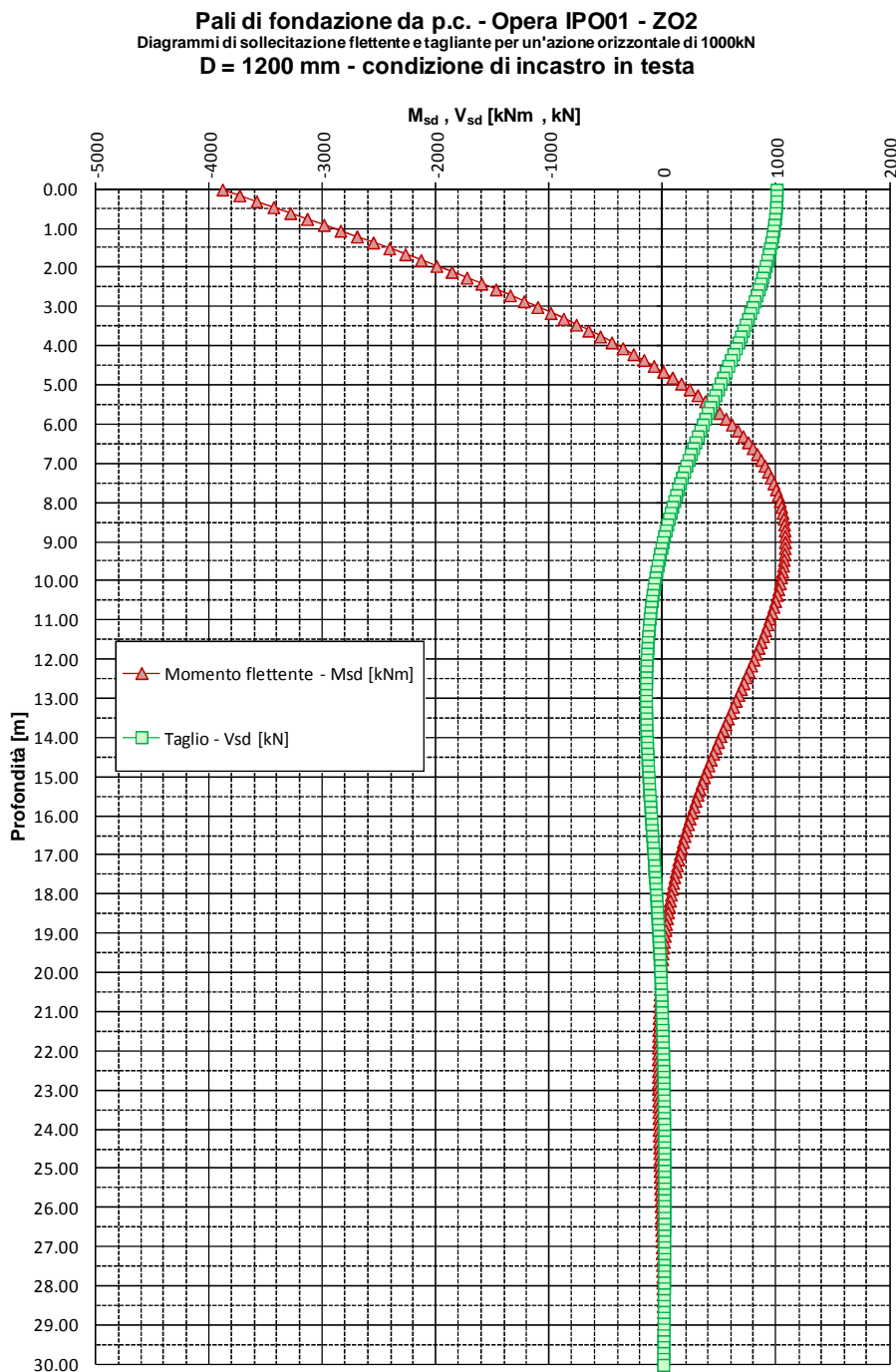
L'armatura viene incrementata a n°30 Ø20.

6.3.2. Verifiche SLU

6.3.2.1 Taglio

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

Fig. 6.3-5



Si opera in conformità a quanto dichiarato al par. 6.1.10.2

In accordo alla Relazione Geotecnica, le azioni vengono incrementate del 20% per tenere conto delle 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. 6.3-1

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

Dalle fig. precedenti emerge che il taglio in testa ($387 \cdot 1.2 = 464 \text{ kN}$) si riduce – a partire da quota -4.5 m – a valori inferiori al 60% dell'azione in testa (155 kN).

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

da testa a quota -4.0 : **st \varnothing 16/200** $V_{Rsd} = 1284 \text{ kN} > 464 \text{ kN}$

da quota -4.0 a fine palo : **st \varnothing 12/200** $V_{Rsd} = 722 \text{ kN} > 155 \text{ kN}$

Verifica lato Cfs.

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

6.3.2.2 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 $3-4\varnothing$. Di conseguenza l'armatura (assai rilevante) inserita 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 -9.0m).

Dai valori SLU di TAB. 6.2-7 e tenendo conto delle figure precedenti si ottiene:

TAB. 6.3-2

SLU					
Quota 0.0			N_{max} - kN	N_{min} - kN	M - kNm
Ceff. 'M' da Taglio		3.95			
SLU - Sismica Kv+			2'076	465	1'837
SLU - Sismica Kv-			1'903	390	1'837
SLU - Statica			3'234	691	1'707
Quota -9.0					
Ceff. 'M' da Taglio		1.05			
			N_{max} - kN	N_{min} - kN	M - kNm
SLU - Sismica Kv+			2'076	465	488
SLU - Sismica Kv-			1'903	390	488
SLU - Statica			3'234	691	454

A quote inferiori il momento rimane al di sotto del valore della quota minima precedente.

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)

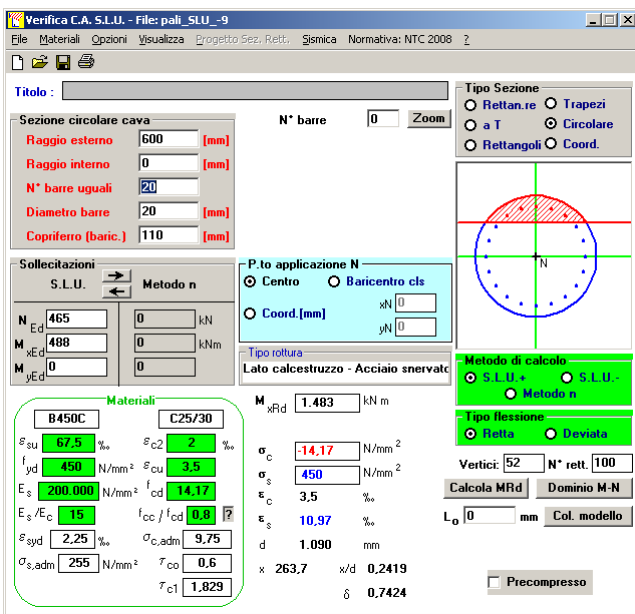
N°30Ø20.

La sezione è già stata verificata per uno sforzo normale pari al minore delle azioni possibili e per un'azione flettente superiore a quelle in gioco. Di conseguenza la verifica non viene ripetuta.

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

n°20 Ø20

FIG. 6.3-6



Da quota -15.0 a fine palo (L_{barra} 10.0 m)

n°12 Ø20 (0.33%).

La sezione non viene verificata, diminuendo il momento flettente a valori irrilevanti.

6.3.3. Verifiche SLE

6.3.3.1 Fessurazione

Dai valori SLE di Tab. 5.2-8 e tenendo conto della Fig. 6.3-5 si ottiene:

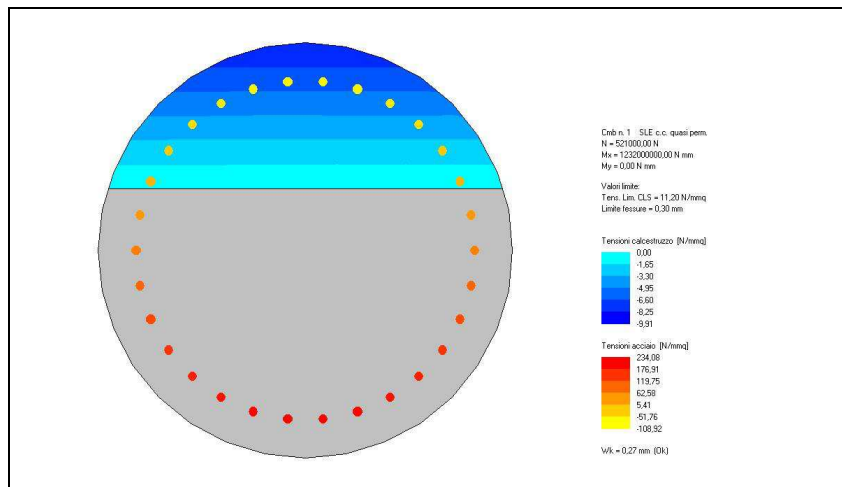
TAB. 6.3-3

SLE					
	Quota 0.0		N_{max} - kN	N_{min} - kN	M - kNm
SLE - 2a			2'386	521	1'232
	Quota -9.0		N_{max} - kN	N_{min} - kN	M - kNm
SLE - 2a			2'386	521	327

Da quota 0.0 a quota -5.0 (L barra 6.0m)

L'Armatura precedente (30Ø20) non risulta sufficiente. Viene incrementata a 30Ø25.

Fig. 6.3-7

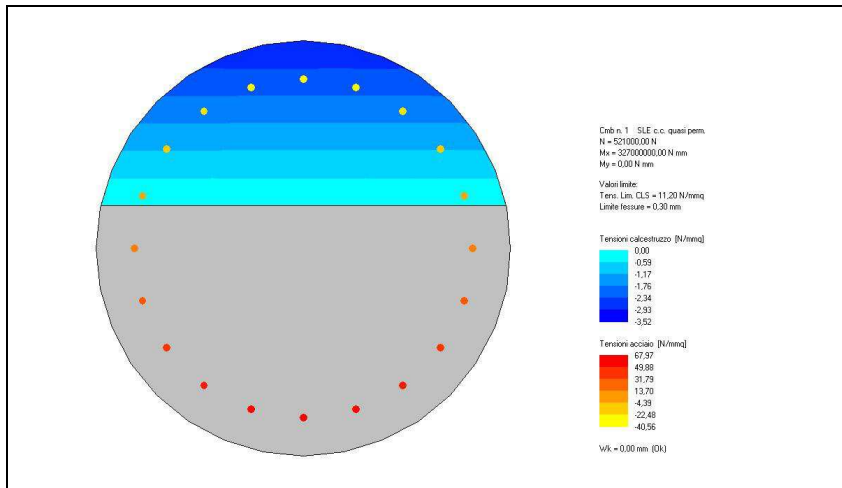


La verifica è soddisfatta.

Da quota -4.0 a quota -16.0 (L barra 12m)

Armatura: 20Ø20

Fig. 6.3-8



La verifica è soddisfatta.

In definitiva si arma con :

- Armatura trasversale

Da quota 0.0 a -4.0 : st Ø16/200; Da quota -4.0 a -fine palo: st Ø12/200

- Armatura verticale

Da quota 0.0 a quota -5.0 : n°30 Ø25 (L_{barra} : 6.0 m);

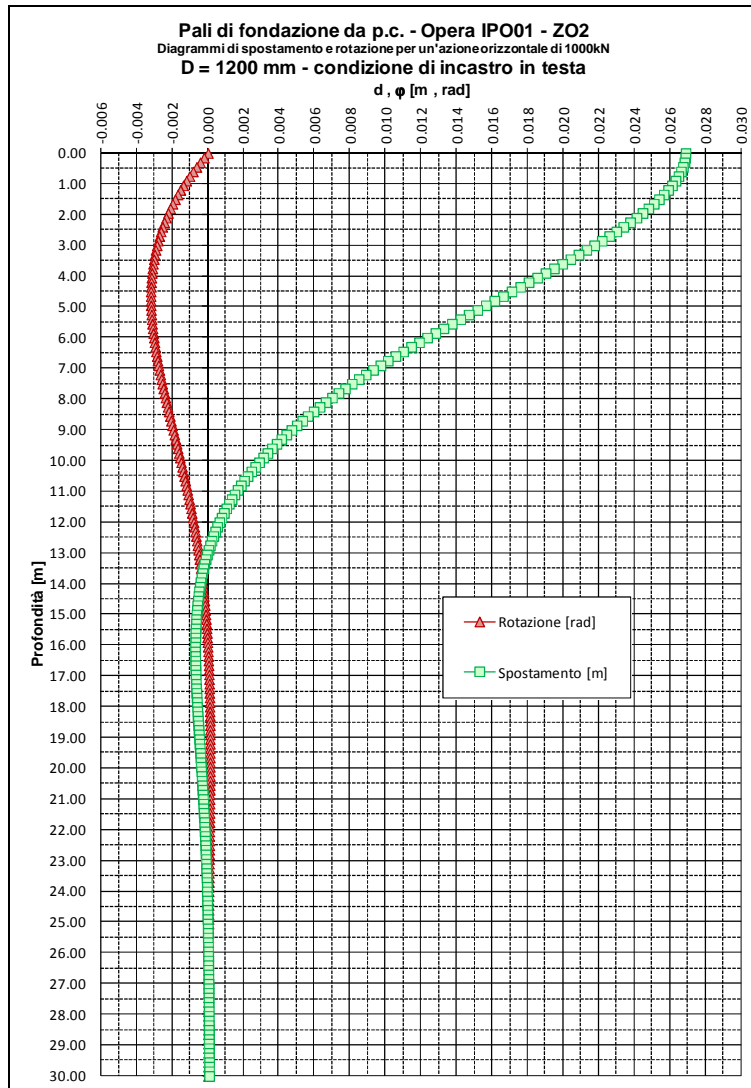
Da quota -4.0 a quota -16.0 : n°20 Ø20 (L_{barra}: 12.0 m)

Da quota -15.0 a fine palo : n°12 Ø20 (L_{barra}: 10.0 m)

6.3.3.2 Deformazione

Si riportano in figura seguente le deformazioni per sollecitazioni in testa unitarie.

FIG. 6.3-9



Conseguentemente (si assumono le sole azioni peggiorative SLE) le deformazioni effettive risultano:

TAB. 6.3-4

DEFORMAZIONI		
Quota	0.0	H - kN
SLE - 2a		260
Coeff. 'η' da Taglio		0.027
η max - mm		7

Le deformazioni vengono ritenute compatibili con la funzionalità dell'opera.

6.4. ORECCHIE

6.4.1. Azioni

6.4.1.1 SLU

L'Orecchia ha spessore 0.6m, lunghezza 3.2m, altezza minore 1.0m e maggiore 3.1m. Nel seguito si riporta l'analisi di un'orecchia di dimensioni lievemente differenti (sp.0.5m; lungh. 3.0m; Hmin 1.0m; Hmax 3.0m): le dimensioni sono pressoché coincidenti con quelle reali e non si ritiene necessario sviluppare un'analisi ad hoc.

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.6.1.3, si ha:

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

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

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 3.0 m:

$$q_{(1.0)} = 1.35*0.38*19.5*1.0 = 1.35*7.4 = 10.0 \text{ kN/m}^2 ; q_{(3.0)} = 1.35*0.38*19.5*3.0 = 1.35*22.2 = 30.0 \text{ kN/m}^2$$

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 3.0 m:

$$q_{(1.0)} = 0.53*19.5*1.0 = 10.3 \text{ kN/m}^2 \cong 10.0 \text{ kN/m}^2 ; q_{(3.0)} = 1.0*0.53*19.5*3.0 = 31.0 \text{ kN/m}^2 \cong 30.0 \text{ kN/m}^2$$

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.

6.4.1.2 SLE

Dal paragrafo precedente si ha:

$$p = 9.5 \text{ kN/m}^2 ; \quad q_{(1.0)} = 7.4 \text{ kN/m}^2 ; \quad q_{(3.0)} = 22.2 \text{ kN/m}^2$$

6.4.2. Sollecitazioni e Verifiche

6.4.2.1 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. 6.4-1 N1-1 (Nx)

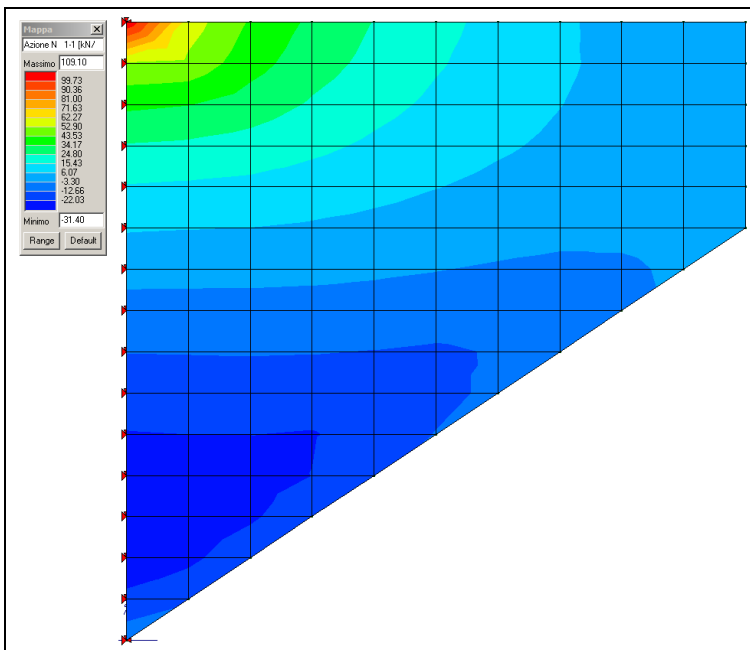


FIG. 6.4-2 M1-1 (My)

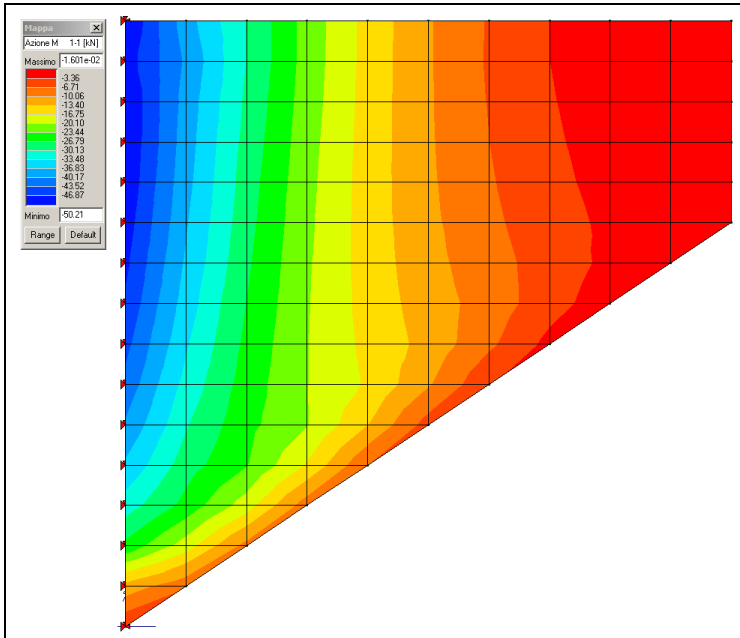
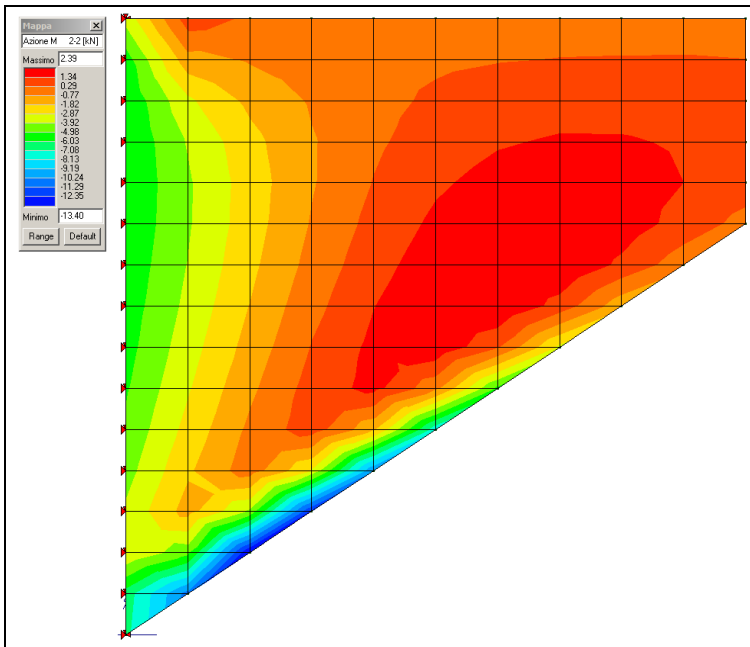


FIG. 6.4-3 M2-2 (Mx)



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 50 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:

$$N_{med} = (109+6)/2 = 58 \text{ kN/m}$$

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

TAB. 6.4-1

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	50,0	kNm	
N : Sforzo normale	-58,0	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	55	mm	
σ_c : Tensione calcestruzzo	3,57	N/mm ²	
σ_s : Tensione acciaio teso	152,21	N/mm ²	
σ_s' : Tensione acciaio compresso	-5,40	N/mm ²	
Elementi di calcolo sezione soggetta a (N,M)			
u = M/N - h/2	-1112	mm	NO!
d = h-c+u	-680	mm	
d' = c'+u	-1046	mm	
p = u ² *2*n*(A _s '*d'+A _s *d)/b	1,25E+06	mm ²	
q = u ³ *3*n*(A _s '*d'+A _s *d)/b	-1,40E+09	mm ³	
Q = (-p) ³ +d ³	2,18E+02	mm ⁶	
z	-1057	mm	
	0,00000		
y = z - u	55	mm	
Sn = b*y ² /2 + n*A _s '*(v-c)-n*A _s '*(h-c-y)	-8,86E+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 _x : baricentro [S/A]	249	mm	
J : momento d'inerzia	1,07E+10	mm ⁴	
W : modulo resistenza [J/Y _x]	4,31E+07	mm ³	
f _{ctm}	3,21		
σ : f _{ctm} /1,2	2,67	N/mm ²	
M _{fess} = (σ_s + N/A)*W	110,4	kNm	
M_{fess} > M : OK			

Il Momento di prima fessurazione risulta maggiore del Momento sollecitante.

6.4.2.2 SLU

FIG. 6.4-4 N1-1 (Nx)

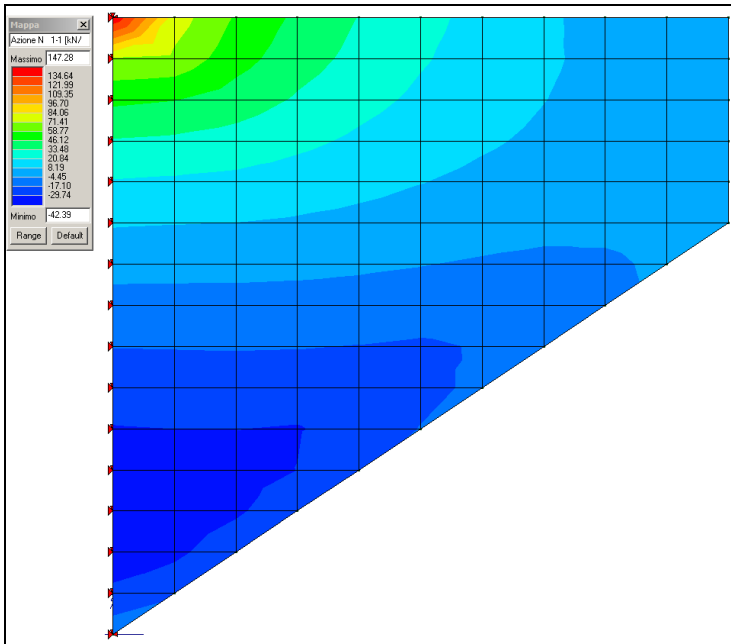


FIG. 6.4-5 M1-1 (My)

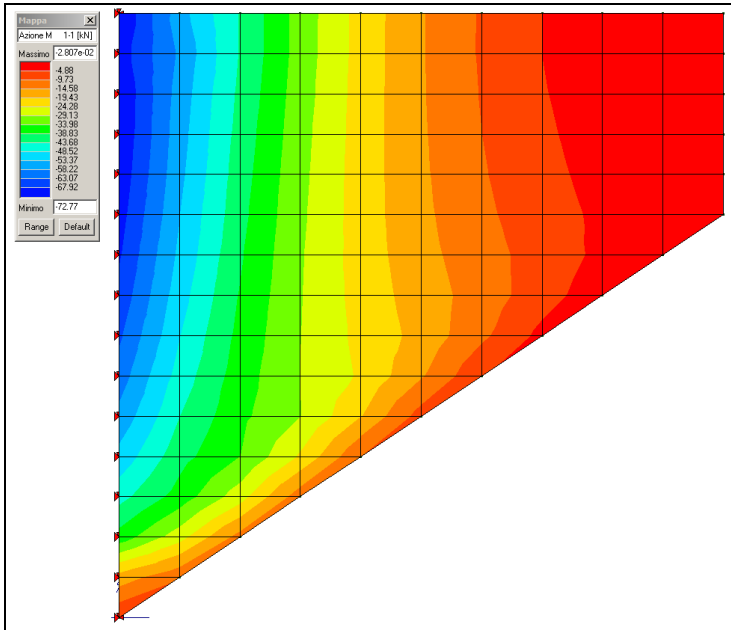


FIG. 6.4-6 V1-3

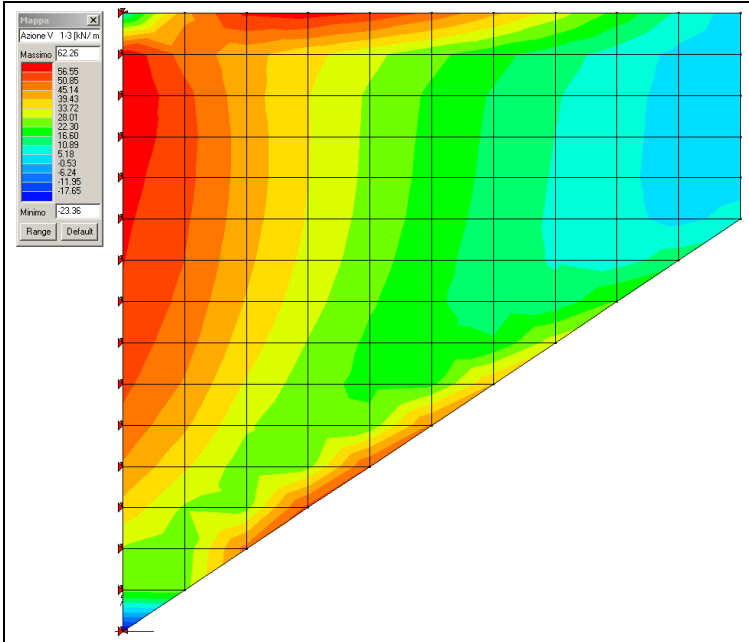
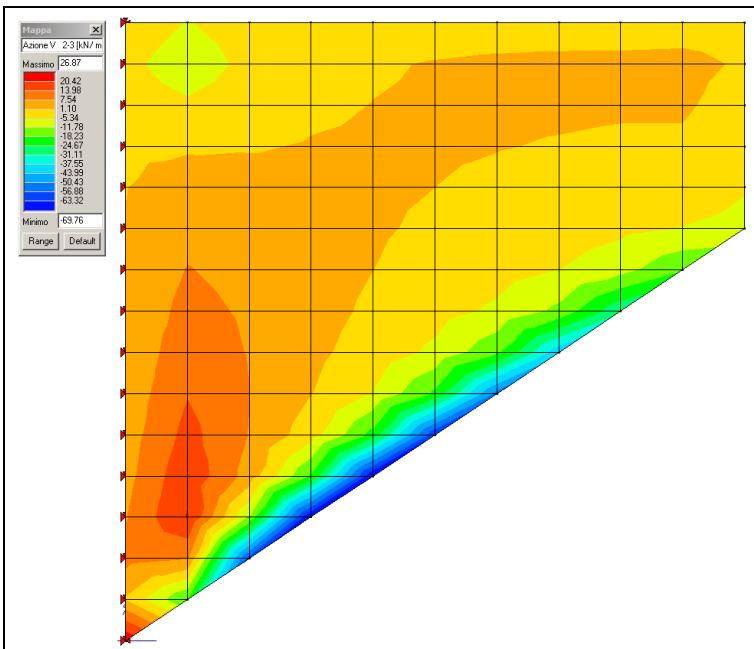


FIG. 6.4-7 V2-3



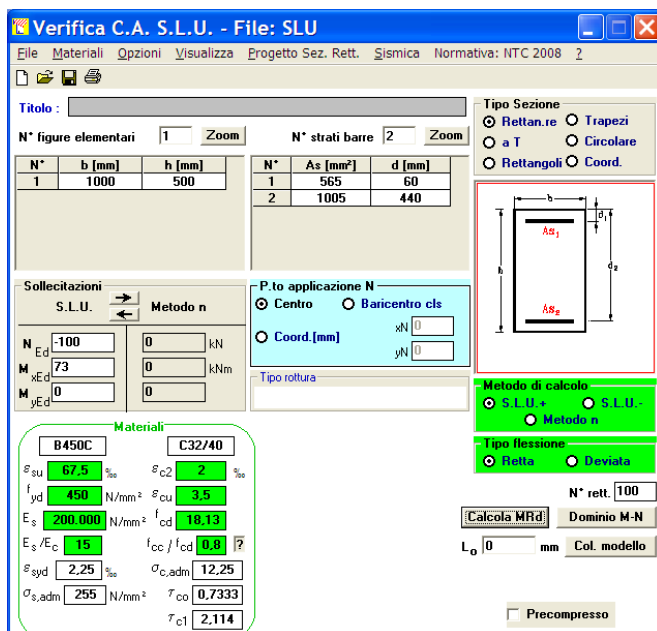
Verifica a Tensoflessione

La massima sollecitazione flettente ad asse momento verticale risulta pari a 73 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:

$$N_{med} = (148+42)/2 = 100 \text{ kN/m}$$

Fig. 6.4-8



L'armatura ipotizzata nella verifica SLE viene confermata.

Verifica a Taglio

La massima sollecitazione tagliante vale: 70 kN/m

TAB. 6.4-2

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - V_{Sd}	70	kN	
base <i>b_w</i>	1000	mm	
altezza <i>h</i>	500	mm	
n° barre armatura tesa	5		
φ diametro medio armatura tesa	16	mm	
<i>A_{sl}</i> (tesa)	1005	mm ²	
ricoprimento <i>r</i>	60	mm	
<i>c_t</i> (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	68	mm	
altezza utile <i>d</i>	432	mm	
<i>ρ_l</i>	0,00233		
<i>N_{sd}</i> (positiva se di compressione)	0	kN	
<i>A_c</i>	500000	mm ²	
<i>σ_{cp}</i>	0,000	MPa	
<i>f_{ck}</i>	35	MPa	
<i>γ</i>	1,50		
ingranamento inerti = <i>k</i>	1,680		
<i>V_{Rd}</i>	175,3	kN	
<i>v_{min}</i>	0,45	kN	
	194,9	kN	
VRd	195	kN	[eq 4.1.14]
	OK		

Non risulta necessaria armatura specifica a Taglio.

6.5. PARETI DI RISVOLTO

Analogamente a quanto sviluppato per l'Orecchia anche la Parete di risvolto (spessore 0.60 m) viene trattata in base alla massima accelerazione di progetto valida per l'insieme delle opere.

$$a_g = 0.376 ; k_v = 0.188$$

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

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

L'analisi che segue ha validità generale per le Pareti di tutti gli interventi su spalle passanti a 2 file di pali.

La Parete può essere riguardata come lastra rettangolare di dimensioni 2.20 m (L) x 4.30 m (Hmax) incastrata alla base (pulvino) e lungo un lato verticale (paraghiaia). L'orecchia è posta sul lato verticale opposto.

6.5.1. Azioni

6.5.1.1 SLU

Tralasciando per il momento le azioni trasmesse alla parete dall'orecchia, nella Fase Statica la Parete è soggetta alle seguenti azioni orizzontali:

- pressione uniforme 'p1', dovuta al sovraccarico agente sul terrapieno:

$$p_1 = 1.50*0.38*25.0 = 1.50*9.5 = 14.3 \text{ kN/m}^2$$

- regime di pressioni linearmente variabili 'q1', dovute alla spinta delle terre, il cui valore massimo (in basso) vale:

$$q_{1(4.3)} = 1.35*0.38*19.5*4.3 = 1.35*7.4 = 43.0 \text{ kN/m}^2$$

Nella Fase Sismica la parete è soggetta alle seguenti azioni orizzontali:

- pressione uniforme 'p2', dovuta all'inerzia della parete:

$$p_2 = 0.376*25*0.5 = 4.7 \text{ kN/m}^2$$

- regime di pressioni linearmente variabili 'q2', dovute alla spinta di Mononobe, il cui valore massimo (in basso) vale:

$$q_{2(4.3)} = 0.53*19.5*4.3 = 44.4 \text{ kN/m}^2$$

- regime di pressioni linearmente variabili 'q3', dovute all'inerzia del terreno incastolato, il cui valore massimo (in alto) vale:

$$q_{3(0.0)} = 0.376*19.5*4.3/(\tan 38^\circ) = 40.3 \text{ kN/m}^2$$

Il valore di cui sopra è determinando assumendo una 'profondità' trasversale della massa di terreno pari a quella del cuneo di spinta.

Prendendo ora in esame le azioni trasmesse dall'Orecchia, nel paragrafo precedente si è ottenuto che l'azione orizzontale totale agente sull'Orecchia – e quindi trasmessa alla Parete - è pari a:

Fase Statica

- $V1_{sta} = 14.3 * ((1.0+3.0) * 3.0 / 2) = 85.8 \text{ kN}$
- $V2_{sta} = \int_{0.0}^{3.0} [(1.35 * 0.38 * 19.5) + (1.35 * 0.38 * 19.5 * \text{tg}(33.69^\circ) * y)] * dy =$
 $= \int_{0.0}^{3.0} [10.0 + 6.67 * y] * dy = [10 * y + 6.67 * y^2 / 2]_{0.0}^{3.0} = 60 \text{ kN}$

Fase Sismica

- $V3_{sis} = 4.7 * ((1.0+3.0) * 3.0 / 2) = 27.0 \text{ kN}$
- $V2_{sta} = \int_{0.0}^{3.0} [(0.53 * 19.5) + (0.53 * 19.5 * \text{tg}(33.69^\circ) * y)] * dy =$
 $= \int_{0.0}^{3.0} [10.3 + 6.89 * y] * dy = [10.3 * y + 6.89 * y^2 / 2]_{0.0}^{3.0} = 61.9 \text{ kN}$

Al fine di effettuare un confronto tra le due Fasi, si analizza una mensola di altezza (4.3m) e sviluppo (2.2m) pari a quelle della Parete.

- Fase Statica

$$T = [(14.3 * 4.3 + 43.0 * 4.3 / 2)] + [85.8 + 60.0] / 2.2 = 220 \text{ kN/m}$$

$$M = [(14.3 * 4.3^2 / 2 + 43.0 * 4.3^2 / 6)] + [(85.8 + 60.0) * (4.3 - 1.11)] / 2.2 = 436 \text{ kNm/m}^{(1)}$$

(1) con valutazione approssimata le azioni derivanti dall'orecchia sono state applicate nel baricentro della stessa.

- Fase Sismica

$$T = [(4.7 * 4.3 + 44.4 * 4.3 / 2) + 40.3 * 4.3 / 2] + [27.0 + 61.9] / 2.2 = 222 \text{ kN/m}$$

$$M = [(4.7 * 4.3^2 / 2 + 44.4 * 4.3^2 / 6 + 40.3 * 4.3^2 * 2 / 3)] + [(27.0 + 61.9) * (4.3 - 1.11)] / 2.2 = 805 \text{ kNm/m}$$

In definitiva la Fase sismica è nettamente peggiorativa e sarà l'unica ad essere presa in conto

6.5.1.2 SLE

Dal paragrafo precedente si ha:

$$p = 9.5 \text{ kN/m}^2 ; \quad q_{(4.3)} = 31.8 \text{ kN/m}^2$$

6.5.2. Sollecitazioni e Verifiche

Nella modellazione viene inserita anche l'orecchia, poiché mentre per la Parete la fase peggiorativa è quella Sismica, per l'Orecchia stessa è quella Statica (vedi paragrafo precedente). I risultati della modellazione attuale concernenti l'Orecchia non verranno presi in conto.

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

Il pedice della sollecitazione flettente indica l'asse momento.

Gli elementi hanno dimensioni lievemente diverse l'uno dall'altro, ma, ai fini dell'integrazione dei risultati su un metro lineare, possono essere assunti quadrati ($\approx 0.40 \times 0.40 \text{ m}$).

6.5.2.1 SLE

Fig. 6.5-1 N1-1 (Nx)

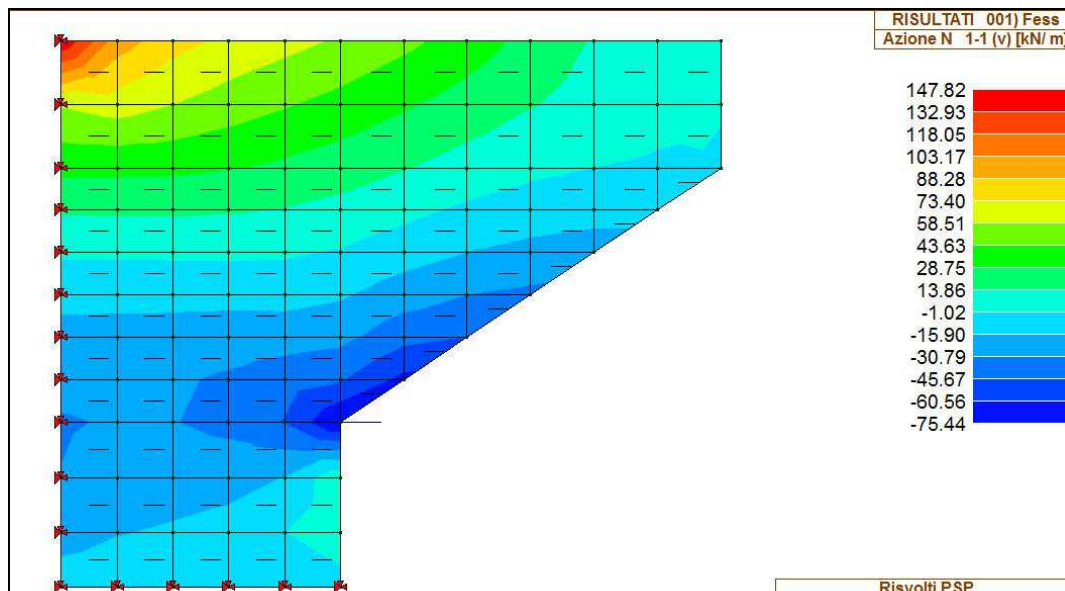


Fig. 6.5-2 M1-1 (My)

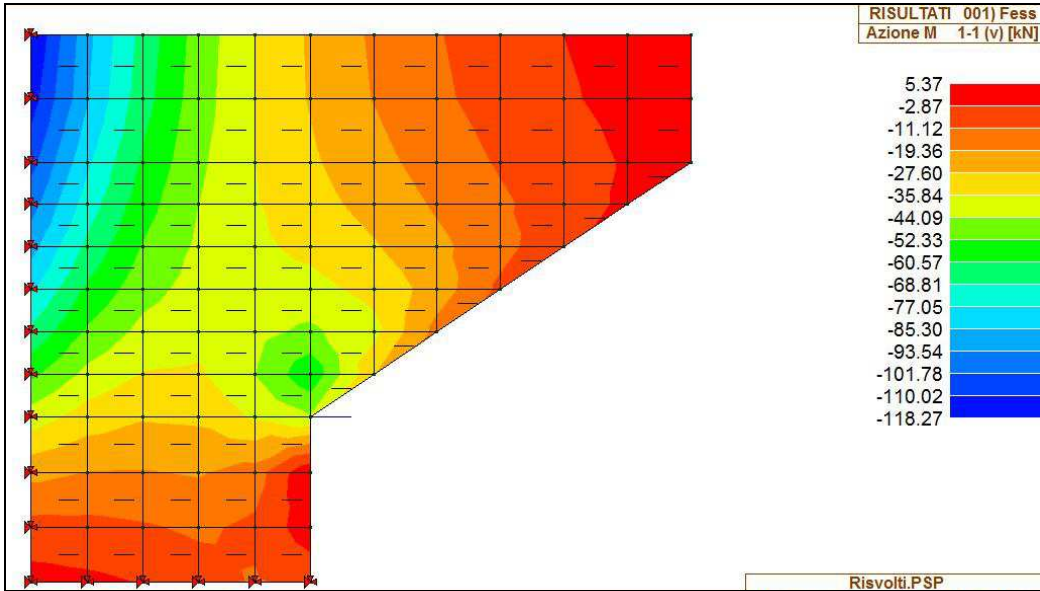
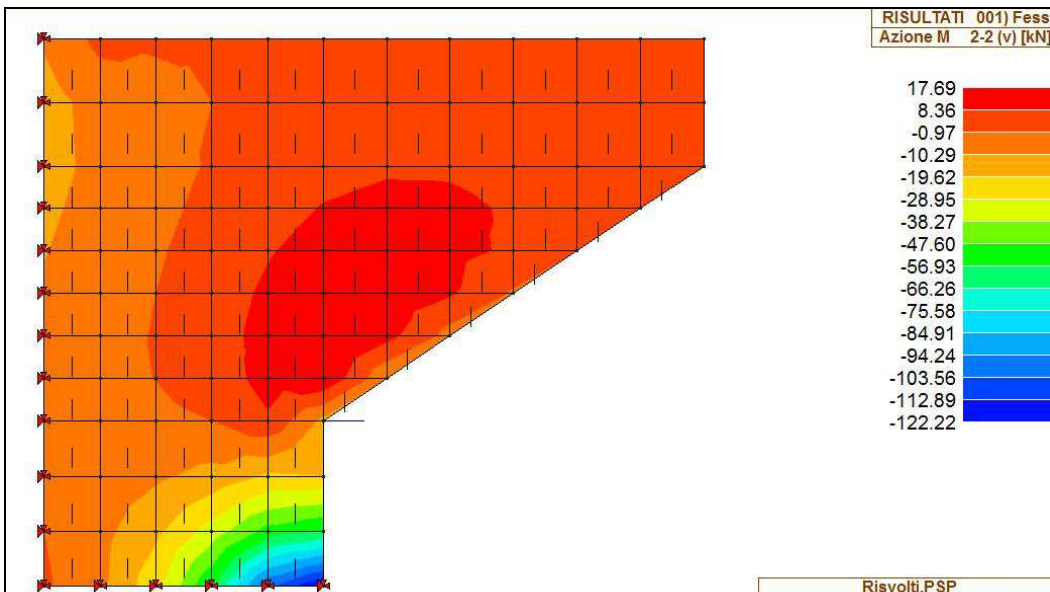


Fig. 6.5-3 M2-2 (Mx)



La massima sollecitazione flettente ad asse momento orizzontale (spigolo in basso a destra della fig. 6.3-24), integrata su un metro lineare, porta ad un valore pari a $\approx (122+85)/2 = 103$ kNm/m.

La massima sollecitazione flettente ad asse momento verticale (spigolo in alto a sinistra della fig. 6.3-23) è pari a 118 kNm/m. Essa è associata ad un valore di trazione dello sforzo normale pari a $(148+46)/2 = 97$ kN/m

Armatura orizzontale

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

TAB. 6.5-1

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}	32	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	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]	78	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	118,0	kNm	
N : Sforzo normale	-97,0	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)	33.346	N/mm ²	
$\alpha = E_s/E_{cm}$	6,30		rapporto moduli elastici
Verifica a pressoflessione			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	64	mm	
σ_c : Tensione calcestruzzo	6,32	N/mm ²	
σ_s : Tensione acciaio teso	287,06	N/mm ²	
σ_s' : Tensione acciaio compresso	-9,06	N/mm ²	
Elementi di calcolo sezione soggetta a (N,M)			
u = M/N - h/2	-1516	mm	NO!
d = h-c+u	-994	mm	
d' = c'+u	-1438	mm	
p = u ² *2*n*(A' _s *d'+A _s *d)/b	2,33E+06	mm ³	
q = u ³ *3*n*(A' _s *d' ² +A _s *d ²)/b	-3,55E+09	mm ³	
O = (-p) ³ +q ²	2,18E+02	mm ⁶	
z	-1453	mm	
y = z - u	0,00000	mm	
S _n = b*y ² /2 + n*A' _s *(y-c')-n*A _s *(h-c-y)	64	mm ³	
Verifica allo stato limite di formazione delle fessure			
Momento di formazione delle fessure "M_{ford}"			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+ α *(A _s +A _{s'})]	612.662	mm ²	
S : momento statico	1,84E+08	mm ³	
Y _c : baricentro [S/A]	300	mm	
J : momento d'inerzia	1,86E+10	mm ⁴	
W : modulo resistenza [J/Y _c]	6,21E+07	mm ³	
f _{ctm}	3,02		
σ_c : f _{ctm} /1,2	2,52	N/mm ²	
M _{ford} = (σ_c + N/A)*W	146,6	kNm	
M _{fess} > M : OK			

Il Momento di prima fessurazione risulta maggiore del Momento sollecitante.

Armatura verticale

Il momento è inferiore al precedente e lo sforzo normale è ora di compressione: si adotta la medesima armatura ($\varnothing 16/200$ controterra/esterno).

6.5.2.2 SLU

Fig. 6.5-4 N1-1 (Nx)

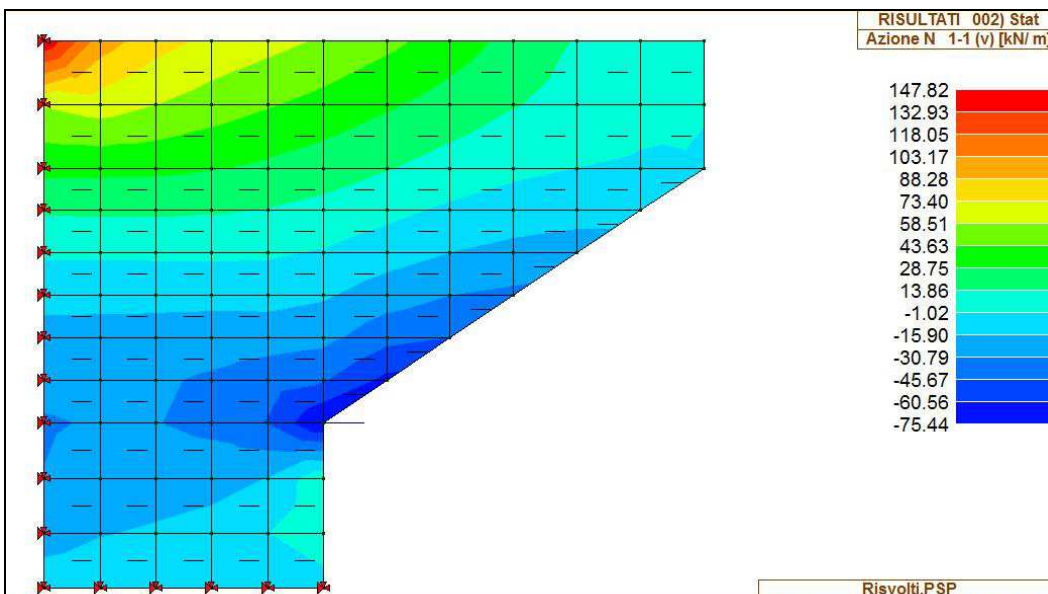


Fig. 6.5-5 M1-1 (My)

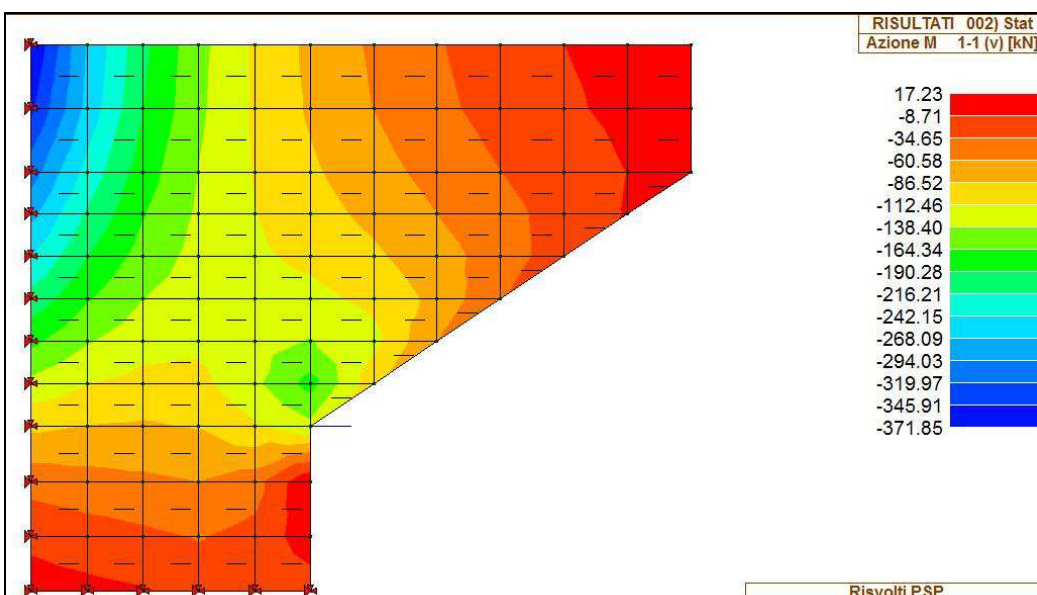


Fig. 6.5-6 M1-1 (My)

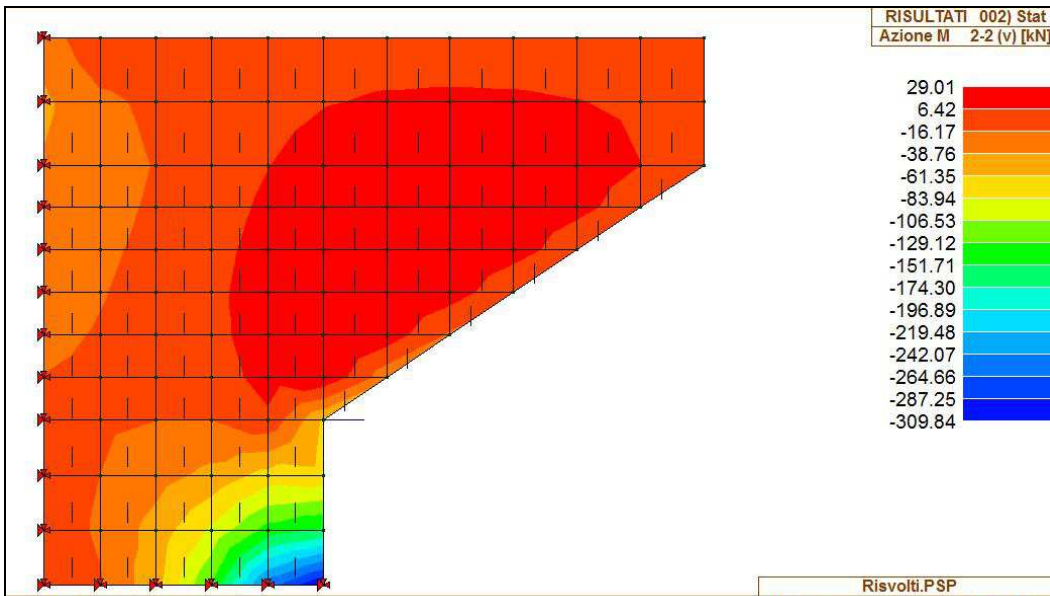


Fig. 6.5-7 V1-3

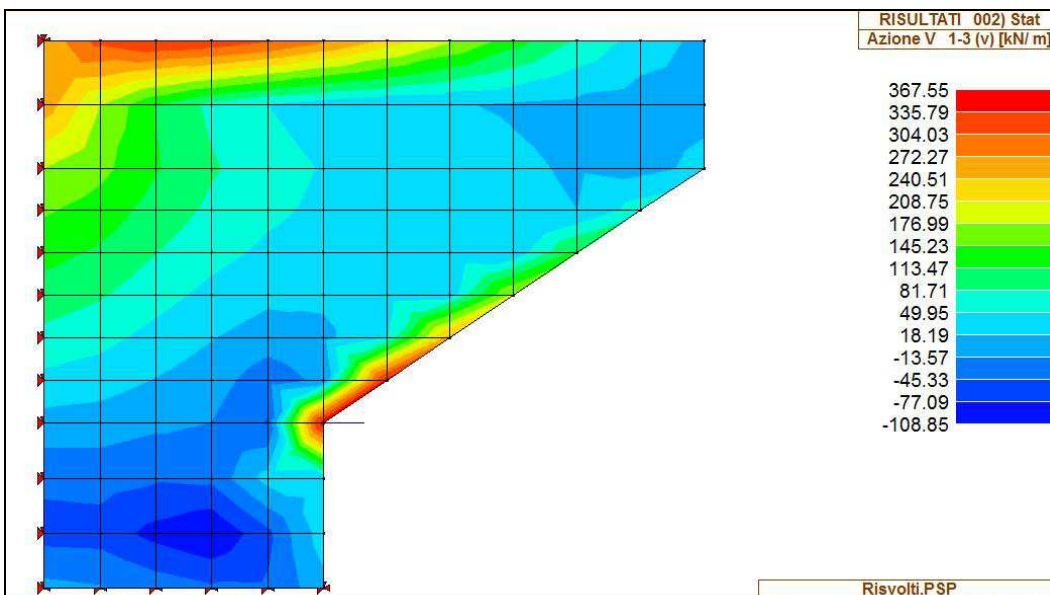
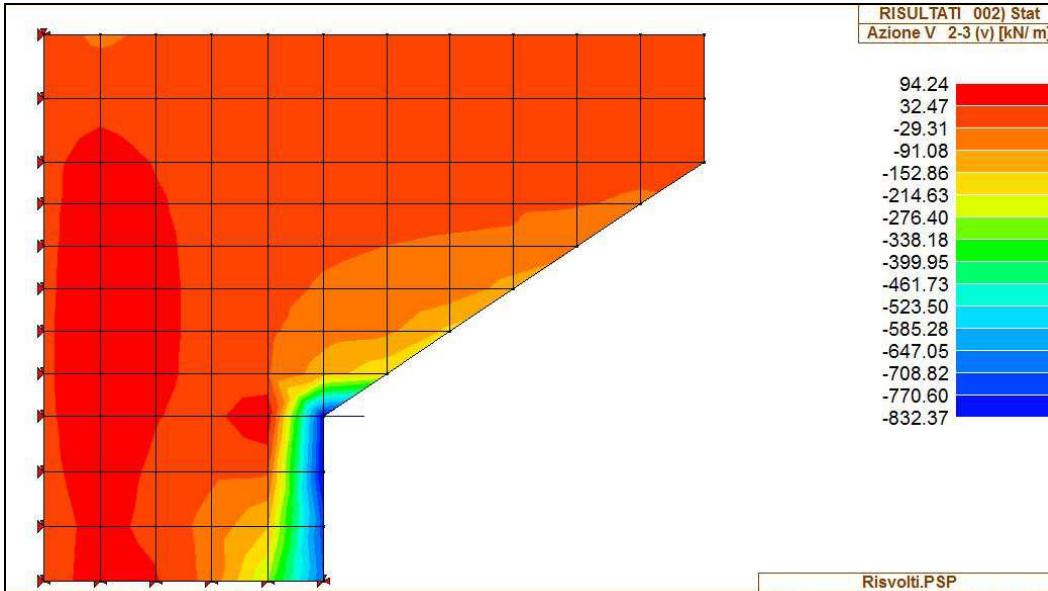


Fig. 6.5-8 V2-3



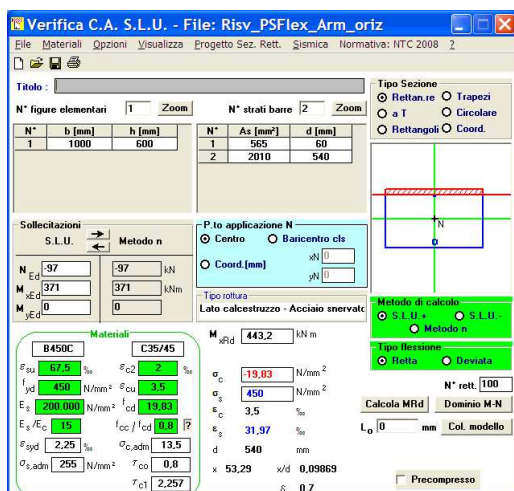
La massima sollecitazione flettente ad asse momento orizzontale, integrata su un metro lineare, porta ad un valore pari a $\approx (310+106)/2 = 208$ kNm/m.

La massima sollecitazione flettente ad asse momento verticale è pari a 371 kNm/m. Essa è associata ad un valore di trazione dello sforzo normale pari a $(148+44)/2 = 97$ kN/m

Armatura orizzontale

L'armatura precedentemente ipotizzata (SLE) non risulta sufficiente: si adottano $\varnothing 16/100$ controterra

Fig. 6.5-9



Armatura verticale

Fig. 6.5-10

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key parameters include:

- Materiali:** B450C (steel), C35/45 (concrete).
- Sezione:** Rectangular, with width $b = 1000$ mm and height $h = 600$ mm.
- Barre:** 2 bars, diameter $d = 540$ mm.
- Sollecitazioni:** Normal force $N = 0$ kN, bending moment $M = 208$ kNm.
- Material Properties:** $f_{yk} = 450$ N/mm², $f_{td} = 19.83$ N/mm², $f_{ctd} = 0.8$.
- Calculation Method:** S.L.U. (Service Limit State).

Prudenzialmente si è trascurato l'effetto benefico dello sforzo normale.

L'armatura ipotizzata nella verifica SLE viene confermata ($\varnothing 16/200$ controterra).

Verifica a Taglio

Preventivamente si determina la sollecitazione per la quale non è necessaria armatura specifica, assumendo un valore nullo dello sforzo normale:

TAB. 6.5-2

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - Vsd			
base bw	1000	mm	
altezza h	600	mm	
n° barre armatura tesa	5		
ϕ diametro medio armatura tesa	16	mm	
Asl (tesa)	1005	mm ²	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	68	mm	
altezza utile d	532	mm	
pl	0,00189		
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	1,613		
VRd	187,6	kN	
vmin	0,41	kN	
	215,8	kN	
VRd	216	kN	[eq 4.1.14]
	ok		

Il valore (187 kN/m) viene superato nel primo metro sul lato verticale (a partire dall'alto) e nel primo metro sul lato orizzontale (a partire da destra).

a) primo metro sul lato verticale (escludendo i valori di picco in superficie)

$$V_{med} = 240 \text{ kN/m}$$

TAB. 6.5-3

Verifica a taglio di sezione rettangolare allo SLU - (armature a taglio verticali)			
azione tagliante sollecitante - VSd	272	kN	
base sezione - b_w	1000	mm	
altezza totale sezione - h	600	mm	
c_t (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	50	mm	
altezza utile sezione - d	550	mm	
z braccio della coppia interna = 0.9d o 0.8h	495		
f_{ck}	32	MPa	
$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5$	18,13	MPa	
f_{ywd}	391,3	MPa	
v utilizzato = 0.5	0,50		
$\cot \theta$	1,000		1,0 < $\cot \theta$ < 2,5 [4.1.16]
θ (°)	45,00		
numero bracci staffe - n	5		
staffe \varnothing	12	mm	
Area staffa singola - A_{st}	113,1	mm ²	
passo staffe - s	200	mm	
A_{st} / s	2,83	mm ² /mm	
taglio che provoca la rottura nel puntone di calcestruzzo - VRcd	2244,0	kN	[eq 4.1.19]
taglio che provoca lo snervamento dell'armatura specifica - VRsd	547,7	kN	[eq 4.1.18]
sezione verificata			
condizione da soddisfare: $A_{sw} \cdot f_{ywd} / (b_w \cdot s) \leq 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$	0,22	≤	4,53
condizione soddisfatta			

Si dispongono spilli $\varnothing 12/200 \times 200$ su una superficie di 1.5x1.5 m.

b) primo metro sul lato orizzontale

$$V_{med} = (832+214)/2 = 523 \text{ kN/m} < V_{Rsd} = 547 \text{ kN/m}$$

Si dispongono spilli $\varnothing 12/200 \times 200$ su una lunghezza di 1.5 m e per tutta l'altezza del lato verticale sino all'attacco con l'orecchia.

6.6. 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.

6.6.1. 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

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

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

6.6.2. Sollecitazioni – SLU: Fase Statica

- Azioni verticali

Peso proprio : 64.3 kN/m

Azione $Q_{1k} = 300$ kN (n² 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:

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

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

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

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

6.6.3. Sollecitazioni – SLE

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

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

6.6.4. Verifiche SLE: Fessurazione

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

TAB. 6.6-1

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 *2*n*(A'_s*d'+A_s*d)/b	7,03E+06	mm ²	
q = u ³ *3*n*(A'_s*d'+A_s*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	
$S_n = b*y^2/2 + n*A'_s*(y-c')-n*A_s*(h-c-y)$	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*h+ $\alpha*(A_s+A'_s)$]	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/Y _o]	6,51E+07	mm ³	
f _{ctm}	3,21		
$\sigma_c = f_{ctm}/1,2$	2,67	N/mm ²	
M _{f,crd} = ($\sigma_c + N/A$)*W	183,8	kNm	
M_{f,crd} < M : occorre procedere a verifica di apertura fessure			

Verifica allo stato limite di apertura delle fessure	valore	unità	Note / Limitazioni
Elementi preparatori			
A_{cs} : Area "effettiva" cls = $\text{Min}[b*(2,5*(h-d)); b*(h-y)/3 ; b*h/2]$	156.468	mm ²	
ρ : 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_i"			
$w_i = s_{rm}*\epsilon_{sm}$	0,197	mm	< $w_{amm}=0,2$

La verifica risulta soddisfatta.

6.6.5. 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. 6.6-2

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.

6.6.6. Verifiche SLU: Pressoflessione

FIG. 6.6-1 FASE SISMICA

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

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

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 0 kN
M_{xEd} 461,3 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 724,6 kNm

Materiali
 B450C C32/40
 σ_{su} 67,5 % σ_{c2} 2 %
 f_{yd} 450 N/mm² σ_{cu} 3,5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 $\sigma_{s,adm}$ 2,25 % $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

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

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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. 6.6-2 FASE STATICA

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

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

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 0 kN
M_{xEd} 386 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 738,6 kNm

Materiali
 B450C C32/40
 σ_{su} 67,5 % σ_{c2} 2 %
 f_{yd} 450 N/mm² σ_{cu} 3,5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 $\sigma_{s,adm}$ 2,25 % $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

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

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

6.7. PULVINO

Il pulvino può riguardarsi come un elemento monodimensionale di lunghezza 10.7 m, avente sezione di larghezza 5.60 m e altezza minima 2.0 m.

Esso è appoggiato su vincoli fissi (pali) posti a interasse 2.9 m, mentre i due vincoli estremi trovano a 1.0 m dalle estremità del pulvino.

Le azioni esterne sono rappresentate :

- longitudinalmente dalle azioni verticali trasmesse dagli appoggi, posti a interasse 1.80 m al di sotto del singolo impalcato
- trasversalmente dal momento torcente indotto sia dalle azioni orizzontali dovute alla spinta delle terre sia dalle azioni sul piano trasversale (del pulvino) dovute alle azioni orizzontali trasmesse dagli appoggi

6.7.1. Armatura longitudinale

Si considera, a favore di sicurezza, che l'appoggio generico sia intermedio all'interasse pali ($2.9/2 = 1.95$ m).

Si considera, a favore di sicurezza, che i coefficienti ψ non siano minori dell'unità.

Per semplicità ed a favore di sicurezza si assume un braccio della coppia interna del pulvino pari alla sua altezza decrementata di 200mm (copriferrì).

Si adotta un meccanismo 'tirante/puntone' – lecito considerando che la distanza massima dell'azione verticale dall'asse palo è assai simile all'altezza utile del pulvino. La verifica a fessurazione per corpi tozzi non è normata: si assume una limitazione nella tensione dell'acciaio pari a 160 N/mm^2 .

L'armatura di intradosso è indicata con 'A_{si}':

TAB. 6.7-1

Armatura Longitudinale	N - kN	M trasv - kNm	dist. Appoggi - m	SLU		SLE	
				coeff.	Max Reaz Appoggio	SLE	Max Reaz Appoggio
			3.0				
PP + Permanenti Portati	2'311	0		1.35	3'119	1.00	2'311
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	488	0		1.35	659	0.75	366
Carichi Mobili (Max Mom Long)	468	0		1.35	631	0.75	351
Reazione Max Totale					3'750		2'661
Interasse Pali - m	2.90						
Altezza Pulvino - m	2.00						
T - kN	1'511	SLU					
A _{si} - mm ²	3'863						
σ _{s lim} - N/mm ²	160	SLE					
T - kN	1'072						
A _{si} - mm ²	6'699						

Si arma con 14Ø25 (6874 mm²) disposti all'interno dell'area circolare occupata dal palo (1.2 m) e con Ø20/100 (3768mm²) nella parte restante.

All'estradosso si dispongono ferri Ø20/100.

6.7.2. Armatura trasversale e di parete

Si determina l'armatura trasversale – da palo a palo – operando a favore di sicurezza: si assume lo sforzo normale massimo nel palo e, indipendentemente dal fatto che tale sforzo è già stato assorbito dal tirante longitudinale, si applica nuovamente un meccanismo 'strut&tie' trasversale al 50% dello sforzo nel palo suddetto, assumendo come lunghezza dello sbalzo la distanza tra asse palo e filo paraghiaia (1.8 m).

TAB. 6.7-2

Armatura trasversale		
sbalzo - m	1.8	
N max palo - kN	3'234	SLU
T - kN	1'617	
A _{si} - mm ²	4'136	
N max palo - kN	2'386	SLE
T - kN	1'193	
A _{si} - mm ²	7'457	

Si arma con 16Ø25 (7856 mm²) disposti su ogni coppia di pali e con Ø20/200 nella parte restante.

All'estradosso si dispongono Ø20/200.

Quale armatura di parete si dispongono n⁴+4 Ø20.

6.8. SINTESI ARMATURE

6.8.1. Pali (Ø1200)

- Armatura trasversale
Da quota 0.0 a -4.5 : st Ø16/200; Da quota -4.5 a fine palo: st Ø12/200
- Armatura verticale
Da quota 0.0 a quota -5.0 : n°30 Ø25 (L_{barra} : 6.0 m);
Da quota -4.0 a quota -16.0 : n°20 Ø20 (L_{barra} : 12.0 m)
Da quota -15.0 a fine palo : n°12 Ø20 (L_{barra} : 10.0 m)

6.8.2. Pulvino

- Armatura in direzione longitudinale Y
Estradosso: Ø20/200; Intradosso: n°14 Ø25 sui pali + Ø20/200 fuori dai pali; Parete: n°4+8 Ø20
- Armatura in direzione trasversale X
Intradosso: n°16 Ø25 sui pali ; Intradosso & estradosso fuori dai pali : Ø20/200 ; Staffoni: Ø20/300

6.8.3. Paraghiaia

- Armatura in direzione trasversale Y
Interno: Ø12/200; Esterno: Ø12/200
- Armatura in direzione verticale Z
Interno: Ø16/100; Esterno: Ø16/200

6.8.4. Pareti di Risvolto

- Armatura in direzione longitudinale X
Interno: $\varnothing 16/100$; Esterno: $\varnothing 12/200$
- Armatura in direzione verticale Z
Interno: $\varnothing 16/200$; Esterno: $\varnothing 12/200$
- Spilli $\varnothing 12/200 \times 200$ per $\approx 2.5 \text{ m}^2$ in alto (attacco paraghiaia) e per $\approx 2.5 \text{ m}^2$ in basso (lato di attacco orecchia)

6.8.5. 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

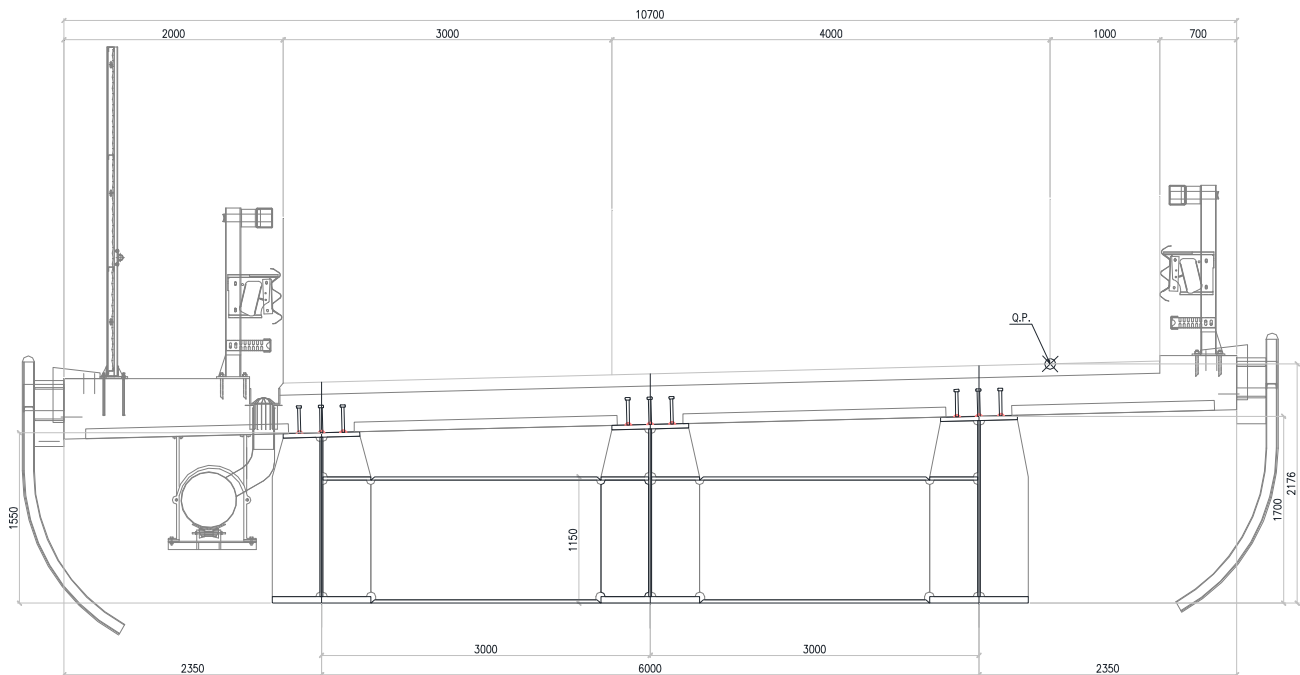
7.1. CRITERI DI CALCOLO

7.1.1. Descrizione

7.1.1.1 Impalcato Metallico

L'impalcato del ponte è costituito da tre travi in semplice appoggio con luce pari a 42m, avente sezione a doppio T composta acciaio-calcestruzzo. Le travi hanno un'altezza costante pari a 1.55 m, con anime verticali ed è connesso superiormente ad una soletta in calcestruzzo collaborante di spessore pari a 0.35m. In corrispondenza degli appoggi ed in campata con un passo di circa 3.00m, sono previsti diaframmi trasversali a parete piena. Una sezione tipica dell'impalcato è riportata nella figura seguente (fig. 5.1-1):

Fig. 7.1-1



7.1.1.2 Vincolamento

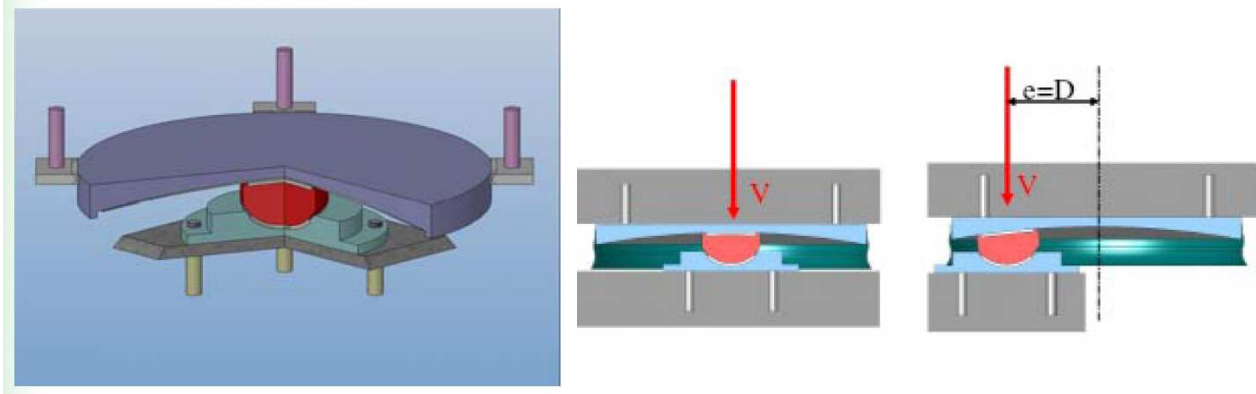
Il sistema di vincolamento dell'impalcato alle sottostrutture è previsto tramite isolatori a pendolo ad attrito (Friction Pendulum Isolators – FPS) che permettono lo spostamento relativo tra la sovrastruttura e la sottostruttura secondo una superficie sferica. Sono inquadrabili secondo la tipologia di “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 $Z = -1.30$ (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 totale uniforme pari a 120.55 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 53.75kN/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:

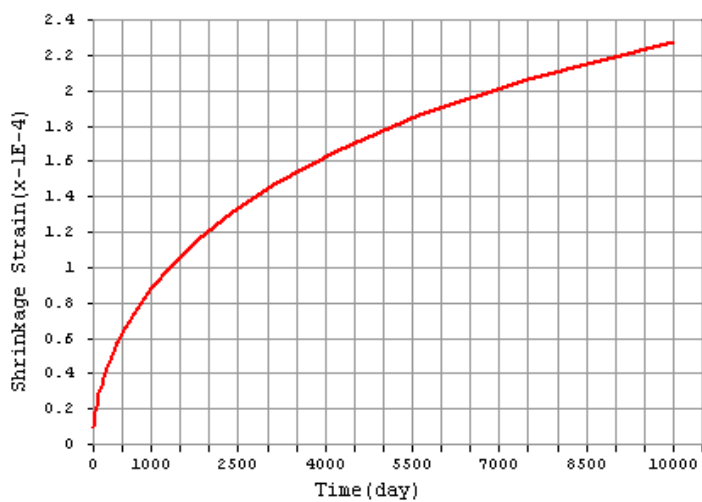
- Umidità relativa aria = 60%;
- $f_{ck} = 28$ MPa
- $\epsilon_{c0} = -0.000424$
- $h_0 = 2 \cdot (10.70 \cdot 0.26) / (10.70) = 0.52$ m;
- $k_h = 0.7$;
- $\epsilon_{cd,\infty} = -0.0002968$ ritiro da essiccamento
- $\epsilon_{ca,\infty} = -0.000045$ ritiro autogeno
- $\epsilon_{cs,\infty} = -0.003418$ 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:

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

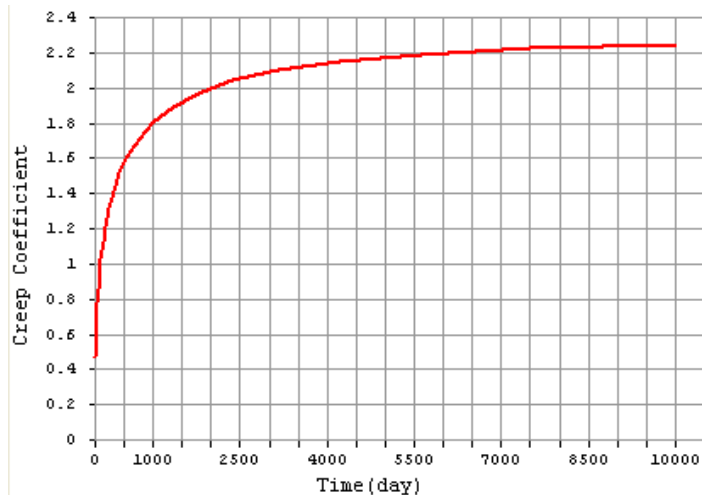
L'azione del ritiro è stata implementata nel modello di calcolo per il tramite di una curva di evoluzione della contrazione nel tempo valutata per un periodo di $t = t^\infty = 10\ 000$ giorni. Tale curva è riportata nella immagine seguente:

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 per quanto attiene alle spalle.

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 due 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:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6(2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L = 474 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN}$$

Tale forza è stata applicata sull'impalcato come carico uniformemente distribuito agente in direzione longitudinale ed intensità pari a 11.29 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. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

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 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. 7.1-5

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

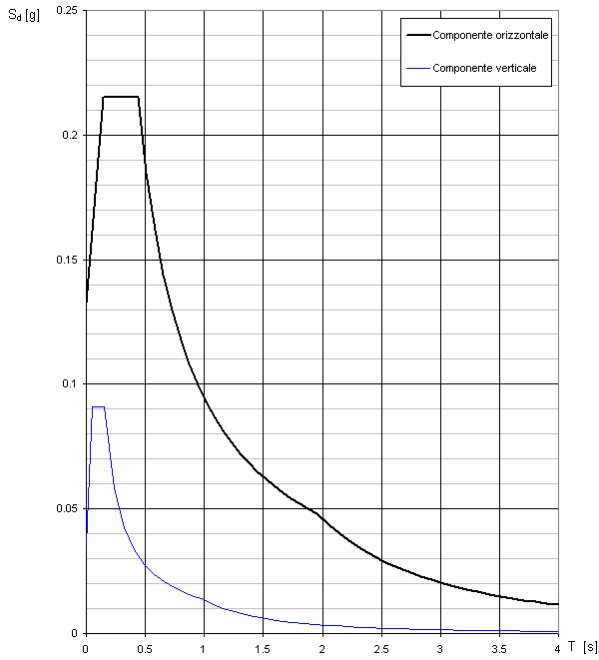


FIG. 7.1-6

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

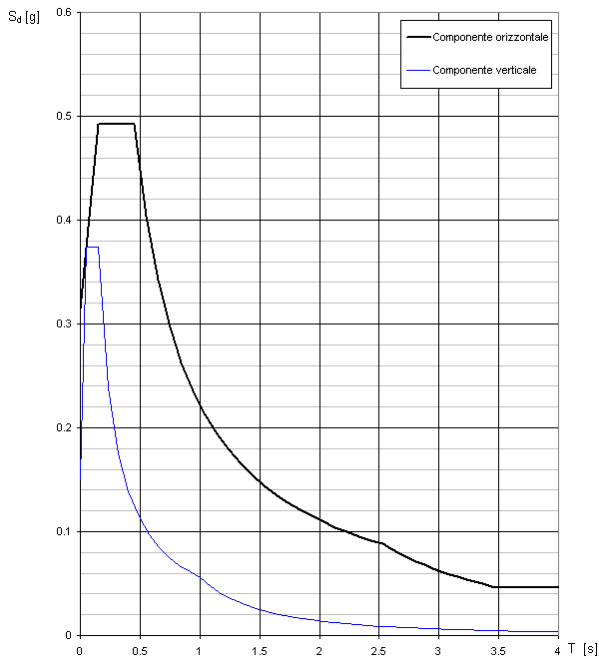
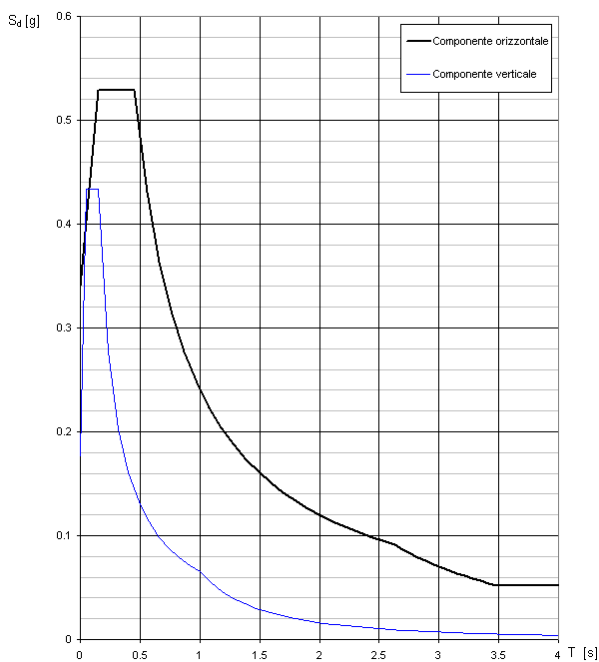


FIG. 7.1-7

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. SP2
ENV_Ced	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

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	358	0	0	388	0	0	358
Getto della Soletta	0	0	1 226	0	0	1 185	0	0	1 226
Applicazione carichi Permanenti (t=t ⁰)	0	0	1 643	0	0	1 478	0	0	1 643
Applicazione carichi Permanenti (t=t [∞])	0	0	1 638	0	0	1 488	0	0	1 638
Variazione Termica (Estate)	20	3	1	20	0	-2	20	-3	1
Variazione Termica (Inverno)	-20	-3	-1	-20	0	2	-20	3	-1
Vento Trasversale (dir. Y+)	0	-91	-58	0	-91	11	0	-91	47
Vento Trasversale (dir. Y-)	0	91	47	0	91	11	0	91	-58
Azione Long. di Frenamento (dir. X+)	-79	0	-4	-79	0	-4	-79	0	-4
Azione Long. di Frenamento (dir. X-)	79	0	4	79	0	4	79	0	4
Carichi Mobili (Max)	13	0	1 260	8	0	1 072	11	0	854
Carichi Mobili (Min)	0	0	-82	0	0	-28	-1	0	-182
ENV SLU(max)	180	139	3 969	173	137	3 472	177	139	3 422
ENV SLU(min)	-90	-139	1 463	-90	-137	1 445	-91	-139	1 333

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)

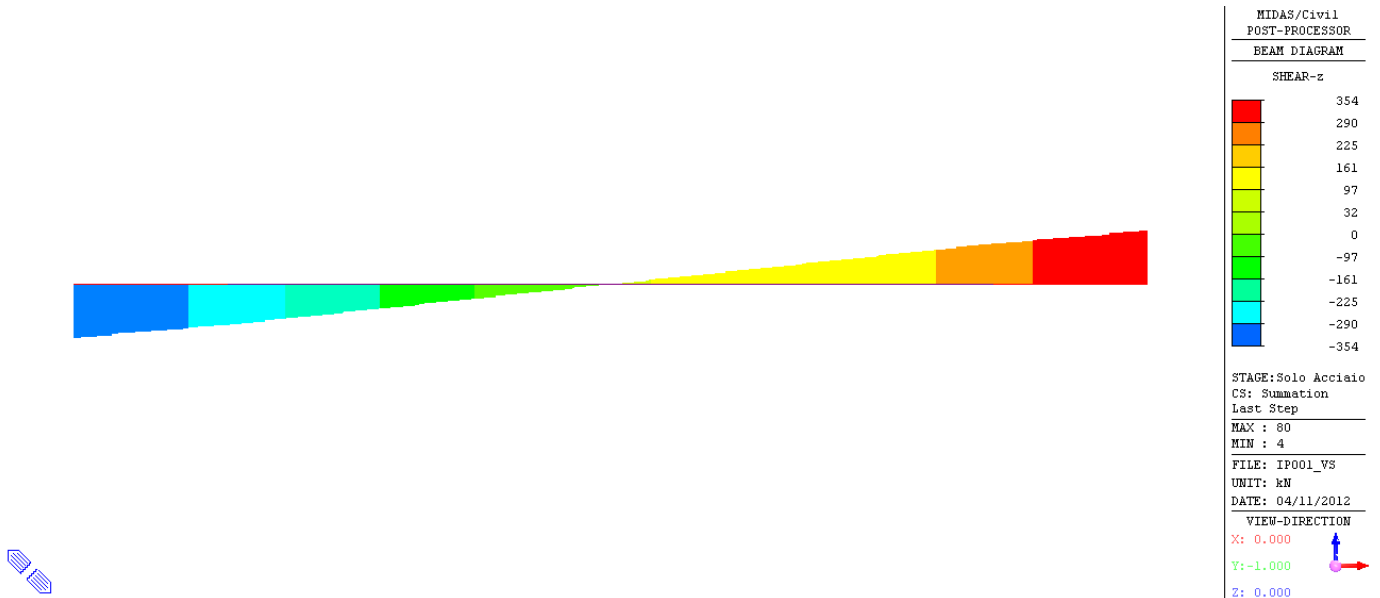


FIG. 7.2-2 FASE 1: STRUTTURA METALLICA – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

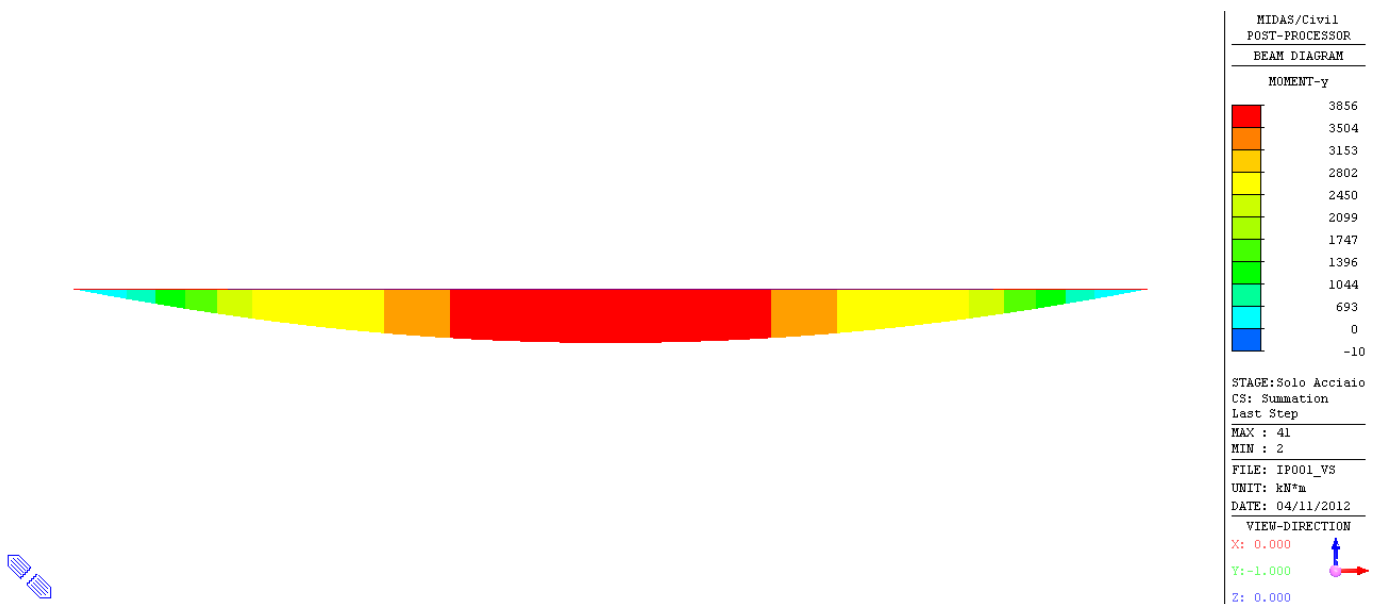


FIG. 7.2-3 FASE 2: GETTO SOLETTA IN CLS – TAGLIO (kN)

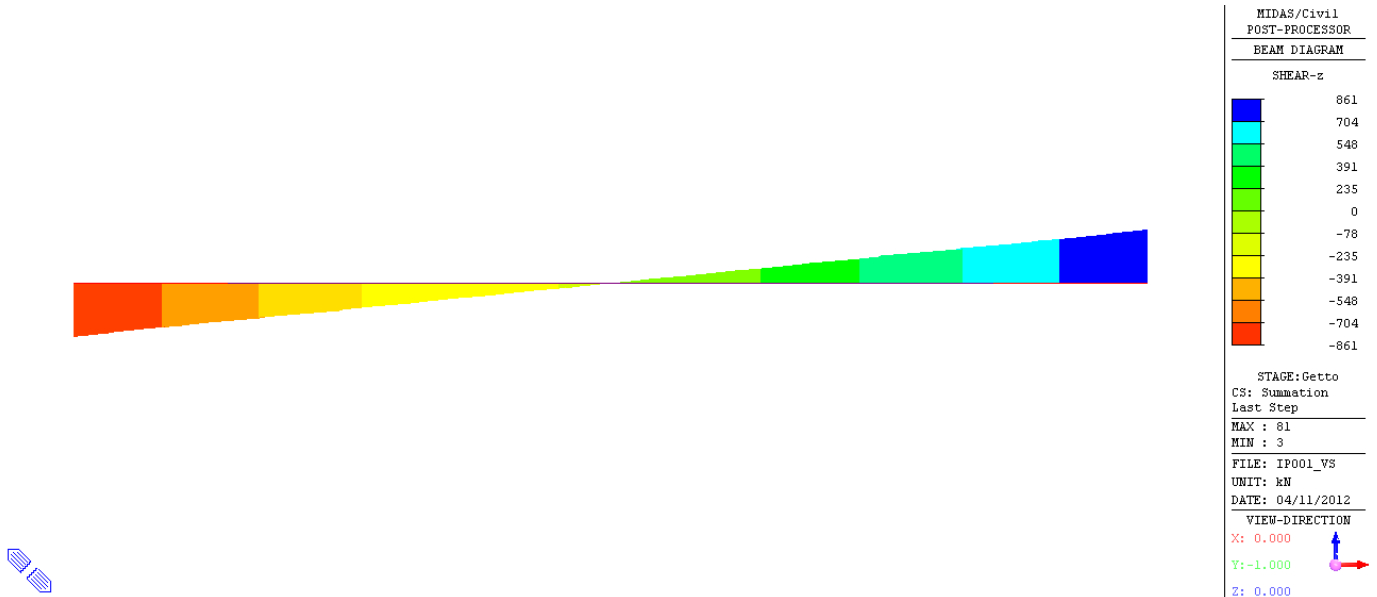


FIG. 7.2-4 FASE 2: GETTO SOLETTA IN CLS – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

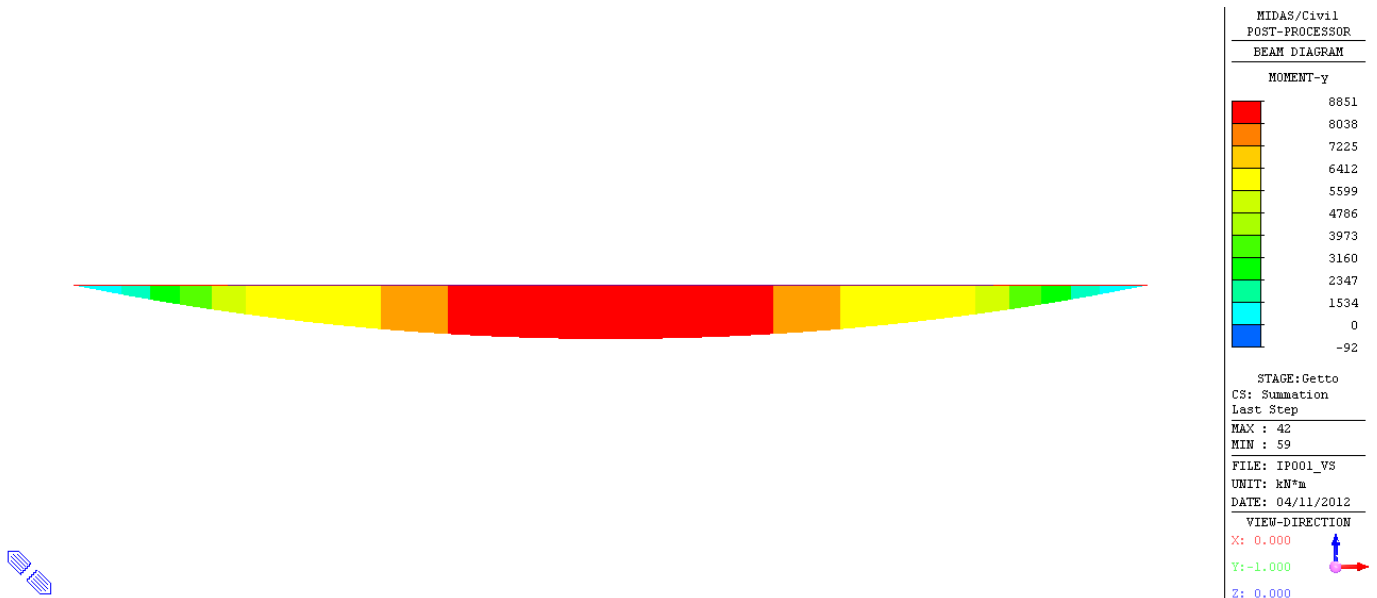


FIG. 7.2-5 FASE 3: APPLICAZIONE DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI – TAGLIO (kN)

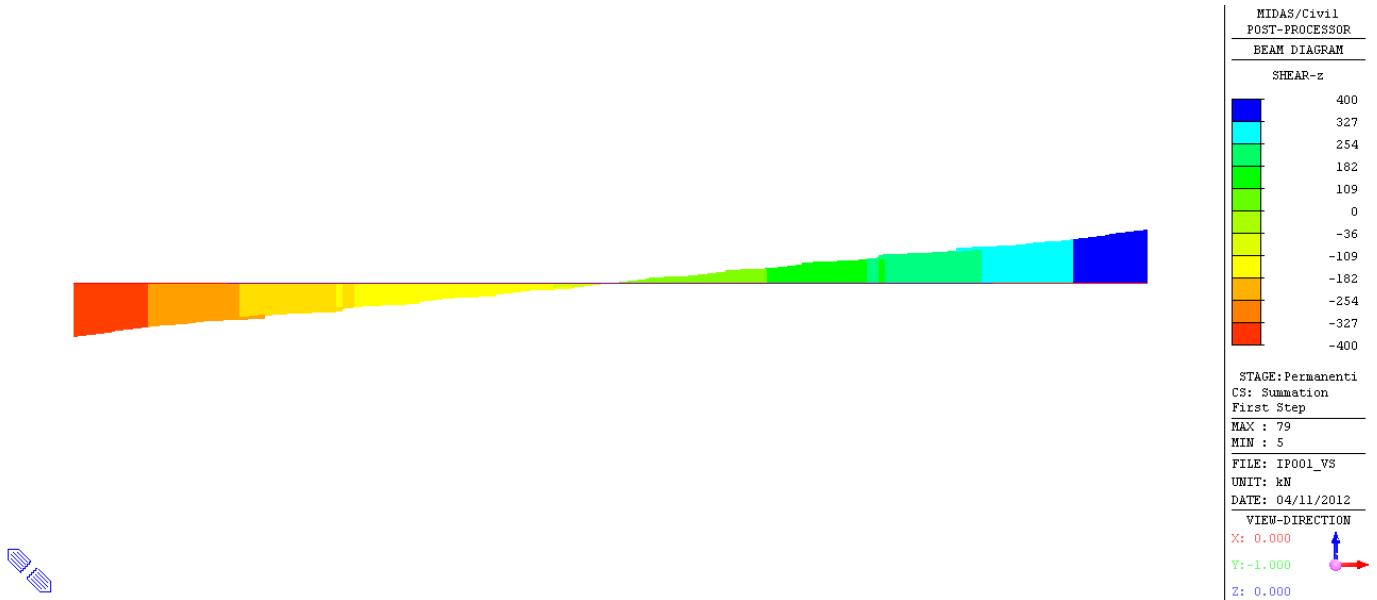


FIG. 7.2-6 FASE 3: APPLICAZIONE DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

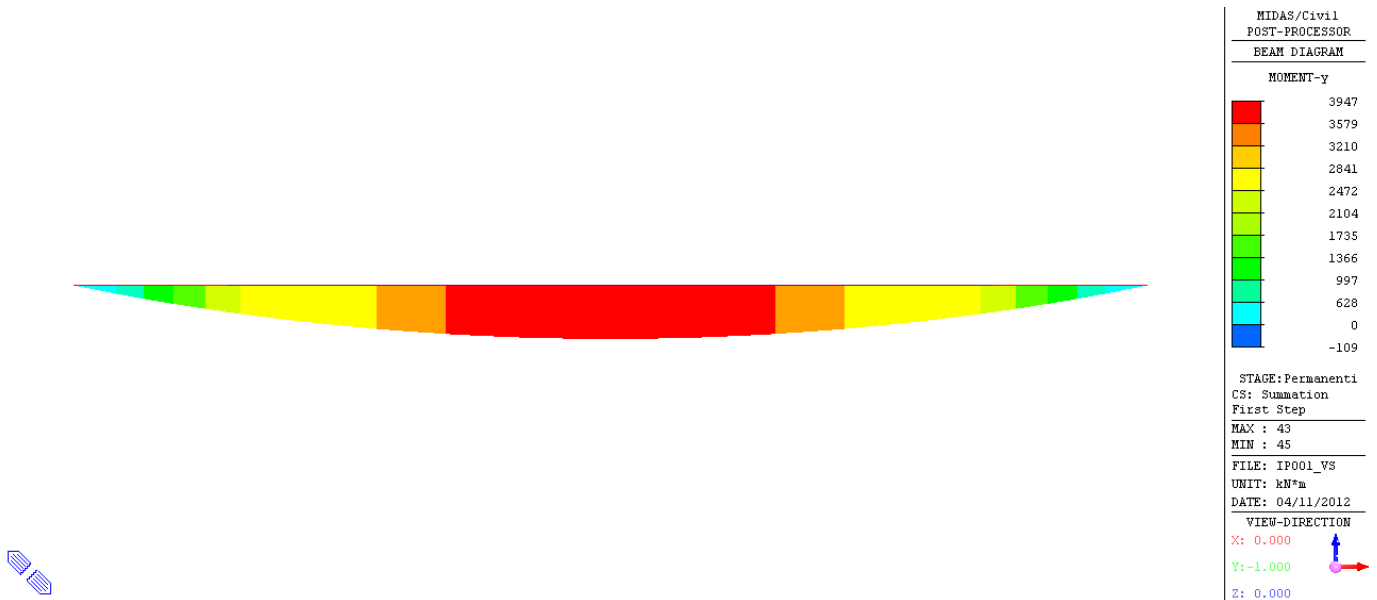


FIG. 7.2-7 AZIONI COMPLESSIVE A T₀ – TAGLIO (kN)

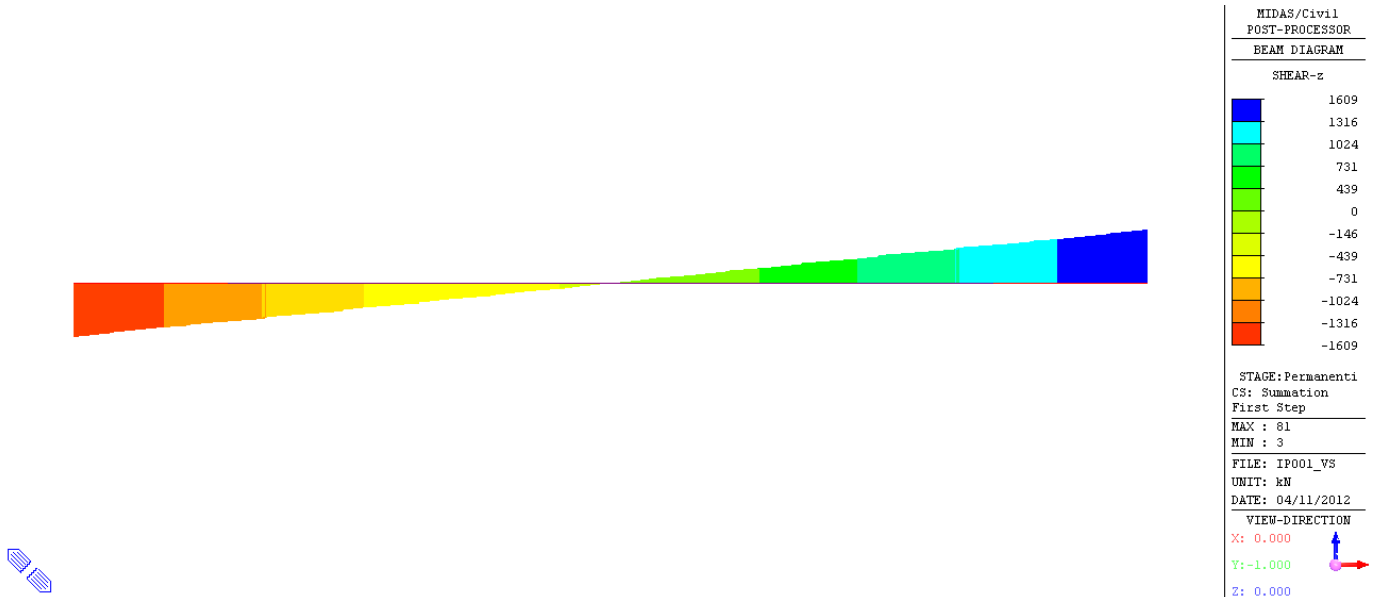


FIG. 7.2-8 AZIONI COMPLESSIVE A T₀ – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

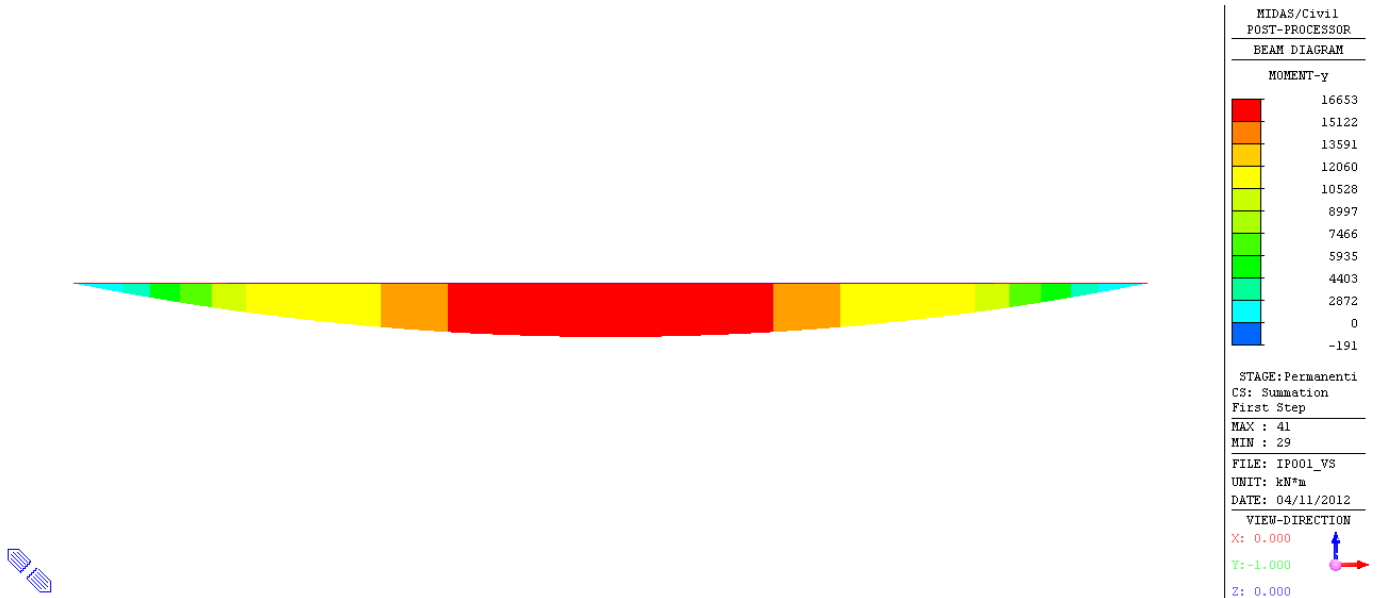


FIG. 7.2-9 AZIONI COMPLESSIVE A T[∞] – TAGLIO (kN)

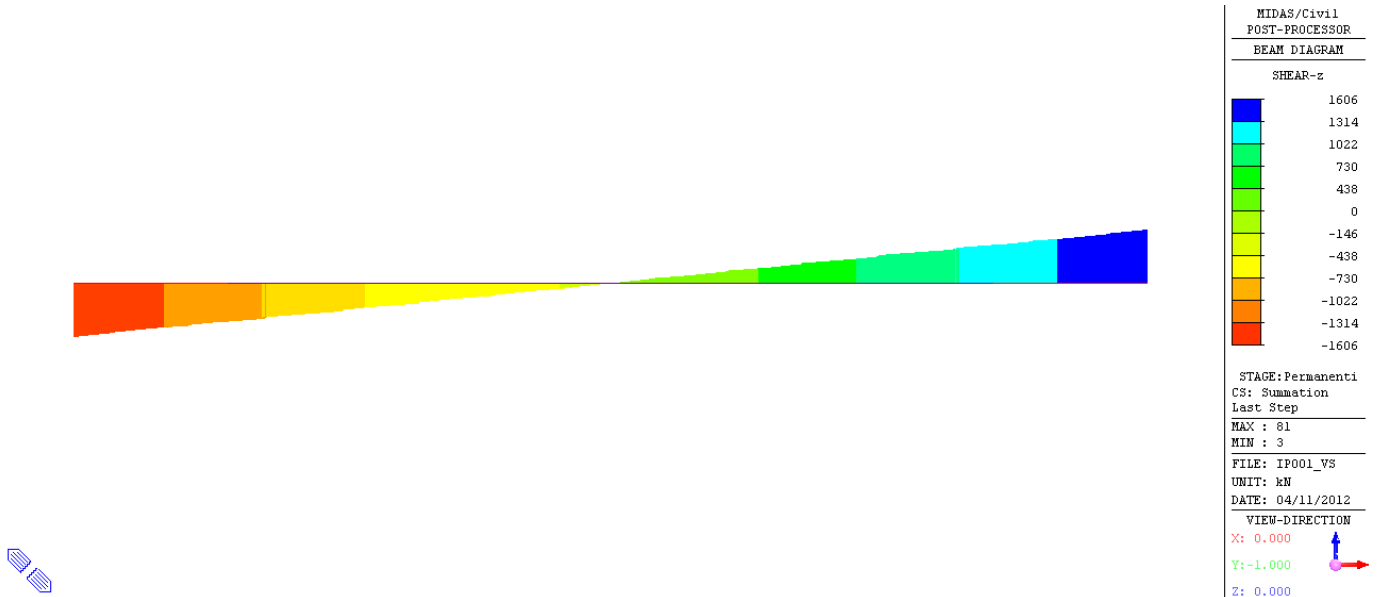


FIG. 7.2-10 AZIONI COMPLESSIVE A T[∞] – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

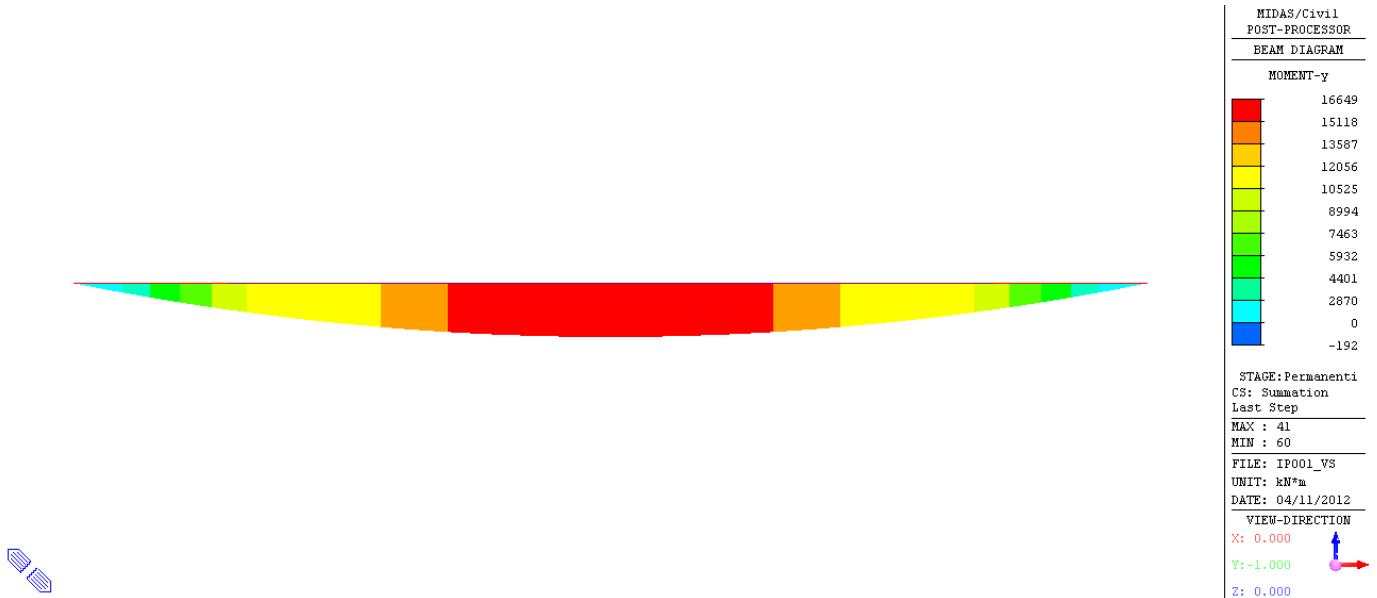


FIG. 7.2-11 AZIONE DELLA TEMPERATURA (TEMP. ESTATE) – MOMENTO FLETTENTE MY (kN)



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



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

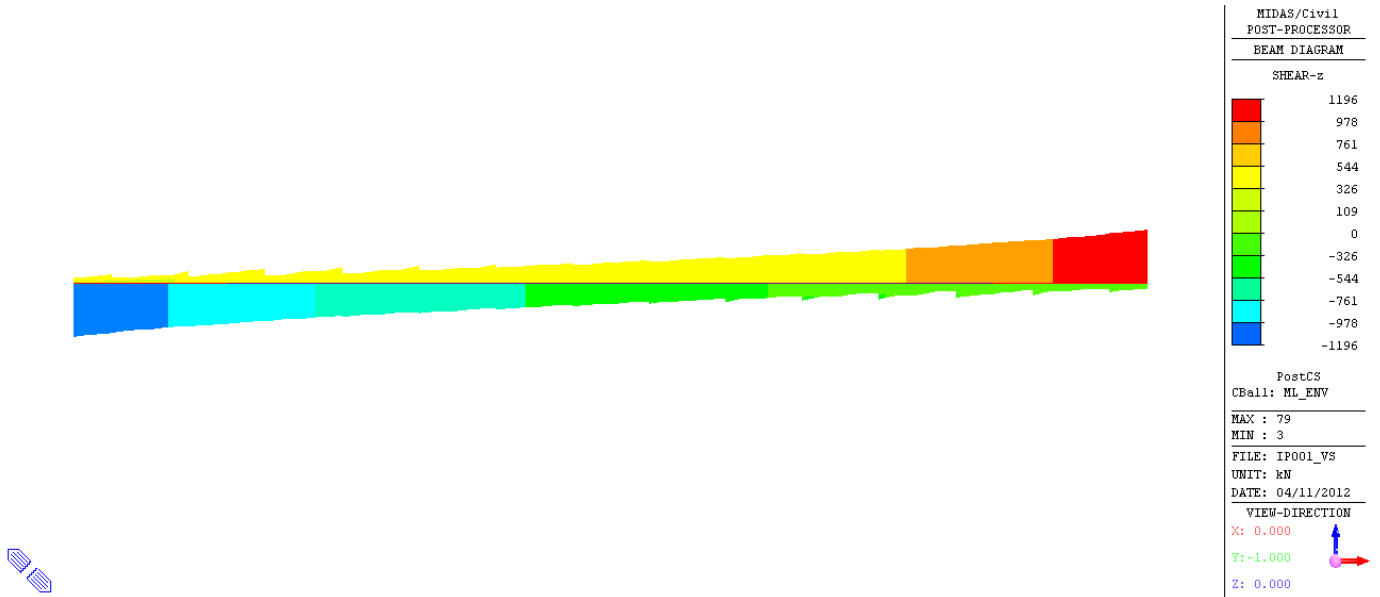


FIG. 7.2-14 INVILUPPO DEI CARICHI MOBILI – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)

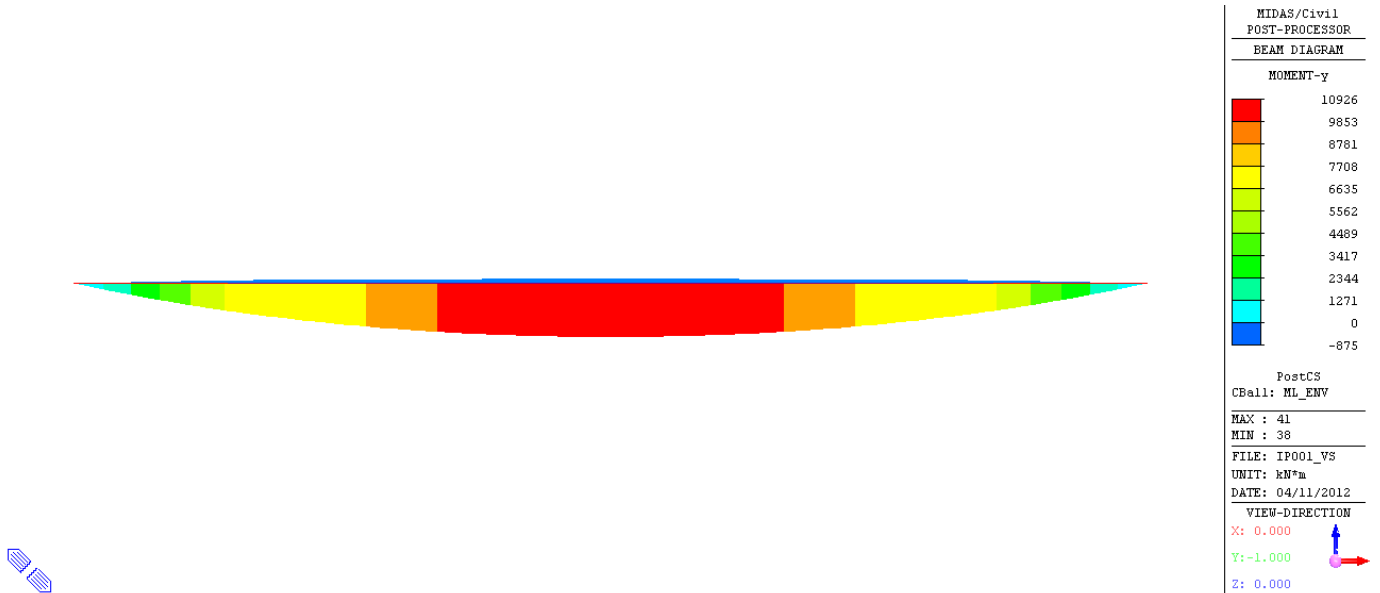


FIG. 7.2-15 INVILUPPO COMBINAZIONI DI SLU – TAGLIO (kN)

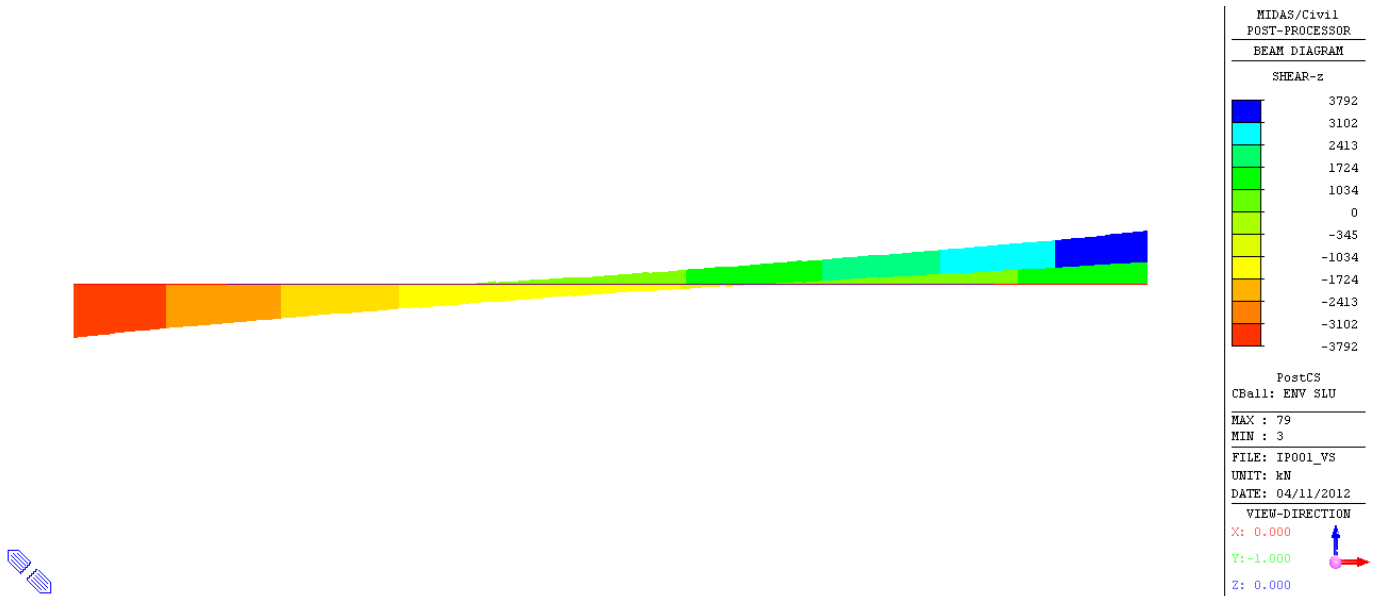
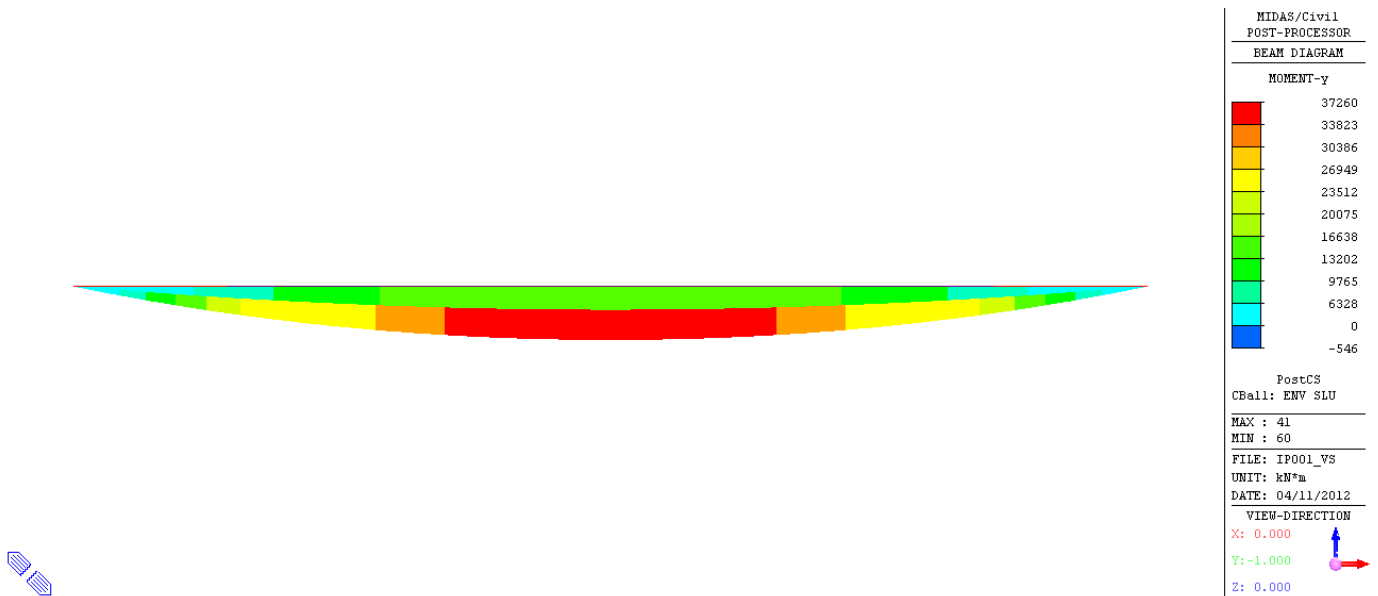


FIG. 7.2-16 INVILUPPO COMBINAZIONI DI SLU – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)



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.

$$S_e(T_{\text{is}})_{\text{SLD}} = 0.021\text{ g}$$

$$S_e(T_{\text{is}})_{\text{SLV}} = 0.065\text{ g}$$

$$S_e(T_{\text{is}})_{\text{SLC}} = 0.072\text{ g}$$

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

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

con $M = 9\ 754\text{ kN}$ peso corrispondente alla massa sismica (SW + PP + 0.20ML)

TAB. 7.3-1

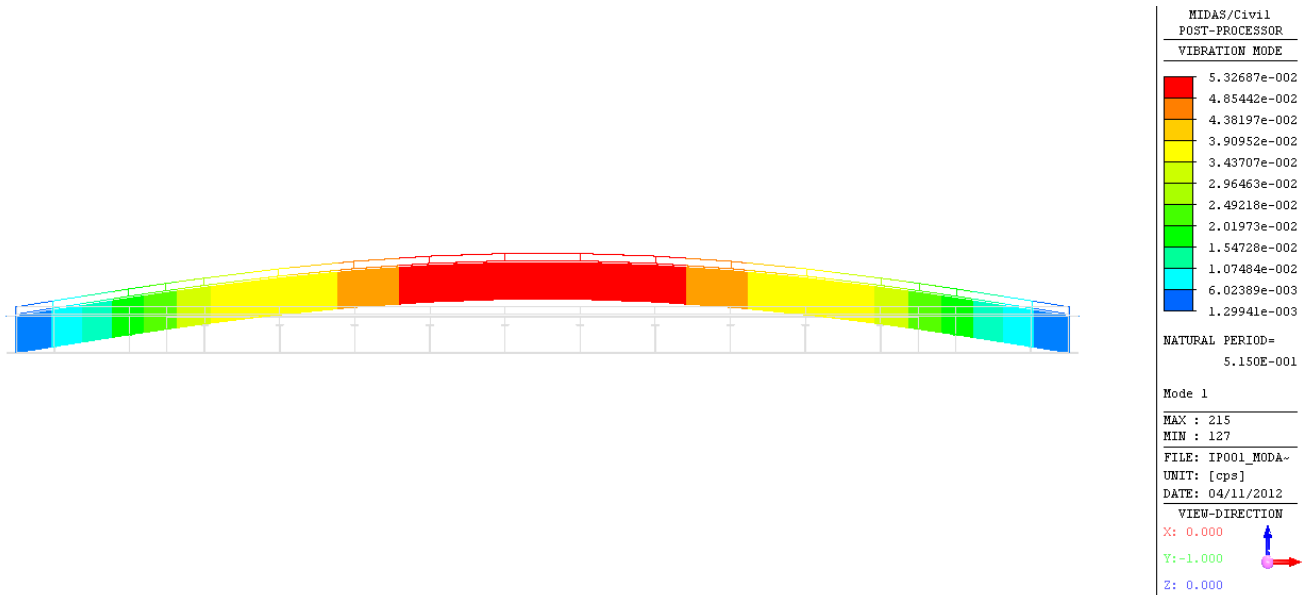
	$S_e(g)$	F
		(kN)
Forza Orizzontale SLD	0.021	205
Forza Orizzontale SLV	0.065	634
Forza Orizzontale SLC	0.072	702

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 = 0.515s



TAB. 7.3-2 – FORZE SISMICHE VERTICALI

	S_e(g)	F (kN)
Forza Verticale SLD	0.027	263
Forza Verticale SLV	0.109	1 063
Forza Verticale SLC	0.127	1 239

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	9 754
Sisma Longitudinale (dir. X)	205	0	0
Sisma Trasversale (dir. Y)	0	205	0
Sisma Verticale (dir. Z)	0	0	263

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	205	61	9 833	4.460	46	14	48
SLD_02	205	61	9 675	4.389	47	14	49
SLD_03	61	205	9 833	4.460	14	46	48
SLD_04	61	205	9 675	4.389	14	47	49
SLD_05	61	61	10 017	4.544	14	14	19
SLD_06	61	61	9 491	4.305	14	14	20

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	4 917	102	31	107	4 917	102	31	107
SLD_02	4 837	102	31	107	4 837	102	31	107
SLD_03	4 917	31	102	107	4 917	31	102	107
SLD_04	4 837	31	102	107	4 837	31	102	107
SLD_05	5 009	31	31	43	5 009	31	31	43
SLD_06	4 745	31	31	43	4 745	31	31	43

TAB. 7.3-6

Azioni Sismiche a SLV			
	RX	RY	RZ
	(kN)	(kN)	(kN)
Peso Totale in fase sismica	0	0	9 754
Sisma Longitudinale (dir. X)	634	0	0
Sisma Trasversale (dir. Y)	0	634	0
Sisma Verticale (dir. Z)	0	0	1 063

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	634	190	10 073	4.569	139	42	145
SLV_02	634	190	9 435	4.280	148	44	155
SLV_03	190	634	10 073	4.569	42	139	145
SLV_04	190	634	9 435	4.280	44	148	155
SLV_05	190	190	10 817	4.907	39	39	55
SLV_06	190	190	8 691	3.942	48	48	68

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	5 036	317	95	331	5 036	317	95	331
SLV_02	4 718	317	95	331	4 718	317	95	331
SLV_03	5 036	95	317	331	5 036	95	317	331
SLV_04	4 718	95	317	331	4 718	95	317	331
SLV_05	5 409	95	95	134	5 409	95	95	134
SLV_06	4 345	95	95	134	4 345	95	95	134

TAB. 7.3-9

Azioni Sismiche a SLC			
	RX	RY	RZ
	(kN)	(kN)	(kN)
Peso Totale in fase sismica	0	0	9 754
Sisma Longitudinale (dir. X)	702	0	0
Sisma Trasversale (dir. Y)	0	702	0
Sisma Verticale (dir. Z)	0	0	1 239

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	702	211	10 126	4.593	153	46	160
SLC_02	702	211	9 382	4.256	165	50	172
SLC_03	211	702	10 126	4.593	46	153	160
SLC_04	211	702	9 382	4.256	50	165	172
SLC_05	211	211	10 993	4.986	42	42	60
SLC_06	211	211	8 515	3.863	55	55	77

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	5 063	351	105	367	5 063	351	105	367
SLC_02	4 691	351	105	367	4 691	351	105	367
SLC_03	5 063	105	351	367	5 063	105	351	367
SLC_04	4 691	105	351	367	4 691	105	351	367
SLC_05	5 496	105	105	149	5 496	105	105	149
SLC_06	4 258	105	105	149	4 258	105	105	149

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). 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. 7.3-12 – REAZIONI A SLD

SPALLA SP1-SP2										
Condizione di Carico	Spostamenti		Isolatori Laterali				Isolatore Centrale			
	dx	dy	FZ	k _{eff}	FX	FY	FZ	k _{eff}	FX	FY
	mm	mm	kN	kN/mm	kN	kN	kN	kN/mm	kN	kN
SLD_01	46	14	1 696	0.769	35	11	1 524	0.691	32	10
SLD_02	47	14	1 669	0.757	35	11	1 500	0.680	32	10
SLD_03	14	46	1 696	0.769	11	35	1 524	0.691	10	32
SLD_04	14	47	1 669	0.757	11	35	1 500	0.680	10	32
SLD_05	14	14	1 728	0.784	11	11	1 553	0.704	10	10
SLD_06	14	14	1 637	0.743	11	11	1 471	0.667	10	10
ENV SLD (max)			1 728		35	35	1 553		32	32
ENV SLD (min)			1 637		-35	-35	1 471		-32	-32

TAB. 7.3-13 – REAZIONI A SLV

SPALLA SP1-SP2										
Condizione di Carico	Spostamenti		Isolatori Laterali				Isolatore Centrale			
	dx	dy	FZ	k _{eff}	FX	FY	FZ	k _{eff}	FX	FY
	mm	mm	kN	kN/mm	kN	kN	kN	kN/mm	kN	kN
SLV_01	139	42	1 738	0.788	109	33	1 561	0.708	98	29
SLV_02	148	44	1 628	0.738	109	33	1 462	0.663	98	29
SLV_03	42	139	1 738	0.788	33	109	1 561	0.708	29	98
SLV_04	44	148	1 628	0.738	33	109	1 462	0.663	29	98
SLV_05	39	39	1 866	0.846	33	33	1 677	0.761	29	29
SLV_06	48	48	1 499	0.680	33	33	1 347	0.611	29	29
ENV SLV (max)			1 866		109	109	1 677		98	98
ENV SLV (min)			1 499		-109	-109	1 347		-98	-98

TAB. 7.3-14 – REAZIONI A SLC

SPALLA SP1-SP2										
Condizione di Carico	Spostamenti		Isolatori Laterali				Isolatore Centrale			
	dx	dy	FZ	k _{eff}	FX	FY	FZ	k _{eff}	FX	FY
	mm	mm	kN	kN/mm	kN	kN	kN	kN/mm	kN	kN
SLC_01	153	46	1 747	0.792	121	36	1 569	0.712	109	33
SLC_02	165	50	1 618	0.734	121	36	1 454	0.660	109	33
SLC_03	46	153	1 747	0.792	36	121	1 569	0.712	33	109
SLC_04	50	165	1 618	0.734	36	121	1 454	0.660	33	109
SLC_05	42	42	1 896	0.860	36	36	1 704	0.773	33	33
SLC_06	55	55	1 469	0.666	36	36	1 320	0.599	33	33
ENV SLC (max)			1 896		121	121	1 704		109	109
ENV SLC (min)			1 469		-121	-121	1 320		-109	-109

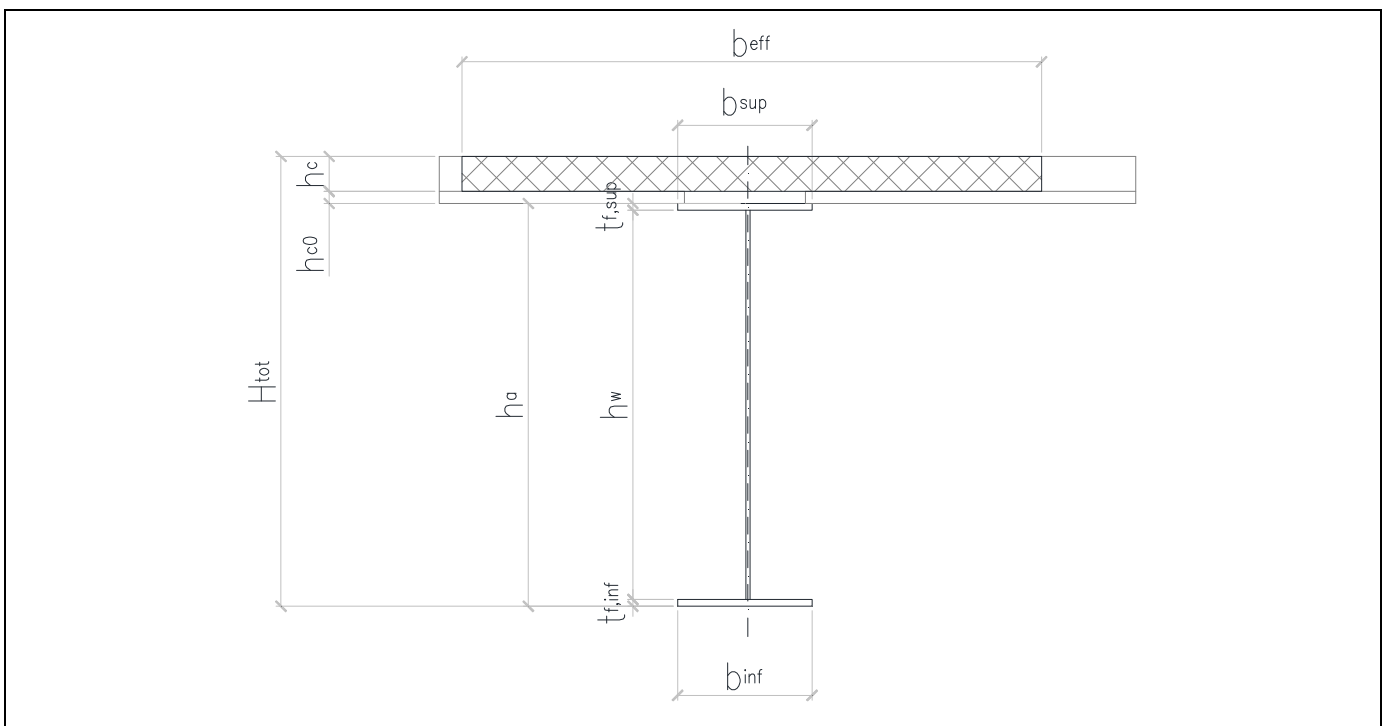
7.4. VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

7.4.1. Verifiche di resistenza a SLU

La sezione dell'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 delle travi. 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.

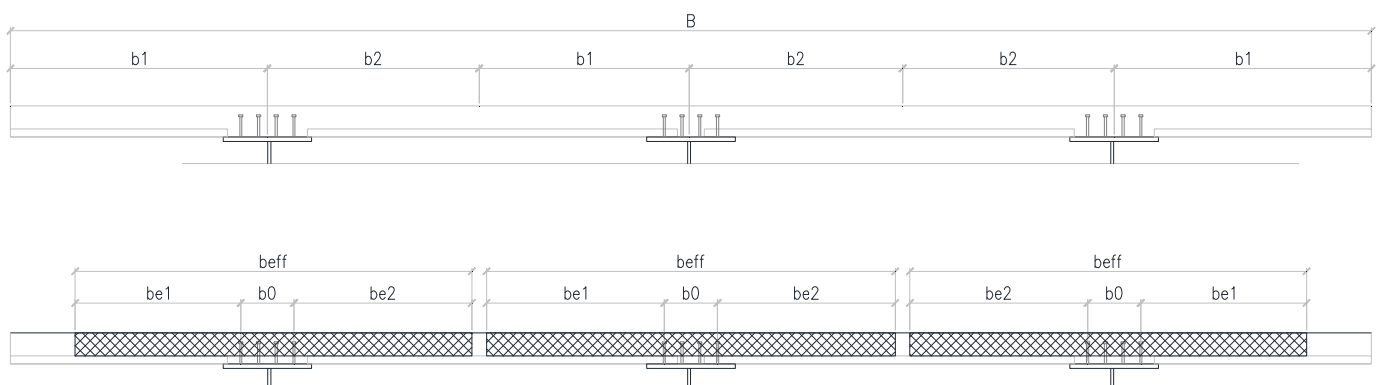
Le verifiche di stabilità a taglio e flessione dei pannelli d'anima e del fondo (ove necessario) sono state effettuate in accordo alle indicazioni contenute nelle istruzioni CNR10011, adottando il metodo degli stati limite con un coefficiente di sicurezza parziale per i ponti stradali pari a:

$$\gamma = 1.10$$

7.4.1.1 Determinazione delle larghezze collaboranti di soletta

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



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

In riferimento alla figura sopra riportata, siano :

$$b_1 = 2\,350 \text{ mm}$$

$$b_2 = 1\,500 \text{ mm}$$

$$b_0 = 400 \text{ mm}$$

$$L_e = L_1 = 42.00 \text{ m}$$

larghezza disponibile 1

larghezza disponibile 2

distanza tra gli assi dei connettori

Luce equivalente

Si ottiene per la mezzeria della 1° campata:

$$b_{e1} = \min (L_e/8 ; b_1 - b_0/2) = 2\,150 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = \min (L_e/8 ; b_2 - b_0/2) = 1\,300 \text{ mm}$$

da cui:

$$b_{eff,1} = (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 3\,850 \text{ mm}$$

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:

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

$$b_{eff,0} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} = 3\,850 \text{ mm}$$

Larghezza efficace travi laterali in spalla

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

In riferimento alla figura sopra riportata, siano :

$$b_1 = b_2 = 1\,500 \text{ mm}$$

$$b_0 = 400 \text{ mm}$$

$$L_e = L_1 = 42.00 \text{ m}$$

larghezza disponibile

distanza tra gli assi dei connettori

Luce equivalente

Si ottiene per la mezzeria della 1° campata:

$$b_{e1} = \min (L_e/8 ; b_1 - b_0/2) = 1\,300 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = \min (L_e/8 ; b_2 - b_0/2) = 1\,300 \text{ mm}$$

da cui:

$$b_{eff,1} = (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 3\,000 \text{ mm}$$

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:

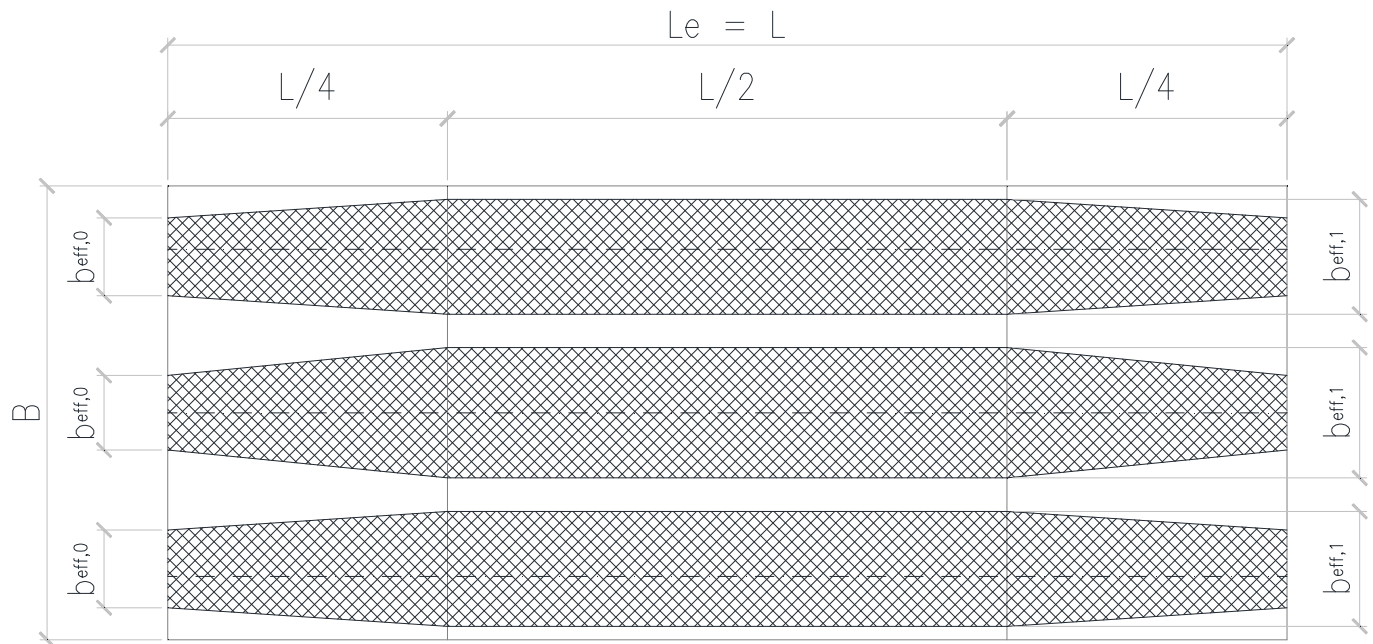
$$\beta_1 = 1.00 \text{ e } \beta_2 = 1.00$$

$$b_{eff,0} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} = 3\,000 \text{ mm}$$

Larghezza efficace travi laterali in spalla

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:

Trave laterale Sezione in spalla: $B_{eff} = B_{eff,0} = 3\ 850\ \text{mm}$

Trave laterale Sezione finale (a 6.50 m) : $B_{eff} = 3\ 850\ \text{mm}$

Trave centrale Sezione in spalla: $B_{eff} = B_{eff,0} = 3\ 000\ \text{mm}$

Trave centrale Sezione finale (a 6.50 m) : $B_{eff} = 3\ 000\ \text{mm}$

Per il concio C2 si hanno le seguenti larghezze efficaci:

Trave laterale Sezione iniziale (a 6.50 m): $B_{eff} = 3\ 850\ \text{mm}$

Trave laterale Sezione di mezzera : $B_{eff} = B_{eff,1} = 3\ 850\ \text{mm}$

Trave centrale Sezione iniziale (a 6.50 m): $B_{eff} = 3\ 000\ \text{mm}$

Trave centrale Sezione di mezzera : $B_{eff} = B_{eff,1} = 3\ 000\ \text{mm}$

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	1430 mm
b_{sup}	900 mm
$t_{f,sup}$	30 mm
b_{inf}	1200 mm
$t_{f,inf}$	40 mm
t_w	25 mm
h_a	1500 mm
B_c	1500 mm
h_c	260 mm
h_{c0}	90 mm
H_{tot}	1850 mm
Armatura superiore	
ϕ_{sup}	16 mm
n_{ϕ}°	15
c_{sup}	60 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. 7.4-2 – 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	N_{DL2}	0 kN
M_{SW+DL1}	8001 kNm	M_{DL2}	2632 kNm	M_{LL}	5863 kNm	M_{DL2}	2632 kNm	M_{DL2}	2632 kNm
V_{SW+DL1}	1228 kN	V_{DL2}	415 kN	V_{LL}	1415 kN	V_{DL2}	415 kN	V_{DL2}	415 kN
Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio	
τ_{med}	34.3 N/mm ²	τ_{med}	11.6 N/mm ²	τ_{med}	39.6 N/mm ²	τ_{med}	11.6 N/mm ²	τ_{med}	11.6 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-162.3 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-14.2 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-31.6 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-29.1 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-29.1 N/mm ²
$\sigma_{w sup}$	-156.8 N/mm ²	$\sigma_{w sup}$	-13.3 N/mm ²	$\sigma_{w sup}$	-29.7 N/mm ²	$\sigma_{w sup}$	-27.9 N/mm ²	$\sigma_{w sup}$	-27.9 N/mm ²
$\sigma_{w sup,id}$	167.7 N/mm ²	$\sigma_{w sup,id}$	24.1 N/mm ²	$\sigma_{w sup,id}$	74.7 N/mm ²	$\sigma_{w sup,id}$	34.4 N/mm ²	$\sigma_{w sup,id}$	34.4 N/mm ²
$\sigma_{w inf}$	105.3 N/mm ²	$\sigma_{w inf}$	27.7 N/mm ²	$\sigma_{w inf}$	61.6 N/mm ²	$\sigma_{w inf}$	30.3 N/mm ²	$\sigma_{w inf}$	30.3 N/mm ²
$\sigma_{w inf, id}$	120.9 N/mm ²	$\sigma_{w inf, id}$	34.2 N/mm ²	$\sigma_{w inf, id}$	92.2 N/mm ²	$\sigma_{w inf, id}$	36.4 N/mm ²	$\sigma_{w inf, id}$	36.4 N/mm ²
$\sigma_{s inf}$	112.6 N/mm ²	$\sigma_{s inf}$	28.8 N/mm ²	$\sigma_{s inf}$	64.2 N/mm ²	$\sigma_{s inf}$	32.0 N/mm ²	$\sigma_{s inf}$	32.0 N/mm ²
		Soletta		Soletta		Soletta		Soletta	
		$\sigma_{1,c}$	-3.8 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	-8.4 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	-2.2 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	-2.2 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	$\sigma_{f,sup}$	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	$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm ²

TAB. 7.4-3 – VERIFICA DELLA SEZIONE

Ver. Fe : t=0 (SLU)		Ver. Fe-Cls: t=t ₀ (SLU)		Ver. Fe-Cls: t=t _∞ (SLU)	
Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio	
τ _{med}	34.3 N/mm ²	τ _{med}	85.5 N/mm ²	τ _{med}	85.5 N/mm ²
σ _{s, sup}	-162.3 N/mm ²	σ _{s, sup}	-208.1 N/mm ²	σ _{s, sup}	-223.1 N/mm ²
σ _{w sup}	-156.8 N/mm ²	σ _{w sup}	-199.9 N/mm ²	σ _{w sup}	-214.4 N/mm ²
σ _{w sup,id}	167.7 N/mm ²	σ _{w sup,id}	248.8 N/mm ²	σ _{w sup,id}	260.6 N/mm ²
σ _{w inf}	105.3 N/mm ²	σ _{w inf}	194.6 N/mm ²	σ _{w inf}	197.2 N/mm ²
σ _{w inf, id}	120.9 N/mm ²	σ _{w inf, id}	244.5 N/mm ²	σ _{w inf, id}	246.7 N/mm ²
σ _{s inf}	112.6 N/mm ²	σ _{s inf}	205.6 N/mm ²	σ _{s inf}	208.7 N/mm ²
		Soletta		Soletta	
		σ _{1,c}	-12.1 N/mm ²	σ _{1,c}	-10.6 N/mm ²
		Armatura		Armatura	
		σ _{f,sup}	0.0 N/mm ²	σ _{f,sup}	0.0 N/mm ²
		σ _{f,inf}	0.0 N/mm ²	σ _{f,inf}	0.0 N/mm ²

Di seguito è riportata la verifica relativa all'anima di altezza maggiore (h = 1 700 mm) con i tre irrigiditori equispaziati. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3 000 mm.

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

Num. Pannelli	1
Spessore Anima	25 mm
Distanza Irr. Verticali	3500 mm
Altezza Anima	1630 mm
σ ₁	-214.4 N/mm ²
σ ₂	197.2 N/mm ²
τ _m	85.5 N/mm ²
Pannello	1
Altezza	1630 mm
σ ₁	-214.4 N/mm ²
Ψ _{σ1}	1.97 N/mm ²
σ _{cr,0}	44.6 N/mm ²
Ψ	-0.92
α	2.15
K-σ	21.86
K-τ	4.97
σ _{cr}	975.9 N/mm ²
τ _{cr}	277.2 N/mm ²
σ _{cfr}	684.6 N/mm ²
σ _{cfr, rid}	343.8 N/mm ²
σ _{id}	260.6 N/mm ²
β	0.80
K min	1.10
K pannello	1.32

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	1390 mm
b_{sup}	900 mm
$t_{f,sup}$	50 mm
b_{inf}	1200 mm
$t_{f,inf}$	60 mm
t_w	25 mm
h_a	1500 mm
B_c	3000 mm
h_c	260 mm
h_{c0}	90 mm
H_{tot}	1850 mm
Armatura superiore	
ϕ_{sup}	16 mm
n_{ϕ}°	15
c_{sup}	60 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. 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}	kN	N_{DL2}	0 kN
M_{SW+DL1}	16370 kNm	M_{DL2}	5336 kNm	M_{LL}	11900 kNm	M_{DL2}	5336 kNm
V_{SW+DL1}	0 kN	V_{DL2}	0 kN	V_{LL}	870 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}	25.0 N/mm ²	τ_{med}	0.0 N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-225.2 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-14.3 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-32.0 N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$	-33.7 N/mm ²
$\sigma_{w sup}$	-212.4 N/mm ²	$\sigma_{w sup}$	-12.5 N/mm ²	$\sigma_{w sup}$	-27.9 N/mm ²	$\sigma_{w sup}$	-31.1 N/mm ²
$\sigma_{w sup,id}$	212.4 N/mm ²	$\sigma_{w sup,id}$	12.5 N/mm ²	$\sigma_{w sup,id}$	51.5 N/mm ²	$\sigma_{w sup,id}$	31.1 N/mm ²
$\sigma_{w inf}$	145.2 N/mm ²	$\sigma_{w inf}$	38.6 N/mm ²	$\sigma_{w inf}$	86.2 N/mm ²	$\sigma_{w inf}$	41.5 N/mm ²
$\sigma_{w inf, id}$	145.2 N/mm ²	$\sigma_{w inf, id}$	38.6 N/mm ²	$\sigma_{w inf, id}$	96.5 N/mm ²	$\sigma_{w inf, id}$	41.5 N/mm ²
$\sigma_{s inf}$	160.7 N/mm ²	$\sigma_{s inf}$	40.8 N/mm ²	$\sigma_{s inf}$	91.1 N/mm ²	$\sigma_{s inf}$	44.7 N/mm ²
Soletta		Soletta		Soletta		Soletta	
		$\sigma_{1,c}$	-4.2 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	-9.4 N/mm ²	$\sigma_{1,c}$	-2.7 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. 7.4-7 – VERIFICA DELLA SEZIONE

Ver. Fe : t=0 (SLU)

Sezione Acciaio		
τ_{med}	0.0	N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-225.2	N/mm ²
$\sigma_w sup$	-212.4	N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	212.4	N/mm ²
$\sigma_w inf$	145.2	N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	145.2	N/mm ²
$\sigma_{s inf}$	160.7	N/mm ²

Ver. Fe-Cls: t=t₀ (SLU)

Sezione Acciaio		
τ_{med}	25.0	N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-271.5	N/mm ²
$\sigma_w sup$	-252.7	N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	256.4	N/mm ²
$\sigma_w inf$	270.0	N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	273.5	N/mm ²
$\sigma_{s inf}$	292.6	N/mm ²
Soletta		
$\sigma_{1,c}$	-13.6	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}	25.0	N/mm ²
$\sigma_{s, sup}$	-290.9	N/mm ²
$\sigma_w sup$	-271.4	N/mm ²
$\sigma_w sup, id$	274.8	N/mm ²
$\sigma_w inf$	272.9	N/mm ²
$\sigma_w inf, id$	276.3	N/mm ²
$\sigma_{s inf}$	296.4	N/mm ²
Soletta		
$\sigma_{1,c}$	-12.1	N/mm ²
Armatura		
$\sigma_{f, sup}$	0.0	N/mm ²
$\sigma_{f, infc}$	0.0	N/mm ²

Di seguito è riportata la verifica relativa all'anima di altezza maggiore (h = 1 700 mm) con i tre irrigiditori equispaziati. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3 000 mm.

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

Num. Pannelli	1
Spessore Anima	25 mm
Distanza Irr. Verticali	3500 mm
Altezza Anima	1590 mm
σ_1	-271.4 N/mm ²
σ_2	272.9 N/mm ²
τ_m	25.0 N/mm ²
Pannello 1	
Altezza	1590 mm
σ_1	-271.4 N/mm ²
$\Psi_{\sigma 1}$	2.73 N/mm ²
$\sigma_{cr,0}$	46.9 N/mm ²
Ψ	-1.01
α	2.20
K- σ	23.90
K- τ	4.93
σ_{cr}	1121.4 N/mm ²
τ_{cr}	289.3 N/mm ²
σ_{cfr}	1069.6 N/mm ²
$\sigma_{cfr, rid}$	349.4 N/mm ²
σ_{id}	274.8 N/mm ²
β	0.80
K min	1.10
K pannello	1.27

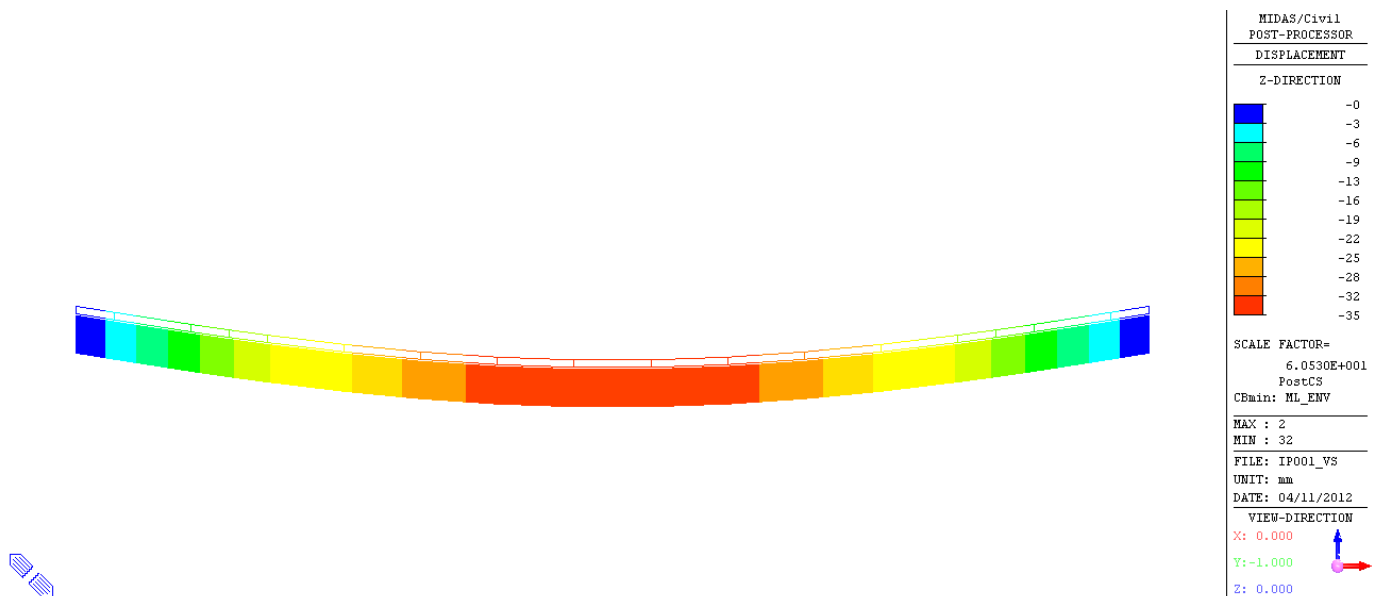
7.4.4. Verifiche di deformabilità (SLE)

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:

$$dZ_{\max} = -35 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad dZ_{\max} / L = 35\text{mm} / 42\ 000\text{mm} = 1 / 1\ 200 < 1 / 1\ 000$$

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:

$$dXY_{\max} = 172 \text{ mm} < D_{\max} = 300 \text{ mm}$$

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 centrale			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
kN									
ENV SLU(max)	180	139	3 969	173	137	3 472	177	139	3 422
ENV SLU(min)	-90	-139	1 463	-90	-137	1 445	-91	-139	1 333
ENV SLD (max)	35	35	1 728	32	32	1 553	35	35	1 728
ENV SLD (min)	-35	-35	1 637	-32	-32	1 471	-35	-35	1 637
ENV SLV (max)	109	109	1 866	98	98	1 677	109	109	1 866
ENV SLV (min)	-109	-109	1 499	-98	-98	1 347	-109	-109	1 499
ENV SLC (max)	121	121	1 896	109	109	1 704	121	121	1 896
ENV SLC (min)	-121	-121	1 469	-109	-109	1 320	-121	-121	1 469
Tipo isolatore	D M1050/600 (3700)			D M1050/600 (3700)			D M1050/600 (3700)		
Diametro Φ	750 mm			750 mm			750 mm		
$N_{ed}^{(1)}$ (deve essere $\geq \max Fz_{(ENV SLC)}$)	2 650 kN			2 650 kN			2 650 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		
Rigidità verticale	2 100 00 kN/mm			2 100 00 kN/mm			2 100 00 kN/mm		
Rigidità efficace orizzontale $^{(3)}$ per N_{ed}	1 200 kN/m			1 200 kN/m			1 200 kN/m		
Periodo efficace $^{(4)}$	2.977 sec			2.977 sec			2.977 sec		
Smorzamento viscoso equivalente $^{(5)}$	25.7 %			25.7 %			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:

$$d_{XYmax} = 172 \text{ mm} < D_{max} = 300 \text{ mm} (= \text{escursione isolatore}).$$

(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% ($\xi_{esi} = 0.20$)