



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

CODICE C.U.P. E81B08000060009

## PROGETTO DEFINITIVO

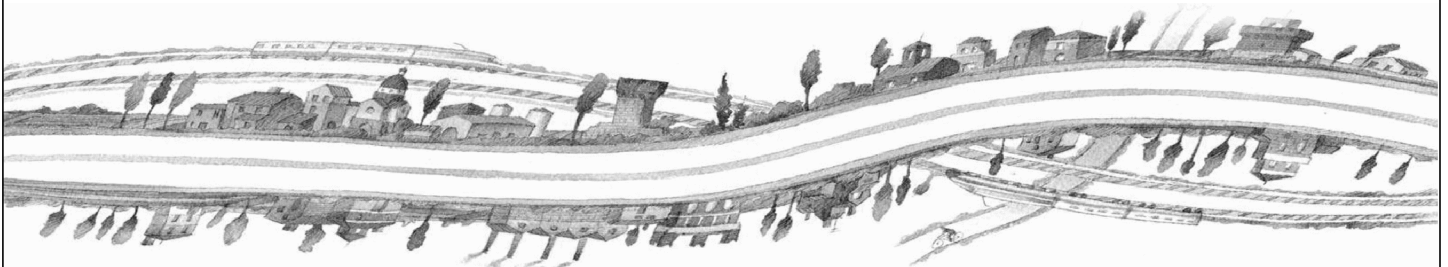
### ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)

OPERE STRUTTURALI

OPERE D'ARTE MAGGIORI - VIADOTTI

IVI01 - VIADOTTO RAMPA NORD EST SU F.S. VERONA-MODENA

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:
2674	PD	0	I01	IVI01	0	OM	RC	01	A	

## INDICE

<b>1. DESCRIZIONE DELL'OPERA</b> .....	<b>5</b>
<b>2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>8</b>
<b>3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b> .....	<b>9</b>
<b>4. INCIDENZE</b> .....	<b>10</b>
<b>5. DATI DI BASE</b> .....	<b>11</b>
5.1. DATI GENERALI .....	11
5.2. APERTURA LIMITE DELLE FESSURE .....	11
5.3. DATI SISMICI .....	12
5.4. PARAMETRI GEOTECNICI .....	13
<b>6. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO</b> .....	<b>14</b>
6.1. CRITERI DI CALCOLO.....	14
6.1.1. Descrizione .....	14
6.1.1.1. <i>Impalcato Metallico</i> .....	14
6.1.1.2. <i>Vincolamento</i> .....	15
6.1.2. Modello di calcolo .....	15
6.1.3. Condizioni elementari di carico .....	16
6.1.3.1. <i>Peso proprio degli elementi strutturali (SW)</i> .....	16
6.1.3.2. <i>Carichi permanenti portati (DL)</i> .....	16
6.1.3.3. <i>Effetti reologici del calcestruzzo – Viscosità e ritiro (CR-SH)</i> .....	16
6.1.3.4. <i>Azioni della temperatura</i> .....	18
6.1.3.5. <i>Cedimenti vincolari</i> .....	18
6.1.3.6. <i>Azioni parassite dei vincoli</i> .....	18
6.1.3.7. <i>Azioni variabili da traffico (ML)</i> .....	18
6.1.3.8. <i>Azione longitudinale di frenamento (BRK)</i> .....	19
6.1.3.9. <i>Azione Centrifuga</i> .....	19
6.1.3.10. <i>Azione del vento (WL)</i> .....	19
6.1.3.11. <i>Azioni sismiche</i> .....	19
6.1.4. Combinazioni di carico di progetto .....	23
6.2. RISULTATI DELL'ANALISI – STATICA .....	25
6.2.1. Reazioni vincolari.....	25
6.2.2. Azioni interne .....	27
6.3. RISULTATI DELL'ANALISI - SISMICA.....	37
6.3.1. Analisi lineare statica .....	37
6.4. VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI .....	41
6.4.1. Verifiche di resistenza a SLU.....	41
6.4.1.1. <i>Determinazione delle larghezze collaboranti di soletta</i> .....	42
6.4.1.2. <i>1°Campata – L1 = 25 m</i> .....	43
6.4.1.3. <i>Sezione di pila</i> .....	44
6.4.1.4. <i>2°Campata – L2 = 50 m</i> .....	44

6.4.2.	Verifica del concio C1 .....	46
6.4.3.	Verifica concio C2 .....	49
6.4.4.	Verifica concio C3 (sezione di pila) .....	52
6.4.5.	Verifica concio C4 .....	55
6.4.5.1.	Verifica della sezione di momento positivo .....	55
6.4.5.2.	Verifica della sezione di momento negativo .....	58
6.4.6.	Verifica concio C5 .....	61
6.4.7.	Verifica diaframmi .....	64
6.4.7.1.	Verifica dei diagonali .....	64
6.4.7.2.	Verifica dei correnti inferiori .....	65
6.4.7.3.	Verifica dei controventi inferiori .....	66
6.4.8.	Verifiche di deformabilità (SLE) .....	67
6.4.9.	Verifica allo stato limite di collasso (SLC) .....	67
<b>7.</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLA .....</b>	<b>68</b>
7.1.	CRITERI DI CALCOLO .....	68
7.1.1.	Angolo d'attrito terreno/parete .....	68
7.1.2.	Spinta delle terre: fase statica .....	68
7.1.3.	Spinta delle terre: fase sismica .....	68
7.1.4.	Stato Limite Ultimo .....	69
7.1.4.1.	Situazione Statica .....	69
7.1.4.2.	Situazione Sismica .....	69
7.1.5.	Stato Limite di Esercizio .....	70
7.1.5.1.	Combinazione 'rara' .....	70
7.1.5.2.	Combinazioni 'frequente' e 'quasi permanente' (Fessurazione) .....	70
7.1.6.	Sovraccarico su terrapieno .....	70
7.1.7.	Spalle: Pareti di risvolto – Fase Sismica .....	75
7.1.8.	Spalle: Paragliaia .....	76
7.1.9.	Spalle: Orecchie .....	76
7.1.10.	Pali .....	76
7.1.10.1.	Verifiche Geotecniche .....	76
7.1.10.2.	Verifiche SLU: Taglio .....	76
7.1.10.3.	Verifiche SLU: Pressoflessione .....	77
7.2.	ANALISI GLOBALE .....	78
7.2.1.	Azioni Globali : Fase Sismica .....	79
7.2.2.	Azioni Globali : Fase Statica .....	80
7.2.3.	Azioni Globali : SLE .....	81
7.2.4.	Azioni sul Palo singolo : Sintesi .....	82
7.3.	VERIFICHE .....	82
7.3.1.	Pali .....	82
7.3.1.1.	Verifiche Geotecniche .....	82
7.3.1.2.	Verifiche SLU: Taglio .....	90
7.3.1.3.	Verifiche SLU: Pressoflessione .....	92

7.3.1.4.	Verifiche SLE: Fessurazione .....	95
7.3.1.5.	Verifiche SLE: Deformazioni.....	96
7.3.2.	Orecchie .....	98
7.3.2.1.	Azioni – SLU.....	98
7.3.2.2.	Azioni – SLE.....	98
7.3.2.3.	Sollecitazioni e Verifiche – SLE.....	99
7.3.2.4.	Sollecitazioni e Verifiche – SLU.....	102
7.3.3.	Paraghiaia.....	106
7.3.3.1.	Sollecitazioni – SLU: Fase Sismica .....	106
7.3.3.2.	Sollecitazioni – SLU: Fase Statica.....	107
7.3.3.3.	Sollecitazioni – SLE.....	107
7.3.3.4.	Verifiche SLE: Fessurazione .....	107
7.3.3.5.	Verifiche SLU: Taglio.....	109
7.3.3.6.	Verifiche SLU: Pressoflessione .....	110
7.3.4.	Pareti di risvolto .....	111
7.3.4.1.	Azioni.....	111
7.3.4.2.	Sollecitazioni e Verifiche.....	113
7.3.5.	Pulvino .....	121
7.3.5.1.	Armatura longitudinale.....	121
7.3.5.2.	Armatura trasversale e di parete .....	122
7.4.	SINTESI ARMATURE.....	123
7.4.1.	Pali.....	123
7.4.2.	Pulvino .....	123
7.4.3.	Paraghiaia.....	123
7.4.4.	Pareti di Risvolto.....	124
7.4.5.	Orecchie .....	124
<b>8.</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: PILE.....</b>	<b>125</b>
8.1.	AZIONI INDOTTE DALL'IMPALCATO .....	125
8.2.	SOLLECITAZIONI ALLO SPICCATO.....	126
8.3.	VERIFICHE ALLO SPICCATO.....	129
8.3.1.	SLU.....	129
8.3.1.1.	Pressoflessione .....	129
8.3.1.2.	Taglio.....	130
8.3.2.	SLE .....	132
8.3.2.1.	Verifica a Fessurazione .....	132
8.4.	SOLLECITAZIONI AD INTRADOSSO FONDAZIONE.....	134
8.5.	FONDAZIONI: PALI.....	135
8.5.1.	Verifiche Geotecniche.....	135
8.5.1.1.	Portanza Verticale .....	135
8.5.1.2.	Portanza Orizzontale .....	137
8.5.1.3.	Verifiche SLU: Taglio.....	139
8.5.1.4.	Verifiche SLU: Pressoflessione .....	140
8.5.1.5.	Verifiche SLE: Fessurazione .....	141
8.5.1.6.	Verifiche SLE: Deformazioni.....	143
8.6.	FONDAZIONI: PLINTO.....	144



8.6.1. Armatura orizzontale.....	144
8.6.1.1. Verifiche SLU e SLE.....	144
8.7. SINTESI ARMATURE.....	148
8.7.1. Pali Ø1200.....	148
8.7.2. Plinto.....	148
8.7.3. Fusto.....	148

## 1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

---

La presente relazione riguarda l'Opera denominata "IVI 01", prevista nell'ambito della Progettazione Definitiva inerente la costruzione della Autostrada Cispadana.

Il Ponte sovrappassa **la linea ferroviaria Verona - Modena**, è posto alla Progr. 00+500 (Spalla Ovest) dello svincolo autostradale dell'interconnessione con L'Autostrada A22 ed ha luci 25-50-25 m, per un totale di 100 m (distanza tra asse appoggi sulle spalle).

Lo scavalco dell'interferenza è realizzato mediante 1 impalcato di larghezza totale 12.00 m.

Il Ponte è in raccordo clotoideo. L'obliquità dell'intersezione è pari a circa 25°.

L'**impalcato** (unico) è realizzato in sezione mista acciaio-calcestruzzo ed è costituito da un cassone metallico con altezza minima pari a 2.5 m e anime verticali su cui poggia una soletta collaborante in c.a. di spessore pari a 0.35m. Vedi figura 1-1.

Il **sistema di vincolo** dell'impalcato alle sottostrutture è previsto tramite Isolatori elastomerici (Vedi par. 6.1.1.2).

**Le spalle** sono di tipo 'passante a due file di pali' con sviluppo trasversale pari a 11.80m. Vedi figura 1-2.

Ogni spalla grava su n°8 **pali** (2 file da 4 pali ciascuna) di diametro Ø1200 e lunghezza pari a 28.0 m per la spalla Est e 24.0 m per quella Ovest.

Le **pili** hanno sezione ellittica 2.40x9.20 m ed altezza 10 m circa. Ognuna grava su un plinto di fondazione di dimensioni 7.5x13.0 m con spessore 2.0 m, posto su n°8 pali Ø1200 di lunghezza 30.0 m. Vedi figura 1-3.

Nel **Progetto Preliminare** l'opera in questione era prevista con caratteristiche simili in termini di sovrastrutture e sottostrutture.

Fig. 1-1

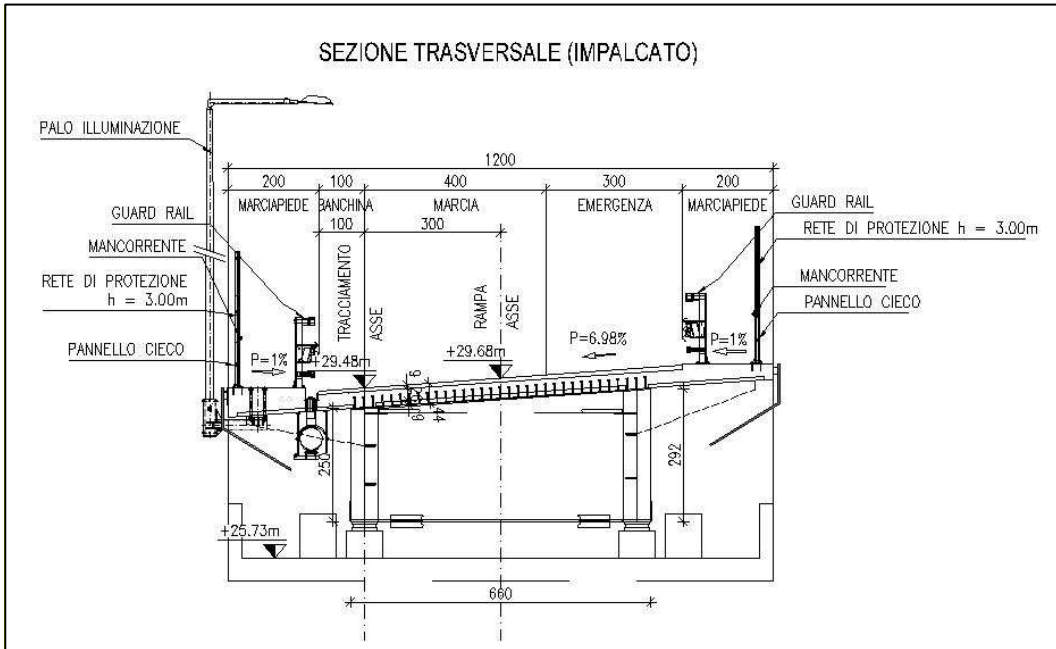


Fig. 1-2

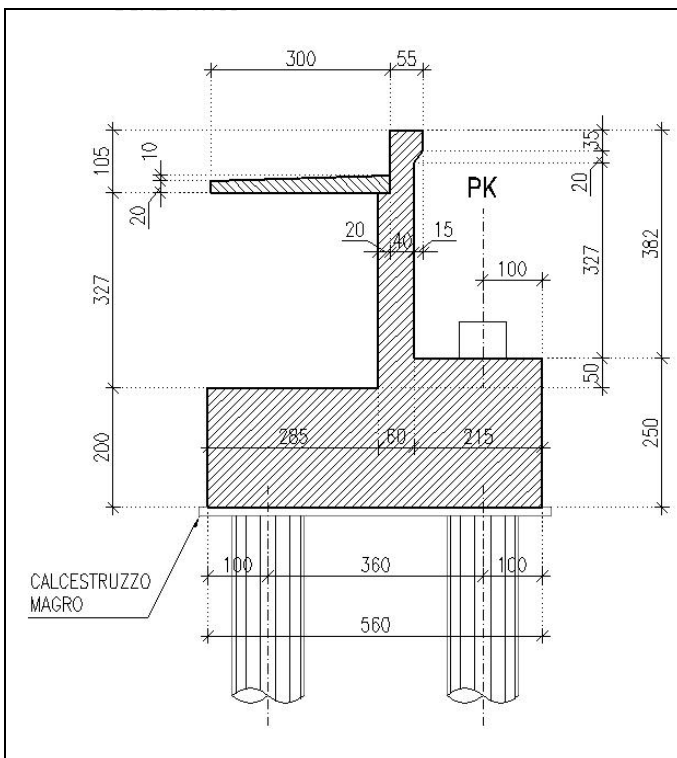
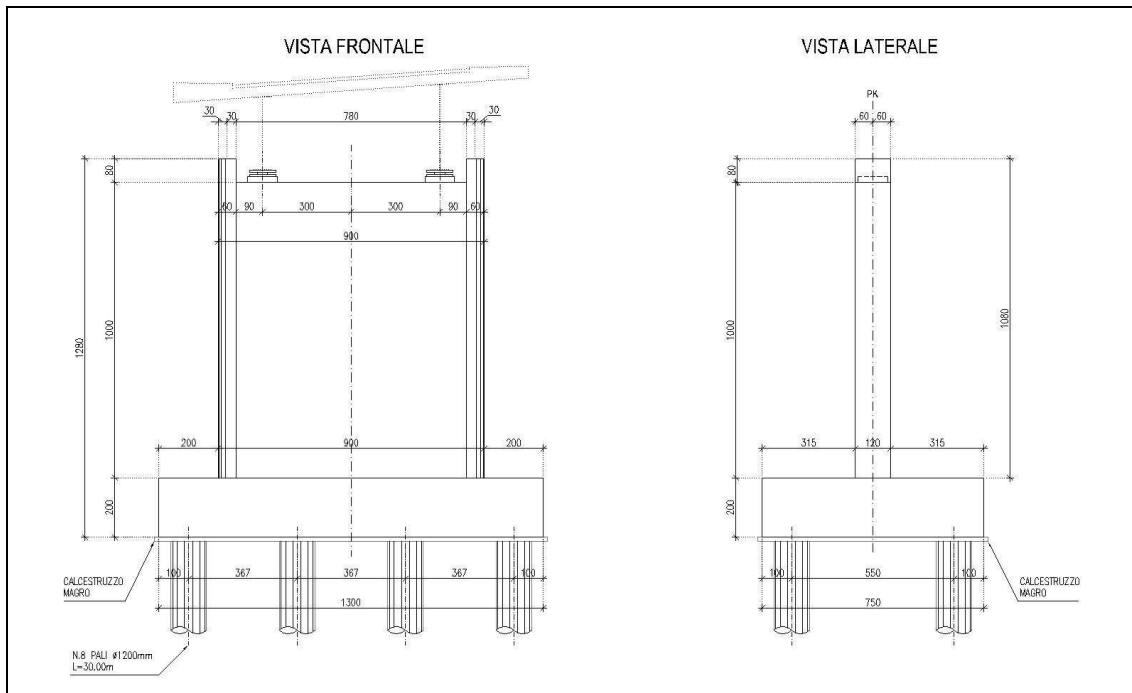


Fig. 1-3







## 2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

---

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

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

---

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

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

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

## 4. INCIDENZE

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

NA : NON APPLICABILE.

WBS	Descrizione Opera	Parte d'opera	Incidenza kg/mc										n° e diam. Trefoli	Incidenza kg/mq
			Pali	Fondazione	Elevazione	Pulvino	Baggioli e ritegni	Soletta di transizione	Soletta Marciapiede su Spalla	Soletta (escluso predalles)	Traverso Precompresso	Traverso Precompresso		
IVI 01	Viadotto 'FS MO/VR'	SPALLA PASSANTE (su 2 file di pali)	105	90	90	NA	200	80	NA	NA	NA	NA	NA	NA
IVI 01	Viadotto 'FS MO/VR'	PILA su Pali	85	100	130	NA	200	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
IVI 01	Viadotto 'FS MO/VR'	IMPALCATO ACCIAIO	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	300	NA	NA	NA	270

## 5. DATI DI BASE

### 5.1. DATI GENERALI

- Luci (interasse appoggi) – a partire da Ovest: 25/50/25 m
- Impalcati: 1
- Larghezza impalcato singolo: 12.00 m
- N° Corsie per impalcato (Effettive): 2
- N° Corsie per impalcato (di Calcolo): 3
- Travi: Acciaio
- Spalle: Passanti su 2 file di pali
- Vincolamento: isolatori a pendolo

### 5.2. APERTURA LIMITE DELLE FESSURE

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

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

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

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

**TAB. 5.2-1**

Elemento	Classe Esposizione	Condizione	Armatura	Combinazione	$w_d \leq$
Palo; Spalla e Pila (Fondazione)	XC2 *	Ordinaria	poco sensibile	frequente	$w_3$
				quasi permanente	$w_2$
Palo; Spalla e Pila (Fondazione)	XA1**	Aggressiva	poco sensibile	frequente	$w_2$
				quasi permanente	$w_1$
Palo; Spalla e Pila (Fondazione)	XA2***	Molto Aggressiva	poco sensibile	frequente	$w_1$
				quasi permanente	$w_1$
Spalla (Elevazione)	(XC4) - XD3	Molto Aggressiva	poco sensibile	frequente	$w_1$
				quasi permanente	$w_1$
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")  
 Longitudine : 10.8490; Latitudine 44.9098 (Spalla Ovest)

Inoltre, vale quanto riportato nella seguente tabella.

**TAB. 5.3-1**

	latitudine	longitudine		ag	Suolo	Ct	Tr	F0	Tc*	Ss	Cc	St	S	amax	Tb	Tc	Td	Fv
<b>Ferrovia VR-MO</b>	<b>44.9098</b>	<b>10.8490</b>	Orizzontale SLV	<b>0.228</b>	<b>C</b>	<b>T1</b>	<b>1898</b>	<b>2.48</b>	<b>0.284</b>	<b>1.361</b>	<b>1.591</b>	<b>1.000</b>	1.361	<b>0.310</b>	<b>0.150</b>	<b>0.451</b>	<b>2.512</b>	
			Orizzontale SLC	<b>0.253</b>	<b>C</b>	<b>T1</b>	<b>2475</b>	<b>2.458</b>	<b>0.287</b>	<b>1.327</b>	<b>1.586</b>	<b>1.000</b>	1.327	<b>0.336</b>	<b>0.152</b>	<b>0.455</b>	<b>2.613</b>	
			Verticale SLV	<b>0.147</b>	<b>C</b>	<b>T1</b>	<b>1898</b>			<b>1.000</b>		<b>1.000</b>	1.000	<b>0.147</b>	<b>0.050</b>	<b>0.150</b>	<b>1.000</b>	<b>1.598</b>
			Verticale SLC	<b>0.172</b>	<b>C</b>	<b>T1</b>	<b>2475</b>			<b>1.000</b>		<b>1.000</b>	1.000	<b>0.172</b>	<b>0.050</b>	<b>0.150</b>	<b>1.000</b>	<b>1.669</b>

## 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:

$\gamma$  : 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: IMPALCATO

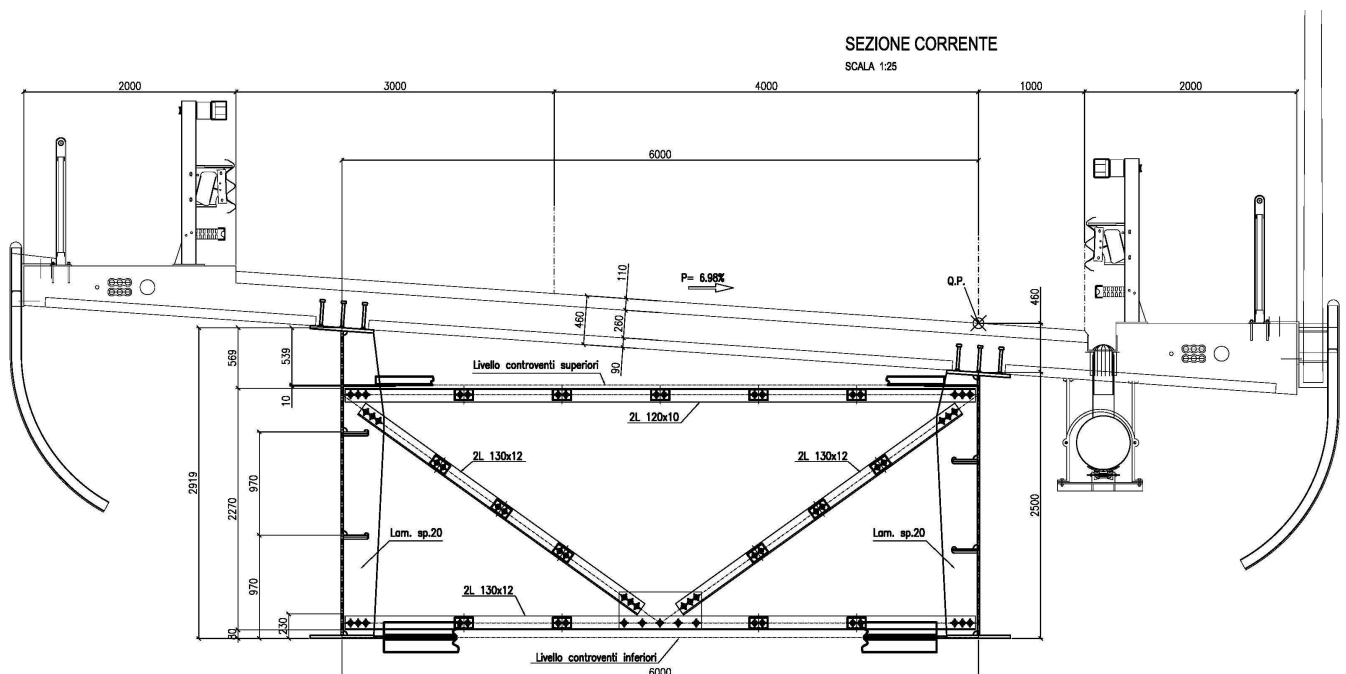
### 6.1. CRITERI DI CALCOLO

#### 6.1.1. Descrizione

##### 6.1.1.1. Impalcato Metallico

L'impalcato del ponte è costituito da una travata continua a tre campate (Luci: 25m – 50m – 25m) per una lunghezza totale di 100 m, realizzato con un sistema misto "acciaio – calcestruzzo". Due travi in acciaio a sezione a doppio T con anime verticali (altezza  $h = 2.50\text{m}$ ) sono rese collaboranti con una soletta in calcestruzzo di spessore pari a 0.35m. In corrispondenza degli appoggi sono previsti dei diaframmi trasversali in acciaio a parete piena, mentre lungo le campate sono previsti diaframmi trasversali in acciaio, a parete reticolare posti ad un passo di circa 3.50 m. Una sezione tipica dell'impalcato è riportata nella figura seguente (fig. 5.1-1):

**FIG. 6.1-1 – SEZIONE TIPICA VIADOTTO**



### 6.1.1.2. Vincolamento

Il sistema di vincolamento dell'impalcato alle sottostrutture è previsto tramite isolatori elastomerici ad elevato smorzamento che consentono di traslare la frequenza fondamentale di vibrazione della struttura in un campo caratterizzato da un basso contenuto energetico. Sono inquadrabili secondo la tipologia di "Isolatori elastomerici" descritta al punto 11.9.8 delle NTC08. Questi dispositivi sono costituiti da piastre di acciaio (armatura) di spessore limitato immersi in una matrice elastomerica ed a questa collegate mediante vulcanizzazione. Le caratteristiche fondamentali di questi isolatori sono:

- la capacità di sostenere il carico verticale della struttura grazie all'elevata rigidità verticale;
- capacità di resistere ai carichi orizzontali di esercizio con piccoli spostamenti;
- capacità di disaccoppiare il moto della struttura da quello del terreno;
- capacità dissipative tali da ridurre le oscillazioni della struttura.

### 6.1.2. 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 con il modello FEM 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) 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/togliere/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. L'analisi resta in campo statico-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.



### 6.1.3. Condizioni elementari di carico

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

#### 6.1.3.1. 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 (diaframmi, piastrame e bulloneria).

Il peso della soletta in c.a. gettata in opera, è stato applicato sulla sola struttura metallica nella fase di costruzione denominata "Getto" con un carico uniforme pari a 105 kN/m.

#### 6.1.3.2. 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 53.5kN/m.

#### 6.1.3.3. 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:

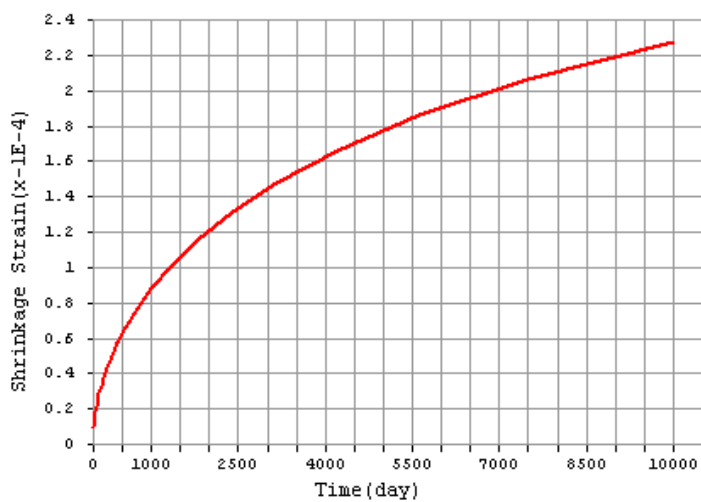
- Umidità relativa aria = 60%;
- $f_{ck} = 28$  MPa
- $\epsilon_{c0} = -0.000424$
- $h_0 = 2 \cdot (12.00 \cdot 0.26) / (12.00) = 0.52$ m;
- $k_h = 0.7$ ;
- $\epsilon_{cd,\infty} = -0.0002968$       ritiro da essiccamento
- $\epsilon_{ca,\infty} = -0.000045$       ritiro autogeno
- $\epsilon_{cs,\infty} = -0.003418$       contrazione finale da ritiro a  $t^\infty$

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:

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

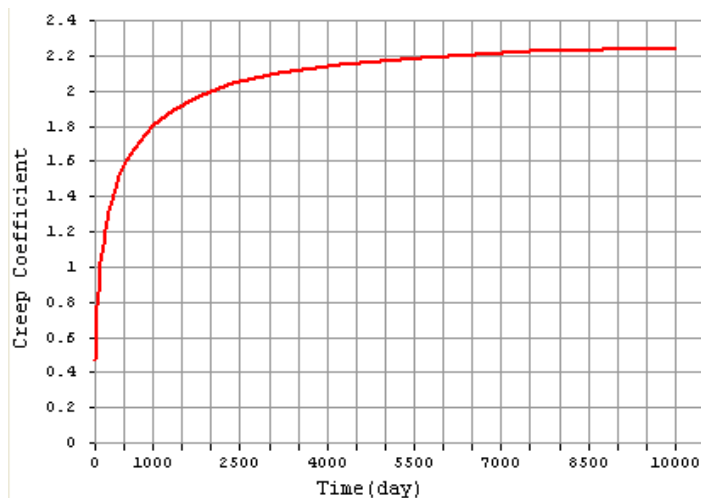
L'azione del ritiro è stata implementata nel modello di calcolo per il tramite di una curva di evoluzione della contrazione nel tempo valutata per un periodo di  $t = t^\infty = 10\ 000$  giorni. Tale curva è riportata nella immagine seguente:

**Fig. 6.1-2**



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. 6.1-3**



#### 6.1.3.4. 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;

#### 6.1.3.5. Cedimenti vincolari

Secondo le indicazioni fornite dalle elaborazioni geotecniche, è ragionevole ipotizzare un cedimento verticale pari a 30 mm per quanto attiene alle spalle e pari a 10 mm per quanto attiene alle pile.

#### 6.1.3.6. Azioni parassite dei vincoli

La tipologia di apparecchio d'appoggio, poiché priva di superfici di scorrimento, è esente da fenomeni di attrito.

#### 6.1.3.7. 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 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  $2.50 \text{ kN/m}^2$ . 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.

#### 6.1.3.8. 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:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6(2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L = 630 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN}$$

Tale forza è stata applicata sull'impalcato come carico uniformemente distribuito agente in direzione longitudinale ed intensità pari a 6.3 kN/m.

#### 6.1.3.9. Azione Centrifuga

Il raggio di curvatura dell'impalcato è pari a  $R = 435 \text{ m}$ , la forza centrifuga da applicare a livello della pavimentazione è assunta convenzionalmente pari a:

$$F_{\text{centr}} = 40 Q_v / R = 83 \text{ kN}$$

$$\text{dove } Q_v = \sum_i 2Q_{ik} = 900 \text{ kN} \quad (2 \text{ colonne di carico})$$

Tale forza è applicata a livello della pavimentazione ed agisce in direzione normale al ponte.

#### 6.1.3.10. 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  $2.50 \text{ kN/m}^2$ , 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.

#### 6.1.3.11. 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 elastomerici. Tale sistema di isolamento ha la peculiarità di modificare il periodo proprio di vibrazione della struttura, traslandolo in un campo caratterizzato da un basso contenuto energetico.

La schematizzazione del vincolamento è stata effettuata mediante molle elastiche lineari aventi caratteristiche equivalenti a quelle degli isolatori.

Per gli isolatori si sono utilizzate le seguenti caratteristiche:

TAB. 6.1-1

	SIGLA				Tipo	Mescola	Caratteristiche resistenti			Caratteristiche elastiche	
							Spostamento	V	F <sub>zd</sub>	K <sub>e</sub>	K <sub>v</sub>
	ISOLATORE						mm	kN	kN	kN/mm	kN/mm
<b>Spalla</b>	FIP	SI	N	500/150	Elast.	Normale	±300	1200	5290	1.05	1016
<b>Pila</b>	FIP	SI	N	700/160	Elast.	Normale	±300	4700	11370	1.92	1636

Dove:

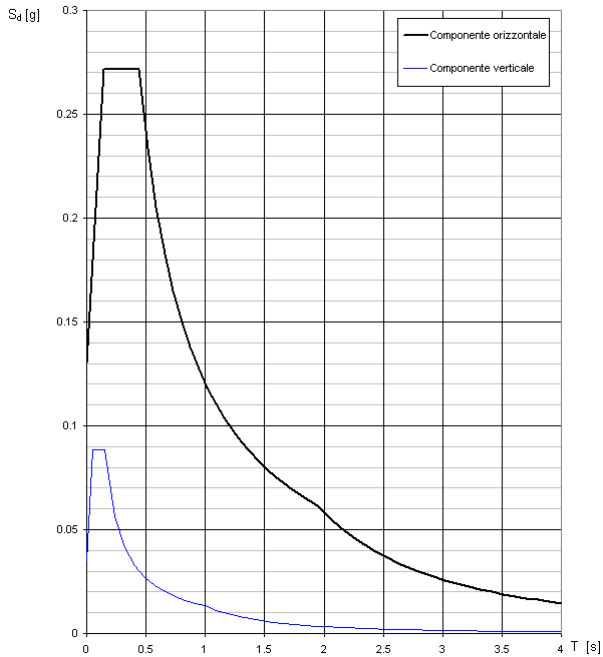
- Spostamento = spostamento ultimo di progetto;
- V = reazione massima in condizioni sismiche;
- F<sub>zd</sub> = reazione massima in condizioni di esercizio
- K<sub>e</sub> = rigidezza equivalente orizzontale in condizioni sismiche;
- K<sub>v</sub> = rigidezza verticale;

Lo smorzamento viscoso equivalente del sistema isolato è variabile tra il 10% ed il 15%. Si è scelto di utilizzare cautelativamente il valore minore corrispondente al 10% ( $\xi_{esi} = 0.10$ ).

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).

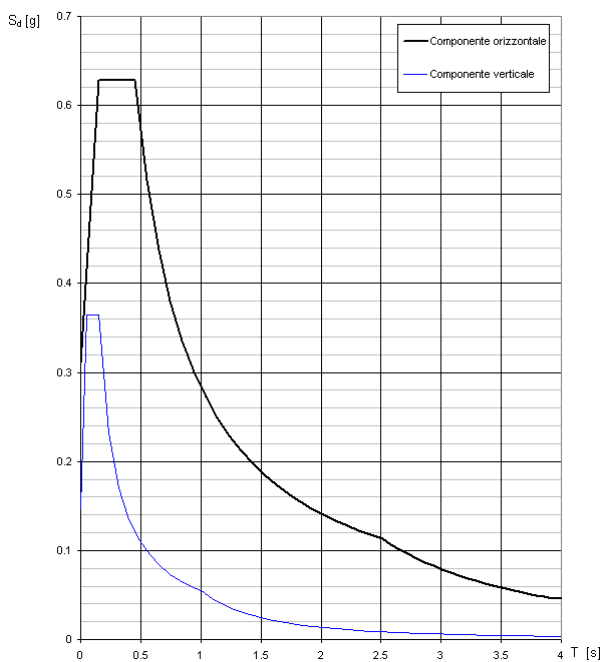
**FIG. 6.1-4**

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



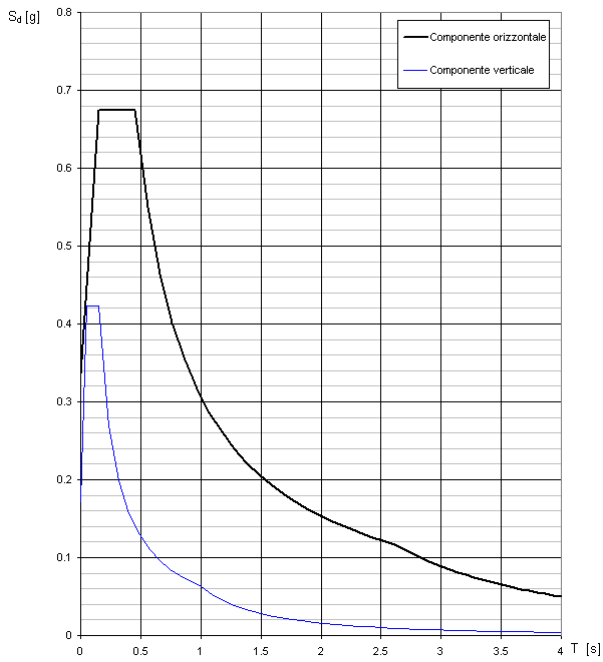
**FIG. 6.1-5**

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



**FIG. 6.1-6**

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



#### 6.1.4. 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. 6.1-2**

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

**TAB. 6.1-3**

	CS_01	CS_02	CS_03
ENV_CS	1.00	1.00	1.00

**TAB. 6.1-4 - CONDIZIONE DI INVILUPPO DEI CEDIMENTI VINCOLARI**

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

**TAB. 6.1-5 - CONDIZIONE DI INVILUPPO DELL'AZIONE DELLA TEMPERATURA**

	Temp. Est	Temp. Inv
ENV_DT	1.00	1.00

**TAB. 6.1-6 - CONDIZIONE DI INVILUPPO DELL'AZIONE DEL VENTO**

	WL +	WL -
ENV_WL	1.00	1.00

**TAB. 6.1-7 - 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. 6.1-8 – COMBINAZIONI DI SLU**

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

**TAB. 6.1-9 – COMBINAZIONI SISMICHE**

Combinazione	SW+DL	Sisma X	Sisma Y
<b>SLD 01</b>	1.00	1.00	0.30
<b>SLD 02</b>	1.00	0.30	1.00
<b>SLV 01</b>	1.00	1.00	0.30
<b>SLV 02</b>	1.00	0.30	1.00
<b>SLC 01</b>	1.00	1.00	0.30
<b>SLC 02</b>	1.00	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.

## 6.2. RISULTATI DELL'ANALISI – STATICA

In Allegato sono riportati i tabulati di Calcolo.

### 6.2.1. 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. 6.2-1 – REAZIONI VINCOLARI APPOGGI IN SPALLA**

Condizione di Carico	Spalle SP1-SP2					
	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Sola Struttura Metallica	0	0	94	0	0	99
Getto della Soletta	0	0	352	0	0	374
Applicazione carichi Permanenti (t=t <sup>0</sup> )	0	0	507	0	0	536
Applicazione carichi Permanenti (t=t <sup>∞</sup> )	0	0	389	0	0	421
Cedimento Spalla	0	0	-3	0	0	-3
Cedimento Pila	0	0	5	0	0	5
Variazione Termica (Estate)	24	0	169	23	2	165
Variazione Termica (Inverno)	-24	0	-169	-23	-2	-165
Vento Trasversale (dir. Y+)	0	-127	79	-1	-127	-84
Vento Trasversale (dir. Y-)	0	127	-79	1	127	84
Azione Long. di Frenamento (dir. X+)	-31	-3	-5	-31	-3	-5
Azione Long. di Frenamento (dir. X-)	31	3	5	31	3	5
Azione Centrifuga (max)	0	6	26	2	6	1
Azione Centrifuga (min)	0	-21	-1	-2	-20	-26
Carichi Mobili (Max)	2	2	1 028	2	2	1 003
Carichi Mobili (Min)	0	-1	-265	0	-1	-217
<b>ENV SLU(max)</b>	<b>63</b>	<b>201</b>	<b>2 325</b>	<b>65</b>	<b>202</b>	<b>2 297</b>
<b>ENV SLU(min)</b>	<b>-64</b>	<b>-216</b>	<b>-198</b>	<b>-66</b>	<b>-217</b>	<b>-136</b>

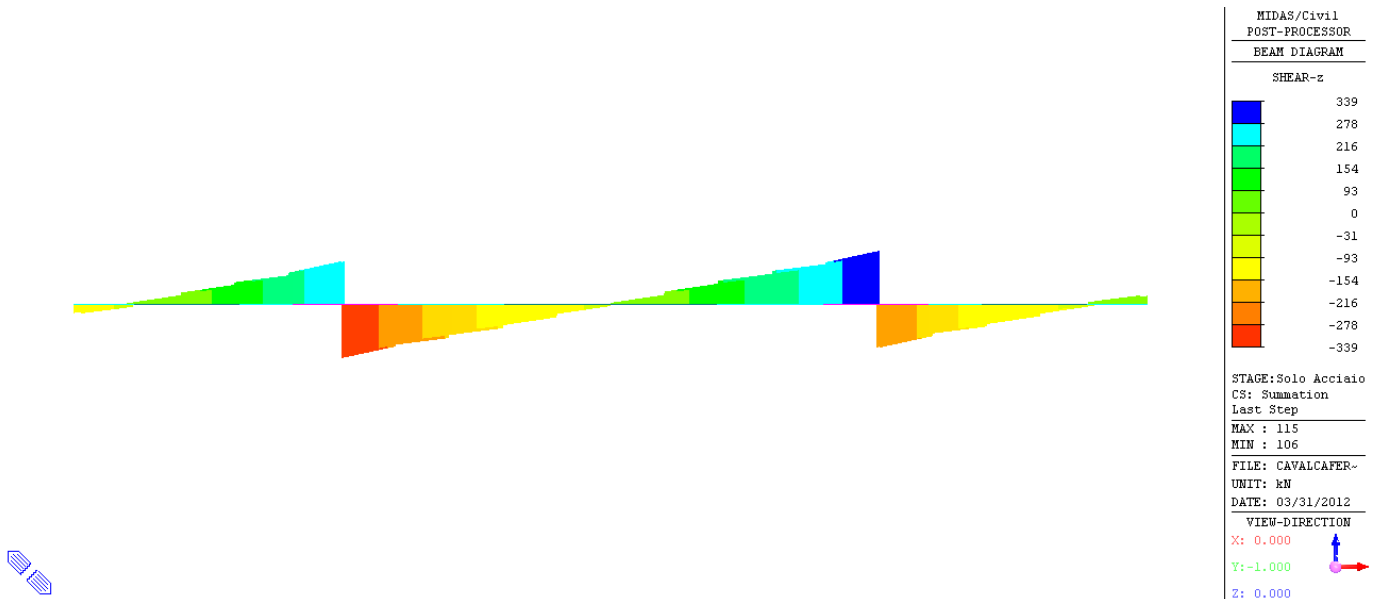
TAB. 6.2-2- REAZIONI VINCOLARI APPOGGI IN PILA

PILE P1-P2						
Condizione di Carico	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Sola Struttura Metallica	0	0	654	0	0	654
Getto della Soletta	0	0	3 033	0	0	3 030
Applicazione carichi Permanenti ( $t=t^0$ )	0	0	4 230	0	0	4 184
Applicazione carichi Permanenti ( $t=t^\infty$ )	0	0	4 265	0	0	4 383
Cedimento Spalla	0	0	3	0	0	6
Cedimento Pila	0	0	-6	0	0	-11
Variazione Termica (Estate)	0	-250	292	-1	-250	-285
Variazione Termica (Inverno)	0	250	-292	1	250	285
Vento Trasversale (dir. Y+)	25	-3	-49	24	1	-285
Vento Trasversale (dir. Y-)	-25	3	49	-24	-1	285
Azione Long. di Frenamento (dir. X+)	-60	-3	3	-60	-3	3
Azione Long. di Frenamento (dir. X-)	60	3	-3	60	3	-3
Azione Centrifuga (max)	0	0	28	3	0	1
Azione Centrifuga (min)	0	-25	-1	-2	-25	-28
Carichi Mobili (Max)	6	1	1 988	6	2	1 938
Carichi Mobili (Min)	-2	-2	-61	-2	-2	-56
<b>ENV SLU(max)</b>	<b>119</b>	<b>382</b>	<b>8 782</b>	<b>120</b>	<b>381</b>	<b>8 977</b>
<b>ENV SLU(min)</b>	<b>-100</b>	<b>-407</b>	<b>3 727</b>	<b>-102</b>	<b>-405</b>	<b>3 693</b>

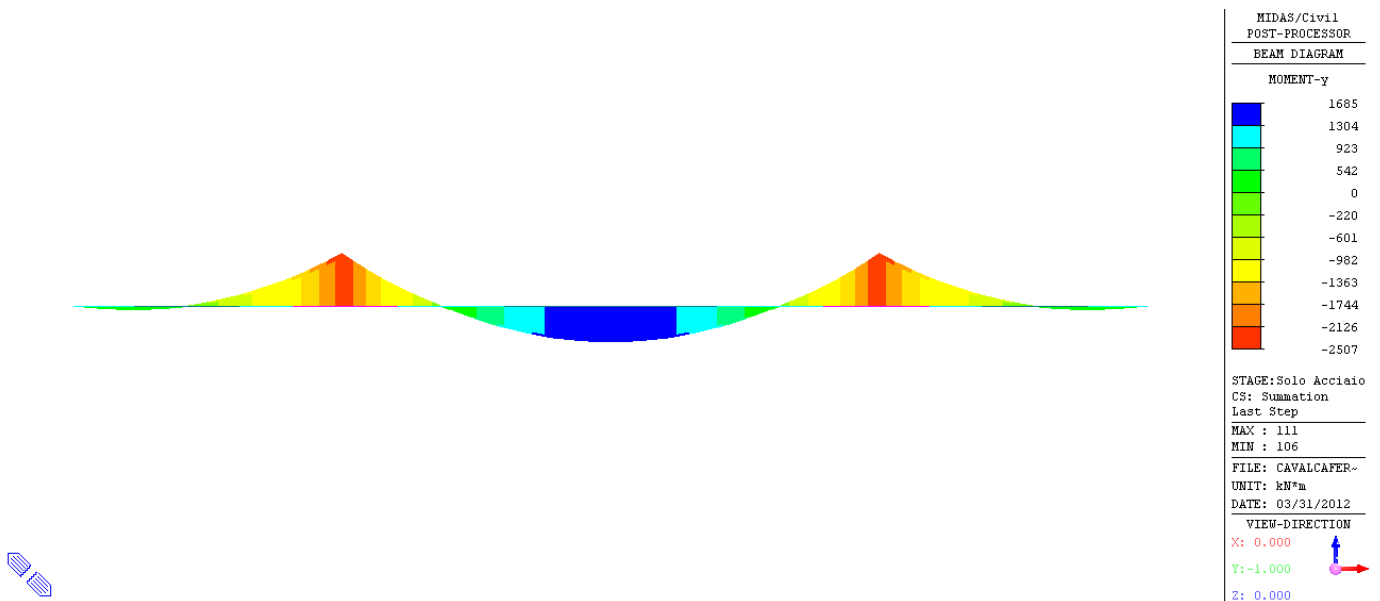
**6.2.2. Azioni interne**

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

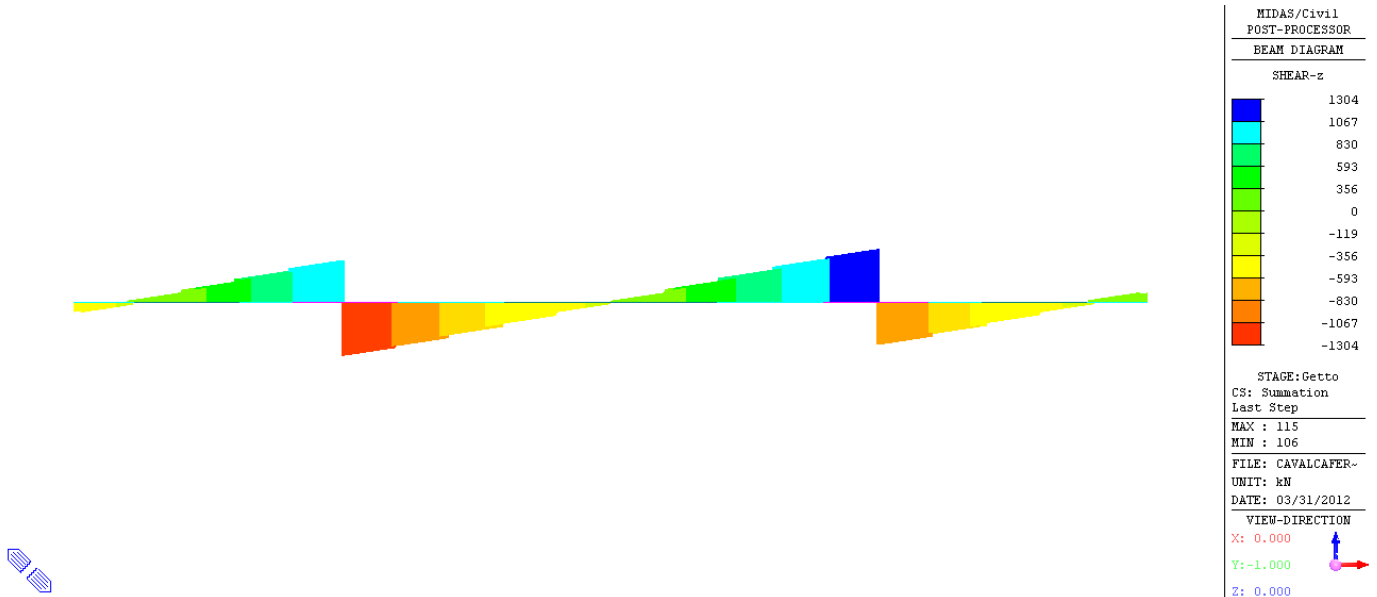
**FIG. 6.2-1 FASE 1: STRUTTURA METALLICA – TAGLIO (kN)**



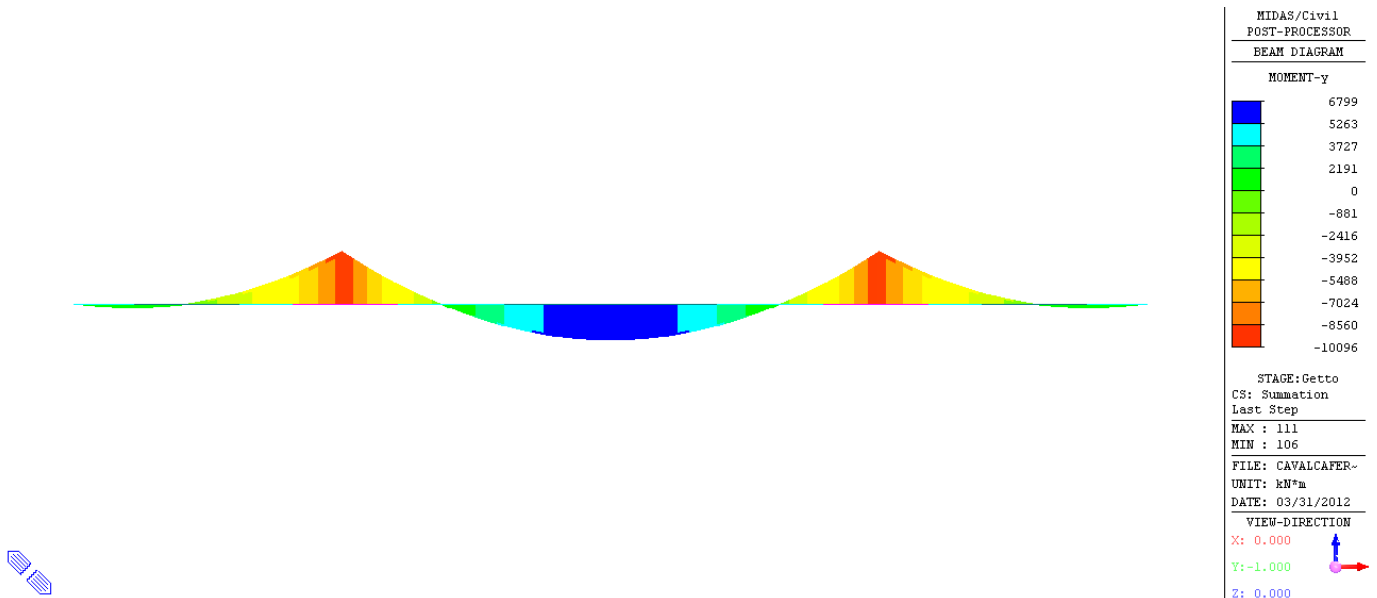
**FIG. 6.2-2 FASE 1: STRUTTURA METALLICA – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)**



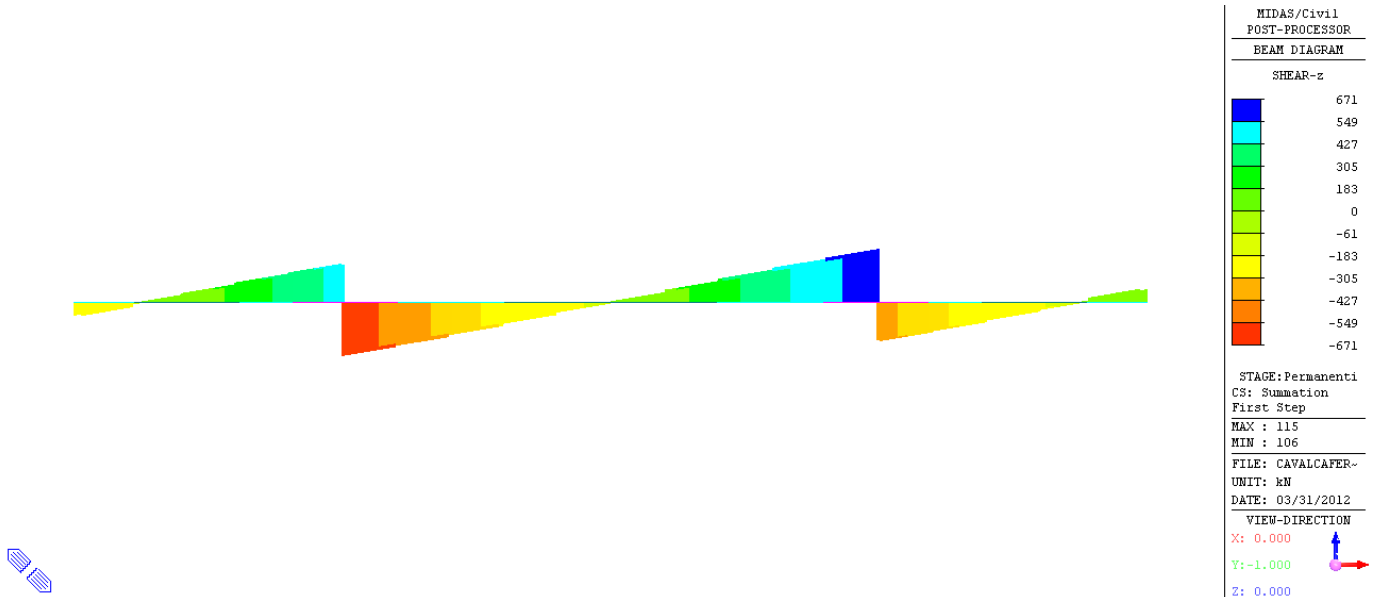
**FIG. 6.2-3 FASE 2: GETTO SOLETTA IN CLS – TAGLIO (kN)**



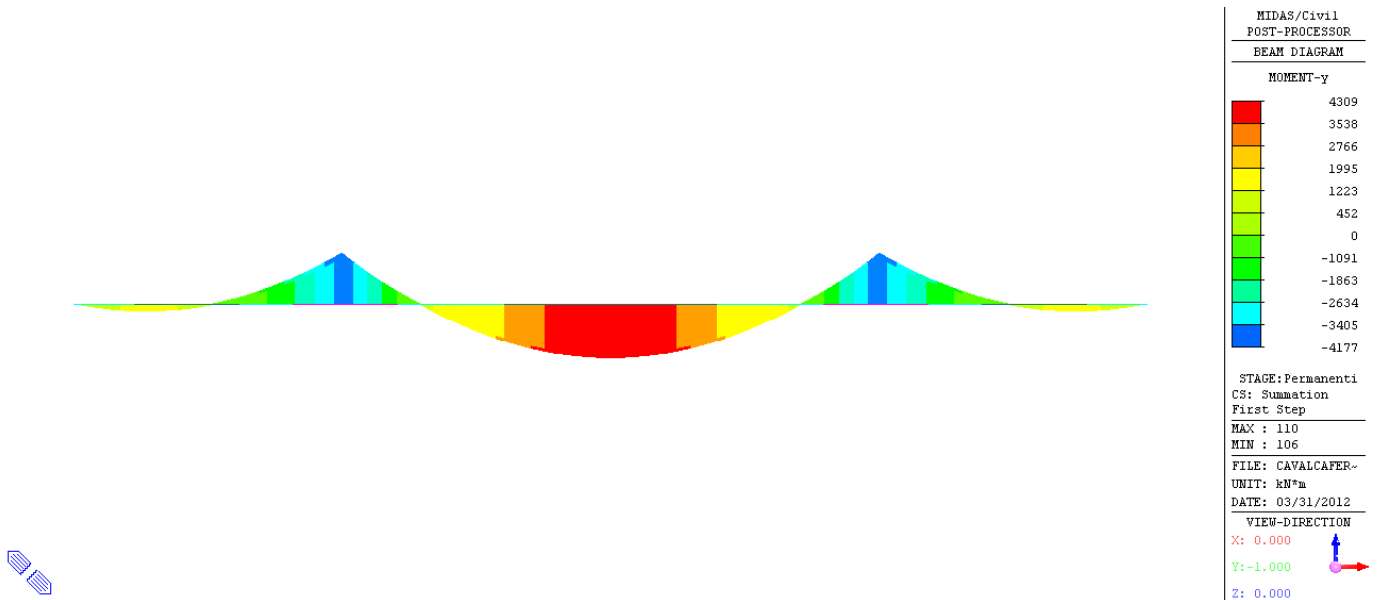
**FIG. 6.2-4 FASE 2: GETTO SOLETTA IN CLS – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)**



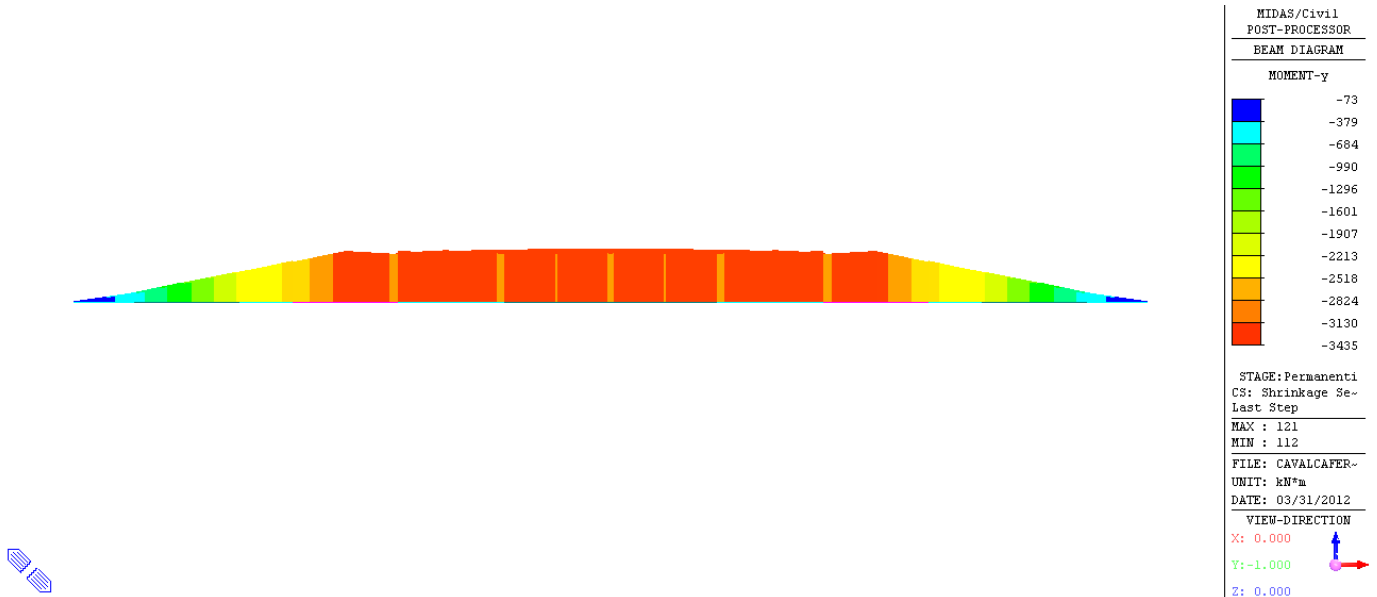
**FIG. 6.2-5 FASE 3: APPLICAZIONE DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI – TAGLIO (kN)**



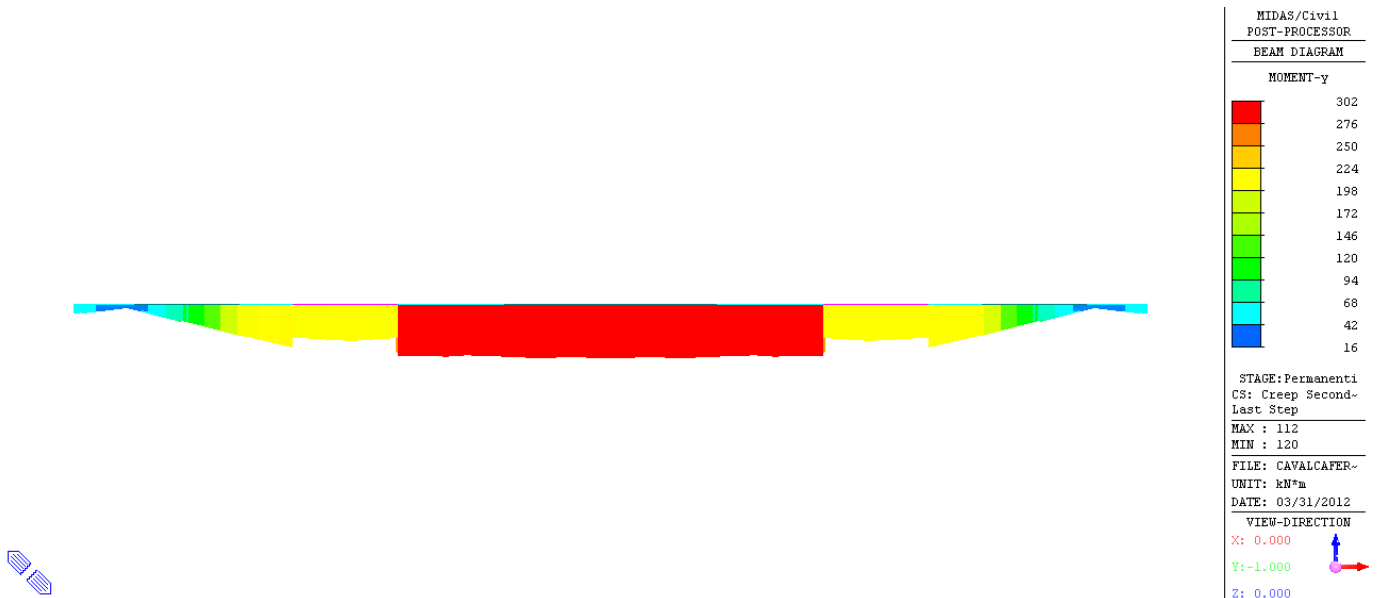
**FIG. 6.2-6 FASE 3: APPLICAZIONE DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)**



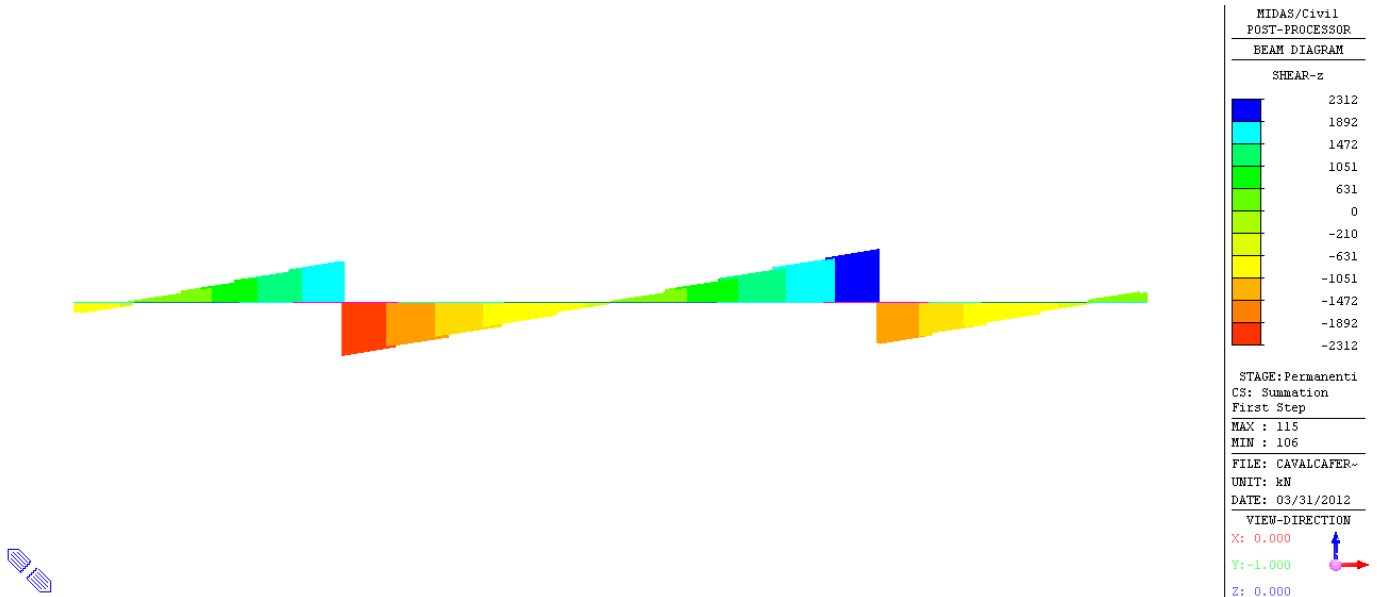
**FIG. 6.2-7 RITIRO DEL CLS – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)**



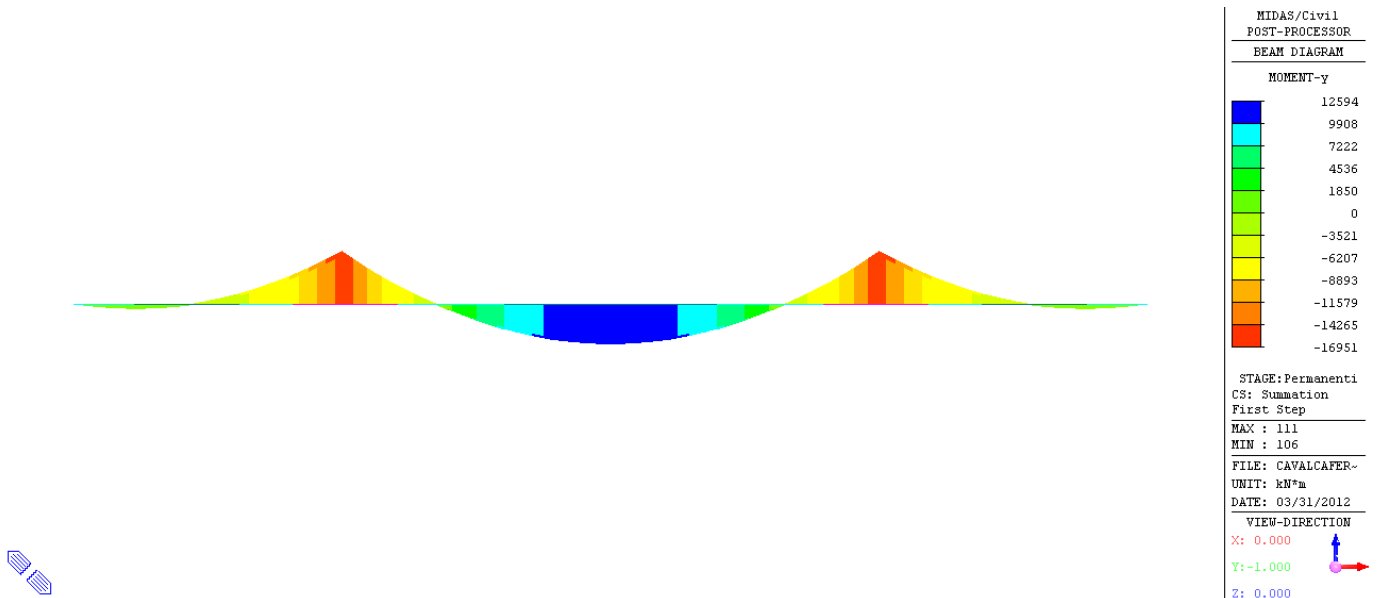
**FIG. 6.2-8 RIDISTRIBUZIONE PER VISCOSITÀ DEL CLS – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)**



**FIG. 6.2-9 AZIONI COMPLESSIVE A T<sub>0</sub> – TAGLIO (kN)**

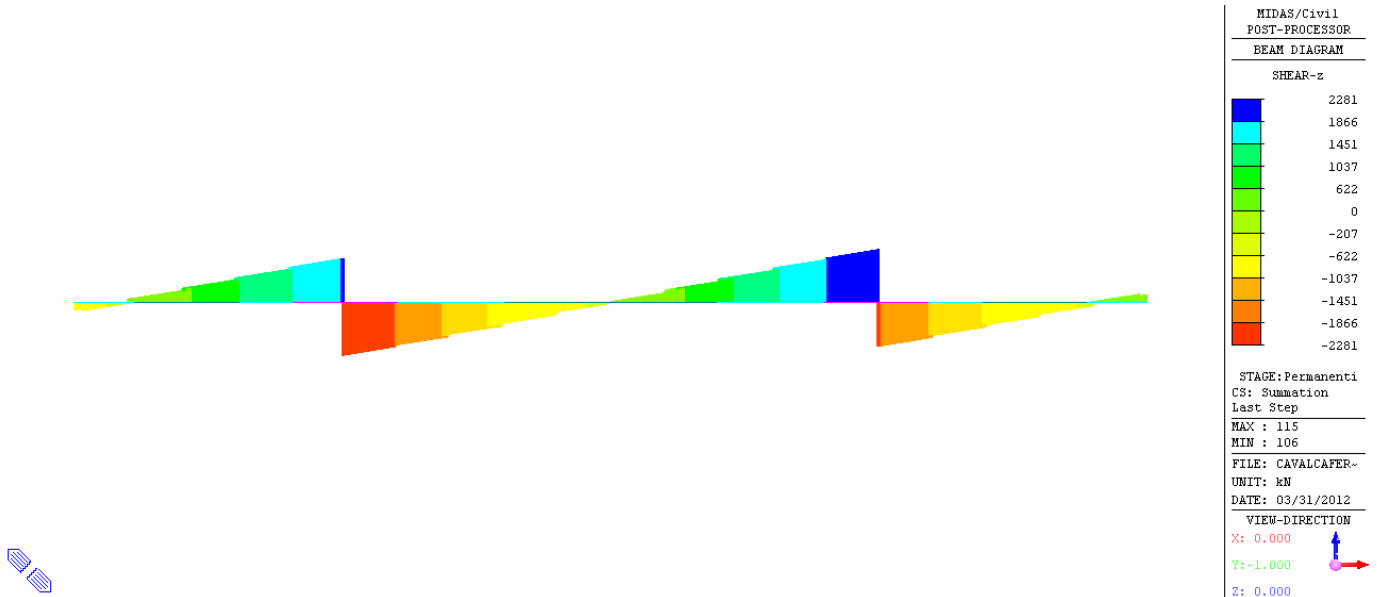


**FIG. 6.2-10 AZIONI COMPLESSIVE A T<sub>0</sub> – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)**

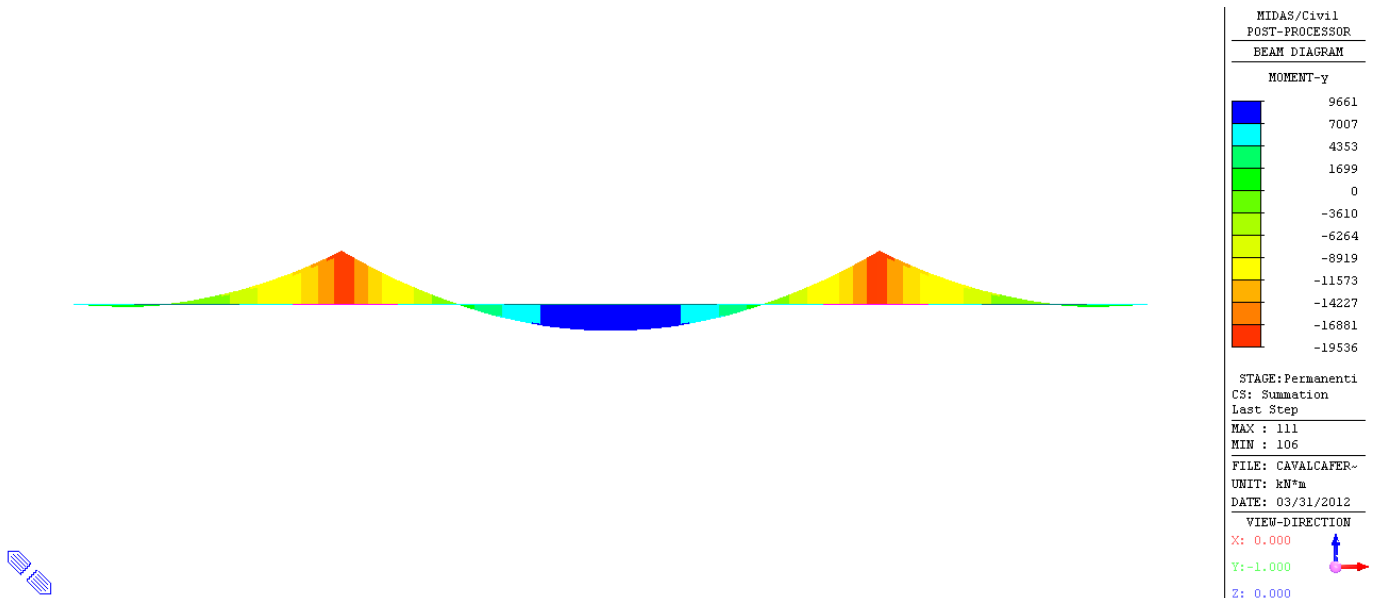




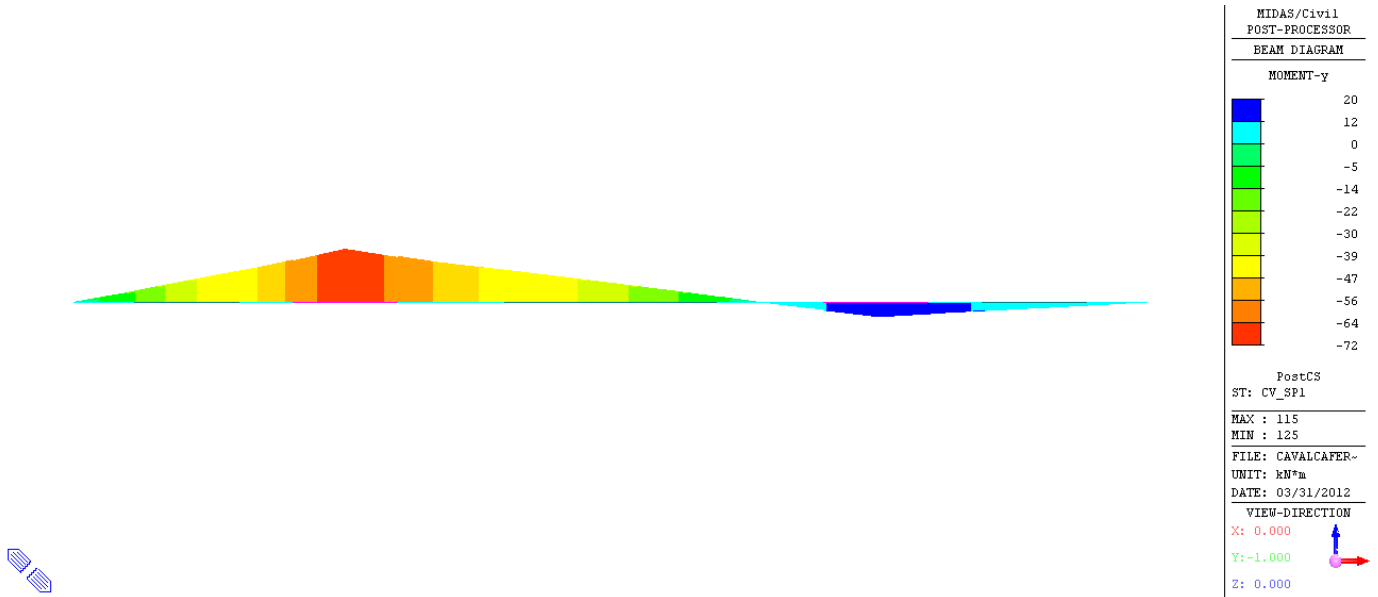
**FIG. 6.2-11 AZIONI COMPLESSIVE A T<sup>∞</sup> – TAGLIO (kN)**



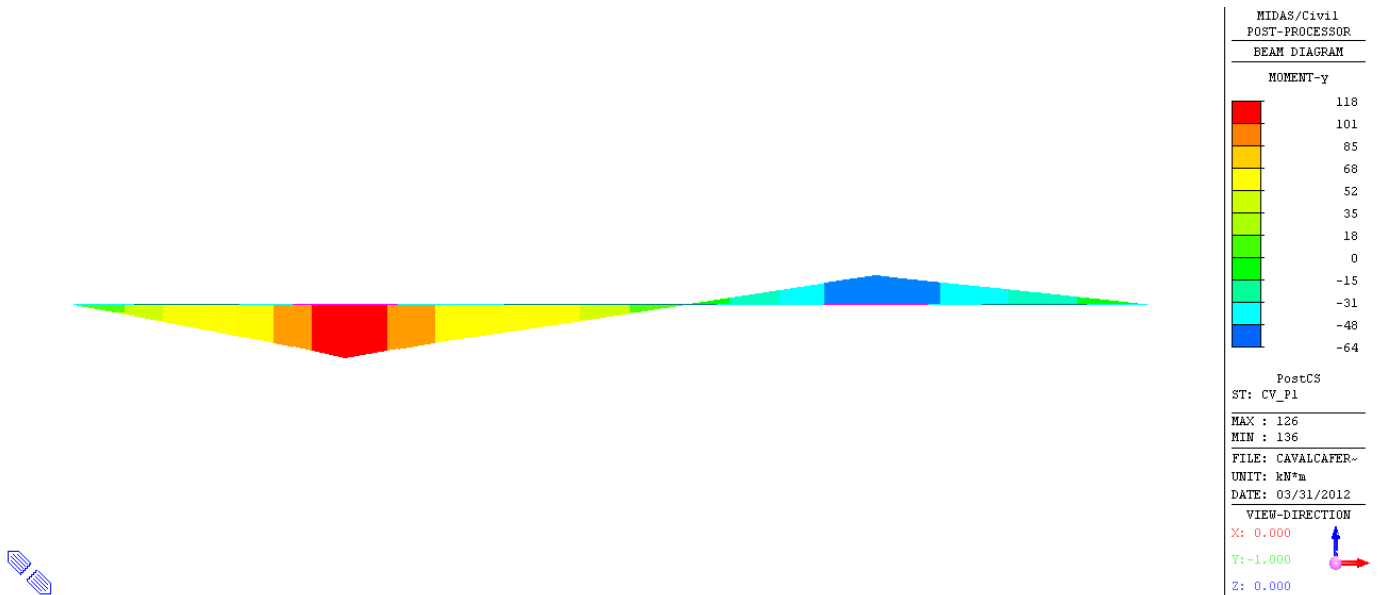
**FIG. 6.2-12 AZIONI COMPLESSIVE A T<sup>∞</sup> – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)**



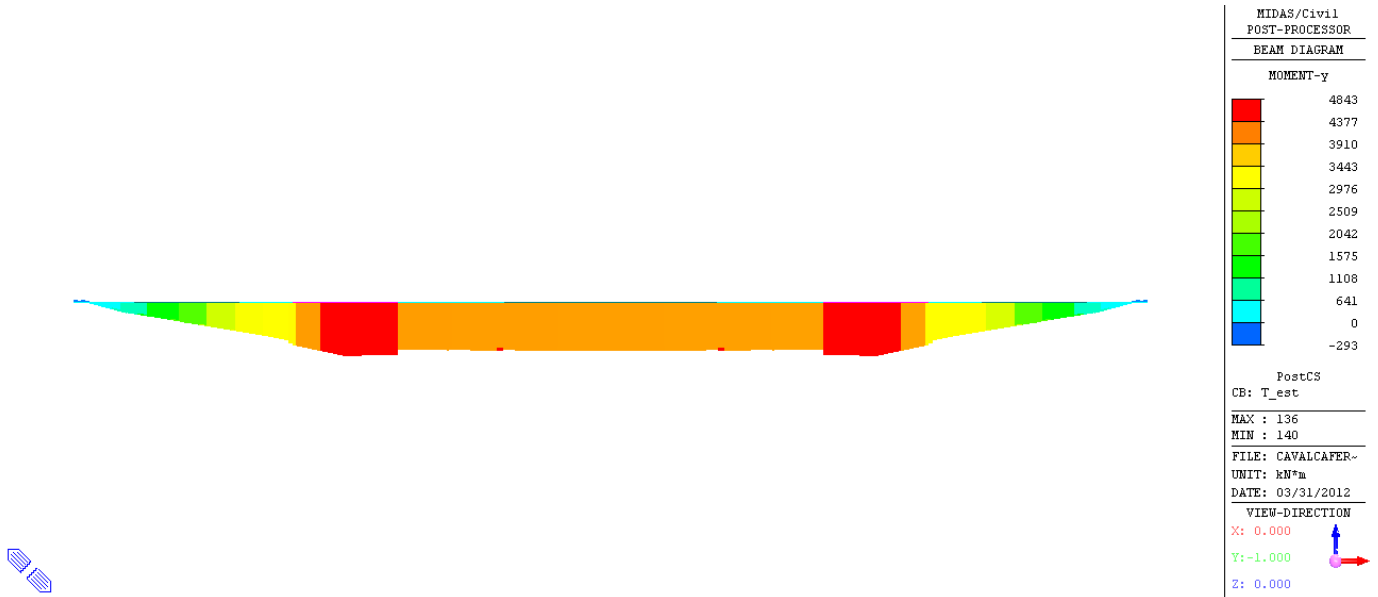
**FIG. 6.2-13 CEDIMENTO VINCOLARE IN SPALLA SP1 – MOMENTO FLETTENTE MY (kN)**



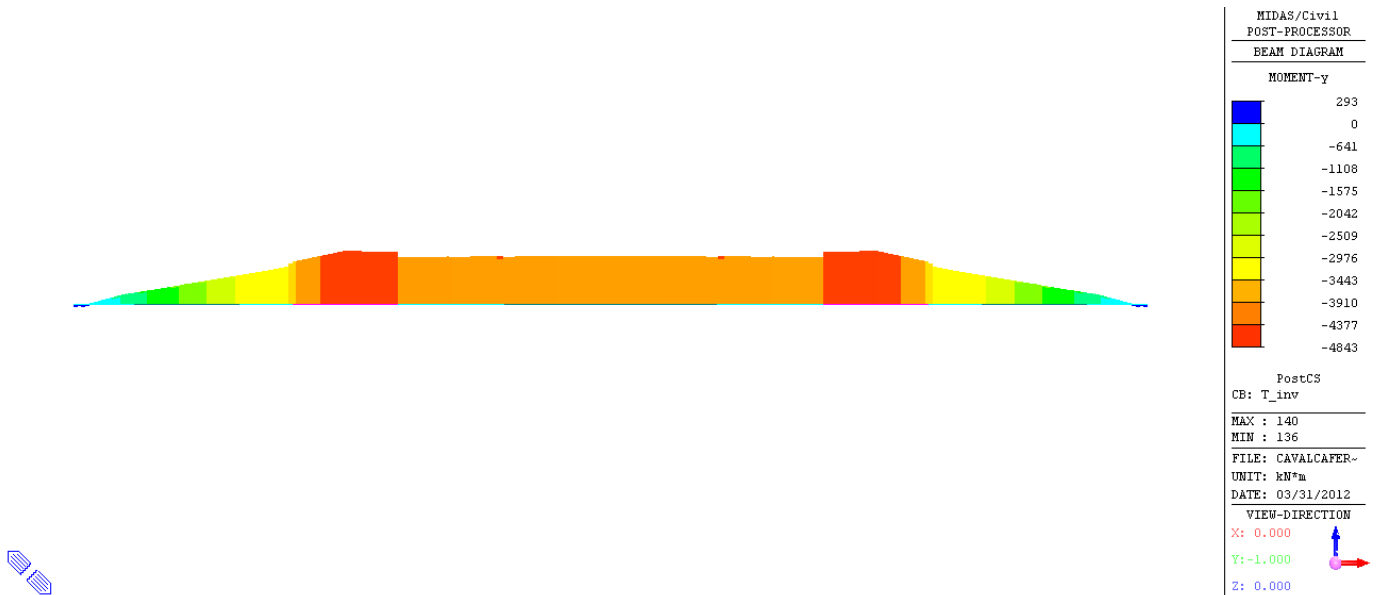
**FIG. 6.2-14 CEDIMENTO VINCOLARE IN PILA P1 – MOMENTO FLETTENTE MY (kN)**



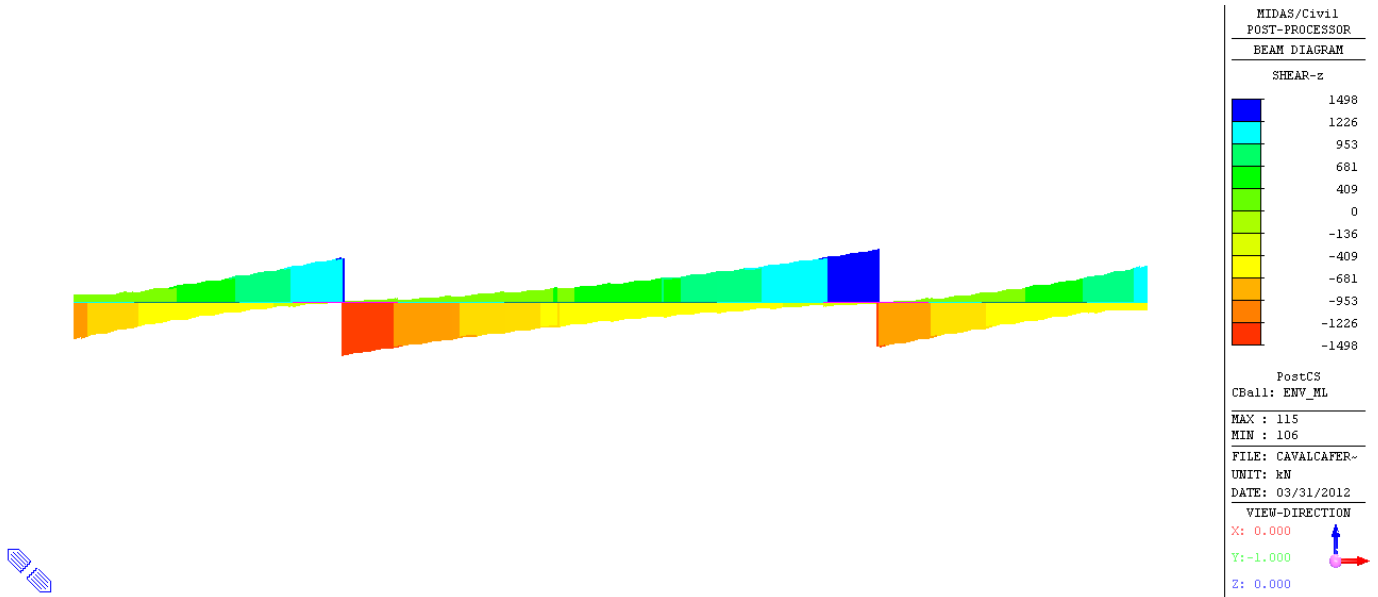
**FIG. 6.2-15 AZIONE DELLA TEMPERATURA (TEMP. ESTATE) – MOMENTO FLETTENTE MY (kN)**



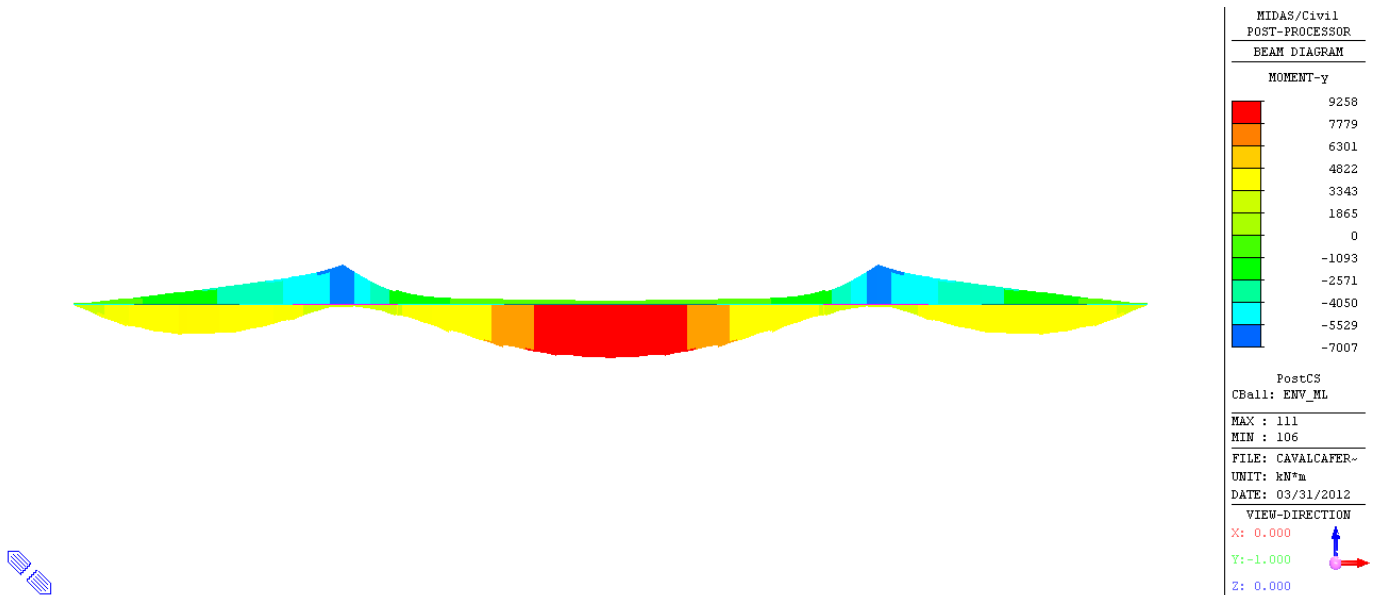
**FIG. 6.2-16 AZIONE DELLA TEMPERATURA (TEMP. ESTATE) – MOMENTO FLETTENTE MY (kN)**



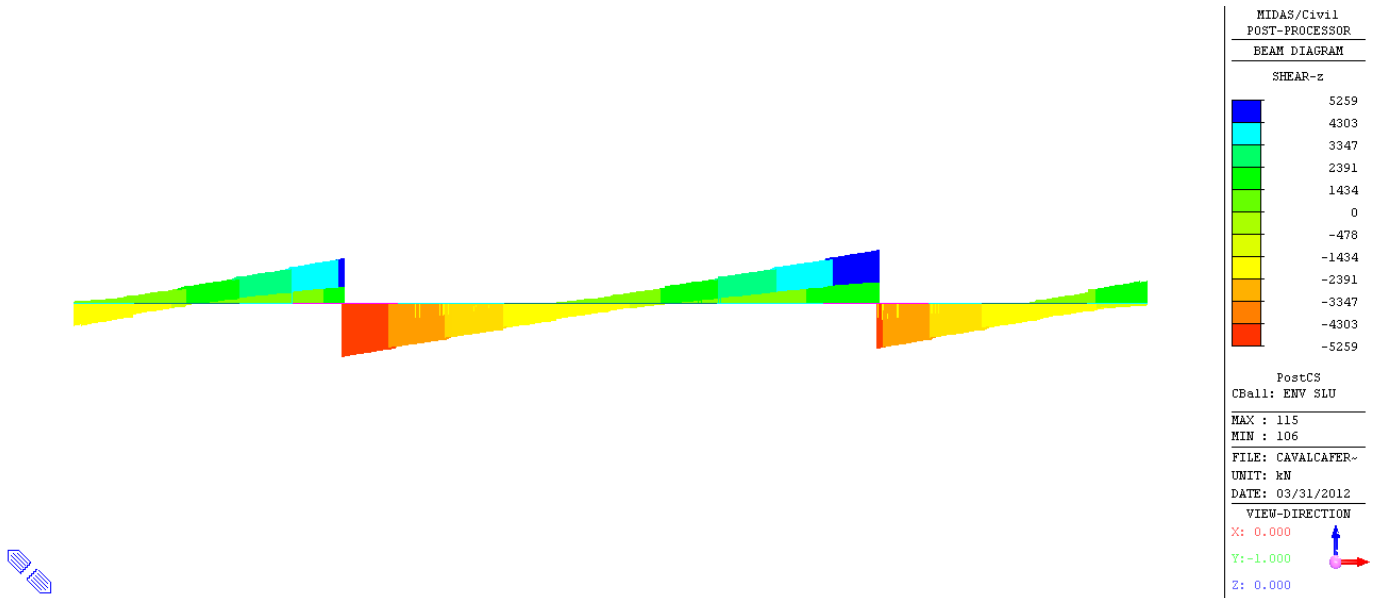
**FIG. 6.2-17 INVILUPPO DEI CARICHI MOBILI – TAGLIO (kN)**



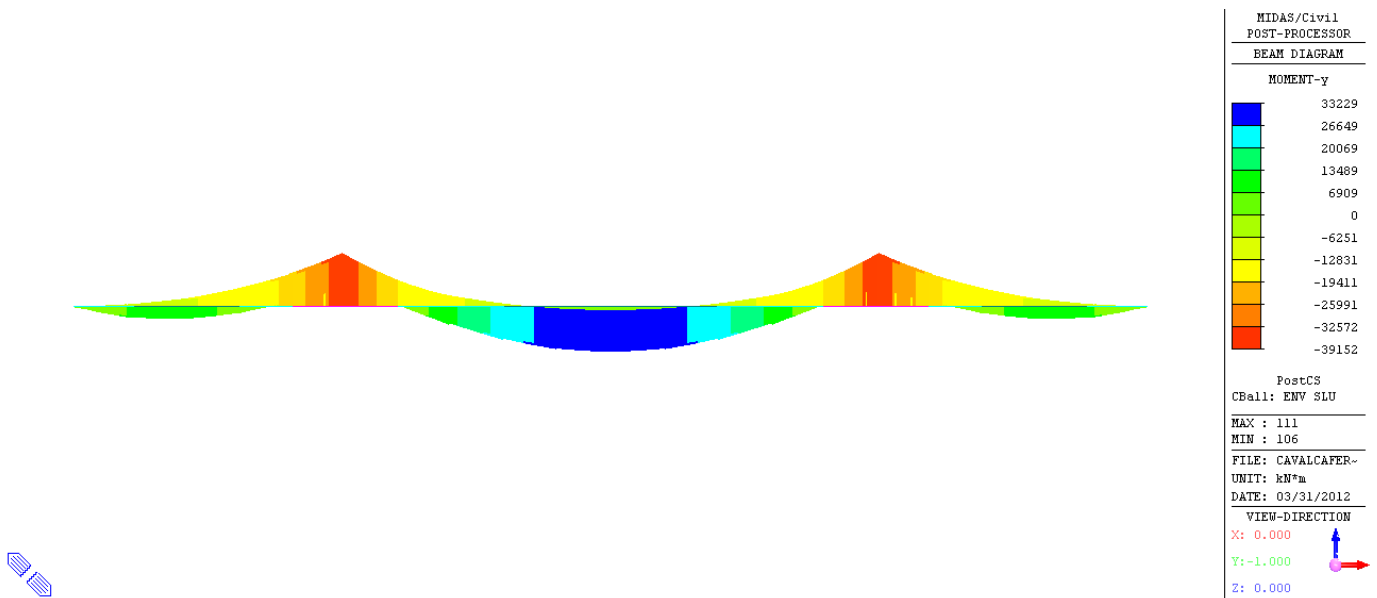
**FIG. 6.2-18 INVILUPPO DEI CARICHI MOBILI – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)**



**Fig. 6.2-19 INVILUPPO COMBINAZIONI DI SLU – TAGLIO (kN)**



**Fig. 6.2-20 INVILUPPO COMBINAZIONI DI SLU – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)**



## 6.3. RISULTATI DELL'ANALISI - SISMICA

### 6.3.1. Analisi lineare statica

Le azioni orizzontali dovute al sisma si valutano a partire dalle caratteristiche equivalenti del sistema di isolamento. Per il sistema in oggetto si ha una rigidezza totale equivalente pari alla somma delle rigidezze dei singoli apparecchi d'appoggio:

$$K_{\text{eff}} = \sum_i k_i = 11.88 \text{ kN/mm} \quad \text{Rigidezza efficace}$$

Le masse sismiche considerate agenti sulla struttura sono dovute ai carichi permanenti ed al 20% dei carichi mobili massimi possibili sul viadotto. Il peso della massa sismica vale quindi:

$$W = 18\,918 \text{ kN} \quad \text{Peso totale (SW + PP)}$$

$$0.2 \text{ ML}_{\text{max}} = 1\,620 \text{ kN} \quad \text{20\% massimi carichi mobili}$$

$$M = 20\,538 \text{ kN} \quad \text{Peso totale delle masse sismiche}$$

Si determina il periodo fondamentale della struttura isolata, ricondotta al caso di un oscillatore semplice:

$$T_{\text{is}} = 2\pi (M/K_{\text{eff}})^{0.5} = 2.670 \text{ s} \quad \text{Periodo efficace}$$

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.

$$S_e(T_{\text{is}})_{\text{SLD}} = 0.033 \text{ g}$$

$$S_e(T_{\text{is}})_{\text{SLV}} = 0.101 \text{ g}$$

$$S_e(T_{\text{is}})_{\text{SLC}} = 0.112 \text{ g}$$

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

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

con  $M = 20\,538 \text{ kN}$  peso corrispondente alla massa sismica (SW + PP + 0.20ML)

**TAB. 6.3-1 – FORZA SISMICA TOTALE AGENTE NEL CENTRO DI RIGIDEZZA**

	$S_e(\text{g})$	F (kN)
Forza Orizzontale SLD	0.033	678
Forza Orizzontale SLV	0.101	2 074
Forza Orizzontale SLC	0.112	2 300

A tale forza corrispondono gli spostamenti del centro di rigidità calcolato mediante la seguente espressione:

$$d_{dc} = M \times S_e(T_{is}) / K_{esi}$$

Tale spostamento vale per i tre stati limite considerati:

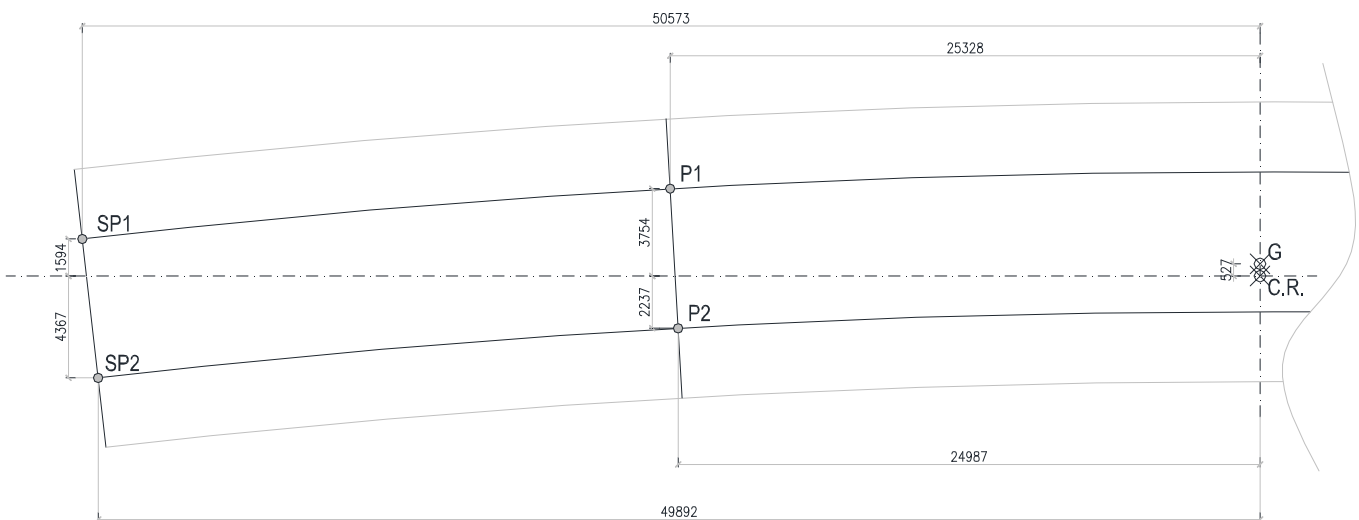
**TAB. 6.3-2 – SPOSTAMENTI SISMICI DEL CENTRO DI RIGIDEZZA**

<b>SLD</b>	$d_{dc} =$	57.05 mm
<b>SLV</b>	$d_{dc} =$	174.61 mm
<b>SLC</b>	$d_{dc} =$	193.62 mm

Tali valori di forza e spostamento vanno opportunamente ripartite tra gli isolatori in funzione delle rispettive rigidità e distanze rispetto al centro di rigidità. In aggiunta alle azioni compressive, sui singoli isolatori vanno considerati gli effetti torsionali dovuti alle eccentricità effettive ed accidentali del sistema di isolamento.

L'eccentricità del centro di rigidità del sistema di isolamento rispetto al centro di massa (determinato come baricentro delle reazioni verticali nei singoli appoggi) è riportata nella figura seguente ed è pari a 527mm:

**FIG. 6.3-1 – CENTRO DI MASSA E DI RIGIDEZZA E COORDINATE RELATIVE DEGLI ISOLATORI**



Tale valore è minore del 5% della dimensione trasversale dell'impiacato ( $e_{max} = 5\%B = 0.05 \cdot 12\,000 \text{ mm} = 600 \text{ mm}$ ).

All'eccentricità effettiva va aggiunta una eccentricità accidentale assunta convenzionalmente pari al 5% della dimensione misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Per le due direzioni principali dell'azione sismica si assumono le seguenti eccentricità totali:

**TAB. 6.3-3 – ECCENTRICITÀ REALI, ACCIDENTALI E TOTALI**

	$e_{eff}$ mm	$e_{acc}$ mm	$e_{tot}$ mm
$e_x$	0	5 000	5 000
$e_y$	527	600	1 127

Le forze e gli spostamenti del centro di rigidezza vanno incrementate per i singoli isolatori mediante dei fattori incrementativi  $\bar{\delta}_{xi}$  e  $\bar{\delta}_{yi}$ , da applicare, rispettivamente alle azioni in direzione x ed y, determinati secondo le:

$$\bar{\delta}_{xi} = 1 + (e_{tot,y} / r_y^2) y$$

e

$$\bar{\delta}_{yi} = 1 + (e_{tot,x} / r_x^2) x$$

con:

**TAB. 6.3-4 – COORDINATE E RIGIDEZZE ISOLATORI**

	$x_i$ mm	$y_i$ mm	$K_{xi}$ kN/mm	$K_{yi}$ kN/mm
<b>SP1</b>	50 573	1 594	1.05	1.05
<b>SP2</b>	49 892	4 367	1.05	1.05
<b>P1</b>	25 328	3 754	1.95	1.95
<b>P2</b>	24 987	2 237	1.95	1.95

$$r_x^2 = \sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi}) / \sum K_{yi} = 1\,317\,766\,877 \text{ mm}^2$$

e

$$r_y^2 = \sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi}) / \sum K_{xi} = 1\,317\,766\,877 \text{ mm}^2$$

si ottengono i seguenti fattori di incremento per i singoli isolatori:

**TAB. 6.3-5 – FATTORI DI INCREMENTO**

	$\bar{\delta}_{xi}$	$\bar{\delta}_{yi}$
<b>SP1</b>	1.00	1.19
<b>SP2</b>	1.00	1.19
<b>P1</b>	1.00	1.10
<b>P2</b>	1.00	1.10



Le azioni sismiche sui singoli isolatori, amplificate per i fattori di incremento, valgono quindi:

TAB. 6.3-6 – AZIONI SUGLI ISOLATORI

SPALLA	Isolatore SP1				Isolatore SP2			
	FX	FY	dx	dy	FX	FY	dx	dy
	kN	kN	mm	mm	kN	kN	mm	mm
SLD	60	71	57	68	60	71	57	68
SLV	184	219	175	208	184	218	175	208
SLC	204	242	194	231	204	242	194	230

PILA	Isolatore P1				Isolatore P2			
	FX	FY	dx	dy	FX	FY	dx	dy
	kN	kN	mm	mm	kN	kN	mm	mm
SLD	112	122	57	63	111	122	57	63
SLV	342	373	175	191	341	373	175	191
SLC	379	414	194	212	378	414	194	212

Le azioni combinate per gli stati limite di progetto valgono quindi:

TAB. 6.3-7 – AZIONI SUGLI ISOLATORI

SPALLA	Isolatore SP1					Isolatore SP2				
	FX	FY	dx	dy	dxy	FX	FY	dx	dy	dxy
	kN	kN	mm	mm	mm	kN	kN	mm	mm	mm
SLD_01	60	21	57	20	61	60	21	57	20	61
SLD_02	18	71	17	68	70	18	71	17	68	70
SLV_01	184	66	175	62	186	184	65	175	62	186
SLV_02	55	219	52	208	215	55	218	53	208	214
SLC_01	204	73	194	69	206	204	73	194	69	206
SLC_02	61	242	58	231	238	61	242	58	230	238

Pila	Isolatore P1					Isolatore P2				
	FX	FY	dx	dy	dxy	FX	FY	dx	dy	dxy
	kN	kN	mm	mm	mm	kN	kN	mm	mm	mm
SLD_01	112	37	57	19	60	111	37	57	19	60
SLD_02	33	122	17	63	65	33	122	17	63	65
SLV_01	342	112	175	57	184	341	112	175	57	184
SLV_02	102	373	53	191	198	102	373	52	191	198
SLC_01	379	124	194	64	204	378	124	194	64	204
SLC_02	114	414	58	212	220	113	414	58	212	220

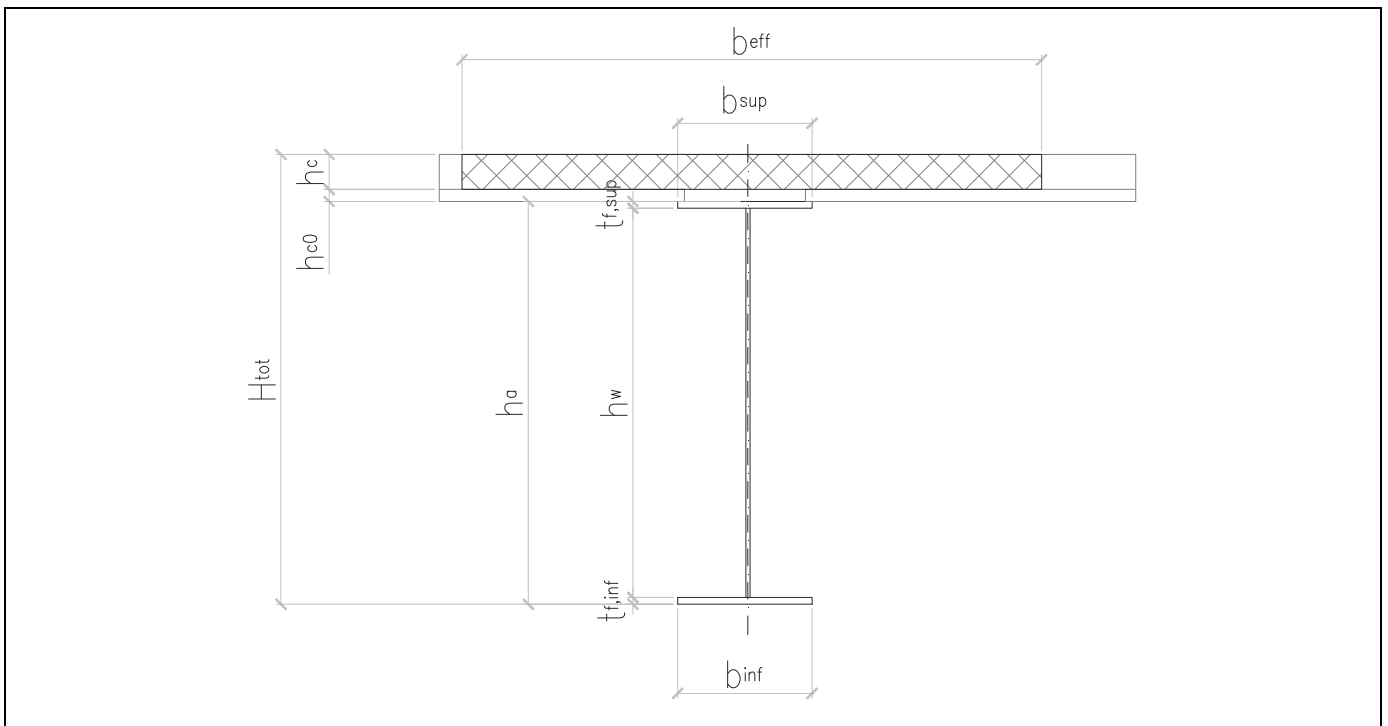
## 6.4. VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

### 6.4.1. 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. 6.4-1 - 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:

- $\tau_{med}$  : tensione tangenziale media nell'anima;
- $\sigma_N$  : 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.

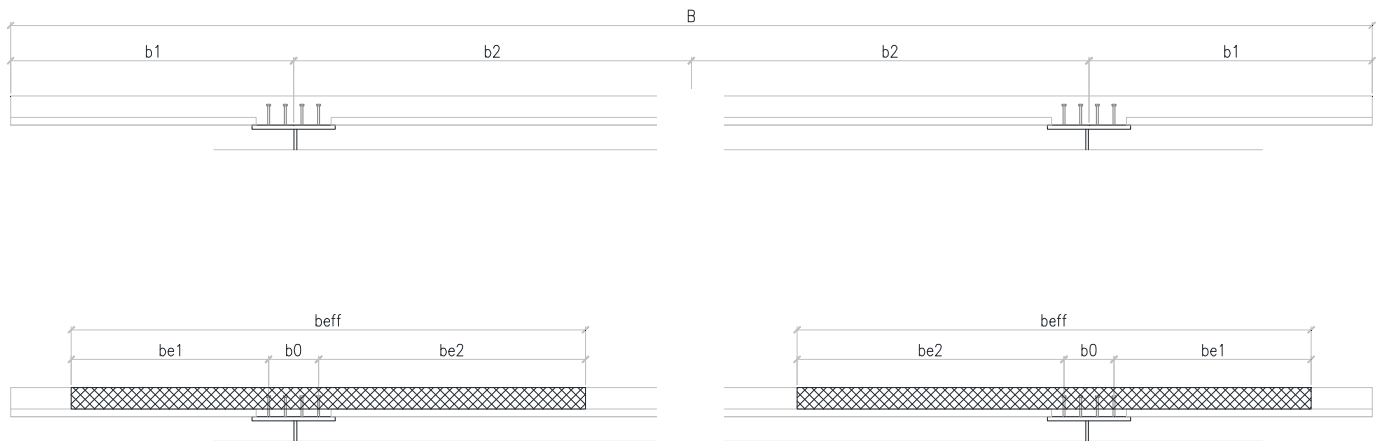
Le verifiche di stabilità a taglio e flessione dei pannelli d'anima sono state effettuate in accordo alle indicazioni contenute nelle istruzioni CNR10011, adottando il metodo degli stati limite con un coefficiente di sicurezza parziale per i ponti stradali pari a:

$$\gamma = 1.10$$

#### 6.4.1.1. Determinazione delle larghezze collaboranti di soletta

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

Fig. 6.4-2



### 6.4.1.2. 1° Campata – $L_1 = 25\text{ m}$

In riferimento alla figura sopra riportata, siano :

$$b_1 = 3\,000\text{ mm}$$

$$b_2 = 3\,000\text{ mm}$$

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

$$L_e = 0.85 L_1 = 21.25\text{ m}$$

larghezza disponibile 1

larghezza disponibile 2

distanza tra gli assi dei connettori

Luce equivalente

Si ottiene per la mezzeria della 1° campata:

$$b_{e1} = \min (L_e/8 ; b_1 - b_0/2) = 2\,656\text{ mm}$$

$$b_{e2} = \min (L_e/8 ; b_2 - b_0/2) = 2\,656\text{ mm}$$

da cui:

$$b_{eff,1} = (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 5\,712\text{ mm}$$

Larghezza efficace di una trave

Per gli appoggi di estremità:

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

dove:

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

quindi:

$$\beta_1 = 0.75 \text{ e } \beta_2 = 0.75$$

$$b_{eff,0} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} = 4\,375\text{ mm}$$

Larghezza efficace di una trave

### 6.4.1.3. Sezione di pila

In riferimento alla figura sopra riportata, siano :

$$b_1 = 3\,000 \text{ mm}$$

larghezza disponibile 1

$$b_2 = 3\,000 \text{ mm}$$

larghezza disponibile 2

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

distanza tra gli assi dei connettori

$$L_e = 0.25 (L_1 + L_2) = 18.75 \text{ m}$$

Luce equivalente

Si ottiene:

$$b_{e1} = \min (L_e/8 ; b_1 - b_0/2) = 2\,343 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = \min (L_e/8 ; b_2 - b_0/2) = 2\,343 \text{ mm}$$

da cui:

$$b_{eff,2} = (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 5\,088 \text{ mm}$$

Larghezza efficace correlata ad un'anima

### 6.4.1.4. 2° Campata – L<sub>2</sub> = 50 m

In riferimento alla figura sopra riportata, siano :

$$b_1 = 3\,000 \text{ mm}$$

larghezza disponibile 1

$$b_2 = 3\,000 \text{ mm}$$

larghezza disponibile 2

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

distanza tra gli assi dei connettori

$$L_e = 0.70 L_2 = 35.00 \text{ m}$$

Luce equivalente

Si ottiene per la mezzera della 2° campata:

$$b_{e1} = \min (L_e/8 ; b_1 - b_0/2) = 2\,800 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = \min (L_e/8 ; b_2 - b_0/2) = 2\,800 \text{ mm}$$

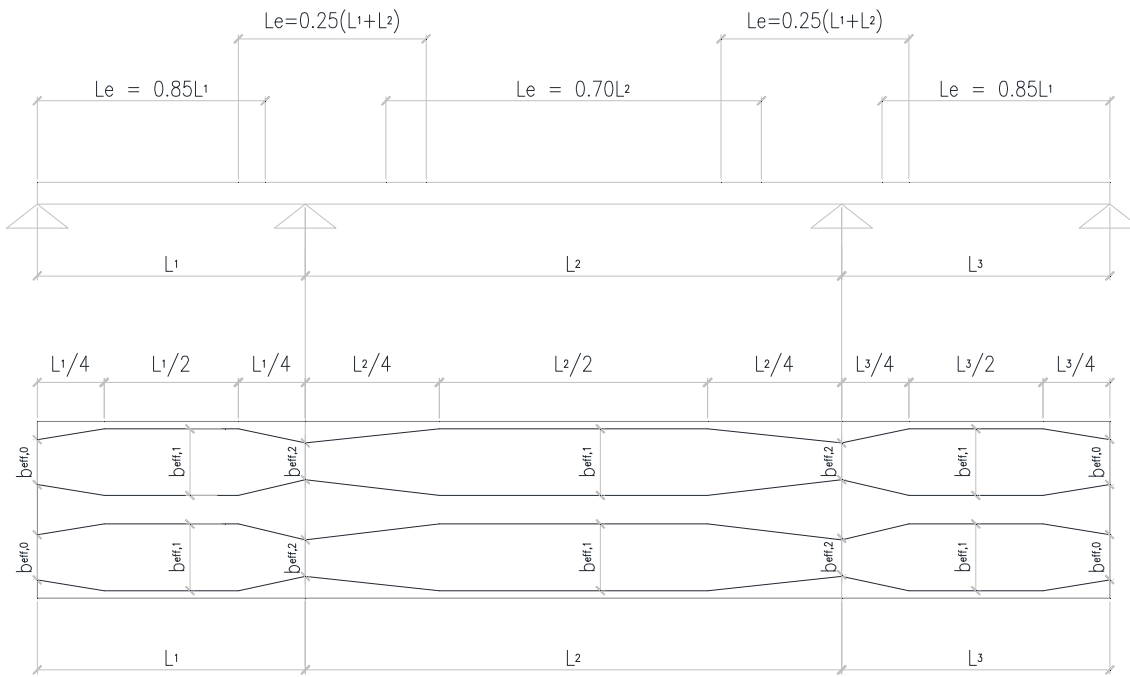
da cui:

$$b_{eff,1} = (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 6\,000 \text{ mm}$$

Larghezza efficace correlata ad un'anima

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

Fig. 6.4-3



Per il concio di spalla (concio C1) si hanno le seguenti larghezze efficaci:

Sezione in spalla:  $B_{eff} = B_{eff,0} = 4\,375\text{ mm}$

Sezione finale (a 10.00 m) :  $B_{eff} = 5\,700\text{ mm}$

Per il concio di mezzeria (concio C2) si hanno le seguenti larghezze efficaci:

Sezione iniziale (a 10.00 m):  $B_{eff} = B_{eff,1} = 5\,700\text{ mm}$

Sezione finale (a 20.00 m):  $B_{eff} = 5\,577\text{ mm}$  (per interpolazione lineare)

Per il concio di pila (concio C3) si hanno le seguenti larghezze efficaci:

Sezione iniziale (a 20.00 m):  $B_{eff} = 5\,577\text{ mm}$  (per interpolazione lineare)

Sezione di pila (a 25.00 m):  $B_{eff} = B_{eff,2} = 5\,087\text{ mm}$

Sezione finale (a 30.00 m):  $B_{eff} = 5\,452\text{ mm}$  (per interpolazione lineare)

Per il concio C4 si hanno le seguenti larghezze efficaci:

Sezione iniziale (a 30.00 m):  $B_{eff} = 5\,452\text{ mm}$  (per interpolazione lineare)

Sezione di mezzeria (a 40.00 m):  $B_{eff} = B_{eff,1} = 6\,000\text{ mm}$

Per il concio C5 si hanno le seguenti larghezze efficaci:

Sezione iniziale (a 40.00 m):  $B_{eff} = B_{eff,1} = 6\,000\text{ mm}$

Sezione di mezzeria (a 50.00 m):  $B_{eff} = B_{eff,1} = 6\,000\text{ mm}$

### 6.4.2. Verifica del concio C1

Di seguito è riportata la verifica del concio tipo C1 delle campate di riva. 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. 6.4-1 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE**

$h_w$	2450 mm
$b_{sup}$	600 mm
$t_{f,sup}$	20 mm
$b_{inf}$	800 mm
$t_{f,inf}$	30 mm
$t_w$	15 mm
$h_a$	2500 mm
$B_c$	5700 mm
$h_c$	260 mm
$h_{c0}$	90 mm
$H_{tot}$	2850 mm
<b>Armatura superiore</b>	
$\phi_{sup}$	16 mm
$n_{\phi}^{\circ}$	28
$c_{sup}$	50 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	5630 mm <sup>2</sup>
<b>Armatura inferiore</b>	
$\phi_{inf}$	16 mm
$n_{\phi}^{\circ}$	28
$c_{inf}$	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	5630 mm <sup>2</sup>

**TAB. 6.4-2 – TENSIONI NELLA SEZIONE**

Sezione acciaio		Sezione mista: $t=t_0$		Sezione mista: $t=t_{\infty}$				
$N_{SW+DL1}$	0 kN	$N_{DL2}$	0 kN	$N_{LL}$	-760 kN	$N_{DL2}$	0 kN	
$M_{SW+DL1}$	1212 kNm	$M_{DL2}$	753 kNm	$M_{LL}$	4384 kNm	$M_{DL2}$	753 kNm	
$V_{SW+DL1}$	1443 kN	$V_{DL2}$	127 kN	$V_{LL}$	1121 kN	$V_{DL2}$	127 kN	
<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>		
$\tau_{med}$	39.3 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	3.5 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	30.5 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	3.5 N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_{s, sup}$	-25.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	-0.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	-6.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	-2.6 N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_{w sup}$	-24.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	-0.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	-5.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	-2.5 N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_{w sup,id}$	72.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup,id}$	6.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup,id}$	53.1 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup,id}$	6.5 N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_{w inf}$	17.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	7.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	42.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	8.1 N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_{w inf, id}$	70.3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	9.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	67.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	10.1 N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_{s inf}$	18.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	7.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	42.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	8.2 N/mm <sup>2</sup>	
<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>		
	$\sigma_{1,c}$	-0.3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{1,c}$	-1.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{1,c}$	-0.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{1,c}$	-0.2 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>		
	$\sigma_{f,sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
	$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>

**TAB. 6.4-3 – VERIFICA DELLA SEZIONE**  
Ver. Fe : t=0 (SW+DL1)

Sezione Acciaio		
$\tau_{med}$	39.3	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	-25.2	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	-24.9	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	72.4	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	17.7	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	70.3	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	18.2	N/mm <sup>2</sup>

Ver. Fe-Cls: t=t<sub>0</sub> (SLU)

Sezione Acciaio		
$\tau_{med}$	73.2	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	-31.9	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	-31.1	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	130.6	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	67.4	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	143.6	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	68.6	N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>		
$\sigma_{1,c}$	-1.9	N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>		
$\sigma_{f, sup}$	0.0	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f, infc}$	0.0	N/mm <sup>2</sup>

Ver. Fe-Cls: t=t<sub>∞</sub> (SLU)

Sezione Acciaio		
$\tau_{med}$	73.2	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	-33.8	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	-33.0	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	131.0	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	67.9	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	143.8	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	69.1	N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>		
$\sigma_{1,c}$	-1.8	N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>		
$\sigma_{f, sup}$	0.0	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f, infc}$	0.0	N/mm <sup>2</sup>

I pannelli d'anima sono dotati di 3 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Di seguito viene riportata la verifica relativa all'anima di altezza maggiore (h = 2 910 mm) con i tre irrigiditori equispaziati. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3 500 mm.



**TAB. 6.4-4 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA**

Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	15 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	2910 mm		
$\sigma_1$	-33.0 N/mm <sup>2</sup>		
$\sigma_2$	67.9 N/mm <sup>2</sup>		
$\tau_m$	73.2 N/mm <sup>2</sup>		
<b>Pannello</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
Altezza	970	970	970 mm
$\sigma_1$	-33.0	0.6	34.3 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi_{\sigma_1}$	0.01	0.34	0.68 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cr,0}$	45.4	45.4	45.4 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi$	-0.02	54.11	1.98
$\alpha$	3.61	3.61	3.61
K- $\sigma$	7.76	4.00	4.00
K- $\tau$	4.52	4.52	4.52
$\sigma_{cr}$	352.2	181.5	181.5 N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{cr}$	256.3	256.3	256.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr}$	413.0	443.9	443.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr, rid}$	328.8	332.1	332.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{id}$	131.0	126.8	131.3 N/mm <sup>2</sup>
$\beta$	0.80	0.80	0.80
<b>K min</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>
<b>K pannello</b>	<b>2.51</b>	<b>2.62</b>	<b>2.53</b>

### 6.4.3. Verifica concio C2

Poiché la soletta è tesa, si è trascurato il contributo alla resistenza del calcestruzzo considerando soltanto il contributo dell'armatura compresa nel tratto di soletta collaborante. Per la sezione in esame si è ipotizzata una armatura corrente longitudinale costituita da 1+1 Ø 16 / 20 cm.

**TAB. 6.4-5 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE**

$h_w$	2440 mm
$b_{sup}$	600 mm
$t_{f,sup}$	30 mm
$b_{inf}$	800 mm
$t_{f,inf}$	30 mm
$t_w$	20 mm
$h_a$	2500 mm
$B_c$	5577 mm
$h_c$	260 mm
$h_{c0}$	90 mm
$H_{tot}$	2850 mm
<b>Armatura superiore</b>	
$\phi_{sup}$	16 mm
$n_{\phi}^{\circ}$	27
$c_{sup}$	60 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	5429 mm <sup>2</sup>
<b>Armatura inferiore</b>	
$\phi_{inf}$	16 mm
$n_{\phi}^{\circ}$	27
$c_{inf}$	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	5429 mm <sup>2</sup>

**TAB. 6.4-6 – TENSIONI NELLA SEZIONE**

Sezione acciaio		Sezione mista: $t=t_0$		Sezione mista: $t=t_{\infty}$			
$N_{SW+DL1}$	0 kN	$N_{DL2}$	0 kN	$N_{LL}$	0 kN	$N_{DL2}$	0 kN
$M_{SW+DL1}$	-8953 kNm	$M_{DL2}$	-2697 kNm	$M_{LL}$	-8756 kNm	$M_{DL2}$	-5471 kNm
$V_{SW+DL1}$	1281 kN	$V_{DL2}$	485 kN	$V_{LL}$	1493 kN	$V_{DL2}$	618 kN
<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>	
$\tau_{med}$	26.3 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	9.9 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	30.6 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	12.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	136.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	28.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	92.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	58.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup}$	133.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	27.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	90.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	56.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup, id}$	140.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup, id}$	32.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup, id}$	104.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup, id}$	60.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf}$	-116.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	-31.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	-103.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	-64.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf, id}$	125.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	36.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	116.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	68.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	-119.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	-32.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	-105.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	-66.1 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>	
	$\sigma_{1,c}$		0.0 N/mm <sup>2</sup>		$\sigma_{1,c}$		0.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>	
	$\sigma_{f,sup}$		35.7 N/mm <sup>2</sup>		$\sigma_{f,sup}$		115.8 N/mm <sup>2</sup>
	$\sigma_{f,inf}$		31.3 N/mm <sup>2</sup>		$\sigma_{f,inf}$		101.5 N/mm <sup>2</sup>
	$\sigma_{f,sup}$		72.4 N/mm <sup>2</sup>		$\sigma_{f,sup}$		72.4 N/mm <sup>2</sup>
	$\sigma_{f,inf}$		63.4 N/mm <sup>2</sup>		$\sigma_{f,inf}$		63.4 N/mm <sup>2</sup>

**TAB. 6.4-7 – VERIFICA DELLA SEZIONE**  
**Ver. Fe : t=0 (SLU)**

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	26.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	136.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	133.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	140.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	-116.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	125.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	-119.7 N/mm <sup>2</sup>

**Ver. Fe-Clis: t=t<sub>0</sub> (SLU)**

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	66.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	257.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	251.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	277.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	-252.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	277.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	-258.2 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>	
$\sigma_{f, sup}$	151.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f, infc}$	132.8 N/mm <sup>2</sup>

**Ver. Fe-Clis: t=t<sub>∞</sub> (SLU)**

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	69.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	287.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	280.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	305.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	-284.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	309.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	-291.7 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>	
$\sigma_{f, sup}$	188.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f, infc}$	165.0 N/mm <sup>2</sup>

I pannelli d'anima sono dotati di 3 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Di seguito viene riportata la verifica relativa all'anima di altezza maggiore (h = 2 910 mm) con i tre irrigiditori equispaziati. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3 500 mm.

**TAB. 6.4-8 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA**

Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	20 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	2910 mm		
$\sigma_1$	-284.7 N/mm <sup>2</sup>		
$\sigma_2$	280.3 N/mm <sup>2</sup>		
$\tau_m$	69.5 N/mm <sup>2</sup>		
<b>Pannello</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
Altezza	970	970	970 mm
$\sigma_1$	-284.7	-96.4	92.0 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi_{\sigma 1}$	-0.96	0.92	2.80 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cr,o}$	80.7	80.7	80.7 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi$	0.34	-0.95	3.05
$\alpha$	3.61	3.61	3.61
K- $\sigma$	5.84	22.72	4.00
K- $\tau$	4.52	4.52	4.52
$\sigma_{cr}$	471.2	1833.4	322.8 N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{cr}$	455.7	455.7	455.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr}$	488.9	953.4	789.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr, rid}$	335.6	348.3	346.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{id}$	309.1	154.2	151.5 N/mm <sup>2</sup>
$\beta$	0.80	0.80	0.80
<b>K min</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>
<b>K pannello</b>	<b>1.10</b>	<b>2.26</b>	<b>2.28</b>

## 6.4.4. Verifica concio C3 (sezione di pila)

Di seguito è riportata la verifica della sezione di pila (individuata nei disegni di progetto come concio C3). Poiché la soletta è tesa, si è trascurato il contributo alla resistenza del calcestruzzo considerando soltanto il contributo dell'armatura compresa nel tratto di soletta collaborante. Per la sezione in esame si è ipotizzata una armatura corrente longitudinale costituita da 1+1 Ø 20 / 10 cm.

TAB. 6.4-9 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE

$h_w$	2420 mm
$b_{sup}$	800 mm
$t_{f,sup}$	40 mm
$b_{inf}$	1000 mm
$t_{f,inf}$	40 mm
$t_w$	30 mm
$h_a$	2500 mm
$B_c$	5087 mm
$h_c$	260 mm
$h_{c0}$	90 mm
$H_{tot}$	2850 mm
<b>Armatura superiore</b>	
$\phi_{sup}$	20 mm
$n_{\phi}^{\circ}$	50
$c_{sup}$	60 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	15708 mm <sup>2</sup>
<b>Armatura inferiore</b>	
$\phi_{inf}$	20 mm
$n_{\phi}^{\circ}$	50
$c_{inf}$	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	15708 mm <sup>2</sup>

TAB. 6.4-10 – TENSIONI NELLA SEZIONE

Sezione acciaio		Sezione mista: $t=t_0$				Sezione mista: $t=t_{\infty}$			
$N_{SW+DL1}$	0 kN	$N_{DL2}$	0 kN	$N_{LL}$	0 kN	$N_{DL2}$	0 kN	$N_{DL2}$	0 kN
$M_{SW+DL1}$	-17016 kNm	$M_{DL2}$	-5638 kNm	$M_{LL}$	-13173 kNm	$M_{DL2}$	-8948 kNm	$M_{DL2}$	-8948 kNm
$V_{SW+DL1}$	2219 kN	$V_{DL2}$	906 kN	$V_{LL}$	2133 kN	$V_{DL2}$	906 kN	$V_{DL2}$	906 kN
<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>			
$\tau_{med}$	30.6 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	12.5 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	29.4 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	12.5 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	12.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	156.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	29.1 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	67.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	46.1 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	46.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup}$	151.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	28.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	65.3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	44.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	44.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup,id}$	160.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup,id}$	35.3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup,id}$	82.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup,id}$	49.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup,id}$	49.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf}$	-135.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	-39.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	-91.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	-62.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	-62.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf, id}$	145.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	44.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	104.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	65.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	65.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	-140.3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	-40.3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	-94.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	-64.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	-64.0 N/mm <sup>2</sup>
		<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>			
		$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
		<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>			
		$\sigma_{f,sup}$	37.1 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	86.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	58.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	58.9 N/mm <sup>2</sup>
		$\sigma_{f,inf}$	32.1 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,inf}$	75.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,inf}$	51.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,inf}$	51.0 N/mm <sup>2</sup>

**TAB. 6.4-11 – VERIFICA DELLA SEZIONE**  
Ver. Fe : t=0 (SLU)

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	30.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	156.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	151.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	160.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	-135.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	145.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	-140.3 N/mm <sup>2</sup>

Ver. Fe-Cls: t=t<sub>0</sub> (SLU)

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	72.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	253.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	245.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	275.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	-266.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	294.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	-274.8 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>	
$\sigma_{f, sup}$	123.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f, infc}$	107.2 N/mm <sup>2</sup>

Ver. Fe-Cls: t=t<sub>∞</sub> (SLU)

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	72.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	270.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	261.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	289.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	-289.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	315.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	-298.5 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>	
$\sigma_{f, sup}$	145.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f, infc}$	126.0 N/mm <sup>2</sup>

I pannelli d'anima sono dotati di 3 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Di seguito viene riportata la verifica relativa all'anima di altezza maggiore (h = 2 910 mm) con i tre irrigiditori equispaziati. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3 500 mm.

**TAB. 6.4-12 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA**

Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	30 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	2910 mm		
$\sigma_1$	-289.4 N/mm <sup>2</sup>		
$\sigma_2$	261.4 N/mm <sup>2</sup>		
$\tau_m$	72.4 N/mm <sup>2</sup>		
<b>Pannello</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
Altezza	970	970	970 mm
$\sigma_1$	-289.4	-105.8	77.8 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi_{\sigma 1}$	-1.06	0.78	2.61 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cr,o}$	181.5	181.5	181.5 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi$	0.37	-0.74	3.36
$\alpha$	3.61	3.61	3.61
K- $\sigma$	5.73	17.65	4.00
K- $\tau$	4.52	4.52	4.52
$\sigma_{cr}$	1040.6	3204.3	726.2 N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{cr}$	1025.3	1025.3	1025.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr}$	1082.9	2070.6	1775.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr, rid}$	349.5	353.4	352.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{id}$	315.4	164.1	147.6 N/mm <sup>2</sup>
$\beta$	0.80	0.80	0.80
<b>K min</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>
<b>K pannello</b>	<b>1.11</b>	<b>2.15</b>	<b>2.39</b>

## 6.4.5. Verifica concio C4

Di seguito è riportata la verifica del concio C4 della campata centrale. Tale sezione è soggetta sia a momenti positivi sia a momenti negativi.

### 6.4.5.1. Verifica della sezione di momento positivo

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. 6.4-13 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE**

$h_w$	2450 mm
$b_{sup}$	600 mm
$t_{f,sup}$	20 mm
$b_{inf}$	800 mm
$t_{f,inf}$	30 mm
$t_w$	25 mm
$h_a$	2500 mm
$B_c$	6000 mm
$h_c$	260 mm
$h_{c0}$	90 mm
$H_{tot}$	2850 mm
<b>Armatura superiore</b>	
$\phi_{sup}$	16 mm
$n_{\phi^{\circ}}$	30
$c_{sup}$	60 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	6032 mm <sup>2</sup>
<b>Armatura inferiore</b>	
$\phi_{inf}$	16 mm
$n_{\phi^{\circ}}$	30
$c_{inf}$	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	6032 mm <sup>2</sup>



TAB. 6.4-14 – TENSIONI NELLA SEZIONE

Sezione acciaio		Sezione mista: $t=t_0$				Sezione mista: $t=t_\infty$	
$N_{SW+DL1}$	0 kN	$N_{DL2}$	0 kN	$N_{LL}$	1025 kN	$N_{DL2}$	0 kN
$M_{SW+DL1}$	6904 kNm	$M_{DL2}$	4023 kNm	$M_{LL}$	13523 kNm	$M_{DL2}$	4023 kNm
$V_{SW+DL1}$	1008 kN	$V_{DL2}$	401 kN	$V_{LL}$	1225 kN	$V_{DL2}$	401 kN
<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>	
$\tau_{med}$	16.5 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	6.5 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	20.0 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	6.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	-116.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	-3.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	-9.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	-13.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup}$	-115.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	-3.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	-8.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	-13.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup, id}$	118.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup, id}$	11.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup, id}$	35.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup, id}$	17.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf}$	89.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	33.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	116.3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	36.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf, id}$	93.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	35.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	121.3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	38.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	92.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	34.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	117.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	37.2 N/mm <sup>2</sup>
		<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>	
		$\sigma_{1,c}$	-1.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{1,c}$	-4.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{1,c}$	-1.1 N/mm <sup>2</sup>
		<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>	
		$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
		$\sigma_{f, infc}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f, infc}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f, infc}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>

TAB. 6.4-15 – VERIFICA DELLA SEZIONE  
Ver. Fe :  $t=0$  (SLU)

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	16.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	-116.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup}$	-115.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup, id}$	118.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf}$	89.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf, id}$	93.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	92.0 N/mm <sup>2</sup>

Ver. Fe-Cls:  $t=t_0$  (SLU)

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	43.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	-129.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup}$	-127.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup, id}$	147.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf}$	239.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf, id}$	250.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	244.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1,c}$	-6.1 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>	
$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f, infc}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>

Ver. Fe-Cls:  $t=t_\infty$  (SLU)

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	43.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	-139.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup}$	-136.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup, id}$	155.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf}$	242.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf, id}$	253.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	247.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1,c}$	-5.8 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>	
$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f, infc}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>

I pannelli d'anima sono dotati di 3 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Di seguito viene riportata la verifica relativa all'anima di altezza maggiore ( $h = 2\,910\text{ mm}$ ) con i tre irrigiditori equispaziati. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a  $3\,500\text{ mm}$ .

**TAB. 6.4-16 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA**

Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	25 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	2910 mm		
$\sigma_1$	-136.6 N/mm <sup>2</sup>		
$\sigma_2$	242.4 N/mm <sup>2</sup>		
$\tau_m$	43.0 N/mm <sup>2</sup>		
<b>Pannello</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
Altezza	970	970	970 mm
$\sigma_1$	-136.6	-10.3	116.1 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi_{\sigma_1}$	-0.10	1.16	2.42 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cr,o}$	126.1	126.1	126.1 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi$	0.08	-11.31	2.09
$\alpha$	3.61	3.61	3.61
K- $\sigma$	7.15	23.90	4.00
K- $\tau$	4.52	4.52	4.52
$\sigma_{cr}$	901.2	3013.2	504.3 N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{cr}$	712.0	712.0	712.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr}$	931.8	1423.0	1233.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr, rid}$	348.0	351.5	350.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{id}$	155.6	75.2	137.9 N/mm <sup>2</sup>
$\beta$	0.80	0.80	0.80
<b>K min</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>
<b>K pannello</b>	<b>2.24</b>	<b>4.68</b>	<b>2.54</b>

### 6.4.5.2. Verifica della sezione di momento negativo

Poiché la soletta è tesa, si è trascurato il contributo alla resistenza del calcestruzzo considerando soltanto il contributo dell'armatura compresa nel tratto di soletta collaborante. Per la sezione in esame si è ipotizzata una armatura corrente longitudinale costituita da 1+1 Ø 16 / 20 cm.

**TAB. 6.4-17 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE**

Dati geometrici sezione	
$h_w$	2450 mm
$b_{sup}$	600 mm
$t_{f,sup}$	20 mm
$b_{inf}$	800 mm
$t_{f,inf}$	30 mm
$t_w$	25 mm
$h_a$	2500 mm
$B_c$	5452 mm
$h_c$	260 mm
$h_{c0}$	90 mm
$H_{tot}$	2850 mm
Armatura superiore	
$\phi_{sup}$	16 mm
$n_{\phi}^{\circ}$	27
$c_{sup}$	60 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	5429 mm <sup>2</sup>
Armatura inferiore	
$\phi_{inf}$	16 mm
$n_{\phi}^{\circ}$	27
$c_{inf}$	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	5429 mm <sup>2</sup>

**TAB. 6.4-18 – TENSIONI NELLA SEZIONE**

Sezione acciaio		Sezione mista: $t=t_0$				Sezione mista: $t=t_{\infty}$			
$N_{SW+DL1}$	0 kN	$N_{DL2}$	0 kN	$N_{LL}$	0 kN	$N_{DL2}$	0 kN	$N_{DL2}$	0 kN
$M_{SW+DL1}$	-6944 kNm	$M_{DL2}$	-1590 kNm	$M_{LL}$	-7790 kNm	$M_{DL2}$	-5074 kNm	$M_{DL2}$	-5074 kNm
$V_{SW+DL1}$	1782 kN	$V_{DL2}$	735 kN	$V_{LL}$	1813 kN	$V_{DL2}$	735 kN	$V_{DL2}$	735 kN
Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	29.1 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	12.0 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	29.6 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	12.0 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	12.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	117.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	18.3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	89.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	58.3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	58.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup}$	115.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	18.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	88.1 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	57.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	57.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup,id}$	126.3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup,id}$	27.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup,id}$	101.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup,id}$	61.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup,id}$	61.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf}$	-90.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	-18.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	-89.1 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	-58.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	-58.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf, id}$	103.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	27.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	102.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	61.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	61.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	-92.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	-18.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	-91.3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	-59.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	-59.5 N/mm <sup>2</sup>
		Soletta		Soletta		Soletta		Soletta	
		$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
		Armatura		Armatura		Armatura		Armatura	
		$\sigma_{f,sup}$	22.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	110.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	72.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	72.0 N/mm <sup>2</sup>
		$\sigma_{f,inf}$	19.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,inf}$	97.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,inf}$	63.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,inf}$	63.5 N/mm <sup>2</sup>

**TAB. 6.4-19 – VERIFICA DELLA SEZIONE**  
**Ver. Fe : t=0 (SLU)**

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	29.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	117.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup}$	115.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup, id}$	126.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf}$	-90.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf, id}$	103.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	-92.5 N/mm <sup>2</sup>

**Ver. Fe-Clis: t=t<sub>0</sub> (SLU)**

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	70.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	225.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup}$	221.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup, id}$	253.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf}$	-197.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf, id}$	232.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	-202.5 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1, c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>	
$\sigma_{f, sup}$	133.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f, infc}$	117.4 N/mm <sup>2</sup>

**Ver. Fe-Clis: t=t<sub>∞</sub> (SLU)**

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	70.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	265.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup}$	261.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup, id}$	288.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf}$	-237.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf, id}$	266.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	-243.3 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1, c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>	
$\sigma_{f, sup}$	182.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f, infc}$	161.0 N/mm <sup>2</sup>

I pannelli d'anima sono dotati di 3 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Di seguito viene riportata la verifica relativa all'anima di altezza maggiore (h = 2 910 mm) con i tre irrigiditori equispaziati. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3 500 mm.

**TAB. 6.4-20 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA**

Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	25 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	2910 mm		
$\sigma_1$	-237.2 N/mm <sup>2</sup>		
$\sigma_2$	261.3 N/mm <sup>2</sup>		
$\tau_m$	70.7 N/mm <sup>2</sup>		
<b>Pannello</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
Altezza	970	970	970 mm
$\sigma_1$	-237.2	-71.0	95.1 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi_{\sigma 1}$	-0.71	0.95	2.61 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cr,o}$	126.1	126.1	126.1 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi$	0.30	-1.34	2.75
$\alpha$	3.61	3.61	3.61
K- $\sigma$	6.00	23.90	4.00
K- $\tau$	4.52	4.52	4.52
$\sigma_{cr}$	756.7	3013.2	504.3 N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{cr}$	712.0	712.0	712.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr}$	795.5	1408.1	1233.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr, rid}$	346.1	351.5	350.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{id}$	266.9	141.6	155.1 N/mm <sup>2</sup>
$\beta$	0.80	0.80	0.80
<b>K min</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>
<b>K pannello</b>	<b>1.30</b>	<b>2.48</b>	<b>2.26</b>

## 6.4.6. Verifica concio C5

Di seguito è riportata la verifica del concio di mezzzeria della campata centrale (concio C5). 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. 6.4-21 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE

$h_w$	2430 mm
$b_{sup}$	600 mm
$t_{f,sup}$	30 mm
$b_{inf}$	800 mm
$t_{f,inf}$	40 mm
$t_w$	20 mm
$h_a$	2500 mm
$B_c$	6000 mm
$h_c$	260 mm
$h_{c0}$	90 mm
$H_{tot}$	2850 mm
<b>Armatura superiore</b>	
$\phi_{sup}$	16 mm
$n_{\phi}^{\circ}$	30
$c_{sup}$	60 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	6032 mm <sup>2</sup>
<b>Armatura inferiore</b>	
$\phi_{inf}$	16 mm
$n_{\phi}^{\circ}$	30
$c_{inf}$	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	6032 mm <sup>2</sup>

TAB. 6.4-22 – TENSIONI NELLA SEZIONE

Sezione acciaio		Sezione mista: $t=t_0$				Sezione mista: $t=t_{\infty}$	
$N_{SW+DL1}$	0 kN	$N_{DL2}$	0 kN	$N_{LL}$	1000 kN	$N_{DL2}$	0 kN
$M_{SW+DL1}$	11452 kNm	$M_{DL2}$	5814 kNm	$M_{LL}$	15947 kNm	$M_{DL2}$	5814 kNm
$V_{SW+DL1}$	405 kN	$V_{DL2}$	171 kN	$V_{LL}$	981 kN	$V_{DL2}$	171 kN
<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>	
$\tau_{med}$	8.3 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	3.5 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	20.2 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	3.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	-169.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	-5.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	-11.3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	-18.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup}$	-166.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	-4.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	-9.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	-17.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup,id}$	166.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup,id}$	7.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup,id}$	36.3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup,id}$	18.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf}$	124.1 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	44.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	125.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	47.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf, id}$	125.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	45.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	130.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	48.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	128.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	45.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	128.1 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	49.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>	
		$\sigma_{1,c}$	-1.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{1,c}$	-5.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{1,c}$	-1.4 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>	
		$\sigma_{f,sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
		$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>

**TAB. 6.4-23 – VERIFICA DELLA SEZIONE**  
**Ver. Fe : t=0 (SLU)**

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	8.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	-169.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	-166.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	166.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	124.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	125.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	128.9 N/mm <sup>2</sup>

**Ver. Fe-Cls: t=t<sub>0</sub> (SLU)**

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	32.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	-186.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	-180.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	188.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	294.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	300.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	302.7 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1,c}$	-7.1 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>	
$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f, infc}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>

**Ver. Fe-Cls: t=t<sub>∞</sub> (SLU)**

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	32.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	-199.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	-193.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	201.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	297.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	303.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	306.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1,c}$	-6.7 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>	
$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f, infc}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>

I pannelli d'anima sono dotati di 3 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Di seguito viene riportata la verifica relativa all'anima di altezza maggiore (h = 2 910 mm) con i tre irrigiditori equispaziati. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3 500 mm.

**TAB. 6.4-24 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA**

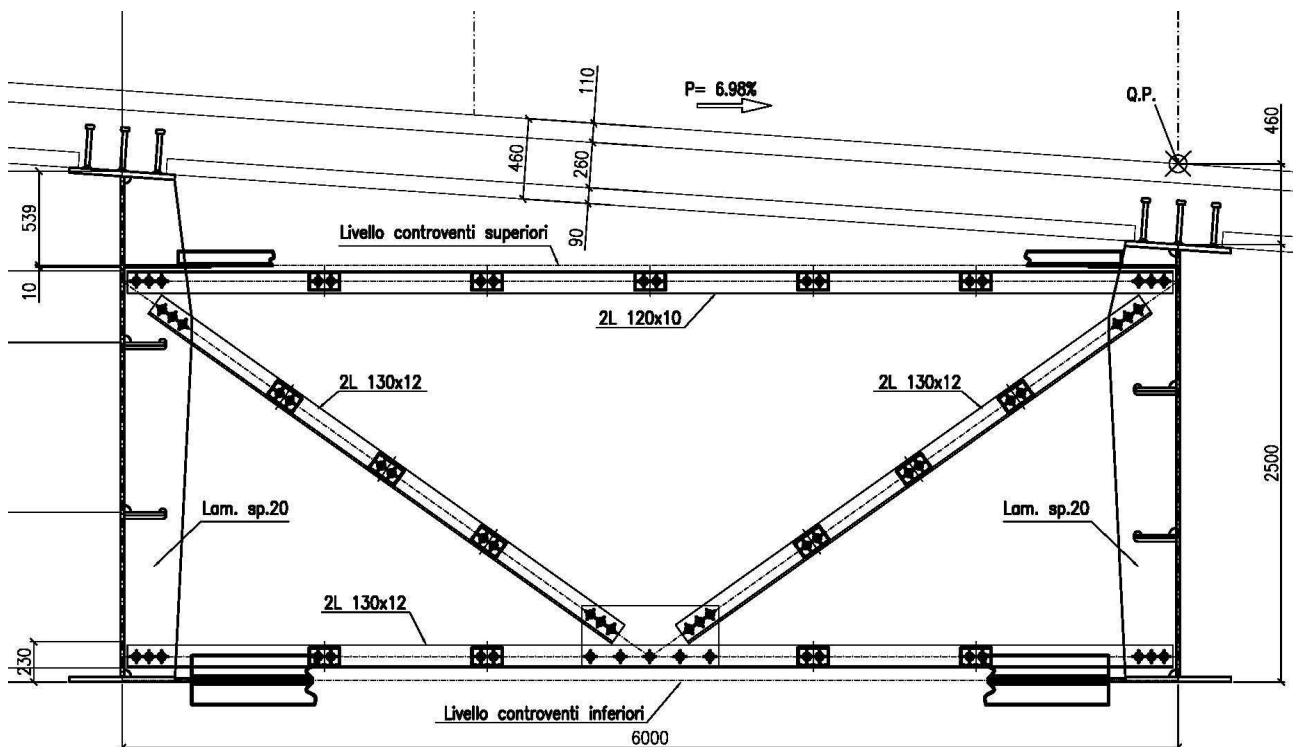
Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	20 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	2910 mm		
$\sigma_1$	-193.5 N/mm <sup>2</sup>		
$\sigma_2$	297.9 N/mm <sup>2</sup>		
$\tau_m$	32.0 N/mm <sup>2</sup>		
<b>Pannello</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
Altezza	970	970	970 mm
$\sigma_1$	-193.5	-29.7	134.1 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi_{\sigma 1}$	-0.30	1.34	2.98 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cr,0}$	80.7	80.7	80.7 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi$	0.15	-4.52	2.22
$\alpha$	3.61	3.61	3.61
K- $\sigma$	6.70	23.90	4.00
K- $\tau$	4.52	4.52	4.52
$\sigma_{cr}$	540.7	1928.5	322.8 N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{cr}$	455.7	455.7	455.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr}$	547.9	1007.4	789.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr, rid}$	339.0	348.8	346.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{id}$	201.3	62.9	145.1 N/mm <sup>2</sup>
$\beta$	0.80	0.80	0.80
<b>K min</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>
<b>K pannello</b>	<b>1.68</b>	<b>5.55</b>	<b>2.38</b>



### 6.4.7. Verifica diaframmi

Di seguito è riportata la verifica dei diaframmi reticolari. Lo schema dei diaframmi è riportato nella figura seguente:

FIG. 6.4-4 DIAFRAMMA TRASVERSALE TIPICO



#### 6.4.7.1. Verifica dei diagonali

I diagonali dei diaframmi reticolari sono costituiti da 2 angolari accoppiati di sezione L130\*12. Le massime sollecitazioni di progetto sono:

$$N_{\max} = 154 \text{ kN}$$

Trazione massima a SLU;

$$N_{\min} = -1\,119 \text{ kN}$$

Compressione massima a SLU

Caratteristiche della sezione

$$A = 5\,994 \text{ mm}^2$$

$$J_x = 9\,443\,491 \text{ mm}^4$$

$$J_y = 22\,344\,762 \text{ mm}^4$$

$$i_x = 39.7 \text{ mm}$$

$$i_y = 61.1 \text{ mm}$$

$$l_0 = 2\,972 \text{ mm}$$

$$\lambda = l_0 / i_{\min} = 74.9 \quad \text{snellezza asta}$$

$$\lambda = \lambda / \lambda_1 = 0.985 \quad \text{snellezza adimensionale}$$

$$\varphi = 0.5 [ 1 + \alpha (\lambda - 0.2) + \lambda^2 ] = 1.118$$

$$\chi = 1 / [\varphi + (\varphi^2 + \lambda^2)^{0.5}] = 0.583$$

$$N_{bRd} = \chi A f_y / \gamma_{M1} = 1\,127 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} / N_{bRd} = 0.99 < 1.00 \quad \text{Verificato}$$

$$N_{Rd} = A_{\text{net}} f_y / \gamma_{M0} = 1\,823 \text{ kN} \quad \text{Resistenza a trazione}$$

$$N_{Sd} / N_{bRd} = 0.09 < 1.00 \quad \text{Verificato}$$

#### 6.4.7.2. Verifica dei correnti inferiori

I correnti inferiori dei diaframmi reticolari sono costituiti da 2 angolari accoppiati di sezione L130\*12. Le massime sollecitazioni di progetto sono:

$$N_{\max} = 630 \text{ kN} \quad \text{Trazione massima a SLU;}$$

$$N_{\min} = -425 \text{ kN} \quad \text{Compressione massima a SLU}$$

Caratteristiche della sezione

$$A = 5\,994 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{net}} = 5\,394 \text{ mm}^2 \quad \text{Area sezione forata}$$

$$J_x = 9\,443\,491 \text{ mm}^4$$

$$J_y = 22\,344\,762 \text{ mm}^4$$

$$i_x = 39.7 \text{ mm}$$

$$i_y = 61.1 \text{ mm}$$

$$l_0 = 5\,690 \text{ mm}$$

$$\lambda = l_0 / i_{\min} = 143 \quad \text{snellezza asta}$$

$$\lambda = \lambda / \lambda_1 = 1.881 \quad \text{snellezza adimensionale}$$

$$\varphi = 0.5 [ 1 + \alpha (\lambda - 0.2) + \lambda^2 ] = 2.555$$

$$\chi = 1 / [\varphi + (\varphi^2 + \lambda^2)^{0.5}] = 0.234$$

$$N_{bRd} = \chi A f_y / \gamma_{M1} = 453 \text{ kN} \quad \text{Resistenza a compressione}$$

$$N_{Sd} / N_{bRd} = 0.94 < 1.00 \quad \text{Verificato}$$

$$N_{Rd} = A_{\text{net}} f_y / \gamma_{M0} = 1\,823 \text{ kN} \quad \text{Resistenza a trazione}$$

$$N_{Sd} / N_{bRd} = 0.35 < 1.00 \quad \text{Verificato}$$

#### 6.4.7.3. Verifica dei controventi inferiori

I controventi inferiori sono costituiti da 2 angolari accoppiati di sezione L130\*12. Le massime sollecitazioni di progetto sono:

$N_{max} = 668 \text{ kN}$  Trazione massima a SLU;

$N_{min} = -673 \text{ kN}$  Compressione massima a SLU

Caratteristiche della sezione

$$A = 5\,994 \text{ mm}^2$$

$$J_x = 9\,443\,491 \text{ mm}^4$$

$$J_y = 22\,344\,762 \text{ mm}^4$$

$$i_x = 39.7 \text{ mm}$$

$$i_y = 61.1 \text{ mm}$$

$$l_0 = 3\,900 \text{ mm}$$

$$\lambda = l_0 / i_{min} = 98 \quad \text{snellezza asta}$$

$$\lambda = \lambda / \lambda_1 = 1.289 \quad \text{snellezza adimensionale}$$

$$\varphi = 0.5 [ 1 + \alpha (\lambda - 0.2) + \lambda^2 ] = 1.516$$

$$\chi = 1 / [ \varphi + (\varphi^2 + \lambda^2)^{0.5} ] = 0.432$$

$$N_{bRd} = \chi A f_y / \gamma_{M1} = 835 \text{ kN} \quad \text{Resistenza a compressione}$$

$$N_{Sd} / N_{bRd} = 0.81 < 1.00 \quad \text{Verificato}$$

$$N_{Rd} = A_{net} f_y / \gamma_{M0} = 1\,823 \text{ kN} \quad \text{Resistenza a trazione}$$

$$N_{Sd} / N_{bRd} = 0.37 < 1.00 \quad \text{Verificato}$$

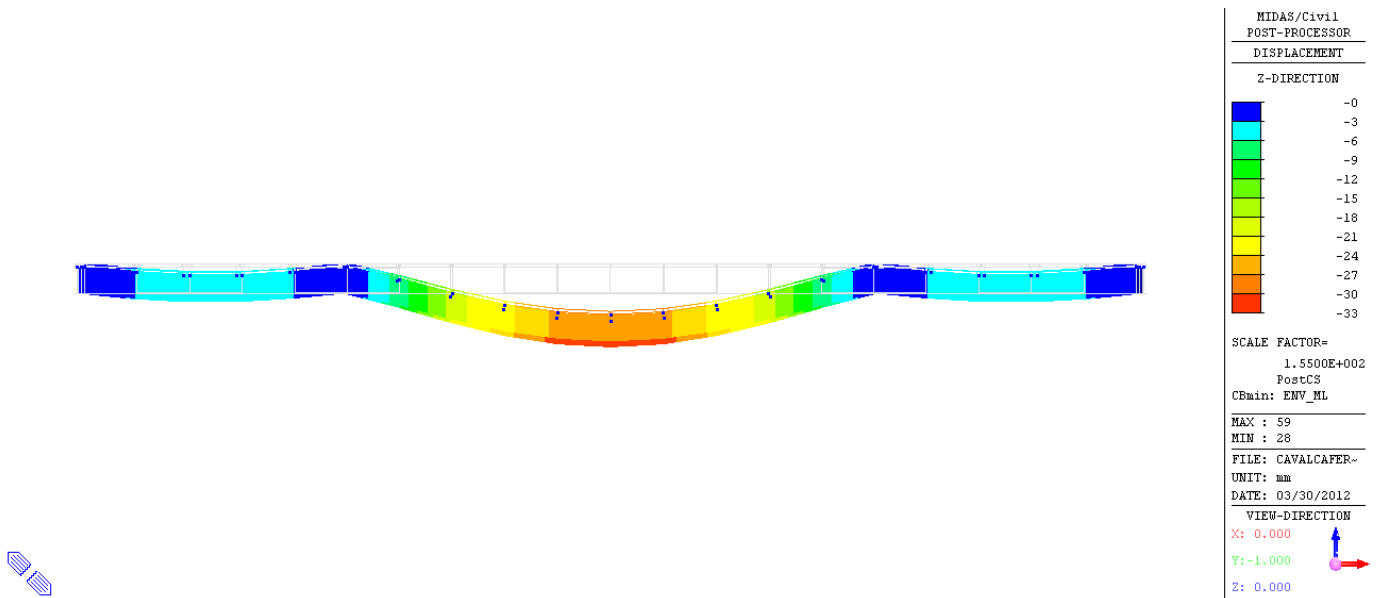
### 6.4.8. Verifiche di deformabilità (SLE)

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:

$$dZ_{\max} = -33 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad dZ_{\max} / L = 33\text{mm} / 50\ 000\text{mm} = 1 / 1\ 515 < 1 / 1\ 000$$

La verifica risulta soddisfatta.

**FIG. 6.4-5 DEFORMAZIONI PER CARICO MOBILE (MM)**



### 6.4.9. 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 dalla combinazione SLC\_01 e vale al massimo in spalla:

$$dXY_{\max} = 238 \text{ mm} \quad < \quad D_{\max} = 300 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

## 7. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLA

### 7.1. CRITERI DI CALCOLO

#### 7.1.1. Angolo d'attrito terreno/parete

Viene assunto nullo, a favore di sicurezza.

#### 7.1.2. Spinta delle terre: fase statica

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

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

#### 7.1.3. 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:

- $\psi$ : angolo inclinazione superficie di applicazione del vettore rispetto a orizzontale.

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

- $\delta$ : 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:  $\varnothing = 38^\circ$

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

$$k_h = 0.310 ; k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.155 \text{ (EC8 – Parte 5 – Annesso E – par. E.4 – espressione E.6)}$$

$$\theta = \arctg[k_h / (1 \pm k_v)] \Rightarrow \theta_{(k_v+)} = 15.0^\circ ; \theta_{(k_v-)} = 20.2^\circ$$

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

$$k_E (k_{v-}) = 0.491 ; k_E (k_{v+}) = 0.404$$

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:

$$k_E = \text{MAX}[(1-0.155)*0.491 ; k_E = (1+0.155)*0.404] = \text{MAX}[0.415 ; 0.467] = \underline{\underline{0.467}}$$

### **7.1.4. Stato Limite Ultimo**

#### **7.1.4.1. 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 ospitano 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 ' $\gamma$ ' (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 ' $\Psi$ ' (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).

#### **7.1.4.2. 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)
- '±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)

### **7.1.5. Stato Limite di Esercizio**

#### **7.1.5.1. Combinazione 'rara'**

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

#### **7.1.5.2. 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.**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**):

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

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

### **7.1.6. 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  $\varepsilon$  (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  $\theta$  (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  $\Delta S$

Il fatto che 'a' sia nullo comporta che le pressioni minima e massima siano uguali (vedi espressioni di  $\Delta\sigma$  in fig. 5.2-1). La risultante di un carico 'f<sub>a</sub>' 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  $\Delta S_i$  dovuta ai carichi  $Q_{ik}$  per la singola corsia i-esima

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

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

I carichi di cui sopra sono riferiti ad una striscia di parete di lunghezza unitaria, come anche i successivi  $\Delta V_i$

6) Determinazione della Risultante  $\Delta V_i$  dovuta ai carichi  $q_{ik}$  per la singola corsia i-esima

Si assume un'altezza della parete pari a 7.0 m

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

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

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

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

8) Determinazione del sovraccarico equivalente 'q<sub>v</sub>'

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

In definitiva si assume, a favore di sicurezza, un sovraccarico pari a 25.0 kN/m<sup>2</sup>

FIG. 7.1-1

### 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.

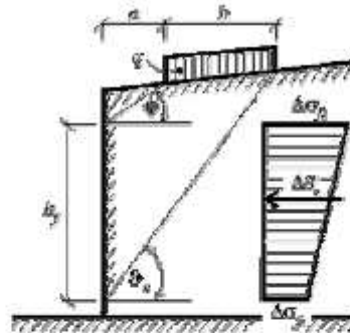


Diagram of increment of active earth pressure due to strip loading  $f_s$

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  $\varphi$  and  $\delta_c$ . The angle  $\delta_c$  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  $\Delta\sigma_a$  is applied at the upper end while the smaller intensity of  $\Delta\sigma_b$  at the bottom end. The two increments are given by:

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

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

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:  $\delta_c$  - angle of critical slip plane  
 $\varphi$  - angle of internal friction of soil  
 $\delta$  - 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:  $\delta_c$  - angle of critical slip plane  
 $\varphi$  - angle of internal friction of soil  
 $\delta$  - 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. 7.1-2

### 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:

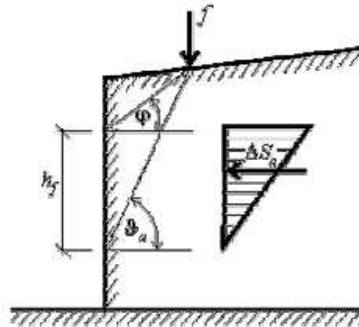


Diagram of increment of active earth pressure due to vertical  
line loading acting on ground surface

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

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

where:  $\varphi$  - angle of internal friction of soil  
 $\varepsilon$  - angle derived from the following formulas

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

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

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

where:  $\beta$  - slope inclination  
 $\varphi$  - angle of internal friction of soil  
 $\delta$  - angle of friction structure - soil  
 $\alpha$  - back face inclination of the structure  
 $c$  - cohesion of soil  
 $\gamma$  - unit weight of soil  
 $h$  - assumed depth

### **7.1.7. Spalle: 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.

### 7.1.8. Spalle: 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.

### 7.1.9. Spalle: 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.

### 7.1.10. Pali

#### 7.1.10.1. 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.

#### 7.1.10.2. 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  $\alpha_c$  verrà assunto unitario in prima ipotesi, e incrementato come concesso dalla Norma se necessario.

7.1.10.3. 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)

## 7.2. ANALISI GLOBALE

Si premette una tabella nella quale vengono sintetizzate le azioni globali - prive di qualsiasi coefficiente - trasmesse in Fase Statica o Sismica da un singolo impalcato (vedi Allegato)

**TAB. 7.2-1 – AZIONI TRASMESSE DA IMPALCATO**

Ponte su FS VR-MO				
3 Campate - 25-50-25 m			L= 100m	
SPALLA	Reaz Vert	Reaz Long	Reaz Trasv	Mom Trasv
	KN	KN	KN	KNm
PP + Permanenti Portati	1'061	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	1'425	0	0	1'928
Carichi Mobili (Max Mom Long)	867	0	0	2'335
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	-397	0	0	81
Carichi Mobili (Min Mom Long)	660	0	0	-2'300
Frenamento	0	63	0	0
Azione Centrifuga	0	0	41	113
Vento Trasversale	0	0	255	773
Sisma Longitudinale (SLD)	0	122	0	0
Sisma Trasversale (SLD)	0	0	120	156
Sisma Verticale (SLD)	118	0	0	0
Sisma Longitudinale (SLV)	0	342	0	0
Sisma Trasversale (SLV)	0	0	338	438
Sisma Verticale (SLV)	488	0	0	0

Nel seguito per Asse X si intende quello longitudinale del ponte, per Asse Y quello trasversale, per Asse Z quello verticale.

Nelle tabelle che seguono il pedice del momento indica l'asse momento.

NOTA – Le reazioni fornite al Cap, **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** potrebbero apparire non immediatamente congruenti con quanto in tabella, in quanto espresse in forma 'additiva'. A titolo di esempio:

Permanenti (tabella) = 1.061

Permanenti (Cap. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) = 507+536 = 1.043

### 7.2.1. Azioni Globali : Fase Sismica

TAB. 7.2-2

Dimensioni	X - m	Y - m	Z1 - m	Z2 - m
Pulvino	5.60	12.00	2.00	
Paraghiaia	0.60	10.80	4.00	
Da paragh. A bordo pulvino	2.15			
Risvolti	2.85	0.60	4.00	
Orecchie	3.20	0.60	1.00	3.10
Posiz. Appoggi (da est. pulvino)	1.00			
<b>Parametri</b>				
peso specifico terrapieno - kN/m <sup>3</sup>	19.50			
k0	0.380			
kh (masse)	0.310			
kv+ (masse)	0.147			
kv- (terreno)	0.155			
kE	0.404			
kE*(1-kv)	0.467			

TAB. 7.2-3

SISMA DIR LONGITUDINALE (X)					
Azioni Verticali	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M <sub>y</sub> - kNm
Pulvino	3'360	2.80	9'408		
Paraghiaia	648	2.45	1'588		
Risvolti	342	4.18	1'428		
Orecchie	197	6.93	1'363		
Terreno in scatolato	2'401	4.18	10'024		
	6'948		23'810	-0.63	-4'357
Impalcato (1) [permanenti]	1'061	1.00	1'061	1.80	1'910
	8'009		24'871		-2'447
kv (masse eccetto impalcato)	1'021			-0.63	-640
kv (solo impalcato)	976	1.00	976	1.80	1'757
	1'997				1'116
Totale (Kv+)	10'006				-1'331
Totale (Kv-)	6'011				-3'563
Azioni Orizzontali	H <sub>x</sub> - kN	z - m	M <sub>y</sub> - kNm		
Pulvino	1'042	1.00	1'042		
Paraghiaia	201	4.00	804		
Risvolti	106	4.00	424		
Orecchie	61	4.89	298		
Terreno in scatolato	744	4.00	2'977		
Impalcato (1)	342	2.30	787		
	2'496		6'331		
Spinta Mononobe	1'965	2.00	3'931		
	4'461		10'262		
SISMA DIR TRASVERSALE (Y)					
Azioni Orizzontali	H <sub>y</sub> - kN	z - m	M <sub>x</sub> - kNm		
	2'496		6'331		
Spinta Mononobe su Orecchia	59	4.22	249		
30%	766		1'974		



## NOTA

A favore di sicurezza nella presente Fase Progettuale le azioni per sisma verticale vengono assunte al 100% e non al 30% come sarebbe possibile in applicazione della Norma.

**TAB. 7.2-4**

Azioni alla Base					
	N - kN	H <sub>x</sub> - kN	H <sub>y</sub> - kN	M <sub>y</sub> - kNm	M <sub>x</sub> - kNm
Kv+	10'006	4'461	766	8'931	1'974
Kv-	6'011	4'461	766	6'698	1'974
Pali					
Diametro - mm	1'200	in dir Y	in dir X		
N° file - n		2	4		
Interasse - m		3.33	3.60		
Azioni su palo singolo					
	H - kN	N max - kN	N min - kN		
Kv+	566	1'916	586		
Kv-	566	1'261	241		

## 7.2.2. Azioni Globali : Fase Statica

**TAB. 7.2-5**

Parametri					
peso specifico terrapieno - kN/m <sup>3</sup>	19.50				
k <sub>0</sub>	0.380				
Sovraccarico a tergo - kN/m <sup>2</sup>	25.00				
Azioni Verticali - Permanenti					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M <sub>y</sub> - kNm
Fondazione	3'360	2.80	9'408		
Parete centrale	648	2.45	1'588		
Risvolti	342	4	1'428		
Paraghiaia	197	7	1'363		
Orecchie	197	6.93	1'363		
Terreno inscatolato	2'401	4.18	10'024		
Impalcati (1) [permanenti]	1'061	1.00	1'061		
	8'205		26'234	-0.40	-3'259
Azioni Verticali - Accidentali					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M <sub>y</sub> - kNm
Sovraccarico a tergo	15	4.18	63	-1.375	-21
Carichi Mobili (Tandem+distribuiti)	1'425	1.00	1'425	1.80	2'565
Azioni Orizzontali - Permanenti					
Coeff. Attrito appoggi	0.06				
	H <sub>x</sub> - kN	z - m	M <sub>y</sub> - kNm		
Attrito appoggi	64	2.30	146		
Spinta Terreno	1'601	2.00	3'201		
Azioni Orizzontali - Accidentali					
	H <sub>x</sub> - kN	z - m	M <sub>y</sub> - kNm		
Attrito appoggi (Tandem+distrib.)	86	2.30	197		
Sovraccarico a tergo	684	3	2'052		
Frenatura	63	8.24	519		
Vento	non considerato				

TAB. 7.2-6

Combinazione 1 & 2a	Coeff. $\gamma$	Coeff. $\Psi$	N - kN	$M_y$ (N) - kN	$H_x$ - kN	$M_y$ (H) - kNm	$M_y$ (tot) - kNm
Azioni Verticali Permanenti	1.35		11'077	-4'400			-4'400
Az. Vert. Carichi Mobili	1.35	1.00	1'924	3'463			3'463
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1.35				86	198	198
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1.35				2'161	4'322	4'322
Azioni Orizz. Acc.: Attrito	1.35	1.00			115	265	265
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1.50		23	-31	1'026	3'078	3'047
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1.35	1.00			85	701	701
<b>Azioni alla Base</b>			13'024	-968	3'473	8'563	7'595
<b>Pali</b>							
Diametro - mm	1'200	in dir Y	in dir X				
N° file - n		2	4				
Interasse - m		3.33	3.60				
Azioni su palo singolo	H - kN	N max - kN	N min - kN				
Combinazione 1	434	2'155	1'100				

Viene presa in conto una combinazione fittizia peggiorativa, assumendo coefficienti  $\psi$  unitari e contemporanei su carichi mobili, attrito e frenatura.

### 7.2.3. Azioni Globali : SLE

TAB. 7.2-7

SLE	Coeff. $\gamma$	Coeff. $\Psi$	N - kN	$M_y$ (N) - kN	$H_x$ - kN	$M_y$ (H) - kNm	$M_y$ (tot) - kNm
Azioni Verticali Permanenti	1.00		8'205	-3'259			-3'259
Az. Vert. Carichi Mobili	1.00	1.00	1'425	2'565			2'565
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1.00				64	146	146
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1.00				1'601	3'201	3'201
Azioni Orizz. Acc.: Attrito	1.00	1.00			86	197	197
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1.00		15	-21	684	2'052	2'031
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1.00	1.00			63	519	519
<b>Azioni alla Base</b>			9'645	-715	2'497	6'115	5'401
<b>Pali</b>							
Diametro - mm	1'200	in dir Y	in dir X				
N° file - n		2	4				
Interasse - m		3.33	3.60				
Azioni su palo singolo	H - kN	N max - kN	N min - kN				
Combinazione 1	312	1'581	831				

## 7.2.4. Azioni sul Palo singolo : Sintesi

TAB. 7.2-8

Quota 0.0	$N_{max}$ - kN	$N_{min}$ - kN	H - kN
SLU - Sismica Kv+	1'916	586	566
SLU - Sismica Kv-	1'261	241	566
SLU - Statica	2'155	1'100	434
SLE	1'581	831	312

## 7.3. VERIFICHE

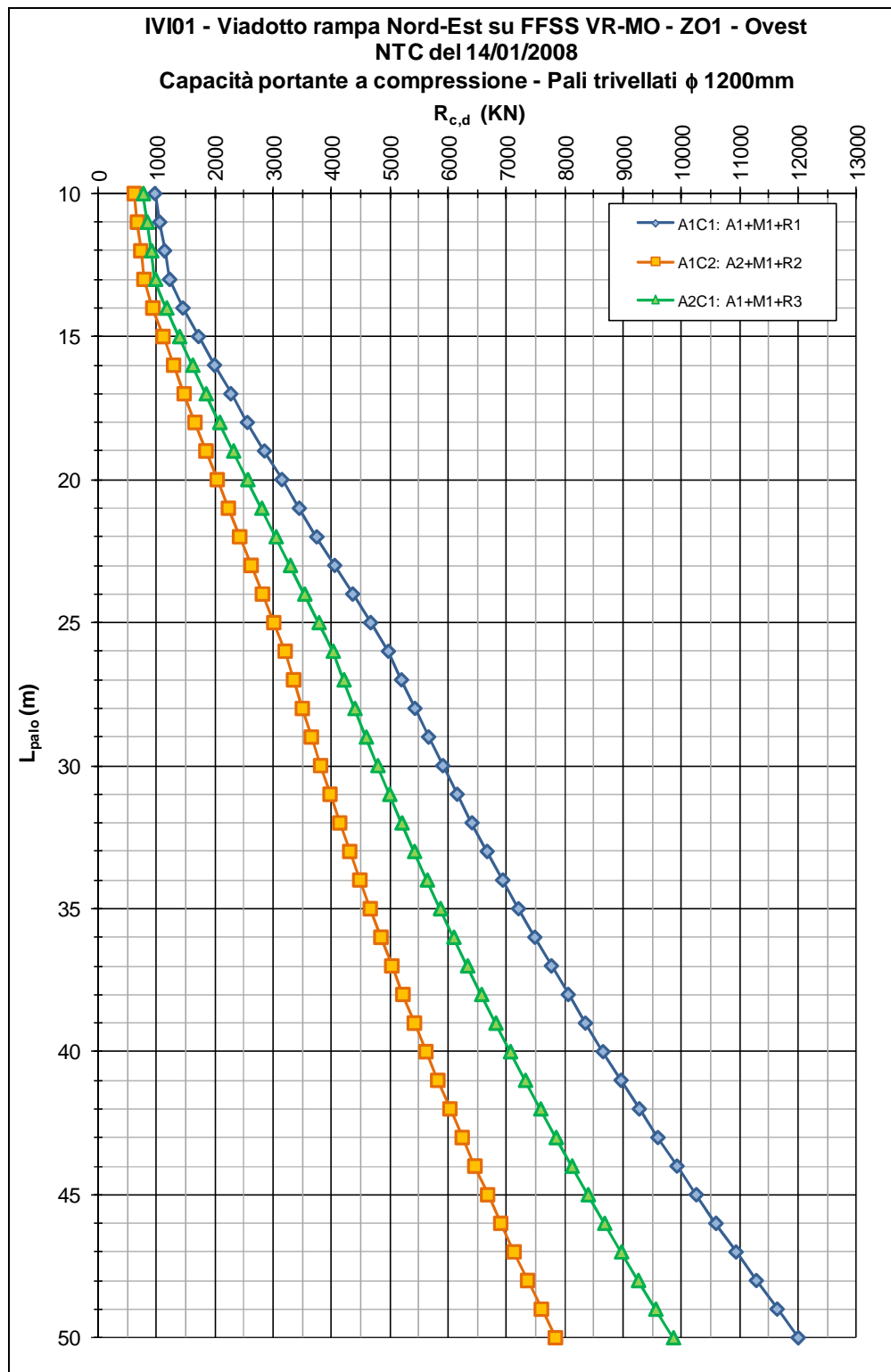
### 7.3.1. Pali

#### 7.3.1.1. Verifiche Geotecniche

#### Portanza Verticale (Spalla Ovest)

Alla Figura seguente è riportata la curva di portata per un palo  $\varnothing 1200$  nel suolo in questione.

Fig. 7.3-1



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

Dal par. 7.2.4 si è ottenuto che la massima azione di compressione  $N_{sd}$  è pari a 2155 kN (Fase Statica), mentre l'azione verticale globale massima è pari a 13024 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 21.0 m ha una portanza:

$$R_{c,d} \cong 2810 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{sd} = 1.30 > 1.0$$

#### 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 prevalentemente in: Sabbia Densa. Conseguentemente (interassi pari a  $2.7\varnothing$ ) alla curva di portanza di figura va applicato un coefficiente riduttivo pari a 0.65.

$$N_{med} = 13024/8 = 1628 \text{ kN}$$

$$R_{c,d} \cong 2810 \cdot 0.65 = 1826 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{med} = 1.12 > 1.0$$

Si conferma quindi la lunghezza pari a :  $L_{palo} = 21.0 \text{ m}$

La lunghezza di cui sopra è da intendersi da p.c. In realtà l'intradosso fondazione è situato circa 7.0 m al di sopra di tale p.c.. Il contributo alla portanza fornito da tale spessore di rilevato 'S' vale :

$$\Delta R = \tau \cdot \pi \cdot \varnothing \cdot S = 23.2 \cdot \pi \cdot 1.2 \cdot 7.0 = 612 \text{ kN}$$

Considerato che, a seguito di indicazioni ricevute dal Progettista Geotecnico, non viene preso in conto alcun effetto dovuto all'attrito negativo, il contributo di cui sopra viene trascurato,

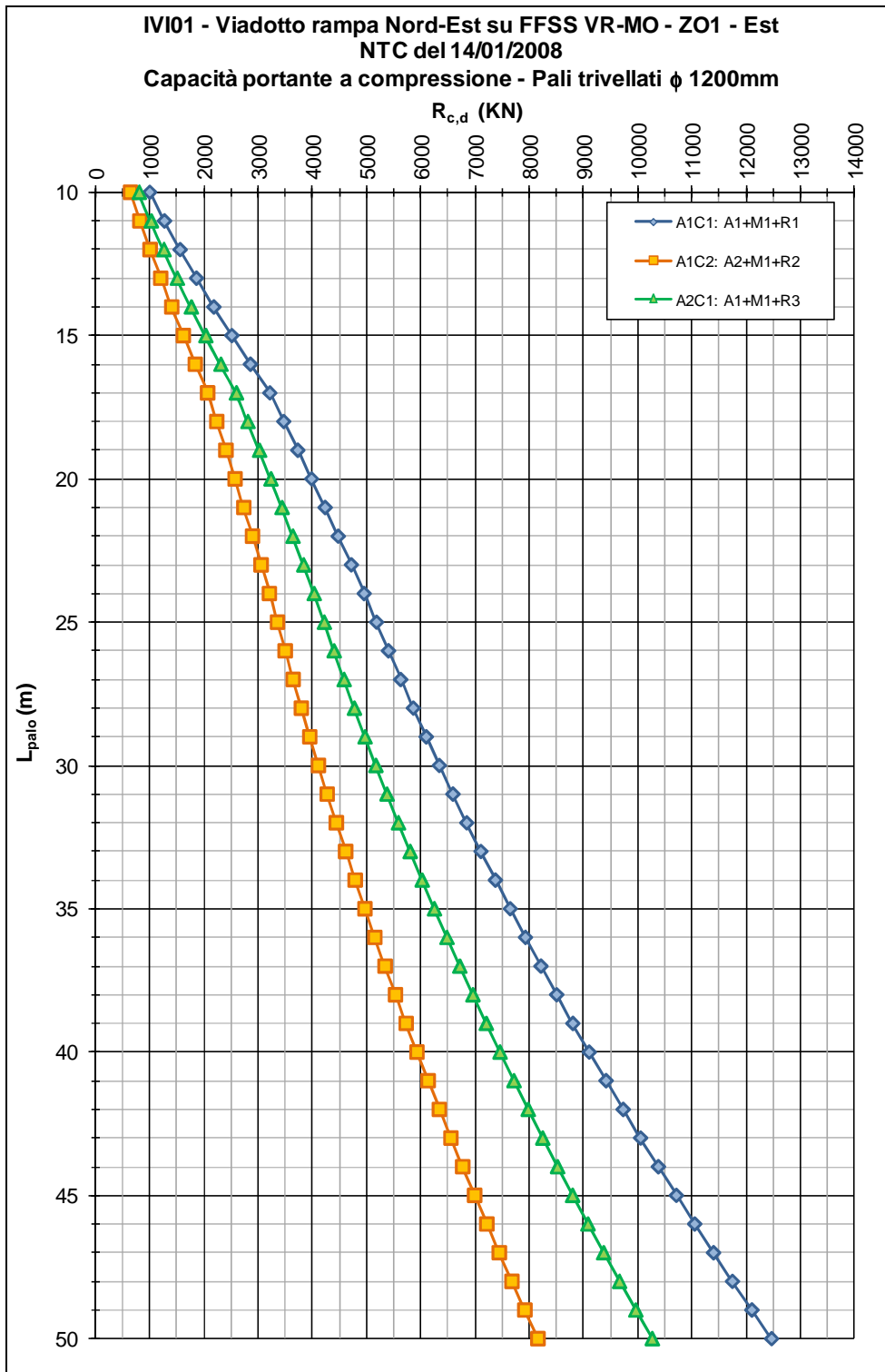
In definitiva il palo risulta di lunghezza pari a :  $L_{palo} = 28.0 \text{ m}$

**A partire da ora per quota 0.0 non si intende il p.c. bensì la quota di testa palo.**

#### Portanza Verticale (Spalla Est)

Alla Figura seguente è riportata la curva di portata per un palo  $\varnothing 1200$  nel suolo in questione.

FIG. 7.3-2



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

Dal par. 7.2.4 si è ottenuto che la massima azione di compressione  $N_{sd}$  è pari a 2155 kN (Fase Statica), mentre l'azione verticale globale massima è pari a 13024 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 18.0 m ha una portanza:

$$R_{c,d} \cong 2812 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{sd} = 1.30 > 1.0$$

#### 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 prevalentemente in: Sabbia Densa. Conseguentemente (interassi pari a  $2.7\varnothing$ ) alla curva di portanza di figura va applicato un coefficiente riduttivo pari a 0.65.

$$N_{med} = 13024/8 = 1628 \text{ kN}$$

$$R_{c,d} \cong 2812 \cdot 0.65 = 1826 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{med} = 1.12 > 1.0$$

Si conferma quindi la lunghezza pari a :  $L_{palo} = 18.0 \text{ m}$

La lunghezza di cui sopra è da intendersi da p.c. In realtà l'intradosso fondazione è situato circa 5.5 m al di sopra di tale p.c.. Il contributo alla portanza fornito da tale spessore di rilevato 'S' vale :

$$\Delta R = \tau \cdot \pi \cdot \varnothing \cdot S = 23.2 \cdot \pi \cdot 1.2 \cdot 5.5 = 480 \text{ kN}$$

Considerato che, a seguito di indicazioni ricevute dal Progettista Geotecnico, non viene preso in conto alcun effetto dovuto all'attrito negativo, il contributo di cui sopra viene trascurato,

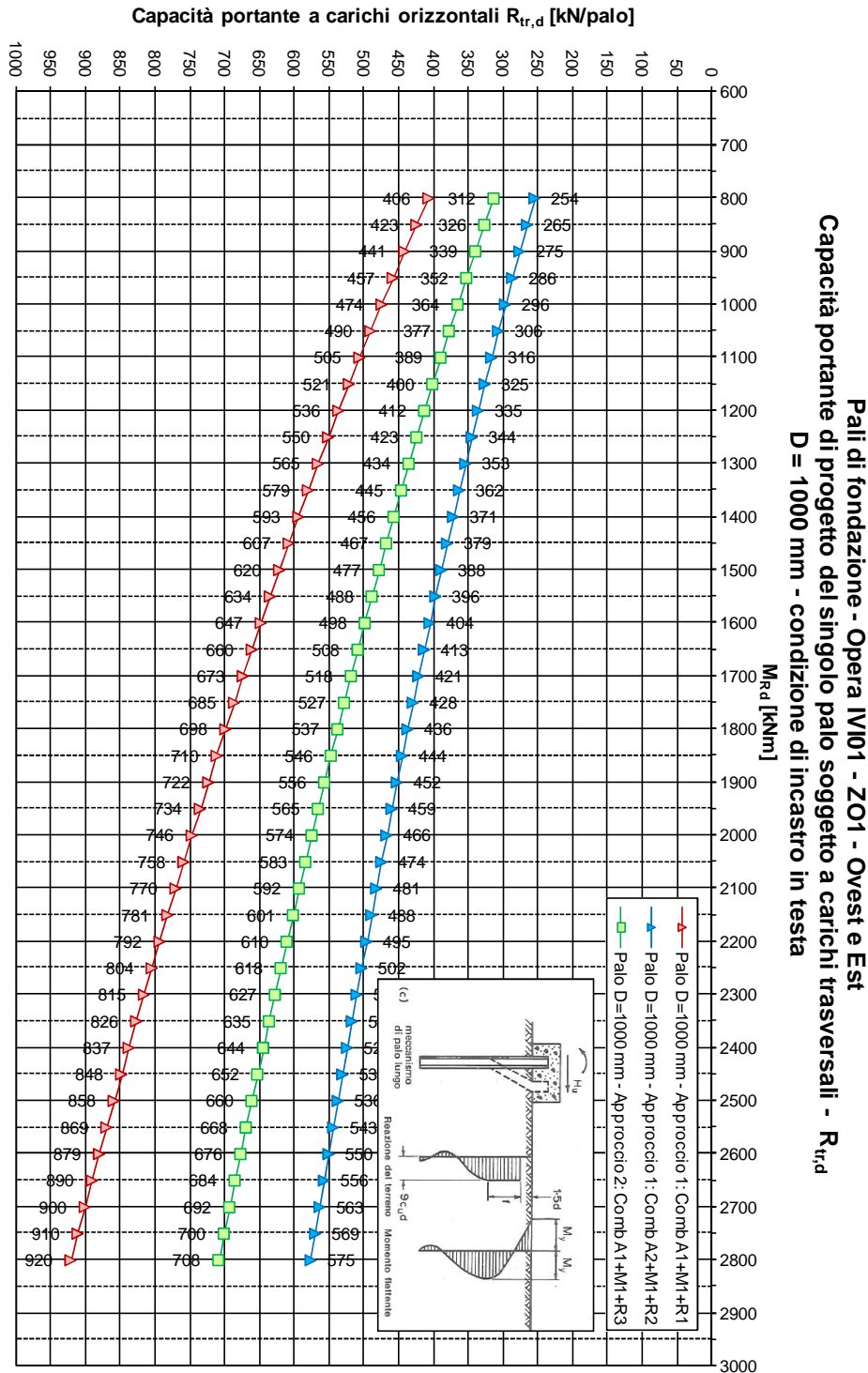
In definitiva il palo risulta di lunghezza pari a :  $L_{palo} = 24.0 \text{ m}$

**A partire da ora per quota 0.0 non si intende il p.c. bensì la quota di testa palo.**

#### Portanza Orizzontale

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

Fig. 7.3-3





Dal par. 7.2.4 si è ottenuto che la massima azione tagliante  $V_{sd}$  è pari a 566 kN (Fase Sismica).

Anche in questo caso va condotta una doppia verifica.

Palo singolo

Non vengono applicati coefficienti riduttivi alla curva di portanza.

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

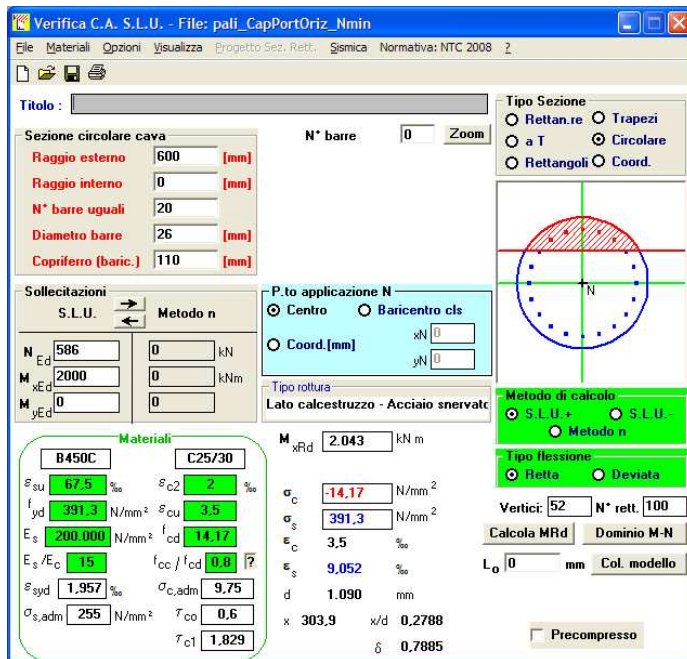
$$M_u = 2000 \text{ kNm}$$

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:

$$N_{min} = 586 \text{ kN}$$

Si ha:

FIG. 7.3-4



Risultano sufficienti n°20 Ø26 (1.4%).

### Pali in gruppo

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

$$R_{tr,d} = 566/0.7 = 808 \text{ kN}$$

Il valore ottenuto è fuori scala, quindi si procede ad estrapolazione lineare per ottenere il momento ultimo.

$$\Delta M = 1000 * (808 - 755) / (755 - 579) \cong 300 \text{ kNm}$$

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

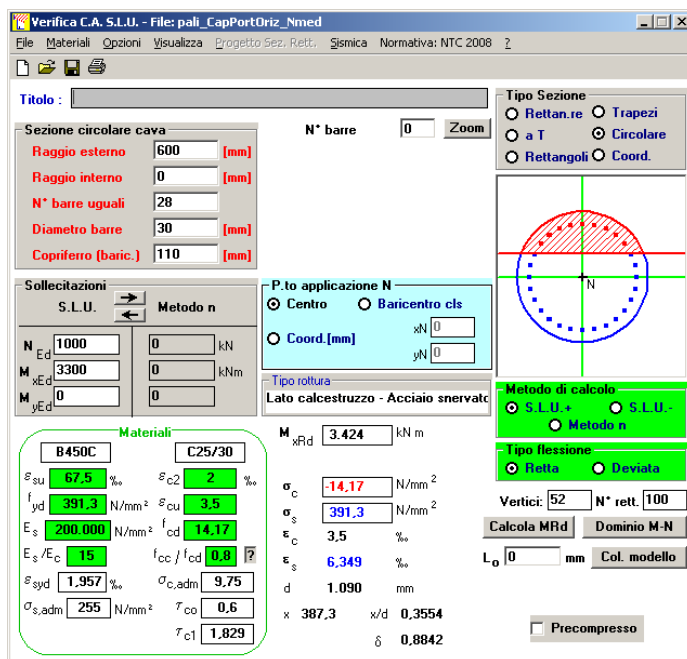
$$M_u = 3000 + 300 = 3300 \text{ kNm}$$

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:

$$N_{med} = 6011/8 = 751 \text{ kN}$$

Si ha:

Fig. 7.3-5

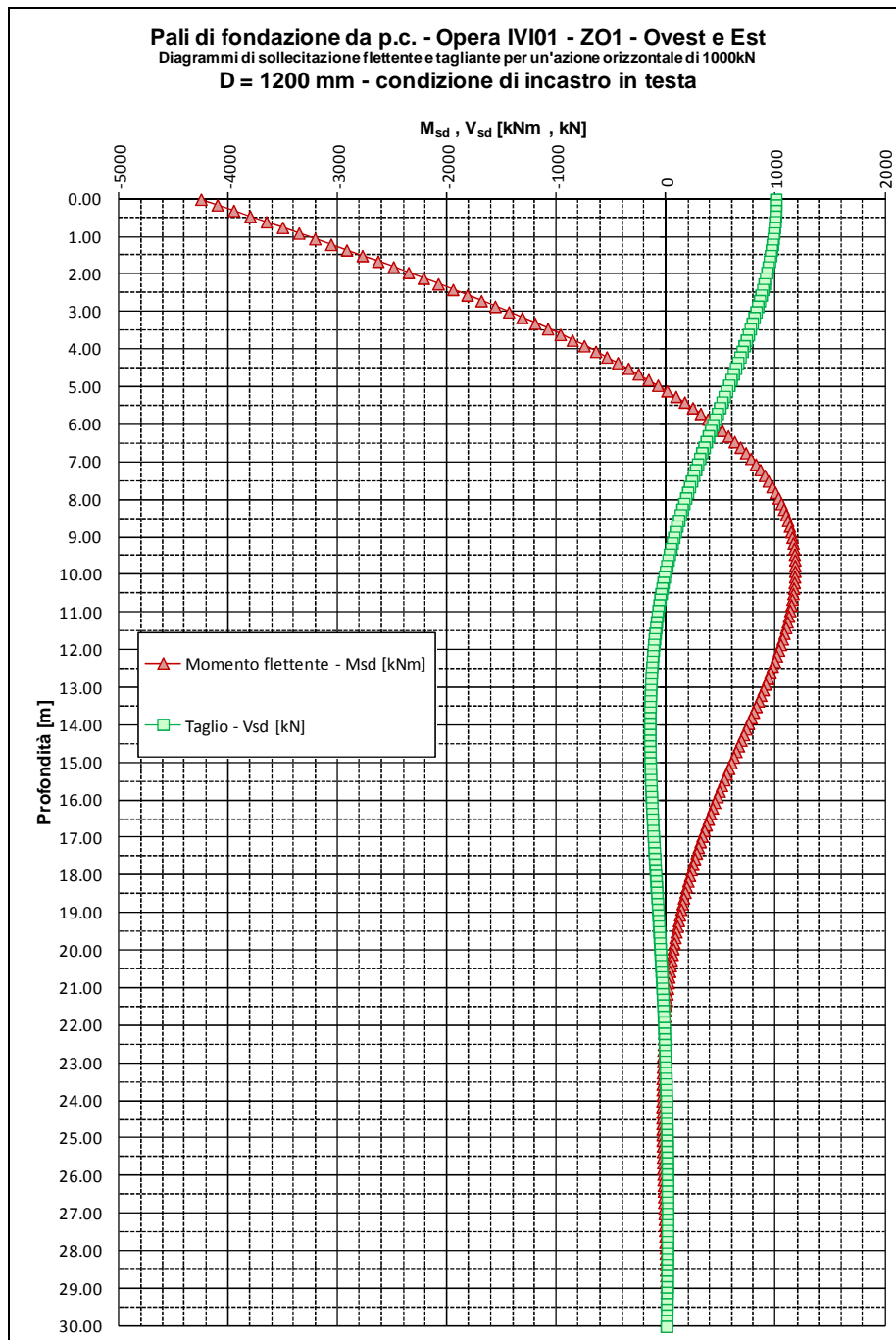


L'armatura viene aumentata a 28Ø30 (1.4%).

### 7.3.1.2. Verifiche SLU: Taglio

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

FIG. 7.3-6



Si opera in conformità a quanto dichiarato al par. 7.1.10.

## 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. 7.3-1**

Palo $\Phi$ 1200		cot $\theta = 1.0$	cot $\theta = 1.5$	cot $\theta = 2.0$	cot $\theta = 2.5$
$\varnothing - \text{mm}$	s - mm	$V_{Rsd} - \text{kN}$			
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

Le sollecitazioni vanno amplificate del 20% in funzione di quanto prescritto al riguardo in Relazione Geotecnica.

Dalla fig. precedente emerge che il taglio in testa ( $566 \cdot 1.2 = 680 \text{ kN}$ ) si riduce al 60% (407 kN) a quota -5.0 m, per poi scendere a valori inferiori al 20% dell'azione in testa (136 kN) a quote inferiori a -7.5m

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

da testa a quota -5.0 :                    **st  $\varnothing$  16/200**      $V_{Rsd} = 1284 \text{ kN} > 680 \text{ kN}$

da quota -5.0 a fine palo :                **st  $\varnothing$  12/200**      $V_{Rsd} = 722 \text{ kN} > 407 \text{ kN}$

## Verifica lato CIs.

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

### 7.3.1.3. Verifiche SLU: Pressoflessione

Si premette che il meccanismo di rottura ipotizzato nell'estrapolazione delle curve di capacità portante orizzontale presuppone che a collasso si formi una seconda cerniera plastica – oltre a quella in testa – posizionata a circa 3-4 $\varnothing$ . 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 par.7.2.4, tenendo conto della figura precedente ed amplificando le sollecitazioni del 20% si ha:

**TAB. 7.3-2**

SLU					
<b>Quota 0.0</b>			N <sub>max</sub> - kN	N <sub>min</sub> - kN	M - kNm
Ceff. 'M' da Taglio		<b>4.30</b>			
SLU - Sismica Kv+			1'916	586	2'920
SLU - Sismica Kv-			1'261	241	2'920
SLU - Statica			2'155	1'100	2'240
<b>Quota -10.0</b>					
Ceff. 'M' da Taglio		<b>1.20</b>			
			N <sub>max</sub> - kN	N <sub>min</sub> - kN	M - kNm
SLU - Sismica Kv+			1'916	586	815
SLU - Sismica Kv-			1'261	241	815
SLU - Statica			2'155	1'100	625

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

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 :

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

Sezione di sommità (Barra da quota +1.0 a quota -5.0 – L = 6.0 m)

FIG. 7.3-7 - NMIN

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays various input and output fields for a structural analysis. Key sections include:

- Sezione circolare cava:** A table with columns for 'N°', 'b [cm]', and 'h [cm]'. The first row shows '1', '0', and '0' respectively.
- Sollecitazioni:** Fields for axial force (N<sub>Ed</sub> = 241 kN), bending moment (M<sub>xEd</sub> = 2920 kNm), and torsion (M<sub>yEd</sub> = 0 kNm).
- Materiali:** Properties for B450C and C25/30, including yield strength (f<sub>yk</sub> = 391.3 N/mm²), ultimate strength (f<sub>yk</sub> = 391.3 N/mm²), modulus of elasticity (E<sub>s</sub> = 206000 N/mm²), and other parameters.
- P.to applicazione N:** Options for 'Centro' (selected) and 'Baricentro cls'.
- Calcolo:** Results for stress (σ<sub>c</sub> = -14.17 N/mm²), strain (ε<sub>s</sub> = 7.302 ‰), and other parameters.
- Diagramma:** A circular cross-section diagram with a red shaded area and a blue dashed circle.

L'armatura precedente (28Ø30) risulta confermata

Sezione -9.0 m (barra da quota -4.0 a quota -16.0 – L = 12.0 m,)

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

Numero barre : 20 ; Diametro barra : 20 mm ; disposte in strato : singolo; percentuale d'armatura: 0.6%

FIG. 7.3-8

**Verifica CA. S.L.U. - File: pali\_SLU\_-9**

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

Titolo: \_\_\_\_\_

Sezione circolare cava

Raggio esterno 600 [mm]

Raggio interno 0 [mm]

N° barre uguali 20

Diametro barre 20 [mm]

Copriferro (baric.) 110 [mm]

N° barre 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re  Trapezi

a T  Circolare

Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 241 0 kN

M<sub>xEd</sub> 815 0 kNm

M<sub>yEd</sub> 0 0 kNm

P.to applicazione N

Centro  Baricentro cls

Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+  S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta  Deviate

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>o</sub> 0 mm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰

f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰

E<sub>s</sub> 206'000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub> 14.17

E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8

ε<sub>syd</sub> 1.9 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9.75

σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub> 0.6

τ<sub>c1</sub> 1.829

N<sub>xRd</sub> 1'255 kN m

σ<sub>c</sub> -14.17 N/mm<sup>2</sup>

σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm<sup>2</sup>

ε<sub>c</sub> 3.5 ‰

ε<sub>s</sub> 12.87 ‰

d 1'090 mm

x 233.1 x/d 0.2138

δ 0.7073

Si arma con 20Ø20 (0.6%).

Da quota -15.0 a fine palo (OVEST L = 12.0+2.0 m ; EST L = 9.0 m)

Le sollecitazioni sono pressoché nulle. si arma con 120Ø20 (0.3%).

### 7.3.1.4. Verifiche SLE: Fessurazione

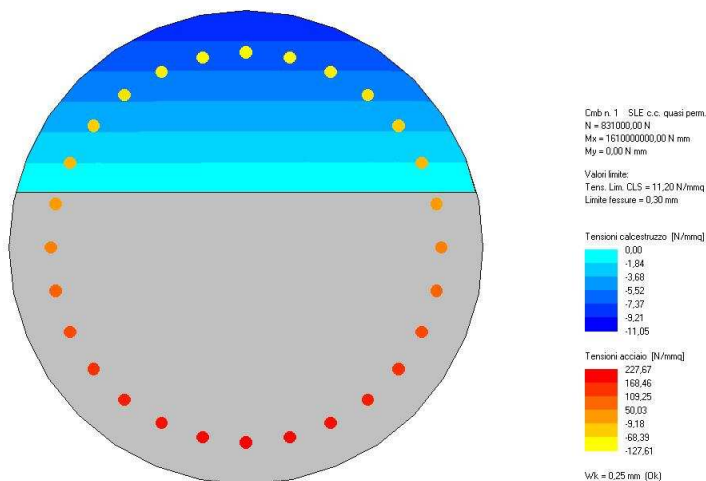
Si procede in analogia al paragrafo precedente, sempre amplificando le sollecitazioni del 20%.

**TAB. 7.3-3**

SLE					
	<b>Quota 0.0</b>		$N_{max}$ - kN	$N_{min}$ - kN	M - kNm
SLE - 2a			1'581	831	1'610
	<b>Quota -10.0</b>		$N_{max}$ - kN	$N_{min}$ - kN	M - kNm
SLE - 2a			1'581	831	449

### Sezione di sommità

**Fig. 7.3-9**

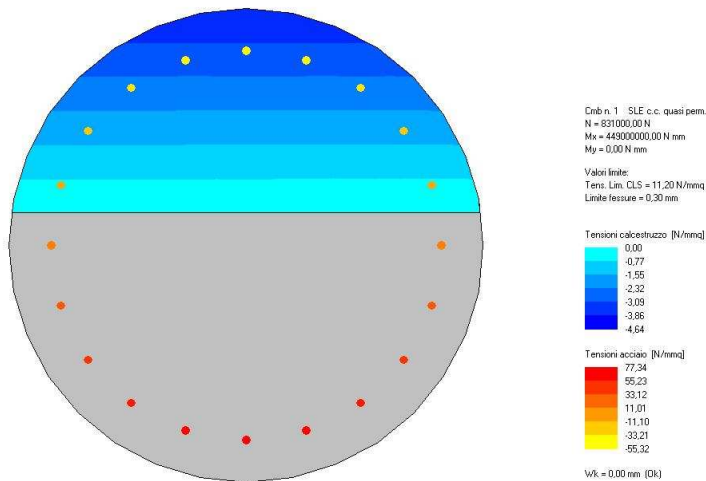


Si confermano 28Ø30



Sezione -9.0

**Fig. 7.3-10**

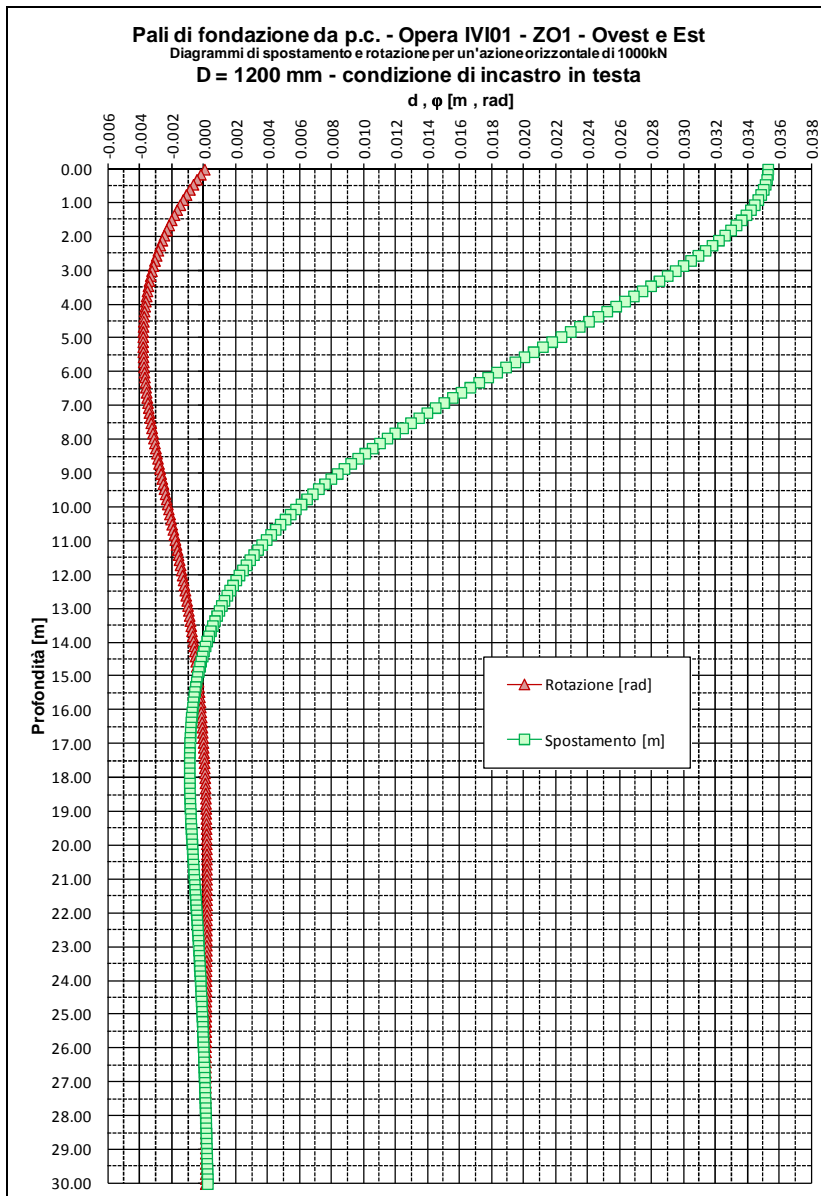


Si conferma l'armatura di 20Ø20.

**7.3.1.5. Verifiche SLE: Deformazioni**

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

FIG. 7.3-11



Conseguentemente (sole azioni peggiorative SLE amplificate del 20%) la deformazione effettiva risulta:

TAB. 7.3-4

DEFORMAZIONI		
Quota	0.0	H - kN
SLE - 2a		375
Coeff. 'η' da Taglio		0.035
η max - mm		13

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

### 7.3.2. Orecchie

#### 7.3.2.1. Azioni – SLU

L'Orecchia (fig.1-2) 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.

Come già detto al par. 7.1.9 si assume la massima accelerazione di progetto valida per l'insieme delle opere. Questa, valutata per lat 44.7925 long 11.4197 (Opera APO19, Cat. Suolo D), vale:

$$a_g = 0.376$$

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

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

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

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

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

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

- ad un regime di pressioni linearmente variabili con la profondità 'q' – dovute alla spinta delle terre, trascurando il contributo di resistenza fornito dal cono di terreno anteriore - il cui valore massimo vale, in corrispondenza degli spigoli corrispondenti all'altezza di 1.0 e 3.0 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.

#### 7.3.2.2. Azioni – SLE

Dal paragrafo precedente si ha:  $p = 9.5 \text{ kN/m}^2 ; q_{(1.0)} = 7.4 \text{ kN/m}^2 ; q_{(3.0)} = 22.2 \text{ kN/m}^2$

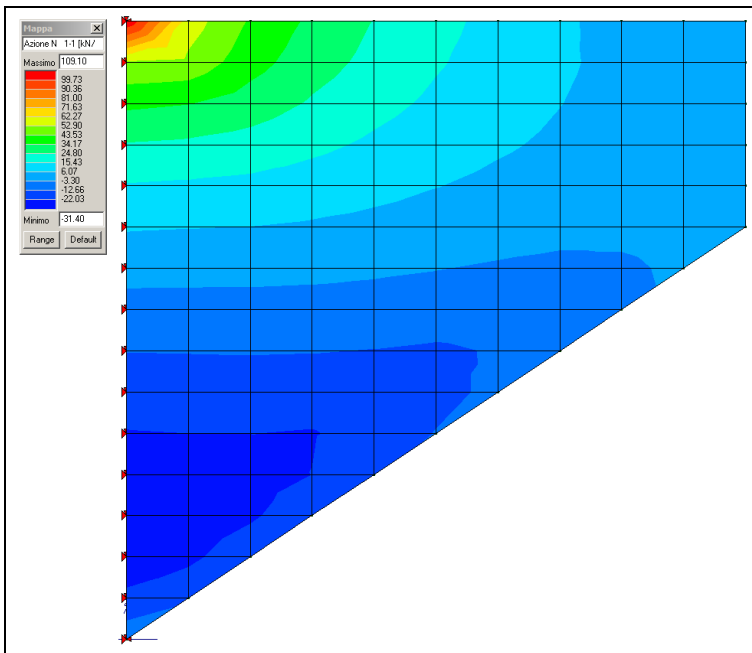
### 7.3.2.3. Sollecitazioni e Verifiche – SLE

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

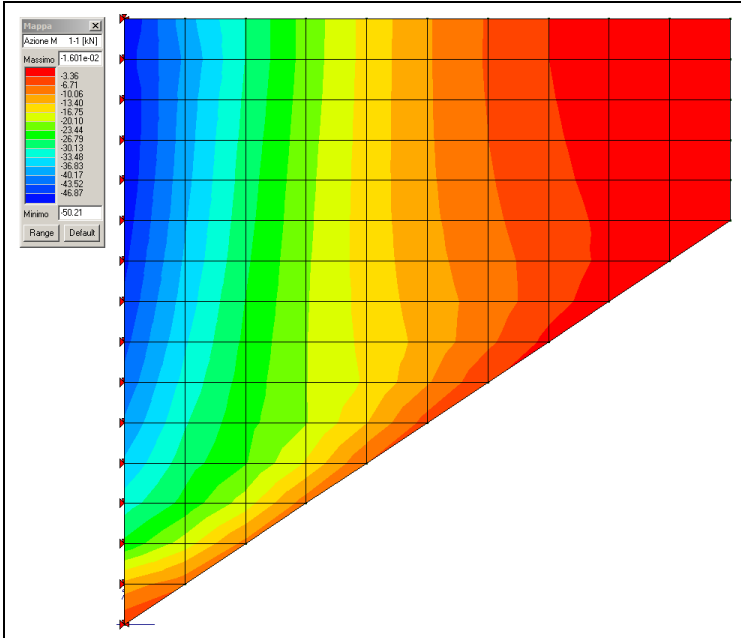
Convenzioni - Asse X: orizzontale (Asse 1-1) ; Asse Y: verticale (asse 2-2).

Il pedice della sollecitazione flettente indica l'asse momento.

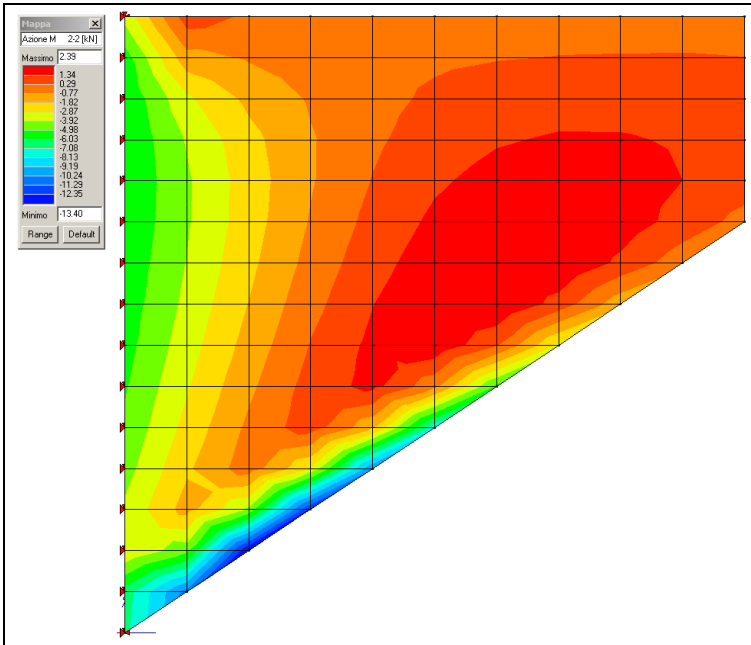
**Fig. 7.3-12 N1-1 (Nx)**



**FIG. 7.3-13 M1-1 (My)**



**FIG. 7.3-14 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. 7.3-5

Verifica a fessurazione [NTC 08 - par.4.1.2.2.4.1; 4.1.2.2.4.6; 11.10.1.2]	valore	unità	Note / Limitazioni
<b>Materiali</b>			
Acciaio B450C			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : $f_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Caratteristiche geometriche</b>			
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		
$\phi$ : Diametro medio armatura tesa	16	mm	
$A_s$ : Armatura tesa	1.005	mm <sup>2</sup>	
i : Interasse barre tese	200	mm	
c : Copriferro barre tese [r+ $\phi$ /2]	68	mm	
n° barre armatura compressa	5		
$\phi'$ : Diametro medio armatura compressa	12	mm	
$A_s'$ : Armatura compressa	565	mm <sup>2</sup>	
c' : Copriferro barre compresse [r'+ $\phi'$ /2]	66	mm	
n : Coefficiente omogeneizzazione	15		
<b>Sollecitazioni</b>			
M : Momento flettente	50,0	kNm	
N : Sforzo normale	-58,0	kN	
E <sub>s</sub> : modulo elasticità acciaio	210.000	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente di viscosità $\phi$	0,0		0 : breve durata; 1.5: lunga durata
E <sub>cm</sub> = [22000*( $f_{ck}+8$ )/10] <sup>0,3</sup> *(1+ $\phi$ )	34.077	N/mm <sup>2</sup>	
$\alpha = E_s/E_{cm}$	6,16		rapporto moduli elastici
<b>Verifica a pressoflessione</b>			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	55	mm	
$\sigma_c$ : Tensione calcestruzzo	3,57	N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_s$ : Tensione acciaio teso	152,21	N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_s'$ : Tensione acciaio compresso	-5,40	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Elementi di calcolo sezione soggetta a (N,M)</b>			
u = M/N - h/2	-1112	mm	NO!
d = h-c+u	-680	mm	
d' = c'+u	-1046	mm	
p = u <sup>2</sup> *2*n*(A' <sub>s</sub> *d'+A <sub>s</sub> *d)/b	1,25E+06	mm <sup>2</sup>	
q = u <sup>3</sup> *3*n*(A' <sub>s</sub> *d'+A <sub>s</sub> *d)/b	-1,40E+09	mm <sup>3</sup>	
Q = (-p) <sup>3</sup> +q	2,18E+02	mm <sup>6</sup>	
z	-1057	mm	
	0,00000		
y = z - u	55	mm	
S <sub>n</sub> = b*y <sup>2</sup> /2 + n*A' <sub>s</sub> *(y-c')-n*A <sub>s</sub> *(h-c-y)	-8,86E+05	mm <sup>3</sup>	
<b>Verifica allo stato limite di formazione delle fessure</b>			
<b>Momento di formazione delle fessure "M<sub>fed</sub>"</b>			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+ $\alpha$ *(A <sub>s</sub> +A <sub>s</sub> ')] ]	509.680	mm <sup>2</sup>	
S : momento statico	1,27E+08	mm <sup>3</sup>	
Y <sub>e</sub> : baricentro [S/A]	249	mm	
J : momento d'inerzia	1,07E+10	mm <sup>4</sup>	
W : modulo resistenza [J/Y <sub>e</sub> ]	4,31E+07	mm <sup>3</sup>	
f <sub>ctm</sub>	3,21		
$\sigma_s = f_{ctm}/1,2$	2,67	N/mm <sup>2</sup>	
M <sub>fess</sub> = ( $\sigma_s$ + N/A)*W	110,4	kNm	
<b>M<sub>fess</sub> &gt; M : OK</b>			

Il Momento di prima fessurazione risulta maggiore del Momento sollecitante.

### 7.3.2.4. Sollecitazioni e Verifiche – SLU

FIG. 7.3-15 N1-1 (Nx)

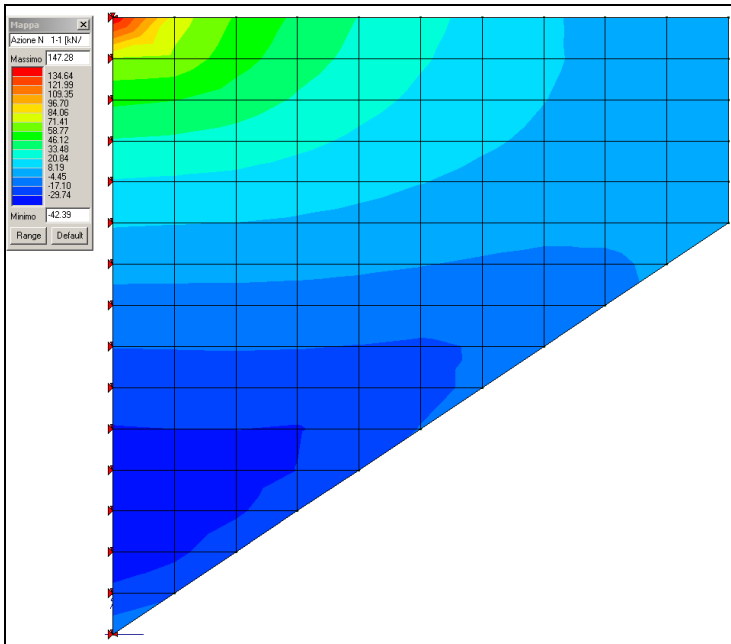
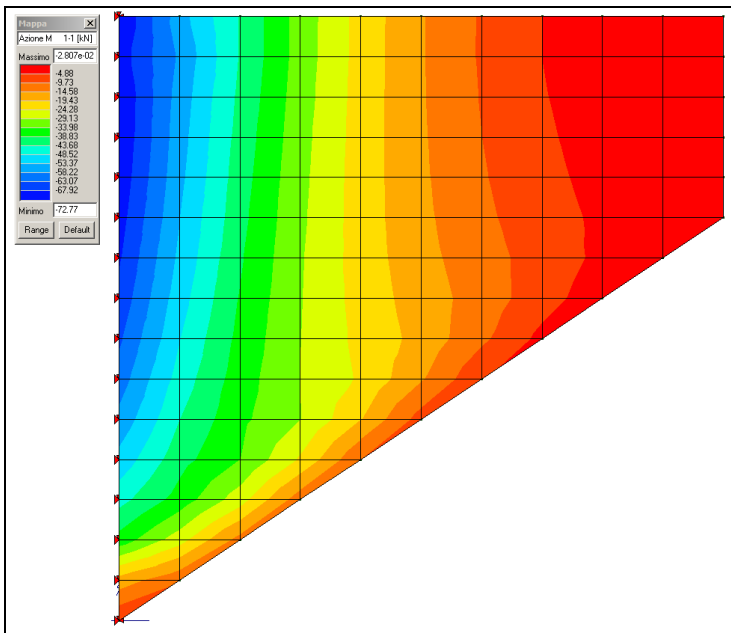
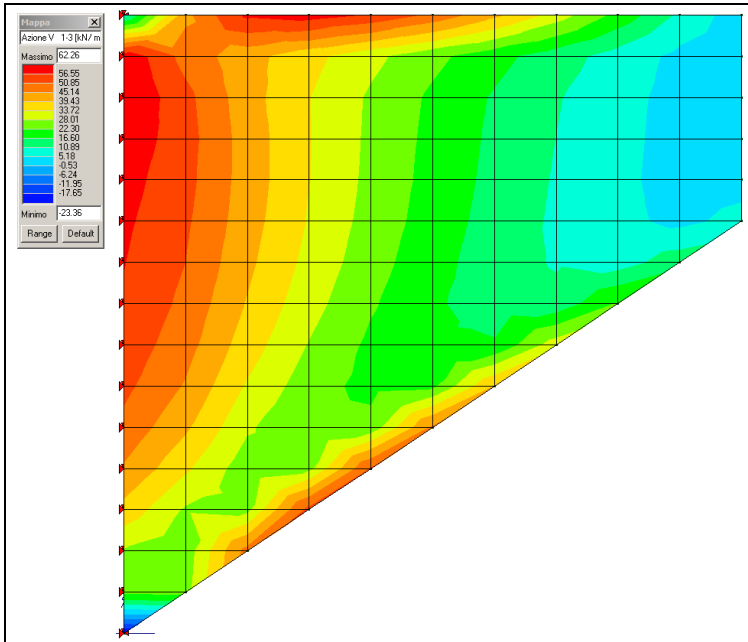


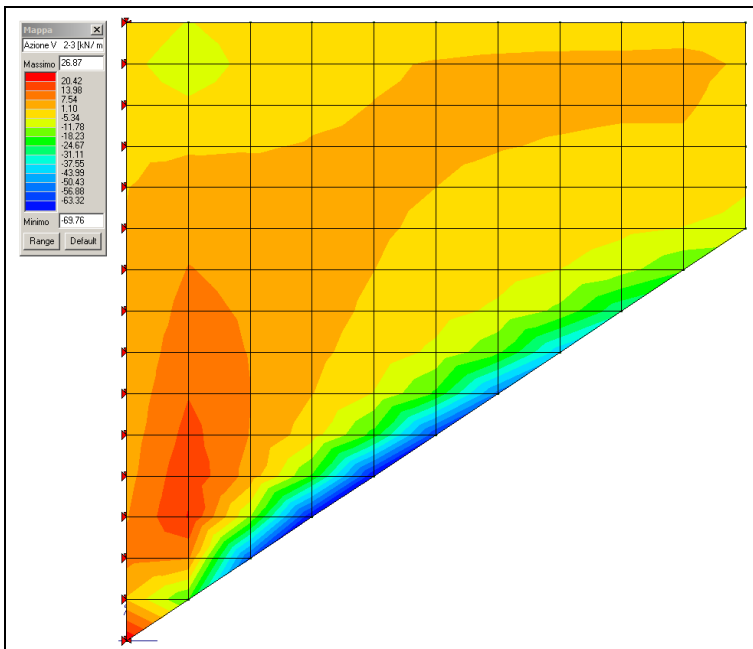
FIG. 7.3-16 M1-1 (My)



**FIG. 7.3-17 V1-3**



**FIG. 7.3-18 V2-3**





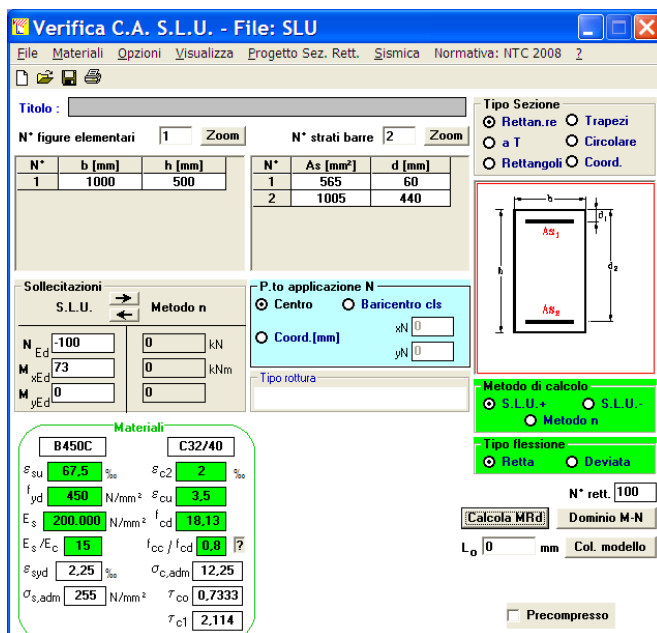
Verifica a Tensoflessione

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. 7.3-19**



L'armatura ipotizzata nella verifica SLE viene confermata.

### Verifica a Taglio

La massima sollecitazione tagliante vale: 70 kN/m

### TAB. 7.3-6

#### VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - <b>V<sub>Sd</sub></b>	<b>70</b>	kN	
base <b>b<sub>w</sub></b>	<b>1000</b>	mm	
altezza <b>h</b>	<b>500</b>	mm	
n° barre armatura tesa	<b>5</b>		
φ diametro medio armatura tesa	<b>16</b>	mm	
Asl (tesa)	1005	mm <sup>2</sup>	
ricoprimento <b>r</b>	<b>60</b>	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	68	mm	
altezza utile <b>d</b>	432	mm	
pl	0,00233		
Nsd (positiva se di compressione)	<b>0</b>	kN	
Ac	500000	mm <sup>2</sup>	
σ <sub>cp</sub>	0,000	MPa	
f <sub>ck</sub>	<b>35</b>	MPa	
γ	<b>1,50</b>		
ingranamento inerti = k	1,680		
VRd	175,3	kN	
v <sub>min</sub>	0,45	kN	
	194,9	kN	
<b>VRd</b>	<b>195</b>	kN	[eq 4.1.14]
	<b>OK</b>		

Non risulta necessaria armatura specifica a Taglio.

### 7.3.3. Paraghiaia

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

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

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

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

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

#### 7.3.3.1. Sollecitazioni – SLU: Fase Sismica

- Azioni verticali

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

- Azioni orizzontali

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

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

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

- Sollecitazioni alla base

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

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

### 7.3.3.2. Sollecitazioni – SLU: Fase Statica

- Azioni verticali

Peso proprio : 64.3 kN/m

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

- Azioni orizzontali

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

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

Azione di Frenatura :  $H = 180$  kN

- Sollecitazioni alla base

Si considera una diffusione delle azioni concentrate a 45°

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

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

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

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

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

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

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

### 7.3.3.3. Sollecitazioni – SLE

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

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

### 7.3.3.4. Verifiche SLE: Fessurazione

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

TAB. 7.3-7

Verifica a fessurazione [NTC 08 - par.4.1.2.2.4.1; 4.1.2.2.4.6; 11.10.1.2]	valore	unità	Note / Limitazioni
<b>Materiali</b>			
Acciaio B450C			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : $f_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Caratteristiche geometriche</b>			
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 <sub>s</sub> : Armatura tesa	3.142	mm <sup>2</sup>	
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' <sub>s</sub> : Armatura compressa	1.005	mm <sup>2</sup>	
c' : Copriferro barre compresse [r'+φ'/2]	78	mm	
n : Coefficiente omogeneizzazione	15		
<b>Sollecitazioni</b>			
M : Momento flettente	276,0	kNm	
N : Sforzo normale	92,6	kN	
E <sub>s</sub> : modulo elasticità acciaio	210.000	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente di viscosità φ	0,0		0 : breve durata; 1,5: lunga durata
E <sub>cm</sub> = [22000*((f <sub>ck</sub> +8)/10) <sup>0,3</sup> ](1+φ)	34.077	N/mm <sup>2</sup>	
α = E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	6,16		rapporto moduli elastici
<b>Verifica a pressoflessione</b>			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	131	mm	
σ <sub>c</sub> : Tensione calcestruzzo	9,20	N/mm <sup>2</sup>	
σ <sub>s</sub> : Tensione acciaio teso	169,05	N/mm <sup>2</sup>	
σ' <sub>s</sub> : Tensione acciaio compresso	21,96	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Elementi di calcolo sezione soggetta a (N,M)</b>			
u = M/N - h/2	2681	mm	>-h/3
d = h-c+u	3201	mm	
d' = c'+u	2759	mm	
p = u <sup>2</sup> *2*n*(A' <sub>s</sub> *d'+A <sub>s</sub> *d)/b	7,03E+06	mm <sup>2</sup>	
q = u <sup>2</sup> *3*n*(A' <sub>s</sub> *d'+A <sub>s</sub> *d <sup>2</sup> )/b	1,85E+10	mm <sup>3</sup>	
Q = (-p) <sup>3</sup> +q <sup>2</sup>	2,18E+02	mm <sup>6</sup>	
z	2811	mm	
	0,00000		
y = z - u	131	mm	
Sn = b*y <sup>2</sup> /2 + n*A' <sub>s</sub> *(y-c')-n*A <sub>s</sub> *(h-c-y)	1,31E+06	mm <sup>3</sup>	
<b>Verifica allo stato limite di formazione delle fessure</b>			
<b>Momento di formazione delle fessure "M<sub>f,rd</sub>"</b>			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+α*(A <sub>s</sub> +A' <sub>s</sub> )]	625.555	mm <sup>2</sup>	
S : momento statico	1,85E+08	mm <sup>3</sup>	
Y <sub>e</sub> : baricentro [S/A]	295	mm	
J : momento d'inerzia	1,92E+10	mm <sup>4</sup>	
W : modulo resistenza [J/Y <sub>e</sub> g]	6,51E+07	mm <sup>3</sup>	
f <sub>ctm</sub>	3,21		
σ <sub>t</sub> : f <sub>ctm</sub> /1,2	2,67	N/mm <sup>2</sup>	
M <sub>f,ess</sub> = (σ <sub>t</sub> + N/A)*W	183,8	kNm	
<b>M<sub>f,ess</sub> &lt; M : occorre procedere a verifica di apertura fessure</b>			

Verifica allo stato limite di apertura delle fessure	valore	unità	Note / Limitazioni
<b>Elementi preparatori</b>			
$A_{cl}$ : Area "effettiva" cls = $\text{Min}[b*(2,5*(h-d)); b*(h-y)/3 ; b*h/2]$	156,083	mm <sup>2</sup>	
$\rho$ : rapporto (armatura tesa) / (area effettiva cls)	0,0201		
$w_{amm}$ : apertura ammissibile fessura	0,30	mm	
$E_s$ : modulo elasticità acciaio	200.000	N/mm <sup>2</sup>	
$i_s$ : 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		
<b>Distanza media tra le fessure "<math>s_{rm}</math>"</b>			
limite spaziatura barre : $5*(r+\phi/2)$	400	mm	
controllo spaziatura	100	mm	OK
<b>Distanza media tra le fessure "<math>\Delta_{sm}</math>"</b>			
$\Delta_{sm} = k_3*r + k_1*k_2*k_4*\phi/\rho$	406,9216	%	
<b>Deformazione unitaria media dell'armatura "<math>\epsilon_{sm}</math>"</b>			
$\epsilon_{sm} = \text{Max}[(\sigma_s - k_s*f_{ctm}/\rho*(1+\alpha*p))/E_s] ; 0,6*\sigma_s/E_s$	0,0005		
<b>Apertura delle fessure "<math>w_k</math>"</b>			
$w_k = s_{rm}*\epsilon_{sm}$	0,197	mm	< $w_{amm}=0,3$

La verifica risulta soddisfatta.

### 7.3.3.5. Verifiche SLU: Taglio

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

TAB. 7.3-8

#### VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - $V_{Sd}$	246,4	kN	
base $b_w$	1000	mm	
altezza $h$	600	mm	
n° barre armatura tesa	10		
$\phi$ diametro medio armatura tesa	20	mm	
Asl (tesa)	3142	mm <sup>2</sup>	
ricoprimento $r$	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	70	mm	
altezza utile $d$	530	mm	
$\rho_l$	0,00593		
Nsd (positiva se di compressione)	0	kN	
Ac	600000	mm <sup>2</sup>	
$\sigma_{cp}$	0,000	MPa	
$f_{ck}$	32	MPa	
$\gamma$	1,50		
ingranamento inerti = k	1,614		
VRd	273,8	kN	
$v_{min}$	0,41	kN	
	215,2	kN	
VRd	274	kN	[eq 4.1.14]
	ok		

Non risulta necessaria armatura a Taglio.

### 7.3.3.6. Verifiche SLU: Pressoflessione

FIG. 7.3-20 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<sub>Ed</sub> 64,3 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 461,3 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
 S.L.U. +  S.L.U. -  
 Metodo n

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 mm Col. modello

Precompresso

**Materiali**

B450C C32/40

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  450 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  18,13  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\sigma_{c,adm}$  12,25  
 $\tau_{co}$  0,7333  $\tau_{c1}$  2,114

M<sub>xRd</sub> 724,6 kNm  
 $\sigma_c$  -18,13 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  450 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  18,45 ‰  
d 540 mm  
x 86,11 x/d 0,1595  
 $\delta$  0,7

FIG. 7.3-21 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<sub>Ed</sub> 125 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 386 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
 S.L.U. +  S.L.U. -  
 Metodo n

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 mm Col. modello

Precompresso

**Materiali**

B450C C32/40

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  450 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  18,13  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\sigma_{c,adm}$  12,25  
 $\tau_{co}$  0,7333  $\tau_{c1}$  2,114

M<sub>xRd</sub> 738,6 kNm  
 $\sigma_c$  -18,13 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  450 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  17,71 ‰  
d 540 mm  
x 89,12 x/d 0,165  
 $\delta$  0,7

### 7.3.4. 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.

$$a_g = 0.376 ; k_v = 0.188$$

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

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

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.

#### 7.3.4.1. Azioni

##### 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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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



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**

**SLE**

Dal paragrafo precedente si ha:

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

**7.3.4.2. 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 par. 7.3.2). 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 ( $\approx 0.40 \times 0.40 \text{ m}$ ).

**SLE**

**Fig. 7.3-22 N1-1 (Nx)**

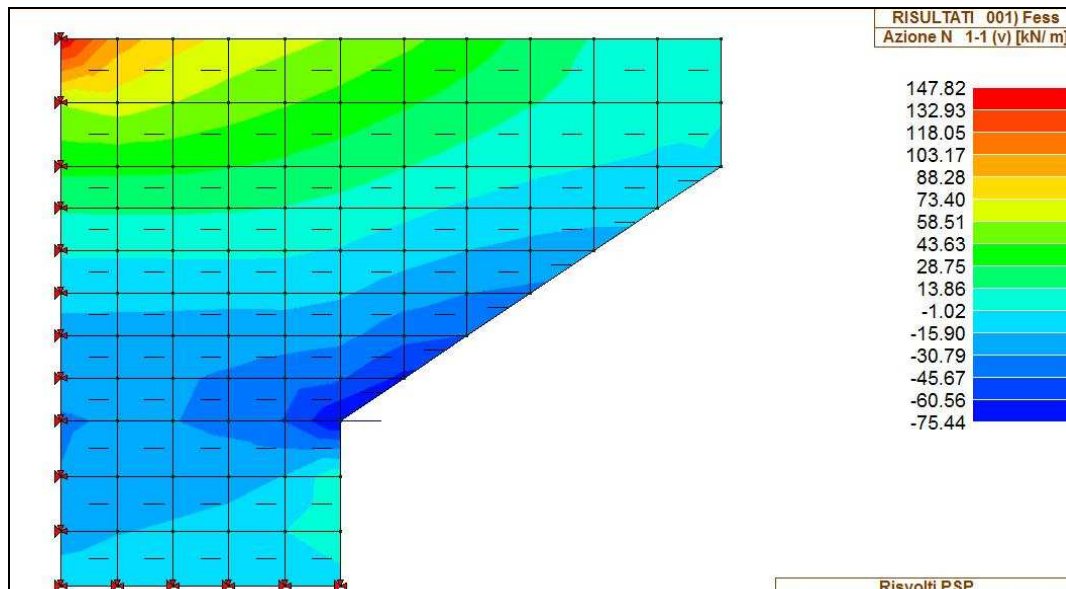


FIG. 7.3-23 M1-1 (My)

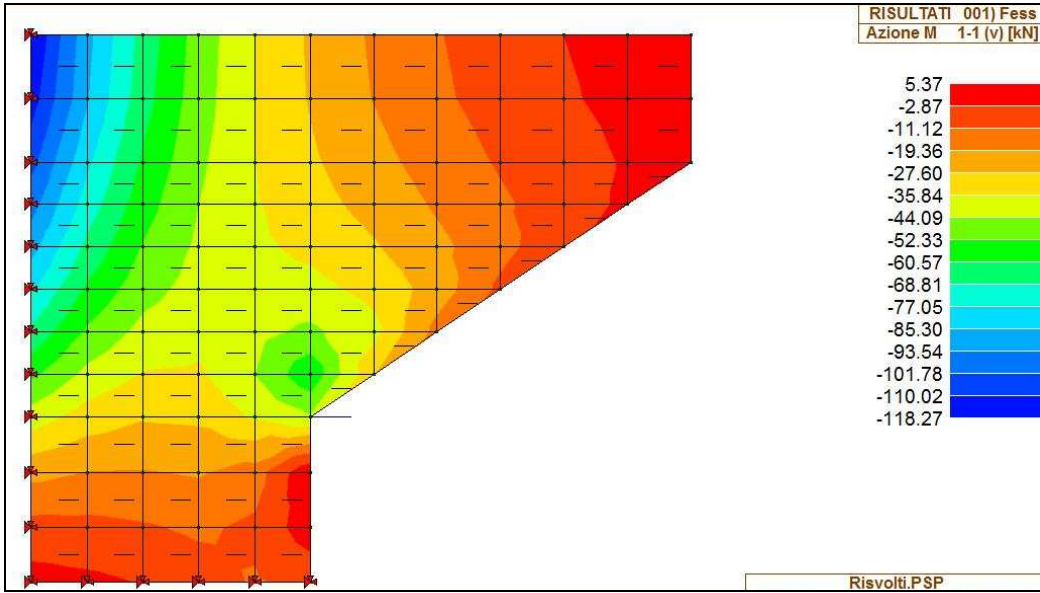
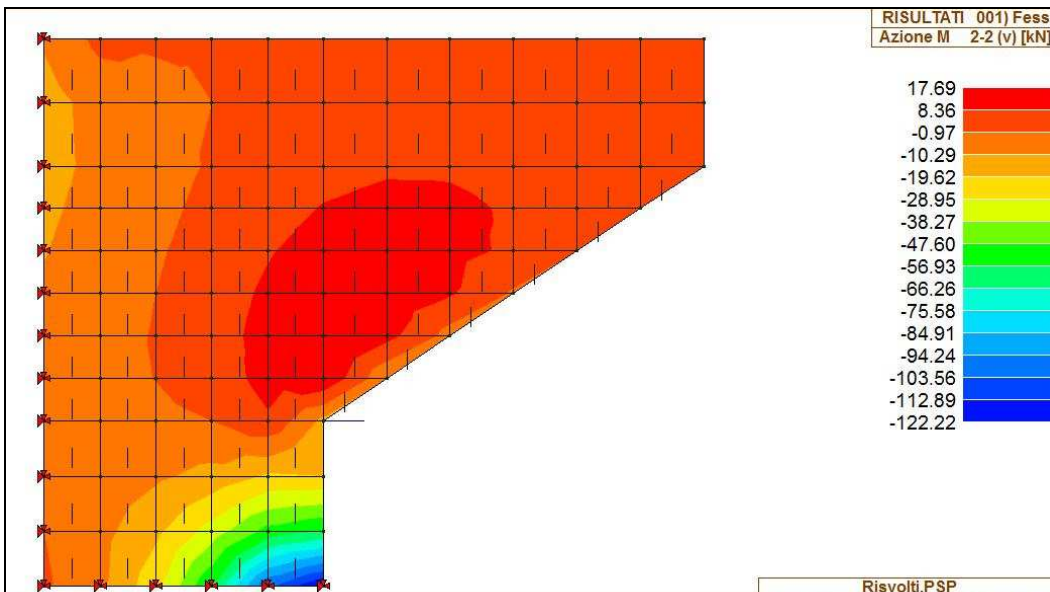


FIG. 7.3-24 M2-2 (Mx)



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. 7.3-9

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
<b>Materiali</b>			
<b>Acciaio B450C</b>			
<b>Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : <math>f_{ck}</math></b>	<b>32</b>	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Caratteristiche geometriche</b>			
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		
$\phi$ : Diametro medio armatura tesa	16	mm	
$A_s$ : Armatura tesa	1.005	mm <sup>2</sup>	
i : Interasse barre tese	200	mm	
c : Copriferro barre tese [r+ $\phi$ /2]	78	mm	
n° barre armatura compressa	5		
$\phi'$ : Diametro medio armatura compressa	16	mm	
$A_s'$ : Armatura compressa	1.005	mm <sup>2</sup>	
c' : Copriferro barre compresse [r'+ $\phi'$ /2]	78	mm	
n : Coefficiente omogeneizzazione	15		
<b>Sollecitazioni</b>			
M : Momento flettente	118,0	kNm	
N : Sforzo normale	-97,0	kN	
E <sub>s</sub> : modulo elasticità acciaio	210.000	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente di viscosità $\phi$	0,0		0 : breve durata; 1,5: lunga durata
E <sub>cm</sub> = [22000*( $f_{ck}+8$ )/10]^0,3/(1+ $\phi$ )	33.346	N/mm <sup>2</sup>	
$\alpha = E_s/E_{cm}$	6,30		rapporto moduli elastici
<b>Verifica a pressoflessione</b>			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	64	mm	
$\sigma_c$ : Tensione calcestruzzo	6,32	N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_s$ : Tensione acciaio teso	287,06	N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_s'$ : Tensione acciaio compresso	-9,06	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Elementi di calcolo sezione soggetta a (N,M)</b>			
u = M/N - h/2	-1516	mm	NO!
d = h-c+u	-994	mm	
d' = c'+u	-1438	mm	
p = u <sup>2</sup> *2*n*(A' <sub>s</sub> *d'+A <sub>s</sub> *d)/b	2,33E+06	mm <sup>3</sup>	
q = u <sup>3</sup> *3*n*(A' <sub>s</sub> *d' <sup>2</sup> +A <sub>s</sub> *d <sup>2</sup> )/b	-3,55E+09	mm <sup>3</sup>	
Q = (-p) <sup>3</sup> +q <sup>2</sup>	2,18E+02	mm <sup>6</sup>	
z	-1453	mm	
	0,00000		
y = z - u	64	mm	
S <sub>n</sub> = b*y <sup>2</sup> /2 + n*A' <sub>s</sub> *(y-c')-n*A <sub>s</sub> *(h-c-y)	-9,76E+05	mm <sup>3</sup>	
<b>Verifica allo stato limite di formazione delle fessure</b>			
<b>Momento di formazione delle fessure "M<sub>fcrd</sub>"</b>			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+ $\alpha$ *(A <sub>s</sub> +A' <sub>s</sub> )]	612.662	mm <sup>2</sup>	
S : momento statico	1,84E+08	mm <sup>3</sup>	
Y <sub>s</sub> : baricentro [S/A]	300	mm	
J : momento d'inerzia	1,86E+10	mm <sup>4</sup>	
W : modulo resistenza [J/Y <sub>g</sub> ]	6,21E+07	mm <sup>3</sup>	
f <sub>ctm</sub>	3,02		
$\sigma_c = f_{ctm}/1,2$	2,52	N/mm <sup>2</sup>	
M <sub>fess</sub> = ( $\sigma_c$ + N/A)*W	146,6	kNm	
<b>M<sub>fess</sub> &gt; M : OK</b>			

Il Momento di prima fessurazione risulta maggiore del Momento sollecitante. (Cls effettivo C35/45; assunto C32/40)

## 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).

## SLU

Fig. 7.3-25 N1-1 (Nx)

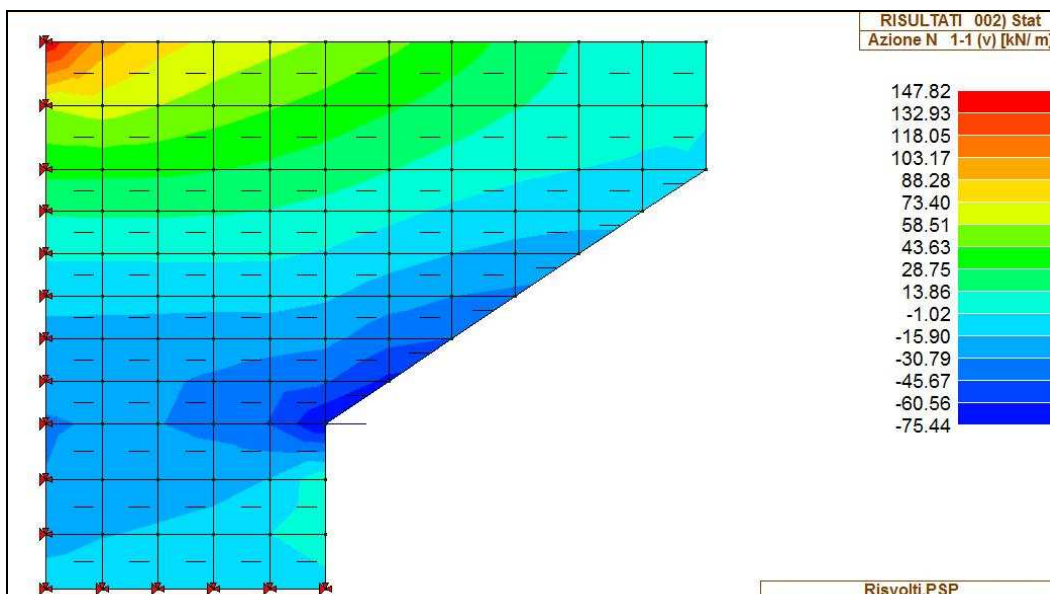


Fig. 7.3-26 M1-1 (My)

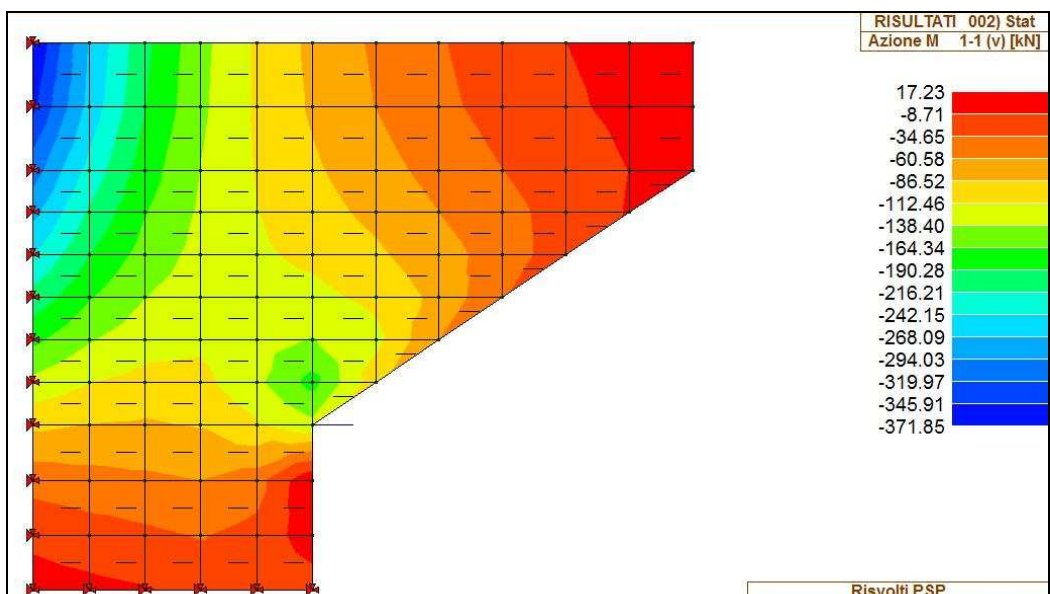


Fig. 7.3-27 M1-1 (My)

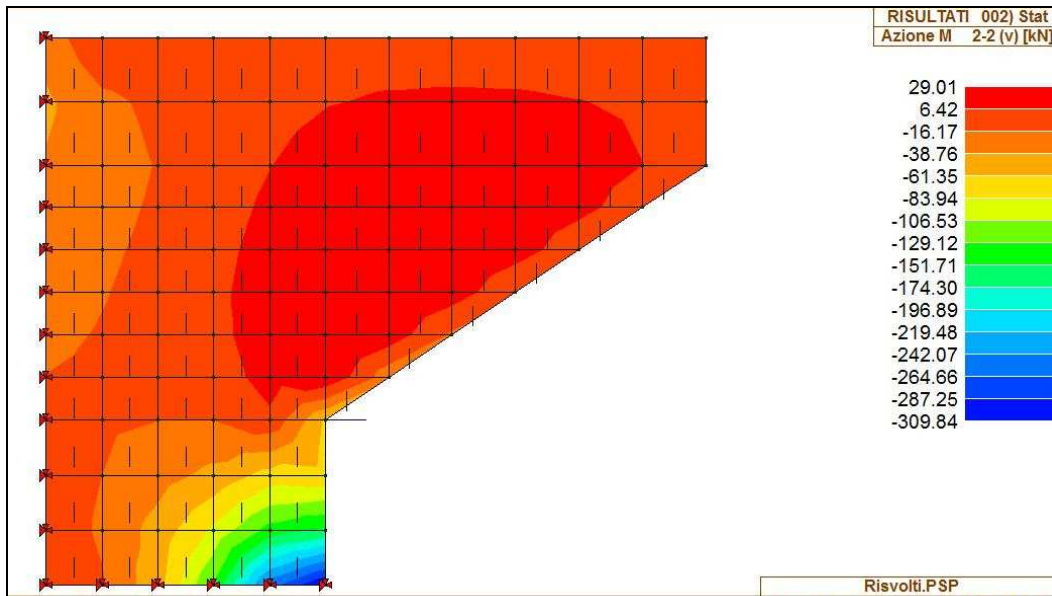


Fig. 7.3-28 V1-3

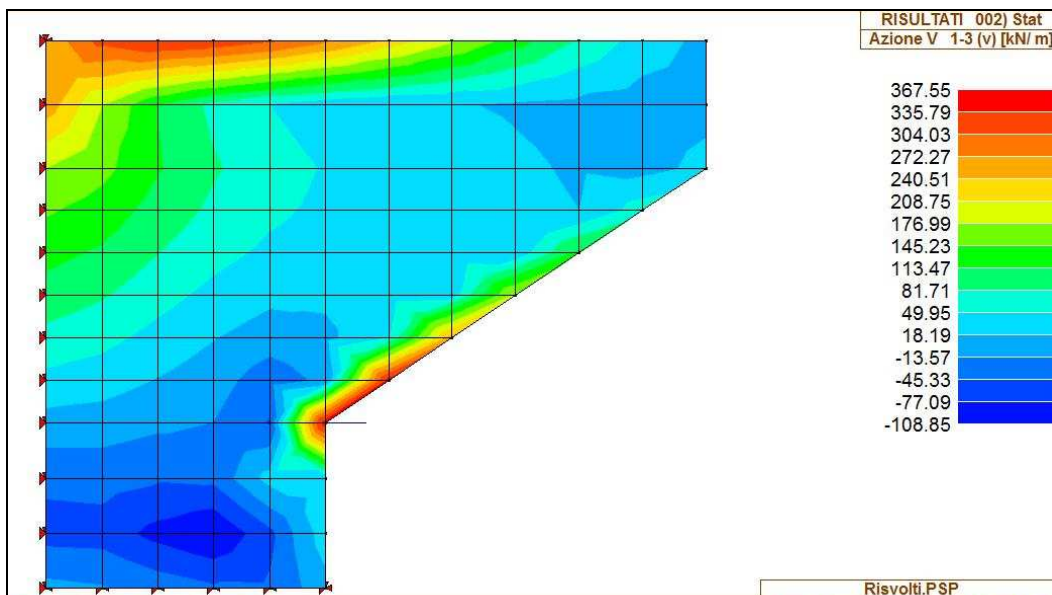
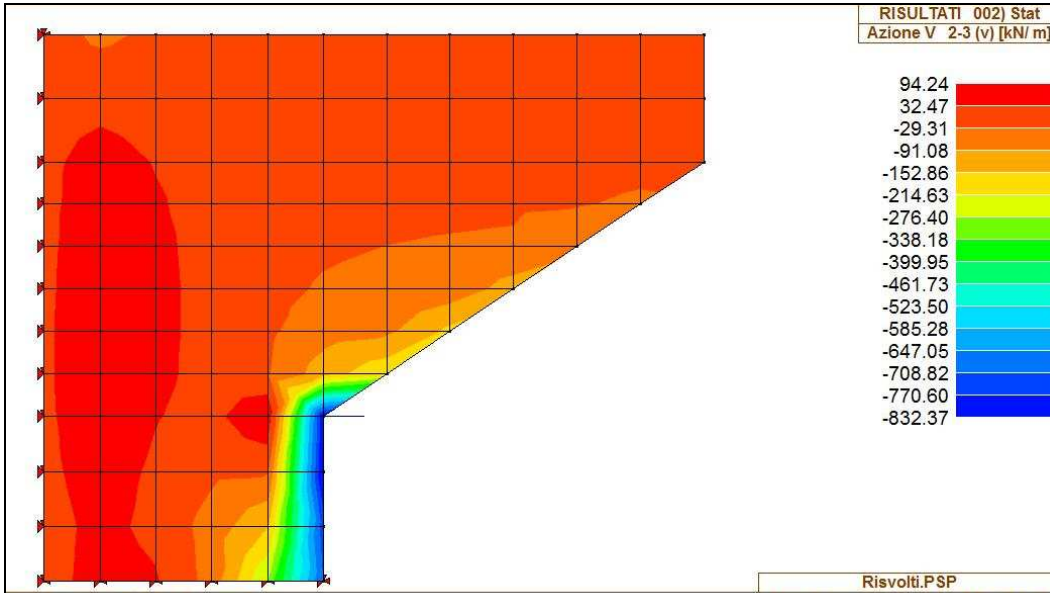




Fig. 7.3-29 V2-3



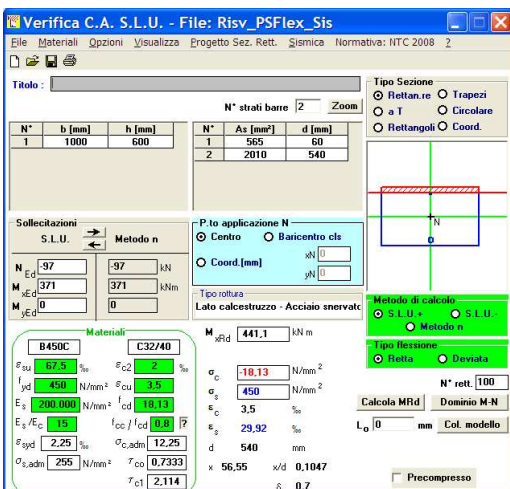
La massima sollecitazione flettente ad asse momento orizzontale, integrata su un metro lineare, porta ad un valore pari a  $\approx (310+106)/2 = 208$  kNm/m.

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. 7.3-30



## Armatura verticale

Fig. 7.3-31

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

- Materiali:** B450C (steel), C32/40 (concrete).
- Sezione:** Rectangular (Rettan.re), width b=1000 mm, height h=600 mm.
- Barre:** 2 bars (N\* strati barre = 2).
- Carichi:** Axial force N=0, bending moment M=208 kNm.
- Material Properties:**  $f_{yk} = 450$  N/mm<sup>2</sup>,  $f_{td} = 18.13$  N/mm<sup>2</sup>,  $f_{ctk} = 2.25$  N/mm<sup>2</sup>,  $f_{ctd} = 0.7333$  N/mm<sup>2</sup>.
- 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. 7.3-10

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		
$\phi$ diametro medio armatura tesa	16	mm	
Asl (tesa)	1005	mm <sup>2</sup>	
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 <sup>2</sup>	
$\sigma_{cp}$	0,000	MPa	
fck	32	MPa	
$\gamma$	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. 7.3-11

Verifica a taglio di sezione rettangolare allo SLU - (armature a taglio verticali)			
azione tagliante sollecitante - VSd	272	kN	
base sezione - bw	1000	mm	
altezza totale sezione - h	600	mm	
ct (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 <sub>ck</sub>	32	MPa	
f <sub>cd</sub> = 0.85*f <sub>ck</sub> /1,5	18,13	MPa	
f <sub>ywd</sub>	391,3	MPa	
v utilizzato =0.5	0,50		
cot θ	1,000		1,0 < cot θ < 2,5 [4.1.16]
θ (°)	45,00		
numero bracci staffe - n	5		
staffe Ø	12	mm	
Area staffa singola - A <sub>st</sub>	113,1	mm <sup>2</sup>	
passo staffe - s	200	mm	
A <sub>st</sub> / s	2,83	mm <sup>2</sup> /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]
<b>sezione verificata</b>			
condizione da soddisfare: $A_{sw} * f_{ywd} / (b_w * s) \leq 0.5 * v * f_{cd}$	0,22	≤	4,53
<b>condizione soddisfatta</b>			

(Cls effettivo C35/45; assunto C32/40)

Si dispongono spilli Ø12/200x200 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 Ø12/200x200 su una lunghezza di 1.5 m e per tutta l'altezza del lato verticale sino all'attacco con l'orecchia.

### 7.3.5. Pulvino

Il pulvino può riguardarsi come un elemento monodimensionale di lunghezza  $\approx 12.0$  m, avente sezione di larghezza 5.60 m e altezza (minima) 2.0 m.

Esso è appoggiato su vincoli fissi (pali) posti a interasse 3.6 m, mentre i due vincoli estremi trovano a  $\approx 1.0$  m dalle estremità del pulvino.

Le azioni esterne sono rappresentate :

- longitudinalmente dalle azioni verticali trasmesse da due coppie di appoggi, posti a distanza 4.80 m (singola coppia)
- 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 (minimali) trasmesse dagli appoggi

#### 7.3.5.1. Armatura longitudinale

Si considera, a favore di sicurezza, che l'appoggio generico sia intermedio all'interasse pali ( $3.60/2 = 1.80$  m).

Si considera, a favore di sicurezza, che i coefficienti  $\psi$  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. Si indica con 'T' lo sforzo nel tirante.

L'armatura di intradosso è indicata con 'A<sub>si</sub>':

TAB. 7.3-12

Armatura Longitudinale	N - kN	M trasv - kNm	dist. Appoggi - m	SLU		SLE	
				coeff.	Max Reaz Appoggio	coeff.	Max Reaz Appoggio
			4,8				
PP + Permanenti Portati	531	0		1,35	716	1,00	531
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	713	1.928		1,35	1.504	0,75	534
Carichi Mobili (Max Mom Long)	434	2.335		1,35	1.242	0,75	325
Reazione Max Totale	<b>1.958</b>				<b>1.958</b>		<b>856</b>
Interasse Pali - m	3,60						
Altezza Pulvino - m	2,00						
T - kN	979	SLU					
A <sub>si</sub> - mm <sup>2</sup>	2.504						
σ <sub>s lim</sub> - N/mm <sup>2</sup>	160	SLE					
T - kN	428						
A <sub>si</sub> - mm <sup>2</sup>	2.674						

Si arma con 6Ø25 (2940 mm<sup>2</sup>) disposti all'interno dell'area circolare occupata dal palo (1.2 m) e con 12Ø20 (3768 mm<sup>2</sup>) nella parte restante (1.2 m).

All'estradosso si dispongono Ø20/200 (n°25).

#### 7.3.5.2. 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, assumendo come lunghezza dello sbalzo la distanza tra asse palo e filo paraghiaia (1.8 m).

TAB. 7.3-13

Armatura trasversale		
sbalzo - m	1,8	
N max palo - kN	2.155	SLU
T - kN	1.078	
A <sub>si</sub> - mm <sup>2</sup>	2.756	
N max palo - kN	1.581	SLE
T - kN	790	
A <sub>si</sub> - mm <sup>2</sup>	4.940	

Si arma con 11Ø25 (5390 mm<sup>2</sup>) disposti su ogni coppia di pali e con 12Ø20 (3768 mm<sup>2</sup>) nella parte restante (1.2 m).

Quale armatura di parete si dispongono n°4+4 Ø20.

## 7.4. SINTESI ARMATURE

---

### 7.4.1. Pali

- Armatura trasversale

Da quota 0.0 a -5.0 : st  $\varnothing 16/200$ ; Da quota -5.0 a fine palo: st  $\varnothing 12/200$

- Armatura verticale

Da quota 0.0 a quota -5.0 : n°28  $\varnothing 30$  ( $L_{barra}$  : 6 m); Da quota -4.0 a quota -16.0: n°20  $\varnothing 20$  ( $L_{barra}$ : 12 m)

da quota -15.0 a fine palo : n°12  $\varnothing 20$  ( $L_{barra}$ : 12.0+2.0 m OVEST ; 9.0 m EST)

### 7.4.2. Pulvino

- Armatura in direzione longitudinale X

Estradosso:  $\varnothing 20/200$  ( $\varnothing 25/100$  sotto gli appoggi); Intradosso: n°6  $\varnothing 25$  su ogni fila di pali -  $\varnothing 20/200$  nelle parti restanti

- Intermedia:  $\varnothing 16/400$

Armatura in direzione trasversale Y

- Estradosso:  $\varnothing 20/200$ ; Intradosso: n°11  $\varnothing 25$  su ogni fila di pali -  $\varnothing 20/200$  nelle parti restanti

### 7.4.3. Paraghiaia

- Armatura in direzione trasversale Y

Interno:  $\varnothing 12/200$ ; Esterno:  $\varnothing 12/200$

- Armatura in direzione verticale Z

Interno:  $\varnothing 16/100$ ; Esterno:  $\varnothing 16/200$

#### **7.4.4. 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  $\approx 2.5$  m2 in alto (attacco paraghiaia) e per  $\approx 2.5$  m2 in basso (lato di attacco orecchia)

#### **7.4.5. Orecchie**

- Armatura in direzione longitudinale X

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

- Armatura in direzione verticale Z

Interno:  $\varnothing 12/200$ ; Esterno:  $\varnothing 12/200$

## 8. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: PILE

Le pile, in numero di 2 per ogni viadotto (Nord/Sud), sono denominate P1(N/S), P2(N/S). L'altezza di tutte le pile (attacco fondazione-base appoggi) è pari a 10.0 m.

NOTA BENE – Per quanto riguarda le convenzioni sul sistema di riferimento, esso rimane quello già indicato per le spalla, ma il pedice del momento indica ora l'asse di sollecitazione e non l'asse momento.

### 8.1. AZIONI INDOTTE DALL'IMPALCATO

In tabella sono sintetizzate le azioni globali - prive di qualsiasi coefficiente - trasmesse in Fase Statica o Sismica da un singolo impalcato (vedi Allegato)

**TAB. 8.1-1 – AZIONI TRASMESSE DA IMPALCATO**

Ponte su FS VR-MO				
PILA	Reaz Vert	Reaz Long	Reaz Trasv	Mom Trasv
	KN	KN	KN	KNm
PP + Permanenti Portati	8'648	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	2'810	0	0	3'092
Carichi Mobili (Max Mom Long)	1'993	0	0	3'999
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	-87	0	0	-5
Carichi Mobili (Min Mom Long)	1'815	0	0	3'898
Frenamento	0	120	0	0
Azione Centrifuga	0	0	51	129
Vento Trasversale	0	0	500	1'442
Sisma Longitudinale (SLD)	0	232	0	0
Sisma Trasversale (SLD)	0	0	234	444
Sisma Verticale (SLD)	240	0	0	0
Sisma Longitudinale (SLV)	0	650	0	0
Sisma Trasversale (SLV)	0	0	652	1'248
Sisma Verticale (SLV)	990	0	0	0

## 8.2. SOLLECITAZIONI ALLO SPICCATO

Nelle Tabelle seguenti si riportano le sollecitazioni allo spiccato:

- nella Fase Sismica (assumendo, a favore di sicurezza nella presente fase progettuale ed in conformità con quanto sviluppato per le spalle, l'azione verticale sismica - concomitante con direzioni 'principali' di ingresso X e Y - al 100% invece che al 30% come consentito)
- nella Fase Statica (SLU), analizzando 4 combinazioni per ognuno dei due Gruppi di Carico '1' e '2a' e sintetizzando in coda gli involuipi aventi a base il minimo e il massimo sforzo normale
- nelle combinazioni SLE 'rare'), operando come per la Fase Statica SLU

TAB. 8.2-1

Parametri sismici					
kh (masse)	0,310				
kv+ (masse)	0,147				
Pila					
Altezza pila - m	10				
Area fusto - m <sup>2</sup>	10,5				
Peso fusto - kN	2.625				
FUSTO - SLU - SISMICA					
	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Sisma X					
Pila	2.625	814	0	4.069	0
PP + Permanenti Portati	8.648	650	0	6.500	0
Sisma Y					
Pila	2.625	0	814	0	4.069
PP + Permanenti Portati	8.648	0	652	0	6.520
Sisma Z					
Pila (Kv+)	386	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	990	0	0	0	0
	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Sisma Prevalente X (Kv+)	11.686	1.464	440	10.569	3.177
Sisma Prevalente X (Kv-)	10.860	1.464	440	10.569	3.177
Sisma Prevalente Y (Kv+)	11.686	439	1.466	3.171	10.589
Sisma Prevalente Y (Kv-)	10.860	439	1.466	3.171	10.589



**TAB. 8.2-2**

SLU - STATICA							SLU - STATICA								
Gruppo 1							Gruppo 2a								
comb. 1	coeff γ	coeff ψ	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm	comb. 1	coeff γ	coeff ψ	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Pila	1,35	1,00	3.544	0	0	0	0	Pila	1,35	1,00	3.544	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1,35	1,00	11.675	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1,35	1,00	11.675	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	1,35	1,00	3.794	0	0	0	4.174	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	1,35	0,75	2.845	0	0	0	3.131
Carichi Mobili (Max Mom Long)	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Mom Long)	0,00	0,75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0,00	0,75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Min Mom Long)	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min Mom Long)	0,00	0,75	0	0	0	0	0
Frenamento	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Frenamento	1,35	0,75	0	122	0	1.215	0
Vento Trasversale	1,50	1,00	0	0	750	0	9.663	Vento Trasversale	1,50	1,00	0	0	750	0	9.663
			<b>19.012</b>	<b>0</b>	<b>750</b>	<b>0</b>	<b>13.837</b>				<b>18.064</b>	<b>122</b>	<b>750</b>	<b>1.215</b>	<b>12.794</b>
comb. 2	coeff γ	coeff ψ	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm	comb. 2	coeff γ	coeff ψ	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Pila	1,35	1,00	3.544	0	0	0	0	Pila	1,35	1,00	3.544	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1,35	1,00	11.675	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1,35	1,00	11.675	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	0,00	0,75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Mom Long)	1,35	1,00	2.691	0	0	0	5.399	Carichi Mobili (Max Mom Long)	1,35	0,75	2.018	0	0	0	4.049
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0,00	0,75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Min Mom Long)	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min Mom Long)	0,00	0,75	0	0	0	0	0
Frenamento	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Frenamento	1,35	0,75	0	122	0	1.215	0
Vento Trasversale	1,50	1,00	0	0	750	0	9.663	Vento Trasversale	1,50	1,00	0	0	750	0	9.663
			<b>17.909</b>	<b>0</b>	<b>750</b>	<b>0</b>	<b>15.062</b>				<b>17.236</b>	<b>122</b>	<b>750</b>	<b>0</b>	<b>13.712</b>
comb. 3	coeff γ	coeff ψ	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm	comb. 3	coeff γ	coeff ψ	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Pila	1,35	1,00	3.544	0	0	0	0	Pila	1,35	1,00	3.544	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1,35	1,00	11.675	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1,35	1,00	11.675	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	0,00	0,75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Mom Long)	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Mom Long)	0,00	0,75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	1,35	1,00	-117	0	0	0	7	Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	1,35	0,75	-88	0	0	0	5
Carichi Mobili (Min Mom Long)	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min Mom Long)	0,00	0,75	0	0	0	0	0
Frenamento	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Frenamento	1,35	0,75	0	122	0	1.215	0
Vento Trasversale	1,50	1,00	0	0	750	0	9.663	Vento Trasversale	1,50	1,00	0	0	750	0	9.663
			<b>15.101</b>	<b>0</b>	<b>750</b>	<b>0</b>	<b>9.670</b>				<b>15.130</b>	<b>122</b>	<b>750</b>	<b>1.215</b>	<b>9.668</b>
comb. 4	coeff γ	coeff ψ	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm	comb. 4	coeff γ	coeff ψ	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Pila	1,35	1,00	3.544	0	0	0	0	Pila	1,35	1,00	3.544	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1,35	1,00	11.675	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1,35	1,00	11.675	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	0,00	0,75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Mom Long)	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Mom Long)	0,00	0,75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0,00	0,75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Min Mom Long)	1,35	1,00	2.450	0	0	0	5.262	Carichi Mobili (Min Mom Long)	1,35	0,75	1.838	0	0	0	3.947
Frenamento	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Frenamento	1,35	0,75	0	122	0	1.215	0
Vento Trasversale	1,50	1,00	0	0	750	0	9.663	Vento Trasversale	1,50	1,00	0	0	750	0	9.663
			<b>17.669</b>	<b>0</b>	<b>750</b>	<b>0</b>	<b>14.925</b>				<b>17.056</b>	<b>122</b>	<b>750</b>	<b>1.215</b>	<b>13.610</b>
N - kN			<b>19.012</b>	<b>122</b>	<b>750</b>	<b>1.215</b>	<b>15.062</b>	N - kN			<b>15.130</b>	<b>122</b>	<b>750</b>	<b>1.215</b>	<b>9.668</b>
INVIUPPO - Nmax			<b>19.012</b>	<b>122</b>	<b>750</b>	<b>1.215</b>	<b>15.062</b>	INVIUPPO - Nmax			<b>15.130</b>	<b>122</b>	<b>750</b>	<b>1.215</b>	<b>9.668</b>
INVIUPPO - Nmin			<b>15.101</b>	<b>122</b>	<b>750</b>	<b>1.215</b>	<b>15.062</b>	INVIUPPO - Nmin			<b>15.130</b>	<b>122</b>	<b>750</b>	<b>1.215</b>	<b>9.668</b>





TAB. 8.2-3

SLE								SLE							
Gruppo 1				Gruppo 2a				Gruppo 2a				Gruppo 2a			
comb. 1	coeff γ	coeff ψ	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm	comb. 1	coeff γ	coeff ψ	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Pila	1,00	1,00	2.625	0	0	0	0	Pila	1,00	1,00	2.625	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1,00	1,00	8.648	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1,00	1,00	8.648	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	1,00	1,00	2.810	0	0	0	3.092	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	1,00	0,75	2.108	0	0	0	2.319
Carichi Mobili (Max Mom Long)	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Mom Long)	0,00	0,75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0,00	0,75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Min Mom Long)	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min Mom Long)	0,00	0,75	0	0	0	0	0
Frenamento	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Frenamento	1,00	0,75	0	90	0	900	0
Vento Trasversale	1,00	1,00	0	0	500	0	6.442	Vento Trasversale	1,00	1,00	0	0	500	0	6.442
			14.083	0	500	0	9.534				13.381	90	500	900	8.761
	coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm		coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Pila	1,00	1,00	2.625	0	0	0	0	Pila	1,00	1,00	2.625	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1,00	1,00	8.648	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1,00	1,00	8.648	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	0,00	0,75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Mom Long)	1,00	1,00	1.993	0	0	0	3.999	Carichi Mobili (Max Mom Long)	1,00	0,75	1.495	0	0	0	2.999
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0,00	0,75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Min Mom Long)	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min Mom Long)	0,00	0,75	0	0	0	0	0
Frenamento	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Frenamento	1,00	0,75	0	90	0	900	0
Vento Trasversale	1,00	1,00	0	0	500	0	6.442	Vento Trasversale	1,00	1,00	0	0	500	0	6.442
			13.266	0	500	0	10.441				12.768	90	500	0	9.441
	coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm		coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Pila	1,00	1,00	2.625	0	0	0	0	Pila	1,00	1,00	2.625	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1,00	1,00	8.648	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1,00	1,00	8.648	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	0,00	0,75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Mom Long)	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Mom Long)	0,00	0,75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	1,00	1,00	-87	0	0	0	5	Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	1,00	0,75	-65	0	0	0	4
Carichi Mobili (Min Mom Long)	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min Mom Long)	0,00	0,75	0	0	0	0	0
Frenamento	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Frenamento	1,00	0,75	0	90	0	900	0
Vento Trasversale	1,00	1,00	0	0	500	0	6.442	Vento Trasversale	1,00	1,00	0	0	500	0	6.442
			11.186	0	500	0	6.447				11.208	90	500	900	6.446
	coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm		coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Pila	1,00	1,00	2.625	0	0	0	0	Pila	1,00	1,00	2.625	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1,00	1,00	8.648	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1,00	1,00	8.648	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	0,00	0,75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Mom Long)	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Mom Long)	0,00	0,75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0,00	0,75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Min Mom Long)	1,00	1,00	1.815	0	0	0	3.898	Carichi Mobili (Min Mom Long)	1,00	0,75	1.361	0	0	0	2.924
Frenamento	0,00	1,00	0	0	0	0	0	Frenamento	1,00	0,75	0	90	0	900	0
Vento Trasversale	1,00	1,00	0	0	500	0	6.442	Vento Trasversale	1,00	1,00	0	0	500	0	6.442
			13.088	0	500	0	10.340				12.634	90	500	900	9.366
			N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm								
INVIUPPO - Nmax			14.083	90	500	900	10.441								
INVIUPPO - Nmin			11.186	90	500	900	10.441								

### 8.3. VERIFICHE ALLO SPICCATO

Si ricorda che la pila ha sezione rettangolare di dimensioni 7.8x1.2 m, completata da due semicerchi di raggio 0.6 m. Si sintetizzano le azioni per le Situazioni descritte al paragrafo precedente

TAB. 8.3-1

Pila : Azioni estradosso	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
<b>SLU - SISMICA</b>					
Sisma Prevalente X (Kv+)	11.686	1.464	440	10.569	3.177
Sisma Prevalente X (Kv-)	10.860	1.464	440	10.569	3.177
Sisma Prevalente Y (Kv+)	11.686	439	1.466	3.171	10.589
Sisma Prevalente Y (Kv-)	10.860	439	1.466	3.171	10.589
<b>SLU - STATICA</b>					
INVILUPPO - Nmax	19.012	122	750	1.215	15.062
INVILUPPO - Nmin	15.101	122	750	1.215	15.062
<b>SLE</b>					
INVILUPPO - Nmax	14.083	90	500	900	10.441
INVILUPPO - Nmin	11.186	90	500	900	10.441

Dove Mx è il momento flettente in direzione longitudinale X e Vx è la sollecitazione tagliante in direzione X.

Oltre alle azioni di tabella vanno considerate le Azioni da Urto: ai sensi di [Norma – par. 3.6.3.4] le azioni non vanno considerate qualora la distanza della pila dall'asse binario sia superiore a 15 m, come nel caso in questione.

#### 8.3.1. SLU

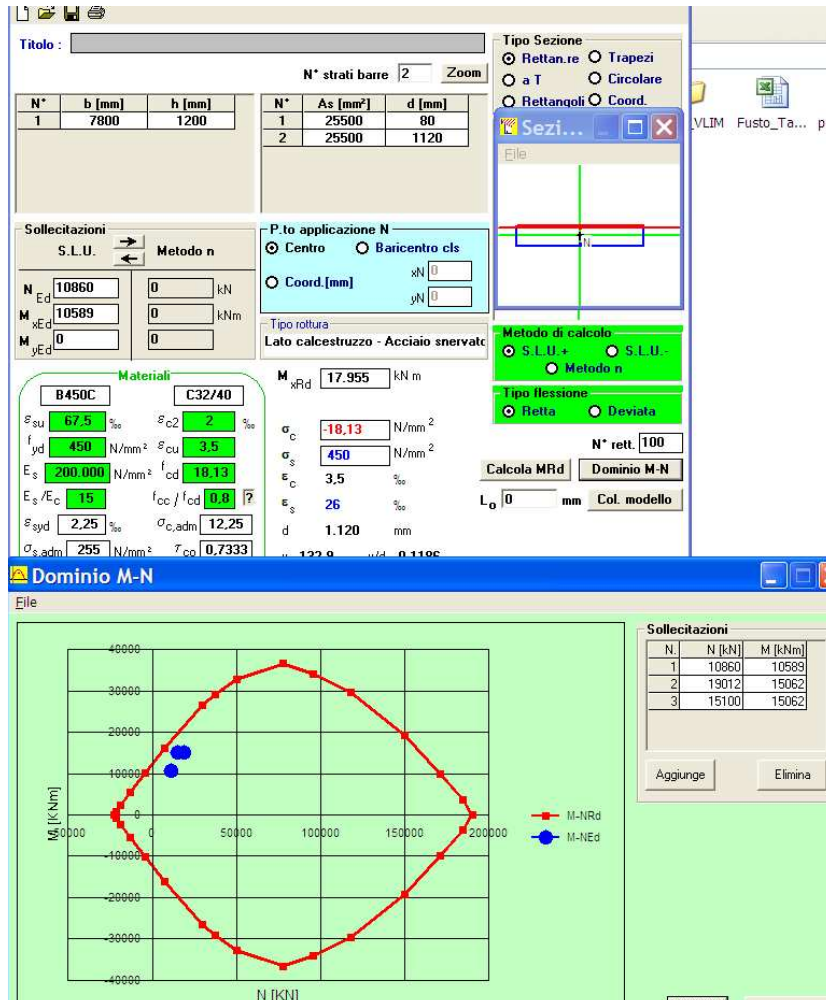
La combinazione sismica più sfavorevole risulta essere quella con Sisma Prevalente in direzione X e kv con segno negativo, mentre in statica verranno verificate entrambe le combinazioni.

##### 8.3.1.1. Pressoflessione

Si ipotizza un'armatura costituita da Ø26/150, che corrisponde ad una percentuale di armatura dello 0.55%.

Nel seguito, a favore di sicurezza, viene considerata la sola sezione rettangolare 7.8x1.2 m, trascurando i due semicerchi terminali.

FIG. 8.3-1



**La sezione risulta verificata.**

### 8.3.1.2. Taglio

Inizialmente i tagli vengono disaccoppiati.

Taglio massimo in direzione longitudinale e trasversale:  $V_{max} = 1466$  kN

Ai sensi di [Norma – par. 7.9.5.2.2] tale azione va amplificata per un coefficiente  $\gamma_{Rd}$  pari al massimo a 1.25.

Di conseguenza :

$$V_{Ed} = 1466 \cdot 1.25 = 1832 \text{ kN}$$

La percentuale d'armatura minima secondo l'espressione di [Norma – eq.7.9.15] non va applicata, risultando:

$$v_k = N / (A_c * f_{ck}) \text{ [Norma – par. 7.9.2.1]}$$

$$A_c = 1200 * 7800 = 9.360.000 \text{ mm}^2$$

$$v_k = 11686000 / (9360000 * 32) = 0.039 \ll 0.08$$

### TAB. 8.3-2 DIREZIONE LONGITUDINALE

#### VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - VSd	1.832	kN	
base bw	7.800	mm	
altezza h	1.200	mm	
n° barre armatura tesa	52		
φ diametro medio armatura tesa	26	mm	
Asl (tesa)	27608	mm <sup>2</sup>	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	73	mm	
altezza utile d	1127	mm	
pl	0,00314		
Nsd (positiva se di compressione)	0	kN	
Ac	9360000	mm <sup>2</sup>	
σcp	0,000	MPa	
fck	32	MPa	
γ	1,50		
ingranamento inerti = k	1,421		
VRd	3235,4	kN	
vmin	0,34	kN	
	2949,0	kN	
VRd	3.235	kN	[eq 4.1.14]
	ok		

Si ipotizzano spilli Ø10/300x150 (n° 26 con passo verticale 150 mm) →  $A_{sw} = 78 \text{ mm}^2$

$$\omega = 26 * 78 * 391 / (150 * 7800 * 18.1) = 0.04$$

**TAB. 8.3-3 DIREZIONE TRASVERSALE**

**VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI**

azione tagliante sollecitante - <b>V<sub>Sd</sub></b>	<b>1.832</b>	kN	
base <i>b<sub>w</sub></i>	<b>1.200</b>	mm	
altezza <i>h</i>	<b>7.800</b>	mm	
n° barre armatura tesa	<b>4</b>		
φ diametro medio armatura tesa	<b>25</b>	mm	
Asl (tesa)	1963	mm <sup>2</sup>	
ricoprimento <i>r</i>	<b>60</b>	mm	
<i>c<sub>t</sub></i> (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	72,5	mm	
altezza utile <i>d</i>	7727,5	mm	
<i>ρ<sub>l</sub></i>	0,00021		
N <sub>sd</sub> (positiva se di compressione)	<b>11.000</b>	kN	
<i>A<sub>c</sub></i>	9360000	mm <sup>2</sup>	
<i>σ<sub>cp</sub></i>	1,175	MPa	
<i>f<sub>ck</sub></i>	<b>32</b>	MPa	
<i>γ</i>	<b>1,50</b>		
ingranamento inerti = <i>k</i>	1,161		
VRd	2769,3	kN	
<i>v<sub>min</sub></i>	0,25	kN	
	3931,0	kN	
<b>VRd</b>	<b>3.931</b>	kN	[eq 4.1.14]
	<b>ok</b>		

Si ipotizzano staffe a 4 bracci Ø10/150 (n°2 st x 3 , passo verticale 150 mm) ) →  $A_{sw} = 78 \text{ mm}^2$

$$\omega = 4 \cdot 78 \cdot 391 / (150 \cdot 1200 \cdot 18.1) = 0.04$$

Infine si effettua una verifica – cautelativa e non esplicitamente richiesta dalla Norma – per tenere conto della contemporaneità delle azioni taglianti nelle due direzioni principali:

$$V_{Edx} / V_{Rdx} + V_{Edy} / V_{Rdy} \leq 1$$

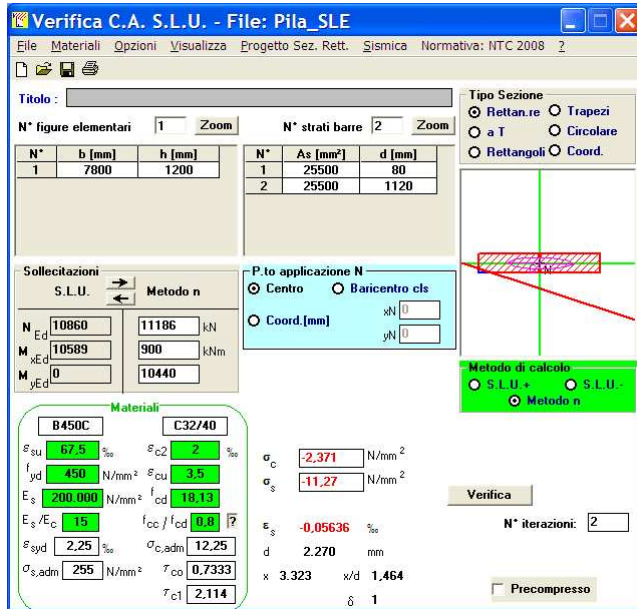
$$1832 / 3235 + (440 \cdot 1.25) / 3930 = 0.7 < 1$$

### 8.3.2. SLE

#### 8.3.2.1. Verifica a Fessurazione

$$N = 11186 \text{ kN}; M_x = 900 \text{ kNm}; M_y = 10441 \text{ kNm}$$

FIG. 8.3-2



La sezione risulta tutta compressa.

**NOTA**

Nella presente Fase progettuale le armature del fusto, determinate allo spiccato, vengono mantenute immutate per l'intera altezza, considerato che l'armatura verticale ha percentuale limitata (0.55%). In fasi progettuali successive si verificherà se possibile e opportuno diminuirle

## 8.4. SOLLECITAZIONI AD INTRADOSSO FONDAZIONE

Il plinto di fondazione ha dimensioni 7.50 x 13.00 x 2.00 m. Il peso proprio del plinto viene combinato con le azioni risultanti ad estradosso fondazione, adottando gli opportuni coefficienti a seconda dello stato limite indagato.

Nelle tabelle seguenti vengono riportate le azioni Pila trasportate ad intradosso fondazione, le azioni indotte dal Plinto e le azioni totali ad intradosso fondazione.

TAB. 8.4-1

<b>Pila : Azioni intradosso</b>	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
<b>SLU - SISMICA</b>					
Sisma Prevalente X (Kv+)	11.686	1.464	440	13.496	4.056
Sisma Prevalente X (Kv-)	10.860	1.464	440	13.496	4.056
Sisma Prevalente Y (Kv+)	11.686	439	1.466	4.049	13.520
Sisma Prevalente Y (Kv-)	10.860	439	1.466	4.049	13.520
<b>SLU - STATICA</b>					
INVILUPPO - Nmax	19.012	122	750	1.215	15.062
INVILUPPO - Nmin	15.101	122	750	1.215	15.062
<b>Plinto</b>					
Lunghezza X - m	7,50				
Larghezza Y - m	13,00				
Spessore Z - m	2,00				
Interasse dir. X - m	5,50				
Interasse pali dir. Y - m	3,67				
Peso - kN	4.875				
<b>Azioni da Plinto</b>	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
<b>SLU - SISMICA</b>					
Sisma Prevalente X (Kv+)	5.592	717	215	717	215
Sisma Prevalente X (Kv-)	4.158	717	215	717	215
Sisma Prevalente Y (Kv+)	5.592	215	717	215	717
Sisma Prevalente Y (Kv-)	4.158	215	717	215	717
<b>SLU - STATICA</b>					
	4.875	0	0	0	0
<b>Azioni intradosso</b>	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
<b>SLU - SISMICA</b>					
Sisma Prevalente X (Kv+)	17.277	2.180	655	14.213	4.271
Sisma Prevalente X (Kv-)	15.019	2.180	655	14.213	4.271
Sisma Prevalente Y (Kv+)	17.277	654	2.182	4.264	14.237
Sisma Prevalente Y (Kv-)	15.019	654	2.182	4.264	14.237
<b>SLU - STATICA</b>					
INVILUPPO - Nmax	23.887	122	750	1.215	15.062
INVILUPPO - Nmin	19.976	122	750	1.215	15.062
<b>SLE</b>					
INVILUPPO - Nmax	18.958	90	500	1.080	11.441
INVILUPPO - Nmin	16.061	90	500	1.080	11.441

Il Plinto è disposto su n°8 pali aventi interasse l longitudinale 5.5m e trasversale 3.65 m.

Si riportano le azioni nei pali.

**TAB. 8.4-2**

Ripartizione su 2x4 pali	Nmax - kN	Nmin - kN	H - kN
<b>SLU - SISMICA</b>			
Sisma Prevalente X (Kv+)	2.982	1.337	285
Sisma Prevalente X (Kv-)	2.700	1.055	285
Sisma Prevalente Y (Kv+)	2.942	1.378	285
Sisma Prevalente Y (Kv-)	2.659	1.095	285
<b>SLU - STATICA</b>			
INVILUPPO - Nmax	3.663	2.308	95
INVILUPPO - Nmin	3.175	1.819	95
<b>SLE</b>			
INVILUPPO - Nmax	2.892	1.848	64
INVILUPPO - Nmin	2.529	1.486	64

## 8.5. FONDAZIONI: PALI

Il Fusto è disposto su un plinto di fondazione di dimensioni 7.5x13.0 m di spessore 1.5 m, disposto su n°8 pali aventi interasse longitudinale 5.5m e trasversale 3.65 m.

### 8.5.1. Verifiche Geotecniche

#### 8.5.1.1. Portanza Verticale

Le sollecitazioni per le quali va analizzata la fondazione sono quelle ottenute dall'analisi allo spiccato fusto, in quanto l'analisi strutturale dell'impalcato è stata condotta considerando un fattore di struttura 'q' unitario (vedi par. 7.2.5 della Norma).

Al par. 7.3.1 sono state riportate le curve di portanza verticale e orizzontale nonché di sollecitazione e deformazione.



Dalla tabella precedente si è ottenuto che la massima azione di compressione  $N_{sd}$  è pari a 3663 kN (Fase Statica)

#### ZONA OVEST

##### PALO SINGOLO

Un palo di lunghezza **26.0** m ha una portanza:

$$R_{c,d} \cong 4000 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{sd} = 1.09 > 1.0$$

##### PALI IN GRUPPO

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

$$\text{MAX}[N_{med}] = 23887/8 = 2985 \text{ kN}$$

$$R_{c,d} \cong 4000 * 0.7 = 2800 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{med} \leq 1.0$$

Si incrementa la lunghezza a **30.0** m.

$$R_{c,d} \cong 4700 * 0.7 = 3300 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{med} = 1.10 > 1.0$$

Si prescrive quindi la lunghezza pari a :  $L_{palo} = 30.0$  m

#### ZONA EST

##### PALO SINGOLO

Un palo di lunghezza **24.0** m ha una portanza:

$$R_{c,d} \cong 4000 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{sd} = 1.09 > 1.0$$

##### PALI IN GRUPPO

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

$$\text{MAX}[N_{med}] = 23887/8 = 2985 \text{ kN}$$

$$R_{c,d} \cong 4000 * 0.7 = 2800 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{med} \leq 1.0$$

Si incrementa la lunghezza a **28.0** m.

$$R_{c,d} \cong 4700 * 0.7 = 3300 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{med} = 1.10 > 1.0$$

La lunghezza strattamente necessaria è pari a 28.0 m: nella presente Fase progettuale si prescrive comunque una lunghezza pari a quella della Zona OVEST :  $L_{palo} = 30.0$  m

8.5.1.2. Portanza Orizzontale

PALO SINGOLO

La massima azione tagliante VSd è pari a 285 kN (Fase Statica).

Non vengono applicati coefficienti riduttivi alla curva di portanza.

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

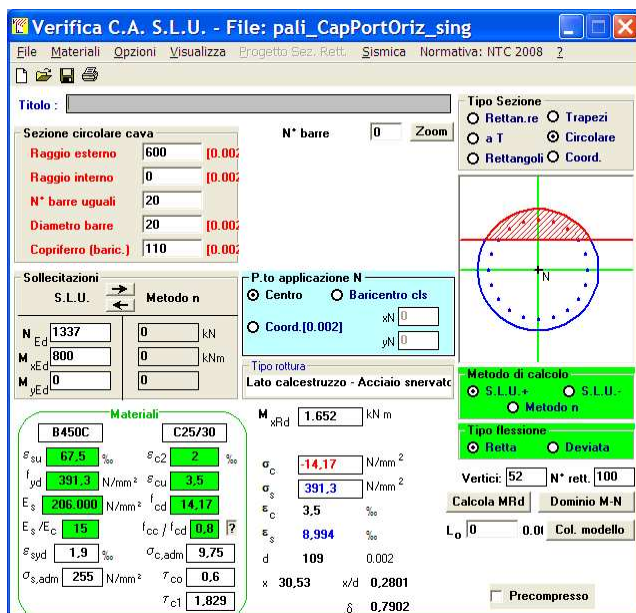
$$M_u = 800 \text{ kNm}$$

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:

$$N_{min} = 1337 \text{ kN}$$

Si ha:

FIG. 8.5-1



La sezione risulta largamente verificata con n°20 Ø20 (0.6%).

## 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 :

$$R_{tr,d} = 285/0.7 = 407 \text{ kN}$$

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

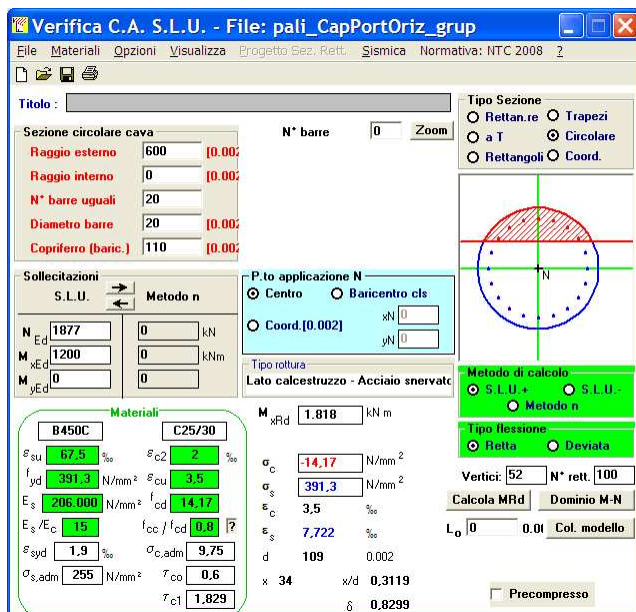
$$M_u = 1200 \text{ kNm}$$

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

$$N_{med} = 15019/8 = 1877 \text{ kN}$$

Si ha:

Fig. 8.5-2



Si conferma l'armatura di n°20 Ø20 (0.6%).

### 8.5.1.3. Verifiche SLU: Taglio

#### 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. 8.5-1**

Palo $\Phi$ 1500		cot $\theta$ = 1.0	cot $\theta$ = 1.5	cot $\theta$ = 2.0	cot $\theta$ = 2.5
$\varnothing$ - mm	s - mm	$V_{Rsd}$ - kN			
10	200	313	470	627	784
10	100	627	940	1.254	1.567
12	200	451	677	903	1.129
12	100	903	1.354	1.806	2.257
16	200	802	1.204	1.605	2.006
16	100	1.605	2.407	3.210	4.012
20	200	1.254	1.881	2.508	3.135
20	100	2.508	3.762	5.016	6.269

Dalla fig. precedente emerge che il taglio in testa ( $285 \cdot 1.2 = 342$  kN) si riduce al 60% dell'azione in testa (205 kN) a quota -5.0 m, per poi scendere a valori inferiori al 20% dell'azione in testa (68 kN) a quote inferiori a -8.0m.

Con riferimento alla tabella precedente, anche adottando  $\cot(\theta) = 1.0$ , si adotta una staffatura:

da testa a quota -5.0 :                    **st  $\varnothing$  16/200**      $V_{Rsd} = 802 \text{ kN} > 342 \text{ kN}$

da quota -5.0 a fine palo :                **st  $\varnothing$  12/200**      $V_{Rsd} = 451 \text{ kN} > 205 \text{ kN}$

#### Verifica lato Cfs.

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

### 8.5.1.4. Verifiche SLU: Pressoflessione

Come esposto al par. 7.3.1.3 si ipotizza che la seconda cerniera plastica sia posizionata a circa  $3+4\phi$ . Di conseguenza l'armatura inserita in testa verrà proseguita sino a quota -6.0 m (punto di momento pressoché nullo). Successivamente si armerà in funzione del momento massimo relativo ottenibile dalla figura precedente (quota -10.0m). Tale armatura verrà proseguita per 12 m.

Le verifiche verranno sviluppate per la sola situazione sismica, nettamente peggiorativa come già detto.

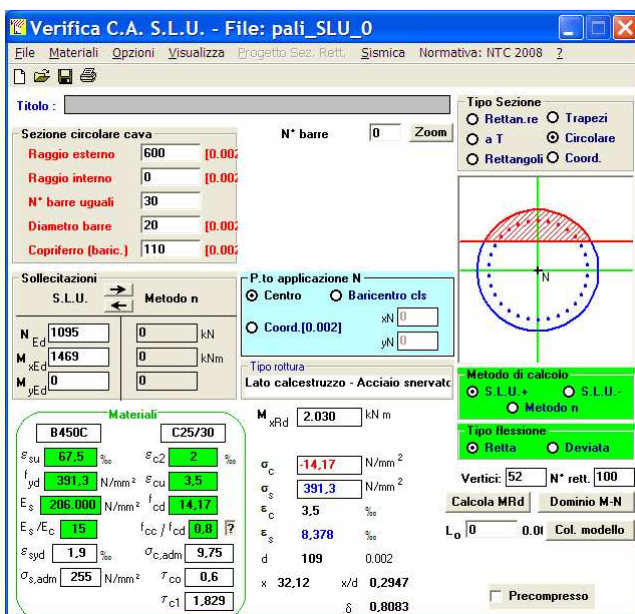
Dai valori di par.8.4 (taglio incrementato del 20% come previsto dalla Relazione Geotecnica) si ha:

**TAB. 8.5-2**

SLU					
Quota <b>0,0</b>			$N_{max}$ - kN	$N_{min}$ - kN	M - kNm
Ceff. 'M' da Taglio		<b>4,30</b>			
SLU - Sismica Kv+			2.942	1.378	1.469
SLU - Sismica Kv-			2.659	1.095	1.469
SLU - Statica			3.663	1.819	490
Quota <b>-10,0</b>					
Ceff. 'M' da Taglio		<b>1,20</b>			
			$N_{max}$ - kN	$N_{min}$ - kN	M - kNm
SLU - Sismica Kv+			2.942	1.378	410
SLU - Sismica Kv-			2.659	1.095	410
SLU - Statica			3.663	1.819	137

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

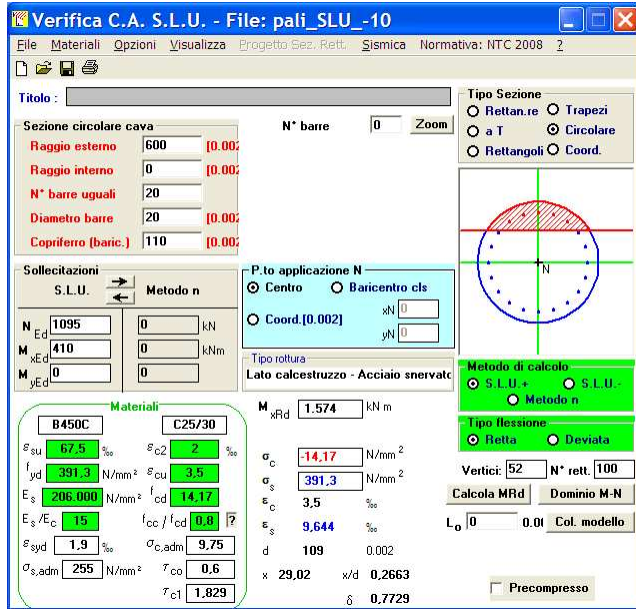
**FIG. 8.5-3 – QUOTA 0.0**



L'armatura viene incrementata a  $30\phi 20$ .

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

**FIG. 8.5-4 – QUOTA -10.0**



Si arma con 20Ø20 (0.6%).

Da quota -15.0 a fine palo ( $L_{barra}$  12.0+4.0 m Ovest ; 12.0 + 2.0 Est)

Si arma con 12Ø20 (0.6%).

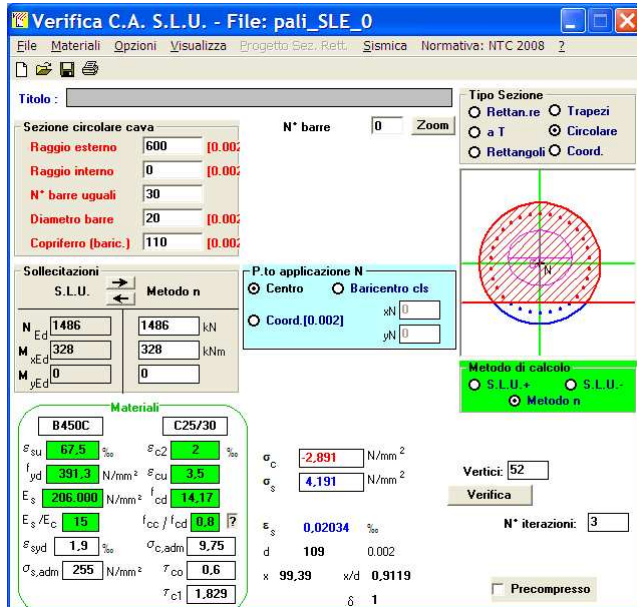
**8.5.1.5. Verifiche SLE: Fessurazione**

**TAB. 8.5-3**

SLE					
	Quota		$N_{max}$ - kN	$N_{min}$ - kN	M - kNm
SLE - 2a	0,0		2.529	1.486	328
	Quota		$N_{max}$ - kN	$N_{min}$ - kN	M - kNm
SLE - 2a	-10,0		2.529	1.486	91

## Sezione di sommità

Fig. 8.5-5

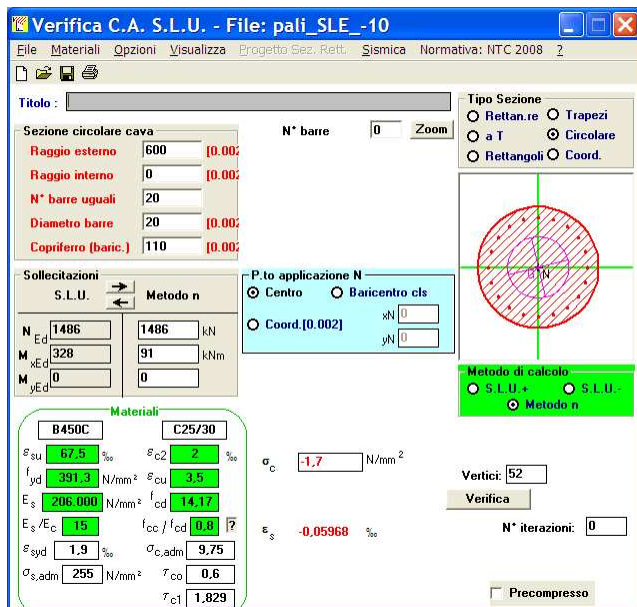


La sezione risulta pressoché integralmente compressa. La tensione nell'acciaio è modestissima (4 N/mm<sup>2</sup>).

Non risulta necessario procedere alla determinazione dell'apertura fessura.

## Sezione -10.0

Fig. 8.5-6



Sezione integralmente compressa.

8.5.1.6. Verifiche SLE: Deformazioni

**TAB. 8.5-4**

DEFORMAZIONI		
Quota	<b>0,0</b>	H - kN
SLE - 2a		76
Coeff. 'η' da Taglio		<b>0,035</b>
η max - mm		3

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



## 8.6. FONDAZIONI: PLINTO

### 8.6.1. Armatura orizzontale

Il plinto viene studiato in prima approssimazione come un insieme di travi a mensola incastrate a base pile e soggette all'azione concentrata trasmessa dal palo. I calcoli che seguono sono riferiti ai pali d'angolo, più svantaggiati in quanto posti ad una distanza maggiore dalla pila. L'armatura tesa ottenuta sarà poi ripartita nelle due direzioni principali.

#### 8.6.1.1. Verifiche SLU e SLE

Lo sforzo normale massimo nel palo vale 3660 kN (SLU) e 2890 (SLE).

Lo sforzo massimo necessita di un'area della pila sul quale agire pari a :

$$A = 3660000 / (f_{ck} / 1.5) = 220000 \text{ mm}^2$$

Le dimensioni del quadrato equivalente risultano : 470x470 mm. Considerato che lo spessore della pila è 1200 mm, lo sforzo del puntone compresso può tranquillamente essere equilibrato da compressioni nel fusto il cui baricentro è posto a poche decine di centimetri dal bordo.

Si assume quindi una lunghezza dello sbalzo pari a 3.0 m

Si determina poi l'angolo 'θ' compreso tra la retta orizzontale passante per il palo (posta a 100 mm dall'intradosso plinto per tenere conto del copriferro) e la retta inclinata che congiunge l'asse palo con il baricentro su precisato, posto sempre a 100 mm dall'estradosso plinto. Il complementare a 'θ' viene denominato 'α' (angolo della retta inclinata con la verticale).

Ricordando che il plinto ha spessore 2.0m, l'altezza 'h' del triangolo di equilibrio risulta pari a 1.8 m: di conseguenza la validità del meccanismo 'strut & tie' (distanza 'a' ≤ 2\*h) risulta confermata.

Si determina quindi lo sforzo di trazione 'T' conseguente alla massima azione verticale nei pali (SLU) e conseguentemente l'armatura 'A<sub>s</sub>' necessaria.

$$T_{SLU} = N_{max} * tg\alpha ; \quad A_s = T_{SLU} / 391$$

$$T_{SLE} = N_{max} * tg\alpha ; \quad A_s = T_{SLE} / 160$$

**TAB. 8.6-1**

<b>Plinto Tozzo</b>		
H plinto - m	2,00	
L mensola - m	3	
N max palo - kN	3.663	SLU
T - kN	6.106	
Asi - mm <sup>2</sup>	15.616	
N max palo - kN	2.892	SLE
T - kN	4.819	
Asi - mm <sup>2</sup>	30.121	

L'angolo di inclinazione tra retta in X e tirante è pari a 35°. Di conseguenza le armature in direzione e asse ponte (X) ed in direzione trasversale (Y) risultano:

$$A_{sx} = 24'000 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy} = 17'000 \text{ mm}^2$$

Si adottano - disposti su due strati all'intradosso - n°48 Ø25 (23600 mm<sup>2</sup>) in direzione X e 37Ø25 (18167 mm<sup>2</sup>) in direzione trasversale Y.

Tra le file di pali di pali si dispone all'intradosso, longitudinalmente, Ø20/200

All'estradosso si dispongono longitudinalmente e trasversalmente Ø20/200.

Si dispone inoltre rete intermedia Ø16/400x400.

## Punzonamento

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

$$L = 850 \text{ mm}$$

Si conducono due verifiche, come richiesto da Norma, a distanza 2d e a filo palo.

**TAB. 8.6-2**

punzonamento secondo UNI EN 2004 - EC2	VERIFICA A DISTANZA 2d		
N	3.650	kN	sforzo normale
fck	25	MPa	resistenza caratteristica calcestruzzo
γc	1,5		
fcd	14,17	MPa	resistenza di progetto calcestruzzo
fyk	450	MPa	resistenza caratteristica acciaio
γs	1,15		
fyd (o fywd)	391	MPa	resistenza di progetto acciaio
d	1800	mm	altezza utile (d è riferito a baricentro armature)
2*d	3600	mm	distanza di controllo punzonamento
a (iny)	850	mm	dimensione pilastro in y
b (inx)	850	mm	dimensione pilastro in x
u (a distanza 2d dal pilastro)	26.019	mm	perimetro critico
Acritica	53.677.541	mm <sup>2</sup>	area critica
σt	0	MPa	pressione del terreno
ΔVed	-	kN	azione dovuta al terreno da detrarre a N
Vred,red	3.650	kN	azione di calcolo depurata
β	1,15		eccentricità di carico
ved	0,09	MPa	tensione di punzonamento
Crd,c	0,12		
k check	1,33		$k=1+(200/d)^{0,5} \leq 2$
k assunto	1,33		
Asy 1 barra	314	mm <sup>2</sup>	area 1 barra in direzione y
passo Asy	100	mm	
Asx 1 barra	314	mm <sup>2</sup>	area 1 barra in direzione x
passo Asx	100	mm	
ply=Asy 1barra/(passo*d)	0,00174		percentuale geometrica armatura in direzione y
plx=Asx 1barra/(passo*d)	0,00174		percentuale geometrica armatura in direzione x
pl check	0,00174	<=0,02	$pl=(plx*ply)^{0,5} \leq 0,02$
pl assunto	0,00174		
a	3600	mm	distanza dal perimetro di controllo
vrd,c check	0,26	MPa	resistenza a punzonamento senza specifica armatura
vmin	0,269	MPa	
vmin*2d/a	0,269	MPa	
vrd,c assunto	0,27	MPa	check vrd,c>=vmin (6,5)
ved ↔ vrd,c assunto	<b>NO ARMATURA</b>		

TAB. 8.6-3

punzonamento secondo UNI EN 2004 - EC2		VERIFICA FILO	
	d è riferito a baricentro armature		
N	3.650	kN	sforzo normale
fck	25	MPa	resistenza caratteristica calcestruzzo
$\gamma_c$	1,5		
fcd	14,17	MPa	resistenza di progetto calcestruzzo
fyk	450	MPa	resistenza caratteristica acciaio
$\gamma_s$	1,15		
fyd-fywd	391	MPa	resistenza di progetto acciaio
d	1800	mm	altezza utile (d è riferito a baricentro armature)
2*d	3600	mm	distanza di controllo punzonamento
a (iny)	850	mm	dimensione pilastro in y
b (inx)	850	mm	dimensione pilastro in x
u (filo pilastro)	3.400	mm	perimetro critico
Acritica	722.500	mm <sup>2</sup>	area critica
$\sigma$	0	MPa	pressione del terreno
$\Delta V_{ed}$	-	kN	azione dovuta al terreno da detrarre a N
V <sub>red,red</sub>	3.650	kN	azione di calcolo depurata
$\beta$	1,15		eccentricità di carico
ved	0,69	MPa	tensione di punzonamento
v	0,5		
v <sub>rd,max</sub>	3,54	MPa	
ved ↔ v <sub>rd,max</sub>	verifica soddisfatta	5,16	R/S

## 8.7. SINTESI ARMATURE

---

### 8.7.1. Pali Ø1200

- Armatura trasversale

Da quota 0.0 a -5.0 : st Ø16/200; Da quota -5.0 a fine palo: st Ø12/200

- Armatura verticale

Da quota 0.0 a quota -5.0 : n°30 Ø20 ( $L_{barra}$  : 6 m);

Da quota -4.0 a quota -16.0: n°20 Ø20 ( $L_{barra}$ : 12 m)

da quota - 15.0 a fine palo : n°12 Ø20 ( $L_{barra}$ : 12.0+4.0 m ZONA OVEST  $L_{barra}$ :12.0+2.0m ZONA EST)

### 8.7.2. Plinto

- Armatura in direzione longitudinale X

Estradosso: Ø20/200; Intradosso: su pali - n°48 Ø25; resto: Ø20/200

Intermedia: Ø16/400

- Armatura in direzione trasversale Y

Estradosso: Ø20/200; Intradosso: su pali - n°37 Ø25; resto: Ø20/200

Intermedia: Ø16/400

### 8.7.3. Fusto

- Armatura in direzione trasversale : dir. X spilli Ø10/300x150 ; dir. Y n°4 staffe 4 bracci Ø10/150

- Armatura in direzione verticale Z

Barre ripresa Ø26/150 per i primi 4.0 m; a partire da quota +2.0: immutata