

**CORRIDOIO PLURIMODALE ADRIATICO  
ITINERARIO MAGLIE - SANTA MARIA DI LEUCA**

**S.S. N° 275 "DI S. MARIA DI LEUCA"**

**LAVORI DI AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO ALLA SEZ. B DEL D.M. 5.11.2001**

S.S. 16 dal km 981+700 al km 985+386 - S.S. 275 dal Km 0+000 al km 37+000

**1° Lotto: Dal Km 0+000 di prog. al Km 23+300 di prog.**

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. BA283

**PROGETTAZIONE: ANAS - COORDINAMENTO TERRITORIALE ADRIATICA**

**I PROGETTISTI**

Ing. Alberto SANCHIRICO - Progettista e Coordinatore  
Ing. Simona MASCIULLO - Progettista

**COLLABORATORI**

Geom. Andrea DELL'ANNA  
Geom. Massimo MARTANO  
Geom. Giuseppe CALO'

**IL GEOLOGO**

Dott. Pasquale SCORCIA

**IL COORDINATORE IN FASE DI PROGETTAZIONE**

Ing. Alberto SANCHIRICO

**IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO**

Ing. Gianfranco PAGLIALUNGA

**RESPONSABILE PROJECT MANAGEMENT PUGLIA**

Ing. Nicola MARZI

**ATTIVITA' DI SUPPORTO**






**08 - OPERE D'ARTE MAGGIORI - VIADOTTI E PONTI**  
**Cavalcavia ferroviario Montesano Andrano (comune di Montesano)**  
**ST 25 (fuori asse)**  
**Relazione di calcolo strutturale**

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. N. PROG.	T00_ST25_STR_RE01_D			
L0503A	D 1701	CODICE ELAB.	T00ST25STRRE01	D	-
D	OTTEMPERANZA PARERE AdB Puglia - PARERE CSLP	DATA	Aprile 2019	REDATTO	ing. D. Neri
C	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	DATA	Gennaio 2019	VERIFICATO	
B	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	DATA	Ottobre 2018	APPROVATO	
A	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	DATA	Giugno 2018		
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## INDICE

1.	PREMESSA	4
1.1	Descrizione dell'opera	4
1.2	Considerazioni sul progetto strutturale	6
2.	NORMATIVA E RIFERIMENTI	7
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
3.1	<i>Calcestruzzo</i>	8
3.2	<i>Acciaio per cemento armato</i>	8
3.3	Durabilità, prescrizioni sui materiali, scelta degli stati limite di fessurazione e dei copriferrì	9
4.	CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELLE AZIONI	10
4.1	Criteri di calcolo	10
4.2	Definizione delle azioni	10
5.	COMBINAZIONI DI CARICO	11
6.	ANALISI DEI CARICHI	12
6.1	Azioni permanenti	12
6.1.1	Peso proprio degli elementi strutturali (g <sub>1</sub> )	12
6.1.2	Carichi permanenti portati (g <sub>2</sub> )	12
6.2	Deformazioni impresse	13
6.2.1	Precompressione	13
6.2.2	Cadute di tensione	14
6.2.3	Ritiro e viscosità ( $\epsilon_2$ )	15
6.3	Azioni variabili da traffico	16
6.3.1	Carichi mobili (q <sub>1</sub> )	16
6.4	Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q <sub>3</sub> )	17
6.5	Azioni variabili di vento e neve (q <sub>5</sub> )	17
6.6	Azioni sismiche (q <sub>6</sub> )	17
7.	IMPALCATO - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	21
7.1	Impalcato in c.a.p. – Generalità	21

8.	IMPALCATO – ANALISI STRUTTURALE	25
8.1	Generalità	25
8.2	Descrizione del modello di calcolo	25
8.3	Descrizione dei carichi applicati	28
8.3.1	Carichi mobili (q1)	28
8.4	Diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione	28
9.	IMPALCATO – VERIFICA ELEMENTI PRINCIPALI	30
9.1	PREMESSA	30
9.2	VERIFICA TRAVI	31
9.2.1	Verifiche dello stato tensionale (SLE)	31
9.2.2	Combinazione di carico fondamentale SLU – Verifica a rottura	34
9.2.3	Combinazione di carico fondamentale SLU – Verifica a taglio	36
9.2.4	Carichi accidentali – Verifica di deformabilità	37
9.3	VERIFICA SOLETTA IN DIREZIONE TRASVERSALE	38
9.3.1	Combinazione di carico rara SLE – Verifiche dello stato tensionale e a fessurazione	38
9.3.2	Combinazione di carico eccezionale SLU – Urto in svio	39
9.4	VERIFICA TRAVERSI	40
9.4.1	Combinazione di carico rara SLE – Verifiche dello stato tensionale	40
9.4.2	Verifiche a taglio	40
10.	SPALLE – VERIFICHE FONDAZIONE E ELEVAZIONE	41
10.1	Analisi dei carichi	41
10.2	Condizioni di carico	49
10.3	Combinazioni di carico	50
10.4	Verifiche	52
10.4.1	Verifiche di stabilità – Ribaltamento	52
10.4.2	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLU	53
10.4.3	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLE	54
10.4.4	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte SLU	55
10.4.5	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte SLE	56
10.4.6	Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base SLU	57
10.4.7	Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base SLE	58

S.S. 275 - Strada Statale Maglie - Santa Maria di Leuca	
Relazione di calcolo impalcato e sottostrutture - ST25	3
<hr/>	
10.4.8 Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLU	59
10.4.9 Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLE	61
10.4.10 Verifiche strutturali - Muri di risvolto SLU	62
10.4.11 Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLE	65
10.4.12 Verifiche strutturali – Soletta di transizione – SLU	66
11. APPARECCHI DI APPOGGIO, GIUNTI E VARCHI	67
12. ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DEI CODICI DI CALCOLO	69
12.1 Origine, caratteristiche e affidabilità dei software di calcolo	69
12.2 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	69
12.2.1 Ripartizione trasversale carico accidentale	69

## 1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale dell'impalcato e delle sottostrutture dell'opera *Cavalcavia ferroviario Montesano Andrano (Comune di Montesano) ST 25* previsto nell'ambito dei lavori della *S.S. N° 275 "DI S. MARIA DI LEUCA" AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO AL D.M. 5.11.2001 S.S. 16 dal km 981+700 al km 985+386 - S.S. 275 dal Km 0+000 al km 37+000 1° Lotto: Dal Km 0+000 di prog. al Km 23+300 di prog.*

### 1.1 Descrizione dell'opera

La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale dell'impalcato a travi prefabbricate precomprese, a trefoli pre-tesi, con sezione trasversale a "T" ad ala larga superiore di altezza pari a  $H=120\text{cm}$  e il dimensionamento strutturale delle sottostrutture.

La piattaforma ha una larghezza bitumata di 6.5m con lateralmente cordoli di dimensione pari a 1.7m in destra e sinistra sui quali sono montati gli organi di ritenuta.

L'impalcato è composto quindi da travi prefabbricate di calcestruzzo armato precompresso, affiancate e collegate superiormente dalla soletta di impalcato in calcestruzzo armato gettata in opera sulle ali superiori delle travi senza la necessità quindi di adoperare cassature di qualsiasi tipologia; lo schema statico di trave appoggiata è riferito alla luce di calcolo pari riportata di seguito.

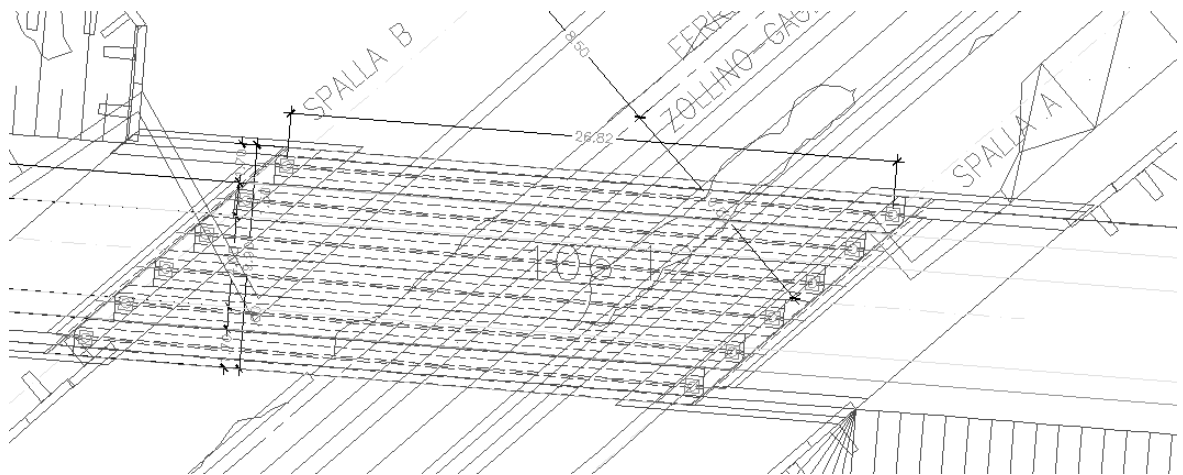
La sovrastruttura di impalcato è vincolata alle spalle mediante un sistema di dispositivi d'appoggio in acciaio PTFE.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno considerate le azioni previste dalla normativa vigente *NTC 2018* così come riportato nei capitoli successivi.

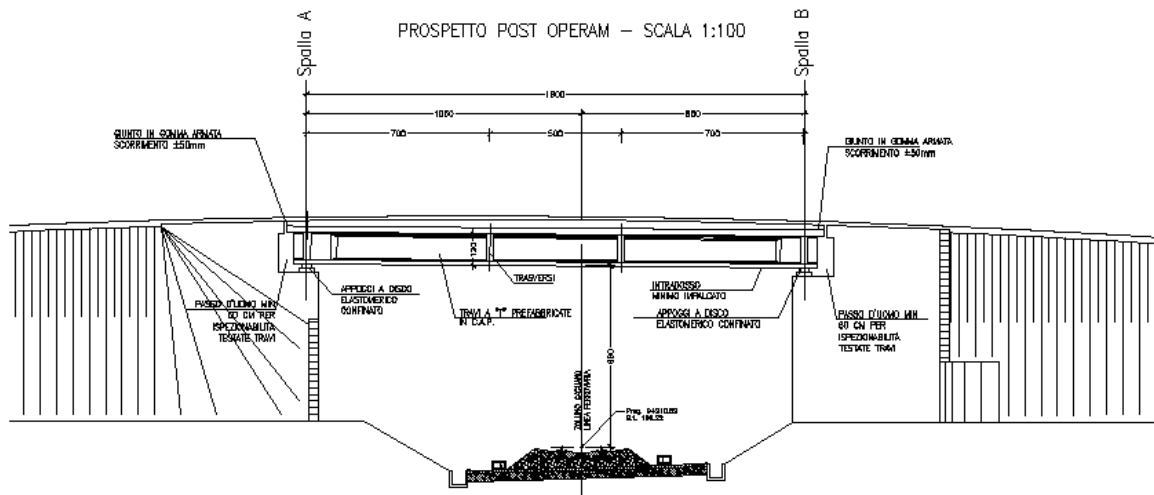
Il calcolo riportato nella presente relazione si intende relativo alle dimensioni principali riassunte di seguito.

- $L_{\text{calc}} = 26.8\text{m}$  – luce di calcolo;
- $B_{\text{trasv}} \cong 10\text{m}$  – dimensione trasversale impalcato;
- $n^{\circ}_{\text{trv}} = 6$  – numero di travi presenti sulla sezione trasversale.

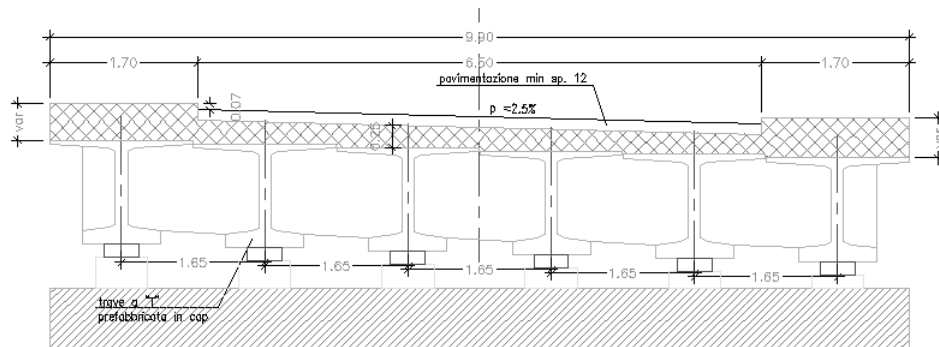
Nelle figure sottostanti si riportano le caratteristiche principali dell'opera in esame.



F 1. Planimetria generale



F 2. Profilo longitudinale



F 3. Sezione trasversale impalcato

## **1.2 Considerazioni sul progetto strutturale**

Per il calcolo delle strutture si è fatto riferimento ai carichi mobili relativi ai ponti di 1<sup>a</sup> categoria desunti dalle *NTC 2018*.

Trattandosi, nel funzionamento globale dell'impalcato, di un sistema con travi prefabbricate in c.a.p. e soletta gettata in opera in c.a., le azioni agenti vengono suddivise in due fasi, corrispondenti al grado di maturazione del getto di calcestruzzo della soletta e quindi alle differenti sezioni resistenti delle sezioni nelle due fasi.

- Fase 1: tale fase considera il peso proprio dell'impalcato realizzato con travi in c.a.p. e soletta ancora non collaborante;
- Fase 2: tale fase, con soletta collaborante, considera il peso dei successivi carichi permanenti applicati alla struttura (pavimentazione, marciapiedi/cordoli, barriere di sicurezza, etc.) ed il transito dei carichi mobili di esercizio.

## 2. NORMATIVA E RIFERIMENTI

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore elencate nel seguito.

- [I] *D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni;*
- [II] *Circolare 21 gennaio 2019 N.7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;*
- [III] *UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;*
- [IV] *Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;*
- [V] *UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;*
- [VI] *UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, complementari per l'applicazione delle EN 206-1;*
- [VII] *UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.*
- [VIII] *CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.*



### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1 Calcestruzzo

Per il **magro di fondazione** si prevede l'utilizzo di un calcestruzzo classe **C12/15** ( $R_{ck} \geq 15 \text{ MPa}$ ).

Per le **fondazioni delle spalle e per la soletta di transizione** si prevede l'utilizzo di un calcestruzzo classe **C28/35** ( $R_{ck} \geq 35 \text{ MPa}$ ).

Per le **elevazioni spalle, baggioli e ritegni sismici** si prevede l'utilizzo di un calcestruzzo classe **C32/40** ( $R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$ ).

Per le **predalle, la soletta di impalcato e cordoli** si prevede l'utilizzo di un calcestruzzo classe **C35/45** ( $R_{ck} \geq 45 \text{ MPa}$ ).

Per le **travi in c.a.p.** si prevede l'utilizzo di un calcestruzzo classe **C45/55** ( $R_{ck} \geq 55 \text{ MPa}$ ).

#### 3.2 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio saldabile del tipo **B450C** controllato in stabilimento caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

$$f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ MPa}$$

$$f_{t \text{ nom}} = 540 \text{ MPa}.$$

L'acciaio **B450C** deve rispettare le caratteristiche riportate nella seguente tabella.

<b>Proprietà</b>	<b>Requisito</b>	<b>Frattile (%)</b>
Tensione caratteristica di snervamento $\Rightarrow f_{yk}$	$\geq 450 \text{ MPa}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura $\Rightarrow f_{tk}$	$\geq 540 \text{ MPa}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1.15$ $\leq 1.35$	10.0
$(f_t/f_{y \text{ nom}})_k$	$\leq 1.25$	10.0
Allungamento totale al carico massimo $\Rightarrow (A_{gt})$	$\geq 7.5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a $90^\circ$ e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12$	$4\phi$	
$12 \leq \phi \leq 16$	$5\phi$	
$16 < \phi \leq 25$	$8\phi$	
$25 < \phi \leq 40$	$10\phi$	

T.1 Caratteristiche dell'acciaio

### 3.3 Durabilità, prescrizioni sui materiali, scelta degli stati limite di fessurazione e dei copriferri

Il calcestruzzo deve essere in grado di resistere in maniera soddisfacente alle condizioni ambientali e di lavoro cui è sottoposto durante la vita dell'opera. Nella presente sezione si valutano pertanto le caratteristiche dei calcestruzzi (resistenza caratteristica, copriferri, ecc..) da impiegare per la realizzazione delle diverse parti dell'opera in oggetto tali da conseguire il requisito di durabilità richiesto.

In relazione alle classi di esposizione ambientale definite nella *UNI EN 206-1* e nella *UNI 11104*, sono state attribuite ai diversi elementi strutturali le seguenti classi di esposizione alle quali sono state associate le condizioni ambientali:

<i>fondazioni spalle</i>	<i>XC2</i>	<i>c.a. ordinarie;</i>
<i>elevazioni spalle</i>	<i>XC4</i>	<i>c.a. aggressive;</i>
<i>soletta impalcato</i>	<i>XC4+XD1</i>	<i>c.a. aggressive.</i>

L'armatura deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto della tolleranza di posa delle armature.

La distanza tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Considerate le classi di esposizione ambientale, la tipologia delle opere e le classi del calcestruzzo impiegato, i valori del copriferro minimo sono assunti pari a:

<b><i>Elemento</i></b>	<b><i>Copriferro minimo di progetto <math>c_{min}</math> (mm)</i></b>
Fondazione spalle/pile	<b>40</b>
Elevazione spalle/pile	<b>40</b>
Soletta impalcato e travi in c.a.p.	<b>35</b>

T.1 Copriferri minimi

## 4. CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELLE AZIONI

### 4.1 Criteri di calcolo

In ottemperanza al *D.M. del 17.01.2018*, i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite. Per l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni per gli *SLU*, si adotta il metodo dell'analisi elastica lineare. Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi vengono effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidezze valutate omogeneizzando rispetto all'acciaio ad eccezione delle zone interessate dalla fessurazione dove la rigidezza è valutata riferendosi al solo acciaio di armatura lenta disposta in soletta;
- relazioni tensioni deformazioni lineari;
- valori medi del modulo di elasticità.

Le unità di misura adottate sono i "m" per le lunghezze, "kN÷m" per le forze e le sollecitazioni, i "N÷mm" per le tensioni (ovvero *MPa*).

### 4.2 Definizione delle azioni

L'opera in esame è un ponte stradale; le azioni da considerare nella progettazione sono pertanto:

- le azioni permanenti;
- le distorsioni, ivi comprese quelle dovute a presollecitazioni di progetto e quelle di origine termica;
- le azioni variabili da traffico;
- le azioni variabili da vento e neve;
- le azioni eccezionali;
- le azioni sismiche.

Per le sottostrutture dell'opera in esame non sono state considerate le azioni da vento e neve poiché non dimensionanti; le azioni eccezionali non sono presenti.

## 5. COMBINAZIONI DI CARICO

Nel presente capitolo vengono definite le combinazioni di carico utilizzate nei calcoli.

Ai fini delle verifiche agli stati limite, in accordo con la [I], si definiscono le seguenti combinazioni di azioni:

- Combinazione *FONDAMENTALE (FO)*, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (*SLU*):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{G3} G_3 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot \gamma_{Q3} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione *RARA (RA)*, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (*SLE*) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + G_3 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione *SISMICA (SIS)*, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica:

$$E + G_1 + G_3 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente  $\Psi_{2i}$  sono quelli riportati nelle tabelle della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi  $\Psi_{2i} = 0$ .

Di seguito si riporta la matrice di combinazioni implementata.

- MATRICE CONDIZIONI/COMBINAZIONI												
cond\comb	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
REALIZZAZIONE	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
PERM SP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
ACC SP	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0
PERM IMP	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
ACC IMP - Nmax	0	0	1.35	1.0125	1.0125	1.35	0	0	0	0	0	0
FOLLA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ST	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
SA	0	0	1.35	1.0125	1.0125	1.35	0	0	0	0	0	0
VARTEMPD	0	0	0.72	1.2	0.72	1.2	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
VARTEMPU	0	0	0.72	1.2	0.72	1.2	0	0	0	0	0	0
FR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
VENTO	0	0	0.9	0.9	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0
SIS SP L	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30
SIS SP T	0	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30
SIS SP V	0	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00	-0.30	-0.30	-1.00
SIS IMP L	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30
SIS IMP T	0	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30
SIS IMP V	0	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00
DS	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

T.1 Matrice Combinazioni di cario SLU STATICHE (STR) e SLU SISMICHE (SLV)

## 6. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente capitolo, sulla base di quanto riportato al capitolo precedente, si descrivono i carichi elementari assunti per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico per la struttura in oggetto.

### 6.1 Azioni permanenti

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato:	25 kN/m <sup>3</sup>
- rilevato	19 kN/m <sup>3</sup>
- sovrastruttura stradale	22 kN/m <sup>3</sup>

#### 6.1.1 Peso proprio degli elementi strutturali (g1)

##### Impalcato a travi prefabbricate in c.a.p.

Il peso della travi della sezione "corrente" è assunto pari a

$$p_{\text{travi-sez mezzeria}} = 25 \times 0.418 = 10.45 \text{ kN/m per ogni singola trave.}$$

Per la sezione ringrossata si considera in prima approssimazione un peso pari a:

$$p_{\text{travi-sez appoggio}} = 1.1 \times 10.45 \cong 11.5 \text{ kN/m per ogni singola trave.}$$

##### Soletta

Per lo spessore della soletta si è considerato uno spessore di 0.25 m per una larghezza di influenza della singola e generica trave di 1.65 m, per cui si ha:

$$p = 0.25 \times 1.65 \times 25 \cong 10.3 \text{ kN/m per ogni singola trave.}$$

#### 6.1.2 Carichi permanenti portati (g2)

I carichi permanenti portati (per metro lineare di struttura) sono i seguenti

- peso sovr. stradale soletta sup.	$0.11 \times 22 = 2.42 \text{ kPa}$
- marciapiedi-cordoli ( $s_{\text{medio}} \cong 0.20\text{m}$ )	$0.2 \times 25 = 5.0 \text{ kPa}$
- velette prefabbricate	$2 \times (1.5 \times 0.12) \times 25 = 9.0 \text{ kN/m}$
- barriere di protezione	$2 \times 1.5 = 3.00 \text{ kN/m}$
- parapetti/reti di protezione	$2 \times 0.5 = 1.0 \text{ kN/m.}$

## 6.2 Deformazioni impresse

### 6.2.1 Precompressione

Si riportano di seguito le valutazioni del carico di precompressione delle travi di impalcato. Il sistema di precompressione, previsto con trefoli pre-tesi, è composto per tutta la lunghezza della travata tipologica (luce di calcolo analizzata pari a 26.8 m) da 32 trefoli (2 trefoli superiori + 30 trefoli inferiori) da 0.6" ovvero con una area del singolo trefolo pari a 140mm<sup>2</sup>. L'acciaio da precompressione è caratterizzato, in accordo con la normativa vigente, dalle tensioni caratteristiche riportate di seguito:

- $f_{ptk} \geq 1860$  MPa;
- $f_{p(1)k} \geq 1670$  MPa.

Il modulo elastico per tale acciaio è assunto pari a:

$$- E_s \cong 1.95 \times 10^8 \text{ kPa.}$$

La massima tensione di trazione in esercizio è pari a:

$$\sigma_p = 0.8 \times f_{p(1)k} = 1068.8 \text{ MPa.}$$

La massima tensione iniziale all'atto della tesatura è pari a:

$$\sigma_{spi} = \min (0.85 \times f_{p(1)k}; 0.75 \times f_{ptk}) = \min (1420; 1395) = 1395 \text{ MPa.}$$

E' ammessa una sovratensione non superiore a  $0.05 \times f_{p(1)k} \cong 83.5$  MPa.

La massima tensione iniziale all'atto della tesatura risulta pari a:

$$\sigma_{spi-MAX} \cong 1475 \text{ MPa.}$$

### 6.2.2 Cadute di tensione

Si riportano di seguito le valutazioni sulle cadute di tensione del sistema di precompressione dell'impalcato. Tutte le cadute di tensione sono valutate nel rispetto di quanto previsto nella normativa vigente.

<b>- Perdite di precompressione</b>			
<b>- Caratteristiche dei materiali impiegati</b>			
<i>Acciaio da precompressione</i>			
$f_{ptk} =$	1860	N/mm <sup>2</sup>	(tensione caratteristica di rottura)
$f_{p(1)k} =$	1670	N/mm <sup>2</sup>	(tensione caratteristica all'1% di def.)
$E_p =$	195000	N/mm <sup>2</sup>	(modulo elastico)
<i>calcestruzzo</i>			
$f_c =$	46	N/mm <sup>2</sup>	
$E_{COp} =$	36416	N/mm <sup>2</sup>	(modulo elastico)
<b>- Caratteristiche geometriche</b>			
$A_{trave} =$	0.4180	m <sup>2</sup>	(area della sezione di calcestruzzo)
$A_{cavi} =$	43.4	cm <sup>2</sup>	(area complessiva dei cavi della prec.)
$1/A_{trave, om} =$	2.274	m <sup>-2</sup>	(1/area della sezione omogeneizzata)
$1/W_{b, cavi} =$	4.676	m <sup>-3</sup>	(1/modulo di resistenza della fibra di cls in corrispondenza del baricentro dei cavi)
<b>- tensione iniziale</b>			
$\sigma_0 =$	1475.0	N/mm <sup>2</sup>	(tensione iniziale al martinetto)
ver.	< 0.85 $f_{p(1)k} = 1420$ MPa		con sovratensione 0.05 $f_{p(1)k}$ si ha 1587 MPa
	< 0.75 $f_{ptk} = 1395$ MPa		con sovratensione 0.05 $f_{p(1)k}$ si ha 1572 MPa
<b>- perdite iniziali</b>			
<i>perdite di tensione per deformazione istantanea del calcestruzzo</i>			
$\Delta\sigma_{db} = E_p/E_{C0} \times A_{torons}/A_{poutre} \times \sigma_0$	82.0	N/mm <sup>2</sup>	(perdite di tensione istantanea = 5.6% del valore iniziale)
$\sigma_{0,1} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{db} =$	1393.0	N/mm <sup>2</sup>	(tensione in seguito alle perdite istantanee)
<i>Perdite di tensione per attrito</i>			
$f$	0.00	-	
$\beta$	0.E+00	rad/m	
$\alpha = 5^\circ$	0.E+00	rad	
$L =$	0.0	m	(lunghezza cavo alle sezioni di verifica)
$\Delta\sigma_{attrito} =$	0.0	N/mm <sup>2</sup>	(perdita di tensione per attrito)
$\sigma_{0,1} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{db} - \Delta\sigma_{attrito}$	1393.0	N/mm <sup>2</sup>	(tensione in seguito alle perdite istantanee)
<b>- perdite finali</b>			
<i>perdita di tensione per il ritiro del calcestruzzo</i>			
$\epsilon_{rit} =$	0.00020	-	
$\Delta\sigma_{ret} = E_p \times \epsilon_{rit} =$	39.0	N/mm <sup>2</sup>	
<i>perdita di tensione per il fluage</i>			
$\sigma_{b, cavi} =$	9.5	N/mm <sup>2</sup>	(tensione nel calcestruzzo al livello del baricentro dei cavi)
$\Delta\sigma_f = 2.2 \times \sigma_{b, cavi} \times E_s/E_{c0} =$	111.9	N/mm <sup>2</sup>	
<i>perdita di tensione per il rilassamento dell'acciaio</i>			
trefolo stabilizzato	si	-	
$\Delta\sigma_{rel} =$	98.6	N/mm <sup>2</sup>	( $\Delta\sigma_{rel}$ tenendo conto di un $t=500000$ ore)
<b>- tensione finale</b>			
$\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{rel}$	249.5	N/mm <sup>2</sup>	(perdite di tensione lente = 16.9% del valore iniziale)
$\sigma_{inf} = \sigma_{0,1} - \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{rel}$	1143.5	N/mm <sup>2</sup>	(tensione finale dei trefoli)
ver	< 0.80 $f_{p(1)k} = 1336$ MPa		

### 6.2.3 Ritiro e viscosità ( $\epsilon_2$ )

La deformazione totale da ritiro assunta nel predimensionamento è pari a:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \cong 3 \times 10^{-4};$$

dove:

$\epsilon_{cs}$  è la deformazione totale per ritiro;

$\epsilon_{cd}$  è la deformazione per ritiro da essiccamento;

$\epsilon_{ca}$  è la deformazione per ritiro autogeno.



### 6.3 Azioni variabili da traffico

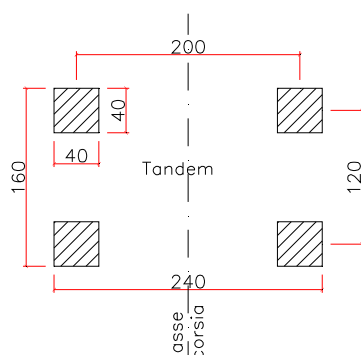
#### 6.3.1 Carichi mobili ( $q_1$ )

Ai fini della determinazione delle azioni variabili da traffico, l'opera in oggetto è considerata come un ponte stradale di 1° **Categoria**. In relazione alla geometria della strada soprastante l'opera in esame si riportano le caratteristiche delle corsie convenzionali.

$w = \text{var.}$	larghezza di carreggiata;
$n_l = 3$	numero di corsie convenzionali;
$w_l = 3.0 \text{ m}$	larghezza di una corsia convenzionale;
$w - (3.0 \times n_l)$	parte rimanente.

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite mediante lo schema di carico 1 e lo schema di carico 2. Lo schema di carico 1 (schema dimensionante per le travi) prevede:

- il carico  $Q_{1,k}$  costituito da un mezzo convenzionale a due assi (carico tandem) posti ad un interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e caratterizzati da una larghezza di 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte);
- il carico ripartito  $q_{1,k}$



F 4. Schema di carico 1 – Carico tandem

Trattandosi di ponte di 1° Categoria si considerano le intensità dei carichi riportate nella tabella seguente.

Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ (kN)	Carico ripartito $q_{ik}$ (kN/m <sup>2</sup> )
Corsia n. 1	300	9.00
Corsia n. 2	200	2.50
Corsia n. 3	100	2.50
Parte rimanente	0.00	2.50

T.2 Intensità dei carichi  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$  per le diverse corsie

Nelle verifiche si considerano tutte le disposizioni dei carichi variabili da traffico in maniera tale da massimizzare le sollecitazioni flettenti e taglianti (massima densità di carico, massima eccentricità del carico risultante e massimo "carico centrato") nel rispetto del numero massimo di corsie individuabili secondo norma.

#### 6.4 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q3)

Si riporta di seguito la valutazione dell'azione risultante di frenamento o di accelerazione q3 per l'impalcato in esame.

$$q_3 = (0.6 \times 2 \times Q_{1k}) + (0.1 \times q_{1k} \times w_i \times L) \cong 433 \text{ kN}$$

con  $L \cong 26.8$  m. Ovviamente l'azione di frenamento o di accelerazione non risulta dimensionante né per l'impalcato né per le sottostrutture.

#### 6.5 Azioni variabili di vento e neve (q5)

L'azione del vento è assimilata ad un carico orizzontale diretto perpendicolarmente all'asse del tracciato. Tale azione si considera agente sul piano verticale delle superfici direttamente investite. La superficie dei carichi transitanti sul ponte è assimilata ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3.0 m a partire dal piano stradale. L'altezza della superficie esposta è pertanto pari a circa 4.6 m ( $3+0.11+0.25+1.2$ ). La pressione del vento considerata in prima approssimazione è pari a  $p = 2.5$  kPa. L'azione del carico neve si ritiene trascurabile.

#### 6.6 Azioni sismiche (q6)

In sede di revisione del presente Progetto Definitivo si è valutata la categoria di sottosuolo secondo le nuove indicazioni ( $V_{s,eq}$ ) del D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018. In questa opera la categoria di sottosuolo determinata con i criteri ( $V_{s,30}$ ) della precedente norma passa da categoria A a categoria B. Poiché la variazione in termini di PGA è modesta e non dimensionante, l'aggiornamento del calcolo sismico viene demandato al Progetto Esecutivo. In particolare, si fa riferimento ai seguenti parametri legati all'opera:

La vita nominale ( $V_N$ ) dell'opera è stata assunta pari a:

$$V_N = 50 \text{ anni.}$$

La classe d'uso assunta è la **IV**, il coefficiente d'uso risulta pertanto pari a:

$$C_u = 2.0$$

Il periodo di riferimento ( $V_R$ ) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 100 \text{ anni}$$

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

- Comune: Montesano (Long. 18.3288; Lat. 39.9724)
- Categoria di sottosuolo: B
- Condizione topografica: T1

Il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  espresso in anni, vale:

- $T_R(\text{SLV}) = 949$  anni;
- $T_R(\text{SLD}) = 101$  anni;

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'*Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV)*, è possibile definire i valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*_c$ .

$a_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa

come frazione dell'accelerazione di gravità;

- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $S$  coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_t$ ).

I valori delle caratteristiche sismiche ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$ ) per sono riportati nella seguente tabella:

STATO LIMITE	$T_R$	$a_g$	$F_0$	$T_c^*$
[-]	[anni]	[g]	[-]	[s]
<b>SLV</b>	949	0.09	2.635	0.486
<b>SLD</b>	101	0.032	2.488	0.265

T.3 Valori delle caratteristiche sismiche ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$ ) per il sito

L'accelerazione massima attesa al sito viene ricavata mediante la seguente relazione:

$$- \text{SLV} \Rightarrow a_{max} = S \times a_g = 1.2 \times 0.09 \times g \cong 0.108 \times g;$$

dove:

$$S = S_s \times S_t = 1.2 \times 1.0 = 1.2;$$

$$S_s = 1.2 \quad \text{coefficiente di amplificazione stratigrafica (sottosuolo tipo B);}$$

$$S_t = 1.0 \quad \text{coefficiente di amplificazione topografica.}$$

$$- \text{SLD} \Rightarrow a_{max} = S \times a_g = 1.2 \times 0.023 \times g \cong 0.038 \times g;$$

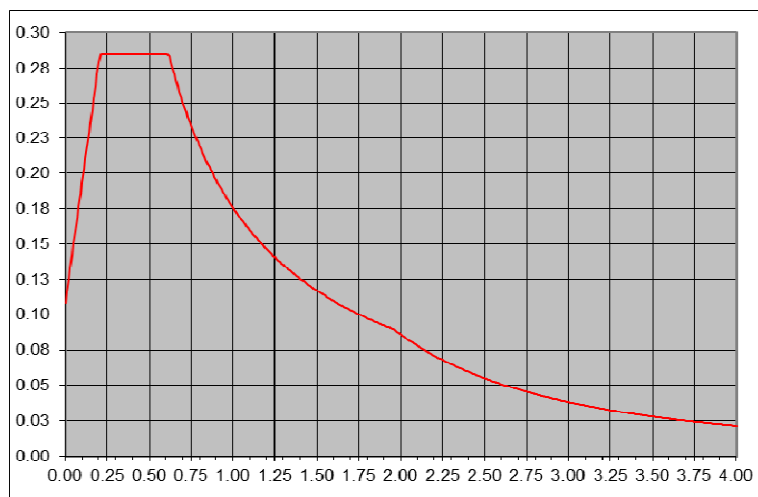
dove:

$$S = S_s \times S_t = 1.2 \times 1.0 = 1.2;$$

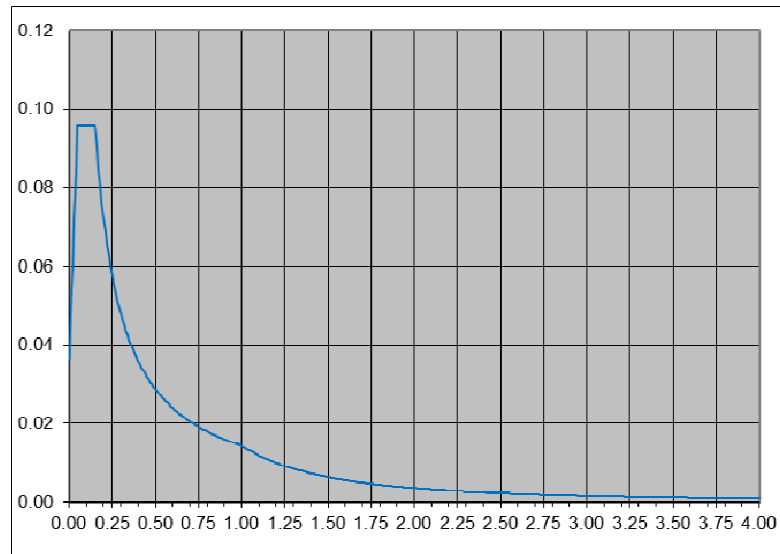
$$S_s = 1.2 \quad \text{coefficiente di amplificazione stratigrafica (sottosuolo tipo B);}$$

$$S_t = 1.0 \quad \text{coefficiente di amplificazione topografica.}$$

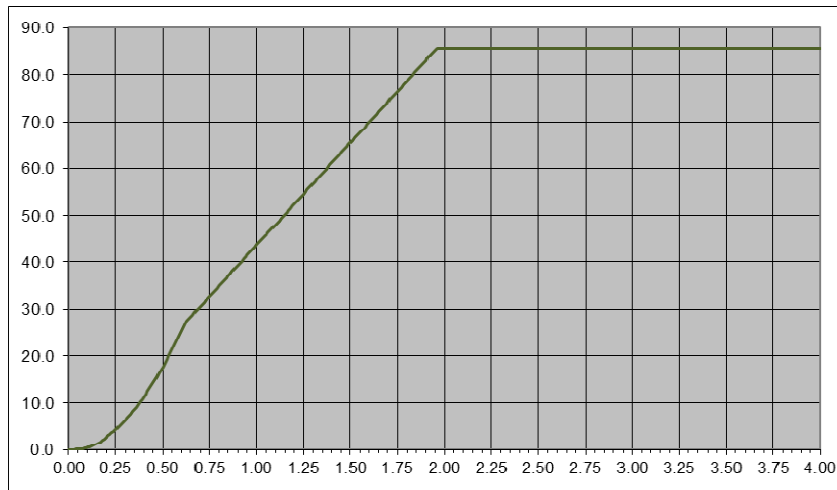
Di seguito si illustrano gli spettri elastici utilizzati nei calcoli. In particolare si osserva che il sisma verticale viene considerato solamente per le verifiche delle spalle mentre viene trascurato sia per le verifiche dell'impalcato che per quelle delle pile.



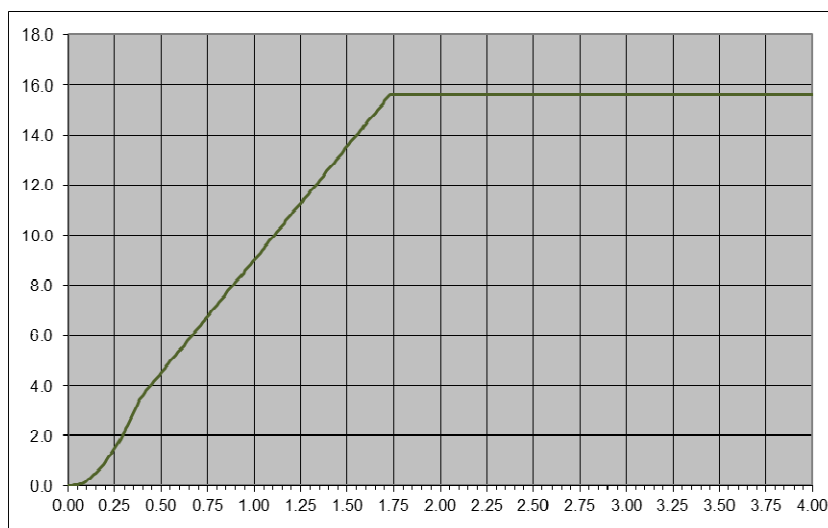
F 5. Spettro elastico in accelerazione componente orizzontale **SLV**



F 6. Spettro elastico in accelerazione componente verticale **SLV**



F 7. Spettro elastico in spostamento orizzontale **SLV**



F 8. Spettro elastico in spostamento orizzontale **SLD**

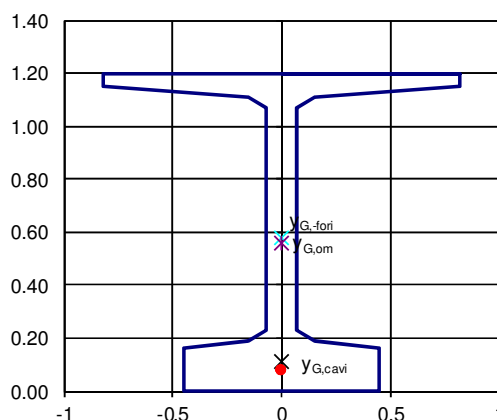
## 7. IMPALCATO - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

### 7.1 Impalcato in c.a.p. – Generalità

Di seguito le caratteristiche geometriche della sezione trave e della sezione trave+soletta.

-Caratteristiche sezione di cls								
	bs(m)	bi(m)	hi(m)	Ai(m <sup>2</sup> )	Si.s'(m <sup>3</sup> )	Ji.s(m <sup>4</sup> )	Ji(m <sup>4</sup> )	
1.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
2.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
3.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
1.t	1.640	1.640	0.0500	0.082	0.002	0.000	0.000	
2.t	1.640	0.300	0.0400	0.039	0.003	0.000	0.000	
3.t	0.300	0.140	0.0400	0.009	0.001	0.000	0.000	
4.t	0.140	0.140	0.8400	0.118	0.065	0.036	0.007	
5.t	0.140	0.300	0.0400	0.009	0.009	0.009	0.000	
6.t	0.300	0.900	0.0300	0.018	0.018	0.019	0.000	
7.t	0.900	0.900	0.1600	0.144	0.161	0.181	0.000	
8.t	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Σ			1.200	0.418	0.259	0.244	0.007	
h sol. =	0.000	m	(altezza della soletta)					
h tr. =	1.200	m	(altezza della trave)					
h tot =	1.200	m	(altezza totale)					
A =	0.418	m <sup>2</sup>	(area della sezione)					
S.s' =	0.259	m <sup>3</sup>	(momento statico rispetto all'estradosso)					
yG.tot =	0.619	m	(posizione del bar. rispetto all'estradosso)					
yG.s' =	-	m	(distanza del bar. dall'estradosso)					
yG.s =	0.6190	m	(distanza del bar. dall'estradosso trave)					
yG.i =	0.5810	m	(distanza del bar. dall'intradosso trave)					
JG. =	0.0913	m <sup>4</sup>	(momento principale d'inerzia)					
1/A =	2.3923	m <sup>-2</sup>	(1/area della sezione)					
1/Ws' =	-	m <sup>-3</sup>	(1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta)					
1/Ws =	6.7788	m <sup>-3</sup>	(1/modulo di resistenza della fibra sup. trave)					
1/Wi =	6.3636	m <sup>-3</sup>	(1/modulo di resistenza della fibra inf.)					

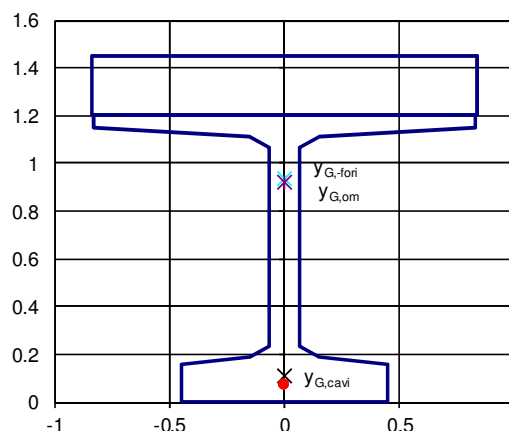
- Armatura di precompressione								( n-1 = 5 )
Atr =	1.40	cm <sup>2</sup>						
livello	No cavi	Ac(cm2)	Ag(cm2)	d.i (m)	d.s'(m)	Sc.s'(m3)	Sg.s'(m3)	
1	14	19.60	0.00	0.075	1.125	0.00221	0.00000	
2	4	5.60	0.00	0.075	1.125	0.00063	0.00000	
3	4	5.60	0.00	0.075	1.125	0.00063	0.00000	
4	4	5.60	0.00	0.075	1.125	0.00063	0.00000	
5	4	5.60	0.00	0.075	1.125	0.00063	0.00000	
6	1	1.40	0.00	1.140	0.060	0.00001	0.00000	
	-----	-----	-----			-----	-----	
	31.00	43.40	0.00			0.00473	0.00000	
<i>cavi</i>								
nc =	31	-	(numero dei cavi/trefoli)					
Ac =	43.40	cm <sup>2</sup>	(area totale dei cavi)					
Sc.s' =	0.0047	m <sup>3</sup>	(momento statico cavi rispetto all'estradosso)					
dc.s' =	1.091	m	(distanza del bar. cavi dall'estradosso)					
dc.i =	0.109	m	(distanza del bar. cavi dall'intradosso)					
<i>guaine</i>								
Ag =	0.00	cm <sup>2</sup>	(area totale dei fori)					
Sg.s' =	0.0000	m <sup>3</sup>	(momento statico fori rispetto all'estradosso)					
dg.s' =	0.000	m	(distanza del bar. fori dall'estradosso)					
<b>-Caratteristiche della sezione al netto delle guaine</b>								
A =	0.418	m <sup>2</sup>	(area della sezione)					
S.s' =	0.259	m <sup>3</sup>	(momento statico rispetto all'estradosso)					
yG.s' =	-	m	(posizione del bar. rispetto all'estradosso)					
yG.s =	0.619	m	(distanza del bar. dall'estradosso trave)					
yG.i =	0.581	m	(distanza del bar. dall'intradosso trave)					
JG. =	0.091	m <sup>4</sup>	(momento principale d'inerzia)					
eG.c =	0.472	m	(ecc. dei cavi rispetto al baricentro)					
1/A =	2.392	m <sup>-2</sup>	(1/area della sezione)					
1/Ws' =	-	m <sup>-3</sup>	(1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta)					
1/Ws =	6.779	m <sup>-3</sup>	(1/modulo di resistenza della fibra sup. trave)					
1/Wi =	6.364	m <sup>-3</sup>	(1/modulo di resistenza della fibra inf.)					
<b>-Caratteristiche della sezione omogeneizzata</b>								
A =	0.440	m <sup>2</sup>						
S.s' =	0.282	m <sup>3</sup>						
yG.s' =	-	m						
yG.s =	0.642	m						
yG.i =	0.558	m						
JG. =	0.096	m <sup>4</sup>						
eG.c =	0.448	m						
1/A =	2.274	m <sup>-2</sup>						
1/Ws' =	-	m <sup>-3</sup>						
1/Ws =	6.697	m <sup>-3</sup>						
1/Wi =	5.816	m <sup>-3</sup>						
1/Wbcavi =	4.676	m <sup>-3</sup>						



-Caratteristiche sezione di cls								
	bs(m)	bi(m)	hi(m)	Ai(m <sup>2</sup> )	Si.s'(m <sup>3</sup> )	Ji.s(m <sup>4</sup> )	Ji(m <sup>4</sup> )	
1.s	1.670	1.670	0.250	0.386	0.0482	0.006	0.002	
2.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.000	
3.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.000	
1.t	1.650	1.650	0.050	0.083	0.02269	0.006	0.000	
2.t	1.650	0.300	0.040	0.039	0.01230	0.004	0.000	
3.t	0.300	0.140	0.040	0.009	0.00315	0.001	0.000	
4.t	0.140	0.140	0.840	0.118	0.09408	0.075	0.007	
5.t	0.140	0.300	0.040	0.009	0.01093	0.014	0.000	
6.t	0.300	0.900	0.030	0.018	0.02300	0.029	0.000	
7.t	0.900	0.900	0.160	0.144	0.19728	0.270	0.000	
8.t	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	
Σ			1.450	0.8044	0.4116	0.4058	0.0094	
h sol. =	0.250	m	(altezza della soletta)					
h tr. =	1.200	m	(altezza della trave)					
h tot =	1.450	m	(altezza totale)					
A =	0.8044	m <sup>2</sup>	(area della sezione omogeneizzata)					
S.s'=	0.412	m <sup>3</sup>	(momento statico rispetto all'estradosso)					
yG.tot=	0.512	m	(posizione del bar. rispetto all'estradosso soletta)					
yG.s'=	0.512	m	(distanza del bar. dall'estradosso soletta)					
yG.s =	0.262	m	(distanza del bar. dall'estradosso trave)					
yG.i =	0.938	m	(distanza del bar. dall'intradosso trave)					
JG. =	0.2045	m <sup>4</sup>	(momento principale d'inerzia)					
A =	0.836		(area della sezione non omogeneizzata)					
1/A =	1.2432	m <sup>2</sup>	(1/area della sezione)					
1/Ws'=	2.5018	m <sup>3</sup>	(1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta)					
1/Ws =	1.2796	m <sup>3</sup>	(1/modulo di resistenza della fibra sup. trave)					
1/Wi =	4.5871	m <sup>3</sup>	(1/modulo di resistenza della fibra inf.)					



- Armatura di precompressione								( n-1 = 5 )
Atr =	1.40	cm <sup>2</sup>						
livello	No cavi	Ac(cm2)	Ag(cm2)	d.i (m)	d.s'(m)	Sc.s'(m3)	Sg.s'(m3)	
1	14	19.60	0.00	0.075	1.375	0.0027	0.0000	
2	4	5.60	0.00	0.075	1.375	0.0008	0.0000	
3	4	5.60	0.00	0.075	1.375	0.0008	0.0000	
4	4	5.60	0.00	0.075	1.375	0.0008	0.0000	
5	4	5.60	0.00	0.075	1.375	0.0008	0.0000	
6	1	1.40	0.00	1.140	0.310	0.0000	0.0000	
Σ	31.00	43.40	0.00			0.0058	0.0000	
<b>cavi</b>								
nc =	31	-	(numero dei cavi/trefoli)					
Ac =	43.40	cm <sup>2</sup>	(area totale dei cavi)					
Sc.s' =	0.0058	m <sup>3</sup>	(momento statico cavi rispetto all'estradosso soletta)					
dc.s' =	1.341	m	(distanza del bar. cavi dall'estradosso soletta)					
dc.i =	0.109	m	(distanza del bar. cavi dall'intradosso trave)					
<b>guaine</b>								
Ag =	0.00	cm <sup>2</sup>	(area totale dei fori)					
Sg.s' =	0.0000	m <sup>3</sup>	(momento statico fori rispetto all'estradosso soletta)					
dg.s' =	0.000	m	(distanza del bar. fori dall'estradosso soletta)					
<b>-Caratteristiche della sezione al netto delle guaine</b>								
A =	0.804	m <sup>2</sup>	(area della sezione)					
S.s' =	0.412	m <sup>3</sup>	(momento statico rispetto all'estradosso soletta)					
yG.s' =	0.512	m	(posizione del bar. rispetto all'estradosso soletta)					
yG.s =	0.262	m	(distanza del bar. dall'estradosso trave)					
yG.i =	0.938	m	(distanza del bar. dall'intradosso trave)					
JG. =	0.205	m <sup>4</sup>	(momento principale d'inerzia)					
eG.c =	0.829	m	(ecc. dei cavi rispetto al baricentro)					
1/A =	1.243	m <sup>-2</sup>	(1/area della sezione)					
1/Ws' =	2.5018	m <sup>-3</sup>	(1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta)					
1/Ws =	1.280	m <sup>-3</sup>	(1/modulo di resistenza della fibra sup. trave)					
1/Wi =	4.587	m <sup>-3</sup>	(1/modulo di resistenza della fibra inf.)					
<b>-Caratteristiche della sezione omogeneizzata</b>								
A =	0.826	m <sup>2</sup>						
S.s' =	0.441	m <sup>3</sup>						
yG.s' =	0.534	m						
yG.s =	0.284	m						
yG.i =	0.916	m						
JG. =	0.219	m <sup>4</sup>						
eG.c =	0.807	m						
1/A =	1.211	m <sup>-2</sup>						
1/Ws' =	2.4354	m <sup>-3</sup>						
1/Ws =	1.294	m <sup>-3</sup>						
1/Wi =	4.184	m <sup>-3</sup>						



## 8. IMPALCATO – ANALISI STRUTTURALE

### 8.1 Generalità

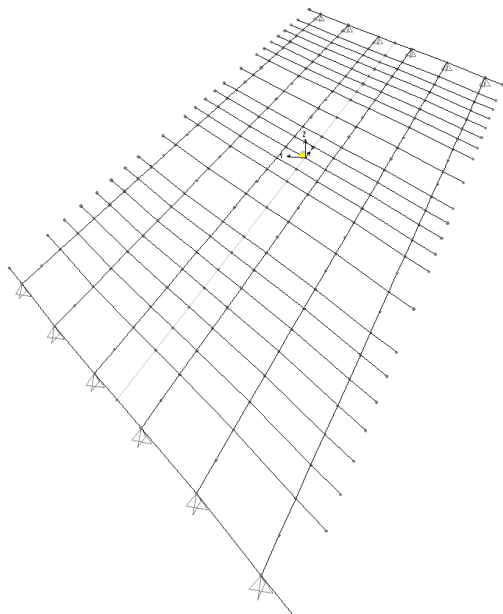
Per le travi di impalcato il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi permanenti di prima fase, di seconda fase e dai carichi variabili di esercizio è stato effettuato secondo due schemi statici limite ritenuti opportuni in ragione della natura e della dislocazione delle azioni esterne:

- trave semplicemente appoggiata  $\Rightarrow$  tale schema è stato ritenuto valido per i carichi permanenti quali il peso proprio degli elementi strutturali;
- graticcio di travi semplicemente appoggiate  $\Rightarrow$  tale schema è stato ritenuto valido per i carichi permanenti portati e per i carichi mobili di esercizio.

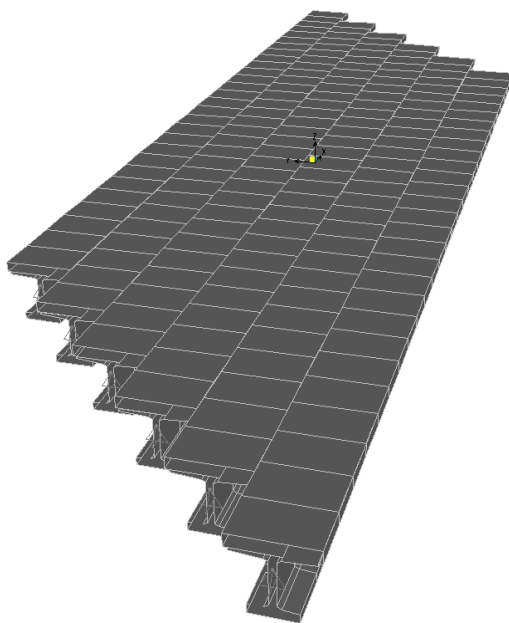
### 8.2 Descrizione del modello di calcolo

La struttura a graticcio è stata modellata con l'ausilio del programma agli elementi finiti *SAP 2000*. Per effettuare le analisi previste per i carichi mobili di esercizio è stato realizzato un modello aventi le caratteristiche meccaniche della fase finale. L'impalcato in oggetto è stato modellato con un graticcio di travi irrigidite da due trasversi intermedi, dai trasversi di testata e dalla soletta. La struttura è discretizzata con un adeguato numero di elementi frame a due nodi con sei gradi di libertà per nodo, tre traslazionali e tre rotazionali. Il sistema di riferimento è formato da una terna destrorsa  $x$ - $y$ - $z$ .

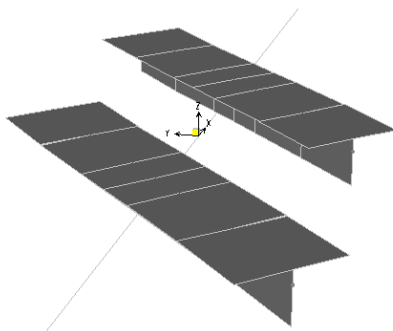
Una rappresentazione grafica qualitativa del modello strutturale adottato è riportata nelle figure seguenti.



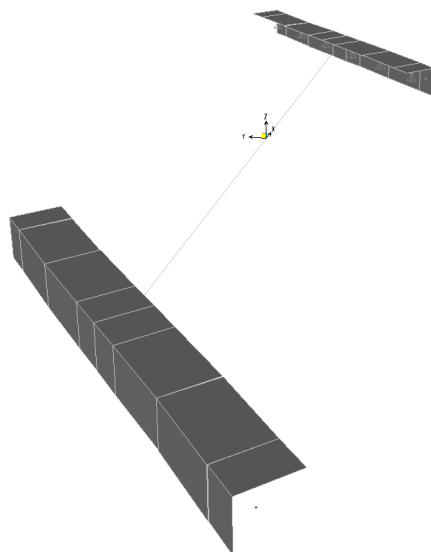
F 9. *Modello agli elementi finiti – Modello a graticcio*



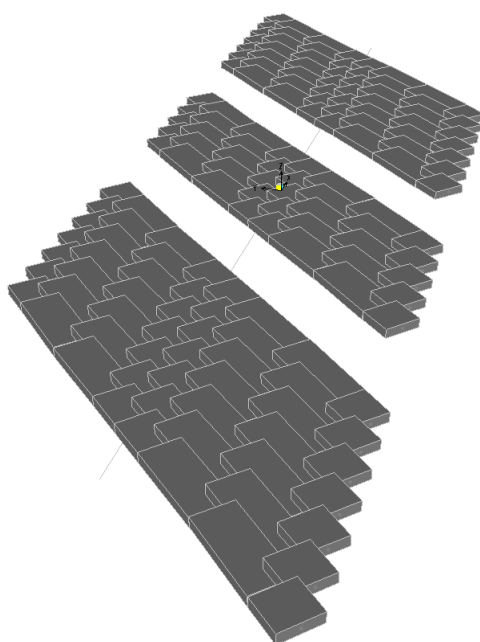
F 10. *Modello agli elementi finiti – Particolare degli elementi “trave+soletta”*



F 11. *Modello agli elementi finiti – Particolare degli elementi “trasversi centrali”*



*F 12. Modello agli elementi finiti – Particolare degli elementi “trasversi di appoggio”*



*F 13. Modello agli elementi finiti – Particolare degli elementi “soletta”*

***NB ⇒ Si sono considerate le porzioni di soletta non collaboranti con i trasversi centrali e con i trasversi di appoggio***

### 8.3 Descrizione dei carichi applicati

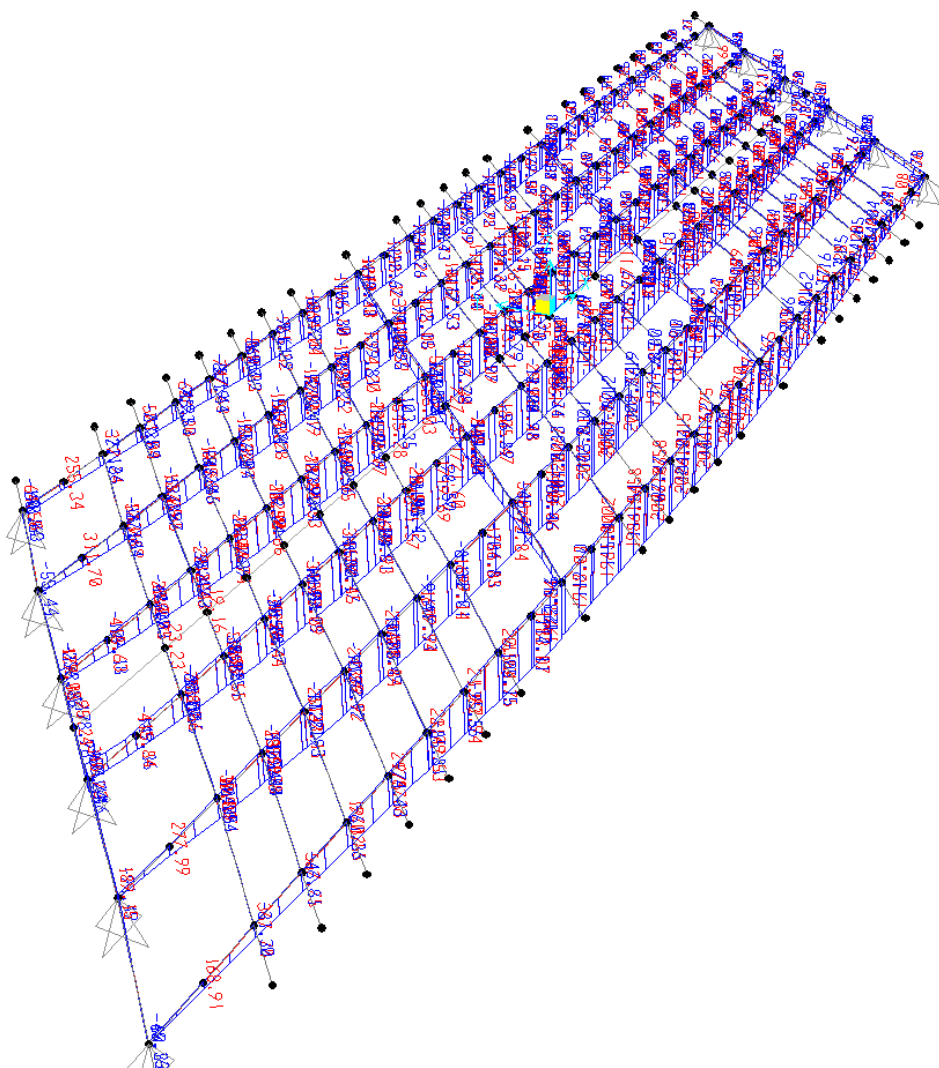
I carichi applicati, come precedentemente specificato, sono solo quelli relativi ai permanenti portati ed ai carichi mobili. Di seguito una descrizione della procedura utilizzata per la schematizzazione dei carichi mobili.

#### 8.3.1 Carichi mobili ( $q_1$ )

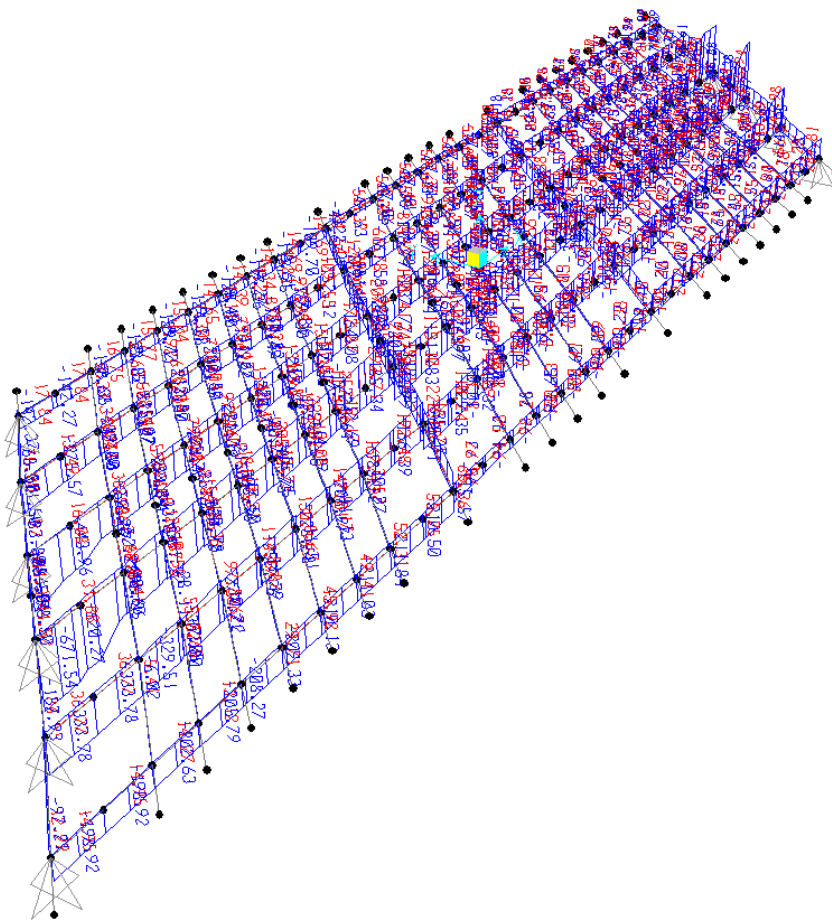
La procedura utilizzata per la valutazione delle sollecitazioni indotte dal carico viaggiante sul graticcio di travi prevede l'implementazione di diversi "vehicles" viaggianti su tutte le differenti "lane" di carico coincidenti ovviamente con le corsie di carico previste dalla normativa vigente.

### 8.4 Diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione

Nei seguenti grafici si mostrano gli andamenti delle sollecitazioni flettenti e taglianti nell'impalcato dovuti ai carichi mobili (le sollecitazioni torsionali sono praticamente nulle in relazione alla modesta rigidità torsionale del sistema di travi e trasversi).



F 14. Momento flettente nell'impalcato dovuto ai carichi mobili



F 15. *Momento flettente nell'impalcato dovuto ai carichi mobili*

Dal modello di calcolo si ottengono i seguenti valori massimi del momento flettente per i differenti elementi considerati.

- Travi di impalcato  $\Rightarrow M^+_{\max} \cong 2080 \text{ kN}\times\text{m} \div M^-_{\max} \cong -50 \text{ kN}\times\text{m}$ ;
- Trasversi di campata  $\Rightarrow M^+_{\max} \cong 850 \text{ kN}\times\text{m} \div M^-_{\max} \cong -150 \text{ kN}\times\text{m}$ ;
- Trasversi di appoggio  $\Rightarrow M^+_{\max} \cong 570 \text{ kN}\times\text{m} \div M^-_{\max} \cong -580 \text{ kN}\times\text{m}$ ;

Il valore massimo del taglio per i carichi accidentali è pari a:

- Travi di impalcato  $\Rightarrow V_{\max} \cong 815 \text{ kN}$ ;
- Traversi di campata  $\Rightarrow V_{\max} \cong 205 \text{ kN}$ ;
- Traversi di appoggio  $\Rightarrow V_{\max} \cong 385 \text{ kN}$ .

## 9. IMPALCATO – VERIFICA ELEMENTI PRINCIPALI

### 9.1 PREMESSA

Le verifiche di resistenza sono condotte in campo elastico. Le verifiche di resistenza degli elementi sono condotte secondo il metodo degli stati limite; in particolare trattandosi di c.a.p. si riportano le sole verifiche dello stato tensionale allo SLE in quanto risultano essere queste le verifiche dimensionanti per tali tipologie di strutture. L'unità di misura utilizzata per le tensioni sono i  $\text{N}/\text{mm}^2$  (MPa).

Le caratteristiche inerziali delle sezioni di verifica sono state calcolate per tutti gli elementi del modello tenendo conto della larghezza collaborante di soletta assunta in prima approssimazione pari all'interasse delle travi ( $B=1.65\text{m}$ ). L'armatura della soletta non è stata inclusa nel calcolo dei moduli di resistenza (valutazione in favore di sicurezza).

Per la sezione di mezzera delle travi in c.a.p. si riportano le tensioni massime e minime relativa alla combinazione rara più gravosa. I valori dello stato tensionale sono stati ricavati come somma dei contributi in termini di tensioni ottenuti utilizzando i moduli di resistenza pertinenti alla fase della sollecitazione: il calcolo è di tipo non lineare.

## 9.2 VERIFICA TRAVI

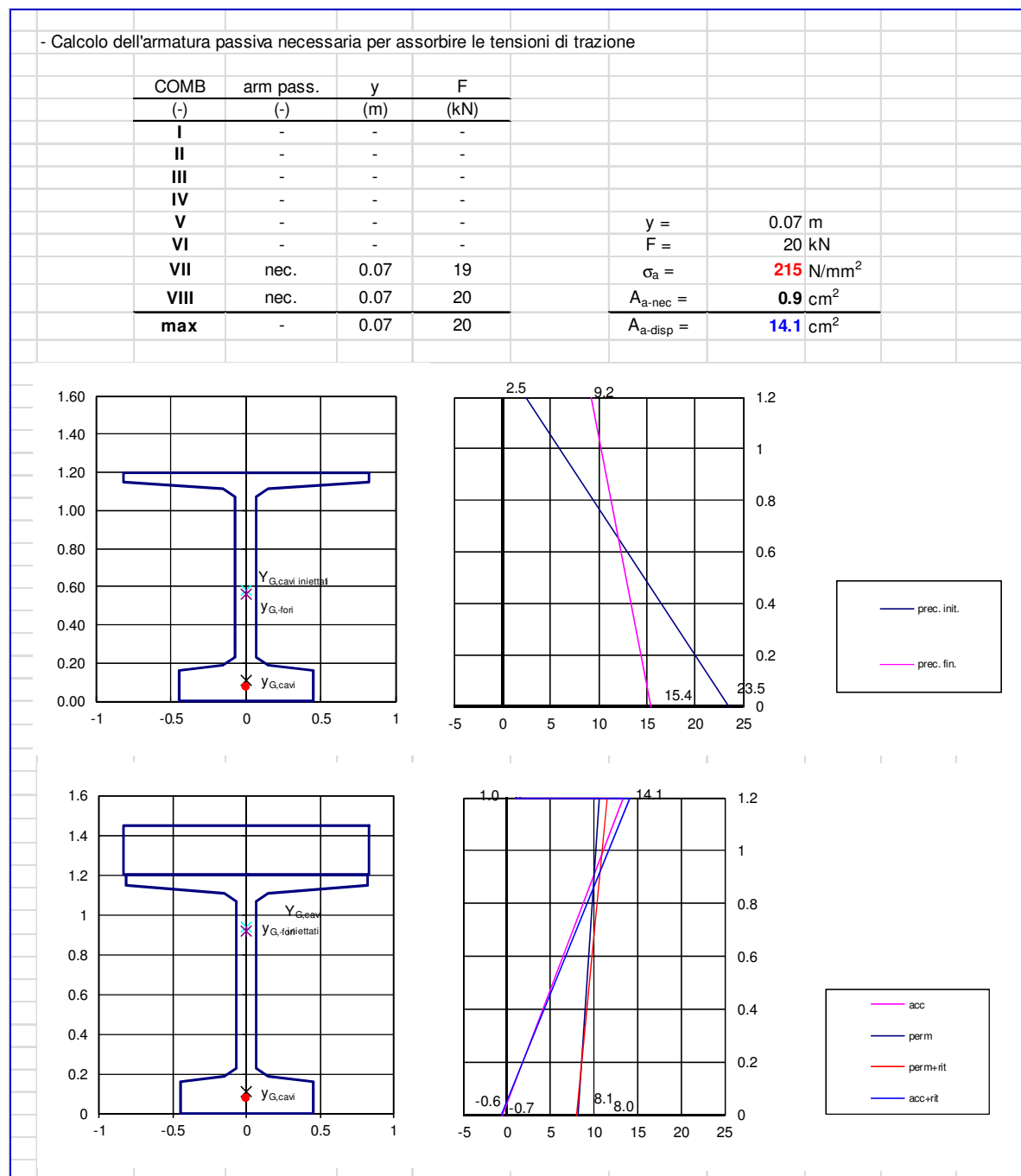
### 9.2.1 Verifiche dello stato tensionale (SLE)

Nei tabulati successivi sono riportate le verifiche delle tensioni normali per le travi principali di impalcato; nel calcolo dello stato tensionale non si è tenuto conto, in favore di sicurezza, dell'armatura lenta prevista e disposta nella trave ed in soletta. I risultati ottenuti mostrano che i valori delle tensioni sono sempre al di sotto dei valori limite di compressione e al di sotto del valore limite di trazione assunto cautelativamente pari a  $f_{ctm}$ .

VERIFICA DELLA SEZIONE					
<u>- Caratteristiche geometriche</u>					
- Trave					
1/A =	2.274	m <sup>2</sup>			
1/Ws' =		m <sup>-3</sup>			
1/Ws =	6.697	m <sup>-3</sup>			
1/Wi =	5.816	m <sup>-3</sup>			
- Trave+soletta					
1/A =	1.213	m <sup>2</sup>			
1/Ws' =	2.440	m <sup>-3</sup>			
1/Ws =	1.298	m <sup>-3</sup>			
1/Wi =	4.184	m <sup>-3</sup>			
<u>- Precompressione</u>					
nc =	31	-			
Ac =	43.40	cm <sup>2</sup>			
dc.l =	0.109	m			
eG.c =	0.448	m	(ecc/c.d.g. trave)		
eG.c =	0.807	m	(ecc/c.d.g. trave+soletta)		
$\sigma_0$ =	1393.0	N/mm <sup>2</sup>	(tensione iniziale)		
$\Delta\sigma$ =	249.5	N/mm <sup>2</sup>	(perdite di tensione)		
$\sigma_{inf}$ =	1143.5	N/mm <sup>2</sup>	(tensione finale)		
Npi =	6046	kN		$\Delta N_p$ =	-1083 kN
Mpi =	-2711	kNm		$\Delta M_{p(t)}$ =	486 kNm
				$\Delta M_{p(t+s)}$ =	873 kNm
Npf =	4963	kN			
Mpf =	-2225	kNm			
<u>- Sollecitazioni esterne</u>					
M <sub>pp</sub> =	1032	kNm	(Peso trave)		
M <sub>psol</sub> =	935	kNm	(Peso soletta)		
M <sub>perm</sub> =	1167	kNm	(Sovraccarichi permanenti)		
M <sub>ril</sub> =	0.0	kNm	(Rilascio appoggi provvisori)		
M <sub>cedim</sub> =	0.0	kNm	(Cedimenti differenziali)		
M <sub><math>\Delta T</math></sub> =	0	kNm	(Variazione termica uniforme+differenziale)		
M <sub>ac,1</sub> =	2080	kNm	(Sovraccarichi accidentali - CC1)		
M <sub>ac,2</sub> =	0	kNm	(Sovraccarichi accidentali - CC2)		
M <sub>ac,3</sub> =	0	kNm	(Sovraccarichi accidentali - CC3)		
M <sub>ac,4</sub> =	0	kNm	(Sovraccarichi accidentali - CC4)		
N <sub>rit,tr+s</sub> =	519	kN	(Ritiro differenziale - trave+soletta)		
M <sub>rit,tr+s</sub> =	160	kNm	(Ritiro differenziale - trave+soletta)		
N <sub>rit,sol</sub> =	-519	kN	(Ritiro differenziale - soletta)		



- Verifica combinazione		RARA							
- Valori delle tensioni di "riferimento" per lo SLE									
(*) $\sigma_{\min} = \sigma_{\text{traz}} = f_{\text{ctm}} / 1.2$			t=0 (*)	t=inf. rara (*)	t=inf. freq (**)	t=inf. q.perm			
(**) $\sigma_{\min} = \sigma_{\text{traz}} = f_{\text{ctk}} / 1.2$		$\sigma_{\min} =$	-3.8	-3.2	-2.2	0.0	MPa		
		$\sigma_{\max} =$	28.0	27.4	24.0	20.5	MPa		
- Precompressione iniziale									
- Solo trave									
		$N_p/A$	$M/Ws'$	$M/Ws$	$M/Wi$	$\sigma_{s'}$	$\sigma_{s''}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$
		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
	Precompressione	13.7	-	-18.2	15.8	-	-	-4.4	29.5
	Peso trave	0	-	6.9	-6.0	-	-	6.9	-6.0
	$\Sigma$	13.7	-	-11.2	9.8	-	-	2.5	23.5
								> -3.8	< 28.0
- Precompressione finale									
- Solo trave									
		$N_p/A$	$M/Ws'$	$M/Ws$	$M/Wi$	$\sigma_{s'}$	$\sigma_{s''}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$
		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
	Tensioni trave	13.7	-	-11.2	9.8	-	-	2.5	23.5
	Perdite di precom. 50%	-1.2	-	1.6	-1.4	-	-	0.4	-2.6
	Peso soletta	-	-	6.3	-5.4	-	-	6.3	-5.44
	$\Sigma$	12.5	-	-3.4	2.9	-	-	9.2	15.4
								> -2.2	< 28.0
- Trave+soletta									
		$N_p/A$	$M/Ws'$	$M/Ws$	$M/Wi$	$\sigma_{s'}$	$\sigma_{s''}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$
		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
	Tensioni trave	12.5	-	-3.4	2.9	-	-	9.2	15.4
	Perdite di precom. 50%	-0.7	1.1	0.6	-1.8	0.4	-0.1	-0.1	-2.5
	Sovraccarichi permanenti	-	2.8	1.5	-4.9	2.8	1.5	1.5	-4.9
	Rilascio appoggi provvisori	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	1 - Tensioni trave+soletta	-0.7	3.9	2.1	-6.7	3.3	1.4	10.6	8.1
	2 - Ritiro differenziale ( $N_{p+d}$ )	0.6	0.4	0.2	-0.7	1.0	0.8	0.8	0.0
	Ritiro differenziale ( $N_d$ )	-1.2	-	-	-	-1.2	-1.2	-	-
	3 - Cedimento differenziale	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	4 - Variazione termica differenziale	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	5 - CC1	-	5.1	2.7	-8.7	5.1	2.7	2.7	-8.7
	6 - CC2	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	7 - CC3	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	8 - CC4	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	COMB	$\sigma_{s'}$	$\sigma_{s''}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Verifica Tensioni			
	(-)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)				
	I 1	3.3	1.4	10.6	8.1	> -3.2	> 27.4		
	II 1+2	3.0	1.0	11.4	8.0	> -3.2	> 27.4		
	III 1+3	3.3	1.4	10.6	8.1	> -3.2	> 27.4		
	IV 1+2+3	3.0	1.0	11.4	8.0	> -3.2	> 27.4		
	V 1+3+4	3.3	1.4	10.6	8.1	> -3.2	> 27.4		
	VI 1+2+3+4	3.0	1.0	11.4	8.0	> -3.2	> 27.4		
	VII 1+3+4+max(5-6-7-8)	8.3	1.4	13.3	-0.6	> -3.2	> 27.4		
	VIII 1+2+3+4+max(5-6-7-8)	8.1	1.0	14.1	-0.7	> -3.2	> 27.4		



Da quanto esposto si evince il modesto stato tensionale di trazione per la combinazione rara; tale tensione di trazione è comunque fatta assorbire ad una apposita armatura lenta (7 $\phi$ 16) prevista e disposta all'interno del bulbo inferiore della trave in c.a.p.

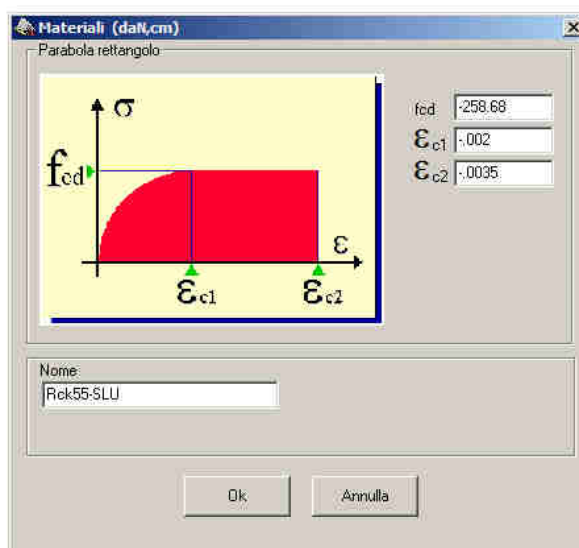
In base ai risultati ottenuti si possono ritenere automaticamente soddisfatte le verifiche a fessurazione per la combinazione di carico frequente (verifica soddisfatta nei confronti della formazione delle fessure) e per la combinazione di carico quasi permanente (sezione interamente compressa).

### 9.2.2 Combinazione di carico fondamentale SLU – Verifica a rottura

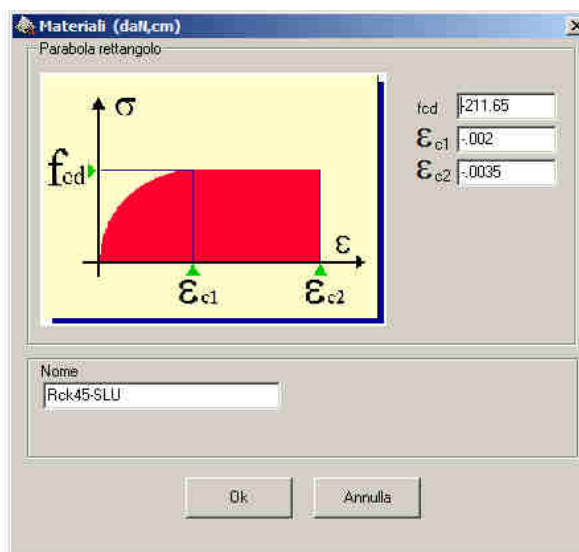
Nelle pagine successive si riporta la verifica a rottura delle travi d'impalcato per la sollecitazione di flessione; il momento sollecitante massimo allo *S.L.U.*, derivato dalle sollecitazioni caratteristiche riportate nella verifica precedente, risulta pari a:

$$(M_{s,d})_{SLU} = [1.35 \times (1032 + 935 + 1167)] + (1.35 \times 2080) + (1.2 \times 160) \cong 7231 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

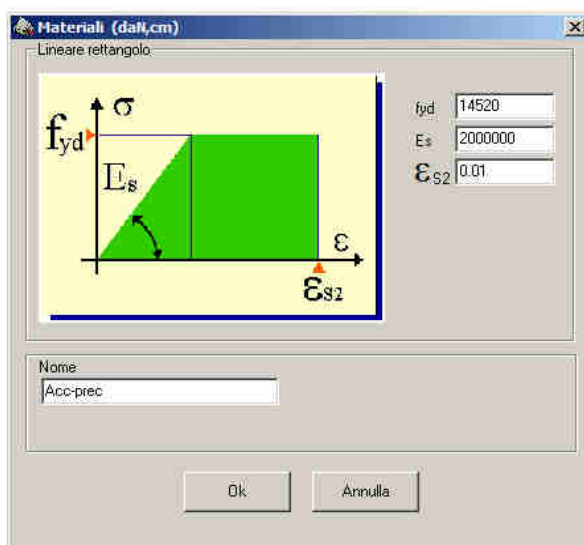
Il momento resistente è determinato tramite l'ausilio del programma di calcolo *PresFle* della *Concrete Srl*. Tramite il programma si determina il momento resistente minimo assumendo le caratteristiche meccaniche specificate nel capitolo dei materiali e considerando il diagramma parabola-rettangolo per il calcestruzzo della trave e della soletta; per l'acciaio da precompresso e per l'acciaio ordinario si considera un diagramma elastico perfettamente plastico. All'acciaio da precompresso è assegnata una coazione cautelativamente valutata con riferimento alla tensione finale di precompressione ovvero scontata di tutte le perdite di carico ( $\epsilon_{sd} \cong 0.00573$ ). Di seguito i diagrammi utilizzati.



F 16. Calcestruzzo trave c.a.p. C45/55 – Legame costitutivo



F 17. Calcestruzzo soletta C35/45 – Legame costitutivo



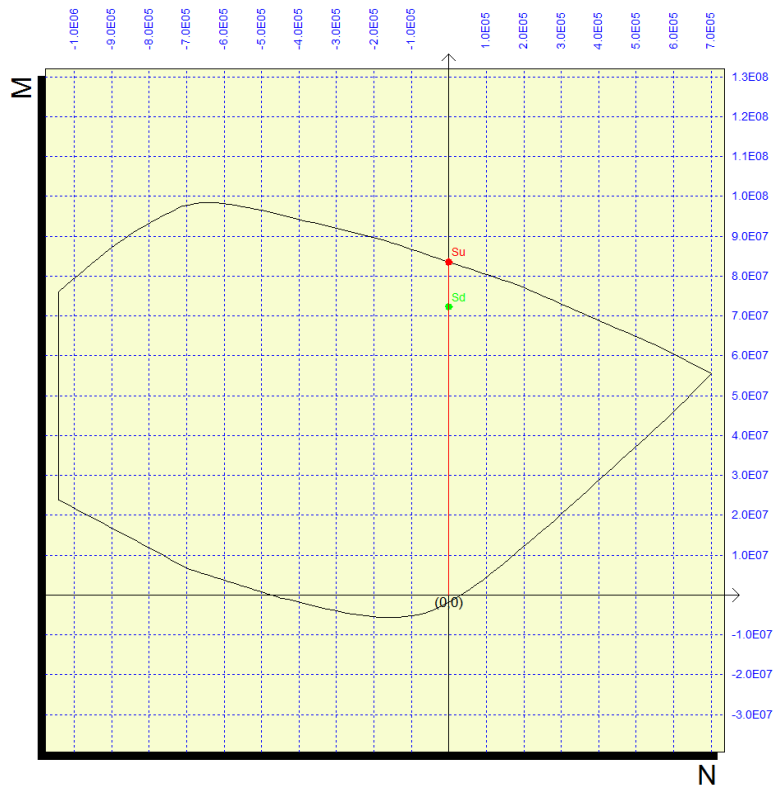
F 18. Acciaio da precompresso – Legge costitutivo

L'armatura lenta considerata nella verifica a rottura è assunta pari a:

$$-(A_{s\text{-soletta}})_{\text{sup}} = (A_{s\text{-soletta}})_{\text{inf}} = 1\phi 12/20 \quad (A_{s\text{-trave}})_{\text{inf}} = 7\phi 16.$$

Il momento resistente che si ottiene, per raggiungimento della deformazione limite nell'acciaio da precompresso – rottura duttile) è pari a:

$$(M_{R,d})_{\text{SLU}} \cong 8350 \text{ kN}\times\text{m} > (M_{S,d})_{\text{SLU}} - \text{Verifica soddisfatta.}$$



F 19. Diagramma di interazione N-M e dominio di rottura

### 9.2.3 Combinazione di carico fondamentale SLU – Verifica a taglio

Si riporta la verifica a taglio delle travi d'impalcato per la sezione in appoggio non considerando il contributo dell'armatura di precompressione.

Il taglio sollecitante massimo allo *S.L.U.* risulta pari a:

$$(V_{S,d})_{SLU} = 1.35 \times (280 + 175 + 815) \cong 1715 \text{ kN.}$$

La resistenza a taglio viene valutata per elementi provvisti di armatura trasversale a taglio e vale:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \cong 1980 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} \cong 1980 \text{ kN}; \quad V_{Rcd} \cong 3666 \text{ kN}$$

con:

$$d = 140 \text{ cm}; \quad A_{sw}/s \cong 0.402 \text{ cm}^2/\text{cm} \text{ (\phi 16 a due braccia a passo 10 cm)}$$

$$\cot\theta = 1; \quad b_w = 300 \text{ mm.}$$

La verifica risulta soddisfatta.

#### 9.2.4 Carichi accidentali – Verifica di deformabilità

In questa sezione si riporta, per la sola condizione di carico accidentale (*schema di carico 1*), la verifica di deformabilità delle travi principali.

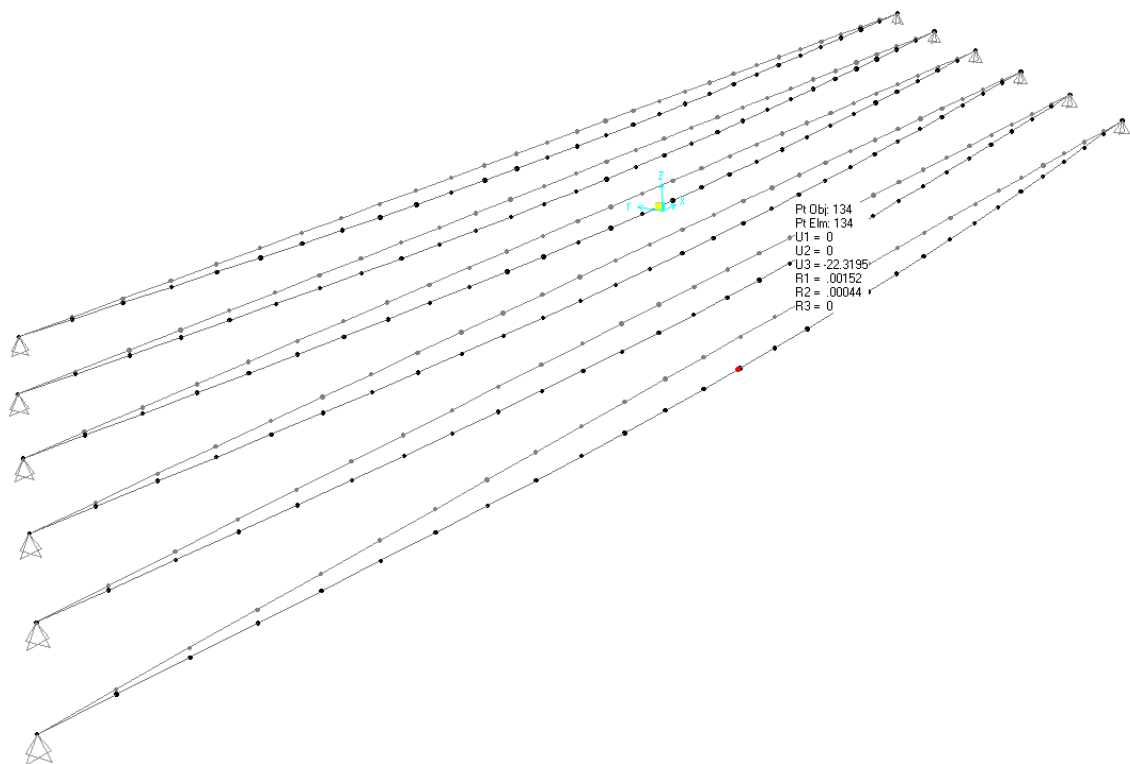
Tale verifica è necessario, per questa opera, in quanto l'impalcato scavalca una linea ferroviaria.

A tal proposito si considera un rapporto limite freccia–luce pari a  $1/700$ .

Considerando una luce di calcolo pari a  $26.80\text{ m}$  tale limite risulta pari a:

$$\delta_{lim} \cong 38\text{ mm.}$$

Di seguito si illustra la deformata della struttura dovuta ai soli carichi accidentali.



F 1. Configurazione deformata –  $\delta_{max} \cong 22\text{ mm}$ .

Lo spostamento verticale massimo risulta pari a:

$$\delta_{max} \cong 22\text{ mm} < \delta_{lim}.$$

Si ritiene la verifica soddisfatta.

### 9.3 VERIFICA SOLETTA IN DIREZIONE TRASVERSALE

#### 9.3.1 Combinazione di carico rara SLE – Verifiche dello stato tensionale e a fessurazione

Si riporta la verifica della soletta in direzione trasversale per la combinazione *SLE rara* che risulta la dimensionante.

Si fa riferimento allo schema statico di trave incastrata agli estremi avente luce pari a 1.65 m.

I momenti massimi dovuti ai carichi permanenti e allo schema di carico accidentale n. 2 risultano quindi:

$$M_{perm} \cong -35 \text{ kNm}; \quad M_{qk2} \cong -41 \text{ kNm}$$

Il momento di verifica massimo risulta:

$$M_{SLE} \cong -76 \text{ kNm}.$$

Le tensioni massime valgono (adottando armatura  $\phi 16/10$  superiore e  $\phi 16/20$  inferiore):

$$\sigma_{max,s} \cong 212 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{max,c} \cong 9.2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo}.$$

La verifica risulta soddisfatta.

Considerando la combinazione *SLE frequente* si ottiene:

$$\sigma_{max,s} \cong 184 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{max,c} \cong 8.0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo}.$$

la verifica di fessurazione risulta soddisfatta adottando il metodo indiretto in quanto:

$$\sigma_{max,s} < 240 \text{ MPa}.$$

### 9.3.2 Combinazione di carico eccezionale SLU – Urto in svio

Si riporta di seguito la verifica della sezione della soletta soggetta alle azioni derivanti dall'urto del veicolo in svio. In corrispondenza della base delle barriere sono considerate le seguenti azioni:

- $N_{s,pl} \cong 45 \text{ kN}$  (sforzo di trazione per la sezione di verifica);
- $M_{s,pl} \cong 45 \text{ kNm}$  (massimo momento flettente che tende le fibre superiori).

Tali valori sono ottenuti in accordo a quanto riportato in “Quaderni Tecnici ANAS – Volume 2 – N.5 Interventi di Rifacimento dei Cordoli con Calcestruzzo Fibro-rinforzato” dove il momento plastico adottato del montante della barriera è il massimo tra quelli disponibili attualmente sul mercato, la forza orizzontale è ottenuta dividendo il momento plastico per la distanza del punto di applicazione dell'azione dovuta all'urto dalla base della barriera pari a 1.0 m.

Si considera la sezione resistente di spessore complessivo pari a 0.25 m. L'armatura considerata è costituita da barre  $\phi 16/20$ , superiormente, e  $\phi 16/20$ , inferiormente.

Il momento resistente minimo è dunque pari a:

$M_{(R,d)} \cong 85 \text{ kNm} \Rightarrow$  la verifica risulta soddisfatta.



## 9.4 VERIFICA TRAVERSI

### 9.4.1 Combinazione di carico rara SLE – Verifiche dello stato tensionale

Si riporta la verifica dei traveri per la combinazione SLE che risulta la dimensionante.

I momenti massimi dovuti ai carichi accidentali sono pari a:

$$M_{qk} \cong 850 \text{ kNm}$$

Si adotta un'armatura composta da:

- 3+3 $\phi$ 24 inferiori;
- 3 $\phi$ 16 superiori (armatura estradosso soletta).

Le tensioni massime valgono (sezione rettangolare 35×130 cm):

$$\sigma_{max,s} \cong 285 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{max,c} \cong 10.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo}.$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 9.4.2 Verifiche a taglio

Il taglio sollecitante massimo allo S.L.U. risulta pari a:

$$(V_{S,d})_{SLU} = 1.35 \times 385 \cong 520 \text{ kN}.$$

La resistenza a taglio viene valutata per elementi provvisti di armatura trasversale a taglio e vale:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \cong 677 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} \cong 677 \text{ kN}; \quad V_{Rcd} \cong 2083 \text{ kN}$$

con:

$$d=125 \text{ cm};$$

$$A_{sw}/s \cong 0.154 \text{ cm}^2/\text{cm} (\phi 14 \text{ a due braccia a passo } 20 \text{ cm})$$

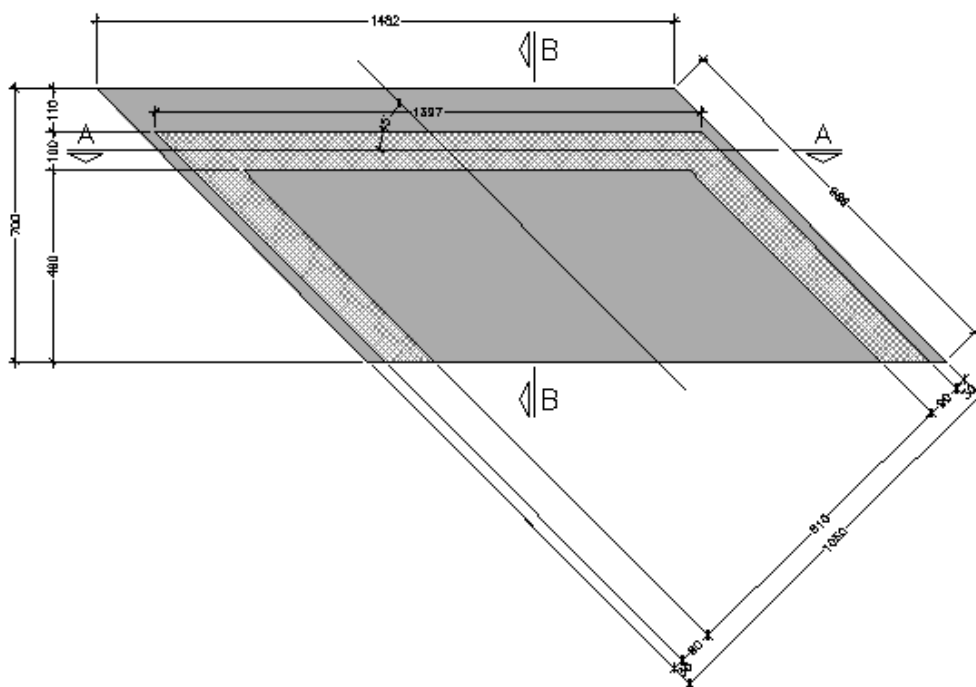
$$\cot\theta = 1; \quad b_w=350 \text{ mm}.$$

La verifica risulta soddisfatta.

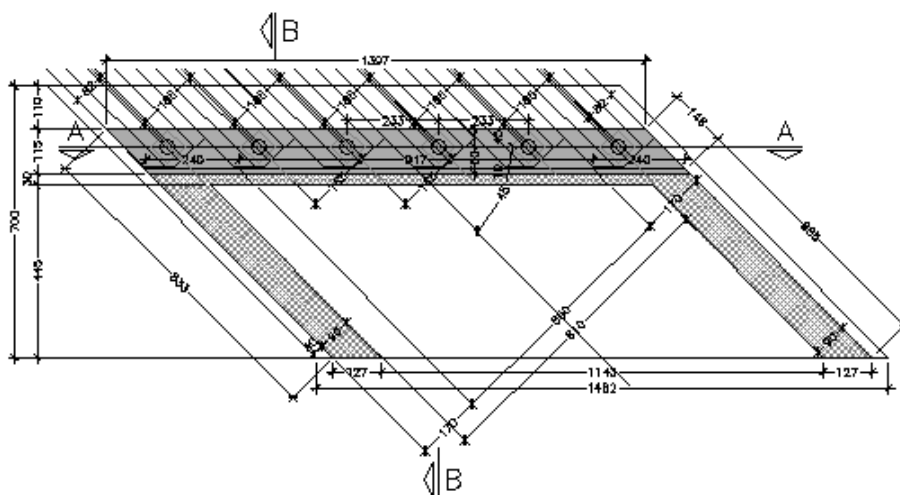
## 10. SPALLE – VERIFICHE FONDAZIONE E ELEVAZIONE

### 10.1 Analisi dei carichi

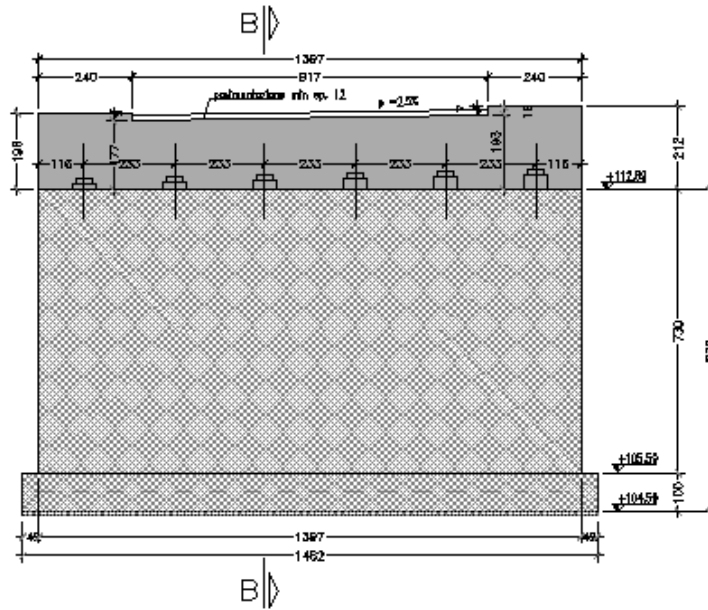
La geometria delle sottostrutture spalle dell' opera analizzata è riportata nelle immagini seguenti.



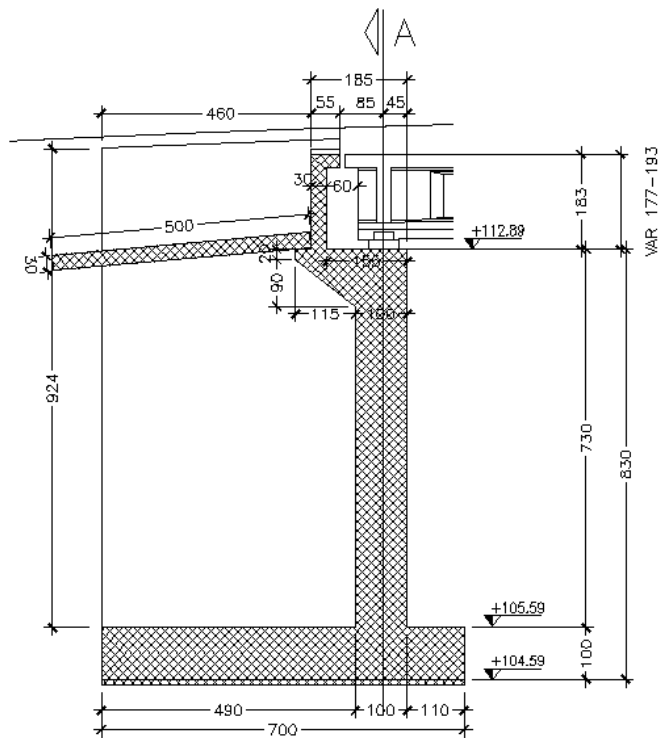
F.2. Spalla SpA – Pianta spiccato



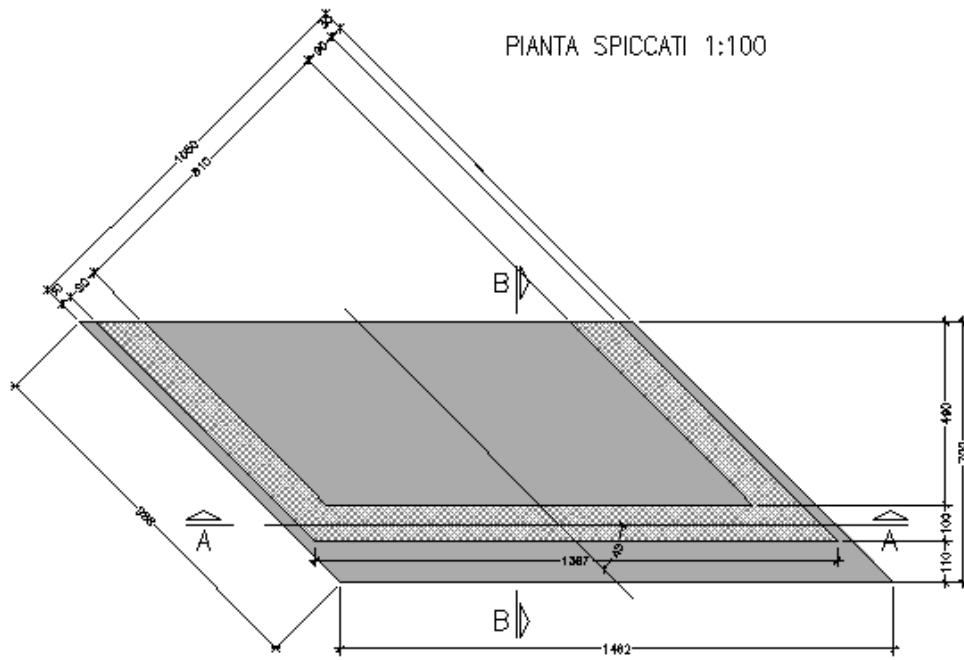
F.3. Spalla SpA – Pianta appoggi



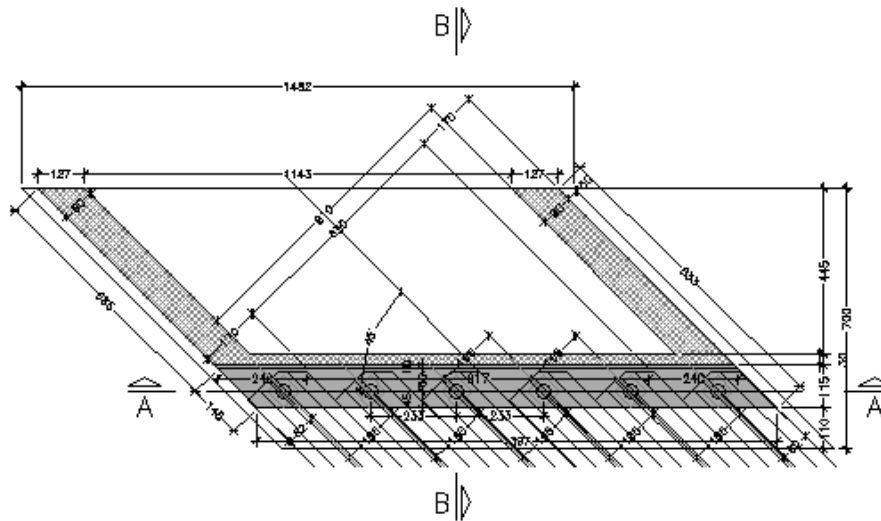
F 4. Spalla SpA – Sezione trasversale



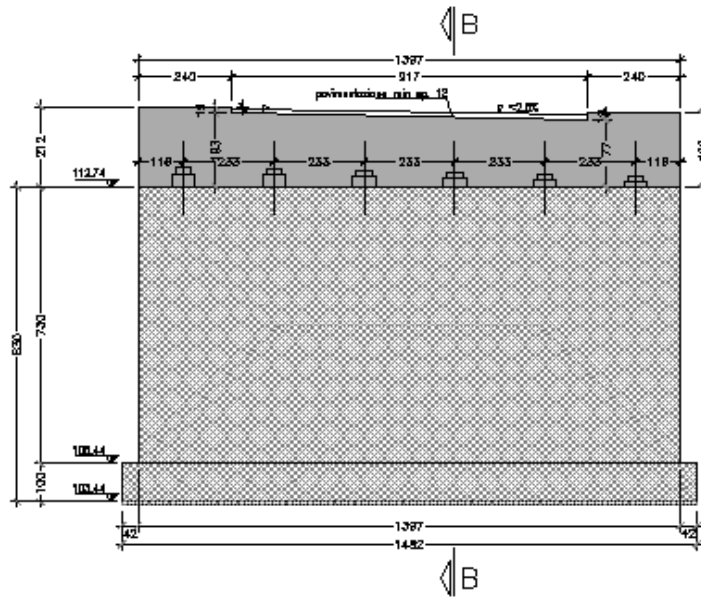
F 5. Spalla SpA – Sezione longitudinale



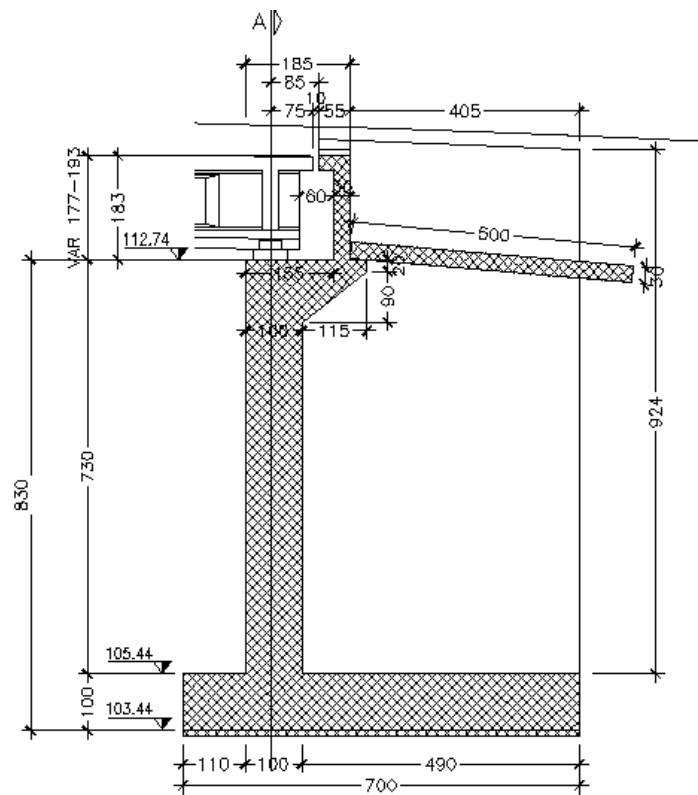
F 6. Spalla SpB – Pianta spiccato



F 7. Spalla SpB – Pianta appoggi

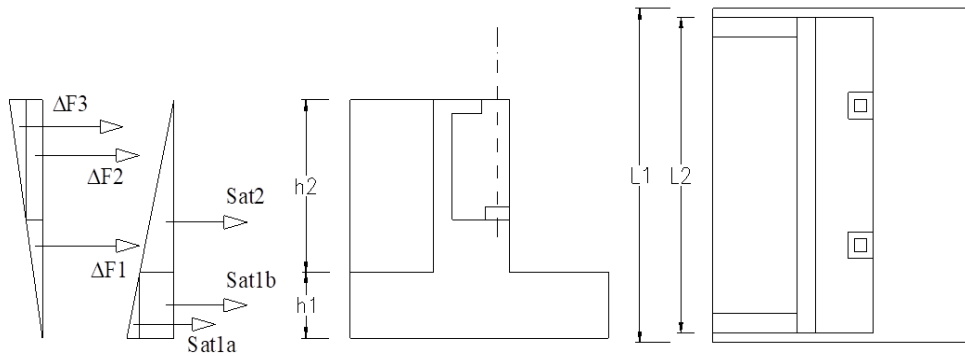


F 8. Spalla SpB – Sezione trasversale

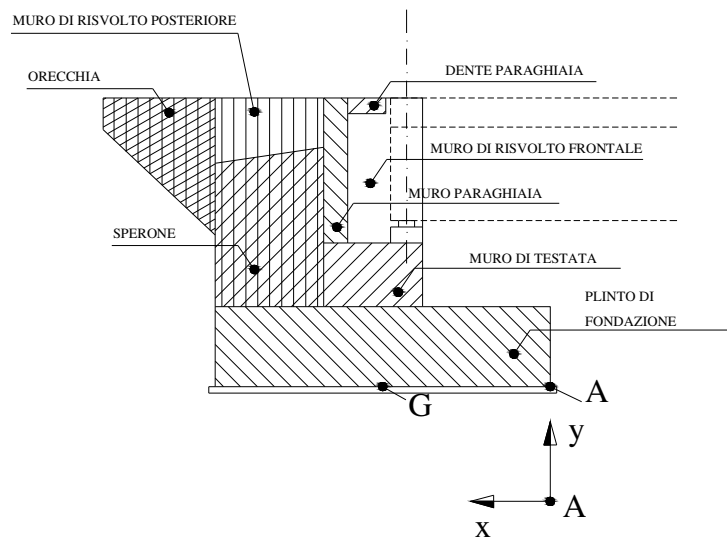


F 9. Spalla SpB – Sezione longitudinale

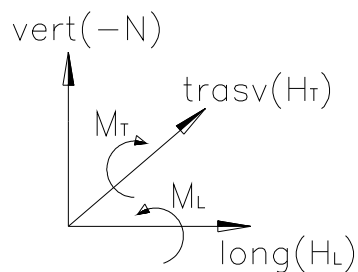
Nella figura sottostante è riportato lo schema della sezione longitudinale utilizzato per l'analisi dei carichi; in tale schema è indicato il punto A rispetto al quale sono calcolati i momenti flettenti dei pesi propri e dei carichi applicati sulla spalla ed il punto G, baricentro della fondazione.



F 10. Schema azioni orizzontali spalla – Rinterro



F 11. Schema longitudinale spalla – Elementi strutturali



F 12. Convenzione per le sollecitazioni

Sono di seguito illustrati i calcoli dei carichi dovuti ai pesi propri, permanenti portati, carichi accidentali, spinta del terreno, azioni indotte dal sisma ed azioni trasmesse dall'impalcato; nelle tabelle sottostanti sono riportati i singoli valori e le risultanti valutate rispetto al punto A ed al punto G (baricentro fondazione) indicati in figura. Per quanto riguarda il calcolo dei carichi provenienti dall'impalcato fare riferimento alle relazioni corrispondenti.

**AZIONI STATICHE****Azioni verticali**

q	20 kN/m <sup>2</sup>	(carico accidentale)
γ <sub>cls</sub>	25 kN/m <sup>3</sup>	(peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato)
γ <sub>cls magro</sub>	24 kN/m <sup>3</sup>	(peso dell'unità di volume del calcestruzzo magro)
γ <sub>terreno rinterro</sub>	18 kN/m <sup>3</sup>	(peso dell'unità di volume del terreno di rinterro)

**- Carichi permanenti spalla (PERM SP)**

	d <sub>y</sub> [m]	d <sub>x</sub> [m]	d <sub>z</sub> [m]	N [kN]	x(A) [m]	M <sub>r</sub> (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M <sub>L</sub> (A) [kNxm]
<b>muro di testata</b>	<b>7.30</b>	<b>1.00</b>	<b>13.97</b>	2549.5	1.60	4079.2	4.65	1.89	4818.60
<b>muro paraghiaia</b>	<b>1.90</b>	<b>0.30</b>	<b>13.97</b>	199.1	2.80	557.4	9.25	1.17	232.91
<b>muro risolto 1</b>	<b>9.12</b>	<b>5.00</b>	<b>0.90</b>	1026.0	4.55	4668.3	5.56	5.31	5448.06
<b>muro risolto 2</b>	<b>9.12</b>	<b>5.00</b>	<b>0.90</b>	1026.0	4.55	4668.3	5.56	-7.40	-7592.40
<b>Σ</b>				<b>4800.6</b>		<b>13973.2</b>			<b>2907.2</b>
<b>rinterro</b>	<b>9.20</b>	<b>5.00</b>	<b>12.17</b>	10076.8	4.55	45849.3	5.56	-1.27	-12797.49
<b>plinto di fondazione</b>	<b>1.00</b>	<b>7.00</b>	<b>14.82</b>	2593.5	3.50	9077.3	0.50	0.00	0.00
<b>Σ</b>	<b>9.20</b>			12670.3		54926.5			-12797.5
<b>Σ<sub>PERM SP</sub></b>	<b>10.20</b>			<b>17470.9</b>	3.94	<b>68899.8</b>		-0.57	<b>-9890.3</b>

**- Carichi accidentali spalla (ACC SP)**

d <sub>y</sub> [m]	d <sub>x</sub> [m]	d <sub>z</sub> [m]	N [kN]	x(A) [m]	M <sub>r</sub> (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M <sub>L</sub> (A) [kNxm]
<b>0.00</b>	<b>5.30</b>	<b>13.97</b>	<b>1480.8</b>	<b>4.55</b>	<b>6737.7</b>	<b>10.20</b>	<b>-1.27</b>	<b>-1880.64</b>

**- Carichi impalcato F1 (REALIZ)**

N [kN]	x(A) [m]	M <sub>r</sub> (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M <sub>L</sub> (A) [kNxm]
<b>1395</b>	<b>1.55</b>	<b>2162.3</b>	<b>9.15</b>		<b>0.00</b>
<b>0.0</b>	<b>0.00</b>	<b>0.0</b>	<b>0.00</b>		<b>0.00</b>
<b>1395.0</b>		<b>2162.3</b>			<b>0.0</b>

**- Carichi permanenti impalcato F2 (PERM IMP)**

<b>425</b>	<b>1.55</b>	<b>658.8</b>	<b>9.15</b>		<b>0.00</b>
<b>0.0</b>	<b>0.00</b>	<b>0.0</b>	<b>0.00</b>		<b>0.00</b>
<b>425.0</b>		<b>658.8</b>			<b>0.0</b>

**- Carichi accidentali impalcato F2 (ACC IMP-Nmax)**

<b>1360</b>	<b>1.55</b>	<b>2108.0</b>	<b>9.15</b>		<b>0.00</b>
<b>0.0</b>	<b>0.00</b>	<b>0.0</b>	<b>0.00</b>		<b>0.00</b>
<b>1360.0</b>		<b>2108.0</b>			<b>0.0</b>

**Azioni orizzontali**

- *valutazione della spinta del terreno*

$\gamma =$	18 kN/m <sup>3</sup>	(peso dell'unità di volume del terreno)
$\phi =$	35.0 0.61	(angolo d'attrito del terreno di riempimento)
$i =$	0 0.00	(inclinazione del terreno a monte, pos in salita)
$\beta =$	0 0.00	(inclinazione del muro, pos se verso monte)
$\alpha = 90 - \beta =$	90 1.57	(90 - $\beta$ )
$\delta =$	0 0.00	(angolo d'attrito interno tra calcestruzzo e terreno)
$k_a =$	0.271 -	(coefficiente di spinta a riposo)
$L_1 =$	14.82 m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)
$L_2 =$	13.97 m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)
$h_1 =$	1.00 m	(altezza del plinto)
$h_2 =$	9.20 m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)
$S_{a,t,1a} =$	36.1 kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,1b} =$	665.1 kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,2} =$	2883.8 kN	(spinta del terreno cuneo superiore)
$d_{y1a} =$	0.3 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y1b} =$	0.50 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y2} =$	4.1 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$S_{a,q1} =$	80.3 kN	(spinta sul plinto dovuta al sovraccarico)
$S_{a,q2} =$	696.6 kN	(spinta sulla spalla dovuta al sovraccarico)
$d_{yq1} =$	0.5 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{yq2} =$	5.6 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)

	$H_L$ [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
- Spinta del terreno (ST)	3585.0		12072.1	-	
- Spinta del sovraccarico (SA)	776.9		3941.0	-	

	$H_L <-->$ [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
- Azione di frenamento (FR)	414		3788.1	9.15	
	0.0		0.0	0.00	
	414.0		3788.1		

	$H_L <-->$ [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
-Resistenze passive dei vincoli (RP)	146		1332.2	9.15	
	0.0		0.0	0.00	
	145.6		1332.2		

	$H_T <-->$ [kN]		$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G) <-->$ [kNxm]
- Azione dovuta al vento (VENTO)	118		11.50	1351.3
	0.0		0.00	0.0
	117.5			1351.3



**AZIONI SISMICHE**

**Azioni orizzontali**

- valutazione dell'incremento di spinta del terreno dovuto al sisma

$a_g/g =$	<b>0.090</b>	-	(PGA)		
$S = S_S \times S_T$	<b>1.20</b>	-			
$S_V$ e spalla =	<b>0.05</b>		(spettro di risposta elastico della componente verticale)		
$L_1 =$	<b>14.8</b>	m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)		
$L_2 =$	<b>13.97</b>	m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)		
$h_1 =$	<b>1</b>	m	(altezza del plinto)		
$h_2 =$	<b>9.2</b>	m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)		
$\Delta P_{d,1} =$	<b>415.4</b>	kN	(Spinta sismica <b>Mononobe-Okabe</b> / Wood)		
$\Delta P_{d,2} =$	<b>1708.4</b>	kN	(Spinta sismica <b>Mononobe-Okabe</b> / Wood)	5678	2093
	2124				

- Incremento di spinta del terreno dovuto al sisma (DS)	$H_L <->$ [kN]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$M_L(G)$ [kNxm]
	<b>2123.79</b>	<b>5.1</b>	<b>10831.4</b>	

- Sisma spalla long. e trasv. (SIS SP L e T)

	N [kN]	$H_T = H_L$ [kN]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_T(A) = M_L(A)$ [kNxm]
muro di testata	2549.5	275.3	4.65	1280.37
baggioli	0.0	0.0	9.15	0.00
muro paraghiaia	199.1	21.5	9.25	198.87
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00
muro risolto 1	1026.0	110.8	5.56	616.09
muro risolto 2	1026.0	110.8	5.56	616.09
orecchia	0.0	0.0	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00
rinterro	10076.8	1088.3	5.56	6050.9
plinto di fondazione	2593.5	280.1	0.50	140.0
-	0.0	0.0	0.00	0.0
<b>Σ</b>	<b>17470.9</b>	<b>1886.9</b>		<b>8902.4</b>

**Azioni verticali**

- Sisma spalla verticale (SIS SP V)

	W [kN]	N +/- [kN]	x(A) [m]	$M_T(A) <->$ [kNxm]	z(A) [m]	$M_L(A) <->$ [kNxm]
muro di testata	2549.5	114.7	1.60	183.57	1.89	216.84
baggioli	0.0	0.0	1.45	0.00	0.00	0.00
muro paraghiaia	199.1	9.0	2.80	25.08	1.17	10.48
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
muro risolto 1	1026.0	46.2	4.55	210.07	5.31	245.16
muro risolto 2	1026.0	46.2	4.55	210.07	-7.40	-341.66
orecchia	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
rinterro	10076.8	453.5	4.55	2063.2	-1.27	-575.89
plinto di fondazione	2593.5	116.7	3.50	408.5	0.00	0.00
-	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00
<b>Σ</b>	<b>17470.9</b>	<b>786.2</b>		<b>3100.5</b>		<b>-445.1</b>

- Sisma impalcato longitudinale (SIS IMP L)

	$H_L <->$ [kN]	N +/- [kN]	x(A) [m]	$M_T(G) <->$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
Sisma long.	<b>518</b>			<b>4739.4</b>	<b>9.15</b>	
	<b>0.0</b>			<b>0.0</b>	<b>0.00</b>	
	<b>518.0</b>			<b>4739.4</b>		

- Sisma impalcato trasversale (SIS IMP T)

	$H_T <->$ [kN]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G) <->$ [kNxm]
Sisma trasv.	<b>259</b>	<b>10.11</b>	<b>3032.7</b>
	<b>0.0</b>	<b>0.00</b>	<b>0.0</b>
	<b>259.0</b>		<b>3032.7</b>

- Sisma impalcato verticale (SIS IMP V)

	$H_L <->$ [kN]	N +/- [kN]	x(A) [m]	M(A) <-> [kNxm]	z(A) [m]	$M_L(A)$ [kNxm]
	<b>82</b>		<b>1.55</b>	<b>126.9</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>

## 10.2 Condizioni di carico

Nelle tabelle seguenti sono riportati valori dei carichi valutati precedentemente. I valori dei momenti flettenti sono riferiti al baricentro G della fondazione.

condizioni di carico	$H_L \rightarrow(+)$ [kN]	$H_T$ [kN]	N [kN]	$M_T(A)$ [kNxm]	$M_L(A)$ [kNxm]	$e_L(A)=M_T(A)/N$ [m]	$e_X(G)=d_X(A)-e_L(A)$ [m]	$M_{T,G}$ [kNxm]	$e_T(A)=M_L(A)/N$ [m]	$e_Z(G)$ [m]	$M_{L,G}$ [kNxm]
REALIZZAZIONE			1395.0	2162.3	0.0	1.55	1.95	2720	0	0	0.0
PERM SP			17470.9	68899.8	-9890.3	3.94	-0.44	-7752	-1	-1	-9890.3
ACC SP			1480.8	6737.7	-1880.6	4.55	-1.05	-1555	-1	-1	-1880.64
PERM IMP			425.0	658.8	0.0	1.55	1.95	829	0	0	0.0
ACC IMP - Nmax			1360.0	2108.0	0.0	1.55	1.95	2652	0	0	0.0
FOLLA			0.0	0.0	0.0				0	0	0.0
ST	3585.0							12072.1			0.0
SA	776.9							3941.0			0.0
VARTEMPD			0.0	0.0	0.0			0			0.0
RES. PASSIVE VINCOLI	145.6							1332.2			0.0
FR	414.0							3788.1			0.0
VENTO		117.5									1351.3
SIS SP L	1886.9							8902.4			0.0
SIS SP T		1886.9									8902.4
SIS SP V			786.2	3100.5	-445.1	3.94	-0.44	-348.8	-0.6	-0.6	-445.1
SIS IMP L	518.0							4739.4			0.0
SIS IMP T		259.0									3032.7
SIS IMP V			81.9	126.9	0.0	1.55	1.95	159.7	0.0	0.0	0.0
DS	2123.8							10831.4			0.0

T.4 Carichi dovuti alle condizioni elementari

	$H_L$ [kN]	$H_T$ [kN]	N [kN]	$M_T(G)$ [kNxm]	$M_L(G)$ [kNxm]	
0 REALIZZAZIONE	0	0	1395	2720	0	
1 PERM SP	0	0	17471	-7752	-9890	
2 ACC SP	0	0	1481	-1555	-1881	
3 PERM IMP	0	0	425	829	0	
4 ACC IMP - Nmax	0	0	1360	2652	0	
5 FOLLA	0	0	0	0	0	
6 ST	3585	0	0	12072	0	
7 SA	777	0	0	3941	0	
8 VARTEMPD	0	0	0	0	0	(+/-)
9 RES. PASSIVE VINCOLI	146	0	0	1332	0	(+/-)
10 FR	414	0	0	3788	0	(+/-)
11 VENTO	0	118	0	0	1351	(+/-)
12 SIS SP L	1887	0	0	8902	0	(+/-)
13 SIS SP T	0	1887	0	0	8902	(+/-)
14 SIS SP V	0	0	786	-349	-445	(+/-)
15 SIS IMP L	518	0	0	4739	0	(+/-)
16 SIS IMP T	0	259	0	0	3033	(+/-)
17 SIS IMP V	0	0	82	160	0	(+/-)
18 DS	2124	0	0	10831	0	(+)

T.5 Riepilogo dei carichi dovuti alle condizioni elementari

**10.3 Combinazioni di carico**

Si riportano i coefficienti moltiplicati dei carichi elementari per le combinazioni allo stato limite ultimo, le combinazioni sismiche e le combinazioni allo stato limite di esercizio per le verifiche strutturali e geotecniche.

cond\comb	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
REALIZZAZIONE	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
PERM SP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
ACC SP	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0
PERM IMP	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
ACC IMP - Nmax	0	0	1.35	1.0125	1.0125	1.35	0	0	0	0	0	0
FOLLA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ST	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
SA	0	0	1.35	1.0125	1.0125	1.35	0	0	0	0	0	0
VARTEMPD	0	0	0.72	1.2	0.72	1.2	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
RES. PASSIVE VINCOL	0	0	0.9	1.5	0.9	1.5	0	0	0	0	0	0
FR	0	0	1.35	1.013	1.013	1.35	0	0	0	0	0	0
VENTO	0	0	0.9	0.9	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0
SIS SP L	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30
SIS SP T	0	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30
SIS SP V	0	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00	-0.30	-0.30	-1.00
SIS IMP L	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30
SIS IMP T	0	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30
SIS IMP V	0	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00
DS	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30

**T.6** Combinazioni di carico **SLU**

cond\comb	1	2	3	4	5	6
REALIZZAZIONE	0	1	1	1	1	1
PERM SP	1	1	1	1	1	1
ACC SP	0	0	1	1	1	1
PERM IMP	0	1	1	1	1	1
ACC IMP - Nmax	0	0	1	0.75	0.75	1
FOLLA	0	0	0	0	0	0
ST	1	1	1	1	1	1
SA	0	0	1	0.75	0.75	1
VARTEMPD	0	0	0.6	1	0.6	1
RES. PASSIVE VINCOL	0	0	0.6	1	0.6	1
FR	0	0	1	0.75	0.75	1
VENTO	0	0	0.6	0.6	1	1

**T.7** Combinazioni di carico **SLE**

Si riportano di seguito le sollecitazioni per ogni combinazione di carico.

	H <sub>L</sub>	H <sub>T</sub>	N	M <sub>T</sub> (G)	M <sub>L</sub> (G)
<b>Comb.</b>	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLU 1	4840	0	23586	5832	-13352
STA SLU 2	4840	0	26043	10624	-13352
STA SLU 3	6579	106	29878	23738	-14675
STA SLU 4	6264	106	29419	21034	-14675
STA SLU 5	6177	176	29419	20234	-13864
STA SLU 6	6666	176	29878	24537	-13864
SIS SLU 7	8114	644	19551	32286	-6443
SIS SLU 8	4944	2146	19551	15155	1911
SIS SLU 9	4944	644	20159	15022	-6755
SIS SLU 10	8114	644	19080	32495	-6176
SIS SLU 11	4944	2146	19080	15364	2178
SIS SLU 12	4944	644	18587	15720	-5865

**T.1** Combinazioni di carico **SLU**

	H <sub>L</sub>	H <sub>T</sub>	N	M <sub>T</sub> (G)	M <sub>L</sub> (G)
<b>Comb.</b>	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLE 1	3585	0	17471	4320	-9890
STA SLE 2	3585	0	19291	7869	-9890
STA SLE 3	4863	71	22132	17495	-10960
STA SLE 4	4624	71	21792	15433	-10960
STA SLE 5	4566	118	21792	14900	-10420
STA SLE 6	4922	118	22132	18028	-10420

**T.2** Combinazioni di carico **SLE**

#### 10.4 Verifiche

Le verifiche riportate di seguito sono:

- Verifica a ribaltamento allo *SLU* per la combinazione più gravosa;
- Verifiche strutturali allo *SLE* per le combinazioni di carico più gravose;
- Verifiche strutturali di resistenza allo *SLU* per le combinazioni di carico più gravose.

##### 10.4.1 Verifiche di stabilità – Ribaltamento

Di seguito la verifica a ribaltamento della spalla in esame effettuata per la combinazione più gravosa che risulta essere la combinazione sismica. La verifica è effettuata considerando l'ipotesi di equilibrio limite del corpo spalla assunto come rigido con centro di rotazione posizionato all'estremità inferiore del plinto lato valle.

Considerando la combinazione **EQU** si ottiene:

cond\comb	EQU
REALIZZAZIONE	0.87
PERM SP	0.87
ACC SP	0.00
PERM IMP	0.87
ACC IMP - Nmax	0.00
FOLLA	0.00
ST	1.00
SA	0.00
VARTEMPD	0.50
VARTEMPU	0.00
FR	0.00
VENTO	0.00
SIS SP L	1.00
SIS SP T	0.30
SIS SP V	-0.30
SIS IMP L	1.00
SIS IMP T	0.30
SIS IMP V	-0.30
DS	1.00

VERIFICA RIBALTAMENTO		
$M_{ribalt}$	$M_{stab}$	c.s.
37515	62366	1.66

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

#### 10.4.2 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLU

Di seguito si riportata la verifica strutturale della porzione di plinto lato valle ipotizzando il vincolo di incastro perfetto di tale mensola con il filo esterno del muro di testata (lato impalcato); la luce di calcolo assunta per la determinazione delle sollecitazioni di verifica è pertanto pari a  $L_{valle} \cong 1.0\text{m}$ . Il carico esterno è ipotizzato uniformemente distribuito ed è assunto cautelativamente pari alla massima reazione del terreno (vedere relazione geotecnica) dedotta dalle combinazione di carico più gravosa. Le sollecitazioni di verifica sono pertanto pari a:

$$V_{S,d} = r_{terreno} \times L_{valle} \cong 545 \text{ kN/m};$$

$$M_{S,d} = r_{terreno} \times L_{valle}^2/2 \cong 275 \text{ kN}\times\text{m/m}.$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B \times H = 1.0 \times 1.0\text{m} - h \cong 0.90\text{m};$$

$$A_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona tesa}$$

$$A'_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona compressa}.$$

Si riporta di seguito la verifica a flessione semplice dell'armatura precedentemente esposta. La verifica è eseguita confrontando il momento resistente ultimo con il momento sollecitante ultimo. Il momento resistente minimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle*, risulta pari a:

$$M_{R,d} = 557 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta}.$$

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio. La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$- V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 622 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 90\text{cm}$$

$$f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa};$$

$$- A_{sw} \cong 3.14/0.4 \cong 7.85\text{cm}^2/\text{m}$$

$$s = 40\text{cm};$$

$$- \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 45^\circ (\text{ctg}\theta=1 - \text{valore cautelativo}).$$

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$- V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 2430 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 90\text{cm}$$

$$b_w = 100\text{cm};$$

$$- f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 37/1.5) \cong 8.7 \text{ MPa}$$

$$\alpha_c \cong 1.0 (\text{ipotesi cautelativa});$$

$$- \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 21.8^\circ (\text{ctg}\theta=2.5 - \text{valore cautelativo}).$$

#### 10.4.3 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLE

La sollecitazione di verifica è pari a (*SLE rara*):

$$M_{S,d} = r_{\text{terreno}} \times L_{\text{valle}}^2 / 2 \cong 200 \text{ kN}\times\text{m}/\text{m}.$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B \times H = 1.0 \times 1.1 \text{ m} - h \cong 0.90 \text{ m};$$

$$A_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona tesa}$$

$$A'_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona compressa}.$$

Le tensioni massime valgono:

$$\sigma_{\text{max},s} \cong 150 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{\text{max},c} \cong 2.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo}.$$

*La verifica risulta soddisfatta.*

Anche la verifica di fessurazione risulta soddisfatta adottando il metodo indiretto in quanto (considerando la combinazione *SLE rara*):

$$\sigma_{\text{max},s} < 240 \text{ MPa}.$$

#### 10.4.4 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte SLU

Di seguito si riportata la verifica strutturale della porzione di plinto lato monte ipotizzando un vincolo di incastro di tale porzione di plinto con il filo interno del muro di testata ovvero il filo muro lato rinterro; la luce di calcolo assunta per la determinazione delle sollecitazioni di verifica è pertanto pari a  $L_{monte} = 5.0m$ . I carichi esterni, ipotizzati uniformemente distribuiti, sono pari a:

- peso rinterro lato monte e peso plinto (agente verso il basso);
- reazione media del terreno lato monte (agente verso l'alto).

Le sollecitazioni di verifica sono pertanto pari a:

$$V_{S,d} = (p_{rinterro} + p_{plinto} - r_{terreno}) \times L_{monte} \cong 600 \text{ kN/m.}$$

$$M_{S,d} = (p_{rinterro} + p_{plinto} - r_{terreno}) \times L_{monte}^2 / 2 \cong 1500 \text{ kN}\times\text{m/m.}$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B \times H = 1.0 \times 1.0 \text{ m} - h \cong 0.9 \text{ m};$$

$$A_s = 1\phi 32/20 + 1\phi 26/20 - \text{armatura zona tesa}$$

$$A'_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona compressa.}$$

Si riporta di seguito la verifica a flessione semplice dell'armatura precedentemente esposta. La verifica è eseguita confrontando il momento resistente ultimo con il momento sollecitante ultimo. Il momento resistente minimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle*, risulta pari a:

$$M_{R,d} = 2007 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta.}$$

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio. La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$- V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 1244 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 90 \text{ cm} \quad f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa};$$

$$- A_{sw} \cong 3.14 / 0.4 \cong 7.85 \text{ cm}^2/\text{m} \quad s = 20 \text{ cm};$$

$$- \alpha = 90^\circ \quad \theta = 45^\circ (\text{ctg}\theta = 1 - \text{valore cautelativo}).$$

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$- V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 2430 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 90 \text{ cm} \quad b_w = 100 \text{ cm};$$

$$- f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 37 / 1.5) \cong 8.7 \text{ MPa} \quad \alpha_c \cong 1.0 (\text{ipotesi cautelativa});$$

$$- \alpha = 90^\circ \quad \theta = 21.8^\circ (\text{ctg}\theta = 2.5 - \text{valore cautelativo}).$$



10.4.5 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte SLE

La sollecitazione di verifica è pari a (SLE rara):

$$M_{S,d} \cong 1720 \text{ kN}\times\text{m/m.}$$

Le tensioni massime valgono:

$$\sigma_{max,s} \cong 256 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio;}$$

$$\sigma_{max,c} \cong 8.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo.}$$

La verifica risulta soddisfatta.

la verifica di fessurazione si esegue controllando che:

$$w_d < w_2 = 0.3 \text{ (condizioni ordinarie)}$$

si ottiene:

$h =$	<b>120</b>	cm	$k_1 =$	<b>0.8</b>	-	$A_{c,eff}$	<b>1231.044</b>	$cm^2$
$d =$	<b>113.5</b>	cm	$k_2 =$	<b>0.5</b>	-	$\rho_{eff}$	0.05422	-
$E_{cm} =$	<b>34625</b>	MPa	$k_3 =$	<b>3.4</b>	-	$\sigma_s$	<b>257</b>	MPa
$E_s =$	<b>210000</b>	MPa	$k_4 =$	<b>0.425</b>	-	$\varepsilon_{sm}$	0.00099	-
$\alpha_e =$	<b>6.06</b>	-				$\Delta_{smax}$	<b>218</b>	mm
$k_t =$	<b>0.6</b>	-				$w_d$	<b>0.21</b>	mm

La verifica risulta soddisfatta

#### 10.4.6 Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base SLU

Di seguito si riportano le verifiche strutturali della sezione di base del muro di testata ovvero della sezione di attacco dello stesso con il plinto di fondazione. Le verifiche di resistenza, taglio e pressoflessione semplice, sono eseguite per la condizione di carico più gravosa ovvero nei confronti delle sollecitazioni dedotte dalla combinazione sismica.

$$N_{S,d} \cong -481 \text{ kN/m (compressione);}$$

$$V_{S,d} \cong 400 \text{ kN/m;}$$

$$M_{S,d} \cong 1490 \text{ kN}\times\text{m/m.}$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B\times H = 1.0\times 1.0 \text{ m} - h \cong 0.9 \text{ m;}$$

$$A_s = 1\phi 26/20 + 1\phi 20/20 - \text{armatura zona tesa;}$$

$$A'_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona compressa.}$$

Si riporta di seguito la verifica a flessione semplice dell'armatura precedentemente esposta. La verifica è eseguita confrontando il momento resistente ultimo con il momento sollecitante ultimo. Il momento resistente minimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle*, risulta pari a:

$$M_{R,d} = 1710 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta.}$$

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio. La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$- V_{Rw,d} = 0.9\times d\times f_{yd}\times A_{sw}/s\times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)\times \text{sen}\alpha \cong 622 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta;}$$

con

$$- d \cong 90 \text{ cm} \qquad f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa;}$$

$$- A_{sw} \cong 3.14/0.4 \cong 7.85 \text{ cm}^2/\text{m} \qquad s = 40 \text{ cm;}$$

$$- \alpha = 90^\circ \qquad \theta = 45^\circ (\text{ctg}\theta=1 - \text{valore cautelativo}).$$

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$- V_{Rc,d} = 0.9\times d\times b_w\times \alpha_c\times f'_{cd}\times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)/(1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 2430 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta;}$$

con

$$- d \cong 90 \text{ cm} \qquad b_w = 100 \text{ cm;}$$

$$- f'_{cd} = 0.5\times (0.85\times 0.83\times 37/1.5) \cong 8.7 \text{ MPa} \qquad \alpha_c \cong 1.0 (\text{ipotesi cautelativa});$$

$$- \alpha = 90^\circ \qquad \theta = 21.8^\circ (\text{ctg}\theta=2.5 - \text{valore cautelativo}).$$

10.4.7 Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base SLE

Le sollecitazioni sono pari a (SLE rara)

$$N_{s,d} \cong -675 \text{ kN/m (compressione);}$$

$$M_{s,d} \cong 880 \text{ kN}\times\text{m/m.}$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B\times H = 1.0\times 1.0\text{m} - h \cong 0.9\text{m};$$

$$A_s = 1\phi 26/20 + 1\phi 20/20 - \text{armatura zona tesa};$$

$$A'_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona compressa.}$$

Le tensioni massime valgono:

$$\sigma_{max,s} \cong 180 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{max,c} \cong 7.3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo.}$$

La verifica risulta soddisfatta.

la verifica di fessurazione si esegue controllando che:

$$w_d < w_l = 0.2 \text{ (condizioni aggressive)}$$

si ottiene:

$h =$	<b>100</b>	cm	$k_1 =$	<b>0.8</b>	-	$A_{c,eff}$	<b>1172.6</b>	$cm^2$
$d =$	<b>93.5</b>	cm	$k_2 =$	<b>0.5</b>	-	$\rho_{eff}$	0.03603	-
$E_{cm} =$	<b>33643</b>	MPa	$k_3 =$	<b>3.4</b>	-	$\sigma_s$	<b>180</b>	MPa
$E_s =$	<b>210000</b>	MPa	$k_4 =$	<b>0.425</b>	-	$\varepsilon_{sm}$	0.00055	-
$\alpha_e =$	<b>6.24</b>	-				$\Delta_{smax}$	<b>259</b>	mm
$k_t =$	<b>0.6</b>	-				$w_d$	<b>0.14</b>	mm

La verifica risulta soddisfatta

#### 10.4.8 Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLU

Di seguito il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche del muro paraghiaia effettuate considerando una striscia di muro di profondità unitari. Le sollecitazioni sono desunte considerando cautelativamente un modello locale di mensola verticale con vincolo di incastro nella sezione di base ovvero in corrispondenza del muro di testata; l'altezza media di calcolo è assunta pari a 1.85 m.

La condizione di carico dimensionante risulta essere la condizione di carico statica comprensiva delle seguenti azioni:

- *Carichi permanenti* (peso proprio)

$$N_{pp} = -(0.30 \times 1.85 \times 25) = -14 \text{ kN/m};$$

- *Spinta delle terre* (cautelativamente si assume un coefficiente di spinta a riposo)

$$S_t = 1/2 \times 18 \times 0.426 \times 1.85^2 \cong 13 \text{ kN/m};$$

$$M_t = S_t \times 1.85/3 \cong 8 \text{ kN}\times\text{m/m};$$

- *Sovraccarico a tergo spalla*  $\Rightarrow$  assente;

- *Azione orizzontale di frenatura agente in testa al paraghiaia diffusa considerando una ripartizione a 45° (non si considerano ulteriori forze di frenatura);*

$$F_{fren} = 0.6 \times 300 / B_{diff} = 180 / (1.6 + 2.0 + 1.6) \cong 34.6 \text{ kN/m};$$

$$M_{fren} = F_{fren} \times 1.85 \cong 65 \text{ kN}\times\text{m/m};$$

- *Azione verticale concomitante all'azione di frenatura;*

$$N_Q = -300 / (1.6 + 2.0 + 1.6) \cong -57.5 \text{ kN/m}.$$

Le sollecitazioni di verifica allo *SLU* sono pertanto pari a:

$$N_{sd} = -(14 \times 1.35) - (57.5 \times 1.35) \cong -100 \text{ kN/m} \text{ – sollecitazione assiale (compressione);}$$

$$H_{sd} = (13 \times 1.35) + (34.6 \times 1.35) \cong 65 \text{ kN/m} \text{ – sollecitazione di taglio;}$$

$$M_{sd} = (8 \times 1.35) + (42 \times 1.35) \cong 70 \text{ kN}\times\text{m/m} \text{ – sollecitazione flettente.}$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B \times H = 1.0 \times 0.30 \text{ m} \text{ – } h \cong 0.25 \text{ m};$$

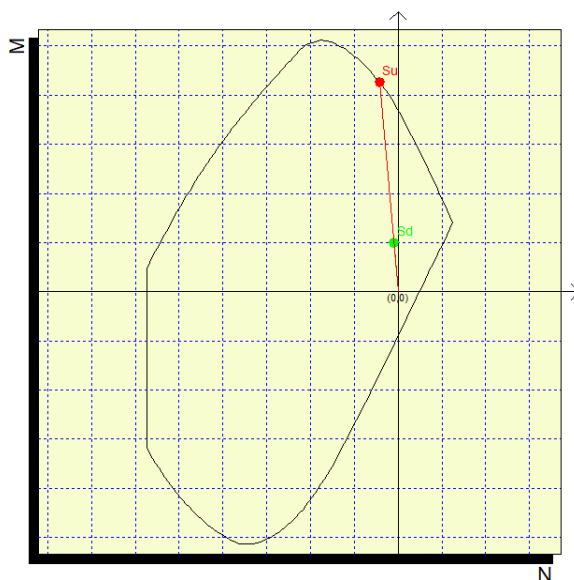
$$A_s = 1\phi 16/10 + 1\phi 12/20 \text{ – armatura zona tesa};$$

$$A'_s = 1\phi 12/20 \text{ – armatura zona compressa.}$$

Si riporta di seguito la verifica a presso-flessione della sezione di base eseguita confrontando il minimo valore del momento resistente ultimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle+*, con il momento sollecitante ultimo.

$$M_{R,d} = 270 \text{ kN}\times\text{m}/\text{m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta.}$$

(controllo momento resistente si trascura l'effetto positivo dello sforzo assiale  $\Rightarrow M \cong 0.9 \times 25 \times 25.8 \times 3913 / 10000 \cong 230 \text{ kN}\times\text{m}/\text{m}$ )



F 13. Dominio di interazione N-M

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio. La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$- V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 85 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 25 \text{ cm}$$

$$f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa};$$

$$- A_{sw} \cong 0.785 / 0.4 \cong 1.963 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$s = 20 \text{ cm};$$

$$- \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 45^\circ (\text{ctg}\theta = 1 - \text{valore cautelativo}).$$

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$- V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 730 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 25 \text{ cm}$$

$$b_w = 100 \text{ cm};$$

$$- f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 40 / 1.5) \cong 9.4 \text{ MPa}$$

$$\alpha_c \cong 1.0 (\text{ipotesi cautelativa});$$

$$- \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 21.8^\circ (\text{ctg}\theta = 2.5 - \text{valore cautelativo}).$$

#### 10.4.9 Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLE

Si riportano di seguito le *verifiche di durabilità* ovvero:

- verifiche dello stato tensionale;
- verifiche a fessurazione.

- Sollecitazioni – Combinazione SLE:

$N_{Sd} \cong -75 \text{ kN/m}$  – sollecitazione assiale (compressione);

$M_{Sd} \cong 50 \text{ kN}\times\text{m/m}$  – sollecitazione flettente.

Le tensioni massime/minime nei materiali, determinate considerando un coefficiente di omogenizzazione  $n=15$ , risultano pari a:

- $\sigma_{c-max} \cong -4.2 \text{ MPa} < 0.6f_{ck}$  – massima tensione di compressione nel cls – Verifica soddisfatta;
- $\sigma_{s-max} \cong 75 \text{ MPa} < 0.8f_{yk}$  – massima tensione nell'acciaio – Verifica soddisfatta.

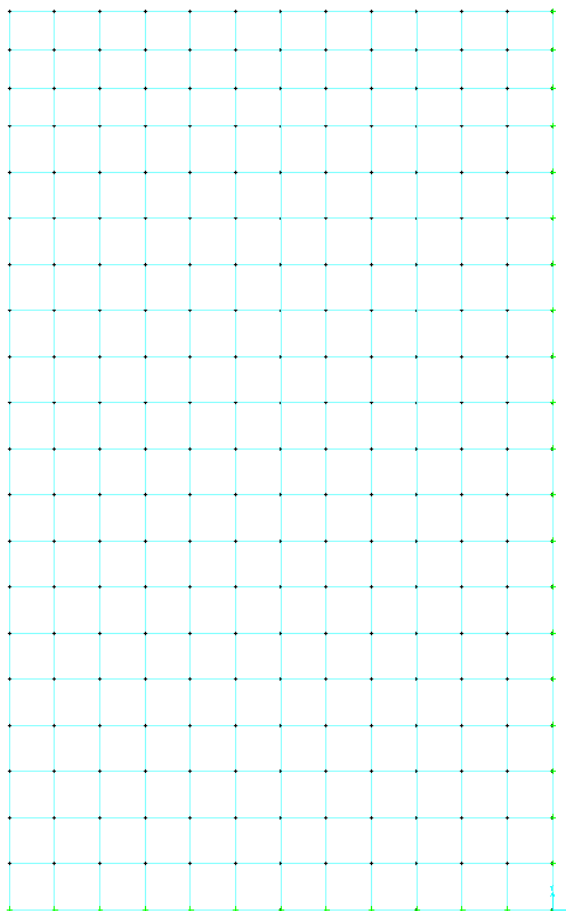
Effettuando il calcolo della massima tensione di trazione nel calcestruzzo, determinata nell'ipotesi di sezione intermante reagente con le precedenti sollecitazioni, si ottiene:

- $\sigma_{c-max} \cong 2.4 \text{ MPa}$  – massima tensione di trazione nel cls.

Poiché risulta  $\sigma_{c-max} < f_{ctm}/1.2=2.58$  la verifica a fessurazione risulta soddisfatta.

#### 10.4.10 Verifiche strutturali - Muri di risvolto SLU

Di seguito il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche dei muri di risvolto effettuate considerando un modello locale di piastra incastrata nella sezione di base (estradosso plinto), incastrata in corrispondenza del muro di testata e incernierata in corrispondenza del muro paraghiaia; l'altezza di calcolo considerata è pari a 9.2m misurata a partire da estradosso plinto fino a testa muro. Per il calcolo delle sollecitazioni s'implementa un apposito modello locale agli elementi finiti, con l'ausilio del programma di calcolo *SAP2000*, utilizzando elementi bidimensionali a tre-quattro nodi con funzioni di forma lineari; nel calcolo delle sollecitazioni si tiene conto dell'effetto deformativo del taglio. Di seguito alcune immagini del modello di calcolo.



F 14. Modello di calcolo (sezione  $sp=90cm$ )

La condizione di carico dimensionante risulta essere la condizione di carico sismica compressiva delle seguenti azioni:

- *Peso proprio parete*  $\Rightarrow$  spessore parete (90)cm;

$$p_{p-90} = s \times \gamma_{cls} = (0.90 \times 25) = 22.5 \text{ kPa};$$

- *Spinta statica delle terre*  $\Rightarrow$  cautelativamente si assume un coefficiente di spinta a riposo. La spinta triangolare avrà intensità massima ad estradosso plinto,  $H_{muro}=9.2m$ , di valore pari a:

$$s_t = \gamma_{int} \times k_0 \times H = 18 \times 0.426 \times 9.2 \cong 70.5 \text{ kPa};$$

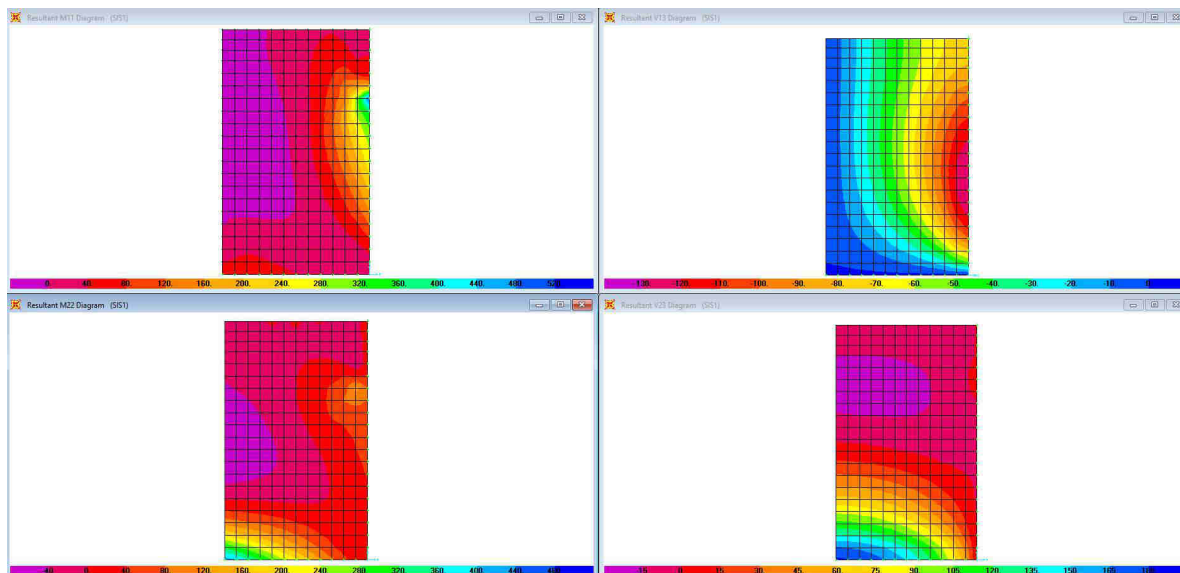
- *Inerzia parete*  $\Rightarrow$  si considera l'inerzia della parete come un carico di superficie uniformemente distribuito. L'intensità di tale carico è pari a:

$$f_{\text{inrz-par}} = (a_g/g) \times S_{\text{parete}} \times \gamma_{\text{cls}} = 0.097 \times 0.90 \times 25 \cong 2.2 \text{ kPa};$$

- *Inerzia rinterro*  $\Rightarrow$  si considera, in assoluto favore di sicurezza, la spinta generata dall'inerzia del rinterro compreso tra i muri di risvolto come un carico di superficie uniformemente distribuito. L'intensità di tale carico è pari a:

$$f_{\text{inrz-rint}} = (a_g/g) \times L_{\text{rint}} \times \gamma_{\text{rint}} = 0.097 \times 11.4 \times 18 \cong 20 \text{ kPa}.$$

Di seguito le mappature cromatiche delle sollecitazioni flettenti e taglianti nei due piani di armatura ( $M_{11} \Rightarrow$  momento flettente che tende/comprime le fibre orizzontali /  $V_{13} \Rightarrow$  taglio nel piano orizzontale /  $M_{22} \Rightarrow$  momento flettente che tende/comprime le fibre verticali /  $V_{23} \Rightarrow$  taglio nel piano verticale) immagini del modello di calcolo.



F 15. Sollecitazioni flettenti e taglianti ( $M_{11}$ - $V_{13}$  figure superiori /  $M_{22}$ - $V_{23}$  figure inferiori)



Le sollecitazioni di verifica allo *SLU* (si trascura cautelativamente il modesto valore dello sforzo assiale verticale di compressione) sono riassunte di seguito.

**Parete spessore 90cm**

$V_{Hd} \cong 130 \text{ kN/m}$  – Taglio orizzontale

$M_{S-Hd} \cong 350 \text{ kN}\times\text{m/m}$  – Momento orizzontale.

$V_{Vd} \cong 180 \text{ kN/m}$  – Taglio verticale

$M_{S-Vd} \cong 380 \text{ kN}\times\text{m/m}$  – Momento verticale.

I dati relativi all'armatura di progetto (copriferro medio  $\cong 7\text{cm}$  – valore cautelativo valido sia per l'armatura verticale/orizzontale) sono riassunti di seguito.

$A_{sh} = 1\phi 24/20$  – armatura orizzontale tesa

$A'_{sh} = 1\phi 16/20$  – armatura orizzontale compressa;

$A_{sv} = 1\phi 24/20$  – armatura verticale tesa

$A'_{sv} = 1\phi 16/20$  – armatura verticale compressa;

Si riportano di seguito le verifiche a flessione semplice delle sezioni maggiormente sollecitate eseguite confrontando i minimi valori dei momenti resistenti ultimi, determinati con il programma di calcolo *PresFle+*, con i momenti sollecitanti ultimi.

$M_{R-H,d} \cong M_{R-V,d} \cong 700 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S-V,d}$  – Verifica a flessione orizzontale soddisfatta;

(controllo momento resistente si trascura l'effetto positivo dello sforzo assiale  $\Rightarrow M \cong 0.9 \times 83 \times 22.6 \times 3913 / 10000 \cong 665 \text{ kN}\times\text{m/m}$ )

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio ( $\phi 16/40 \times 40$ ). La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

-  $V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 245 \text{ kN} > V_{S,d}$  – Verifica soddisfatta;

con

-  $d \cong 83 \text{ cm}$

$f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa}$ ;

-  $A_{sw} \cong 2.01/0.4 \cong 5.025 \text{ cm}^2/\text{m}$

$s = 40 \text{ cm}$ ;

-  $\alpha = 90^\circ$

$\theta = 45^\circ$  ( $\text{ctg}\theta = 1$  - valore cautelativo).

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

-  $V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 2420 \text{ kN} > V_{S,d}$  – Verifica soddisfatta;

con

-  $d \cong 88 \text{ cm}$

$b_w = 100 \text{ cm}$ ;

-  $f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 40 / 1.5) \cong 9.4 \text{ MPa}$

$\alpha_c \cong 1.0$  (ipotesi cautelativa);

-  $\alpha = 90^\circ$

$\theta = 21.8^\circ$  ( $\text{ctg}\theta = 2.5$  - valore cautelativo).

#### 10.4.11 Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLE

Si riportano di seguito le *verifiche di durabilità* ovvero:

- verifiche dello stato tensionale;
- verifiche a fessurazione.

#### **Parete spessore 90cm**

- Sollecitazioni – Combinazione SLE:

$M_{S-Vd} \cong 230 \text{ kN}\times\text{m/m}$  – Momento verticale.

Le tensioni massime/minime nei materiali, determinate considerando un coefficiente di omogenizzazione  $n=15$ , risultano pari a:

- $\sigma_{c-max} \cong -2.8 \text{ MPa} < 0.6f_{ck}$  – massima tensione di compressione nel cls – Verifica soddisfatta;
- $\sigma_{s-max} \cong 135 \text{ MPa} < 0.8f_{yk}$  – massima tensione nell'acciaio – Verifica soddisfatta.

Effettuando il calcolo della massima tensione di trazione nel calcestruzzo, determinata nell'ipotesi di sezione intermante reagente con le precedenti sollecitazioni, si ottiene:

- $\sigma_{c-max} \cong 1.5 \text{ MPa}$  – massima tensione di trazione nel cls.

La verifica è quindi soddisfatta nei confronti della formazione delle fessure in quanto:

- $\sigma_{c-max} < f_{ctm}/1.2=2.58$

#### 10.4.12 Verifiche strutturali – Soletta di transizione – SLU

Le sollecitazioni della soletta di transizioni si valutano adottando lo schema statico di trave appoggiata con vincoli rigidi di estremità (lato rilevato e lato spalla) e luce di calcolo pari a:

$$L_{cal} \cong 5.00 \text{ m}$$

Si considera il carico permanente della sovrastruttura stradale e il carico accidentale aventi i seguenti valori:

$$G_{perm} = \gamma \times h \cong 38 \text{ kN/m}^2 \text{ (} h \cong 2.00 \text{ m)};$$

$$Q_{acc} = 20 \text{ kN/m}^2.$$

Le sollecitazioni massime allo SLU sono pari a:

$$V_{Sd} \cong 195 \text{ kN/m};$$

$$M_{Sd} \cong 245 \text{ kNm/m}.$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B \times H = 1.0 \times 0.30 \text{ m} - h \cong 0.25 \text{ m};$$

$$A_s = 1\phi 22/10 - \text{armatura zona tesa};$$

$$A'_s = 1\phi 16/20 - \text{armatura zona compressa}.$$

La verifica è eseguita confrontando il momento resistente ultimo con il momento sollecitante ultimo. Il momento resistente minimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle*, risulta pari a:

$$M_{R,d} = 285 \text{ kNm/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta}.$$

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio. La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 221 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con:

$$d \cong 250 \text{ mm}; \quad f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa}; \quad A_{sw} \cong 2.01/0.4 \cong 5.025 \text{ cm}^2/\text{m}; \quad s = 20\text{cm}; \quad \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 45^\circ \text{ (ctg}\theta=1 - \text{valore cautelativo)}.$$

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 925 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con:

$$b_w = 1000 \text{ mm}; \quad f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 35 / 1.5) \cong 8.23 \text{ MPa} \quad \alpha_c \cong 1.0.$$

## 11. APPARECCHI DI APPOGGIO, GIUNTI E VARCHI

In questa sezione si riportano i dati relativi al dimensionamento degli apparecchi di appoggio in acciaio PTFE e dei giunti sulle spalle.

Di seguito si riporta lo schema planimetrico delle disposizione dei dispositivi di appoggio in cui si identificano:

- **F** ⇒ appoggio fisso;
- **UL** ⇒ appoggio unidirezionale longitudinale;
- **UT** ⇒ appoggio unidirezionale trasversale;
- **M** ⇒ appoggio multidirezionale.

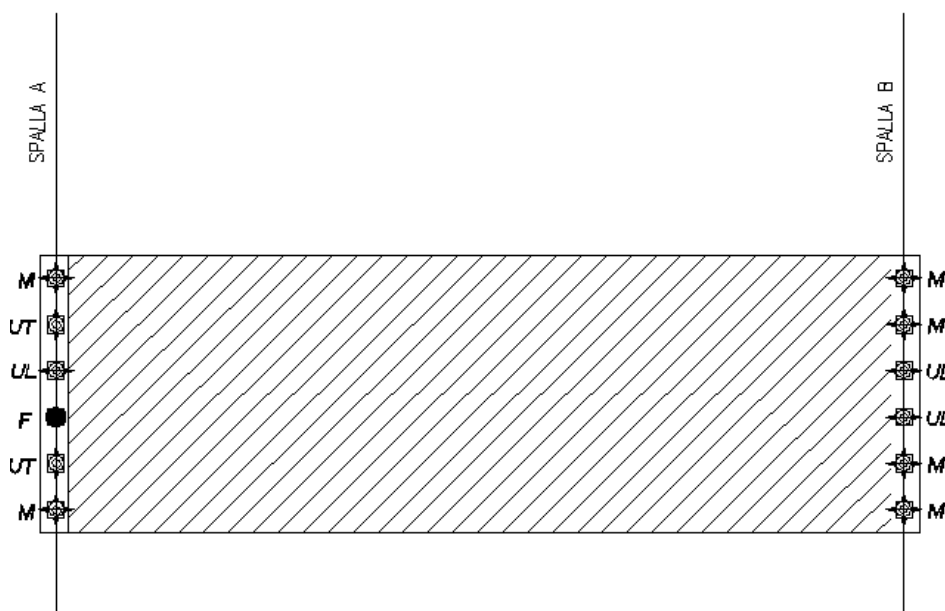


Figura 11-1. Disposizione dispositivi di appoggio

Nella tabella seguente si riportano i valori massimi delle forze sollecitanti gli appoggi per le combinazioni statiche (**SLU**) e sismiche (**SLV**).

<b>AZIONI SUGLI APPARECCHI D'APPOGGIO</b>						
			<b>STATICA SLU</b>		<b>SISMICA SLV</b>	
<i>Id</i>	<i>Tipo</i>	<i>n.</i>	$N_{Sd-MAX}$	$H_{Sd-MAX}$	$N_{Sd-MAX}$	$H_{Sd-MAX}$
[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
<i>F</i>	<i>Fisso</i>	1	1675	190	375	270
<i>UL</i>	<i>Uni-Long</i>	3	1400	85	375	165
<i>UT</i>	<i>Uni-Trasv</i>	2	1200	190	415	220
<i>M</i>	<i>Multi</i>	6	1180	–	480	–

Tabella 11-1. Azioni sugli apparecchi di appoggio

L'escursione massima dei giunti sulle spalle si valuta allo **SLD** considerando il contributo (50%) dell'azione termica, ottenendo dunque:

$$\delta \cong \pm 20 \text{ mm} \Rightarrow \text{giunto spalla B}$$

La dimensione dei varchi si valuta allo **SLV** considerando il contributo (50%) dell'azione termica, ottenendo dunque:

$$d_{long} = 30 \text{ mm} \Rightarrow \text{varco longitudinale spalle.}$$

## 12. ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DEI CODICI DI CALCOLO

In accordo col *cap. 10* della norma (**DM 2018**), si riportano le valutazioni relative ai risultati dell'analisi e ai codici di calcolo adottati.

### 12.1 Origine, caratteristiche e affidabilità dei software di calcolo

L'analisi dei modelli di calcolo è stata condotta attraverso il *software* agli elementi finiti *CSiBridge ver. 15.1.1*.

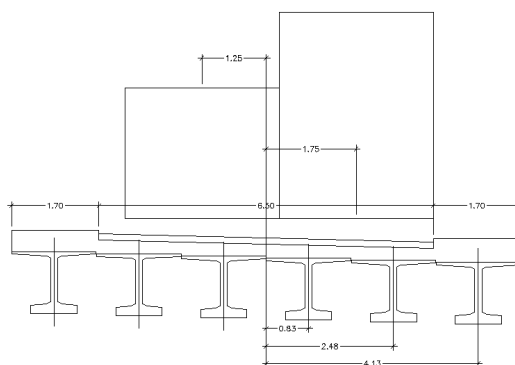
La versione di *CSiBridge* adottata per gli scopi di questa progettazione consente di eseguire analisi di elementi finiti in campo lineare e non lineare statico e dinamico, utilizzando una modellazione a grigliato con elementi beam (monodimensionali) aventi leggi costitutive lineari e non lineari. Permette di definire i carichi da traffico in accordo con le norme, consentendo di movimentare, lungo le corsie convenzionali, le azioni concentrate e distribuite che simulano il passaggio dei veicoli, valutando per ogni sezione dell'impalcato gli effetti massimi e quelli concomitanti (in termini di sollecitazioni).

Dopo aver esaminato le documentazioni a corredo del *software* e quelle reperibili sul sito web ([www.csiamerica.com](http://www.csiamerica.com)) si ritiene, per le particolari funzioni implementate, che il *CSiBridge* sia affidabile ed idoneo alla progettazione in oggetto per l'analisi statica e dinamica del viadotto.

### 12.2 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

#### 12.2.1 Ripartizione trasversale carico accidentale

Ai fini della validazione dei risultati del modello di calcolo viene valutato l'effetto della ripartizione dei carichi mobili eccentrici sulle travi longitudinali applicando il *metodo di Courbon (ripartizione rigida)*; di seguito si riporta il modello considerato con le grandezze caratteristiche ed i risultati ottenuti.



$e$ (m)	$K_{Courbon}$
0.82	$\cong 1.43$

$$\text{Travi di impalcato} \Rightarrow M^+_{\max} \cong (9498 \text{ kN}\times\text{m} / 6 \text{ travi}) \times 1.43 \cong 2260 \text{ kN}\times\text{m}/\text{trave}.$$

Tale valore risulta in linea con quanto restituito dal modello di calcolo.