

**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

<p>I PROGETTISTI Ing. Alberto SANCHIRICO - Progettista e Coordinatore Ing. Simona MASCIULLO - Progettista</p>	<p>ATTIVITA' DI SUPPORTO</p>    
<p>COLLABORATORI Geom. Andrea DELL'ANNA Geom. Massimo MARTANO Geom. Giuseppe CALO'</p>	
<p>IL GEOLOGO Dott. Pasquale SCORCIA</p>	
<p>IL COORDINATORE IN FASE DI PROGETTAZIONE Ing. Alberto SANCHIRICO</p>	
<p>IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Gianfranco PAGLIALUNGA</p>	
<p>RESPONSABILE PROJECT MANAGEMENT PUGLIA Ing. Nicola MARZI</p>	

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.</p> <p>L0503A D 1701</p>	<p>NOME FILE</p> <p>TOO_OM03_STR_RE01_D</p> <p>CODICE ELAB. T O O O M O 3 S T R R E O 1</p>	<p>REVISIONE</p> <p>D</p>	<p>SCALA:</p> <p>—</p>		
<p>REV.</p>	<p>DESCRIZIONE</p>	<p>DATA</p>	<p>REDATTO</p>	<p>VERIFICATO</p>	<p>APPROVATO</p>
<p>D</p>	<p>OTTEMPERANZA PARERE AdB Puglia – PARERE CSLLPP</p>	<p>Aprile 2019</p>	<p>Ing. D. Neri</p>		
<p>C</p>	<p>REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO</p>	<p>Gennaio 2019</p>			
<p>B</p>	<p>REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO</p>	<p>Ottobre 2018</p>			
<p>A</p>	<p>REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO</p>	<p>Giugno 2018</p>			

INDICE

1.	PREMESSA	4
1.1	Descrizione dell'opera	4
1.2	Considerazioni sul progetto strutturale	7
2.	NORMATIVA E RIFERIMENTI	8
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
3.1	Calcestruzzo	9
3.2	Acciaio per cemento armato	9
3.3	Acciaio da carpenteria	10
3.4	Durabilità, prescrizioni sui materiali, scelta degli stati limite di fessurazione e dei copriferri	11
4.	CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELLE AZIONI	12
4.1	Criteri di calcolo	12
4.2	Definizione delle azioni	12
5.	COMBINAZIONI DI CARICO	13
6.	ANALISI DEI CARICHI	14
6.1	Azioni permanenti	14
6.1.1	Peso proprio degli elementi strutturali (g1)	14
6.1.2	Carichi permanenti portati (g2)	14
6.2	Precompressione	15
6.2.1	Precompressione Travi	15
6.2.2	Cadute di tensione	18
6.3	Azioni variabili da traffico	23
6.3.1	Carichi mobili (q1)	23
6.4	Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q3)	24
6.5	Azioni variabili di vento e neve (q5)	24
6.6	Azioni sismiche (q6)	25
7.	IMPALCATO - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	27
7.1	Impalcato con travi in c.a.p. – Generalità	27

S.S. 275 - Strada Statale Maglie - Santa Maria di Leuca	
Relazione di calcolo impalcato e sottostrutture – OM03	2
<hr/>	
8. IMPALCATI – ANALISI STRUTTURALE	29
8.1 Generalità	29
8.2 Descrizione del modello di calcolo	29
8.3 Descrizione dei carichi applicati	35
8.3.1 Carichi mobili (q1)	35
8.4 Diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione	36
9. IMPALCATO - VERIFICA DELLE TRAVI	43
9.1 PREMESSA	43
9.2 VERIFICA TRAVI L= 16.20 m	44
9.2.1 Verifiche SLE	44
9.2.2 Verifiche SLU	51
9.2.3 Verifiche Traversi	53
9.3 VERIFICA TRAVI L= 11.45 m	55
9.3.1 Verifiche SLE	55
9.3.2 Verifiche SLU	62
9.3.3 Verifiche Traversi	64
10. IMPALCATO – VERIFICHE SOLETTA	66
10.1 Impalcato con travi in c.a.p. - Verifiche di resistenza e durabilità	66
10.1.1 Combinazione di carico eccezionale SLU – Urto in svio	67
11. VERIFICA DELLE SPALLE	68
11.1 Muro Frontale	77
11.2 Plinto di Fondazione	81
11.3 Paraghiaia	86
11.4 Muri di Risvolto	87
Mentre a taglio, non armando e calcolando per $\cotg(\theta) = 1.00$, si ottiene:	87
11.5 Soletta di transizione	89
12. VERIFICA DELLA PILA	90
12.1 Geometria	90
12.2 Condizioni di carico	91
12.3 Combinazioni di carico SLU	93

S.S. 275 - Strada Statale Maglie - Santa Maria di Leuca	
Relazione di calcolo impalcato e sottostrutture – OM03	3
<hr/>	
12.4 Combinazioni di carico SLE	94
12.5 Verifiche elevazione SLU	95
12.5.1 Verifica a flessione	95
12.5.2 Verifica a taglio	96
12.6 Verifiche elevazione - SLE	97
12.7 Verifica per urto da traffico ferroviario	98
12.8 Verifica plinto di fondazione SLU	99
12.9 Verifica plinto di fondazione - SLE	101
13. APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI	102
14. ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DEI CODICI DI CALCOLO	103
14.1 Origine, caratteristiche e affidabilità dei software di calcolo	103

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale delle opere previste 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.

I calcoli riportati nella presente relazione si riferiscono all'opera Cavalcavia ferroviario Maglie Muro Leccese (Comune di Maglie) OM03 al km 5+200.

1.1 Descrizione dell'opera

La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale delle sottostrutture spalle e pile ed il dimensionamento dell'impalcato che costituisce la carreggiata della viabilità principale, di larghezza 15.00m, si compone di un impalcato a 10 travi prefabbricate precomprese, a trefoli pre-tesi con sezione trasversale a "T" ad ala larga superiore di larghezza pari a 150cm e altezza trave pari a H=90cm, collegate da una soletta superiore gettata in opera di spessore pari a 25cm per una altezza totale di impalcato pari a 115cm. Le travi di impalcato sono posizionate ad un interasse di 150cm e vedono luci di calcolo pari a 16.70m per l'attraversamento ferroviario e 11.50m per le campate adiacenti.

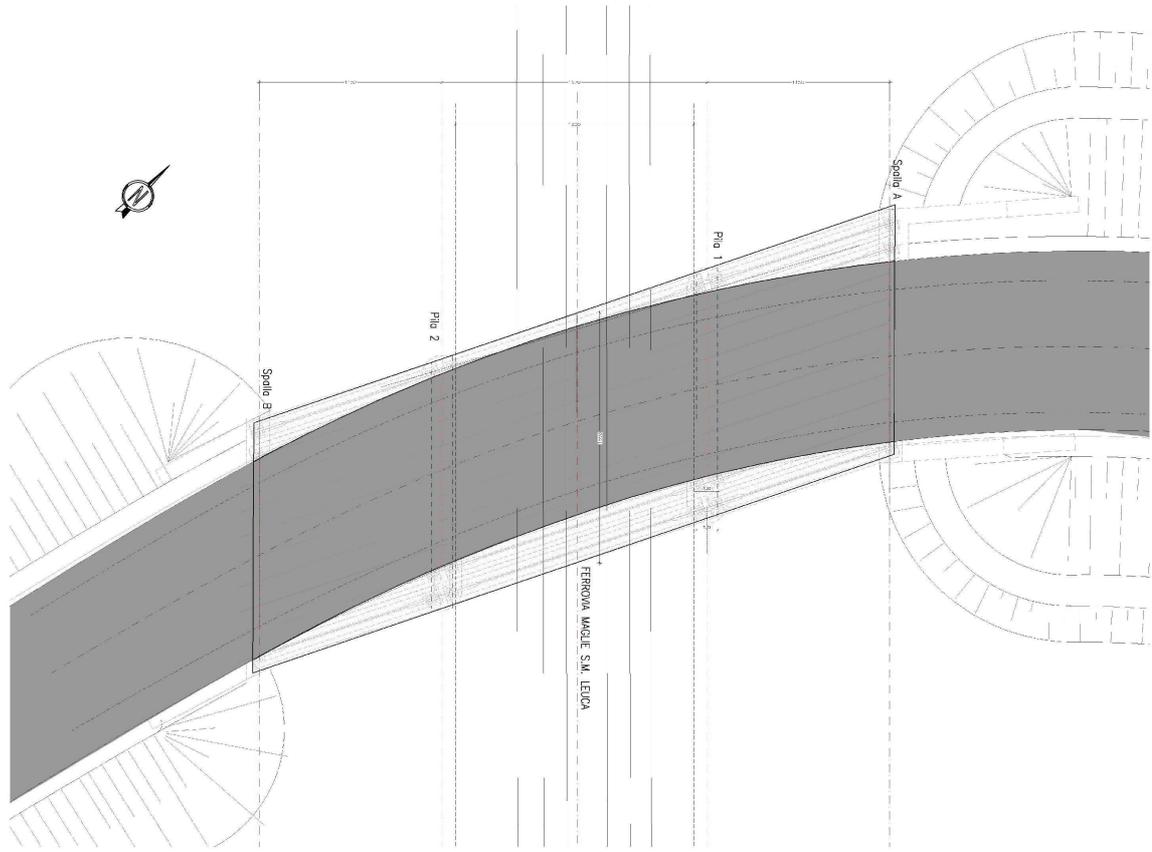
L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno considerate le azioni previste dalla normativa vigente NTC 2018 così come riportato nei capitoli successivi.

I calcoli riportati nella presente relazione si intendono relativi alle principali dimensioni riassunte nella tabella di seguito riportata, che indica anche i nomi dei modelli FEM impiegati nelle analisi:

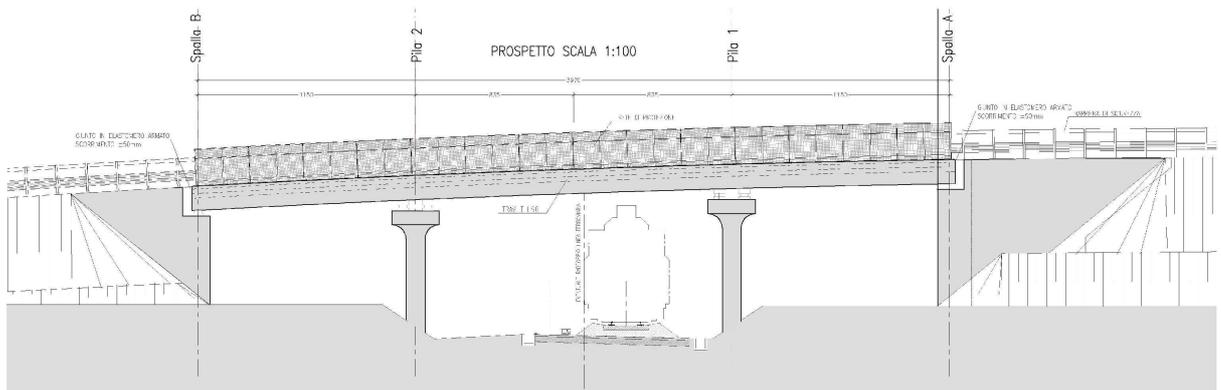
Campata	L_calc	B_carreggiata	Num Travi T090	Interasse Travi	FEM
	[m]	[m]	[-]	[m]	[-]
1	16.20	15.00	10	1.50	OM03_1a
2	11.45	15.00	10	1.50	OM03_1b

Nelle figure seguenti si illustrano le caratteristiche principali dell'opera in esame in cui spicca l'obliquità dell'opera assunta nei modelli numerici pari a $\beta \approx 18^\circ$.

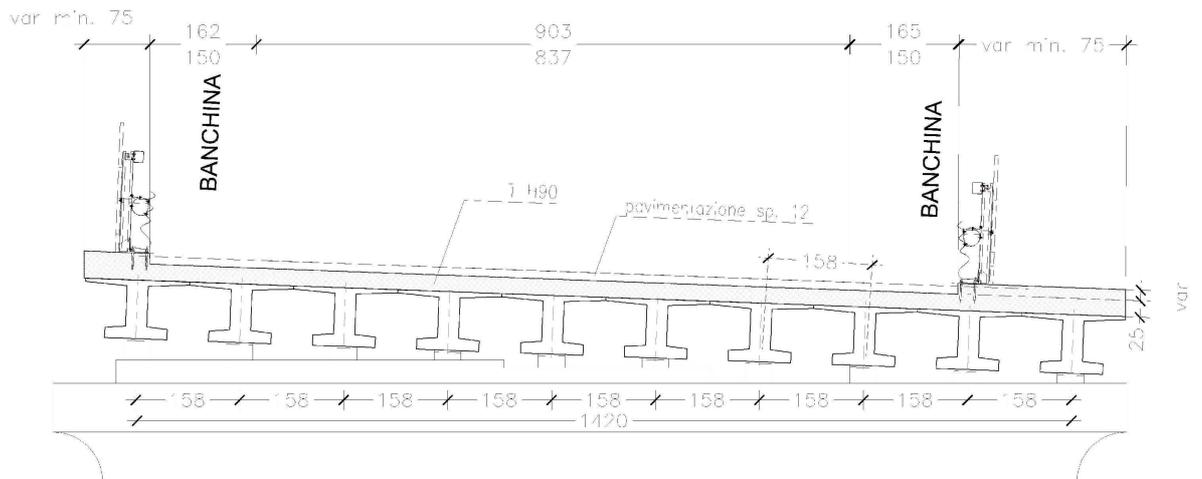
Nelle figure sottostanti si riportano le caratteristiche principali dell'opera in esame.



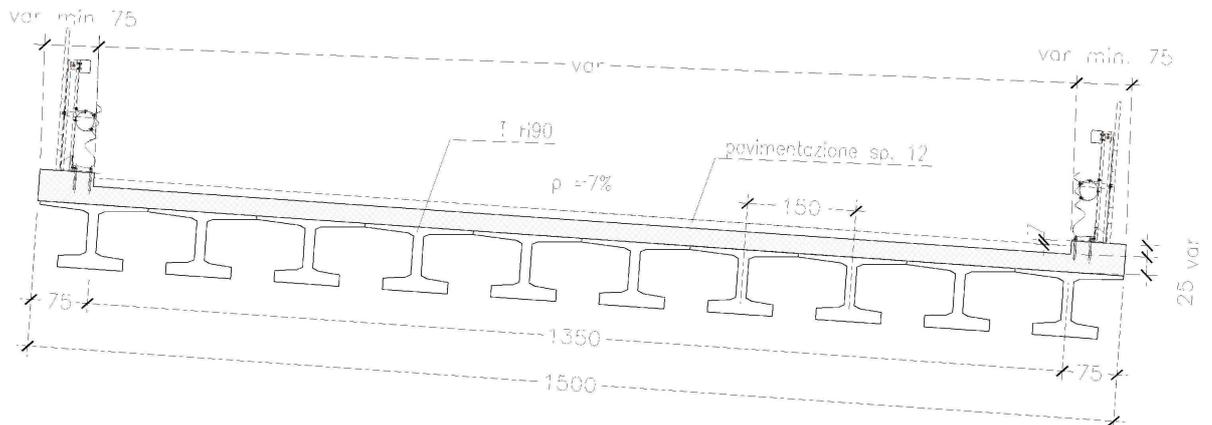
F 1. Planimetria generale



F 2. Profilo longitudinale



F.3. Sezione trasversale impalcato in corrispondenza della pila



F.4. Sezione trasversale impalcato in corrispondenza della mezzeria

1.2 Considerazioni sul progetto strutturale

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

L'analisi degli impalcato realizzati con travi in c.a.p. ovvero lo studio del funzionamento globale dell'impalcato di un sistema con dette travi e soletta gettata in opera in c.a. è effettuato considerando le azioni agenti suddivise in due fasi corrispondenti al grado di maturazione del getto di calcestruzzo della soletta e quindi alle differenti sezioni resistenti delle sezioni resistenti per dette fasi.

SLU	fase_sez	tempo	
1.35	1	3	A : Peso proprio trave
1.00	1	3	B : Precompressione
1.00	1	31	C : Cadute di tensione lente
1.35	1	31	D : Getto soletta
1.00	2	180	E : Cadute di tensione lente
1.50	2	180	F : Sovraccarichi Permanenti
1.00	2	20 000	G : Cadute di tensione lente
1.20	2	20 000	H: Ritiro differenziale
1.35	2	180 e 20 000	I1 : Sovraccarichi Mobili M>0

- *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. Il. 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 la realizzazione del **magro di fondazione** si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe *C12/15* ($R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$).

Per la realizzazione delle **fondazioni delle spalle e delle pile e della soletta di transizione** si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe *C28/35* ($R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$).

Per la realizzazione delle **elevazioni delle spalle, delle pile, dei baggioli e ritegni sismici** si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe *C32/40* ($R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$).

Per la realizzazione delle **predalle, della soletta di impalcato e dei cordoli** si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe *C35/45* ($R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$).

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.

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

T.1 Caratteristiche dell'acciaio

3.3 Acciaio da carpenteria

Acciaio tipo S355. La tensione di snervamento f_y e di rottura f_u per gli acciai S355 in funzione degli spessori è la seguente [1].

t [mm]	≤ 40	> 40 ≤ 80
f_y	355	335
f_u	490	470

T.2 Tensioni massime [MPa] di snervamento e rottura dell'acciaio

Il modulo di elasticità è pari a:

- $E_a \cong 210\,000$ MPa.

Il coefficiente di espansione termica è pari a:

- $\alpha \cong 1.2 \times 10^{-5}$ °C.

Il coefficiente di Poisson:

- $\nu \cong 0.3$.

Densità:

$\rho \cong 7850$ kg/m³.

3.4 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 / pile</i>	<i>XC2</i>	<i>c.a. ordinarie;</i>
<i>Elevazioni spalle / pile</i>	<i>XC4+XD1</i>	<i>c.a. aggressive;</i>
<i>Soletta impalcato, cordoli e predalles</i>	<i>XC4 / XD3</i>	<i>c.a. aggressive;</i>
<i>Travi di 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 copri ferro minimo sono assunti pari a:

Elemento	Copriferro nominale di progetto c_{nom} (mm)
<i>Fondazioni spalle/pile</i>	45
<i>Elevazioni spalle/pile</i>	35
<i>Soletta impalcato, cordoli e predalles</i>	35
<i>Travi di impalcato</i>	35

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 e m*” per le forze e le sollecitazioni, i “*N e 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;
- le azioni eccezionali;
- le azioni sismiche.

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 Ψ_{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.3 Matrice Combinazioni di carico SLU STATICHE (STR) e SLU SISMICHE (SLV)

6. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente capitolo, in base a quanto riportato al capitolo precedente, si descrivono i carichi elementari assunti per le verifiche della struttura in oggetto.

6.1 Azioni permanenti

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

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

6.1.1 Peso proprio degli elementi strutturali (g_1)

Impalcato a travi prefabbricate in c.a.p.

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

$$(G_{travi-CAP120})_{mezz} = 25 \times 0.366 \cong 9.16 \text{ kN/m per ogni singola trave.}$$

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

$$(G_{travi-CAP120})_{appo} = 25 \times 0.459 \cong 11.48 \text{ kN/m per ogni singola trave.}$$

Soletta per impalcato a travi prefabbricate in c.a.p.

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 1.50 m, per cui si ha:

$$G_{sol-CAP} = 0.25 \times 1.50 \times 25 = 9.38 \text{ kN/m / trave.}$$

6.1.2 Carichi permanenti portati (g_2)

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

- sovr. Stradale	22 kN/mc
- marciapiedi-cordoli	25 kN/mc
- organi di ritenuta (<i>barriera metallica</i>)	1.5 kN/m;
- parapetti/reti di protezione	$1 \times 0.5 = 0.5 \text{ kN/m.}$

6.2 Precompressione

6.2.1 Precompressione Travi

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 140mm². 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:

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

La precompressione è prevista con trefoli aderenti (pre-stressing) del diametro nominale 06" normale, anche denominato T15, della sezione resistente pari a $A_{tref} = 140$ mm², disposti nel modo ottimale per compensare le sollecitazioni dovute ai carichi esterni e opportunamente "sterilizzati" nelle sezioni in prossimità delle testate per mezzo di viple.

La tabella che segue mostra, per ciascuna delle travi dell'Opera in esame, la disposizione dei trefoli.

Travi L=16.20 m Impalcato B= 15.00m a 10 Travi

Strato	num trefoli	A_tr mm ²	Area mm ²	F_pi kN	L_guaina m	x_attiva m	z m
4	2	140	280	-399.0	0.00	0.00	0.945
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
2	0	140	0	0.0	3.60	4.50	0.110
2	5	140	700	-997.5	0.00	0.00	0.110
1	6	140	840	-1 197.0	2.10	3.00	0.055
1	7	140	980	-1 396.5	0.00	0.00	0.055
	20	2 800	2 800	-3 990.0	0.00	0.00	

Travi L=11.45 m Impalcato B= 15.00m a 10 Travi

Strato	num trefoli	A_tr mm ²	Area mm ²	F_pi kN	L_guaina m	x_attiva m	z m
4	2	140	280	-399.0	0.00	0.00	0.945
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
3	0	140	0	0.0	0.00	0.00	0.165
2	0	140	0	0.0	3.60	4.50	0.110
2	3	140	420	-598.5	0.00	0.00	0.110
1	6	140	840	-1 197.0	2.10	3.00	0.055
1	7	140	980	-1 396.5	0.00	0.00	0.055
	18	2 520	2 520	-3 591.0	0.00	0.00	

Lo studio della precompressione e delle cadute di tensione dovute ai fenomeni lenti viene eseguito in modo indipendente per ciascuna delle fasi costruttive valutando attentamente sia la geometria che la rigidità degli elementi frame del modello numerico al fine di calcolare correttamente le eventuali iperstatiche di precompressione.

Al fine di determinare le perdite di precompressione nelle varie fasi costruttive si definiscono l'entità e l'andamento temporale dei fenomeni di ritiro, viscosità e rilassamento per i materiali impiegati con le leggi definite in Eurocodice 2.

6.2.2 Cadute di tensione

Il ritiro viene analizzato nelle sue due componenti di ritiro per essiccamento e autogeno.

$$\text{eps_cs} = \text{eps_cd} + \text{eps_ca}$$

funzioni della resistenza del calcestruzzo e dell'umidità ambiente:

$$\text{Atrave} = 0.366 \text{ m}^2$$

$$\text{U_trave} = 4.563 \text{ m}$$

$$\text{ho} = 2 * \text{Atrave} / \text{U} = 160.5 \text{ mm}$$

$$\text{f_ck} = 45.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{RH} = 75.0 \%$$

$$\text{eps_cd,o} = 0.000261$$

$$\text{Kh} = 0.909$$

$$\text{eps_cd,inf} = \text{eps_cd,o} * \text{Kh} = 0.000237$$

$$\text{eps_cd}(t) = 0.000237 * (t - t_s) / [(t - t_s) + 0.04 * \text{ho}^3 / 2]$$

$$\text{ts} = 3.0 \text{ giorni}$$

$$\text{eps_ca,inf} = 2.50 * (\text{fck} - 10) / 1000000 = 0.000088$$

$$\text{eps_ca}(t) = 0.000088 * [1 - \exp(-0.2 * \text{radq}(t))]]$$

$$\text{eps_cs} = \text{eps_cd} + \text{eps_ca} = 0.000324 \text{ a tempo infinito}$$

$$\begin{aligned} \text{Asoletta} &= 0.375 \text{ m}^2 \\ \text{U}_{\text{soletta}} &= 1.500 \text{ m} \\ \text{ho} &= 2 * \text{Asoletta} / \text{U} = 500.0 \text{ mm} \\ f_{\text{ck}} &= 35.0 \text{ N/mm}^2 \\ \text{RH} &= 75.0 \% \\ \text{eps}_{\text{cd,o}} &= 0.000293 \\ \text{Kh} &= 0.700 \\ \text{eps}_{\text{cd,inf}} &= \text{eps}_{\text{cd,o}} * \text{Kh} = 0.000205 \\ \text{eps}_{\text{cd}}(t) &= 0.000205 * (t - t_s) / [(t - t_s) + 0.04 * \text{ho}^3 / 2] \\ t_s &= 3.0 \text{ giorni} \\ \text{eps}_{\text{ca,inf}} &= 2.50 * (f_{\text{ck}} - 10) / 1000000 = 0.000063 \\ &= \\ \text{eps}_{\text{ca}}(t) &= 0.000063 * [1 - \exp(-0.2 * \text{radq}(t))] \end{aligned}$$

Visti i tempi relativi di costruzione tra trave e soletta si valuta il ritiro differenziale tra di esse a partire dai valori precedentemente determinati:

$$\text{eps_soletta,inf} = 0.000268$$

$$\text{eps_trave,inf} = 0.000324$$

Ma all'atto del getto della soletta la trave ha già scontato parte del ritiro che si valuta in:

tempo di nascita della trave	ts =	3	giorni
tempo di nascita della soletta	t =	31	giorni
	t - ts =	28	giorni
	ho =	160.5	mm

eps_trave_cd(t) = 0.00024	* (t-ts) / [(t-ts) + 0.04*ho^3/2] =	0.000061
eps_trave_ca(t) = 0.00009	* [1 - exp(-0.2*radq(t))] =	0.000059
	eps_trave, t =	0.000119
ritiro residuo trave	eps_trave, (t,inf) =	0.000205
differenza con ritiro soletta	delta_eps =	0.000063

L'andamento nel tempo della variazione delle tensioni nei trefoli viene di seguito calcolato:

Classe	2				
$\rho_{1000} =$	2.5 %	$f_{ptk} =$	1 860N/mm ²		
$\rho =$	9.10	$\sigma_{pi} =$	1 425N/mm ²		
t =	500 000 d	$\rho =$	0.766		
$d_{sig_pr}/\sigma_{pr} =$	$0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot \exp z / 100\,000 =$		0.052		
$d_{sig_pr} =$	74.6 N/mm ²				
$d_{sig}/\sigma =$	$a \cdot \exp(b) \cdot (t/1000)^c$	t d_sig/sig giorni	%	d_%	
a =	1.650E-05	31	0.017	31.9	31.9
b =	6.972	180	0.023	43.5	11.5
c =	0.175 con t espresso in ore	20 000	0.052	99.3	55.8

Con $z = \beta \cdot \mu \cdot (t/1000)^{0.75 \cdot (1-\mu)}$

I valori adottati per il rilassamento dei trefoli, viene calcolato esattamente all'istante convenzionale considerato nella definizione delle fasi. Per le barre, invece, si adotta a favore di sicurezza, il valore finale.

6.3 Azioni variabili da traffico

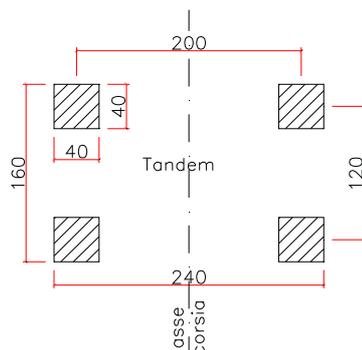
6.3.1 Carichi mobili (q_1)

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 5. 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 ²)
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.1 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 q_3 per l'impalcato in esame.

$$q_3 = (0.6 \times 2 \times Q_{1k}) + (0.1 \times q_{1k} \times w_i \times L) \cong 404 \text{ kN};$$

con $L \cong 16.20 \text{ m}$.

$$q_3 = (0.6 \times 2 \times Q_{1k}) + (0.1 \times q_{1k} \times w_i \times L) \cong 391 \text{ kN};$$

con $L \cong 11.45 \text{ m}$.

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 per l'impalcato con travi in c.a.p. ($H=0.90\text{m}$) è pertanto pari a circa 4.30 m ($3+0.11+0.25+0.90$).

6.6 Azioni sismiche (q_6)

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 valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

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

- Comune: Maglie (Long. 18.3158; Lat. 40.1132)
- Categoria di sottosuolo: A
- Condizione topografica: T1

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

$$T_R(SLD) = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 101 \text{ anni}$$

$$T_R(SLV) = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 949 \text{ anni}$$

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]
SLD	101	0.029	2.391	0.279
SLV	949	0.08	2.572	0.483

T.2 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:

– **SLV** $\Rightarrow a_{max} = S \times a_g = 1.0 \times 0.080 \times g \cong 0.080 \times g$;

dove:

$S = S_S \times S_T = 1.0 \times 1.0 = 1.0$;

$S_S = 1.1$ coefficiente di amplificazione stratigrafica (sottosuolo tipo **A**);

$S_T = 1.0$ coefficiente di amplificazione topografica.

– **SLD** $\Rightarrow a_{max} = S \times a_g = 1.0 \times 0.029 \times g \cong 0.029 \times g$;

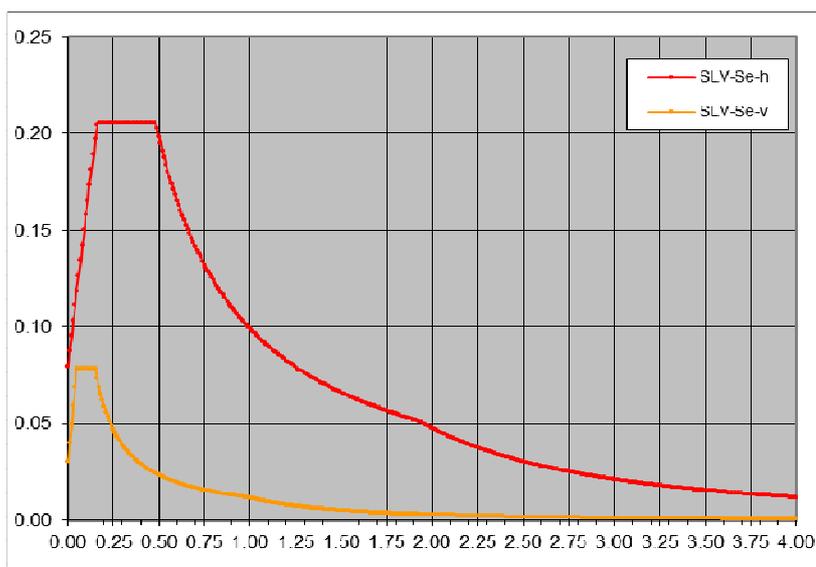
dove:

$S = S_S \times S_T = 1.0 \times 1.0 = 1.0$;

$S_S = 1.0$ coefficiente di amplificazione stratigrafica (sottosuolo tipo **A**);

$S_T = 1.0$ 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 sottostrutture e non per l'impalcato per il quale l'azione non risulta dimensionante.

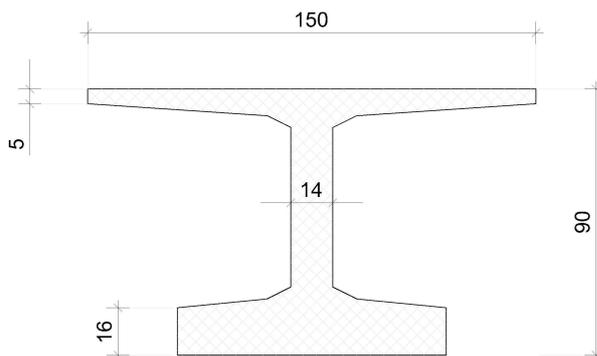


F 6. Spettro elastico in accelerazione orizzontale e verticale SLV

7. IMPALCATO - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

7.1 Impalcato con travi in c.a.p. – Generalità

Di seguito le caratteristiche geometriche della sezione trave:



F 7. Geometria sezione corrente trave – $i=1.50m$

Sezioni Caratteristiche solo calcestruzzo: Travi T H90 $i= 1.50 m$

	sezione a	sezione b	sezione c		
$h =$	0.900	0.900	0.900	m	Altezza Trave
$A =$	0.459	0.413	0.366	m^2	Area cls
$S_i =$	0.203	0.180	0.157	m^3	Momento statico alla fibra inferiore
$Y_i = S_i/A$	0.443	0.436	0.428	m	Baricentro dall'intradosso
$J_i =$	0.137	0.124	0.111	m^4	Inerzia relativa all'intradosso
$J_g =$	0.047	0.045	0.044	m^4	Inerzia relativa al baricentro
$S_g =$	0.088	0.085	0.086	m^3	Momento statico baricentrico
$bw =$	0.300	0.220	0.140	m	Larghezza della fibra baricentrica

Sezioni Caratteristiche solo calcestruzzo: Travi+soletta T H90 i= 1.50 m

	sezione a	sezione b	sezione c		
h =	1.150	1.150	1.150	m	Altezza Trave
A =	0.811	0.765	0.718	m ²	Area cls
Si =	0.564	0.541	0.518	m ³	Momento statico alla fibra inferiore
Yi = Si/A	0.696	0.707	0.721	m	Baricentro dall'intradosso
Ji =	0.509	0.496	0.483	m ⁴	Inerzia relativa all'intradosso
Jg =	0.116	0.113	0.109	m ⁴	Inerzia relativa al baricentro

8. IMPALCATI – ANALISI STRUTTURALE

8.1 Generalità

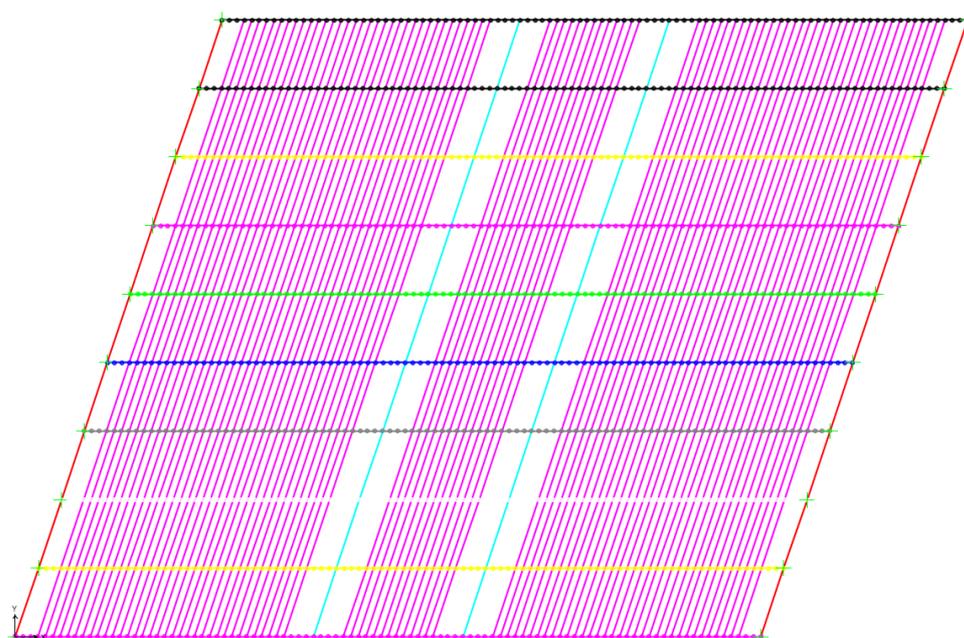
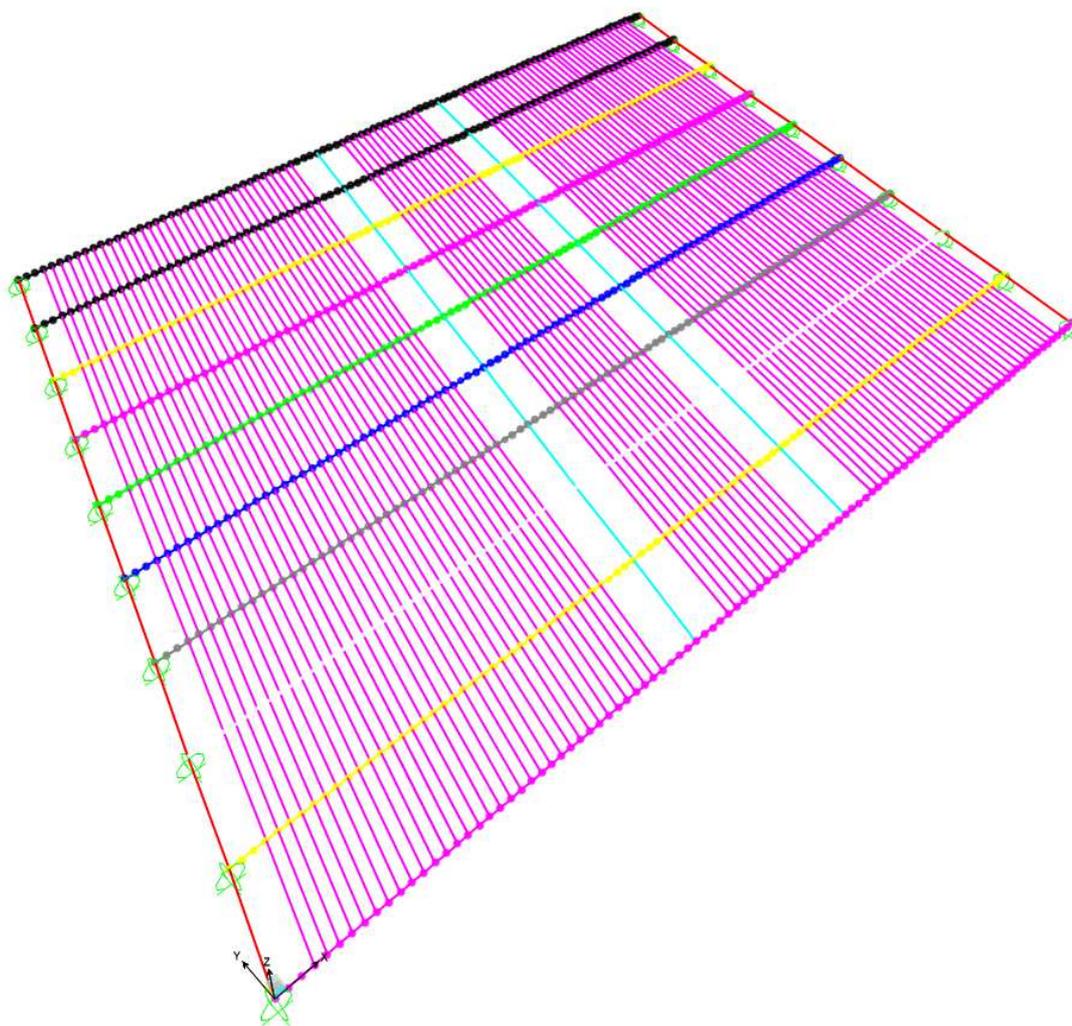
Per le travi di impalcato i modelli di calcolo delle sollecitazioni considerano la trave isolata semplicemente appoggiata nella fase di carico 1 (pesi propri, precompressione e getto della soletta) ed il graticcio di travi, anch'esso semplicemente appoggiato soggetto ai sovraccarichi permanenti e a carichi mobili da traffico.

8.2 Descrizione del modello di calcolo

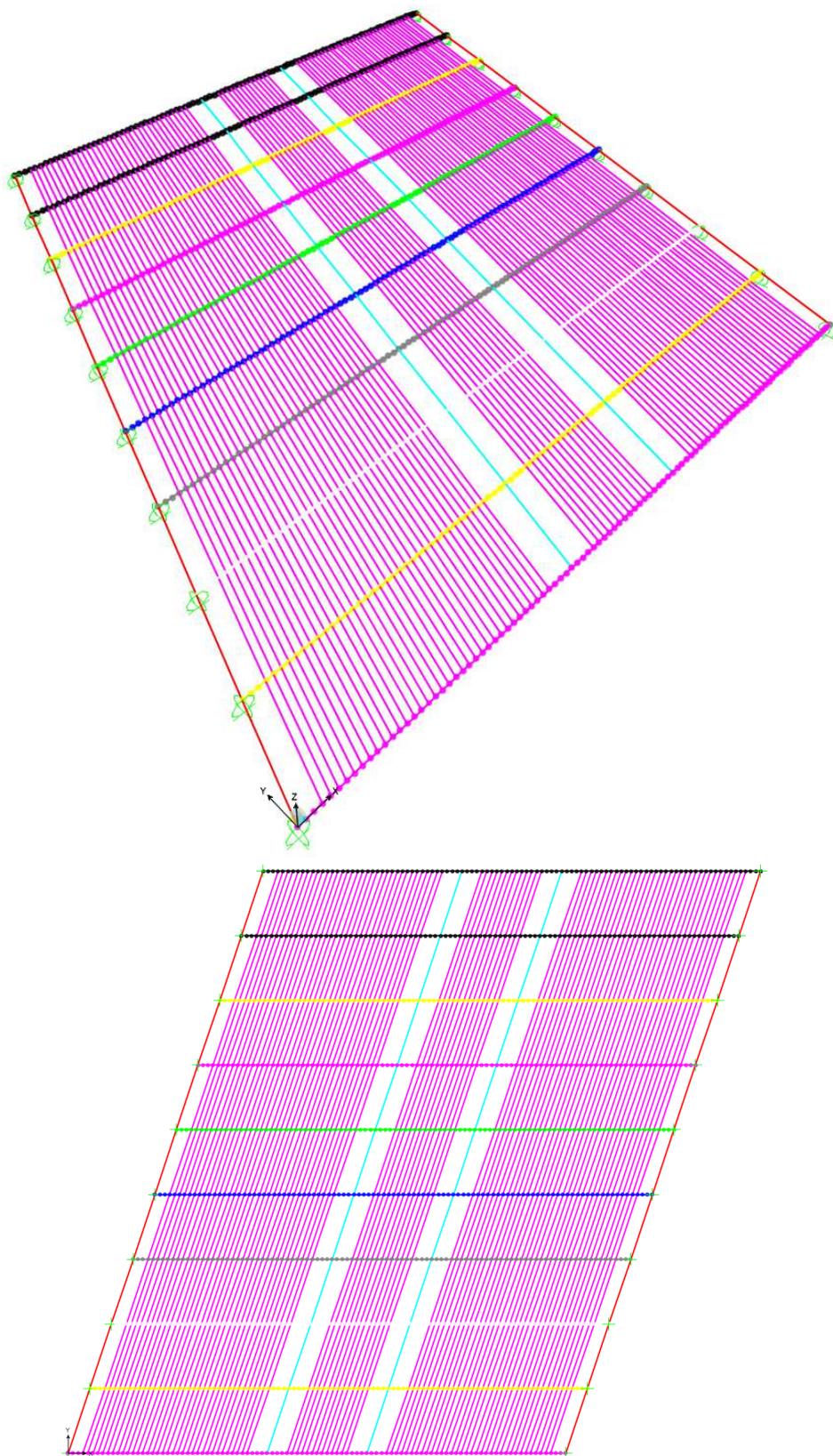
Il dimensionamento delle strutture di impalcato avviene per mezzo delle usuali formule della Scienza e Tecnica delle Costruzioni implementate su fogli di calcolo autoprodotti e mediante l'uso di programmi agli elementi finiti (SAP 2000) impiegati per l'analisi delle sollecitazioni dovute alla ripartizione trasversale dei carichi mobili sul graticcio composto dalle nervature principali e dai traversi.

Lo schema statico della struttura è a Trave Appoggiata e pertanto, si ottiene:

Carichi U.R.	Carichi Conc.
$V = p \cdot L/2 - p \cdot x$	$V = q \cdot (L - x_c)/L$
$M = p \cdot L \cdot x/2 - p \cdot x^2/2$	$M = q \cdot (L - x_c)/L \cdot x$



F 8. OM03 – Graticcio $L = 16.20m$ a 10 Travi



F 9. OM03 – Graticcio $L = 11.45\text{m}$ a 10 Travi

Le figure precedenti mettono inoltre in evidenza che al di fuori della convenzionale superficie collaborante con il traverso, il modello prevede comunque la presenza della soletta nel suo spessore originale e nella sola direzione trasversale al fine di valutare l'effetto che la disposizione dei carichi mobili induce localmente nella stessa. Le sollecitazioni dovute al carico "globale" vanno dunque combinate con gli effetti "locali" che i carichi inducono direttamente sulla soletta stessa. La combinazione tra effetti locali e globali viene eseguita secondo il dettato della EN 1993-2 Allegato E:

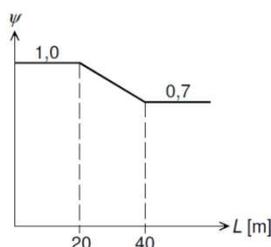
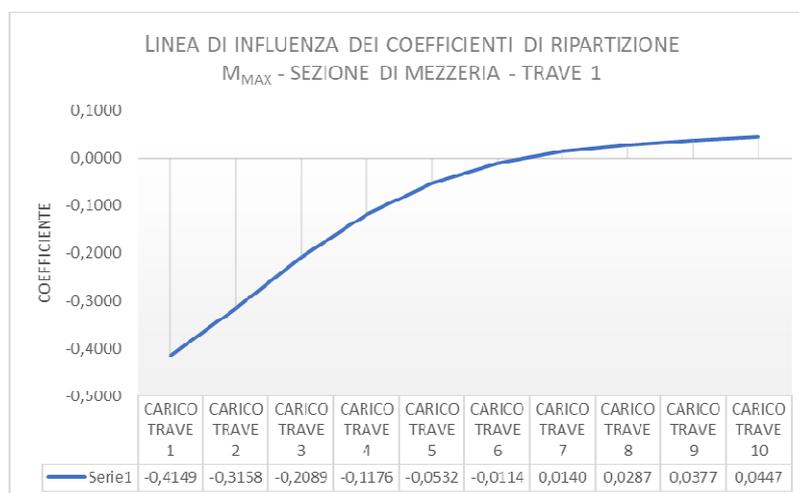


Figure E.2: Combination factor dependent on span length L

F 10. Fattore di combinazione dipendente dalla lunghezza "L" della campata

L'analisi agli elementi finiti viene condotta disponendo il carico su ciascuna delle travi costituenti il graticcio in modo distinto e separato, ottenendo così tante condizioni di carico elementari quante derivano dal prodotto del numero delle travi per le tipologie e disposizioni di carico scelte (in genere due e pari ad un carico uniformemente distribuito pari a $p = 1 \text{ kN/m}$, e la coppia di assi $Q1k = 2 \cdot 100 \text{ kN}$ applicata in mezzeria o all'intersezione trave-traverso). I risultati dell'analisi consentono quindi di costruire le linee d'influenza dei coefficienti di ripartizione delle sollecitazioni di interesse (V, T ed M) che individuano le aree da caricare per massimizzare gli effetti e scegliere la nervatura più sollecitata da sottoporre a verifica tensionale. Le sollecitazioni nominali effettive si ricavano quindi risolvendo la trave appoggiata ed applicando l'aliquota di carico definita dal diagramma costruito, di cui la figura che segue ne rappresenta un esempio generico.

Evidentemente le linee d'influenza vengono costruite per ciascuna delle sollecitazioni di interesse.



F 11. Linea d'influenza dei coefficienti di ripartizione

I modelli agli elementi finiti (FEM) implementati per la determinazione delle sollecitazioni e delle deformazioni sono del tipo unifilari ossia schematizzano l'impalcato, ed eventualmente le pile, con la loro linea d'asse. L'asse longitudinale del viadotto è disposto secondo l'asse "X" del modello numerico con verso positivo dalla spalla A alla Spalla B, l'asse verticale è "Z" diretto verso l'alto. L'asse trasversale "Y" è ortogonale ai precedenti e forma con essi una terna destrorsa. Gli elementi frame dell'impalcato appartengono quindi al piano orizzontale "XY" e la loro numerazione assume i codici mnemonici riportati nella seguente Tabella:

Trave	Primi Nodi Travi	Nome Elementi Trave	Nodi Primo Traverso	Nome Elementi Traversi	Ultimi Nodi Travi
1	1001, 1002, ...	T1_1, T1_2, ..	1001, 2001	TR_ESTR_xxx	1100, 1101
2	2001, 2002, ..	T2_1, T2_2, ..	1041, 2041	TR_CAMP_xxx	2100, 2101
...
n	n001, n002, ...	Tn_1, Tn_2,,n01	TRV10(n-1)	n100,n101

Viene definita preliminarmente la quota altimetrica $Z = 0.00$ m che è fatta coincidere con l'estradosso dei pulvini di tutte le pile. L'intradosso dell'impalcato viene posto ad una quota di riferimento $Z_{rif} = 0.50$ m che modella l'ingombro in altezza dei baggioli e degli apparecchi d'appoggio, mentre l'asse delle travi principali è posto normalmente nel baricentro della loro sezione corrente (a meno che si esegua l'analisi dinamica per la quale la linea d'asse dell'impalcata viene più correttamente posta alla quota del baricentro delle masse).

In corrispondenza dei nodi in cui sono applicati i vincoli esterni al graticcio (appoggi) si definiscono i gradi di libertà vincolati dal tipo specifico di apparecchio usato tali aste si simulano, attraverso il rilascio degli opportuni gradi di libertà interni alle aste, le reali condizioni di vincolo tra impalcato e strutture di elevazione.

Le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali impiegati nel modello numerico sono riportati nelle seguenti tabelle:

Graticcio L=16.20m				
Nome Sez.	A	$I_3 = J_{yy}$	$I_2 = J_{zz}$	J = Tors = K_x
[-]	[m ²]	[m ⁴]	[m ⁴]	[m ⁴]
Trave+Soletta	0.7187	0.1095	0.0866	8.082e-3
Traverso Appoggi	0.5625	0.0682	0.0159	0.0179
Traverso Campata	0.5535	0.0654	0.0324	0.0116
Soletta	0.0405	8.857e-5	2.109e-4	2.246e-4

Graticcio L=11.45m				
Nome Sez.	A	$I_3 = J_{yy}$	$I_2 = J_{zz}$	$J = Tors = K_x$
[-]	[m ²]	[m ⁴]	[m ⁴]	[m ⁴]
Trave+Soletta	0.7187	0.1095	0.0866	8.082e-3
Traverso Appoggi	0.5031	0.0589	8.709e-3	0.0167
Traverso Campata	0.4704	0.0573	0.0128	9.984e-3
Soletta	0.0286	3.127e-5	1.491e-4	9.306e-5

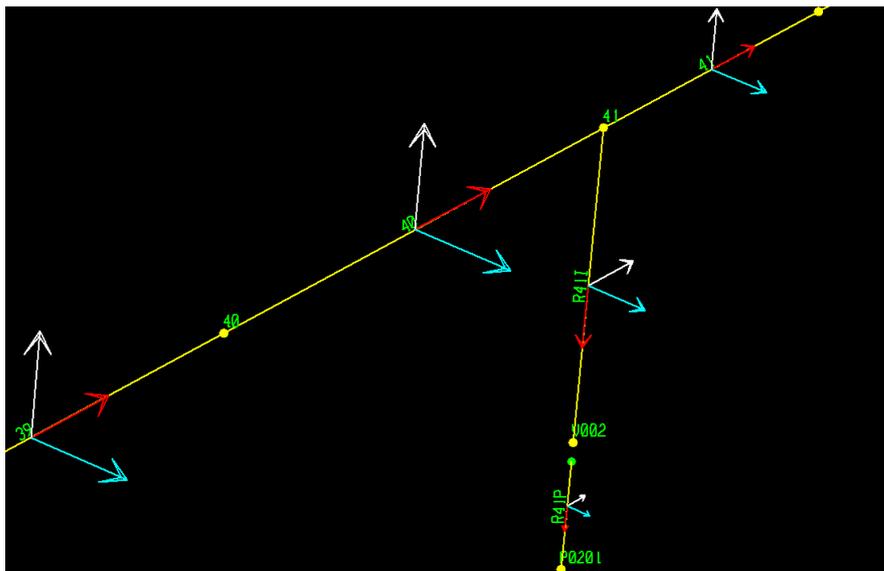
Al fine di agevolare la lettura dell'output del programma SAP2000 si riportano di seguito le corrispondenze tra le sollecitazioni, le reazioni e gli assi locali e globali degli elementi frame impiegati nel modello e le convenzioni di segno assunte nell'impiego del programma "RC-SEC" con il quale vengono eseguite le verifiche SLU e SLE a presso-flessione deviata:

Sollecitazione	Reazioni SAP2000	Frame SAP2000	Verifiche RC-SEC
N	F3	P	N
F_long	F1	V2	Fx
F_trasv	F2	V3	Fy
M_long	M2	M3	My
M_trasv	M1	M2	Mx
M_torc	M3	T	Mz

Nella lettura degli assi locali del programma SAP2000 si verifica la seguente corrispondenza con gli assi globali di riferimento e ne consegue il seguente orientamento delle rigidezze:

Asse locale	Colore	Impalcato	Pile
1	Rosso	X	-Z
2	Bianco	Z	X
3	Ciano	-Y	-Y

Codice	Inerzia	Impalcato	Pile
K1	Torsionale	X	-Z
I22	Flessionale	Z	X
I33	Flessionale	-Y	-Y



F 12. Convenzione orientamento assi locali

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)

Le sollecitazioni prodotte dall'azione dei carichi mobili sull'impalcato sono state calcolate, nelle sezioni di verifica, disponendo la parte uniformemente distribuita del carico mobile su tutta la luce e la posizione degli assi Q1k nella posizione più sfavorevole per la sezione esaminata (Scienza delle Costruzioni).

8.4 Diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione

Nelle seguenti tabelle si mostrano gli andamenti delle sollecitazioni flettenti nell'impalcato (le sollecitazioni torsionali sono praticamente nulle in relazione alla modesta rigidezza torsionale del sistema di travi e trasversi.

A: Peso Proprio – Trave L= 16.20 m

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	79.0	0.0	0.0
2	0.75	70.4	0.0	56.0
3	1.50	61.8	0.0	105.6
4	1.70	59.5	0.0	117.8
5	2.00	56.1	0.0	135.1
6	3.00	46.7	0.0	190.7
7	3.00	46.7	0.0	190.8
8	3.50	42.1	0.0	215.4
9	4.00	37.5	0.0	237.7
10	4.00	37.5	0.0	237.8
11	4.50	33.0	0.0	257.8
12	5.00	28.4	0.0	275.6
13	5.50	23.8	0.0	291.1
14	6.00	19.2	0.0	304.3
15	6.50	14.6	0.0	315.2
16	7.00	10.1	0.0	323.8
17	7.50	5.5	0.0	330.1
18	8.00	0.9	0.0	334.1
19	8.05	0.5	0.0	334.4
20	8.10	0.0	0.0	334.7

D: Traversi e Dalle – Trave L= 16.20 m

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	8.6	0.0	0.0
2	0.75	8.6	0.0	6.5
3	1.50	8.6	0.0	12.9
4	1.70	8.6	0.0	14.6
5	2.00	8.6	0.0	17.2
6	3.00	8.6	0.0	25.8
7	3.00	8.6	0.0	25.8
8	3.50	8.6	0.0	30.1
9	4.00	8.6	0.0	34.4
10	4.00	8.6	0.0	34.4
11	4.50	8.6	0.0	38.7
12	5.00	8.6	0.0	43.0
13	5.50	8.6	0.0	47.3
14	6.00	8.6	0.0	51.6
15	6.50	0.0	0.0	55.8
16	7.00	0.0	0.0	55.8
17	7.50	0.0	0.0	55.8
18	8.00	0.0	0.0	55.8
19	8.05	0.0	0.0	55.8
20	8.10	0.0	0.0	55.8

D: Getto soletta – Trave L= 16.20 m

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	75.9	0.0	0.0
2	0.75	68.9	0.0	54.3
3	1.50	61.9	0.0	103.4
4	1.70	60.0	0.0	115.5
5	2.00	57.2	0.0	133.1
6	3.00	47.8	0.0	185.6
7	3.00	47.8	0.0	185.6
8	3.50	43.1	0.0	208.4
9	4.00	38.4	0.0	228.7
10	4.00	38.4	0.0	228.8
11	4.50	33.8	0.0	246.8
12	5.00	29.1	0.0	262.5
13	5.50	24.4	0.0	275.9
14	6.00	19.7	0.0	286.9
15	6.50	15.0	0.0	295.5
16	7.00	10.3	0.0	301.9
17	7.50	5.6	0.0	305.9
18	8.00	0.9	0.0	307.5
19	8.05	0.5	0.0	307.5
20	8.10	0.0	0.0	307.5

F: Sovraccarichi Permanenti – Trave L= 16.20 m

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	60.2	0.0	0.0
2	0.75	54.6	0.0	29.3
3	1.50	49.1	0.0	55.7
4	1.70	47.6	0.0	62.3
5	2.00	45.3	0.0	71.7
6	3.00	37.9	0.0	100.0
7	3.00	37.9	0.0	100.0
8	3.50	34.2	0.0	112.3
9	4.00	30.5	0.0	123.3
10	4.00	30.5	0.0	123.3
11	4.50	26.8	0.0	133.0
12	5.00	23.0	0.0	141.5
13	5.50	19.3	0.0	148.7
14	6.00	15.6	0.0	154.6
15	6.50	11.9	0.0	159.3
16	7.00	8.2	0.0	162.7
17	7.50	4.5	0.0	164.8
18	8.00	0.7	0.0	165.7
19	8.05	0.4	0.0	165.8
20	8.10	0.0	0.0	165.8

I1: Sovraccarichi Mobili M>0 – Trave L= 16.20 m

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	216.7	0.0	0.0
2	0.75	204.3	0.0	222.4
3	1.50	191.9	0.0	423.3
4	1.70	188.6	0.0	473.2
5	2.00	183.6	0.0	545.1
6	3.00	167.1	0.0	759.9
7	3.00	167.1	0.0	760.1
8	3.50	158.8	0.0	853.2
9	4.00	150.6	0.0	936.6
10	4.00	150.5	0.0	936.7
11	4.50	142.3	0.0	1 010.6
12	5.00	134.0	0.0	1 074.9
13	5.50	125.7	0.0	1 129.6
14	6.00	117.5	0.0	1 174.8
15	6.50	109.2	0.0	1 210.3
16	7.00	100.9	0.0	1 236.2
17	7.50	92.6	0.0	1 252.5
18	8.00	84.4	0.0	1 259.2
19	8.05	83.5	0.0	1 259.4
20	8.10	82.7	0.0	1 259.4

H: Ritiro differenziale (A tempo infinito) – Trave L= 16.20 m

N=-378.2 kN

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	0.0	0.0	127.8
2	0.75	0.0	0.0	127.8
3	1.50	0.0	0.0	127.8
4	1.70	0.0	0.0	118.7
5	2.00	0.0	0.0	118.7
6	3.00	0.0	0.0	118.7
7	3.00	0.0	0.0	120.4
8	3.50	0.0	0.0	120.4
9	4.00	0.0	0.0	120.4
10	4.00	0.0	0.0	120.4
11	4.50	0.0	0.0	120.4
12	5.00	0.0	0.0	120.4
13	5.50	0.0	0.0	120.4
14	6.00	0.0	0.0	120.4
15	6.50	0.0	0.0	120.4
16	7.00	0.0	0.0	120.4
17	7.50	0.0	0.0	120.4
18	8.00	0.0	0.0	120.4
19	8.05	0.0	0.0	120.4
20	8.10	0.0	0.0	120.4

A: Peso Proprio – Trave L= 11.45 m

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	57.3	0.0	0.0
2	0.75	48.7	0.0	39.7
3	1.50	40.1	0.0	73.0
4	1.70	37.8	0.0	80.8
5	2.00	34.3	0.0	91.6
6	3.00	25.0	0.0	125.5
7	3.00	24.9	0.0	125.5
8	3.50	20.4	0.0	139.3
9	4.00	15.8	0.0	150.8
10	4.00	15.8	0.0	150.8
11	4.20	14.0	0.0	154.7
12	4.40	12.1	0.0	158.3
13	4.60	10.3	0.0	161.5
14	4.80	8.5	0.0	164.4
15	5.00	6.6	0.0	166.9
16	5.20	4.8	0.0	169.0
17	5.40	3.0	0.0	170.7
18	5.60	1.1	0.0	172.1
19	5.70	0.2	0.0	172.7
20	5.73	0.0	0.0	172.8

D: Traversi e Dalle – Trave L= 11.45 m

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	8.6	0.0	0.0
2	0.75	8.6	0.0	6.5
3	1.50	8.6	0.0	12.9
4	1.70	8.6	0.0	14.6
5	2.00	8.6	0.0	17.2
6	3.00	8.6	0.0	25.8
7	3.00	8.6	0.0	25.8
8	3.50	8.6	0.0	30.1
9	4.00	8.6	0.0	34.4
10	4.00	8.6	0.0	34.4
11	4.20	8.6	0.0	36.2
12	4.40	8.6	0.0	37.9
13	4.60	0.0	0.0	39.4
14	4.80	0.0	0.0	39.4
15	5.00	0.0	0.0	39.4
16	5.20	0.0	0.0	39.4
17	5.40	0.0	0.0	39.4
18	5.60	0.0	0.0	39.4
19	5.70	0.0	0.0	39.4
20	5.73	0.0	0.0	39.4

D: Getto soletta – Trave L= 11.45 m

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	53.7	0.0	0.0
2	0.75	46.6	0.0	37.6
3	1.50	39.6	0.0	70.0
4	1.70	37.7	0.0	77.7
5	2.00	34.9	0.0	88.6
6	3.00	25.6	0.0	118.8
7	3.00	25.5	0.0	118.8
8	3.50	20.9	0.0	130.4
9	4.00	16.2	0.0	139.7
10	4.00	16.2	0.0	139.7
11	4.20	14.3	0.0	142.7
12	4.40	12.4	0.0	145.4
13	4.60	10.5	0.0	147.7
14	4.80	8.7	0.0	149.6
15	5.00	6.8	0.0	151.2
16	5.20	4.9	0.0	152.3
17	5.40	3.0	0.0	153.1
18	5.60	1.2	0.0	153.6
19	5.70	0.2	0.0	153.6
20	5.73	0.0	0.0	153.6

F: Sovraccarichi Permanenti – Trave L= 11.45 m

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	42.6	0.0	0.0
2	0.75	37.0	0.0	20.3
3	1.50	31.4	0.0	37.7
4	1.70	29.9	0.0	41.9
5	2.00	27.7	0.0	47.7
6	3.00	20.3	0.0	64.0
7	3.00	20.3	0.0	64.0
8	3.50	16.5	0.0	70.3
9	4.00	12.8	0.0	75.3
10	4.00	12.8	0.0	75.3
11	4.20	11.3	0.0	76.9
12	4.40	9.8	0.0	78.4
13	4.60	8.4	0.0	79.6
14	4.80	6.9	0.0	80.6
15	5.00	5.4	0.0	81.5
16	5.20	3.9	0.0	82.1
17	5.40	2.4	0.0	82.5
18	5.60	0.9	0.0	82.8
19	5.70	0.2	0.0	82.8
20	5.73	0.0	0.0	82.8

I1: Sovraccarichi Mobili $M > 0$ – Trave $L = 11.45$ m

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	201.7	0.0	0.0
2	0.75	186.1	0.0	203.1
3	1.50	170.5	0.0	377.8
4	1.70	166.3	0.0	419.5
5	2.00	160.1	0.0	478.4
6	3.00	139.4	0.0	641.5
7	3.00	139.3	0.0	641.6
8	3.50	128.9	0.0	704.3
9	4.00	118.6	0.0	754.2
10	4.00	118.6	0.0	754.3
11	4.20	114.4	0.0	770.7
12	4.40	110.3	0.0	785.1
13	4.60	106.1	0.0	797.5
14	4.80	101.9	0.0	807.9
15	5.00	97.8	0.0	816.3
16	5.20	93.6	0.0	822.6
17	5.40	89.5	0.0	826.9
18	5.60	85.3	0.0	829.2
19	5.70	83.2	0.0	829.5
20	5.73	82.7	0.0	829.6

H: Ritiro differenziale (A tempo infinito) – Trave $L = 11.45$ m

$N = -378.2$ kN

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	0.0	0.0	127.1
2	0.75	0.0	0.0	127.1
3	1.50	0.0	0.0	127.1
4	1.70	0.0	0.0	117.9
5	2.00	0.0	0.0	117.9
6	3.00	0.0	0.0	117.9
7	3.00	0.0	0.0	119.6
8	3.50	0.0	0.0	119.6
9	4.00	0.0	0.0	119.6
10	4.00	0.0	0.0	119.6
11	4.20	0.0	0.0	119.6
12	4.40	0.0	0.0	119.6
13	4.60	0.0	0.0	119.6
14	4.80	0.0	0.0	119.6
15	5.00	0.0	0.0	119.6
16	5.20	0.0	0.0	119.6
17	5.40	0.0	0.0	119.6
18	5.60	0.0	0.0	119.6
19	5.70	0.0	0.0	119.6
20	5.73	0.0	0.0	119.6

9. IMPALCATO - VERIFICA DELLE TRAVI

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 per le travi in c.a.p. si riportano le verifiche dello stato tensionale allo *SLE* e le verifiche a rottura allo *SLU*.

L'unità di misura utilizzata per le tensioni sono i N/mm^2 (MPa).

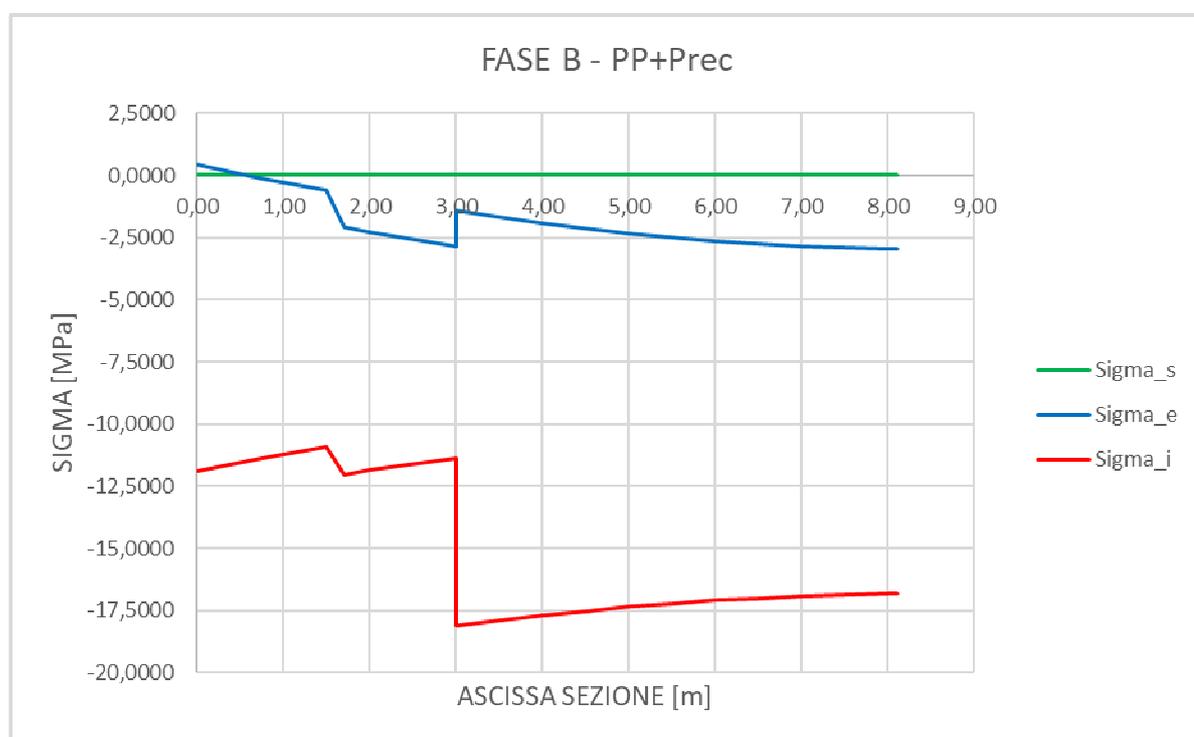
Le caratteristiche inerziali delle sezioni di verifica sono state calcolate per gli impalcati con travi in c.a.p. tenendo conto della larghezza collaborante di soletta assunta, in prima approssimazione, pari all'interasse delle travi in c.a.p..

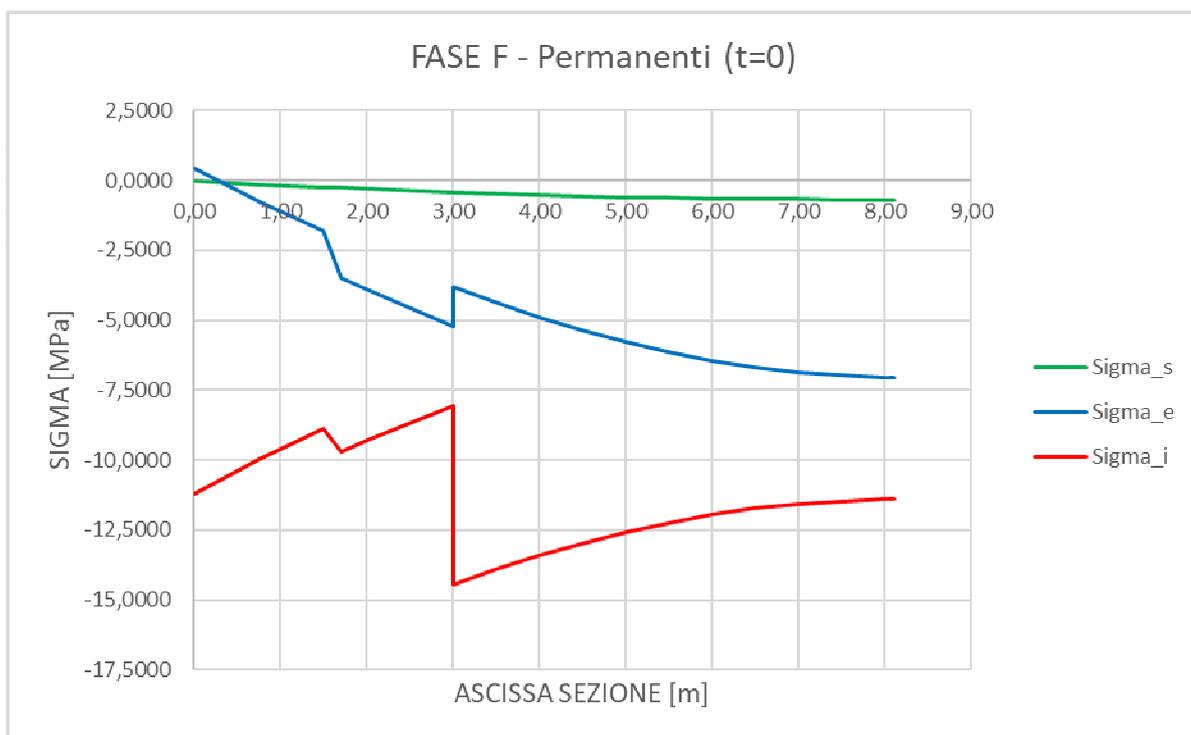
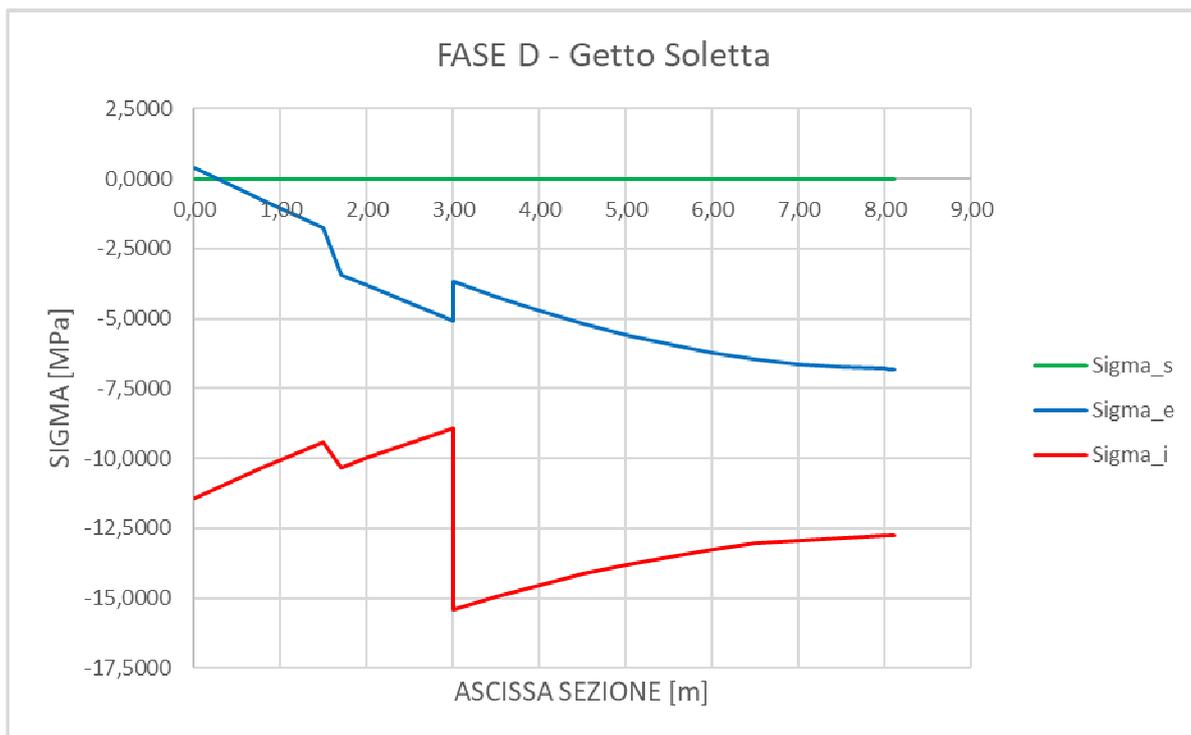
Si segnala in particolare che per la sezione di mezzera degli impalcati con travi in c.a.p. si riportano le tensioni massime e minime relative alla combinazione rara (più gravosa) e sempre rispetto a tale combinazione si effettua, in assoluto favore di sicurezza, la verifica a fessurazione; i valori dello stato tensionale finale sono ricavati come somma dei singoli contributi tensionali ottenuti ovviamente utilizzando i moduli di resistenza pertinenti alla fase di calcolo considerata per determinare la rispettiva sollecitazione.

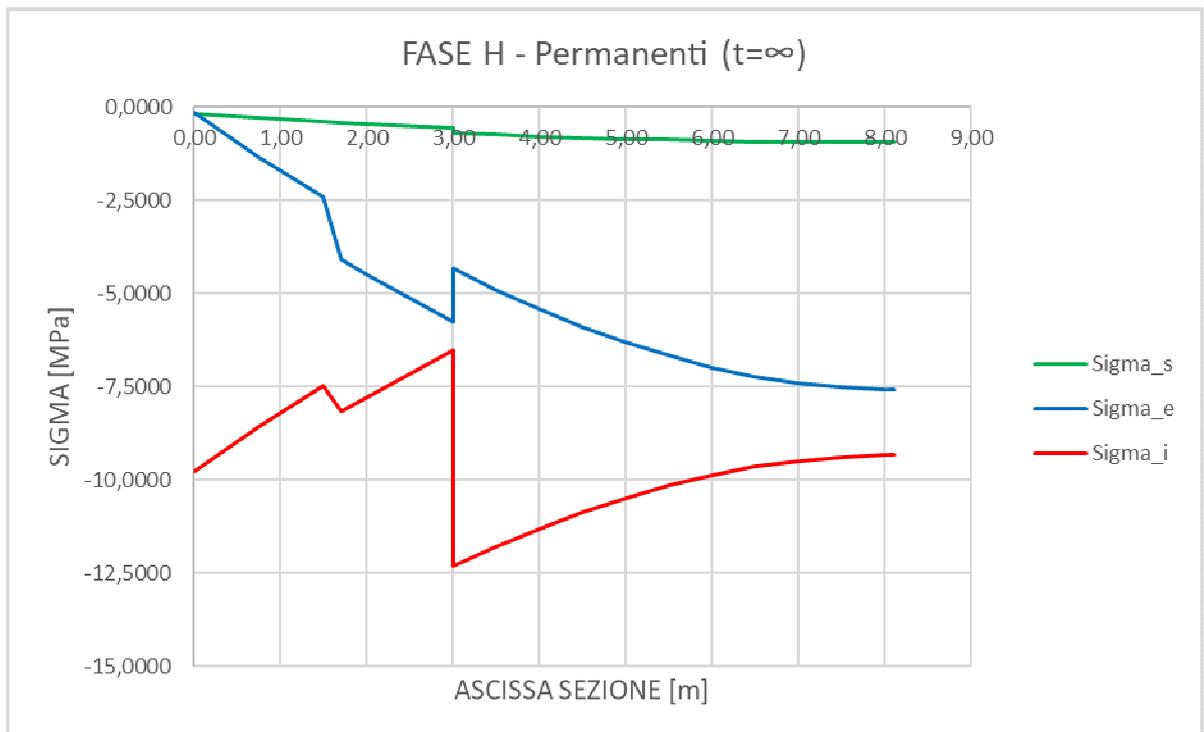
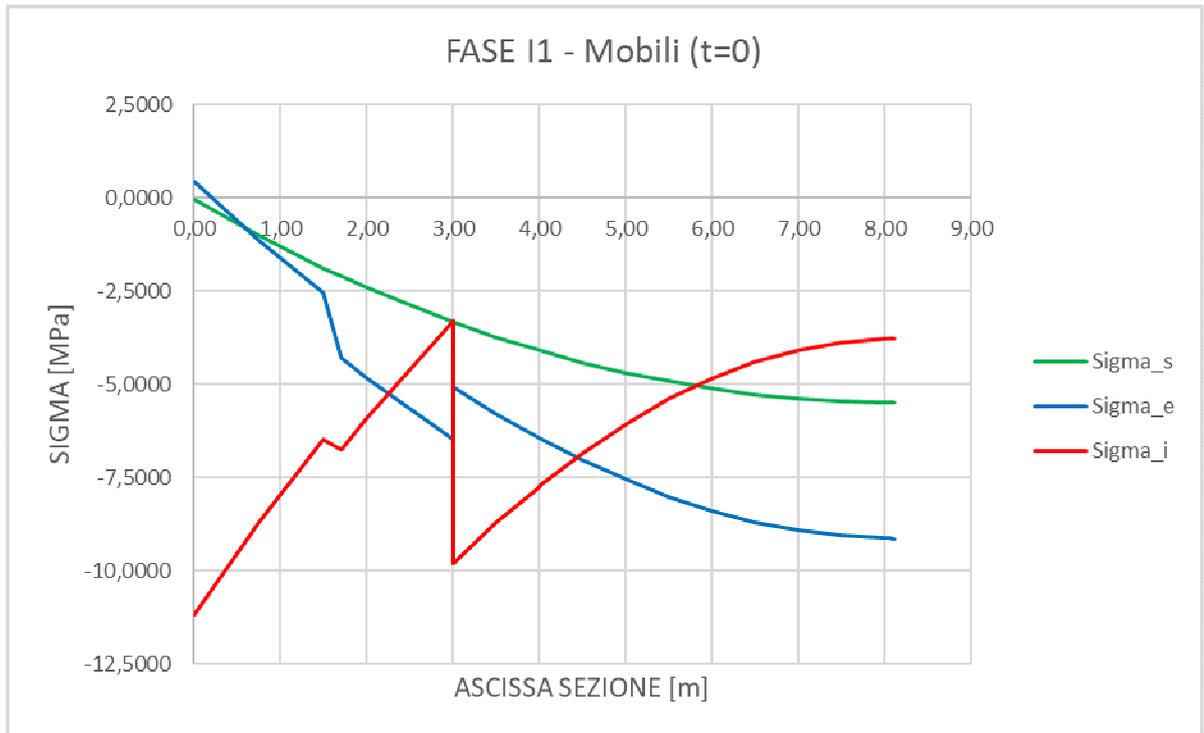
9.2 VERIFICA TRAVI L= 16.20 m

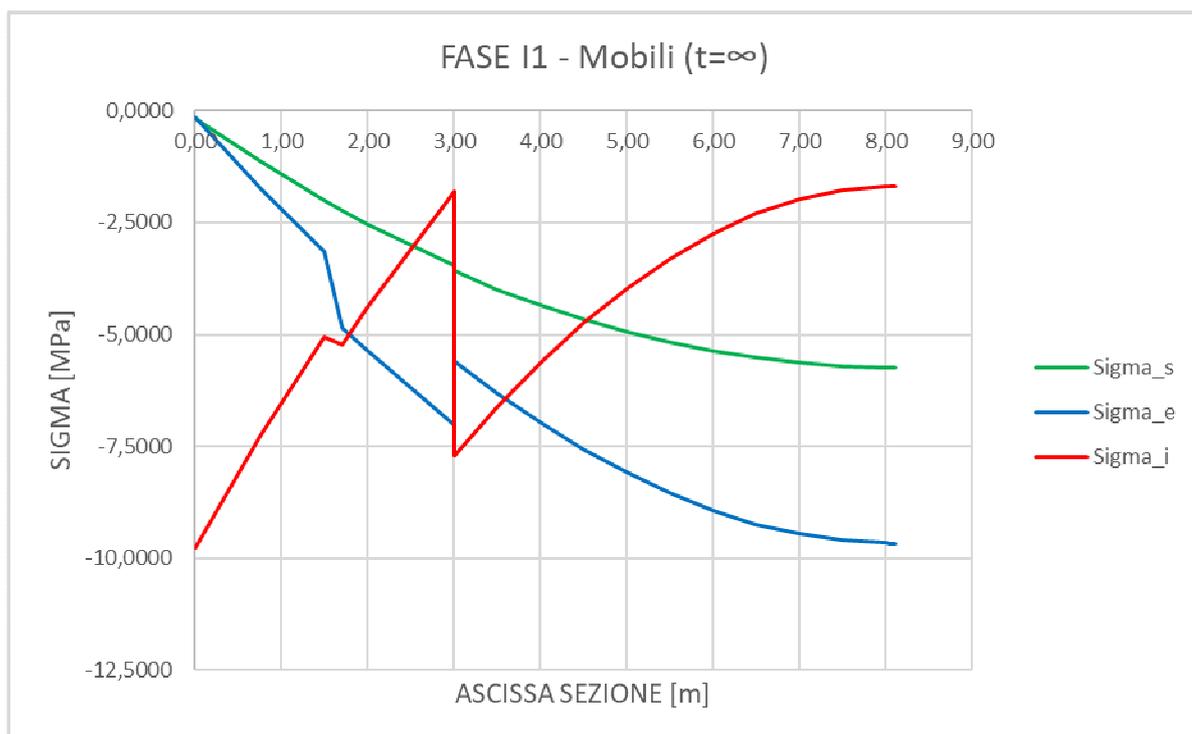
9.2.1 Verifiche SLE

Nelle Tabelle successive sono riportati i grafici 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} .









Riepilogando le tensioni massime e minime sono riassunte nella seguente Tabella:

Fase	Tensioni totali MAX (N/mm ²)			Tensioni totali MIN (N/mm ²)		
	sig_s	sig_e	sig_i	sig_s	sig_e	sig_i
A : Peso proprio trave	0.0	0.0	1.6	0.0	-1.8	0.0
B : Precompressione	0.0	-0.2	-8.3	0.0	-2.6	-15.7
C : Cadute di tensione	0.0	-0.2	-8.0	0.0	-2.5	-15.0
D : Getto soletta	0.0	-0.2	-7.0	0.0	-4.1	-13.7
E : Cadute di tensione	-0.0	-0.2	-6.8	-0.0	-4.0	-13.4
F : Sovrac. Permanenti	-0.0	-0.2	-6.4	-0.4	-4.1	-13.0
A tempo 0						
I1 : Sovra. Mobili M>0	-0.0	-0.2	-2.4	-3.5	-5.2	-9.0
I2: non usato	-0.0	-0.2	-6.4	-0.4	-4.1	-13.0
A tempo infinito						
G : Cadute di tensione	-0.2	-0.1	-5.4	-0.6	-4.0	-11.3
H: Ritiro differenziale	-0.1	-0.7	-5.2	-0.6	-4.7	-11.1
I1 : Sovrac. Mobili M>0	-0.1	-0.7	-1.2	-3.7	-5.8	-7.3
I2: non usato	-0.1	-0.7	-5.2	-0.6	-4.7	-11.1
	0.0	-0.2		0.0	-4.1	
	-0.0	-0.1	-1.2	-3.7	-5.8	-13.4

Verifica a Fessurazione

sezione	ascissa m	Tipo_sez	Fibra Inferiore			
			Msd kNm	Mfes kNm	sf	
1	0.00	a	127.1	1 678.8	13.21	
2	0.75	a	383.5	1 679.9	4.38	
3	1.50	a	604.0	1 680.8	2.78	
4	1.70	c	647.6	1 663.8	2.57	
5	2.00	c	721.9	1 664.1	2.31	
6	3.00	c	933.2	1 665.1	1.78	
7	3.00	c	935.0	2 655.6	2.84	
8	3.50	c	1 017.9	2 656.4	2.61	
9	4.00	c	1 085.3	2 657.1	2.45	
10	4.00	c	1 085.5	2 657.1	2.45	
11	4.20	c	1 108.1	2 657.3	2.40	
12	4.40	c	1 128.4	2 657.5	2.36	
13	4.60	c	1 146.0	2 657.7	2.32	
14	4.80	c	1 159.6	2 657.8	2.29	
15	5.00	c	1 170.7	2 657.9	2.27	
16	5.20	c	1 179.4	2 658.0	2.25	
17	5.40	c	1 185.6	2 658.1	2.24	
18	5.60	c	1 189.3	2 658.1	2.23	
19	5.70	c	1 190.3	2 658.2	2.23	
20	5.73	c	1 190.4	2 658.2	2.23	
					min	1.78

Verifica Controfreccia

	γ	f' mm	f'' mm	
Pesi Propri e Sovrac.i Permanenti	1.000	2.7	2.7	
Precompressione e Fenomeni Lenti	1.000	-6.3	-6.3	
I1 : Sovraccarichi Mobili M>0	0.250	4.1	1.0	
<hr/>				
	$\delta =$	0.5	-2.6	< 0.0

Verifica Inflessione

	γ	f' mm	f'' mm	L/f
I1 : Sovraccarichi Mobili M>0	0.750	4.1	3.1	
<hr/>				
	$\delta =$	4.1	3.1	3 740 > 700

9.2.2 Verifiche SLU

Verifiche a Flessione

sezione	ascissa	num_tref	Nsd kN	Msd kNm	x/d	x_nn mm	Af_inf mm ²	Nrd kN	Mrd kNm	sf	
1	0.00	11	-453.8	152.5	0.152	167	1 407	-453.2	2 901.8	19.03	
2	0.75	11	-453.8	570.2	0.152	167	1 407	-453.2	2 901.8	5.09	
3	1.50	11	-453.8	929.5	0.152	167	1 407	-453.2	2 901.8	3.12	
4	1.70	11	-453.8	1 004.4	0.152	167	1 407	-453.2	2 890.9	2.88	
5	2.00	11	-453.8	1 125.5	0.152	167	1 407	-453.2	2 890.9	2.57	
6	3.00	11	-453.8	1 468.2	0.152	167	1 407	-453.2	2 890.9	1.97	
7	3.00	17	-453.8	1 470.5	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.72	
8	3.50	17	-453.8	1 604.5	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.50	
9	4.00	17	-453.8	1 713.1	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.34	
10	4.00	17	-453.8	1 713.3	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.34	
11	4.20	17	-453.8	1 749.7	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.29	
12	4.40	17	-453.8	1 782.1	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.25	
13	4.60	17	-453.8	1 810.3	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.21	
14	4.80	17	-453.8	1 832.3	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.19	
15	5.00	17	-453.8	1 850.2	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.16	
16	5.20	17	-453.8	1 864.2	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.15	
17	5.40	17	-453.8	1 874.1	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.14	
18	5.60	17	-453.8	1 879.9	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.13	
19	5.70	17	-453.8	1 881.3	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.13	
20	5.73	17	-453.8	1 881.5	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.13	
					min	167				min	1.97

Verifiche a Taglio

sezione	ascissa m	b_wn mm	Vsd kN	ctg_q	Asw/s mm ² /m	Vrd_min kN	Vr,cd kN	Vr,sd kN	Vrd kN	sf
1	0.00	300	497.5	1.000	1 571	749.4	2 201.0	607.5	607.5	1.22
2	0.75	300	447.0	1.000	1 571	749.6	2 201.2	607.5	607.5	1.36
3	1.50	300	396.5	1.000	1 571	749.7	2 201.3	607.5	607.5	1.53
4	1.70	140	383.0	1.000	1 571	375.5	1 064.5	607.5	607.5	1.59
5	2.00	140	362.8	1.000	1 571	375.5	1 064.6	607.5	607.5	1.67
6	3.00	140	298.3	1.000	1 571	375.5	1 064.7	607.5	607.5	2.04
7	3.00	140	298.3	1.000	1 571	375.5	1 102.7	607.5	607.5	2.04
8	3.50	140	266.2	1.000	1 571	375.5	1 102.7	607.5	607.5	2.28
9	4.00	140	234.1	1.000	1 005	375.5	1 102.7	388.8	388.8	1.66
10	4.00	140	234.1	1.000	1 005	375.5	1 102.7	388.8	388.8	1.66
11	4.20	140	221.2	1.000	1 005	375.5	1 102.7	388.8	388.8	1.76
12	4.40	140	208.4	1.000	1 005	375.5	1 102.7	388.8	388.8	1.87
13	4.60	140	183.9	1.000	1 005	375.5	1 102.7	388.8	388.8	2.11
14	4.80	140	171.1	1.000	1 005	375.5	1 102.7	388.8	388.8	2.27
15	5.00	140	158.2	1.000	1 005	375.5	1 102.7	388.8	388.8	2.46
16	5.20	140	145.4	1.000	503	375.5	1 102.7	194.4	194.4	1.34
17	5.40	140	132.5	1.000	503	375.5	1 102.7	194.4	194.4	1.47
18	5.60	140	119.7	1.000	503	375.5	1 102.7	194.4	194.4	1.62
19	5.70	140	113.3	1.000	503	375.5	1 102.7	194.4	194.4	1.72
20	5.73	140	111.7	1.000	503	375.5	1 102.7	194.4	194.4	1.74

min 1.22

Verifica Connettori

sezione	ascissa m	N_sol kN	β	z/d	VEd kN	vEdvRdi,max N/mm ²	Rdi,max N/mm ²	sig_n N/mm ²	A_conn mm ² /m	ρ
1	0.00	-3 186.2	1.000	0.780	497.5	0.46	5.12	0.01	4 712	0.00372
2	0.75	-3 186.2	1.000	0.780	447.0	0.41	5.12	0.01	4 712	0.00372
3	1.50	-3 186.2	1.000	0.780	396.5	0.37	5.12	0.01	4 712	0.00372
4	1.70	-3 186.2	1.000	0.780	383.0	0.35	5.12	0.01	4 712	0.00372
5	2.00	-3 186.2	1.000	0.780	362.8	0.34	5.12	0.01	4 712	0.00372
6	3.00	-3 186.2	1.000	0.780	298.3	0.28	5.12	0.01	4 712	0.00372
7	3.00	-3 804.8	1.000	0.822	298.3	0.26	5.12	0.01	4 712	0.00372
8	3.50	-3 804.8	1.000	0.822	266.2	0.23	5.12	0.01	4 712	0.00372
9	4.00	-3 804.8	1.000	0.822	234.1	0.21	5.12	0.01	3 016	0.00238
10	4.00	-3 804.8	1.000	0.822	234.1	0.21	5.12	0.01	3 016	0.00238
11	4.20	-3 804.8	1.000	0.822	221.2	0.19	5.12	0.01	3 016	0.00238
12	4.40	-3 804.8	1.000	0.822	208.4	0.18	5.12	0.01	3 016	0.00238
13	4.60	-3 804.8	1.000	0.822	183.9	0.16	5.12	0.01	3 016	0.00238
14	4.80	-3 804.8	1.000	0.822	171.1	0.15	5.12	0.01	3 016	0.00238
15	5.00	-3 804.8	1.000	0.822	158.2	0.14	5.12	0.01	3 016	0.00238
16	5.20	-3 804.8	1.000	0.822	145.4	0.13	5.12	0.01	1 508	0.00119
17	5.40	-3 804.8	1.000	0.822	132.5	0.12	5.12	0.01	1 508	0.00119
18	5.60	-3 804.8	1.000	0.822	119.7	0.11	5.12	0.01	1 508	0.00119
19	5.70	-3 804.8	1.000	0.822	113.3	0.10	5.12	0.01	1 508	0.00119
20	5.73	-3 804.8	1.000	0.822	111.7	0.10	5.12	0.01	1 508	0.00119

Impalcato a travi incorporate e sottostrutture in c.a.

sezione	ascissa	c * fctd	m * sig_n	r *	vRdi	sf
	m	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
1	0.00	0.30	0.00	0.87	1.18	2.56
2	0.75	0.30	0.00	0.87	1.18	2.85
3	1.50	0.30	0.00	0.87	1.18	3.21
4	1.70	0.30	0.00	0.87	1.18	3.32
5	2.00	0.30	0.00	0.87	1.18	3.51
6	3.00	0.30	0.00	0.87	1.18	4.27
7	3.00	0.30	0.00	0.87	1.18	4.50
8	3.50	0.30	0.00	0.87	1.18	5.04
9	4.00	0.30	0.00	0.56	0.86	4.20
10	4.00	0.30	0.00	0.56	0.86	4.20
11	4.20	0.30	0.00	0.56	0.86	4.44
12	4.40	0.30	0.00	0.56	0.86	4.72
13	4.60	0.30	0.00	0.56	0.86	5.35
14	4.80	0.30	0.00	0.56	0.86	5.75
15	5.00	0.30	0.00	0.56	0.86	6.21
16	5.20	0.30	0.00	0.28	0.58	4.57
17	5.40	0.30	0.00	0.28	0.58	5.01
18	5.60	0.30	0.00	0.28	0.58	5.55
19	5.70	0.30	0.00	0.28	0.58	5.87
20	5.73	0.04	0.00	0.28	0.32	3.30
					min	2.56

9.2.3 Verifiche Traversi

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

I momenti massimi dovuti ai carichi accidentali sono pari a:

$$M_{qk} \cong 1250 \text{ kNm}$$

Si adotta un'armatura composta da:

- 4+4φ26 inferiori;
- 3φ16 superiori (armatura estradosso soletta).

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

$$\sigma_{max,s} \cong 277 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{max,c} \cong 13.7 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo}.$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

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

$$(V_{S,d})_{SLU} = 1.35 \times 295 \cong 400 \text{ kN.}$$

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

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \cong 678 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} \cong 678 \text{ kN}; \quad V_{Rcd} \cong 2080 \text{ kN}$$

con:

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

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

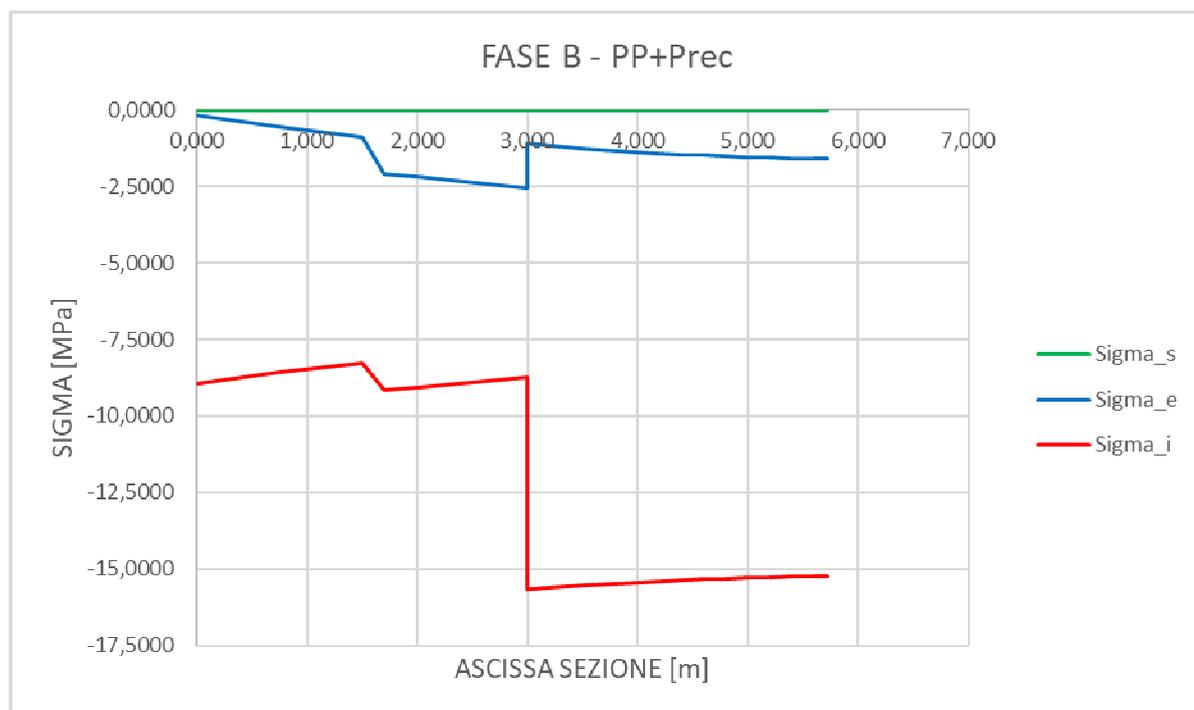
$$\cot \theta = 1; \quad b_w = 350 \text{ mm.}$$

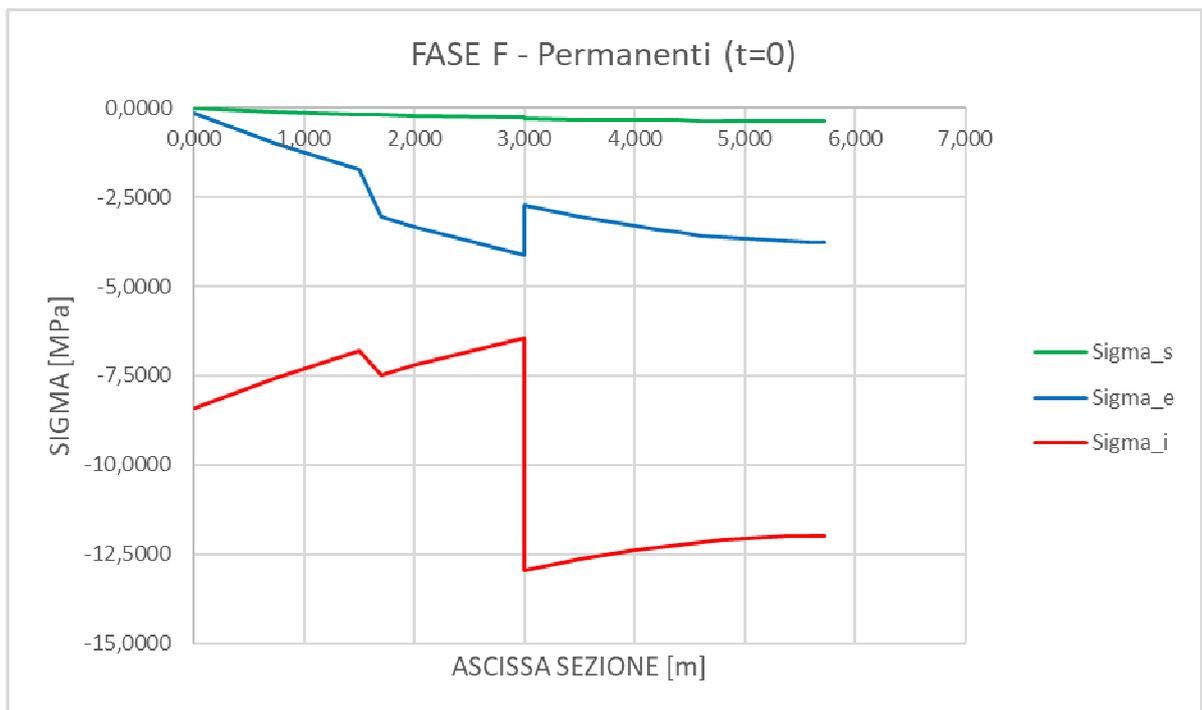
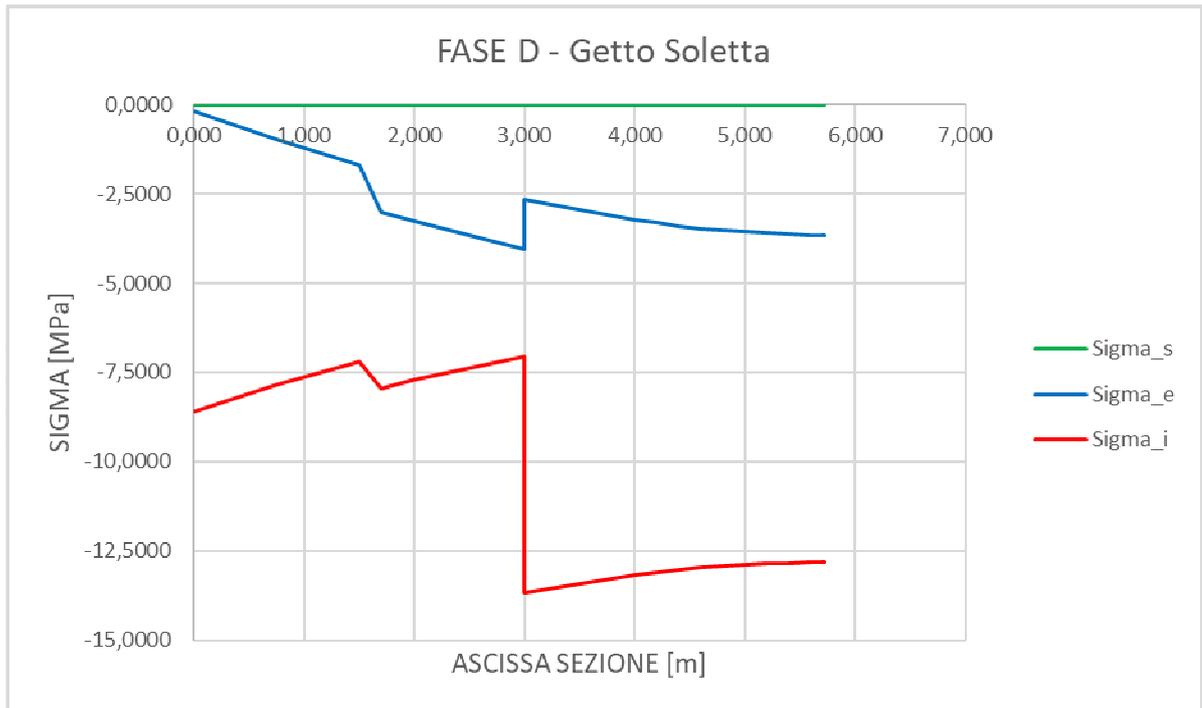
La verifica risulta soddisfatta.

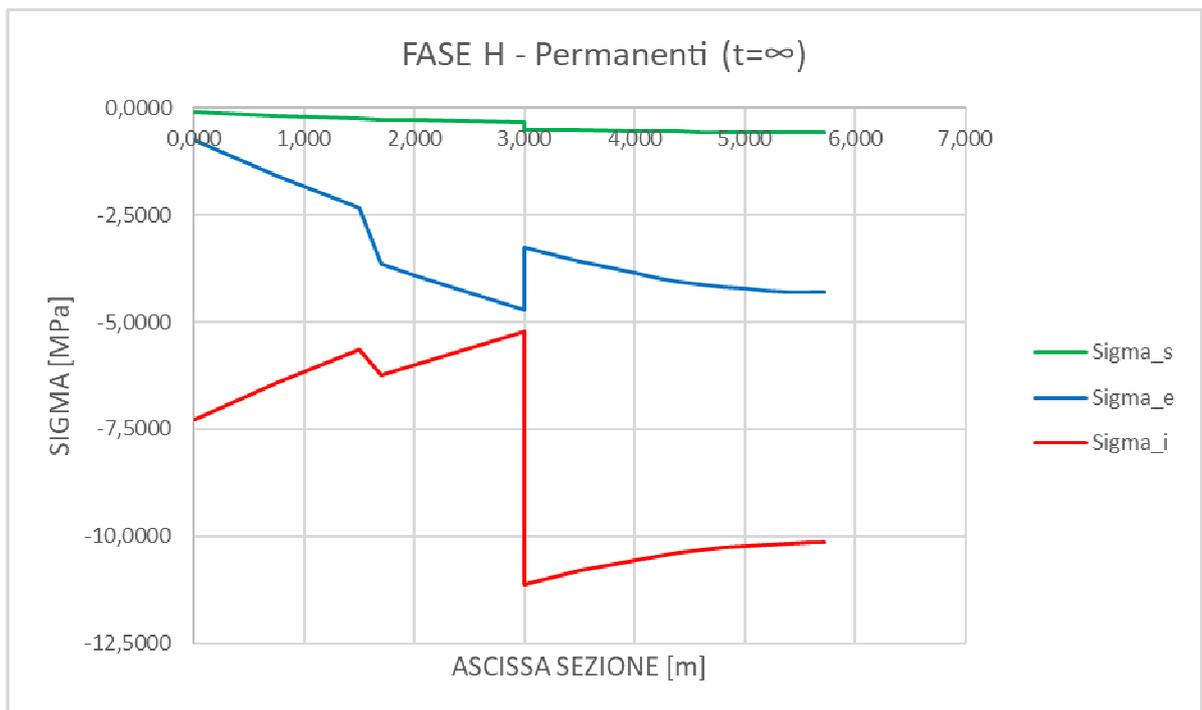
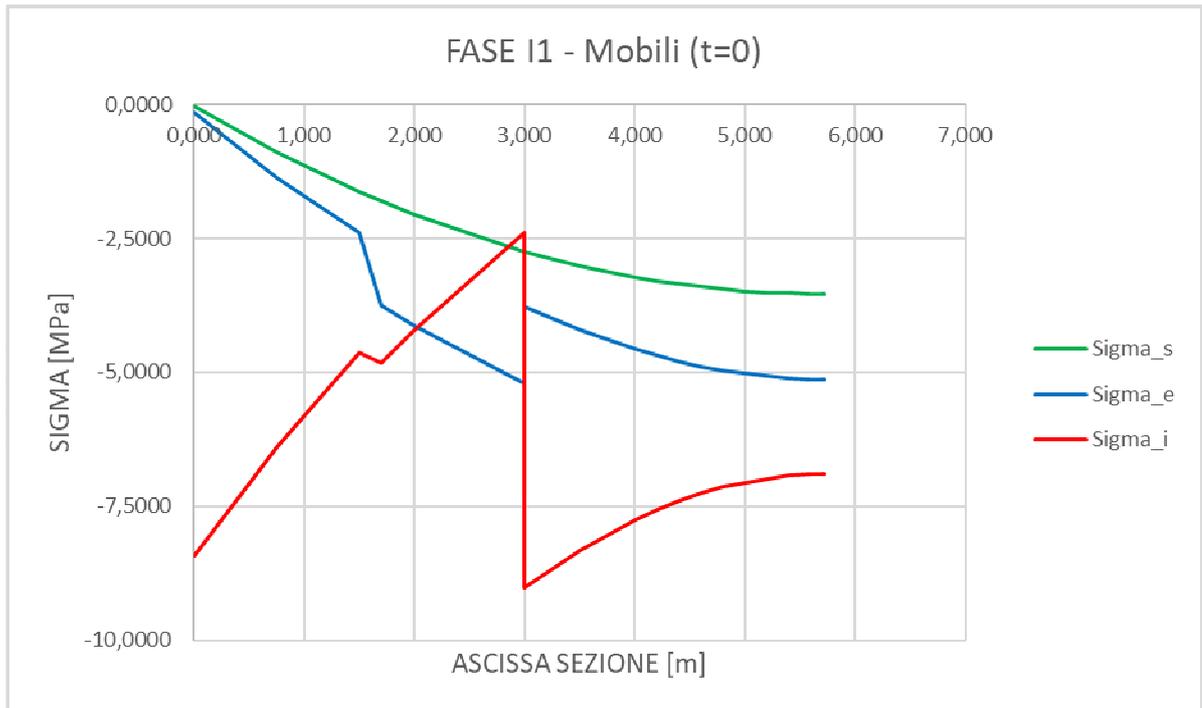
9.3 VERIFICA TRAVI L= 11.45 m

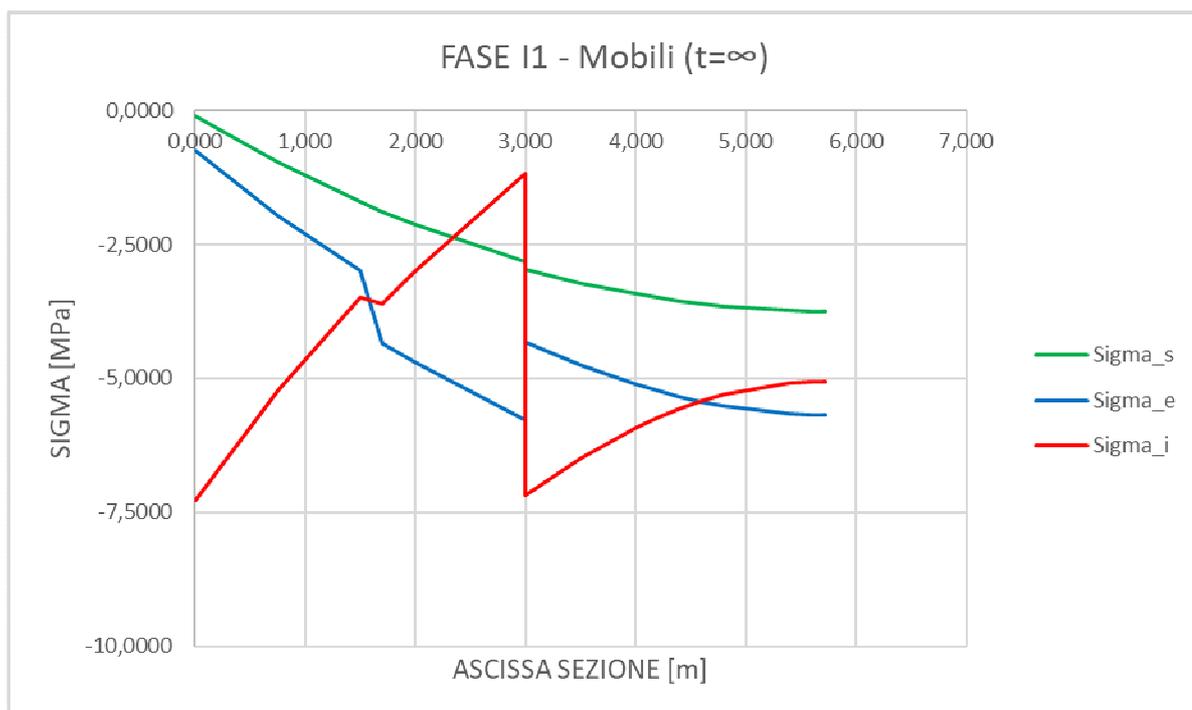
9.3.1 Verifiche SLE

Nelle Tabelle successive 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} .









Riepilogando le tensioni massime e minime sono riassunte nella seguente Tabella:

Fase	Tensioni totali MAX (N/mm ²)			Tensioni totali MIN (N/mm ²)		
	sig_s	sig_e	sig_i	sig_s	sig_e	sig_i
A : Peso proprio trave	0.0	0.0	1.6	0.0	-1.8	0.0
B : Precompressione	0.0	-0.2	-8.3	0.0	-2.6	-15.7
C : Cadute di tensione	0.0	-0.2	-8.0	0.0	-2.5	-15.0
D : Getto soletta	0.0	-0.2	-7.0	0.0	-4.1	-13.7
E : Cadute di tensione	-0.0	-0.2	-6.8	-0.0	-4.0	-13.4
F : Sovrac. Permanenti	-0.0	-0.2	-6.4	-0.4	-4.1	-13.0
A tempo 0						
I1 : Sovra. Mobili M>0	-0.0	-0.2	-2.4	-3.5	-5.2	-9.0
I2: non usato	-0.0	-0.2	-6.4	-0.4	-4.1	-13.0
A tempo infinito						
G : Cadute di tensione	-0.2	-0.1	-5.4	-0.6	-4.0	-11.3
H: Ritiro differenziale	-0.1	-0.7	-5.2	-0.6	-4.7	-11.1
I1 : Sovrac. Mobili M>0	-0.1	-0.7	-1.2	-3.7	-5.8	-7.3
I2: non usato	-0.1	-0.7	-5.2	-0.6	-4.7	-11.1
	0.0	-0.2		0.0	-4.1	
	-0.0	-0.1	-1.2	-3.7	-5.8	-13.4

Verifica a Fessurazione

sezione	ascissa m	Tipo_sez	Fibra Inferiore			
			Msd kNm	Mfes kNm	sf	
1	0.00	a	127.1	1 678.8	13.21	
2	0.75	a	383.5	1 679.9	4.38	
3	1.50	a	604.0	1 680.8	2.78	
4	1.70	c	647.6	1 663.8	2.57	
5	2.00	c	721.9	1 664.1	2.31	
6	3.00	c	933.2	1 665.1	1.78	
7	3.00	c	935.0	2 655.6	2.84	
8	3.50	c	1 017.9	2 656.4	2.61	
9	4.00	c	1 085.3	2 657.1	2.45	
10	4.00	c	1 085.5	2 657.1	2.45	
11	4.20	c	1 108.1	2 657.3	2.40	
12	4.40	c	1 128.4	2 657.5	2.36	
13	4.60	c	1 146.0	2 657.7	2.32	
14	4.80	c	1 159.6	2 657.8	2.29	
15	5.00	c	1 170.7	2 657.9	2.27	
16	5.20	c	1 179.4	2 658.0	2.25	
17	5.40	c	1 185.6	2 658.1	2.24	
18	5.60	c	1 189.3	2 658.1	2.23	
19	5.70	c	1 190.3	2 658.2	2.23	
20	5.73	c	1 190.4	2 658.2	2.23	
					min	1.78

Verifica Controfreccia

	γ	f' mm	f'' mm	
Pesi Propri e Sovrac.i Permanenti	1.000	2.7	2.7	
Precompressione e Fenomeni Lenti	1.000	-6.3	-6.3	
I1 : Sovraccarichi Mobili M>0	0.250	4.1	1.0	
<hr/>				
	$\delta =$	0.5	-2.6	< 0.0

Verifica Inflessione

	γ	f' mm	f'' mm	L/f
I1 : Sovraccarichi Mobili M>0	0.750	4.1	3.1	
<hr/>				
	$\delta =$	4.1	3.1	3 740 > 700

9.3.2 Verifiche SLU

Verifiche a Flessione

sezione	ascissa	num_tref	Nsd kN	Msd kNm	x/d	x_nn mm	Af_inf mm ²	Nrd kN	Mrd kNm	sf	
1	0.00	11	-453.8	152.5	0.152	167	1 407	-453.2	2 901.8	19.03	
2	0.75	11	-453.8	570.2	0.152	167	1 407	-453.2	2 901.8	5.09	
3	1.50	11	-453.8	929.5	0.152	167	1 407	-453.2	2 901.8	3.12	
4	1.70	11	-453.8	1 004.4	0.152	167	1 407	-453.2	2 890.9	2.88	
5	2.00	11	-453.8	1 125.5	0.152	167	1 407	-453.2	2 890.9	2.57	
6	3.00	11	-453.8	1 468.2	0.152	167	1 407	-453.2	2 890.9	1.97	
7	3.00	17	-453.8	1 470.5	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.72	
8	3.50	17	-453.8	1 604.5	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.50	
9	4.00	17	-453.8	1 713.1	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.34	
10	4.00	17	-453.8	1 713.3	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.34	
11	4.20	17	-453.8	1 749.7	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.29	
12	4.40	17	-453.8	1 782.1	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.25	
13	4.60	17	-453.8	1 810.3	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.21	
14	4.80	17	-453.8	1 832.3	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.19	
15	5.00	17	-453.8	1 850.2	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.16	
16	5.20	17	-453.8	1 864.2	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.15	
17	5.40	17	-453.8	1 874.1	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.14	
18	5.60	17	-453.8	1 879.9	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.13	
19	5.70	17	-453.8	1 881.3	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.13	
20	5.73	17	-453.8	1 881.5	0.179	196	1 407	-452.8	4 005.6	2.13	
					min	167				min	1.97

Verifiche a Taglio

sezione	ascissa m	b_wn mm	Vsd kN	ctg_q	Asw/s mm ² /m	Vrd_min kN	Vr,cd kN	Vr,sd kN	Vrd kN	sf
1	0.00	300	497.5	1.000	1 571	749.4	2 201.0	607.5	607.5	1.22
2	0.75	300	447.0	1.000	1 571	749.6	2 201.2	607.5	607.5	1.36
3	1.50	300	396.5	1.000	1 571	749.7	2 201.3	607.5	607.5	1.53
4	1.70	140	383.0	1.000	1 571	375.5	1 064.5	607.5	607.5	1.59
5	2.00	140	362.8	1.000	1 571	375.5	1 064.6	607.5	607.5	1.67
6	3.00	140	298.3	1.000	1 571	375.5	1 064.7	607.5	607.5	2.04
7	3.00	140	298.3	1.000	1 571	375.5	1 102.7	607.5	607.5	2.04
8	3.50	140	266.2	1.000	1 571	375.5	1 102.7	607.5	607.5	2.28
9	4.00	140	234.1	1.000	1 005	375.5	1 102.7	388.8	388.8	1.66
10	4.00	140	234.1	1.000	1 005	375.5	1 102.7	388.8	388.8	1.66
11	4.20	140	221.2	1.000	1 005	375.5	1 102.7	388.8	388.8	1.76
12	4.40	140	208.4	1.000	1 005	375.5	1 102.7	388.8	388.8	1.87
13	4.60	140	183.9	1.000	1 005	375.5	1 102.7	388.8	388.8	2.11
14	4.80	140	171.1	1.000	1 005	375.5	1 102.7	388.8	388.8	2.27
15	5.00	140	158.2	1.000	1 005	375.5	1 102.7	388.8	388.8	2.46
16	5.20	140	145.4	1.000	503	375.5	1 102.7	194.4	194.4	1.34
17	5.40	140	132.5	1.000	503	375.5	1 102.7	194.4	194.4	1.47
18	5.60	140	119.7	1.000	503	375.5	1 102.7	194.4	194.4	1.62
19	5.70	140	113.3	1.000	503	375.5	1 102.7	194.4	194.4	1.72
20	5.73	140	111.7	1.000	503	375.5	1 102.7	194.4	194.4	1.74

min 1.22

Verifica Connettori

sezione	ascissa m	N_sol kN	β	z/d	VEd kN	vEdvRdi,max N/mm ²	Rdi,max N/mm ²	sig_n N/mm ²	A_conn mm ² /m	r
1	0.00	-3 186.2	1.000	0.780	497.5	0.46	5.12	0.01	4 712	0.00372
2	0.75	-3 186.2	1.000	0.780	447.0	0.41	5.12	0.01	4 712	0.00372
3	1.50	-3 186.2	1.000	0.780	396.5	0.37	5.12	0.01	4 712	0.00372
4	1.70	-3 186.2	1.000	0.780	383.0	0.35	5.12	0.01	4 712	0.00372
5	2.00	-3 186.2	1.000	0.780	362.8	0.34	5.12	0.01	4 712	0.00372
6	3.00	-3 186.2	1.000	0.780	298.3	0.28	5.12	0.01	4 712	0.00372
7	3.00	-3 804.8	1.000	0.822	298.3	0.26	5.12	0.01	4 712	0.00372
8	3.50	-3 804.8	1.000	0.822	266.2	0.23	5.12	0.01	4 712	0.00372
9	4.00	-3 804.8	1.000	0.822	234.1	0.21	5.12	0.01	3 016	0.00238
10	4.00	-3 804.8	1.000	0.822	234.1	0.21	5.12	0.01	3 016	0.00238
11	4.20	-3 804.8	1.000	0.822	221.2	0.19	5.12	0.01	3 016	0.00238
12	4.40	-3 804.8	1.000	0.822	208.4	0.18	5.12	0.01	3 016	0.00238
13	4.60	-3 804.8	1.000	0.822	183.9	0.16	5.12	0.01	3 016	0.00238
14	4.80	-3 804.8	1.000	0.822	171.1	0.15	5.12	0.01	3 016	0.00238
15	5.00	-3 804.8	1.000	0.822	158.2	0.14	5.12	0.01	3 016	0.00238
16	5.20	-3 804.8	1.000	0.822	145.4	0.13	5.12	0.01	1 508	0.00119
17	5.40	-3 804.8	1.000	0.822	132.5	0.12	5.12	0.01	1 508	0.00119
18	5.60	-3 804.8	1.000	0.822	119.7	0.11	5.12	0.01	1 508	0.00119
19	5.70	-3 804.8	1.000	0.822	113.3	0.10	5.12	0.01	1 508	0.00119
20	5.73	-3 804.8	1.000	0.822	111.7	0.10	5.12	0.01	1 508	0.00119

sezione	ascissa	c * fctd	m * sig_n	r *	vRdi	sf
	m	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
1	0.00	0.30	0.00	0.87	1.18	2.56
2	0.75	0.30	0.00	0.87	1.18	2.85
3	1.50	0.30	0.00	0.87	1.18	3.21
4	1.70	0.30	0.00	0.87	1.18	3.32
5	2.00	0.30	0.00	0.87	1.18	3.51
6	3.00	0.30	0.00	0.87	1.18	4.27
7	3.00	0.30	0.00	0.87	1.18	4.50
8	3.50	0.30	0.00	0.87	1.18	5.04
9	4.00	0.30	0.00	0.56	0.86	4.20
10	4.00	0.30	0.00	0.56	0.86	4.20
11	4.20	0.30	0.00	0.56	0.86	4.44
12	4.40	0.30	0.00	0.56	0.86	4.72
13	4.60	0.30	0.00	0.56	0.86	5.35
14	4.80	0.30	0.00	0.56	0.86	5.75
15	5.00	0.30	0.00	0.56	0.86	6.21
16	5.20	0.30	0.00	0.28	0.58	4.57
17	5.40	0.30	0.00	0.28	0.58	5.01
18	5.60	0.30	0.00	0.28	0.58	5.55
19	5.70	0.30	0.00	0.28	0.58	5.87
20	5.73	0.04	0.00	0.28	0.32	3.30
					min	2.56

9.3.3 Verifiche Traversi

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

I momenti massimi dovuti ai carichi accidentali sono pari a:

$$M_{qk} \cong 1250 \text{ kNm}$$

Si adotta un'armatura composta da:

- 4+4φ26 inferiori;
- 3φ16 superiori (armatura estradosso soletta).

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

$$\sigma_{max,s} \cong 277 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{max,c} \cong 13.7 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo}.$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

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

$$(V_{S,d})_{SLU} = 1.35 \times 295 \cong 400 \text{ kN.}$$

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

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \cong 678 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} \cong 678 \text{ kN}; \quad V_{Rcd} \cong 2080 \text{ kN}$$

con:

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

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

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

La verifica risulta soddisfatta.

10. IMPALCATO – VERIFICHE SOLETTA

10.1 Impalcato con travi in c.a.p. - Verifiche di resistenza e durabilità

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 1.60 m.

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

$$M_{perm} \cong -32 \text{ kNm}; \quad M_{qk2} \cong -40 \text{ kNm}$$

Il momento di verifica massimo risulta:

$$M_{SLE} \cong -72 \text{ kNm}.$$

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

$$\sigma_{max,s} \cong 206 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{max,c} \cong 9.0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo}.$$

La verifica risulta soddisfatta.

Considerando la combinazione *SLE frequente* si ottiene:

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

$$\sigma_{max,c} \cong 7.8 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo}.$$

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

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

10.1.1 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.

11. VERIFICA DELLE SPALLE

Il calcolo statico è redatto mediante l'impiego combinato di programmi per l'analisi strutturale agli elementi finiti, soluzioni tradizionali mediante l'impiego della Scienza delle Costruzioni e fogli elettronici per la rappresentazione e l'elaborazione dei dati.

Gli eventuali modelli agli elementi finiti (FEM) implementati per la determinazione delle sollecitazioni e delle deformazioni sono del tipo unifilari ossia schematizzano sia l'impalcato che le pile con la loro linea d'asse. L'asse longitudinale del viadotto è disposto secondo l'asse "X" del modello numerico con verso positivo dalla spalla A (o S1) alla Spalla B (o S2), l'asse verticale è "Z" diretto verso l'alto. L'asse trasversale "Y" è ortogonale ai precedenti e forma con essi una terna destrorsa.

Viene definita preliminarmente la quota altimetrica $Z = 0.00$ m che è fatta coincidere con l'estradosso dei pulvini di tutte le pile. L'intradosso dell'impalcato viene posto ad una quota di riferimento $Z_{app} = 0.50$ m che modella l'ingombro in altezza dei baggioli e degli apparecchi d'appoggio. Le varie sezioni delle pile vengono quindi ad avere coordinate altimetriche negative. Gli elementi "frame" che ne compongono la linea d'asse sono nominati con codice Pxxnn in cui "xx" rappresenta l'ordinale della pila ed "nn" l'ordinale dell'elemento. Il nodo "i" di ciascun elemento frame della pila vede la coordinata altimetrica maggiore e pertanto il suo asse locale "1" è diretto verso il basso. Così facendo il valore assoluto della coordinata Z dell'ultimo nodo della pila ne individua l'altezza di calcolo. La lunghezza standard degli elementi delle pile è 1.50 m con un valore minimo di 1.00 m e massimo 2.50 m.

Gli elementi frame dell'impalcato sono orizzontali (ossia paralleli all'asse x globale), e la mesh si compone di elementi di lunghezza 1.00 m a meno di nodi singolari che devono corrispondere a punti notevoli della sua geometria ed hanno numerazione progressiva numerica tra 101 e 101+Lv dove "Lv" rappresenta la lunghezza totale del Viadotto. La linea d'asse è posta alla quota $Z_{imp} = Z_{app} + Z_{bar}$ e da essa si diramano, in corrispondenza delle pile, aste verticali di rigidezza infinita che raggiungono la quota Z_{rif} di intradosso impalcato. In corrispondenza dei nodi j di tali aste si simulano, attraverso il rilascio degli opportuni gradi di libertà interni alle aste, le reali condizioni di vincolo tra impalcato e strutture di elevazione.

Al fine di agevolare la lettura dell'output del programma si riportano di seguito le corrispondenze tra le sollecitazioni, le reazioni e gli assi locali e globali degli elementi frame impiegati nel modello e le convenzioni di segno assunte nell'impiego del programma "RC-SEC" con il quale vengono eseguite le verifiche SLU e SLE a presso-flessione deviata delle sezioni in c.a.:

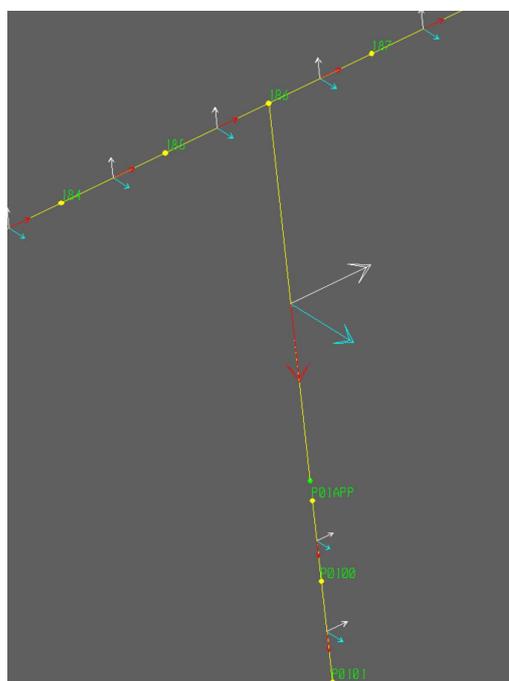
Sollecitazione	Reazioni FEM	Frame FEM	Verifiche RC-SEC
N	F3	P	N
F_long	F1	V2	Fx
F_trasv	F2	V3	Fy
M_long	M2	M3	My
M_trasv	M1	M2	Mx
M_torc	M3	T	Mz

Nella lettura degli assi locali del programma si verifica la seguente corrispondenza con gli assi globali di riferimento e ne consegue il seguente orientamento delle rigidezze

Asse locale	Colore	Impalcato	Pile
1	Rosso	X	-Z
2	Bianco	Z	X
3	Cyano	-Y	-Y

Codice	Inerzia	Impalcato	Pile
K1	Torsionale	X	-Z
I22	Flessionale	Z	X
I33	Flessionale	-Y	-Y

Nella figura che segue viene rappresentata la sommità di una Pila generica in cui si mostra il livello a cui si operano le scelte sul sistema vincolare scelto e la numerazione adottata per i nodi.



Nella figura l'asta verticale, denominata « PO1rig » e orientata verso il basso, tra il nodo 186 e il nodo P01app rappresenta l'elemento rigido che riporta i carichi alla quota appoggi. L'asta « P01bag », tra i nodi P01app e P0100 è anch'esso un elemento rigido che rappresenta il baggio. Si osservi l'asse 3 di color cyano che, sia per gli elementi verticali che per gli elementi orizzontali, è diretto ortogonalmente all'asse del viadotto. Il nodo P01app che le due aste hanno in comune è sede della scelta vincolare. Se il nodo è sede di un allineamento fisso l'asta P01rig consente alla sua estremità « J » la sola rotazione intorno all'asse globale Y e pertanto si rilascia il grado di libertà « r3 ». Se invece il nodo è sede di possibilità di traslazione longitudinale (asse X) viene rilasciato anche il grado di libertà « u2 ».

Nelle sezioni di spiccato delle fondazioni delle Pile il modello prevede un vincolo di incastro perfetto, mentre, come già segnalato, sulle spalle la geometria si arresta al livello degli apparecchi d'appoggio.

Si osservi che nel caso di uso di isolatori, il comportamento del vincolo elastomerico richiede un approccio specifico in quanto occorre inserire tra la quota appoggi e la quota intradosso trave (modellata con elemento verticale infinitamente rigido) un elemento "spring" con la rigidezza orizzontale opportuna, mentre il vincolo verticale deve imporre l'uguaglianza dello spostamento tra gli estremi adiacenti dei due elementi frame dell'impalcato e della pila. Il sistema descritto è applicabile alla condizione di carico sismica per la quale la scelta della rigidezza dell'isolatore viene preventivamente eseguita per tentativi. Scelto a catalogo infatti un isolatore, definito sia in rigidezza che in spostamento, si ricava lo spettro elastico da applicare modificandone la forma canonica all'ascissa $0.8 \cdot T$ per tener conto del maggior smorzamento offerto dall'organo antisismico. Eseguita l'analisi si verifica che gli spostamenti ottenuti siano compatibili con quelli dell'isolatore scelto e, nel caso di risposta positiva, si prosegue l'analisi strutturale.

Le sollecitazioni dovute ai carichi di esercizio (pesi propri, sovraccarichi permanenti e mobili, azioni termiche, ...) vengono più semplicemente ricavati da modelli unifilari di travi continue, differenziati tra loro in funzione del coefficiente di omogeneizzazione della sezione acciaio-calcestruzzo della trave nella fase interessata. Spesso, per semplicità di calcolo e abitudine di lavoro, l'analisi delle sollecitazioni viene eseguita applicando carichi unitari ai modelli FEM e lasciando l'espressione del valore effettivo della sollecitazione all'elaborazione eseguita in sede di foglio elettronico, laddove si esegue il prodotto di quanto ottenuto dal solutore con l'intensità effettiva dell'azione.

L'inerzia attribuita all'impalcato è una inerzia media, mentre la rigidezza delle pile considera il fattore riduttivo dell'inerzia bruta della sezione in calcestruzzo per tener conto degli effetti fessurativi durante il moto sismico.

Al fine di gestire in modo semplice e razionale i dati oggetto dell'analisi vengono fatte alcune scelte per la codifica delle combinazioni di carico adottate e per il numero dei modelli FEM.

Si consideri, infatti, che è stata adottata una sola azione fondamentale costituita dai carichi da traffico dello « Schema 1 » alla quale è stata associata la sigla « q ». L'azione fondamentale viene combinata con le azioni secondarie secondo i coefficienti di combinazione allo Stato Limite Ultimo EQU, STR, GEO, Sisma, e allo Stato Limite di Esercizio Rare, Frequenti e Quasi Permanenti (in sigla RR, FR e QP). Le disposizioni di carico mobile scelte per ciascuna delle strutture di elevazione esaminata sono quattro e si compongono in funzione di due disposizioni longitudinali, denominate L1 ed L2, e di altrettante disposizioni trasversali, denominate T1 e T2. Nella disposizione longitudinale L1 i carichi mobili « q_{ik} » vengono segmentati secondo il dettato delle linee di influenza in modo da rendere massima la reazione verticale sull'appoggio preso in considerazione. Nella disposizione L2 tutto il viadotto, per l'intera sua lunghezza quindi, è sottoposto all'azione del carico mobile. Le disposizioni longitudinali sono evidentemente diverse da pila a pila. Le disposizioni trasversali T1 e T2, sempre uguali per tutte le pile, vedono rispettivamente il carico mobile presente su 6 e 3 corsie affiancate al cordolo che ne massimizza l'azione trasversale. Di conseguenza le quattro disposizioni assumono la seguente codifica :

Disposizione	Scopo
L1T1	N_max
L1T2	Mt_max
L2T1	Fl_max
L2T2	et_max

Nel modello numerico si analizzano le reazioni disponendo il carico q_{ik} in modo indipendente campata per campata (q_{1_c01} , q_{1_c02} , ...) e sommando quindi le reazioni con stesso segno. Per comodità di calcolo il carico è assunto unitario e le reazioni ottenute rappresentano il moltiplicatore dell'effettiva intensità del carico che viene assegnata in sede di foglio elettronico. Sempre per semplicità di calcolo, e comunque operando a favore di sicurezza, l'effetto del carico Q_{1k} , viene assegnato integralmente alla pila (o spalla) in esame trascurandone la modesta ripartizione verso le elevazioni adiacenti vista la piccola distanza tra i due assi (1.20 m) e la luce delle campate.

Ciascuna disposizione di carico mobile trova associazione con le congruenti azioni secondarie (accelerazione, vento, frenatura, ...) la cui intensità viene determinata secondo la effettiva disposizione geometrica del carico mobile sul Viadotto.

Per comodità di lettura dei modelli agli elementi finiti e dei fogli elettronici si riporta di seguito il riepilogo dei carichi applicati e la loro codifica:

VETTORE IM-GE	Descrizione Carico
G1	Pesi Propri Impalcato
G2	Sovraccarichi Permanenti
G3	Altre azioni permanenti
E1	Distorsione Impressa Impalcato
E2	Ritiro e Viscosità
E3	Variazioni Termiche
E4	Cedimenti
E5	altro
Q5	Vento
Q7	Resistenze Parassite ai Vincoli

VETTORE IM-Q	Descrizione Carico
q1	Carico Mobile
q2	Incremento dinamico
q3	Frenatura e Accelerazione
q4	Centrifuga
q5	Vento Trasversale
q7	Attrito
q8	Urto
q9	Altri Carichi

VETTORE SIS	Descrizione Carico
SL	Sisma Longitudinale
ST	Sisma Trasversale
SV	Sisma Verticale

VETTORE PL-GE	Descrizione Carico
PG1	Peso proprio Pile
PG3	Altre azioni Permanenti
PQ1	Sovraccarico attergo delle Spalle
PQ5	Vento su Elevazioni

Non sempre tutte le azioni implementate nel calcolo elettronico sono effettivamente presenti nell'opera.

Le azioni nominali in esercizio, ottenute moltiplicando le reazioni per carichi unitari per l'intensità effettiva dei carichi applicati, sono preliminarmente valutate alla quota estradosso pulvino e vengono quindi riportate alla quota delle sezioni di verifica con le note formule della Scienza delle Costruzioni. La maggioranza degli elementi strutturali, ed in particolare le Pile, sono infatti dimensionabili secondo schemi statici semplici quali le mensole e lo strumento di calcolo impiegato è un foglio elettronico autoprodotta.

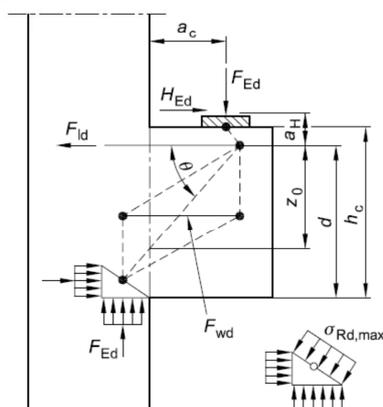
L'analisi per carichi unitari non può, evidentemente, essere estesa all'azione sismica il cui modello numerico simula fedelmente la struttura, disponendo le masse nei relativi baricentri e considerando le inerzie proprie degli elementi strutturali cui si riferiscono. L'analisi scelta è la Response Spectrum Analysis (RSA) il cui spettro di riferimento adottato nel modello è quello elastico ($q=1.00$) lasciando il compito delle considerazioni sui coefficienti di struttura e di sovrarresistenza alle elaborazioni all'interno dei fogli elettronici. In questo caso, dall'essere la struttura isolata, il coefficiente di struttura è pari a $q= 1.00$.

La verifica dei baggioli viene eseguita a mensola tozza secondo EN 1992-1-1 Allegato J3.

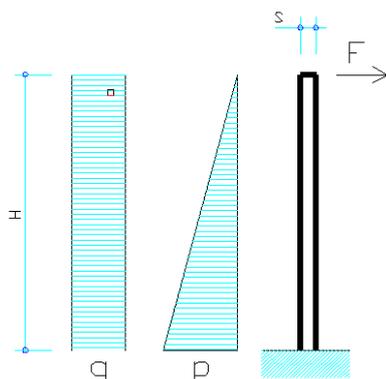
J.3 Mensole

- (1) Le mensole ($a_c < z_0$) possono essere progettate utilizzando modelli tirante e puntone come descritti nel punto 6.5 (vedere figura J.5). L'inclinazione del puntone è limitata da $1,0 \leq \tan \theta \leq 2,5$.

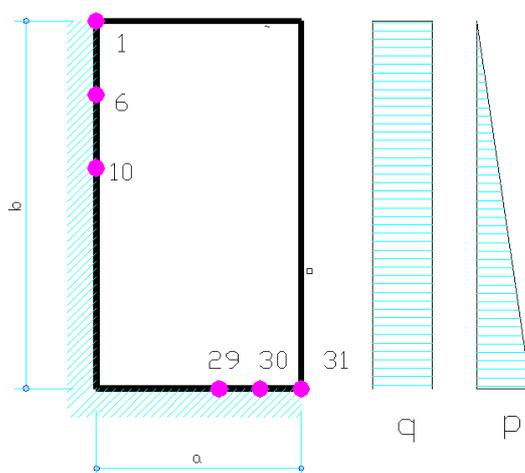
figura J.5 Modello tirante e puntone per mensola



Il paraghiaia delle Spalle viene anch'esso analizzato come mensola soggetta alla spinta del rilevato e dei sovraccarichi mobili a tergo, alle azioni orizzontali applicate alla sua sommità (frenamento) e lungo la sua altezza (incrementi sismici di spinta, azioni inerziali sulle masse strutturali). Il calcolo viene condotto assumendo una striscia di larghezza unitaria e le sollecitazioni sono riportate a tale dimensione assumendo quale larghezza di ripartizione l'intero suo sviluppo. La diffusione infatti delle azioni orizzontali è molto omogenea.



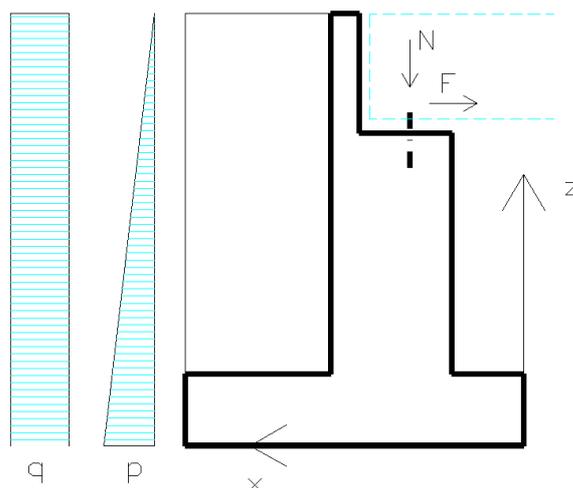
Il muro di risvolto viene dimensionato assumendo un modello di comportamento a piastra incastrato su due lati e libero sugli altri due. I carichi applicati sono le spinte prime definite e le azioni sismiche sia delle masse strutturali che degli incrementi di spinta del rilevato. La risoluzione della struttura bidimensionale viene tratta dalle tabelle presenti in letteratura. In particolare si adottano le tabelle 1.41 (carichi u.r.) e 1.97 (carichi triangolari) riportate in R. Bares "Tables pour le calcul des Dalles et des Parois" che definiscono in forma parametrica adimensionale i moltiplicatori dei carichi per la definizione delle sollecitazioni verticali ed orizzontali in funzione del rapporto "a/b" delle sue dimensioni. I punti maggiormente sollecitati vengono individuati in prossimità degli spigoli (punto 6 e punto 30) e le sollecitazioni ottenute per interpolazione tra i punti più vicini presenti nelle tabelle prima richiamate.



La matrice dei coefficienti di combinazione con cui si determinano le sollecitazioni di verifica per questi due elementi strutturali è riportata di seguito:

Comb.	g3	g2	q1	q6
EQU_1	1.50	1.50	1.35	0.00
EQU_2	1.50	1.50	1.35	0.00
STR_1	1.50	1.50	1.35	0.00
STR_2	1.50	1.50	1.35	0.00
Sisma	1.00	1.00	1.00	1.00
RR	1.00	1.00	1.00	0.00
FR	1.00	1.00	0.80	0.00
QP	1.00	1.00	0.00	0.00

Il paramento frontale è anch'esso considerato quale mensola a sbalzo. Alle azioni definite per il paraghiaia, valutate ovviamente per l'altezza corrispondente, si aggiungono le azioni trasmesse dall'impalcato tra le quali i pesi propri e l'effetto dei carichi mobili.



Il plinto di fondazione è soggetto alle azioni trasmesse dal paramento frontale e dal riempimento del rilevato a tergo. Rivalutate le azioni spingenti in funzione della maggiore altezza di spinta dovuta allo spessore del plinto si determinano all'interno della palificata le azioni su solo 8 pali scelti tra quelli notevoli di attenzione tra cui quelli di spigolo che notoriamente vedono le massime e minime sollecitazioni. Si introduce inoltre il calcolo delle sollecitazioni su un palo fittizio baricentrico ($W_I=W_t=\infty$) al fine di valutare il carico medio cui la palificata è soggetta in modo da avere un controllo globale tra carichi applicati e reazioni ottenute. La ripartizione del carico tra i pali è ottenuta con le note relazioni:

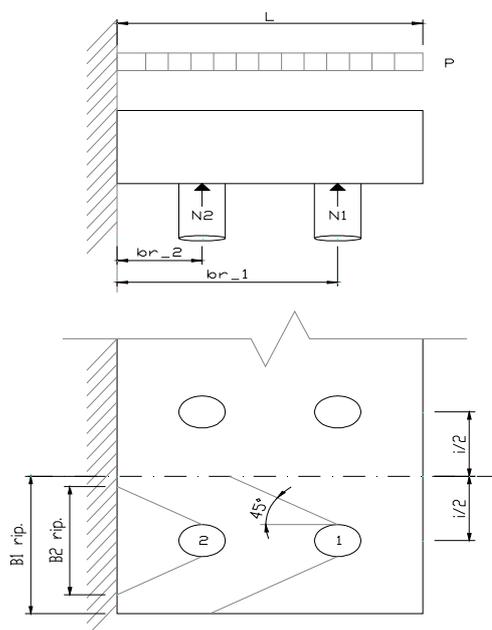
$$N_p = N/n_p + Ml/Wl + Mt/Wt$$

$$[(Fl + Mz/Wz \cdot \cos(\alpha))^2 + (Ft + Mv/Wz \cdot \sin(\alpha))^2]^{1/2}$$

$$V_p = \frac{\text{-----}}{\text{Num_pali}}$$

Tralasciando l'ovvia definizione della simbologia (si osservi la composizione dei momenti torcenti intorno all'asse verticale in funzione dell'angolo « α » che individua la direzione tra il baricentro della palificata e la posizione dello stesso palo), i segni sia delle sollecitazioni che dei moduli di resistenza definiscono i segni dell'azione sul singolo palo. La convenzione adottata è tale da ottenere valori positivi per i pali compressi e negativi per eventuali pali tesi. Il dimensionamento delle armature del plinto avviene anch'esso nell'ipotesi di schema statico a mensola. Definita l'azione massima o minima sul palo il carico viene riportato alla dimensione unitaria della sezione di verifica diffondendo la reazione a 45° verso la sezione di verifica con l'accortezza di limitarne l'ampiezza da un lato alla dimensione geometrica del plinto e dall'altro di non interessare più della metà della porzione del plinto compresa tra due pali consecutivi. Lo scopo è quello di non sovrapporre la zona d'influenza di pali adiacenti.

L'armatura longitudinale trovata in corrispondenza dei pali maggiormente (sbalzo anteriore) o minormente (pali posteriori) caricati viene estesa a tutto lo sviluppo del plinto. Nel dimensionamento dell'armatura per la parte posteriore del plinto (armatura superiore) viene trascurato l'apporto alla resistenza dovuto alla presenza del muro di risvolto. L'armatura in direzione trasversale (di ripartizione) non viene fatta oggetto di calcolo diretto ma si dispone almeno una sezione di armatura pari al 25% di quella in direzione longitudinale e si controlla, in corrispondenza della continuità con il muro di risvolto, che tale percentuale sia maggiore o uguale dell'armatura disposta nella sezione di spiccato dello stesso muro rapportata alla maggiore altezza utile del plinto (equilibrio del nodo). La porzione posteriore del plinto viene, infine, fatta oggetto di verifica a taglio mentre per quella anteriore si pone particolare attenzione alla verifica a punzonamento.



La verifica strutturale del palo viene condotta ipotizzando la sua sommità impedita di ruotare. Il palo viene immerso nel terreno ipotizzato come semispazio elastico che offre, in funzione dei parametri di resistenza laterale tratti dall'analisi geotecnica della stratigrafia (E_{soil}), una resistenza elastica modellata con molle alla Winkler la cui rigidezza è ricavata direttamente dal modulo elastico del terreno secondo la relazione:

$$K_w = \frac{E_{soil} * [E_{soil} * \Phi^4 / (E_{cls} * J_{palo})]^{1/2}}{\Phi * (1 - \mu^2)}$$

Quando il terreno in cui il Palo si trova immerso, mostra grande disomogeneità di reazione orizzontale, si ricorre ad un modello FEM che discretizza il palo in elementi "beam" di lunghezza 50 cm a cui viene applicato in sommità un'azione orizzontale unitaria (100 kN) al fine di ricavare la relazione tra taglio applicato e momento in sommità. In sede di foglio elettronico i momenti effettivamente agenti vengono associati, per ciascuna delle combinazioni studiate, agli sforzi normali massimi e minimi con i quali eseguire le verifiche a presso-flessione e a taglio. Dalla teoria o dal modello FEM si ricava quindi la cosiddetta «lunghezza libera d'inflessione» del palo (L_0), che nella teoria della trave su suolo elastico viene espressa dalle seguenti relazioni, valide per K_w costante:

$$M = V_{sd} * L_0 / 2$$

$$L_0^4 = 4 * E_{cls} * J_{palo} / (K_w * \Phi)$$

$$\delta = V_{sd} * L_0^3 / [4 * E_{cls} * J_{palo}]$$

Lo spostamento della sezione di sommità del palo determina, in modo iterativo, la definizione della entità della spinta da applicare agli elementi strutturali ai sensi delle indicazioni presenti nell'allegato C.3, prospetto C.1, del EN 1997-1:2005. Nella fattispecie la distribuzione in pianta dei pali di fondazione consente di scegliere il cinematismo b) per terreni densi (traslazione in assenza di rotazione) ed adottare, per $\delta \geq 0.05 \cdot 0.10 * H/100$, il coefficiente di spinta attiva K_a .

Le verifiche geotecniche, sia della portanza ai carichi verticali e sia della portanza ai carichi orizzontali eseguita mediante la teoria di Broms, vengono riportate in altra relazione specifica.

Si osservi che le Spalle possono prevedere una estensione parziale del plinto a tergo del muro frontale per ospitare la maggior lunghezza dei muri di risvolto necessaria a contenere l'ingombro del tronco di cono che forma il rilevato stradale. Le estensioni sono dotate di uno o più pali in tutto analoghi ai pali del plinto cui sono collegati. In questo caso il dimensionamento della fondazione della spalla viene eseguito trascurando l'estensione suddetta, che risulta essere un sistema auto-equilibrato considerando, a favore di sicurezza, la spalla fondata su un numero totale di pali minore di quelli effettivamente presenti e lasciando ai pali aggiuntivi il compito di costituire fondazione all'estensione del muro di risvolto che sostiene.

Nel caso di fondazioni dirette si valuta la tensione con l'analogia formula precedente in cui il numero dei pali è sostituito con l'area del plinto e i moduli di resistenza sono relativi agli spigoli. Nel caso di messa in trazione la formula viene cambiata con quella delle sezioni non reagenti a trazione:

$$\text{sig} = \frac{2 * N}{3 * U * B}$$

11.1 Muro Frontale

Le carpenterie delle strutture di elevazione sono schematizzate nella seguente tabella :

	Bx m	By m	H m	xg m	yg m	z"g m	V mc	Pesi kN
ax appoggi	0.00	0.00	0.00	2.650	0.000	9.250	0.00	0.0
baggioli	0.80	0.80	0.50	2.650	0.000	9.000	0.32	8.0
pulvino	0.40	16.00	1.75	3.650	0.000	9.625	11.20	280.0
Muro risv. sx	6.15	1.00	8.50	6.925	0.000	6.250	52.28	1 306.9
Muro risv. dx	6.15	1.00	8.50	6.925	0.000	6.250	52.28	1 306.9
terreno	6.15	14.00	8.50	6.925	0.000	6.250	731.85	13 173.3
fusto Pila	1.85	16.00	6.75	2.925	0.000	5.375	199.80	4 995.0
plinto	10.00	17.00	2.00	5.000	0.000	1.000	340.00	8 500.0
num. baggioli =	1.00			5.664	0.000	4.626		29 570.1
sbalzo long. plinto =	2.000m			H_spalla =	6.75m		P_elev =	21 070.1
sbalzo trasv. plinto =	0.500m			A =	29.600m ²			
				Acc =	27.472m ²			

Si riportano di seguito le sollecitazioni nominali calcolate alla quota della sezione di spiccato del muro frontale :

		N kN	Fl kN	MI kNm	Ft kN	Mt kNm	Mv kNm
Dall'Impalcato	g1.	1 199.7	0.0	329.9	0.0	19.7	0.0
	g2.	295.6	0.0	81.3	0.0	-50.4	0.0
	g3.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	e1.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	e2.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	e3.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	e4.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

	e5.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	19.6	154.5	0.0
	q7.	0.0	59.8	433.6	0.0	0.0	0.0
	ic.	0.0	0.0	38.8	0.0	38.8	0.0
Dall'Elevazione	pg1	5 283.0	0.0	-200.8	0.0	0.0	0.0
	pg3	0.0	2 819.4	7 988.2	0.0	0.0	0.0
	pq1+pq3	0.0	559.7	2 378.9	0.0	0.0	0.0
	pq5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Disposizione L1T1	gr 1	1 510.5	0.0	415.4	0.0	4 664.9	0.0
	q_ic	0.0	0.0	39.2	0.0	39.2	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	46.7	467.3	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	951.0	0.0
Disposizione L1T2	gr 1	1 214.8	0.0	334.1	0.0	5 037.4	0.0
	q_ic	0.0	0.0	31.6	0.0	31.6	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	46.7	467.3	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	951.0	0.0
Disposizione L2T1	gr 1	1 510.5	0.0	415.4	0.0	4 664.9	0.0
	q_ic	0.0	0.0	39.2	0.0	39.2	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	46.7	467.3	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	951.0	0.0
Disposizione L2T2	gr 1	1 214.8	0.0	334.1	0.0	5 037.4	0.0
	q_ic	0.0	0.0	31.6	0.0	31.6	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	46.7	467.3	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	951.0	0.0
Disposizione L1T1	gr 2a	1 132.9	390.9	3 638.2	0.0	3 498.7	0.0
	q_ic	0.0	0.0	29.4	0.0	29.4	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	46.7	467.3	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	951.0	0.0
Disposizione L1T2	gr 2a	911.1	390.9	3 577.2	0.0	3 778.1	0.0
	q_ic	0.0	0.0	23.7	0.0	23.7	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	46.7	467.3	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	951.0	0.0
Disposizione L2T1	gr 2a	1 132.9	390.9	3 638.2	0.0	3 498.7	0.0
	q_ic	0.0	0.0	29.4	0.0	29.4	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	46.7	467.3	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	951.0	0.0
Disposizione L2T2	gr 2a	911.1	390.9	3 577.2	0.0	3 778.1	0.0

	q_ic	0.0	0.0	23.7	0.0	23.7	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	46.7	467.3	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	951.0	0.0
Disposizione L1T1	gr 2b	1 132.9	0.0	311.5	96.0	4 315.6	0.0
	q_ic	0.0	0.0	29.4	0.0	29.4	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	46.7	467.3	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	951.0	0.0
Disposizione L1T2	gr 2b	911.1	0.0	250.5	80.0	4 458.9	0.0
	q_ic	0.0	0.0	23.7	0.0	23.7	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	46.7	467.3	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	951.0	0.0
Disposizione L2T1	gr 2b	1 132.9	0.0	311.5	96.0	4 315.6	0.0
	q_ic	0.0	0.0	29.4	0.0	29.4	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	46.7	467.3	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	951.0	0.0
Disposizione L2T2	gr 2b	911.1	0.0	250.5	80.0	4 458.9	0.0
	q_ic	0.0	0.0	23.7	0.0	23.7	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	46.7	467.3	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	951.0	0.0

Le azioni sismiche comprensive di spinte del terrapieno, valutate per il coefficiente di struttura $q=q_r$ scelto, alle quote di seguito indicate sono riportate nelle tabelle:

elemento	GSARIG	N	Fl	MI	Ft	Mt	Mv
	Sisma	kN	kN	kNm	kN	kNm	kNm
	SL	0.0	654.0	2 456.7	0.0	0.0	0.0
	ST	0.0	0.0	0.0	1 440.1	8 615.8	0.0
	SV	401.5	0.0	-1.7	0.0	0.0	0.0
			$z_{sz} =$	0.00		m	

Le verifiche a presso-flessione e taglio nella sezione di spiccato sono le seguenti:

Spalla		Z_{sz} =	0.00	m					
		A _{cls} =	29.600	m ²					
		B _x =	16.000	m	H _x =	1.850	m	Aw _x =	17 Φ12/250
		B _y =	1.850	m	H _y =	16.000	m	Aw _y =	4 Φ12/250
Comb.	SLU - N,M	N	MI	Mt	Mv	MI _{rd}	Mt _{rd}	vκ	sf
		kN	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm		
EQU_Q	gr 2a	8 686	20 992	6 771	0	32 047	10 165	0.009	1.52
EQU_Q	gr 2a	7 330	18 918	6 769	0	30 916	11 085	0.008	1.64
STR_Q	gr 2a	10 381	19 834	6 763	0	33 441	11 268	0.011	1.68
STR_Q	gr 2a	8 008	16 957	6 766	0	31 476	12 633	0.008	1.86
SL	---	6 960	12 923	3 534	0	30 616	8 313	0.007	2.37
ST	---	6 960	10 011	9 565	0	30 539	28 971	0.007	3.04
Comb.	SLU - Vx	Vsd _x	Arm?	Vrdc,x	alfa _{cw,x}	Vrd _{max,x}	Vrds,x	sf _x	
		kN		kN		kN	kN		
EQU_Q	gr 16	5 506	no	9 408	1.017	115 060	4 510	99.99	
EQU_Q	gr 16	4 791	no	9 226	1.014	114 774	4 510	99.99	
STR_Q	gr 16	5 179	no	9 635	1.020	115 418	4 510	99.99	
STR_Q	gr 16	4 192	no	9 317	1.015	114 917	4 510	99.99	
SL	---	3 533	no	7 334	1.013	91 747	3 608	99.99	
ST	---	3 075	no	7 334	1.013	91 747	3 608	99.99	
Comb.	SLU - Vy	Vsd _y	Arm?	Vrdc,y	alfa _{cw,y}	Vrd _{may,y}	Vrds,y	sf _y	
		kN		kN		kN	kN		
EQU_Q	gr 23	302	no	7 125	1.017	110 638	9 177	99.99	
EQU_Q	gr 23	319	no	6 950	1.014	110 363	9 177	99.99	
STR_Q	gr 23	302	no	7 344	1.020	110 981	9 177	99.99	
STR_Q	gr 23	302	no	7 037	1.015	110 500	9 177	99.99	
SL	---	432	no	5 515	1.013	88 221	7 341	99.99	
ST	---	1 440	no	5 515	1.013	88 221	7 341	99.99	

11.2 Plinto di Fondazione

Per il plinto di fondazione si riportano, nelle tabelle che seguono, le sollecitazioni nominali prima e le sollecitazioni di combinazione, poi, alla quota intradosso dalle quali si ricavano i carichi sui pali notevoli scelti :

Sollecit. dal Plinto		N	Fl	MI	Ft	Mt	Mv
		kN	kN	kNm	kN	kNm	kNm
M2	fg1+fg2	24 287.1	0.0	-30 390.1	0.0	0.0	0.0
	fg3	0.0	1 996.8	1 926.7	0.0	0.0	0.0
	pq1+pq3	0.0	166.9	166.9	0.0	0.0	0.0
M1	fg1+fg2	24 287.1	0.0	-30 390.1	0.0	0.0	0.0
	fg3	0.0	1 575.5	1 520.3	0.0	0.0	0.0
	pq1+pq3	0.0	131.7	131.7	0.0	0.0	0.0
	sl	0.0	2 290.3	10 147.5	0.0	0.0	0.0
	st	0.0	0.0	0.0	2 302.4	10 159.6	0.0
	sv	24 287.1	0.0	-30 390.1	0.0	0.0	0.0
Sollecit.intradosso		N	Fl	MI	Ft	Mt	Mv
		kN	kN	kNm	kN	kNm	kNm
EQU_Q_sup	gr_00	34 171.9	8 198.4	11 244.6	17.6	183.2	0.0
	gr 11	36 211.0	8 198.4	16 089.6	172.2	8 333.4	0.0
	gr 12	35 811.8	8 198.4	15 141.1	172.2	8 825.9	0.0
	gr 13	36 211.0	8 198.4	16 089.6	172.2	8 333.4	0.0
	gr 14	35 811.8	8 198.4	15 141.1	172.2	8 825.9	0.0
	gr 16	35 701.2	8 726.1	20 424.8	172.2	6 745.7	0.0
	gr 17	35 401.8	8 726.1	19 713.4	172.2	7 115.1	0.0
	gr 21	35 701.2	8 726.1	20 424.8	172.2	6 745.7	0.0
	gr 22	35 401.8	8 726.1	19 713.4	172.2	7 115.1	0.0
	gr 23	35 701.2	8 198.4	14 878.3	301.8	8 107.8	0.0
	gr 24	35 401.8	8 198.4	14 166.9	280.2	8 250.2	0.0
	gr 44	35 701.2	8 198.4	14 878.3	301.8	8 107.8	0.0
	gr 27	35 401.8	8 198.4	14 166.9	280.2	8 250.2	0.0
	EQU_Q_inf	gr_00	27 958.8	4 441.0	8 068.1	17.6	181.6
gr 11		29 998.0	4 441.0	12 913.1	189.8	8 367.0	0.0
gr 12		29 598.8	4 441.0	11 964.6	189.8	8 859.6	0.0
gr 13		29 998.0	4 441.0	12 913.1	189.8	8 367.0	0.0
gr 14		29 598.8	4 441.0	11 964.6	189.8	8 859.6	0.0
gr 16		29 488.2	4 968.8	17 248.3	189.8	6 779.4	0.0
gr 17		29 188.8	4 968.8	16 536.9	189.8	7 148.8	0.0

	gr 21	29 488.2	4 968.8	17 248.3	189.8	6 779.4	0.0
	gr 22	29 188.8	4 968.8	16 536.9	189.8	7 148.8	0.0
	gr 23	29 488.2	4 441.0	11 701.8	319.4	8 141.5	0.0
	gr 24	29 188.8	4 441.0	10 990.4	297.8	8 283.9	0.0
	gr 44	29 488.2	4 441.0	11 701.8	319.4	8 141.5	0.0
	gr 27	29 188.8	4 441.0	10 990.4	297.8	8 283.9	0.0
STR_Q_sup	gr_00	41 938.2	7 192.6	4 695.2	17.6	175.5	0.0
	gr 11	43 977.4	7 192.6	9 540.1	172.2	8 325.7	0.0
	gr 12	43 578.2	7 192.6	8 591.6	172.2	8 818.2	0.0
	gr 13	43 977.4	7 192.6	9 540.1	172.2	8 325.7	0.0
	gr 14	43 578.2	7 192.6	8 591.6	172.2	8 818.2	0.0
	gr 16	43 467.6	7 720.4	13 875.4	172.2	6 738.0	0.0
	gr 17	43 168.2	7 720.4	13 164.0	172.2	7 107.4	0.0
	gr 21	43 467.6	7 720.4	13 875.4	172.2	6 738.0	0.0
	gr 22	43 168.2	7 720.4	13 164.0	172.2	7 107.4	0.0
	gr 23	43 467.6	7 192.6	8 328.9	301.8	8 100.1	0.0
	gr 24	43 168.2	7 192.6	7 617.5	280.2	8 242.5	0.0
	gr 44	43 467.6	7 192.6	8 328.9	301.8	8 100.1	0.0
	gr 27	43 168.2	7 192.6	7 617.5	280.2	8 242.5	0.0
STR_Q_inf	gr_00	31 065.4	3 842.5	3 277.7	17.6	178.5	0.0
	gr 11	33 104.5	3 842.5	8 122.7	172.2	8 328.7	0.0
	gr 12	32 705.3	3 842.5	7 174.2	172.2	8 821.2	0.0
	gr 13	33 104.5	3 842.5	8 122.7	172.2	8 328.7	0.0
	gr 14	32 705.3	3 842.5	7 174.2	172.2	8 821.2	0.0
	gr 16	32 594.7	4 370.3	12 457.9	172.2	6 741.0	0.0
	gr 17	32 295.3	4 370.3	11 746.5	172.2	7 110.4	0.0
	gr 21	32 594.7	4 370.3	12 457.9	172.2	6 741.0	0.0
	gr 22	32 295.3	4 370.3	11 746.5	172.2	7 110.4	0.0
	gr 23	32 594.7	3 842.5	6 911.4	301.8	8 103.1	0.0
	gr 24	32 295.3	3 842.5	6 200.0	280.2	8 245.5	0.0
	gr 44	32 594.7	3 842.5	6 911.4	301.8	8 103.1	0.0
	gr 27	32 295.3	3 842.5	6 200.0	280.2	8 245.5	0.0
Sisma	SL+	31 833.3	7 399.0	15 776.1	1 122.8	7 445.8	0.0
	SL-	30 901.6	7 399.0	16 141.5	1 122.8	7 445.8	0.0
	ST+	31 833.3	5 338.0	4 844.6	3 742.5	22 605.1	0.0
	ST-	30 901.6	5 338.0	5 210.1	3 742.5	22 605.1	0.0
	SV+	32 920.1	5 338.0	4 418.3	1 122.8	7 445.8	0.0
	SV-	29 814.8	5 338.0	5 636.5	1 122.8	7 445.8	0.0
Sisma in Cap.tà	SL+	31 833.3	7 399.0	16 045.8	1 122.8	7 445.8	0.0
	SL-	30 901.6	7 399.0	16 411.2	1 122.8	7 445.8	0.0
	ST+	31 833.3	5 338.0	4 844.6	3 742.5	22 707.1	0.0
	ST-	30 901.6	5 338.0	5 210.1	3 742.5	22 707.1	0.0
	SV+	32 920.1	5 338.0	4 418.3	1 122.8	7 445.8	0.0
	SV-	29 814.8	5 338.0	5 636.5	1 122.8	7 445.8	0.0

Le fondazioni sono del tipo diretto e realizzate da un plinto con le seguenti caratteristiche :

A_fond =	170.00	m ²	Bx =	10.00m	Jx =	4 094.2m ⁴
			By =	17.00m	Jy =	1 416.7m ⁴

Punto	1	2	3	4	14	23	32	41
Wl m	283.33	283.33	-283.33	-283.33	472.22	472.22	283.33	283.33
Wt m	481.67	-481.67	-481.67	481.67	481.67	481.67	511.77	511.77

	sigma	tau								
Point	1	2	3	4	14	23	32	41	bar	
Comb.	kN/m ²									
EQU_Q_sup gr_00	241.1	240.3	160.9	161.7	225.2	225.2	241.1	241.1	201.0	48.2
gr 11	287.1	252.5	138.9	173.5	264.4	264.4	286.1	286.1	213.0	48.2
gr 12	282.4	245.8	138.9	175.5	261.0	261.0	281.3	281.3	210.7	48.2
gr 13	287.1	252.5	138.9	173.5	264.4	264.4	286.1	286.1	213.0	48.2
gr 14	282.4	245.8	138.9	175.5	261.0	261.0	281.3	281.3	210.7	48.2
gr 16	296.1	268.1	123.9	151.9	267.3	267.3	295.3	295.3	210.0	51.3
gr 17	292.6	263.1	123.9	153.4	264.8	264.8	291.7	291.7	208.2	51.3
gr 21	296.1	268.1	123.9	151.9	267.3	267.3	295.3	295.3	210.0	51.3
gr 22	292.6	263.1	123.9	153.4	264.8	264.8	291.7	291.7	208.2	51.3
gr 23	279.4	245.7	140.7	174.3	258.3	258.3	278.4	278.4	210.0	48.3
gr 24	275.4	241.1	141.1	175.4	255.4	255.4	274.4	274.4	208.2	48.3
gr 26	279.4	245.7	140.7	174.3	258.3	258.3	278.4	278.4	210.0	48.3
gr 27	275.4	241.1	141.1	175.4	255.4	255.4	274.4	274.4	208.2	48.3
EQU_Q_inf gr_00	193.3	192.6	135.6	136.4	181.9	181.9	193.3	193.3	164.5	26.1
gr 11	239.4	204.7	113.5	148.3	221.2	221.2	238.4	238.4	176.5	26.1
gr 12	234.7	197.9	113.5	150.3	217.8	217.8	233.6	233.6	174.1	26.1
gr 13	239.4	204.7	113.5	148.3	221.2	221.2	238.4	238.4	176.5	26.1
gr 14	234.7	197.9	113.5	150.3	217.8	217.8	233.6	233.6	174.1	26.1
gr 16	248.4	220.3	98.5	126.7	224.1	224.1	247.6	247.6	173.5	29.2
gr 17	244.9	215.2	98.5	128.2	221.6	221.6	244.0	244.0	171.7	29.2
gr 21	248.4	220.3	98.5	126.7	224.1	224.1	247.6	247.6	173.5	29.2
gr 22	244.9	215.2	98.5	128.2	221.6	221.6	244.0	244.0	171.7	29.2
gr 23	231.7	197.9	115.3	149.1	215.1	215.1	230.7	230.7	173.5	26.2
gr 24	227.7	193.3	115.7	150.1	212.2	212.2	226.7	226.7	171.7	26.2
gr 26	231.7	197.9	115.3	149.1	215.1	215.1	230.7	230.7	173.5	26.2
gr 27	227.7	193.3	115.7	150.1	212.2	212.2	226.7	226.7	171.7	26.2
STR_Q_sup gr_00	263.6	262.9	229.8	230.5	257.0	257.0	263.6	263.6	246.7	42.3

gr 11	309.6	275.1	207.7	242.3	296.2	296.2	308.6	308.6	258.7	42.3
gr 12	305.0	268.4	207.7	244.3	292.8	292.8	303.9	303.9	256.3	42.3
gr 13	309.6	275.1	207.7	242.3	296.2	296.2	308.6	308.6	258.7	42.3
gr 14	305.0	268.4	207.7	244.3	292.8	292.8	303.9	303.9	256.3	42.3
gr 16	318.7	290.7	192.7	220.7	299.1	299.1	317.8	317.8	255.7	45.4
gr 17	315.1	285.6	192.7	222.2	296.6	296.6	314.3	314.3	253.9	45.4
gr 21	318.7	290.7	192.7	220.7	299.1	299.1	317.8	317.8	255.7	45.4
gr 22	315.1	285.6	192.7	222.2	296.6	296.6	314.3	314.3	253.9	45.4
gr 23	301.9	268.3	209.5	243.1	290.1	290.1	300.9	300.9	255.7	42.3
gr 24	297.9	263.7	209.9	244.2	287.2	287.2	296.9	296.9	253.9	42.3
gr 26	301.9	268.3	209.5	243.1	290.1	290.1	300.9	300.9	255.7	42.3
gr 27	297.9	263.7	209.9	244.2	287.2	287.2	296.9	296.9	253.9	42.3
STR_Q_inf gr_00	194.7	193.9	170.8	171.5	190.0	190.0	194.7	194.7	182.7	22.6
gr 11	240.7	206.1	148.8	183.4	229.2	229.2	239.7	239.7	194.7	22.6
gr 12	236.0	199.4	148.7	185.4	225.9	225.9	234.9	234.9	192.4	22.6
gr 13	240.7	206.1	148.8	183.4	229.2	229.2	239.7	239.7	194.7	22.6
gr 14	236.0	199.4	148.7	185.4	225.9	225.9	234.9	234.9	192.4	22.6
gr 16	249.7	221.7	133.8	161.8	232.1	232.1	248.9	248.9	191.7	25.7
gr 17	246.2	216.7	133.8	163.3	229.6	229.6	245.3	245.3	190.0	25.7
gr 21	249.7	221.7	133.8	161.8	232.1	232.1	248.9	248.9	191.7	25.7
gr 22	246.2	216.7	133.8	163.3	229.6	229.6	245.3	245.3	190.0	25.7
gr 23	232.9	199.3	150.5	184.2	223.2	223.2	232.0	232.0	191.7	22.7
gr 24	229.0	194.7	151.0	185.2	220.2	220.2	228.0	228.0	190.0	22.7
gr 26	232.9	199.3	150.5	184.2	223.2	223.2	232.0	232.0	191.7	22.7
gr 27	229.0	194.7	151.0	185.2	220.2	220.2	228.0	228.0	190.0	22.7
Séisme SL+	258.4	227.5	116.1	147.0	236.1	236.1	257.5	257.5	187.3	44.0
SL-	254.2	223.3	109.3	140.3	231.4	231.4	253.3	253.3	181.8	44.0
ST+	251.3	157.4	123.2	217.1	244.4	244.4	248.5	248.5	187.3	38.3
ST-	247.1	153.2	116.5	210.3	239.7	239.7	244.3	244.3	181.8	38.3
SV+	224.7	193.8	162.6	193.5	218.5	218.5	223.8	223.8	193.6	32.1
SV-	210.7	179.8	140.0	170.9	202.8	202.8	209.8	209.8	175.4	32.1
max	318.7	290.7	229.8	244.3	299.1	299.1	317.8	317.8	258.7	51.3
min	193.3	153.0	98.5	126.7	181.9	181.9	193.3	193.3	164.5	22.6

I punti 1, 2, 3 e 4 sono gli spigoli del plinto mentre i punti a due cifre riportano le tensioni sul terreno in corrispondenza delle sezioni di incastro (laddove si determinano le armature) sull'allineamento rappresentato da ciascuna delle sue cifre. La colonna « bar » riporta la tensione media.

La verifica a flessione e taglio delle sezioni resistenti del plinto sono, infine, riportate nelle seguenti tabelle riepilogative :

Verif. a Flessione	$\gamma_{rd}=1.00$			Φ	passo	Af		
Sbalzo Anteriore				mm	mm	mm ² /m		
Arm. Inferiore								
	B =	1000mm	superiore	20	250	1257		
	H =	2000mm	inferiore	0	200	0		
	c =	50mm	inferiore	0	200	0		
	c =	50mm	inferiore	24	250	1810		
			Af_min =	3 900	<	1 810		
	Msd		x/d	x	Eps_s	Nrd	Mrd	sf
	kNm			mm		kN	kNm	
	489.2		0.070	137	0.0068	10	1 218	2.49
Verif. a Taglio	Vsd	Vrd	armatura ?	alfa_c	Vrcd	Vrsd		sf
	kN	kN			kN	kN		
	482.7	621.2	no	1.000	6 961.5	69.0		99.00
Verif. a Flessione	$\gamma_{rd}=1.00$			Φ	passo	Af		
Sbalzo Posteriore				mm	mm	mm ² /m		
Arm. Superiore								
	B =	1000mm	superiore	32	250	3217		
	H =	2000mm	superiore	0	250	0		
	c =	50mm	superiore	0	250	0		
	c =	50mm	inferiore	24	250	1810		
			Af_min =	3 900	<	3 217		
	Msd		x/d	x	eps_s	Nrd	Mrd	sf
	kNm			mm		kN	kNm	
	-1 604.6		0.092	180	0.0067	-2	-2 176.0	1.36
Verif. a Taglio	Vsd	Asw	Vrd	armatura ?	alfa_c	Vrcd	Vrsd	sf
	kN	mm ² /m	kN			kN	kN	
	567.9	628	307.2	si	1.000	6 426.0	647.2	1.14

11.3 Paragliaia

Le sollecitazioni nominali agenti sul paragliaia sono riportate nella seguente tabella:

	M1			M2		
	N	F	M	N	F	M
	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm
g1: Pesì propri	23.7	0.0	1.4	23.7	0.0	1.4
g3: Spinta rilev. e sovr. Perm.	0.0	7.5	4.4	0.0	9.5	5.5
q1: Spinta sovr. mobili	0.0	9.5	8.3	0.0	12.0	10.5
q3: Frenamento	0.0	29.5	51.6	0.0	29.5	51.6
q6: Sisma	0.2	0.8	0.7	0.2	0.9	0.8
q7: Attrito appoggi	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
q9: altre azioni	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Armando la sezione con le seguenti armature

			Φ mm	passo mm	Af mm ² /m
B =	1000mm	lato terra	20	250	1 257
H =	400mm	lato terra	0	250	0
c =	60mm	lato impalcato	0	250	0
c =	60mm	lato impalcato	16	250	804

Si ottengono i seguenti coefficienti di sicurezza

Comb.	Nsd kN	Msd kNm	x/d	x mm	eps_s campo	Nrd kN	Mrd kNm	sf	
EQU_1	26.1	93.7	0.163	55	0.00675	2	6	139.0	1.48
EQU_2	26.1	93.7	0.163	55	0.00675	2	6	139.0	1.48
STR_1	32.0	89.3	0.163	55	0.00675	2	6	139.0	1.56
STR_2	32.0	89.3	0.163	55	0.00675	2	6	139.0	1.56
Sisma	23.9	14.8	0.163	55	0.00675	2	6	139.0	9.42

11.4 Muri di Risvolto

Le sollecitazioni nominali agenti verticalmente e orizzontalmente sui muri di risvolto sono riportate nella seguente tabella:

		M1				M2			
		R_x6 kN/m	M_x6 kNm/m	R_y30 kN/m	M_y30 kNm/m	R_x6 kN/m	M_x6 kNm/m	R_y30 kN/m	M_y30 kNm/m
Spinta Rilevato	g3	110.8	-210.1	244.3	-325.9	132.8	-252.0	292.9	-390.7
Spinta sovr. Perm.	g2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Spinta sovr. mobili	q1	55.1	-97.9	55.8	-92.8	66.1	-117.4	66.9	-111.3
Azioni sismiche	q6	96.5	-171.5	97.7	-162.5	96.5	-171.5	97.7	-162.5

Combinando le azioni Orizzontali si ottiene :

				Φ mm	esp. mm	Af mm ² /m			
B =	1000mm		lato terra	24	125	3619			
H =	1000mm		lato terra	0	125	0			
c =	50mm		lato aria	0	250	0			
c =	50mm		lato aria	20	250	1257			

	Comb.	Mx6 kNm	x/d	x mm	eps_s	campo	Nrd kN	Mrd kNm	sf
EQU_1		536.4	0.124	118	0.00675	2	6	1 165	2.17
EQU_2		536.4	0.124	118	0.00675	2	6	1 165	2.17
STR_1		447.4	0.124	118	0.00675	2	6	1 165	2.60
STR_2		447.4	0.124	118	0.00675	2	6	1 165	2.60
Sisma		479.5	0.124	118	0.00675	2	6	1 165	2.43

Mentre a taglio, non armando e calcolando per $\cotg(\theta) = 1.00$, si ottiene:

	Comb.	R_x6 kN	Vrd kN	rich. arm.	alfa_c	Vrcd kN	Vrsd kN	sf
EQU_1		288.4	382.8	no	1.000	3 876.0	151.4	99.00
EQU_2		288.4	382.8	no	1.000	3 876.0	151.4	99.00
STR_1		240.5	382.8	no	1.000	3 876.0	151.4	99.00

STR_2	240.5	382.8	no	1.000	3 876.0	151.4	99.00
Sisma	262.4	382.8	no	1.000	3 876.0	151.4	99.00

Combinando le azioni Verticali si ottiene :

			$\bar{\sigma}$	esp.	Af
			mm	mm	mm ² /m
B =	1000mm	lato terra	24	125	3619
H =	1000mm	lato terra	0	250	0
c =	50mm	lato aria	0	250	0
c =	50mm	lato aria	20	250	1257

	Comb.	My30 kNm	x/d	x mm	eps_s	campo	Nrd kN	Mrd kNm	sf
EQU_1		736.3	0.125	118	0.00675	2	-6	1 294	1.76
EQU_2		736.3	0.125	118	0.00675	2	-6	1 294	1.76
STR_1		614.1	0.125	118	0.00675	2	-6	1 294	2.11
STR_2		614.1	0.125	118	0.00675	2	-6	1 294	2.11
Sisma		581.2	0.125	118	0.00675	2	-6	1 294	2.23

Mentre a taglio, armando con $\Phi 16/250*500$, e calcolando per $\cotg(\theta) = 1.00$, si ottiene:

	Comb.	R_y30 kN	Vrd kN	rich. arm.	alfa_c	Vrcd kN	Vrsd kN	sf
EQU_1		529.6	382.8	si	1.000	3 876.0	538.1	1.02
EQU_2		529.6	382.8	si	1.000	3 876.0	538.1	1.02
STR_1		441.7	382.8	si	1.000	3 876.0	538.1	1.22
STR_2		441.7	382.8	si	1.000	3 876.0	538.1	1.22
Sisma		397.7	382.8	si	1.000	3 876.0	538.1	1.35

11.5 Soletta di transizione

Le verifiche di resistenza, taglio e presso-flessione semplice, sono eseguite per la condizione di carico più gravosa ovvero nei confronti delle sollecitazioni dedotte dalla combinazione statica ipotizzando uno schema di trave appoggiata.

Peso proprio e carichi permanenti: $p.p. = 25 \times 0.3 = 7.5 \text{ kPa}$

$$P_{\text{terreno}} = 18 \times 1.8 \approx 35 \text{ kPa}$$

Carichi accidentali: $Q = 20 \text{ kPa}$

$$V_{S,d} = [(7.5+35+20) \times 5/2] \times 1.35 \approx 85 \text{ kN/m} - \text{sollecitazione di taglio};$$

$$M_{S,d} = [(7.5+21.6+20) \times 5^2/8] \times 1.35 \approx 265 \text{ kNm/m} - \text{sollecitazione flettente}.$$

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

$$B \times H = 1.0 \times 0.3 \text{ m} - h \approx 0.295 \text{ m};$$

$A_s = 1\phi 22/10$ – armatura zona tesa;

$A'_s = 1\phi 12/20$ – armatura zona compressa. (si utilizza lo stesso quantitativo in direzione trasversale)

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:

$$M_{R,d} = 330 \text{ kNm/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta}.$$

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:

$$- V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \approx 295 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \approx 295 \text{ mm} \quad f_{yd} \approx 391.3 \text{ MPa};$$

$$- A_{sw} \approx 1.13/0.2 \approx 7.85 \text{ cm}^2/\text{m} \quad s = 20 \text{ cm};$$

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

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$- V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \approx 830 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

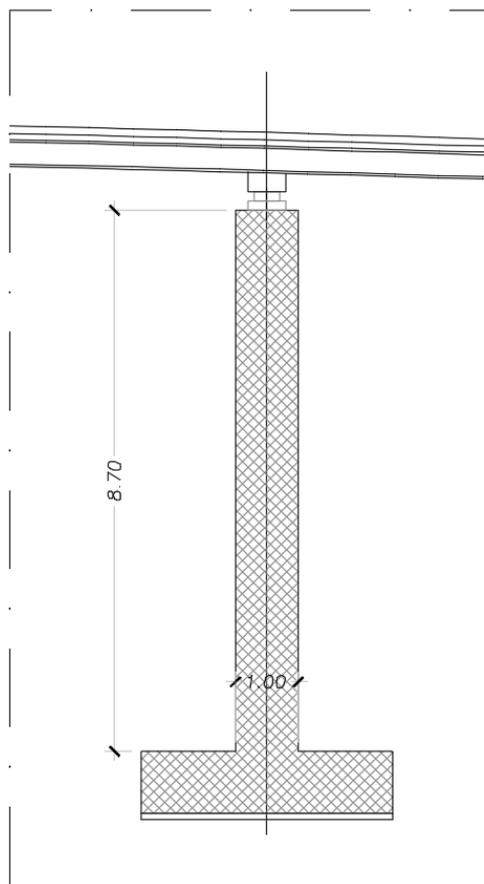
$$- d \approx 295 \text{ mm} \quad b_w = 100 \text{ cm} \quad \alpha = 90^\circ \quad \text{ctg}\theta = 2.5$$

$$- f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 35 / 1.5) \approx 8.23 \text{ MPa} \quad \alpha_c \approx 1.0 (\text{ipotesi cautelativa});$$

12. VERIFICA DELLA PILA

12.1 Geometria

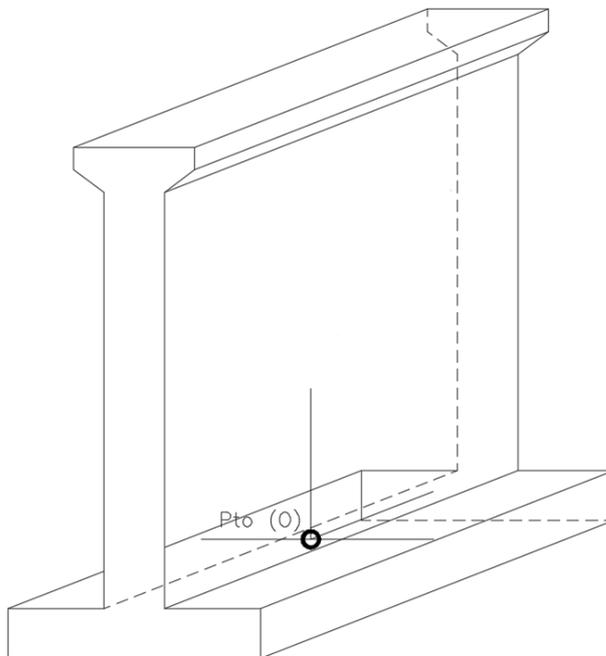
La geometria della pila analizzata è riportata nelle immagine seguente.



F 13. Sezione trasversale pila: opera OM03

12.2 Condizioni di carico

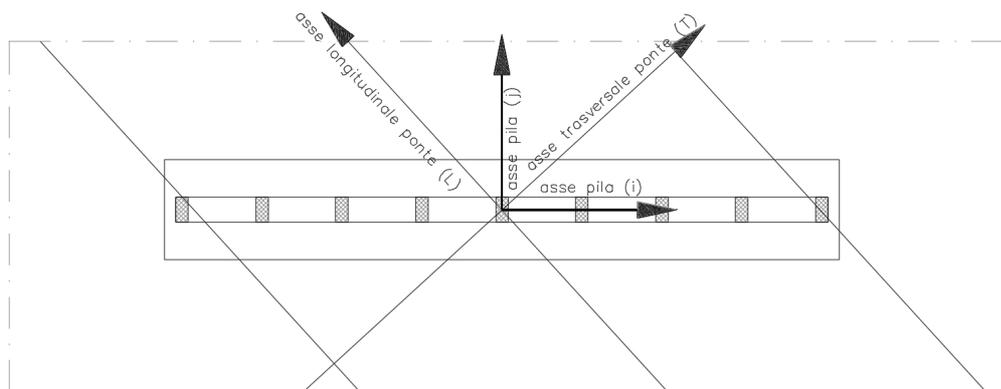
Nella tabella seguente sono riportati valori delle sollecitazioni per ciascun carico riferiti a estradosso plinto punto (O) fig. seguente:



F 14. Schema generale

Tutte le sollecitazioni ottenute sono state calcolate considerandole dirette in senso longitudinale (L) e trasversale (T) del ponte.

In fase di verifica, vista l'indeterminatezza della direzione del sisma, sono state considerate le stesse sollecitazioni agenti nelle direzioni principali (i) e (j) della pila. La figura seguente chiarisce quanto sopra detto:



F 15. Schema degli assi principali i e j assunti nella verifica della pila

	H_L	H_T	N	M_T	M_L
cond\comb	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Peso proprio impalcato	0	0	4170	169	419
Peso proprio pila	0	0	3398	0	0
Perm Impalcato	0	0	2049	95	2172
Accidentale Impalcato	0	0	1940	458	4209
Frenatura	96	476	0	920	2875
Vento	12	36	0	115	303
SIS IMP L	847	3483	0	7305	20937
SIS IMP T	151	815	0	1228	5106
SIS IMP V	0	0	365	0	0
	1	2	3	4	5

T.1 Carichi dovuti alle condizioni di carico elementari – SPICCATO PILA

12.3 Combinazioni di carico SLU

Nelle tabelle seguenti sono riportati i valori delle sollecitazioni per ciascuna combinazione riferiti a estradosso plinto.

cond\comb	1	2	3	4	5	6	7	8
Peso proprio impalcato	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1
Peso proprio pila	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1
Perm Impalcato	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1
Accidentale Impalcato	0	0	1.35	1.0125	1.0125	0	0	0
Frenatura	0	0	0	0	1.35	0	0	0
Vento	0	0	0.9	1.5	0	0	0	0
SIS PILA L	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30
SIS PILA T	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30
SIS PILA V	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00
SIS IMP L	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30
SIS IMP T	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30
SIS IMP V	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00
	1	2	3	4	5	6	7	8

T.2 Tabella fattori di combinazione

Comb.	H _L [kN]	H _T [kN]	N [kN]	M _T [kNxm]	M _L [kNxm]
STA SLU 1	0	0	4588	0	0
STA SLU 2	0	0	12983	356	3498
STA SLU 3	11	33	15602	1078	9452
STA SLU 4	18	55	14947	992	8213
STA SLU 5	130	643	14947	2061	11641
SIS SLU 6	892	3727	9727	7937	25060
SIS SLU 7	405	1860	9727	3683	13978
SIS SLU 8	299	1289	9982	2824	10404

T.3 Sollecitazioni nelle varie combinazioni di carico – SPICCATO PILA

12.4 Combinazioni di carico SLE

Nelle tabelle seguenti sono riportati i valori delle sollecitazioni per ciascuna combinazione riferiti a estradosso plinto.

cond/comb	1	2	3	4	5
Peso proprio impalcato	0	1	1	1	1
Peso proprio pila	1	1	1	1	1
Perm Impalcato	0	1	1	1	1
Accidentale Impalcato	0	0	1	0.75	0.75
Frenatura	0	0	0	0	1
Vento	0	0	0.6	1	0
	1	2	3	4	5

T.4 Tabella fattori di combinazione

	H_L	H_T	N	M_T	M_L
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLE 1	0	0	3398	0	0
STA SLE 2	0	0	9617	264	2591
STA SLE 3	7	22	11557	791	6981
STA SLE 4	12	36	11072	722	6050
STA SLE 5	96	476	11072	1527	8623

T.5 Sollecitazioni nelle varie combinazioni di carico – SPICCATO PILA

12.5 Verifiche elevazione SLU

Di seguito è riportata la verifica strutturale della sezione di attacco della pila col plinto di fondazione per le combinazioni più gravose.

12.5.1 Verifica a flessione

Le sollecitazioni globali di verifica sono pari a:

$N' \cong 9727 \text{ KN/m}$ – sforzo assiale di compressione;

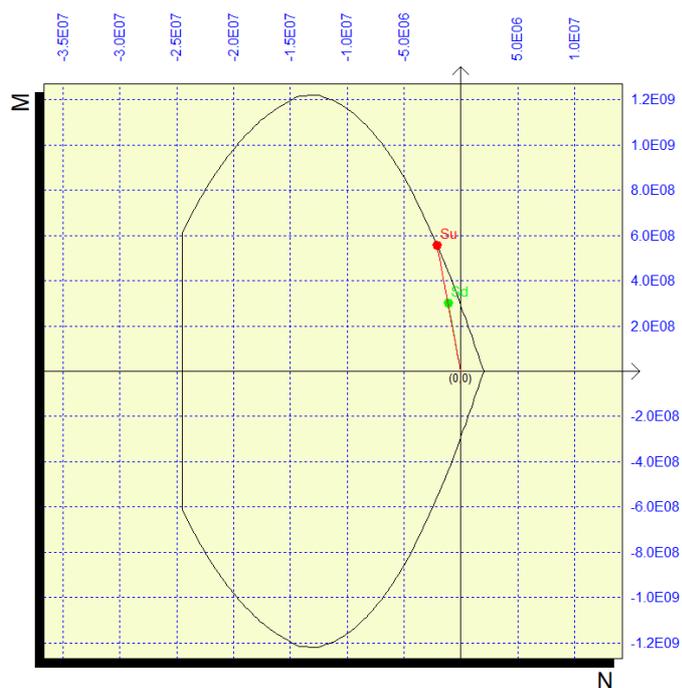
$M_L \cong 7937 \text{ KN}\times\text{m}$ – momento longitudinale;

$M_T \cong 25060 \text{ KN}\times\text{m}$ – momento trasversale.

La carpenteria della sezione resistente della pila è assunta pari a $15.5\text{m}\times 1.0\text{m}$. L'armatura perimetrale considerata nella verifica è composta da:

$A_s = \phi 20/20$.

Si riporta di seguito il diagramma di interazione allo *SLU*



Il momento resistente minimo è pari a:

$M_{R,d} = 12354 \text{ KN}\times\text{m} \Rightarrow (F.S)_{\text{MIN}} \cong 1.5$.

12.5.2 Verifica a taglio

Si considera la combinazione più gravosa:

$H_L = 3727$ kN – taglio totale agente in direzione longitudinale.

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

$$- V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 6330 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

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

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

$$- A_{sw} \cong 40\phi 16 \cong 80 \text{ cm}^2$$

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

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

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

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$- V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 54600 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

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

$$b_w = 1550 \text{ cm};$$

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

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

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

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

12.6 Verifiche elevazione - SLE

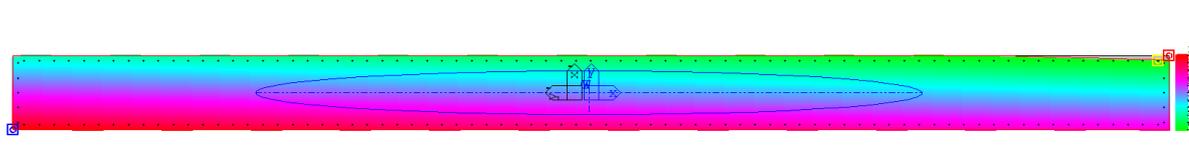
Le sollecitazioni globali di verifica sono pari a (*SLE rara*):

$N' \cong 11070 \text{ KN/m}$ – sforzo assiale di compressione;

$M_L \cong 8625 \text{ KN}\times\text{m}$ – momento longitudinale;

$M_T \cong 1530 \text{ KN}\times\text{m}$ – momento trasversale.

La sezione risulta interamente compressa come illustrato nella seguente figura.



La tensione massima nel calcestruzzo vale::

$\sigma_{max,c} \cong 1.4 \text{ MPa} \Rightarrow$ tensione di compressione sul calcestruzzo.

La verifica risulta soddisfatta.

La verifica a fessurazione non è significativa.

12.7 Verifica per urto da traffico ferroviario

La distanza “d” degli elementi esposti (pile) dall’asse del binario è pari a circa 5.0m; si assumono dunque, secondo quanto esposto al §3.6.3.4, le seguenti azioni statiche equivalenti:

- 4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.

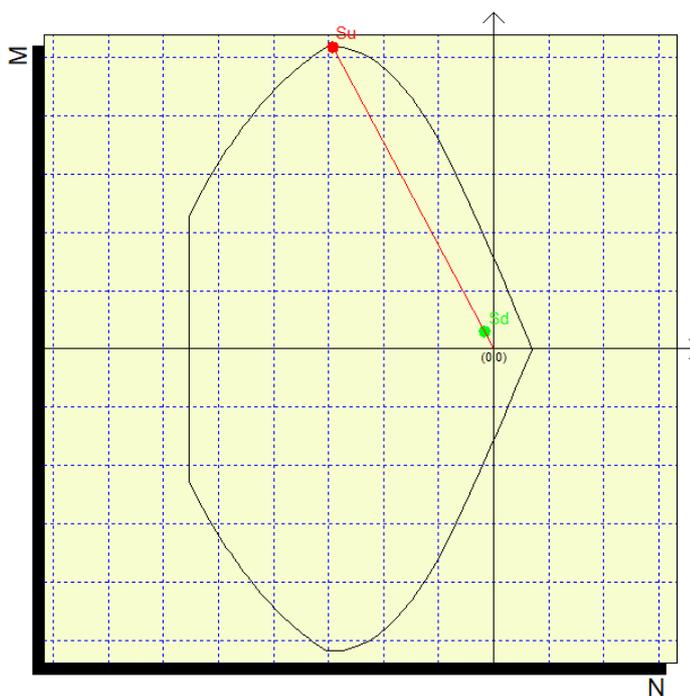
Tali forze, che agiscono separatamente, vengono applicate a 1.80m dal piano del ferro.

Di seguito viene riportata la verifica strutturale della sezione di attacco della pila col plinto di fondazione per la combinazione eccezionale (STA_ECC). Su una larghezza di fusto pari ad 1.0m si ha:

$$M_i = (1500 \cdot 1.8) / 15.5 = 175 \text{ KNm/m}$$

$$N' = 7645 / 15.5 = 495 \text{ KN}\times\text{m/m.}$$

La sezione corrente del piedritto è pari a 1.0m×1.0m; l’armatura ipotizzata è composta da 1φ26/0.2m.

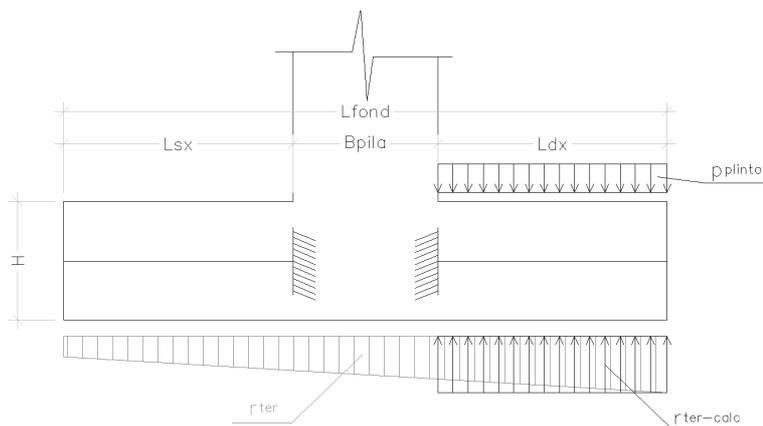


F 16. Dominio di interazione N-M

$$M_{R,d} = 1150 \text{ KN}\times\text{m/m} > M_{S,d} = 175 \text{ KN}\times\text{m/m}$$

12.8 Verifica plinto di fondazione SLU

Di seguito si riporta la verifica del plinto di fondazione. Lo schema statico adottato per il plinto in entrambe le direzioni è quello di mensola orizzontale incastrata in corrispondenza del fusto pila soggetta ad un carico uniformemente distribuito dal basso verso l'alto di intensità pari alla reazione massima del terreno e ad un carico dall'alto verso il basso di intensità pari al peso proprio del plinto; lo schema statico dimensionante è quello della mensola in direzione longitudinale (luce maggiore).



F 17. Schema di calcolo plinto di fondazione pila – Direzione longitudinale

Le caratteristiche geometriche e l'intensità dei carichi sono riepilogati di seguito.

$$L_{\text{fond}} = 4.0\text{m} \quad B_{\text{pila}} = 1.0\text{m} \quad L_{\text{sx}} = L_{\text{dx}} = (4.0-1.0)/2 = 1.5\text{m} \quad H = 1.0\text{m};$$

$$r_{\text{ter-calc}} = \max(r_{\text{ter}}) \cong 553 \text{ kPa} - \text{reazione massima del terreno in condizioni sismiche};$$

$$p_{\text{plinto}} = (1.0 \times 25) = 25 \text{ kPa} - \text{peso proprio plinto.}$$

SOLLECITAZIONI INTRADOSSO FONDAZIONE- COMBINAZIONI SLU

Comb.	H _L [kN]	H _T [kN]	N [kN]	M _T [kNxm]	M _L [kNxm]
STA SLU 1	0	0	6748	0	0
STA SLU 2	0	0	15143	356	3498
STA SLU 3	11	33	17762	1088	9485
STA SLU 4	18	55	17107	1010	8268
STA SLU 5	130	643	17107	2190	12283
SIS SLU 6	901	3728	11345	8838	28788
SIS SLU 7	407	1864	11345	4090	15842
SIS SLU 8	302	1290	11643	3125	11694

Comb.	e _L [m]	B/6 [m]	e _T [m]	L/6 [m]	σ _{MAX} [kPa]	σ _{MIN} [kPa]
STA SLU 1	0.00	0.67	0.00	2.67	105	105
STA SLU 2	0.02	0.67	0.23	2.67	265	208
STA SLU 3	0.06	0.67	0.53	2.67	359	196
STA SLU 4	0.06	0.67	0.48	2.67	339	195
STA SLU 5	0.13	0.67	0.72	2.67	391	144
SIS SLU 6	0.78	0.67	2.54	2.67	553	-199
SIS SLU 7	0.36	0.67	1.40	2.67	366	-11
SIS SLU 8	0.27	0.67	1.00	2.67	324	40

T.6 Sollecitazioni ad intradosso plinto, eccentricità e reazioni terreno (*) – SLU

(*) N.B. ⇒ Per le condizioni sismiche l'inerzia del plinto è valutata nell'ipotesi che lo stesso si muova con il terreno.

Le sollecitazioni di verifica, taglio e momento flettente relative alla combinazioni dimensionante (*combinazione sismica*), sono riassunte di seguito.

$$V_{S,d-MAX} = (r_{ter-calc} - p_{plinto}) \times L \cong 790 \text{ kN/m};$$

$$M_{S,d-MAX} = (r_{ter-calc} - p_{plinto}) \times L^2/2 \cong 595 \text{ kN}\times\text{m/m}.$$

L'armatura necessaria a flessione è pertanto pari a:

$$- A_{S-necessaria} = M_{S,d-MAX} / (0.9 \times h \times f_{yd}) \cong 18.2 \text{ cm}^2/\text{m};$$

con

$$h \cong 93 \text{ cm};$$

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

L'armatura adottata in zona tesa è pari a:

$$- A_{S-adottata} (1\phi 24/20) \cong 22.6 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{S-necessaria} - \text{Verifica soddisfatta.}$$

L'armatura necessaria a taglio risulta invece pari a:

$$- (A_{sw-necessaria} / s) = V_{S,d-MAX} / [0.9 \times h \times f_{yd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha] \cong 24.2 \text{ cm}^2/\text{m};$$

con

$$h \cong 93 \text{ cm};$$

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

$$(\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha = 1.$$

L'area complessiva resistente ottenuta dall'armatura adottata, composta da cavallotti $\phi 24/(60 \times 120)$ e spille $\phi 20/(40 \times 40)$, risulta pari a:

$$- A_{sw-adottata} (1\phi 24/60 \times 120 + 1\phi 20/40 \times 40) \cong 25.9 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{sw-necessaria} - \text{Verifica soddisfatta.}$$

12.9 Verifica plinto di fondazione - SLE

Le caratteristiche geometriche e l'intensità dei carichi sono riepilogati di seguito.

$$L_{\text{fond}} = 4.0\text{m} \quad B_{\text{pila}} = 1.0\text{m} \quad L_{\text{sx}} = L_{\text{dx}} = (4.0-1.0)/2 = 1.5\text{m} \quad H = 1.0\text{m};$$

$$r_{\text{ter-calc}} = \max(r_{\text{ter}}) \cong 289 \text{ kPa} - \text{reazione massima del terreno in condizioni sismiche};$$

$$p_{\text{plinto}} = (1.0 \times 25) = 25 \text{ kPa} - \text{peso proprio plinto.}$$

SOLLECITAZIONI INTRADOSSO FONDAZIONE- COMBINAZIONI SLU

Comb.	H_L	H_T	N	M_T	M_L
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
STA SLE 1	0	0	4998	0	0
STA SLE 2	0	0	11217	264	2591
STA SLE 3	7	22	13157	798	7003
STA SLE 4	12	36	12672	734	6087
STA SLE 5	96	476	12672	1623	9099

Comb.	e_L	$B/6$	e_T	$L/6$	σ_{MAX}	σ_{MIN}
	[m]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]
STA SLE 1	0.00	0.67	0.00	2.67	78	78
STA SLE 2	0.02	0.67	0.23	2.67	197	154
STA SLE 3	0.06	0.67	0.53	2.67	265	146
STA SLE 4	0.06	0.67	0.48	2.67	251	145
STA SLE 5	0.13	0.67	0.72	2.67	289	107

T.1 Sollecitazioni ad intradosso plinto, eccentricità e reazioni terreno (*) – SLE

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

$$M_{S,d} = (r_{\text{ter-calc}} - p_{\text{plinto}}) \times L^2/2 \cong 300 \text{ kNm/m} - \text{sollecitazione flettente.}$$

Le tensioni massime valgono:

$$\sigma_{\text{max},s} \cong 160 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{\text{max},c} \cong 3.0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo.}$$

La verifica risulta soddisfatta.

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

$$\sigma_{\text{max},s} < 200 \text{ MPa.}$$

13. APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI

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;
- **UL** ⇒ appoggio multidirezionale.
-

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

			STATICA SLU		SISMICA SLV	
<i>Id</i>	<i>Tipo</i>	<i>n.</i>	<i>N_{Sd-MAX}</i>	<i>H_{Sd-MAX}</i>	<i>N_{Sd-MAX}</i>	<i>H_{Sd-MAX}</i>
[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
<i>F</i>	<i>Fisso</i>	2	1180	110	940	880
<i>UL</i>	<i>Uni-Long</i>	34	1160	95	650	480
<i>UT</i>	<i>Uni-Trasv</i>	12	860	50	820	270
<i>M</i>	<i>Multi</i>	12	360	–	200	–

T.2 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:

$$\delta \cong \pm 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{giunto spalla.}$$

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

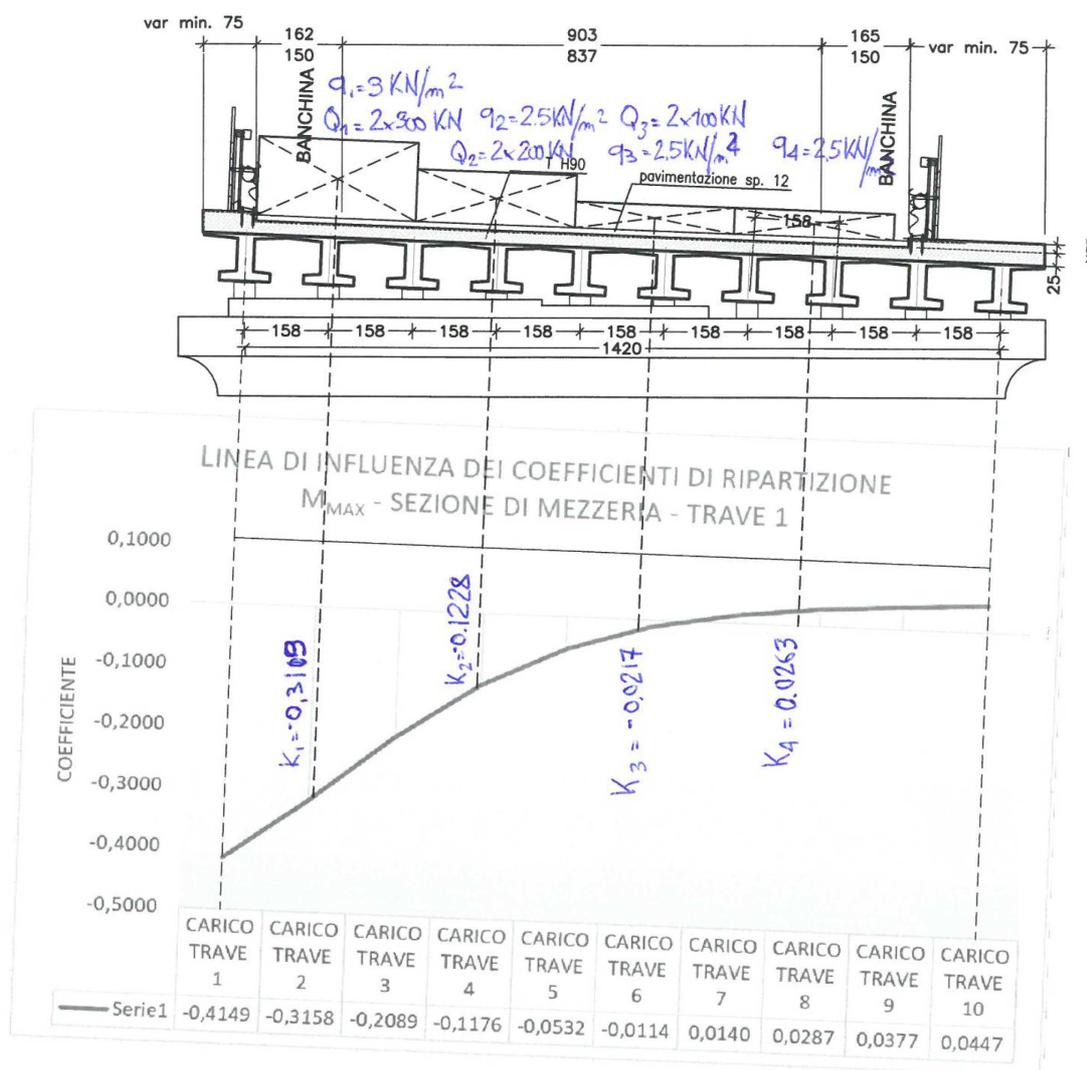
$$d_{long} = 50 \text{ mm} \Rightarrow \text{varco longitudinale spalle.}$$

14. 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.

14.1 Origine, caratteristiche e affidabilità dei software di calcolo

Si riporta di seguito il calcolo del momento flettente massimo per la trave1 (bordo) soggetta all'azione dei carichi mobili.



$$q = 0,3103 \times (9 \times 3) + 0,1228 \times (2,5 \times 3) + 0,0217 \times (2,5 \times 3) - 0,0263 \cdot (2,5 \times 3) = 9,2808 \text{ KN/m}$$

$$Q = (2 \times 300) \times 0,3103 + (2 \times 200) \times 0,1228 + (2 \times 100) \times 0,0217 = 240,00 \text{ KN}$$

$$M_{\text{TRAVE 1}} = \frac{qL^2}{8} + \frac{PL}{4} = \frac{9,2808 \cdot 16,20^2}{8} + \frac{240,00 \cdot 16,20}{4} = 1276,46 \text{ KNm}$$

SR OM03