

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 - STRUTTURA TERRITORIALE PUGLIA

I PROGETTISTI Ing. Alberto SANCHIRICO - Progettista e Coordinatore Ing. Simona MASCIULLO - Progettista	ATTIVITA' DI SUPPORTO RTP: Lombardi Ingegneria S.r.L. - Strutture TechProject S.r.L. - Geotecnica - Impianti
COLLABORATORI Geom. Andrea DELL'ANNA Geom. Massimo MARTANO Geom. Giuseppe CALO'	
IL COORDINATORE IN FASE DI PROGETTAZIONE Ing. Alberto SANCHIRICO	
IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Gianfranco PAGLIALUNGA	
RESPONSABILE PROJECT MANAGEMENT E PROGETTI SPECIALI Ing. Nicola MARZI	
IL COMMISSARIO STRAORDINARIO Ing. Vincenzo MARZI	

08 - OPERE D'ARTE MAGGIORI - VIADOTTI E PONTI

Cavalcavia (Comune di Muro Leccese)

ST 23 - al km 5+292,68

Relazione di calcolo geotecnica

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. N. PROG.	TOO_ST23_GET_RE02_D.pdf			
L0503A	D 1701	CODICE ELAB.	T00ST23GETRE02	E	Varie
E	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO		Marzo 2022		
D	OTTEMPERANZA PARERE AdB Puglia-PARERE CSLLPP		Aprile 2019		
C	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO		Gennaio 2019		
B	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO		Ottobre 2018		
A	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO		Giugno 2018		
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

INDICE

1.	PREMESSA	5
1.1	Descrizione dell'opera	5
1.2	Considerazioni sul progetto strutturale	9
2.	NORMATIVA E RIFERIMENTI	10
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	11
3.1	<i>Calcestruzzo</i>	11
3.2	<i>Acciaio per cemento armato</i>	11
3.3	Acciaio da carpenteria	12
3.4	Durabilità, prescrizioni sui materiali, scelta degli stati limite di fessurazione e dei copriferri	13
4.	CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELLE AZIONI	14
4.1	Criteri di calcolo	14
4.2	Definizione delle azioni	14
5.	COMBINAZIONI DI CARICO	15
6.	ANALISI DEI CARICHI	16
6.1	Azioni permanenti	16
6.1.1	Peso proprio degli elementi strutturali (g1)	16
6.1.2	Carichi permanenti portati (g2)	16
6.2	Precompressione	17
6.2.1	Precompressione Travi	17
6.2.2	Cadute di tensione	20
6.3	Azioni variabili da traffico	25
6.3.1	Carichi mobili (q1)	25
6.4	Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q3)	26
6.5	Azioni variabili di vento (q5)	26
6.6	Azioni sismiche (q6)	26
7.	IMPALCATO - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	30
7.1	Impalcato con travi in c.a.p. – Generalità	30

8.	IMPALCATO – ANALISI STRUTTURALE	32
8.1	Generalità	32
8.2	Descrizione del modello di calcolo	32
8.3	Descrizione dei carichi applicati	40
8.3.1	Carichi mobili (q1)	40
8.4	Diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione	41
9.	IMPALCATI – VERIFICA ELEMENTI PRINCIPALI	48
9.1	PREMESSA	48
9.2	VERIFICA TRAVI L= 27.70 m	49
9.2.1	Verifiche SLE	49
9.2.2	Verifiche SLU	56
9.2.3	Verifiche Traversi	58
9.3	VERIFICA TRAVI L= 20.60 m	60
9.3.1	Verifiche SLE	60
9.3.2	Verifiche SLU	67
10.	IMPALCATO – VERIFICHE SOLETTA	70
10.1	Impalcato con travi in c.a.p. - Verifiche di resistenza e durabilità	70
10.1.1	Combinazione di carico eccezionale SLU – Urto in svio	71
11.	SPALLE – VERIFICHE FONDAZIONE E ELEVAZIONE	72
11.1	Generalità	72
11.2	Rampe laterali – Spalla “SpA”	74
11.2.1	Analisi dei carichi	74
11.2.2	Condizioni di carico	79
11.2.3	Combinazioni di carico	80
11.3	Rampe laterali – Spalla “SpB”	82
11.3.1	Analisi dei carichi	82
11.3.2	Condizioni di carico	87
11.3.3	Combinazioni di carico	88
11.4	Rampe laterali – Verifiche	90
11.4.1	Verifiche di stabilità – Ribaltamento	90
11.4.2	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLU	91

11.4.3	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLE	92
11.4.4	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte SLU	93
11.4.5	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte SLE	94
11.4.6	Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base SLU	95
11.4.7	Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base SLE	96
11.4.8	Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLU	97
11.4.9	Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLE	99
11.4.10	Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLU	100
11.4.11	Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLE	103
11.4.12	Verifiche strutturali – Soletta di transizione SLU	104
11.5	Opera centrale – Spalla “SpA”	106
11.5.1	Analisi dei carichi	108
11.5.2	Condizioni di carico	111
11.5.3	Combinazioni di carico	112
11.6	Opera centrale – Spalla “SpB”	114
11.6.1	Analisi dei carichi	116
11.6.2	Condizioni di carico	119
11.6.3	Combinazioni di carico	120
11.7	Opera centrale – Verifiche	122
11.7.1	Verifiche di stabilità – Ribaltamento	122
11.7.2	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle	123
11.7.3	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLE	124
11.7.4	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte	125
11.7.5	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte SLE	126
11.7.6	Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base	127
11.7.7	Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base SLE	128
11.7.8	Verifiche strutturali – Muro paraghiaia	129
11.7.9	Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLU	130
11.7.10	Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLE	133
11.7.11	Verifiche strutturali – Soletta di transizione	134
12.	VERIFICA DELLE PILE	135
12.1	Geometria	135
12.2	Analisi dei carichi agenti	136

S.S. 275 - Strada Statale Maglie - Santa Maria di Leuca	
Relazione di calcolo impalcato e sottostrutture - ST23	4
<hr/>	
12.3 Condizioni di carico	138
12.4 Combinazioni di carico	139
12.5 Verifiche elevazione - SLU	140
12.5.1 Verifica a flessione	140
12.5.2 Verifica a taglio	141
12.6 Verifiche elevazione - SLE	142
12.7 Verifica per urto da traffico ferroviario	143
12.8 Verifica plinto di fondazione - SLU	144
12.9 Verifica plinto di fondazione - SLE	146
12.10 Verifica pulvino	147
13. APPARECCHI DI APPOGGIO, GIUNTI E VARCHI	149
14. ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DEI CODICI DI CALCOLO	151
14.1 Origine, caratteristiche e affidabilità dei software di calcolo	151

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale dell'impalcato e delle sottostrutture dell'opera *Cavalcavia ferroviario e stradale (Comune di Muro Leccese) ST 23 al km 5+292.68* previsto nell'ambito dei lavori della *S.S. N° 275 "DI S. MARIA DI LEUCA" AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO AL D.M. 5.11.2001 S.S. 16 dal km 981+700 al km 985+386 - S.S. 275 dal Km 0+000 al km 37+000 1° Lotto: Dal Km 0+000 di prog. al Km 23+300 di prog.*

1.1 Descrizione dell'opera

La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale delle sottostrutture spalle e pile ed il dimensionamento degli impalcato composti da:

- carreggiate asse principale \Rightarrow ciascuna delle due carreggiate della viabilità principale, di larghezza 11.60 m, si compone di un impalcato a 8 travi prefabbricate precomprese, a trefoli pre-tesi con sezione trasversale a "T" ad ala larga superiore di larghezza pari a 144 cm e altezza trave pari a $H=120\text{cm}$, collegate da una soletta superiore gettata in opera di spessore pari a 25cm per una altezza totale di impalcato pari a 145 cm. Le travi di impalcato sono posizionate ad un interasse di 145cm e vedono luci di calcolo pari a 27.70 m per l'attraversamento stradale e 20.60 m per l'attraversamento ferroviario;

- carreggiate rampe complanari \Rightarrow ciascuna delle due carreggiate della viabilità secondaria, di larghezza 7.95 m, si compone di un impalcato a 5 travi prefabbricate precomprese, a trefoli pre-tesi con sezione trasversale a "T" ad ala larga superiore di larghezza pari a 158 cm e altezza trave pari a $H=120\text{cm}$, collegate da una soletta superiore gettata in opera di spessore pari a 25cm per una altezza totale di impalcato pari a 145 cm. Le travi di impalcato sono posizionate ad un interasse di 159cm e vedono luci di calcolo pari a 27.70 m per l'attraversamento stradale e 20.60 m per l'attraversamento ferroviario;

La sovrastruttura di impalcato è vincolata alle generiche sottostrutture spalle e/o pile mediante un sistema di dispositivi d'appoggio in *acciaio PTFE* con uno schema statico di semplice appoggio.

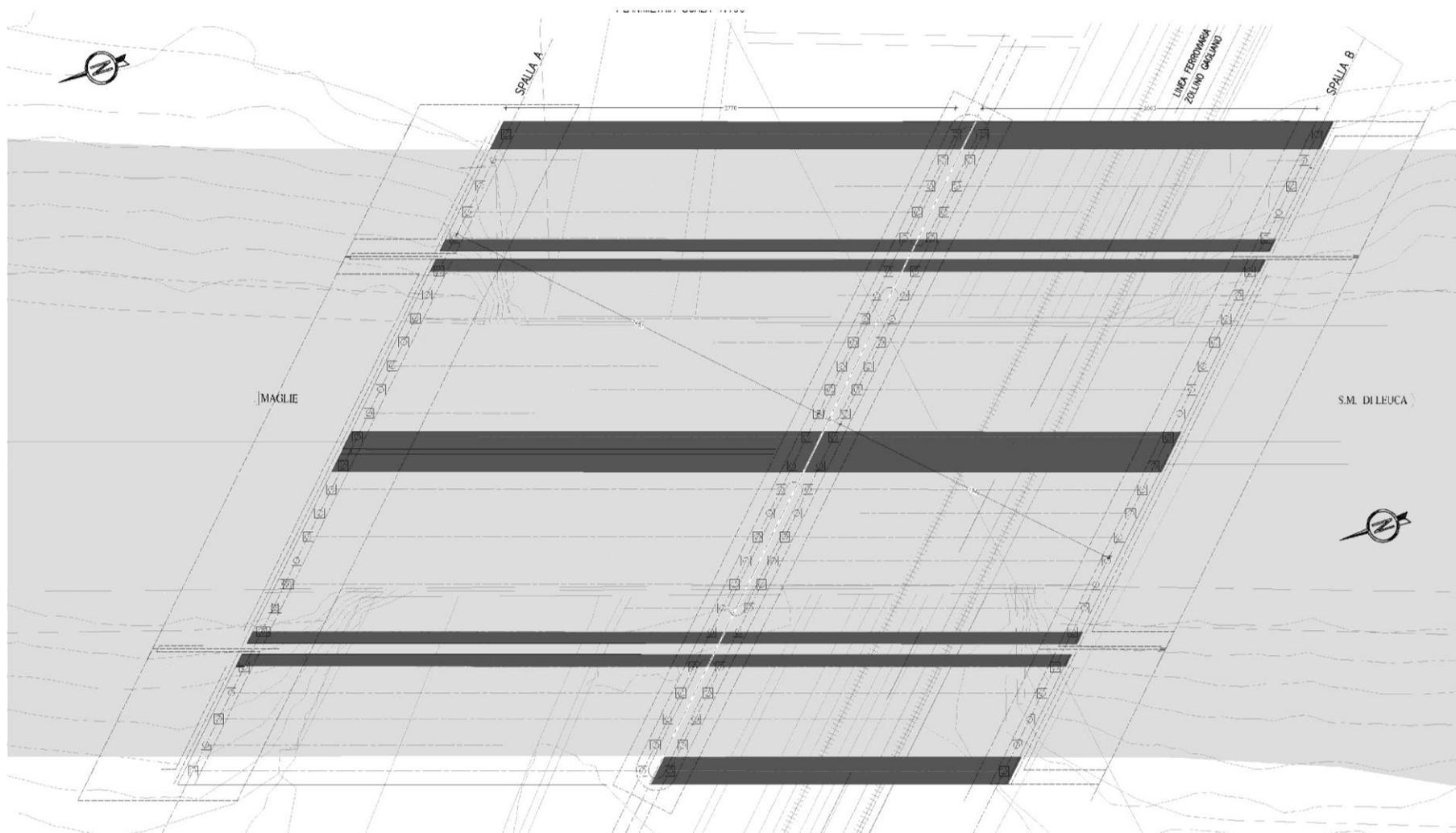
L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno considerate le azioni previste dalla normativa vigente *NTC 2018* così come riportato nei capitoli successivi.

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 T120	Interasse Travi	FEM
	m	m		m	
1	27.70	7.95	5	1.59	ST23_1a
1	27.70	11.60	8	1.45	ST23_1b
2	20.60	7.95	5	1.59	ST23_2a
2	20.60	11.60	8	1.45	ST23_2b

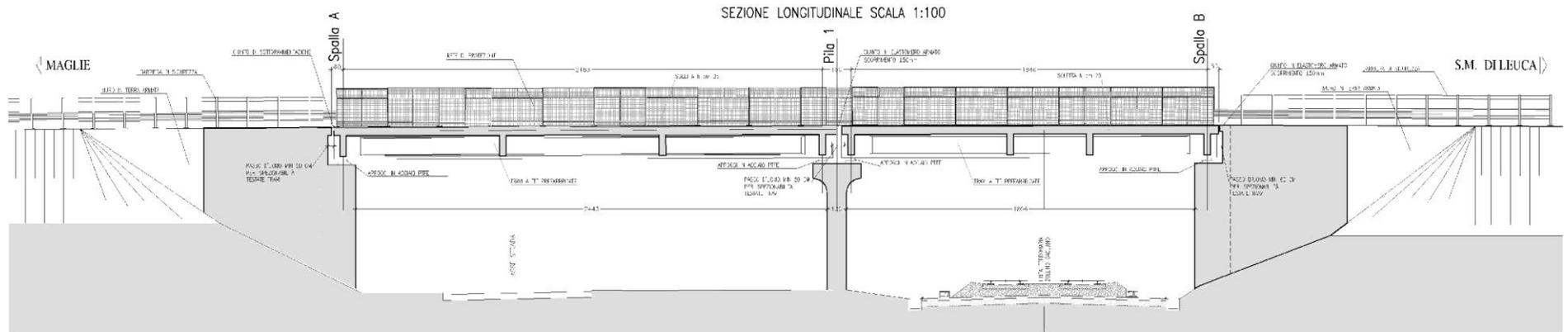
I risultati delle analisi mostrano che le travi più sollecitate risultano essere quelle appartenenti agli impalcati della carreggiata principale (B=11.60m) e pertanto in quanto segue verranno omesse, per brevità, gli impalcati della viabilità secondaria.

Nelle figure seguente si illustrano le caratteristiche principali dell'opera in esame in cui spicca l'obliquità dell'opera ssunta nei modelli numerici paria $\beta = 26^\circ$.

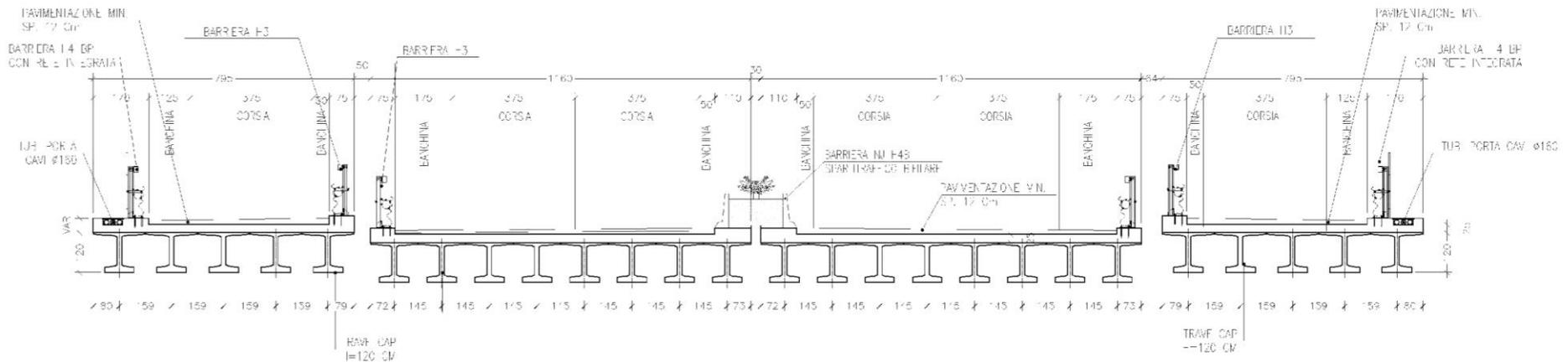


F 1. Planimetria

Impalcato a travi in c.a.p., a travi incorporate e sottostrutture in c.a.



F2. Profilo longitudinale



F3. Sezione trasversale impalcato

Impalcato a travi in c.a.p., a travi incorporate e sottostrutture in c.a.

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

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Calcestruzzo

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

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

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

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

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

3.2 Acciaio per cemento armato

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

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

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

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

Proprietà	Requisito	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento $\Rightarrow f_{yk}$	≥ 450 MPa	5.0
Tensione caratteristica di rottura $\Rightarrow f_{tk}$	≥ 540 MPa	5.0
$(f_t/f_y)_k$	≥ 1.15 ≤ 1.35	10.0
$(f_t/f_{y\ nom})_k$	≤ 1.25	10.0
Allungamento totale al carico massimo $\Rightarrow (A_{gt})$	$\geq 7.5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° 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 [I].

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:

- $E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2$

Il coefficiente di espansione termica è pari a:

- $\alpha = 1.2 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}$

Il coefficiente di Poisson:

- $\nu = 0.3$

Densità:

- $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

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

T.1 Copriferri nominali

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 rigidzze valutate omogeneizzando rispetto all'acciaio ad eccezione delle zone interessate dalla fessurazione dove la rigidzza 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, " $kN\cdot m$ " per le forze e le sollecitazioni, i " $N\cdot mm$ " 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.1 Matrice Combinazioni di cario 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	18 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

$$(G_{\text{travi-CAP120}})_{\text{mezz}} = 25 \times 0.412 \cong 10.29 \text{ kN/m per ogni singola trave.}$$

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

$$(G_{\text{travi-CAP120}})_{\text{appo}} = 1.1 \times 10.29 \cong 11.32 \text{ kN/m per ogni singola trave.}$$

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 1.45 m, per cui si ha:

$$G_{\text{sol-CAP}} = 0.25 \times 1.45 \times 25 = 9.06 \text{ kN/m / trave.}$$

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 (NJ)	6.0 kN/m;
- 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=27.70 m Impalcati B= 11.60m a 8 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	4	140	560	-798.0	0.00	0.00	0.165
2	6	140	840	-1 197.0	3.60	4.50	0.110
2	7	140	980	-1 396.5	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
	32	4 480	4 480	-6 384.0	0.00	0.00	

Travi L=20.60 m Impalcati B= 11.60m a 8 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	6	140	840	-1 197.0	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
	21	2 940	2 940	-4 189.5	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:

$$\begin{aligned} \text{Atrave} &= 0.632 \text{ m}^2 \\ \text{U_trave} &= 3.994 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{ho} = 2 * \text{Atrave} / \text{U} = 316.2 \text{ mm}$$

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

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

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

$$\text{Kh} = 0.746$$

$$\text{eps_cd,inf} = \text{eps_cd,o} * \text{Kh} = 0.000194$$

$$\text{eps_cd}(t) = 0.000194 * (t - t_s) / [(t - t_s) + 0.04 * \text{ho}^3 / 2]$$

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

$$\begin{aligned} \text{eps_ca,inf} &= 2.50 * (\text{f_ck} - 10) / 1000000 = 0.000088 \\ &= \end{aligned}$$

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

$$\text{eps_cs} = \text{eps_cd} + \text{eps_ca} = 0.000282 \text{ a tempo infinito}$$

$$\begin{aligned} \text{Asoletta} &= 0.632 \text{ m}^2 \\ \text{U}_{\text{soletta}} &= 3.994 \text{ m} \\ \text{ho} &= 2 * \text{Asoletta} / \text{U} = 316.2 \text{ mm} \\ f_{\text{ck}} &= 35.0 \text{ N/mm}^2 \\ \text{RH} &= 75.0 \% \\ \text{eps}_{\text{cd,o}} &= 0.000293 \\ \text{Kh} &= 0.700 \\ \text{eps}_{\text{cd,inf}} &= \text{eps}_{\text{cd,o}} * \text{Kh} = 0.000205 \\ \text{eps}_{\text{cd}}(t) &= 0.000205 * (t - t_s) / [(t - t_s) + 0.04 * \text{ho}^3 / 2] \\ t_s &= 3.0 \text{ giorni} \\ \text{eps}_{\text{ca,inf}} &= 2.50 * (f_{\text{ck}} - 10) / 1000000 = 0.000063 \\ \text{eps}_{\text{ca}}(t) &= 0.000063 * [1 - \exp(-0.2 * \text{radq}(t))] \end{aligned}$$

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

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

$$\text{eps_trave,inf} = 0.000282$$

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 =	316.2	mm

eps_trave_cd(t) = 0.00019	* (t-ts) / [(t-ts) + 0.04*ho^3/2] =	0.000022
eps_trave_ca(t) = 0.00009	* [1 - exp(-0.2*radq(t))] =	0.000059
	eps_trave, t =	0.000080
ritiro residuo trave	eps_trave, (t,inf) =	0.000202
differenza con ritiro soletta	delta_eps =	0.000066

Per la Viscosità si ottiene:

fc _m =	53.0	N/mm ²					
A _{trave} =	0.6316	m ²		U _{trave} =	3.9944	m	
A _{sol} =	0.6313	m ²		U _{sol} =	2.5250	m	
Ac =	1.2628	m ²					
h _o = 2Ac/u =	387.4	mm	alfa 1 = (35/fc _m) ^{0.7} =	0.75			
			alfa 2 = (35/fc _m) ^{0.2} =	0.92			
			alfa 3 = (35/fc _m) ^{0.5} =	0.81			
beta _H = 1.50 [1 + (0.012RH) ¹⁸]*h _o + 250*alfa ₃ =	871.48			RH =	75.0	%	
beta(f _c _m) = 16.8/radq(f _c _m) =	2.31			beta _H =	871.48		
fi _{RH} = 1 + (1 - RH/100)/(0.10*h _o ^{0.333})*a ₁ *a ₂ =	1.24						
		t = 20 000	20 000	20 000	20 000	20 000	giorni
		t _o = 3	31	180	20 000	20 000	giorni
beta _c (t - t _o) = [(t - t _o)/(beta _H + t - t _o)] ^{0.30} =	0.987	0.987	0.987	0.000	0.000		
beta(t _o) = 1/(0.10 + t _o ^{0.20}) =	0.743	0.479	0.342	0.136	0.136		
fi _o = fi _{RH} * beta(f _c _m) * beta(t _o) =	2.120	1.367	0.975	0.388	0.388		
fi(t, t _o) = fi _o * beta _c (t - t _o) =	2.093	1.349	0.963	0.000	0.000		
gamma = fi(t, t _o) / (1 + 0.80*fi(t, t _o)) =	0.783	0.649	0.544	0.000	0.000		
	% = ---	17.1	13.4	69.5	0.0		

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 giorni	d_{sig}/σ	%	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

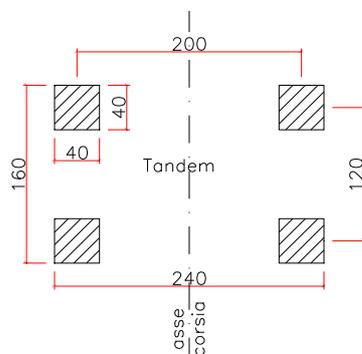
6.3.1 Carichi mobili (q_1)

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 4. Schema di carico 1 – Carico tandem

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

Posizione	Carico asse Q_{ik} (kN)	Carico ripartito q_{ik} (kN/m 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.2 Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Nelle verifiche si considerano tutte le disposizioni dei carichi variabili da traffico in maniera tale da massimizzare le sollecitazioni flettenti e taglianti (massima densità di carico, massima eccentricità

del carico risultante e massimo "carico centrato") nel rispetto del numero massimo di corsie individuabili secondo norma.

6.4 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q3)

Si riporta di seguito la valutazione dell'azione risultante di frenamento o di accelerazione q_3 per gli impalcato in esame.

$$q_3 = (0.6 \times 2 \times Q_{1k}) + (0.1 \times q_{1k} \times w_l \times L) \cong 435 \text{ kN};$$

con $L \cong 27.7 \text{ m}$.

$$q_3 = (0.6 \times 2 \times Q_{1k}) + (0.1 \times q_{1k} \times w_l \times L) \cong 417 \text{ kN};$$

con $L \cong 20.6 \text{ m}$.

6.5 Azioni variabili di vento (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.

6.6 Azioni sismiche (q6)

In sede di revisione del presente Progetto Definitivo si è valutata la categoria di sottosuolo secondo le nuove indicazioni ($V_{s,eq}$) del D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018. In questa opera la categoria di sottosuolo determinata con i criteri ($V_{s,30}$) della precedente norma rimangono invariati. In particolare, si fa riferimento ai seguenti parametri legati all'opera:

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

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

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

$$C_u = 2.0$$

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

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

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

- Comune: Muro Leccese (Long. 18.3195; Lat. 40.1104)
- Categoria di sottosuolo: B
- Condizione topografica: T1

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

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

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'*Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV)*, è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T_c^* .

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- S coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t).

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

STATO LIMITE	T_R	a_g	F_0	T_c^*
[-]	[anni]	[g]	[-]	[s]
SLV	949	0.083	2.606	0.486
SLD	101	0.029	2.441	0.266

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

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

$$- \text{SLV} \Rightarrow a_{max} = S \times a_g = 1.2 \times 0.083 \times g \cong 0.099 \times g;$$

dove:

$$S = S_S \times S_T = 1.2 \times 1.0 = 1.2;$$

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

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

$$- \text{SLD} \Rightarrow a_{max} = S \times a_g = 1.2 \times 0.029 \times g \cong 0.035 \times g;$$

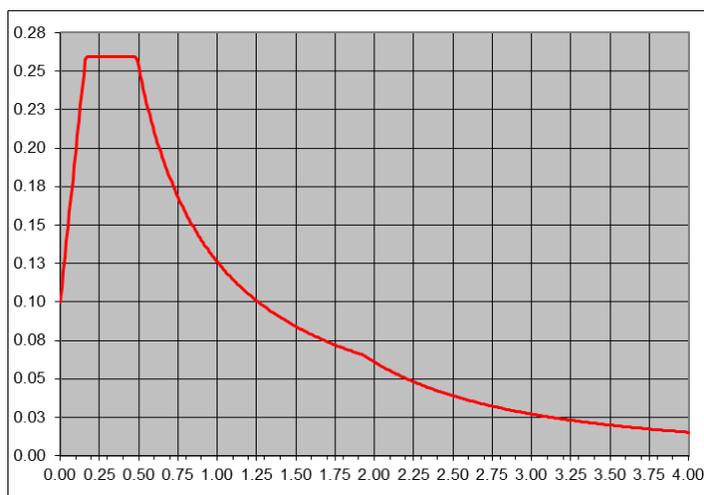
dove:

$$S = S_S \times S_T = 1.2 \times 1.0 = 1.2;$$

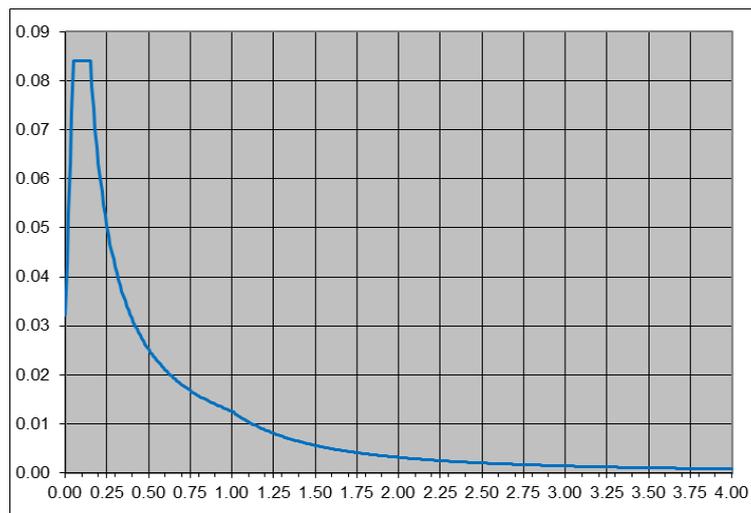
$$S_S = 1.2 \quad \text{coefficiente di amplificazione stratigrafica (sottosuolo tipo B);}$$

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

Di seguito si illustrano gli spettri elastici utilizzati nei calcoli. In particolare, si osserva che il sisma verticale viene considerato solamente per le sottostrutture e non per l'impalcato per il quale l'azione non risulta dimensionante.



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

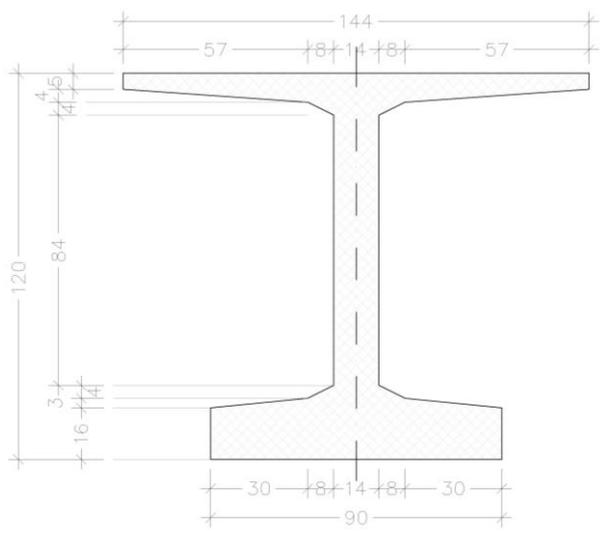


F 6. Spettro elastico in accelerazione componente verticale **SLV**

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 – $i=1.45m$

Sezioni Caratteristiche solo calcestruzzo: Travi T H120 $i= 1.45 m$

	sezione a	sezione b	sezione c	
$h =$	1.200	1.200	1.200	m Altezza Trave
$A =$	0.548	0.478	0.407	m ² Area cls
$S_i =$	0.322	0.276	0.230	m ³ Momento statico alla fibra inferiore
$Y_i = S_i/A$	0.587	0.578	0.566	m Baricentro dall'intradosso
$J_i =$	0.286	0.252	0.218	m ⁴ Inerzia relativa all'intradosso
$J_g =$	0.097	0.092	0.087	m ⁴ Inerzia relativa al baricentro
$S_g =$	0.155	0.154	0.153	m ³ Momento statico baricentrico
$bw =$	0.300	0.220	0.140	m Larghezza della fibra baricentrica

Sezioni Caratteristiche solo calcestruzzo: Travi+soletta T H120 $i= 1.45 m$

	sezione a	sezione b	sezione c		
$h =$	1.450	1.450	1.450	m	Altezza Trave
$A =$	0.889	0.818	0.748	m ²	Area cls
$S_i =$	0.773	0.727	0.682	m ³	Momento statico alla fibra inferiore
$Y_i = S_i/A$	0.870	0.889	0.911	m	Baricentro dall'intradosso
$J_i =$	0.886	0.852	0.817	m ⁴	Inerzia relativa all'intradosso
$J_g =$	0.213	0.205	0.196	m ⁴	Inerzia relativa al baricentro

8. IMPALCATO – ANALISI STRUTTURALE

8.1 Generalità

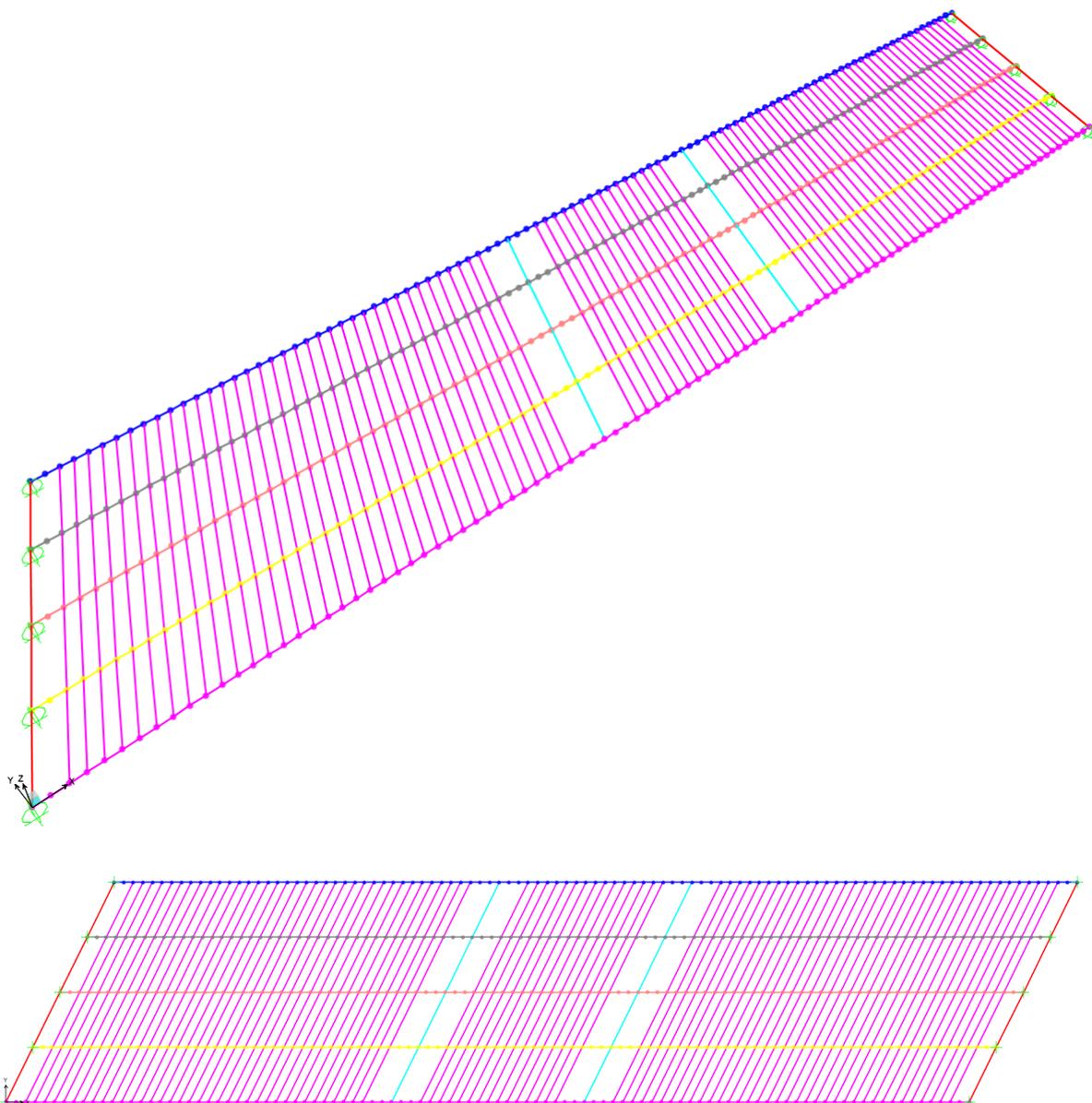
Per le travi di impalcato i modelli di calcolo delle sollecitazioni considerano la trave isolata semplicemente appoggiata nella fase di carico 1 (pesi propri, precompressione e getto della soletta) ed il graticcio di travi, anch'esso semplicemente appoggiato soggetto ai sovraccarichi permanenti e a carichi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

8.2 Descrizione del modello di calcolo

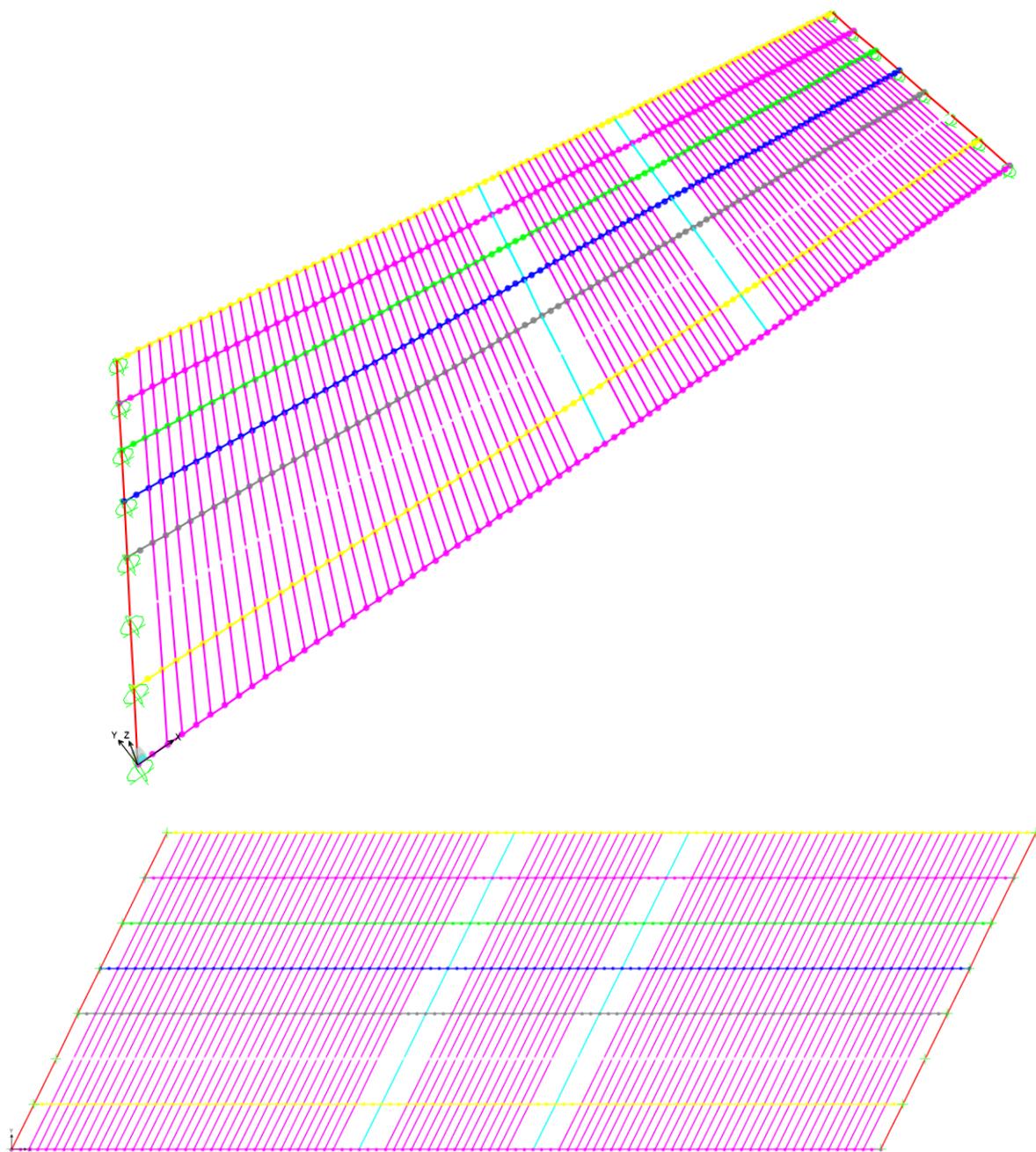
Il dimensionamento delle strutture di impalcato avviene per mezzo delle usuali formule della Scienza e Tecnica delle Costruzioni implementate su fogli di calcolo autoprodotti e mediante l'uso di programmi agli elementi finiti (SAP 2000) impiegati per l'analisi delle sollecitazioni dovute alla ripartizione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

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

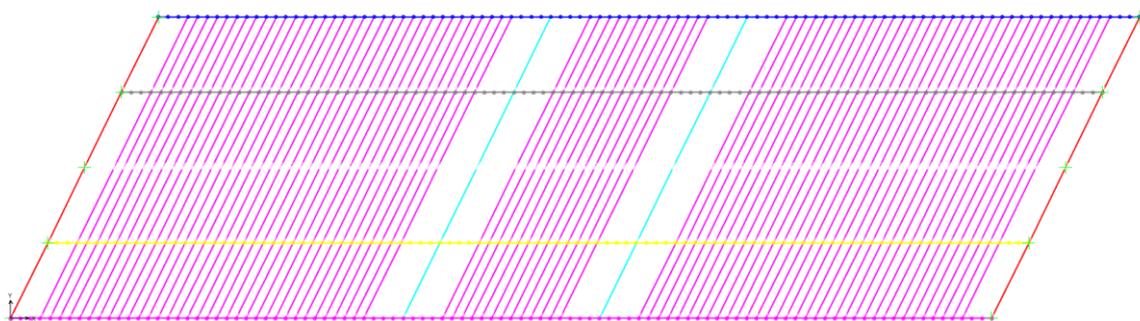
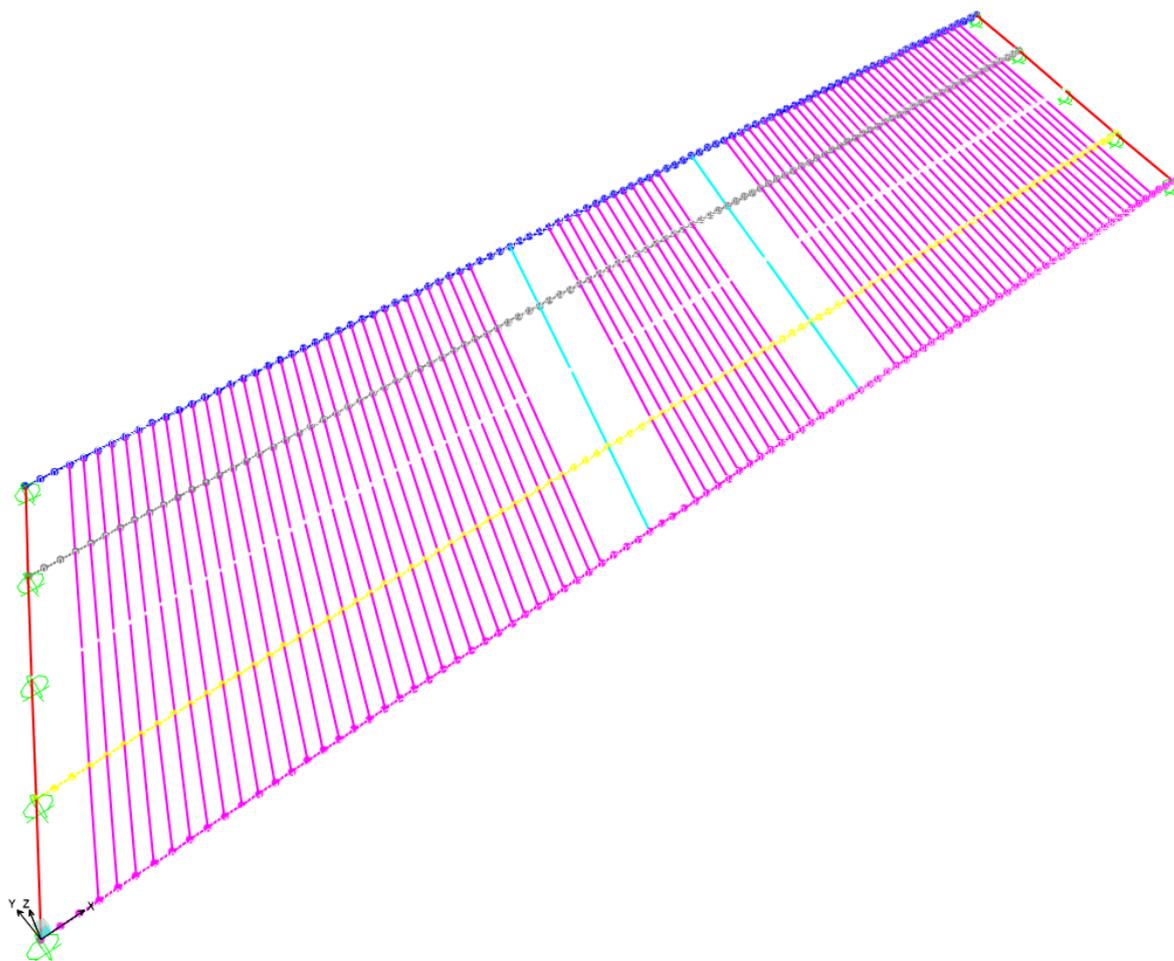
Carichi U.R.	Carichi Conc.
$V = p \cdot L/2 - p \cdot x$	$V = q \cdot (L-x_c)/L$
$M = p \cdot L \cdot x/2 - p \cdot x^2/2$	$M = q \cdot (L-x_c)/L \cdot x$



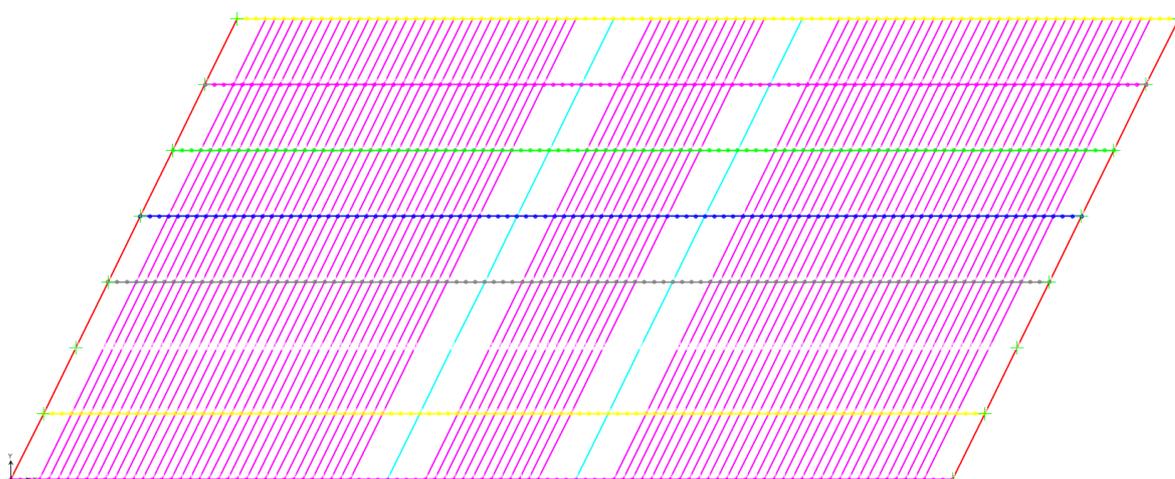
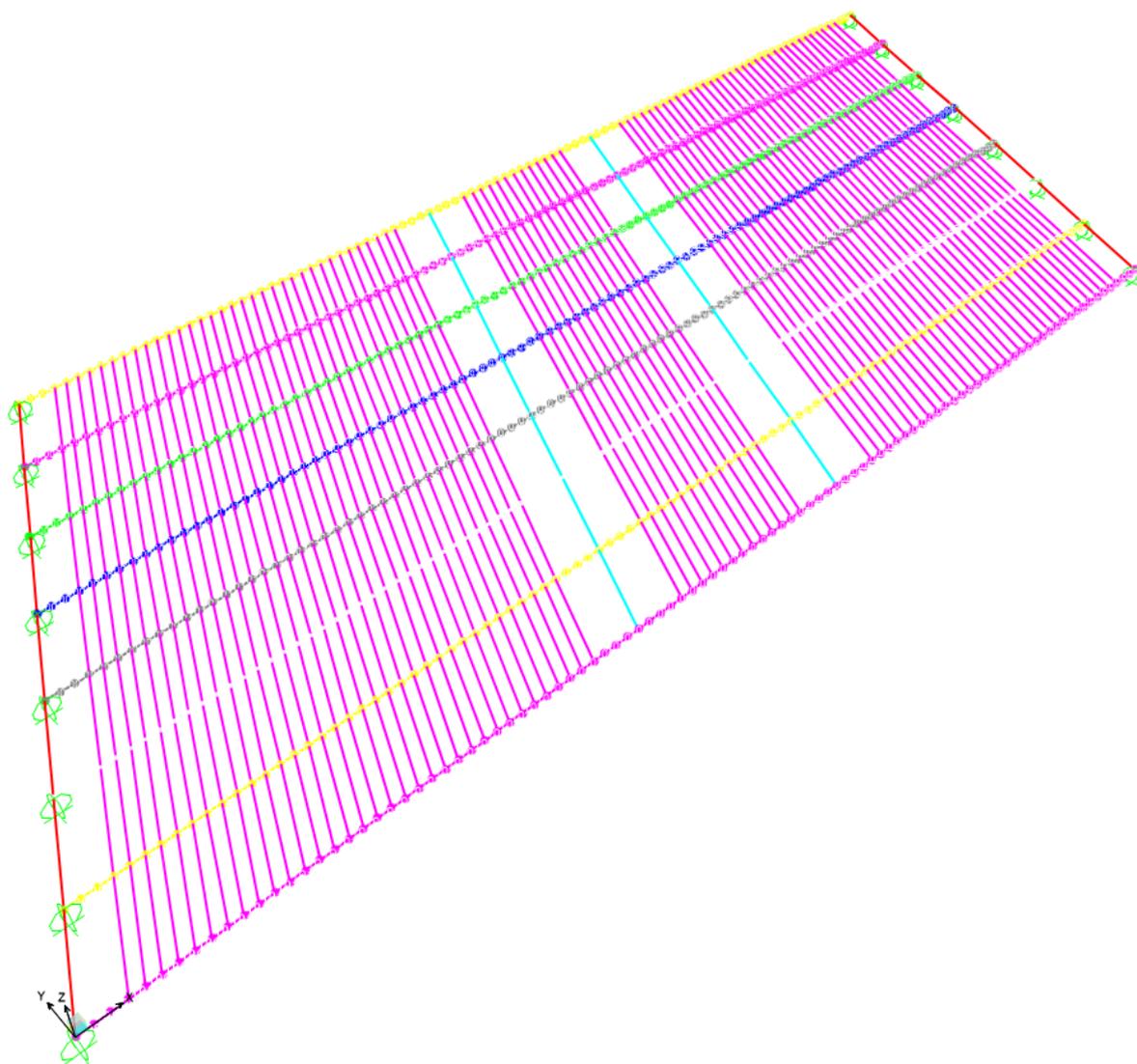
F 8. ST23 – Graticcio $L = 27.70m$ a 5 Travi



F 9. ST23 – Graticcio $L = 27.70m$ a 8 Travi



F 10. ST23 – Graticcio $L = 20.60m$ a 5 Travi



F 11. ST23 – Graticcio $L = 20.60m$ a 8 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:

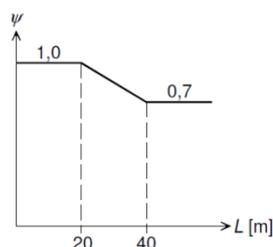
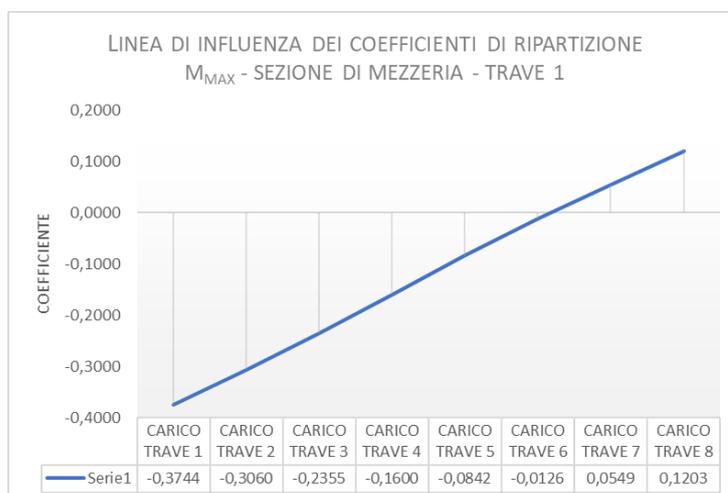


Figure E.2: Combination factor dependent on span length L

F 12. 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 $p = 1$ kN/m, e la coppia di assi $Q1k = 2 \cdot 100$ 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 13. 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=27.70m				
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	0.8113	0.2059	0.1149	5.567e-3
Traverso Appoggi	0.6878	0.1349	0.0184	0.0225
Traverso Campata	0.7063	0.1378	0.058	0.0123
Soletta	0.0693	4.428e-4	3.607e-4	3.578e-4

Graticcio L=20.60m				
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	0.7665	0.1998	0.0898	5.225e-3
Traverso Appoggi	0.7375	0.1470	0.0292	0.0230
Traverso Campata	0.7205	0.1398	0.0652	0.0124
Soletta	0.0515	1.821e-4	2.682e-4	1.952e-4

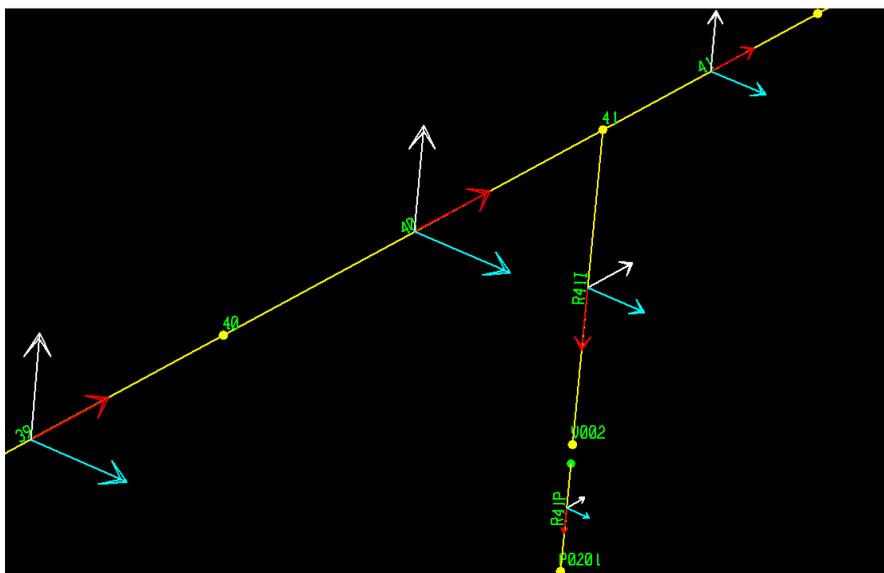
Al fine di agevolare la lettura dell'output del programma SAP2000 si riportano di seguito le corrispondenze tra le sollecitazioni, le reazioni e gli assi locali e globali degli elementi frame impiegati nel modello e le convenzioni di segno assunte nell'impiego del programma "RC-SEC" con il quale vengono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

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 14. 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 rigidità torsionale del sistema di travi e trasversi).

A: Peso Proprio – Trave L= 27.70 m

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	148.5	0.0	0.0
2	0.75	138.2	0.0	107.5
3	1.50	127.9	0.0	207.3
4	1.70	125.2	0.0	232.6
5	2.00	121.0	0.0	269.5
6	3.00	110.5	0.0	391.6
7	3.00	110.5	0.0	391.8
8	3.50	105.4	0.0	449.4
9	4.00	100.3	0.0	504.6
10	4.50	95.2	0.0	557.1
11	4.50	95.2	0.0	557.2
12	5.00	90.1	0.0	607.2
13	5.50	85.0	0.0	654.7
14	6.00	80.0	0.0	699.6
15	6.50	74.9	0.0	742.0
16	7.50	64.7	0.0	819.2
17	8.50	54.5	0.0	886.2
18	9.50	44.3	0.0	943.0
19	10.50	34.1	0.0	989.6
20	13.85	0.0	0.0	1 071.5

D1: Traversi + Dalle – Trave L= 27.70 m

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	32.9	0.0	0.0
2	0.75	31.9	0.0	24.3
3	1.50	30.8	0.0	47.8
4	1.70	30.5	0.0	53.9
5	2.00	30.1	0.0	63.0
6	3.00	28.8	0.0	92.4
7	3.00	28.8	0.0	92.5
8	3.50	28.1	0.0	106.7
9	4.00	27.4	0.0	120.5
10	4.50	26.7	0.0	134.0
11	4.50	26.7	0.0	134.0
12	5.00	26.0	0.0	147.2
13	5.50	25.3	0.0	160.1
14	6.00	24.6	0.0	172.5
15	6.50	23.9	0.0	184.7
16	7.50	22.6	0.0	207.9
17	8.50	21.2	0.0	229.8
18	9.50	19.8	0.0	250.3
19	10.50	18.4	0.0	269.5
20	13.85	0.0	0.0	285.2

D2: Getto soletta – Trave L= 27.70 m

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	125.5	0.0	0.0
2	0.75	118.7	0.0	91.6
3	1.50	111.9	0.0	178.1
4	1.70	110.1	0.0	200.3
5	2.00	107.4	0.0	232.9
6	3.00	98.3	0.0	335.7
7	3.00	98.3	0.0	335.8
8	3.50	93.8	0.0	383.8
9	4.00	89.3	0.0	429.6
10	4.50	84.7	0.0	473.0
11	4.50	84.7	0.0	473.1
12	5.00	80.2	0.0	514.3
13	5.50	75.7	0.0	553.3
14	6.00	71.1	0.0	590.0
15	6.50	66.6	0.0	624.4
16	7.50	57.5	0.0	686.5
17	8.50	48.5	0.0	739.5
18	9.50	39.4	0.0	783.5
19	10.50	30.4	0.0	818.3
20	13.85	0.0	0.0	869.2

F: Sovraccarichi Permanenti – Trave L= 27.70 m

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	46.6	83.5	0.0
2	0.75	44.0	79.0	23.8
3	1.50	41.5	74.4	46.3
4	1.70	40.8	73.2	52.0
5	2.00	39.8	71.4	60.5
6	3.00	36.5	65.4	87.2
7	3.00	36.5	65.4	87.2
8	3.50	34.8	62.4	99.7
9	4.00	33.1	59.4	111.6
10	4.50	31.4	56.4	122.9
11	4.50	31.4	56.4	122.9
12	5.00	29.7	53.3	133.6
13	5.50	28.1	50.3	143.8
14	6.00	26.4	47.3	153.3
15	6.50	24.7	44.3	162.2
16	7.50	21.3	38.3	178.4
17	8.50	18.0	32.2	192.1
18	9.50	14.6	26.2	203.6
19	10.50	11.3	20.2	212.6
20	13.85	0.0	0.0	225.8

I1: Sovraccarichi Mobili M>0 – Trave L= 27.70 m

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	302.9	0.0	0.0
2	0.75	291.8	0.0	268.4
3	1.50	280.7	0.0	521.8
4	1.70	277.7	0.0	586.8
5	2.00	273.3	0.0	682.4
6	3.00	258.5	0.0	983.5
7	3.00	258.5	0.0	983.8
8	3.50	251.0	0.0	1 124.5
9	4.00	243.6	0.0	1 258.6
10	4.50	236.2	0.0	1 385.8
11	4.50	236.2	0.0	1 386.1
12	5.00	228.8	0.0	1 506.9
13	5.50	221.4	0.0	1 621.1
14	6.00	214.0	0.0	1 728.6
15	6.50	206.6	0.0	1 829.5
16	7.50	191.7	0.0	2 011.4
17	8.50	176.9	0.0	2 166.7
18	9.50	162.1	0.0	2 295.5
19	10.50	147.2	0.0	2 397.7
20	13.85	97.6	0.0	2 546.7

H: Ritiro differenziale (A tempo infinito) – Trave L= 27.70 m

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	0.0	0.0	168.4
2	0.75	0.0	0.0	168.4
3	1.50	0.0	0.0	168.4
4	1.70	0.0	0.0	154.7
5	2.00	0.0	0.0	154.7
6	3.00	0.0	0.0	154.7
7	3.00	0.0	0.0	156.6
8	3.50	0.0	0.0	156.6
9	4.00	0.0	0.0	156.6
10	4.50	0.0	0.0	156.6
11	4.50	0.0	0.0	158.4
12	5.00	0.0	0.0	158.4
13	5.50	0.0	0.0	158.4
14	6.00	0.0	0.0	158.4
15	6.50	0.0	0.0	158.4
16	7.50	0.0	0.0	158.4
17	8.50	0.0	0.0	158.4
18	9.50	0.0	0.0	158.4
19	10.50	0.0	0.0	158.4
20	13.85	0.0	0.0	158.4

N= -359.0 kN

A: Peso Proprio – Trave L= 20.60 m

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	112.3	0.0	0.0
2	0.75	102.0	0.0	80.4
3	1.50	91.7	0.0	153.0
4	1.70	89.0	0.0	171.1
5	2.00	84.9	0.0	197.2
6	3.00	74.4	0.0	283.2
7	3.00	74.4	0.0	283.3
8	3.50	69.3	0.0	322.9
9	4.00	64.2	0.0	359.9
10	4.50	59.1	0.0	394.4
11	4.50	59.1	0.0	394.5
12	5.00	54.0	0.0	426.4
13	5.50	48.9	0.0	455.8
14	6.00	43.8	0.0	482.7
15	6.50	38.7	0.0	507.0
16	7.50	28.5	0.0	548.0
17	8.50	18.3	0.0	578.8
18	9.50	8.1	0.0	599.5
19	10.00	3.1	0.0	606.0
20	10.30	0.0	0.0	608.6

D: Traversi + Dalle – Trave L= 20.60 m

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	28.0	0.0	0.0
2	0.75	27.0	0.0	20.6
3	1.50	25.9	0.0	40.5
4	1.70	25.7	0.0	45.6
5	2.00	25.3	0.0	53.3
6	3.00	23.9	0.0	77.8
7	3.00	23.9	0.0	77.8
8	3.50	23.2	0.0	89.6
9	4.00	22.5	0.0	101.0
10	4.50	21.8	0.0	112.1
11	4.50	21.8	0.0	112.1
12	5.00	21.1	0.0	122.8
13	5.50	20.4	0.0	133.2
14	6.00	19.8	0.0	143.3
15	6.50	19.1	0.0	153.0
16	7.50	17.7	0.0	171.3
17	8.50	2.5	0.0	184.7
18	9.50	1.1	0.0	186.5
19	10.00	0.4	0.0	186.9
20	10.30	0.0	0.0	187.0

D: Getto soletta – Trave L= 20.60 m

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	93.3	0.0	0.0
2	0.75	86.5	0.0	67.5
3	1.50	79.8	0.0	129.8
4	1.70	77.9	0.0	145.6
5	2.00	75.2	0.0	168.6
6	3.00	66.2	0.0	239.2
7	3.00	66.2	0.0	239.3
8	3.50	61.6	0.0	271.2
9	4.00	57.1	0.0	300.9
10	4.50	52.6	0.0	328.2
11	4.50	52.6	0.0	328.3
12	5.00	48.0	0.0	353.4
13	5.50	43.5	0.0	376.3
14	6.00	39.0	0.0	396.9
15	6.50	34.4	0.0	415.3
16	7.50	25.4	0.0	445.2
17	8.50	16.3	0.0	466.0
18	9.50	7.3	0.0	477.8
19	10.00	2.7	0.0	480.3
20	10.30	0.0	0.0	480.7

F: Sovraccarichi Permanenti – Trave L= 20.60 m

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	37.6	62.1	0.0
2	0.75	34.9	57.6	18.7
3	1.50	32.2	53.0	35.9
4	1.70	31.4	51.8	40.3
5	2.00	30.3	50.0	46.7
6	3.00	26.7	44.0	66.2
7	3.00	26.7	44.0	66.2
8	3.50	24.9	41.0	75.1
9	4.00	23.0	38.0	83.3
10	4.50	21.2	35.0	90.9
11	4.50	21.2	35.0	90.9
12	5.00	19.4	31.9	97.8
13	5.50	17.5	28.9	104.2
14	6.00	15.7	25.9	109.9
15	6.50	13.9	22.9	115.0
16	7.50	10.2	16.9	123.2
17	8.50	6.6	10.8	129.0
18	9.50	2.9	4.8	132.3
19	10.00	1.1	1.8	133.0
20	10.30	0.0	0.0	133.1

I1: Sovraccarichi Mobili M>0 – Trave L= 20.60 m

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	252.6	0.0	0.0
2	0.75	240.7	0.0	245.5
3	1.50	228.9	0.0	472.5
4	1.70	225.7	0.0	529.9
5	2.00	221.0	0.0	613.5
6	3.00	205.1	0.0	870.6
7	3.00	205.1	0.0	870.8
8	3.50	197.2	0.0	987.1
9	4.00	189.3	0.0	1 095.1
10	4.50	181.4	0.0	1 194.7
11	4.50	181.4	0.0	1 194.9
12	5.00	173.5	0.0	1 286.4
13	5.50	165.6	0.0	1 369.7
14	6.00	157.6	0.0	1 444.8
15	6.50	149.7	0.0	1 511.6
16	7.50	133.9	0.0	1 620.4
17	8.50	118.1	0.0	1 696.3
18	9.50	102.2	0.0	1 739.2
19	10.00	94.3	0.0	1 748.2
20	10.30	89.6	0.0	1 749.7

H: Ritiro differenziale (A tempo infinito) – Trave L= 20.60 m

N= -359.0 kN

sezione	ascissa m	V kN	T kNm	M kNm
1	0.00	0.0	0.0	167.1
2	0.75	0.0	0.0	167.1
3	1.50	0.0	0.0	167.1
4	1.70	0.0	0.0	153.2
5	2.00	0.0	0.0	153.2
6	3.00	0.0	0.0	153.2
7	3.00	0.0	0.0	155.1
8	3.50	0.0	0.0	155.1
9	4.00	0.0	0.0	155.1
10	4.50	0.0	0.0	155.1
11	4.50	0.0	0.0	155.1
12	5.00	0.0	0.0	155.1
13	5.50	0.0	0.0	155.1
14	6.00	0.0	0.0	155.1
15	6.50	0.0	0.0	155.1
16	7.50	0.0	0.0	155.1
17	8.50	0.0	0.0	155.1
18	9.50	0.0	0.0	155.1
19	10.00	0.0	0.0	155.1
20	10.30	0.0	0.0	155.1

9. IMPALCATI – VERIFICA ELEMENTI PRINCIPALI

9.1 PREMESSA

Le verifiche di resistenza sono condotte in campo elastico. Le verifiche di resistenza degli elementi sono condotte secondo il metodo degli stati limite; in particolare 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).

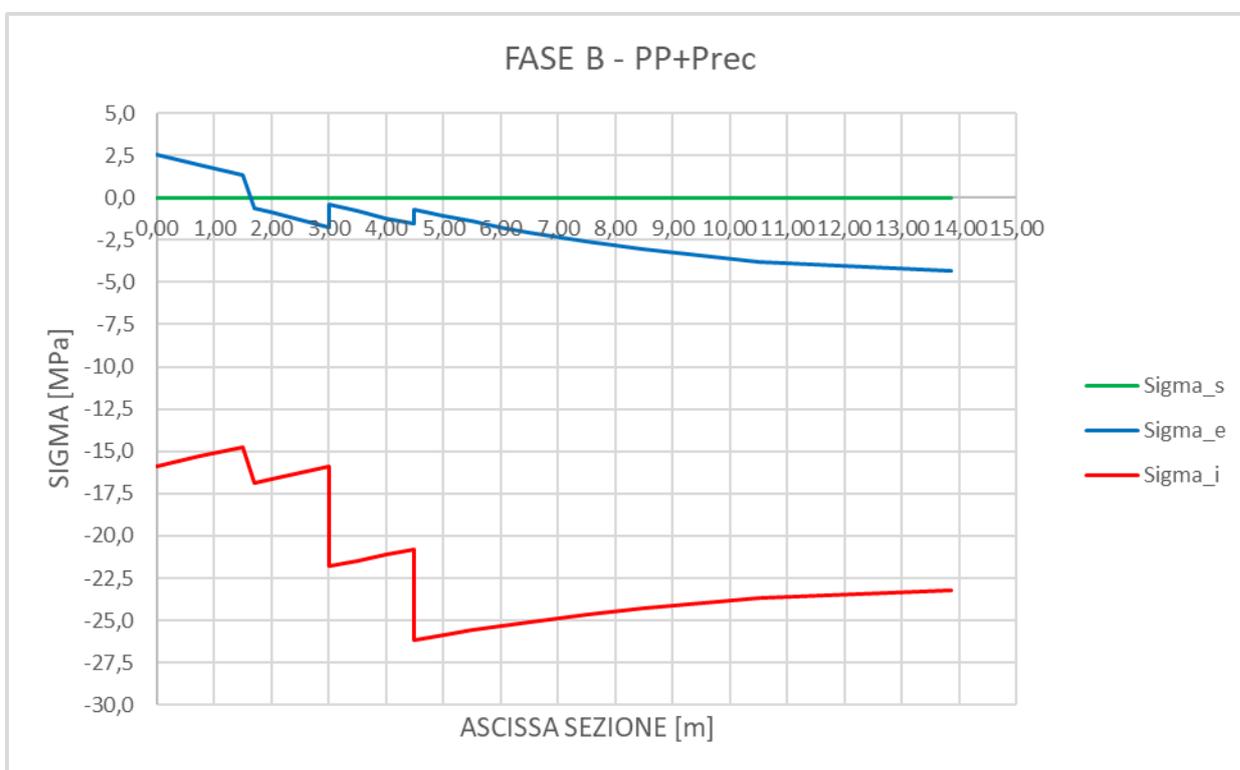
Le caratteristiche inerziali delle sezioni di verifica sono state calcolate per gli impalcato con travi in c.a.p. tenendo conto della larghezza collaborante di soletta assunta, in prima approssimazione, pari all'interasse delle travi in c.a.p..

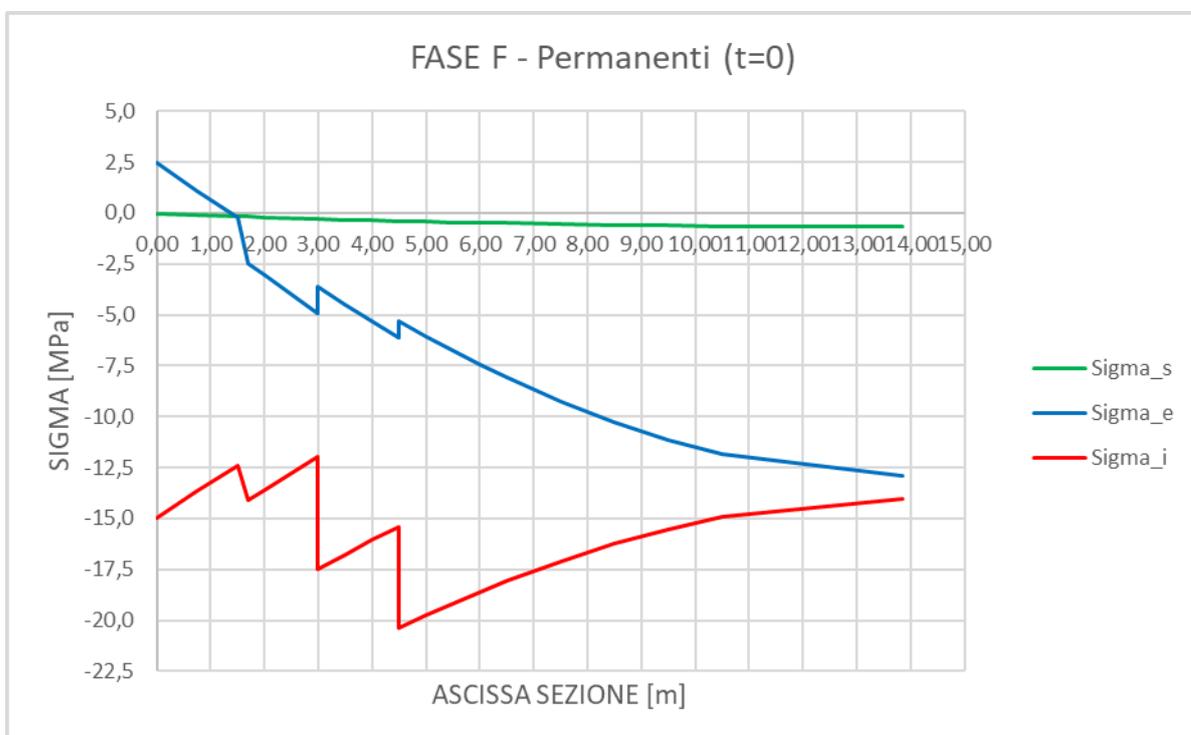
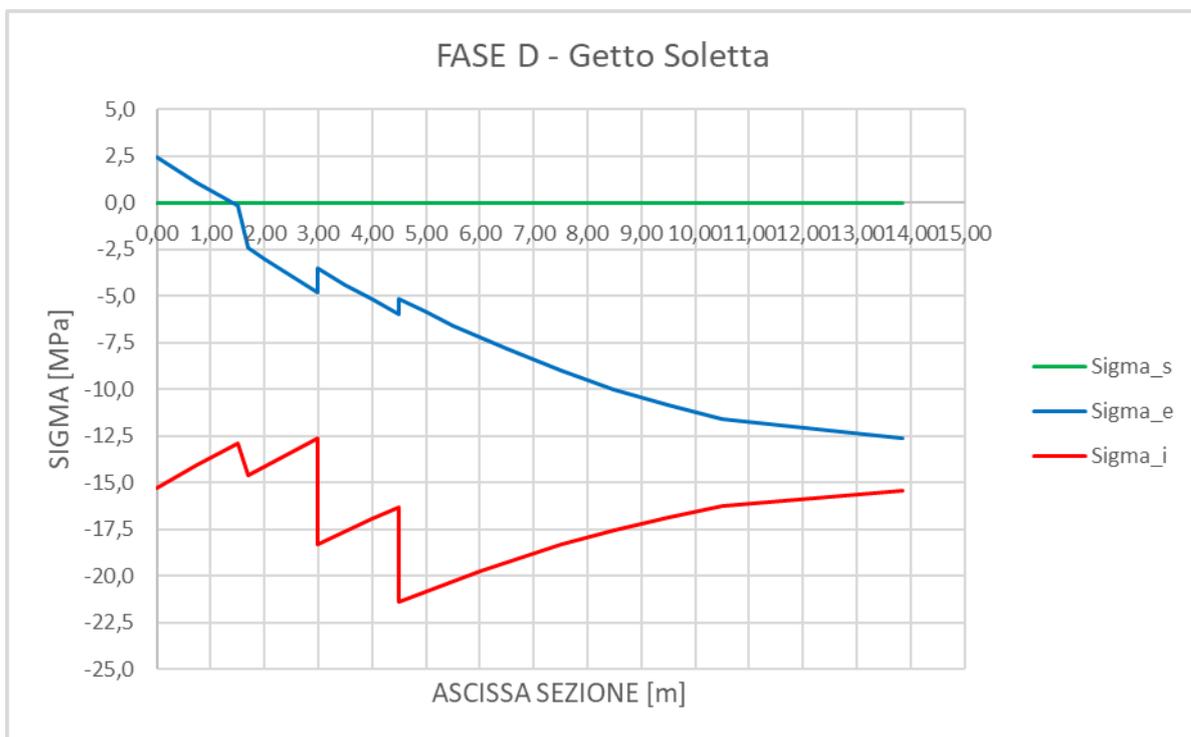
Si segnala in particolare che per la sezione di mezzera degli impalcato con travi in c.a.p. si riportano le tensioni massime e minime relative alla combinazione rara (più gravosa) e sempre rispetto a tale combinazione si effettua, in assoluto favore di sicurezza, la verifica a fessurazione; i valori 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.

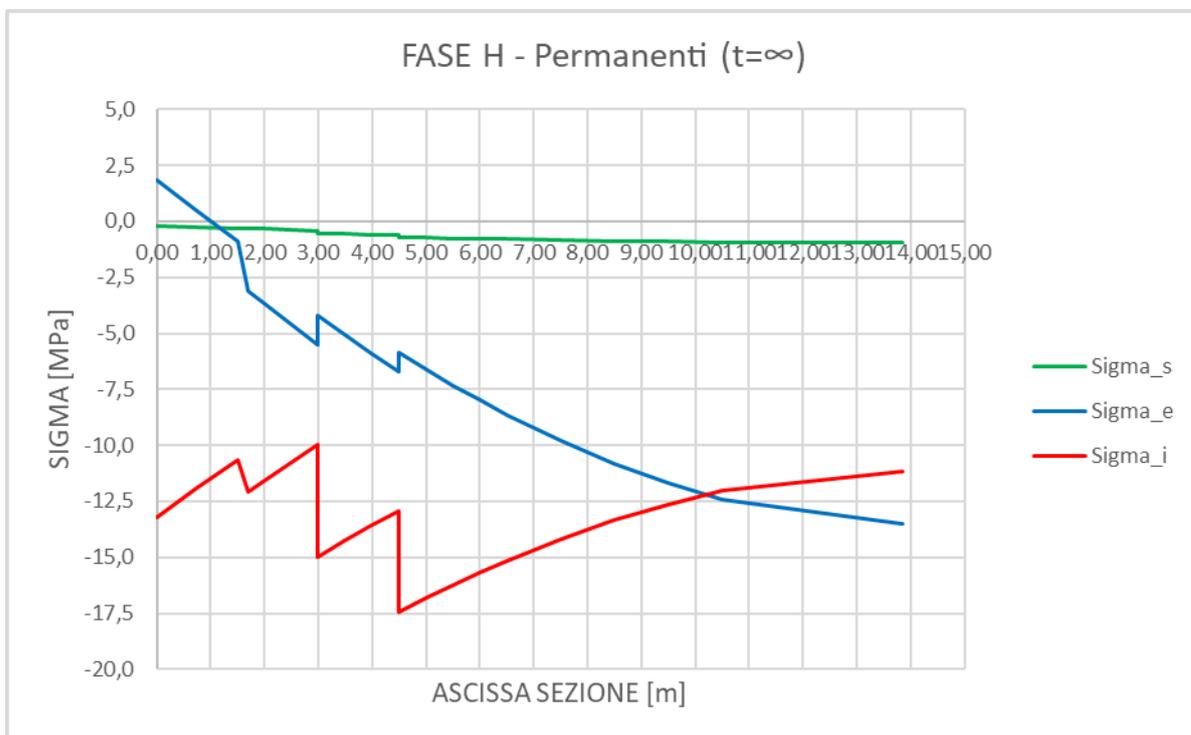
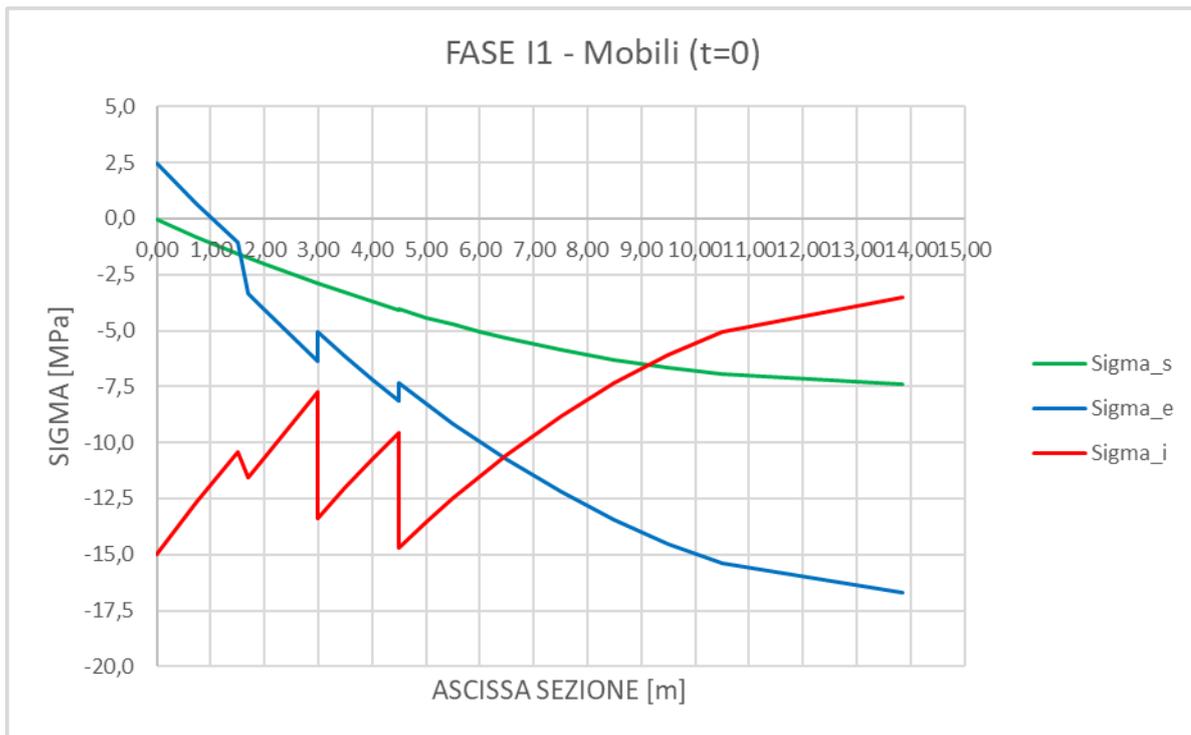
9.2 VERIFICA TRAVI L= 27.70 m

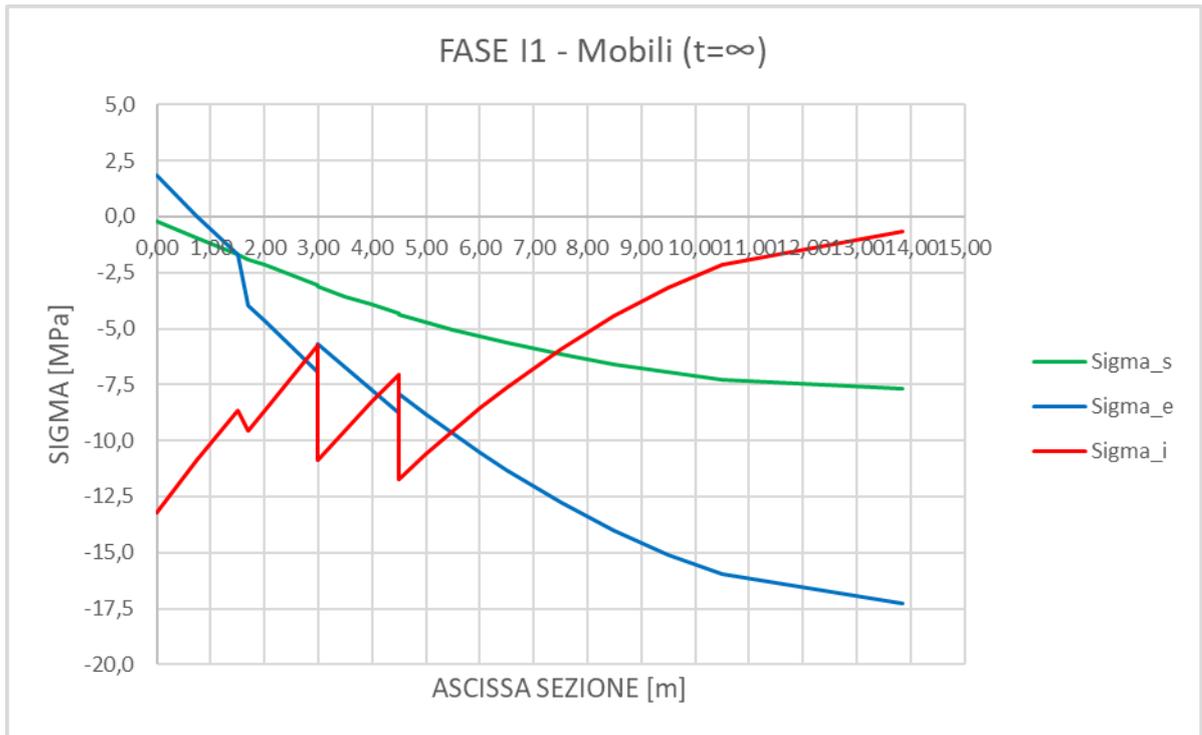
9.2.1 Verifiche SLE

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	6.1	0.0	-7.6	0.0
B : Precompressione	0.0	2.6	-14.7	0.0	-4.4	-26.1
C : Cadute di tensione	0.0	2.5	-14.1	0.0	-4.5	-24.9
D : Getto soletta	0.0	2.5	-12.6	0.0	-12.6	-21.4
E : Cadute di tensione	-0.0	2.5	-12.3	-0.1	-12.6	-20.9
F : Sovrac. Permanenti	-0.1	2.5	-11.9	-0.7	-12.9	-20.4
A tempo 0						
I1 : Sovra. Mobili M>0	-0.1	2.5	-3.5	-7.4	-16.7	-15.0
I2: non usato	-0.1	2.5	-11.9	-0.7	-12.9	-20.4
A tempo infinito						
G : Cadute di tensione	-0.3	2.5	-10.2	-1.1	-12.8	-17.6
H: Ritiro differenziale	-0.2	1.9	-10.0	-1.0	-13.5	-17.4
I1 : Sovrac. Mobili M>0	-0.2	1.9	-0.7	-7.7	-17.2	-13.2
I2: non usato	-0.2	1.9	-10.0	-1.0	-13.5	-17.4
Fasi B..D	0.0	2.6		0.0	-12.6	
Fasi E..I	-0.0	2.5	-0.7	-7.7	-17.2	-20.9

Verifica a Fessurazione

sezione	ascissa m	Tipo_sez	Fibra Inferiore			
			Msd kNm	Mfes kNm	sf	
1	0.00	a	168.4	4 073.2	24.19	
2	0.75	a	616.8	4 079.0	6.61	
3	1.50	a	1 039.1	4 084.5	3.93	
4	1.70	c	1 133.6	4 070.0	3.59	
5	2.00	c	1 292.5	4 072.2	3.15	
6	3.00	c	1 799.3	4 079.2	2.27	
7	3.00	c	1 801.7	5 335.6	2.96	
8	3.50	c	2 039.6	5 340.0	2.62	
9	4.00	c	2 266.8	5 344.3	2.36	
10	4.50	c	2 482.9	5 348.4	2.15	
11	4.50	c	2 485.1	6 524.8	2.63	
12	5.00	c	2 690.9	6 529.4	2.43	
13	5.50	c	2 886.0	6 533.8	2.26	
14	6.00	c	3 070.3	6 537.9	2.13	
15	6.50	c	3 243.9	6 541.8	2.02	
16	7.50	c	3 558.9	6 548.9	1.84	
17	8.50	c	3 831.1	6 555.2	1.71	
18	9.50	c	4 060.3	6 560.4	1.62	
19	10.50	c	4 246.7	6 564.8	1.55	
20	13.85	c	4 520.2	6 571.6	1.45	
					min	1.45

Verifica Controfreccia

	γ	f' mm	f'' mm	
Pesi Propri e Sovrac.i Permanenti	1.000	51.0	51.0	
Precompressione e Fenomeni Lenti	1.000	-62.1	-62.1	
I1 : Sovraccarichi Mobili M>0	0.250	37.6	9.4	
<hr/>				
	$\delta =$	26.5	-1.7	< 0.0

Verifica Inflessione

	γ	f' mm	f'' mm	L/f
I1 : Sovraccarichi Mobili M>0	0.750	37.6	28.2	
<hr/>				
	$\delta =$	37.6	28.2	982 > 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	20	-430.8	202.0	0.175	244	1 407	-430.3	5 918.4	29.29	
2	0.75	20	-430.8	901.5	0.175	244	1 407	-430.3	5 918.4	6.56	
3	1.50	20	-430.8	1 560.5	0.175	244	1 407	-430.3	5 918.4	3.79	
4	1.70	20	-430.8	1 713.1	0.175	244	1 407	-430.3	5 902.0	3.45	
5	2.00	20	-430.8	1 961.0	0.175	244	1 407	-430.3	5 902.0	3.01	
6	3.00	20	-430.8	2 750.9	0.175	244	1 407	-430.3	5 902.0	2.15	
7	3.00	26	-430.8	2 753.9	0.210	293	1 407	-434.3	7 320.4	2.66	
8	3.50	26	-430.8	3 124.5	0.210	293	1 407	-434.3	7 320.4	2.34	
9	4.00	26	-430.8	3 478.2	0.210	293	1 407	-434.3	7 320.4	2.10	
10	4.50	26	-430.8	3 814.6	0.210	293	1 407	-434.3	7 320.4	1.92	
11	4.50	32	-430.8	3 817.4	0.244	340	1 407	-431.6	8 633.0	2.26	
12	5.00	32	-430.8	4 137.6	0.244	340	1 407	-431.6	8 633.0	2.09	
13	5.50	32	-430.8	4 441.0	0.244	340	1 407	-431.6	8 633.0	1.94	
14	6.00	32	-430.8	4 727.5	0.244	340	1 407	-431.6	8 633.0	1.83	
15	6.50	32	-430.8	4 997.3	0.244	340	1 407	-431.6	8 633.0	1.73	
16	7.50	32	-430.8	5 486.4	0.244	340	1 407	-431.6	8 633.0	1.57	
17	8.50	32	-430.8	5 908.3	0.244	340	1 407	-431.6	8 633.0	1.46	
18	9.50	32	-430.8	6 263.0	0.244	340	1 407	-431.6	8 633.0	1.38	
19	10.50	32	-430.8	6 550.4	0.244	340	1 407	-431.6	8 633.0	1.32	
20	13.85	32	-430.8	6 971.9	0.244	340	1 407	-431.6	8 633.0	1.24	
					min	244				min	1.24

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	893.1	1.000	3 047	478.9	2 990.3	1 497.2	1 497.2	1.68
2	0.75	300	849.8	1.000	3 047	478.9	2 991.0	1 497.2	1 497.2	1.76
3	1.50	300	806.6	1.000	3 047	1 022.0	2 991.7	1 497.2	1 497.2	1.86
4	1.70	140	795.0	1.000	3 047	477.0	1 400.7	1 497.2	1 400.7	1.76
5	2.00	140	777.8	1.000	3 047	477.0	1 400.7	1 497.2	1 400.7	1.80
6	3.00	140	724.4	1.000	3 047	477.0	1 400.7	1 497.2	1 400.7	1.93
7	3.00	140	724.4	1.000	3 047	477.0	1 400.7	1 497.2	1 400.7	1.93
8	3.50	140	697.9	1.000	2 356	477.0	1 400.7	1 157.6	1 157.6	1.66
9	4.00	140	671.5	1.000	2 356	477.0	1 400.7	1 157.6	1 157.6	1.72
10	4.50	140	645.1	1.000	2 356	477.0	1 400.7	1 157.6	1 157.6	1.79
11	4.50	140	645.0	1.000	2 356	477.0	1 355.6	1 157.6	1 157.6	1.79
12	5.00	140	618.6	1.000	2 073	477.0	1 354.9	1 018.7	1 018.7	1.65
13	5.50	140	592.1	1.000	2 073	477.0	1 354.1	1 018.7	1 018.7	1.72
14	6.00	140	565.7	1.000	2 073	477.0	1 353.4	1 018.7	1 018.7	1.80
15	6.50	140	539.2	1.000	1 288	477.0	1 352.8	632.8	632.8	1.17
16	7.50	140	486.3	1.000	1 288	477.0	1 351.6	632.8	632.8	1.30
17	8.50	140	433.4	1.000	1 005	477.0	1 350.5	493.9	493.9	1.14
18	9.50	140	380.5	1.000	1 005	477.0	1 349.6	493.9	493.9	1.30
19	10.50	140	327.6	1.000	1 005	477.0	1 348.9	493.9	493.9	1.51
20	13.85	140	131.7	1.000	1 005	477.0	1 347.7	493.9	493.9	3.75

min 1.14

Verifica Connettori

sezione	ascissa m	N_sol kN	β	z/d	VEd kN	vEd N/mm ²	vRdi,max N/mm ²	sig_n N/mm ²	A_conn mm ² /m	ρ
1	0.00	-4 564.0	1.000	0.833	893.1	0.61	5.12	0.01	6 095	0.00481
2	0.75	-4 564.0	1.000	0.833	849.8	0.58	5.12	0.01	6 095	0.00481
3	1.50	-4 564.0	1.000	0.833	806.6	0.55	5.12	0.01	6 095	0.00481
4	1.70	-4 564.0	1.000	0.833	795.0	0.54	5.12	0.01	6 095	0.00481
5	2.00	-4 564.0	1.000	0.833	777.8	0.53	5.12	0.01	6 095	0.00481
6	3.00	-4 564.0	1.000	0.833	724.4	0.49	5.12	0.01	6 095	0.00481
7	3.00	-5 235.5	0.946	0.838	724.4	0.46	5.12	0.01	6 095	0.00481
8	3.50	-5 235.5	0.946	0.838	697.9	0.45	5.12	0.01	4 712	0.00372
9	4.00	-5 235.5	0.946	0.838	671.5	0.43	5.12	0.01	4 712	0.00372
10	4.50	-5 235.5	0.946	0.838	645.1	0.41	5.12	0.01	4 712	0.00372
11	4.50	-5 522.7	0.841	0.829	645.0	0.37	5.12	0.01	4 712	0.00372
12	5.00	-5 522.7	0.841	0.829	618.6	0.36	5.12	0.01	4 712	0.00372
13	5.50	-5 522.7	0.841	0.829	592.1	0.34	5.12	0.01	4 712	0.00372
14	6.00	-5 522.7	0.841	0.829	565.7	0.32	5.12	0.01	4 712	0.00372
15	6.50	-5 522.7	0.841	0.829	539.2	0.31	5.12	0.01	3 142	0.00248
16	7.50	-5 522.7	0.841	0.829	486.3	0.28	5.12	0.01	2 356	0.00186
17	8.50	-5 522.7	0.841	0.829	433.4	0.25	5.12	0.01	1 791	0.00141
18	9.50	-5 522.7	0.841	0.829	380.5	0.22	5.12	0.01	1 791	0.00141
19	10.50	-5 522.7	0.841	0.829	327.6	0.19	5.12	0.01	1 791	0.00141
20	13.85	-5 522.7	0.841	0.829	131.7	0.08	5.12	0.01	1 791	0.00141

sezione	ascissa m	c * fctd N/mm ²	m * sig_n N/mm ²	r * N/mm ²	vRdi N/mm ²	sf
1	0.00	0.30	0.00	1.13	1.43	2.36
2	0.75	0.30	0.00	1.13	1.43	2.48
3	1.50	0.30	0.00	1.13	1.43	2.61
4	1.70	0.30	0.00	1.13	1.43	2.65
5	2.00	0.30	0.00	1.13	1.43	2.71
6	3.00	0.30	0.00	1.13	1.43	2.91
7	3.00	0.30	0.00	1.13	1.43	3.10
8	3.50	0.30	0.00	0.87	1.18	2.64
9	4.00	0.30	0.00	0.87	1.18	2.75
10	4.50	0.30	0.00	0.87	1.18	2.86
11	4.50	0.30	0.00	0.87	1.18	3.18
12	5.00	0.30	0.00	0.87	1.18	3.31
13	5.50	0.30	0.00	0.87	1.18	3.46
14	6.00	0.30	0.00	0.87	1.18	3.62
15	6.50	0.30	0.00	0.58	0.89	2.86
16	7.50	0.30	0.00	0.44	0.74	2.65
17	8.50	0.30	0.00	0.33	0.64	2.55
18	9.50	0.30	0.00	0.33	0.64	2.91
19	10.50	0.30	0.00	0.33	0.64	3.38
20	13.85	0.04	0.00	0.33	0.38	4.97
					min	2.36

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:

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

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

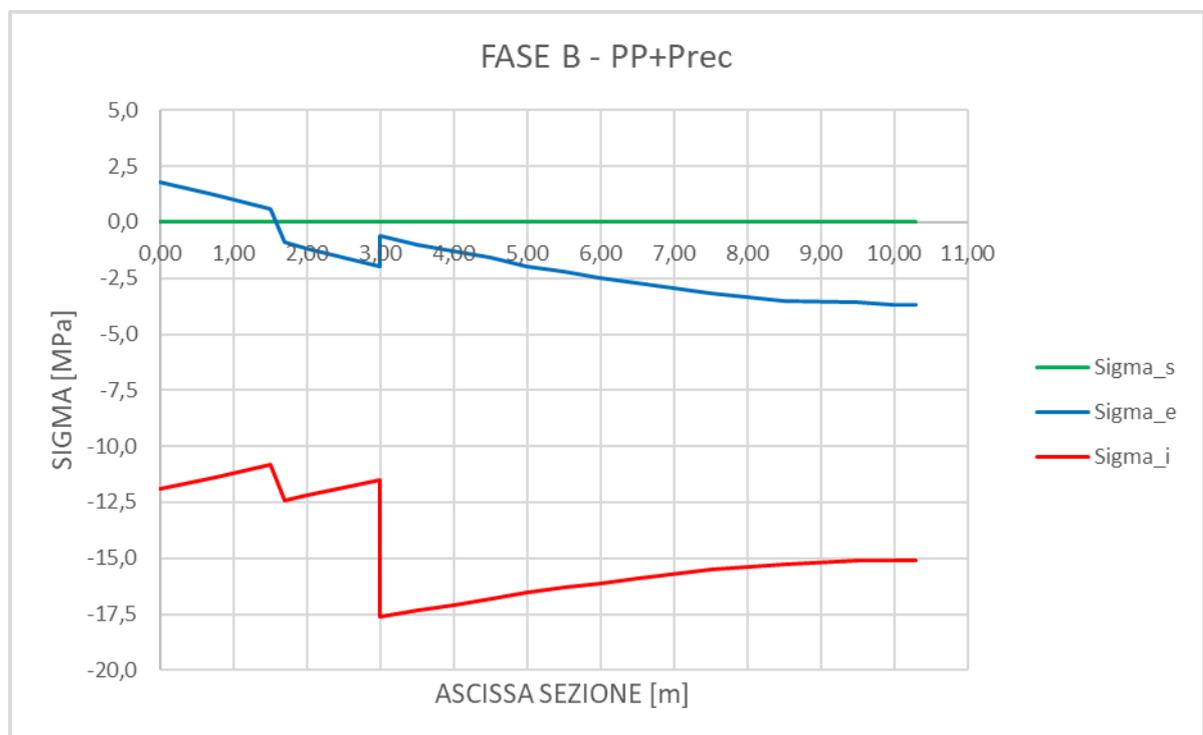
$$\cot \theta = 1; \quad b_w = 350 \text{ mm.}$$

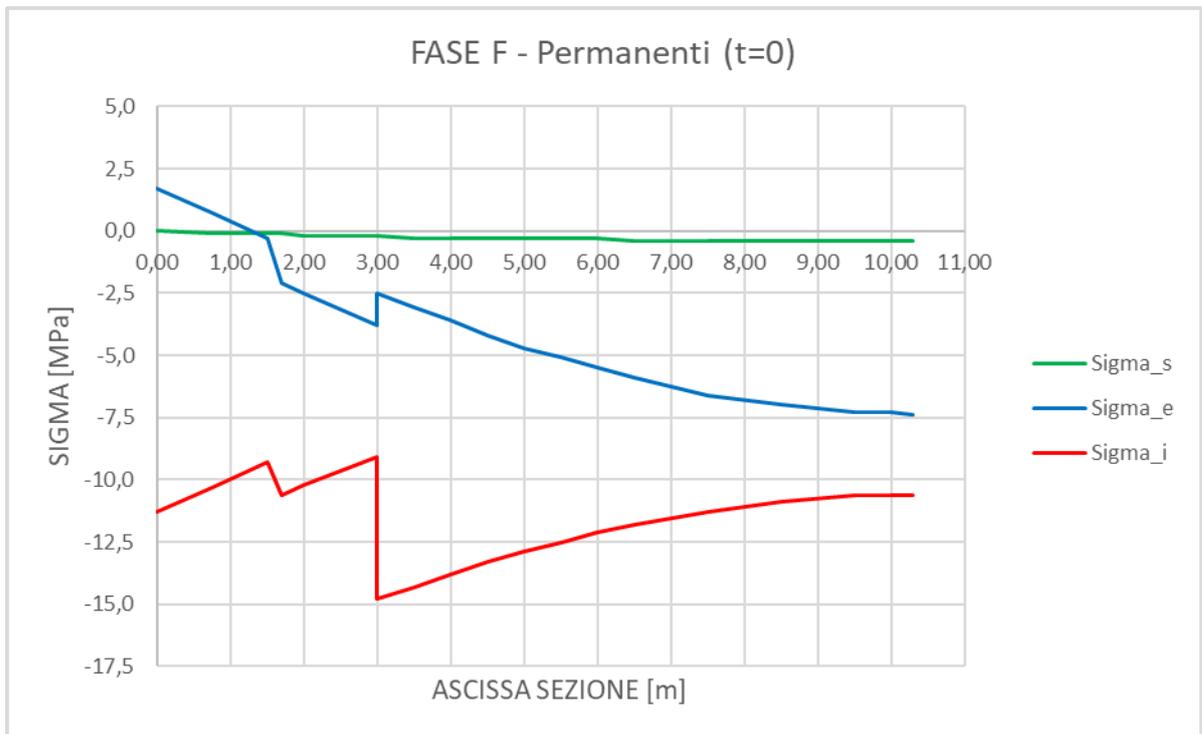
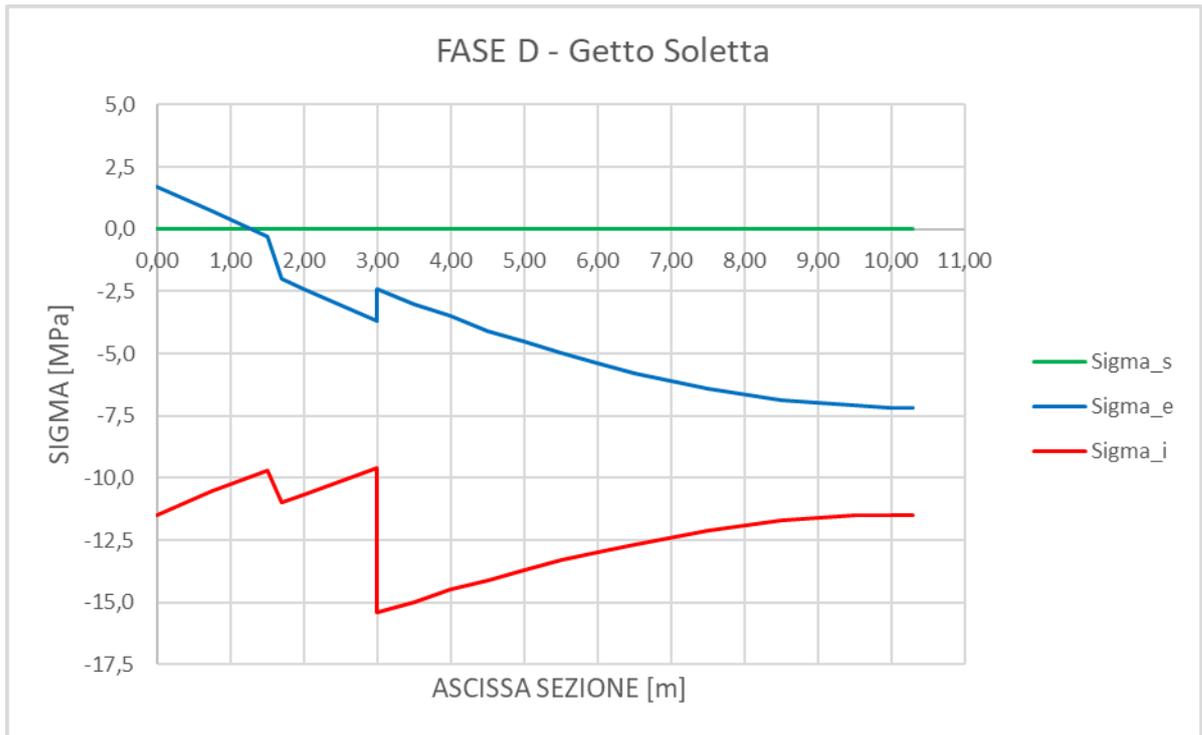
La verifica risulta soddisfatta.

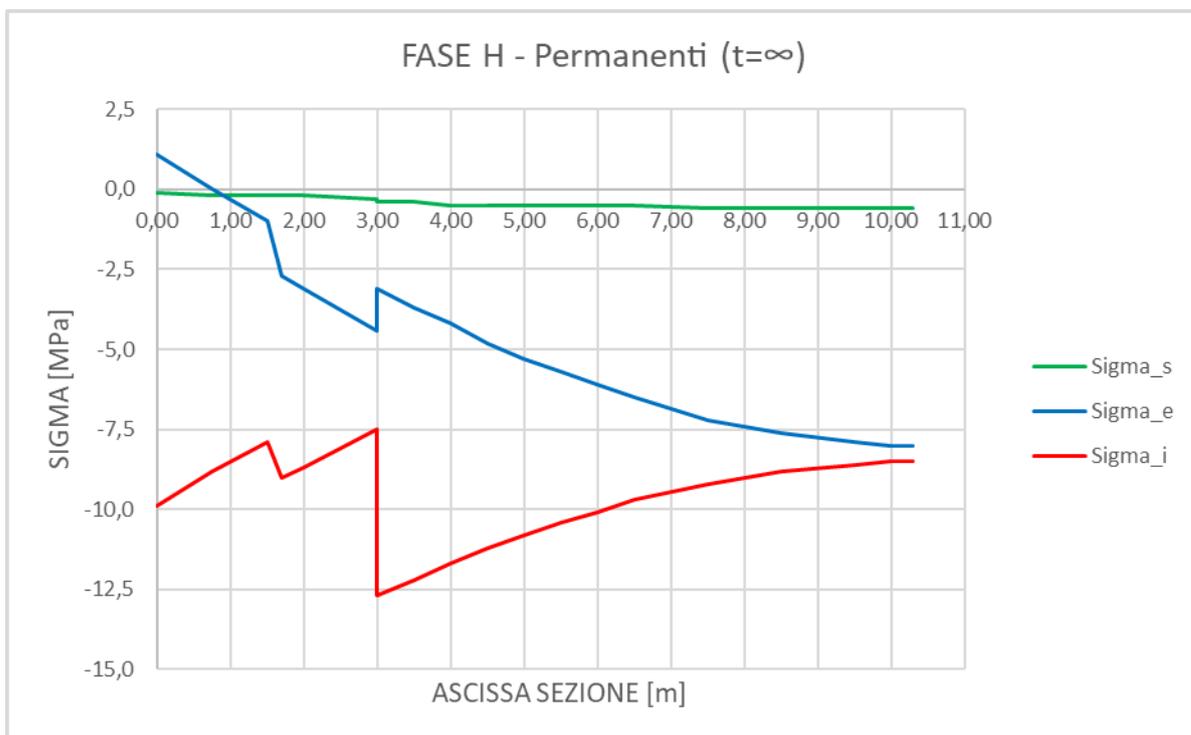
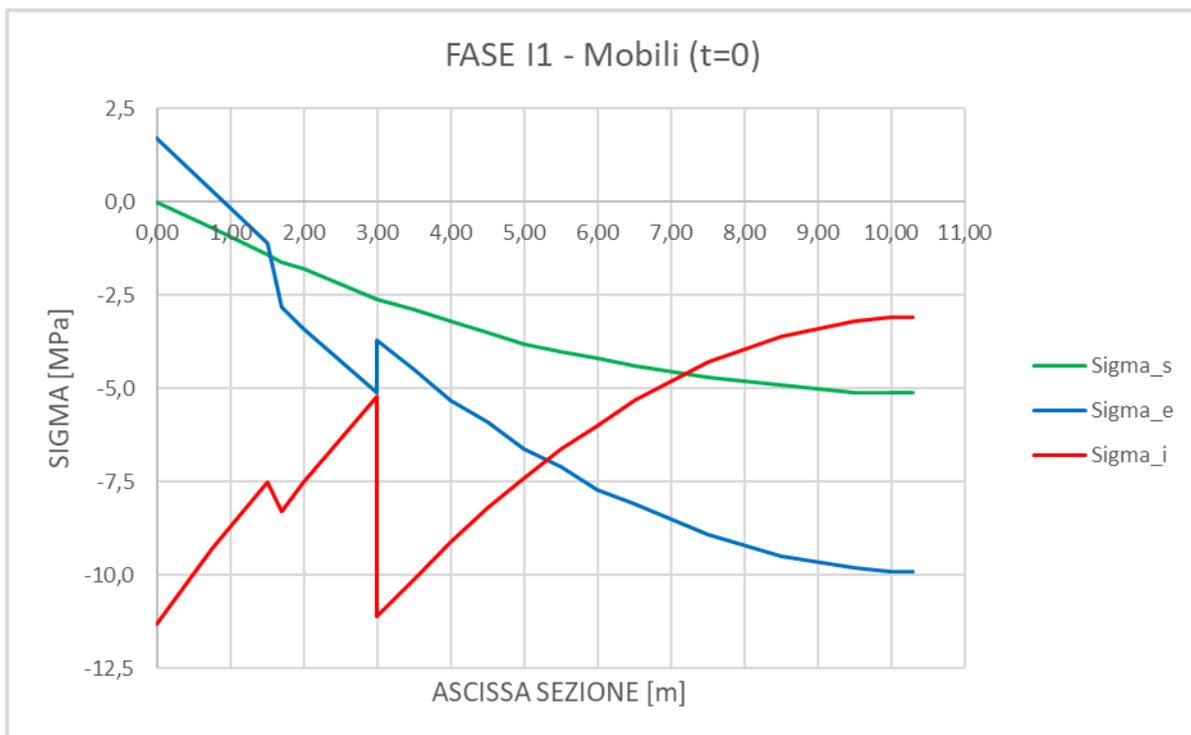
9.3 VERIFICA TRAVI L= 20.60 m

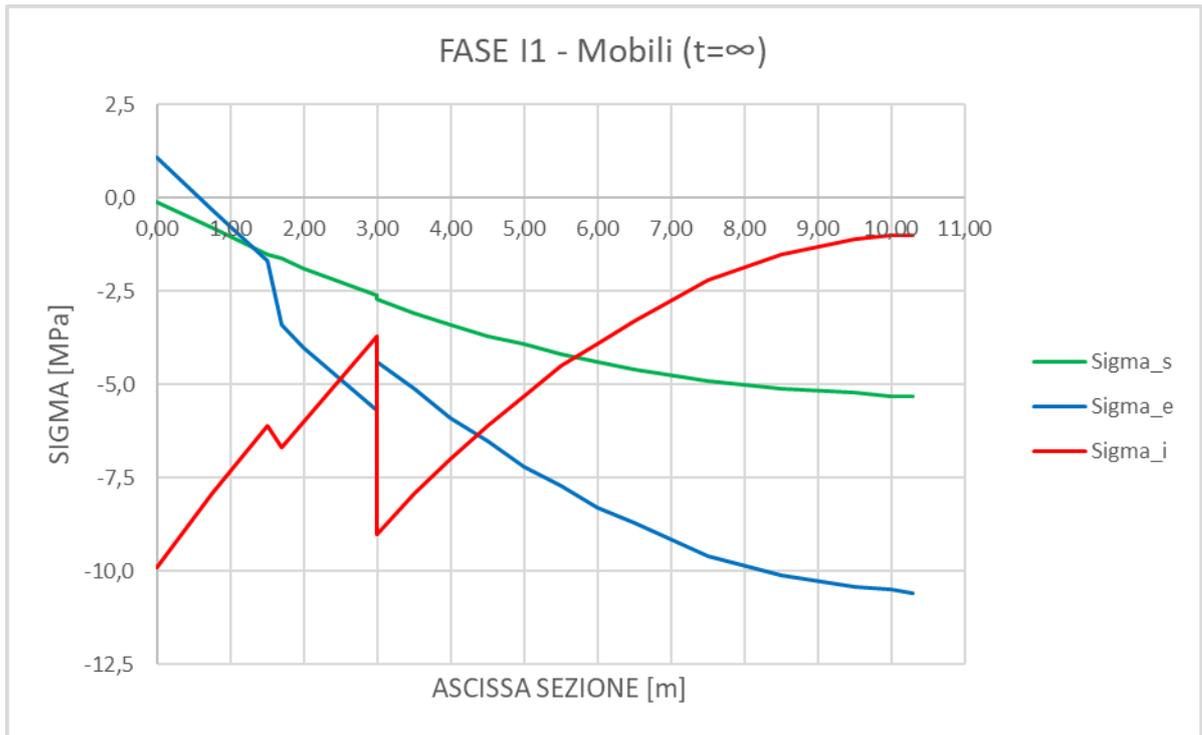
9.3.1 Verifiche SLE

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	4.7	0.0	-5.7	0.0
B : Precompressione	0.0	1.8	-10.8	0.0	-3.7	-17.6
C : Cadute di tensione	0.0	1.7	-10.4	0.0	-3.8	-16.9
D : Getto soletta	0.0	1.7	-9.6	0.0	-7.2	-15.4
E : Cadute di tensione	-0.0	1.7	-9.3	-0.1	-7.2	-15.1
F : Sovrac. Permanenti	-0.0	1.7	-9.1	-0.4	-7.4	-14.8
A tempo 0						
I1 : Sovra. Mobili M>0	-0.0	1.7	-3.1	-5.1	-9.9	-11.3
I2: non usato	-0.0	1.7	-9.1	-0.4	-7.4	-14.8
A tempo infinito						
G : Cadute di tensione	-0.2	1.8	-7.7	-0.7	-7.3	-12.9
H: Ritiro differenziale	-0.1	1.1	-7.5	-0.6	-8.0	-12.7
I1 : Sovrac. Mobili M>0	-0.1	1.1	-1.0	-5.3	-10.6	-9.9
I2: non usato	-0.1	1.1	-7.5	-0.6	-8.0	-12.7
Fasi B..D	0.0	1.8		0.0	-7.2	
Fasi E..I	-0.0	1.8	-1.0	-5.3	-10.6	-15.1

Verifica a Fessurazione

sezione	ascissa m	Tipo_sez	Fibra Inferiore			
			Msd kNm	Mfes kNm	sf	
1	0.00	a	167.1	3 152.3	18.86	
2	0.75	a	538.4	3 155.9	5.86	
3	1.50	a	880.8	3 159.2	3.59	
4	1.70	c	953.2	3 132.5	3.29	
5	2.00	c	1 079.0	3 133.8	2.90	
6	3.00	c	1 472.5	3 137.9	2.13	
7	3.00	c	1 474.8	4 398.4	2.98	
8	3.50	c	1 654.1	4 401.3	2.66	
9	4.00	c	1 821.5	4 404.0	2.42	
10	4.50	c	1 976.6	4 406.6	2.23	
11	4.50	c	1 976.9	4 406.6	2.23	
12	5.00	c	2 120.4	4 409.0	2.08	
13	5.50	c	2 251.9	4 411.1	1.96	
14	6.00	c	2 371.4	4 413.2	1.86	
15	6.50	c	2 479.0	4 415.0	1.78	
16	7.50	c	2 658.2	4 418.2	1.66	
17	8.50	c	2 785.9	4 420.5	1.59	
18	9.50	c	2 855.5	4 421.7	1.55	
19	10.00	c	2 872.4	4 422.1	1.54	
20	10.30	c	2 876.7	4 422.2	1.54	
					min	1.54

Verifica Controfreccia

	γ	f' mm	f'' mm	
Pesi Propri e Sovrac.i Permanenti	1.000	15.8	15.8	
Precompressione e Fenomeni Lenti	1.000	-22.5	-22.5	
I1 : Sovraccarichi Mobili M>0	0.250	14.9	3.7	
<hr/>				
	$\delta =$	8.2	-3.0	< 0.0

Verifica Inflessione

	γ	f' mm	f'' mm	L/f
I1 : Sovraccarichi Mobili M>0	0.750	14.9	11.2	
<hr/>				
	$\delta =$	14.9	11.2	1 842 > 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	15	-430.8	200.6	0.146	204	1 407	-431.1	4 807.9	23.97	
2	0.75	15	-430.8	787.4	0.146	204	1 407	-431.1	4 807.9	6.11	
3	1.50	15	-430.8	1 328.8	0.146	204	1 407	-431.1	4 807.9	3.62	
4	1.70	15	-430.8	1 448.8	0.146	204	1 407	-431.1	4 791.2	3.31	
5	2.00	15	-430.8	1 647.7	0.146	204	1 407	-431.1	4 791.2	2.91	
6	3.00	15	-430.8	2 268.7	0.146	204	1 407	-431.1	4 791.2	2.11	
7	3.00	21	-430.8	2 271.5	0.181	252	1 407	-430.4	6 243.0	2.75	
8	3.50	21	-430.8	2 554.2	0.181	252	1 407	-430.4	6 243.0	2.44	
9	4.00	21	-430.8	2 817.9	0.181	252	1 407	-430.4	6 243.0	2.22	
10	4.50	21	-430.8	3 062.0	0.181	252	1 407	-430.4	6 243.0	2.04	
11	4.50	21	-430.8	3 062.5	0.181	252	1 407	-430.4	6 243.0	2.04	
12	5.00	21	-430.8	3 288.1	0.181	252	1 407	-430.4	6 243.0	1.90	
13	5.50	21	-430.8	3 494.7	0.181	252	1 407	-430.4	6 243.0	1.79	
14	6.00	21	-430.8	3 682.2	0.181	252	1 407	-430.4	6 243.0	1.70	
15	6.50	21	-430.8	3 850.7	0.181	252	1 407	-430.4	6 243.0	1.62	
16	7.50	21	-430.8	4 130.6	0.181	252	1 407	-430.4	6 243.0	1.51	
17	8.50	21	-430.8	4 329.5	0.181	252	1 407	-430.4	6 243.0	1.44	
18	9.50	21	-430.8	4 438.5	0.181	252	1 407	-430.4	6 243.0	1.41	
19	10.00	21	-430.8	4 464.4	0.181	252	1 407	-430.4	6 243.0	1.40	
20	10.30	21	-430.8	4 470.8	0.181	252	1 407	-430.4	6 243.0	1.40	
						min	204			min	1.40

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	712.9	1.000	2 356	456.0	2 847.2	1 157.6	1 157.6	1.62
2	0.75	300	668.3	1.000	2 356	995.0	2 847.7	1 157.6	1 157.6	1.73
3	1.50	300	623.8	1.000	2 356	995.3	2 848.2	1 157.6	1 157.6	1.86
4	1.70	140	611.9	1.000	2 356	477.0	1 400.7	1 157.6	1 157.6	1.89
5	2.00	140	594.0	1.000	2 356	477.0	1 400.7	1 157.6	1 157.6	1.95
6	3.00	140	538.9	1.000	1 571	477.0	1 400.7	771.7	771.7	1.43
7	3.00	140	538.9	1.000	1 571	477.0	1 400.7	771.7	771.7	1.43
8	3.50	140	511.5	1.000	1 571	477.0	1 400.7	771.7	771.7	1.51
9	4.00	140	484.2	1.000	1 571	477.0	1 400.7	771.7	771.7	1.59
10	4.50	140	456.9	1.000	1 571	477.0	1 400.7	771.7	771.7	1.69
11	4.50	140	456.8	1.000	1 571	477.0	1 400.7	771.7	771.7	1.69
12	5.00	140	429.5	1.000	1 288	477.0	1 400.7	632.8	632.8	1.47
13	5.50	140	402.1	1.000	1 288	477.0	1 400.7	632.8	632.8	1.57
14	6.00	140	374.8	1.000	1 005	477.0	1 400.7	493.9	493.9	1.32
15	6.50	140	347.4	1.000	1 005	477.0	1 400.7	493.9	493.9	1.42
16	7.50	140	292.7	1.000	1 005	477.0	1 400.7	493.9	493.9	1.69
17	8.50	140	219.4	1.000	1 005	477.0	1 400.7	493.9	493.9	2.25
18	9.50	140	164.7	1.000	1 005	477.0	1 400.7	493.9	493.9	3.00
19	10.00	140	137.3	1.000	1 005	477.0	1 400.7	493.9	493.9	3.60
20	10.30	140	120.9	1.000	1 005	477.0	1 400.7	493.9	493.9	4.08

min 1.32

Verifica Connettori

sezione	ascissa m	N_sol kN	β	z/d	VEd kN	vEd N/mm ²	vRdi,max N/mm ²	sig_n N/mm ²	A_conn mm ² /m	ρ
1	0.00	-3 823.8	1.000	0.837	712.9	0.48	5.12	0.01	4 712	0.00372
2	0.75	-3 823.8	1.000	0.837	668.3	0.45	5.12	0.01	4 712	0.00372
3	1.50	-3 823.8	1.000	0.837	623.8	0.42	5.12	0.01	4 712	0.00372
4	1.70	-3 823.8	1.000	0.837	611.9	0.41	5.12	0.01	4 712	0.00372
5	2.00	-3 823.8	1.000	0.837	594.0	0.40	5.12	0.01	4 712	0.00372
6	3.00	-3 823.8	1.000	0.837	538.9	0.36	5.12	0.01	3 142	0.00248
7	3.00	-4 721.1	1.000	0.852	538.9	0.36	5.12	0.01	3 142	0.00248
8	3.50	-4 721.1	1.000	0.852	511.5	0.34	5.12	0.01	3 142	0.00248
9	4.00	-4 721.1	1.000	0.852	484.2	0.32	5.12	0.01	3 142	0.00248
10	4.50	-4 721.1	1.000	0.852	456.9	0.30	5.12	0.01	3 142	0.00248
11	4.50	-4 721.1	1.000	0.852	456.8	0.30	5.12	0.01	3 142	0.00248
12	5.00	-4 721.1	1.000	0.852	429.5	0.29	5.12	0.01	3 142	0.00248
13	5.50	-4 721.1	1.000	0.852	402.1	0.27	5.12	0.01	3 142	0.00248
14	6.00	-4 721.1	1.000	0.852	374.8	0.25	5.12	0.01	2 576	0.00203
15	6.50	-4 721.1	1.000	0.852	347.4	0.23	5.12	0.01	2 576	0.00203
16	7.50	-4 721.1	1.000	0.852	292.7	0.19	5.12	0.01	1 791	0.00141
17	8.50	-4 721.1	1.000	0.852	219.4	0.15	5.12	0.01	1 791	0.00141
18	9.50	-4 721.1	1.000	0.852	164.7	0.11	5.12	0.01	1 791	0.00141
19	10.00	-4 721.1	1.000	0.852	137.3	0.09	5.12	0.01	1 791	0.00141
20	10.30	-4 721.1	1.000	0.852	120.9	0.08	5.12	0.01	1 791	0.00141

sezione	ascissa m	c * fctd N/mm ²	m * sig_n N/mm ²	r * N/mm ²	vRdi N/mm ²	sf
1	0.00	0.30	0.00	0.87	1.18	2.44
2	0.75	0.30	0.00	0.87	1.18	2.60
3	1.50	0.30	0.00	0.87	1.18	2.79
4	1.70	0.30	0.00	0.87	1.18	2.84
5	2.00	0.30	0.00	0.87	1.18	2.93
6	3.00	0.30	0.00	0.58	0.89	2.43
7	3.00	0.30	0.00	0.58	0.89	2.47
8	3.50	0.30	0.00	0.58	0.89	2.61
9	4.00	0.30	0.00	0.58	0.89	2.75
10	4.50	0.30	0.00	0.58	0.89	2.92
11	4.50	0.30	0.00	0.58	0.89	2.92
12	5.00	0.30	0.00	0.58	0.89	3.10
13	5.50	0.30	0.00	0.58	0.89	3.31
14	6.00	0.30	0.00	0.48	0.78	3.13
15	6.50	0.30	0.00	0.48	0.78	3.38
16	7.50	0.30	0.00	0.33	0.64	3.26
17	8.50	0.30	0.00	0.33	0.64	4.36
18	9.50	0.30	0.00	0.33	0.64	5.80
19	10.00	0.30	0.00	0.33	0.64	6.96
20	10.30	0.04	0.00	0.33	0.38	4.67
					min	2.43

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.

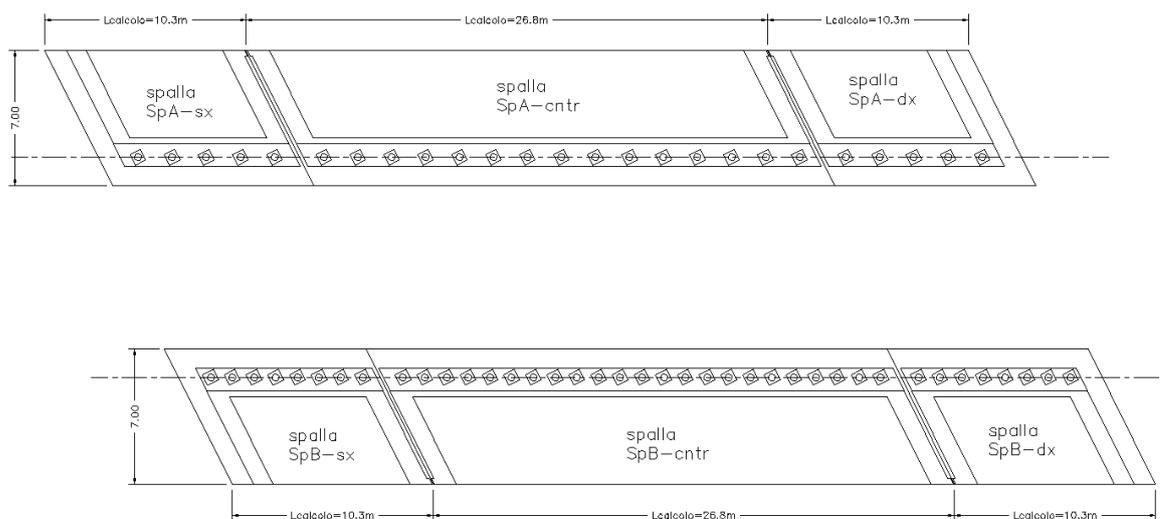
Il momento resistente minimo è dunque pari a:

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

11. SPALLE – VERIFICHE FONDAZIONE ED ELEVAZIONE

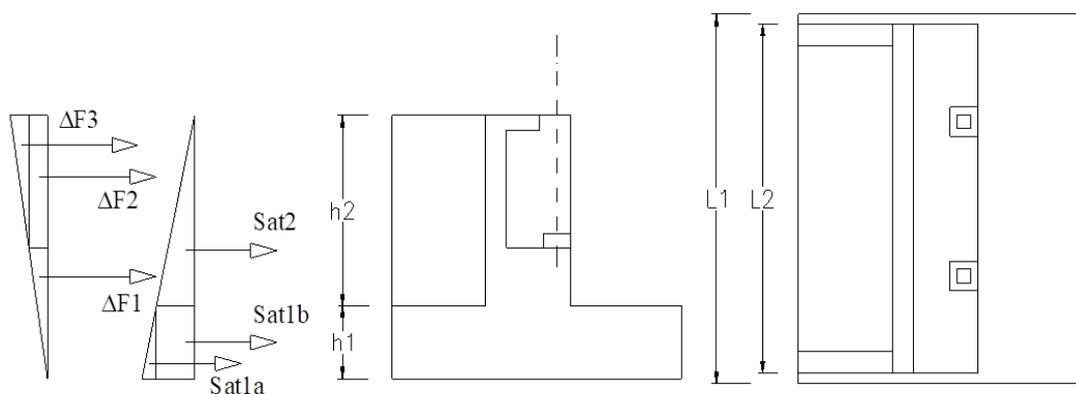
11.1 Generalità

Di seguito sono riportate le verifiche delle fondazioni e delle elevazioni delle due tipologie di spalle previste ed adottate per tale opera ovvero le spalle delle rampe laterali e le spalle dell'opera centrale. Di seguito uno schema con il quale si individuano le spalle in esame.

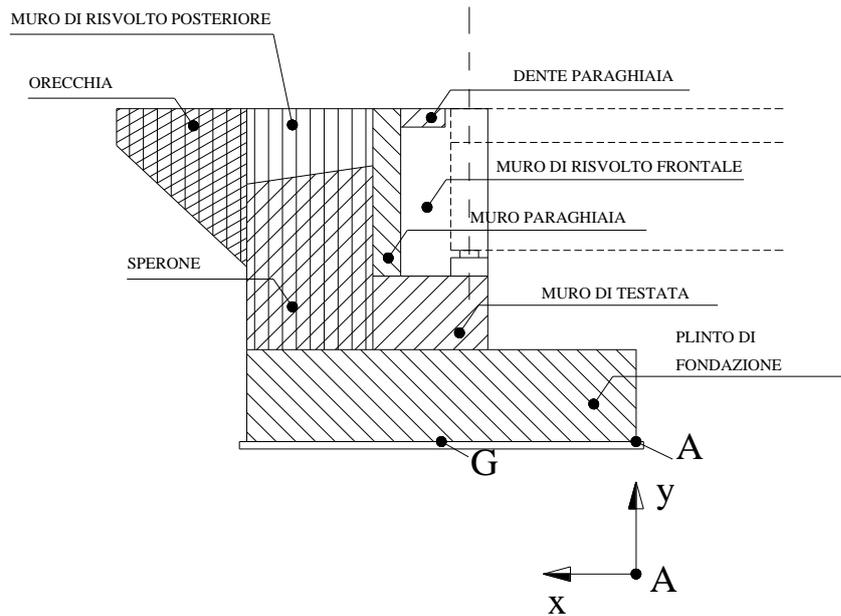


F 1. Spalle – Individuazione e nomenclatura

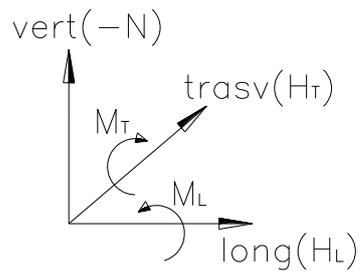
Nelle figure sottostanti sono riportati gli schemi tipo considerati utilizzato per l'analisi dei carichi relativamente alla sezione longitudinale e alla pianta; nello schema longitudinale è indicato il *punto A* rispetto al quale sono calcolati i momenti flettenti dei pesi propri e dei carichi applicati sulla spalla ed il *punto G* che individua il baricentro della fondazione.



F 2. Schema azioni orizzontali spalla - Rinterro



F 3. Schema longitudinale spalla - Elementi strutturali

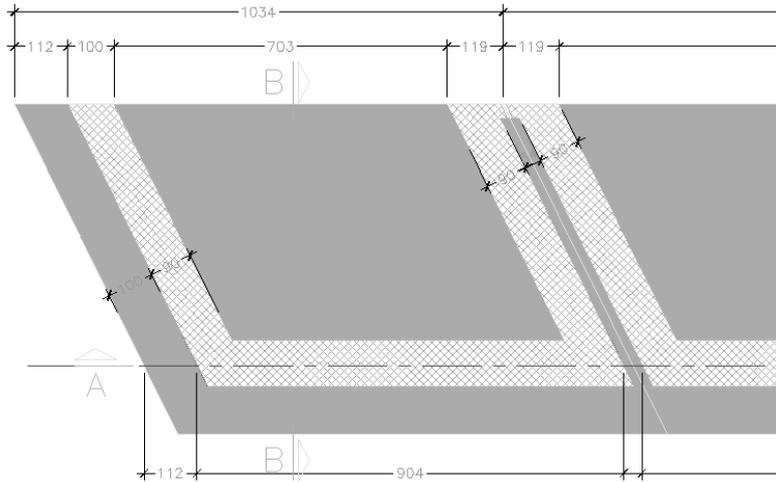


F 4. Convenzione per le sollecitazioni

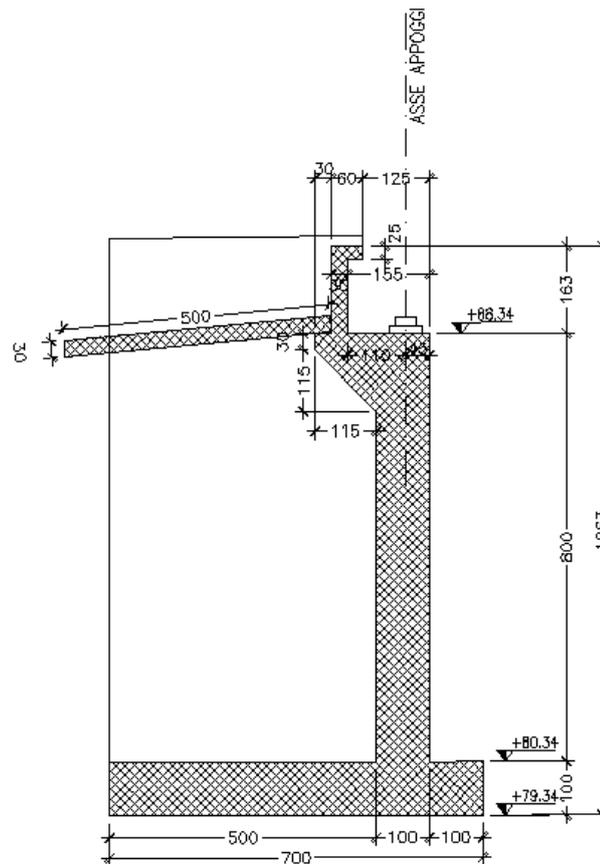
11.2 Rampe laterali – Spalla “SpA”

11.2.1 Analisi dei carichi

La geometria della sottostruttura spalla della rampa laterale tipo analizzata di seguito è riportata nelle immagini successive.



F 5. Rampa laterale sinistra – Pianta spalla SpA



F 6. Rampa laterale sinistra – Sezione longitudinale spalla SpA

AZIONI STATICHE

Azioni verticali

q	20 kN/m ²	(carico accidentale)
γ _{cls}	25 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato)
γ _{cls,magro}	24 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del calcestruzzo magro)
γ _{terreno rinterro}	18 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del terreno di rinterro)

- Carichi permanenti spalla (PERM SP)

	d _y [m]	d _x [m]	d _z [m]	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
muro di testata	7.80	1.00	9.04	1762.8	1.50	2644.2	5.00	0.53	934.28
muro paraghiaia	1.90	0.30	9.04	128.8	2.25	289.8	5.95	0.35	45.09
muro risolto (dx)	10.24	5.00	1.00	1280.0	4.50	5760.0	6.12	3.06	3916.80
muro risolto (sx)	10.24	5.00	1.00	1280.0	4.50	5760.0	6.12	-4.97	-6361.60
Σ				4451.6		14454.0			-1465.4
rinterro	9.70	5.00	7.04	6145.9	4.50	27656.6	6.12	-0.96	-5900.08
plinto di fondazione	1.00	7.00	10.34	1809.5	3.50	6333.3	0.50	0.00	0.00
Σ	9.70			7955.4		33989.9			-5900.1
Σ_{PERM SP}	10.70			12407.0	3.90	48443.9		-0.59	-7365.5

- Carichi accidentali spalla (ACC SP)

	d _y [m]	d _x [m]	d _z [m]	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
	0.00	5.30	9.04	958.2	4.50	4312.1	10.70	-0.96	-919.91

- Carichi impalcato F1 (REALIZ)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
1443.16	1509	1.45	2187.3	9.15		0.00
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
	1508.5		2187.3			0.0

- Carichi permanenti impalcato F2 (PERM IMP)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
697.26	770	1.45	1116.5	9.15		0.00
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
	770.0		1116.5			0.0

- Carichi accidentali impalcato F2 (ACC IMP-Nmax)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
851.30	1053	1.45	1526.3	9.15		0.00
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
	1052.6		1526.3			0.0

Azioni orizzontali*- valutazione della spinta del terreno*

$\gamma =$	18 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del terreno)
$\phi =$	35 0.61	(angolo d'attrito del terreno di riempimento)
$i =$	0 0.00	(inclinazione del terreno a monte, pos in salita)
$\beta =$	0 0.00	(inclinazione del muro, pos se verso monte)
$\alpha = 90 - \beta =$	90 1.57	(90- β)
$\delta =$	0 0.00	(angolo d'attrito interno tra calcestruzzo e terreno)
$k_a =$	0.271 -	(coefficiente di spinta a riposo)
$L_1 =$	10.34 m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)
$L_2 =$	9.04 m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)
$h_1 =$	1.00 m	(altezza del plinto)
$h_2 =$	9.70 m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)
$S_{a,t,1a} =$	25.2 kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,1b} =$	489.2 kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,2} =$	2074.5 kN	(spinta del terreno cuneo superiore)
$d_{y1a} =$	0.3 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y1b} =$	0.50 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y2} =$	4.2 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$S_{a,q1} =$	56.0 kN	(spinta sul plinto dovuta al sovraccarico)
$S_{a,q2} =$	475.3 kN	(spinta sulla spalla dovuta al sovraccarico)
$d_{yq1} =$	0.5 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{yq2} =$	5.9 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)

	H_L [kN]	N [kN]	$M_T(A) = MT(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
- Spinta del terreno (ST)	2588.9		9035.0	-	
- Spinta del sovraccarico (SA)	531.3		2808.2	-	

	$H_L <->$ [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
- Azione di frenamento (FR)	218		1992.9	9.15	
	0.0		0.0	0.00	
	217.8		1992.9		

	$H_L <->$ [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
-Attrito vincoli	0		0.0	9.15	
	0.0		0.0	0.00	
	0.0		0.0		

	$H_T <->$ [kN]		$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G) <->$ [kNxm]
- Azione dovuta al vento (VENTO)	165		11.50	1891.8
	0.0		0.00	0.0
	164.5			1891.8

AZIONI SISMICHE**Azioni orizzontali**

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

$a_g/g =$	0.083	-	(PGA)
$S = S_S \times S_T$	1.20	-	
$S_{ve\ spalla} =$	0.04		(spettro di risposta elastico della componente verticale)
$L_1 =$	10.3	m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)
$L_2 =$	9.04	m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)
$h_1 =$	1	m	(altezza del plinto)
$h_2 =$	9.7	m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)
$\Delta P_{d,1} =$	290.9	kN	(Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood)
$\Delta P_{d,2} =$	1172.9	kN	(Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood)

1464

	$H_L <->$	$y(A) = y(G)$	$M_T(A) = MT(G)$	$M_L(G)$
	[kN]	[m]	[kNxm]	[kNxm]
- Incremento di spinta del terreno dovuto al sisma (DS)	1463.77	5.4	7831.2	

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

	N	$H_T = H_L$	$y(A) = y(G)$	$M_T(A) = M_L(A)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]
muro di testata	1762.8	175.6	5.00	877.87
baggioli	0.0	0.0	0.00	0.00
muro paraghiaia	128.8	12.8	5.95	76.34
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00
muro risolto (dx)	1280.0	127.5	6.12	780.23
muro risolto (sx)	1280.0	127.5	6.12	780.23
orecchia	0.0	0.0	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00
rinterro	6145.9	612.1	6.12	3746.3
plinto di fondazione	1809.5	180.2	0.50	90.1
-	0.0	0.0	0.00	0.0
Σ	12407.0	1235.7		6351.0

Azioni verticali

- Sisma spalla verticale (SIS SP V)

	W	N +/-	x(A)	$M_T(A) <->$	z(A)	$M_L(A) <->$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
muro di testata	1762.8	73.2	1.50	109.73	0.53	38.77
baggioli	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
muro paraghiaia	128.8	5.3	2.25	12.03	0.35	1.87
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
muro risolto (dx)	1280.0	53.1	4.50	239.04	3.06	162.55
muro risolto (sx)	1280.0	53.1	4.50	239.04	-4.97	-264.01
orecchia	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
rinterro	6145.9	255.1	4.50	1147.8	-0.96	-244.85
plinto di fondazione	1809.5	75.1	3.50	262.8	0.00	0.00
-	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00
Σ	12407.0	514.9		2010.4		-305.7

- Sisma impalcato longitudinale (SIS IMP L)

	$H_L <->$	N +/-	x(A)	$M_T(G) <->$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
Sisma long.	1180			10799.4	9.15	
	0.0			0.0	0.00	
	1180.3			10799.4		

- Sisma impalcato trasversale (SIS IMP T)

	$H_T <->$			$y(A) = y(G)$	$M_L(G) <->$
	[kN]			[m]	[kNxm]
Sisma trasv.	590			10.11	6910.4
	0.0			0.00	0.0
	590.1				6910.4

- Sisma impalcato verticale (SIS IMP V)

	$H_L <->$	N +/-	x(A)	M(A) <->	z(A)	$M_L(A)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
		95	1.45	137.1	0.00	0.00

11.2.2 Condizioni di carico

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

condizioni di carico	$H_L \rightarrow (+)$ [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(A)$ [kNm]	$M_L(A)$ [kNm]	$e_L(A)=M_T(A)/N$ [m]	$e_x(G)=d_x(A)-e_L(A)$ [m]	$M_{T,G}$ [kNm]	$e_T(A)=M_L(A)/N$ [m]	$e_z(G)$ [m]	$M_{L,G}$ [kNm]
0 REALIZZAZIONE			1508.5	2187.3	0.0	1.45	2.05	3092	0	0	0.0
1 PERM SP			12407.0	48443.9	-7365.5	3.90	-0.40	-5019	-1	-1	-7365.5
2 ACC SP			958.2	4312.1	-919.9	4.50	-1.00	-958	-1	-1	-919.91
3 PERM IMP			770.0	1116.5	0.0	1.45	2.05	1579	0	0	0.0
4 ACC IMP - Nmax			1052.6	1526.3	0.0	1.45	2.05	2158	0	0	0.0
5 FOLLA			0.0	0.0	0.0				0	0	0.0
6 ST	2588.9							9035.0			0.0
7 SA	531.3							2808.2			0.0
8 VARTEMPD			0.0	0.0	0.0			0			0.0
9 VARTEMPU	0.0							0.0			0.0
10 FR	217.8							1992.9			0.0
11 VENTO		164.5									1891.8
12 SIS SP L	1235.7							6351.0			0.0
13 SIS SP T		1235.7									6351.0
14 SIS SP V			514.9	2010.4	-305.7	3.90	-0.40	-208.3	-0.6	-0.6	-305.7
15 SIS IMP L	1180.3							10799.4			0.0
16 SIS IMP T		590.1									6910.4
17 SIS IMP V			94.6	137.1	0.0	1.45	2.05	193.8	0.0	0.0	0.0
18 DS	1463.8							7831.2			0.0

T.4 Carichi dovuti alle condizioni elementari

	H_L [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(G)$ [kNm]	$M_L(G)$ [kNm]	
0 REALIZZAZIONE	0	0	1509	3092	0	
1 PERM SP	0	0	12407	-5019	-7366	
2 ACC SP	0	0	958	-958	-920	
3 PERM IMP	0	0	770	1579	0	
4 ACC IMP - Nmax	0	0	1053	2158	0	
5 FOLLA	0	0	0	0	0	
6 ST	2589	0	0	9035	0	
7 SA	531	0	0	2808	0	
8 VARTEMPD	0	0	0	0	0	(+/-)
9 VARTEMPU	0	0	0	0	0	(+/-)
10 FR	218	0	0	1993	0	(+/-)
11 VENTO	0	165	0	0	1892	(+/-)
12 SIS SP L	1236	0	0	6351	0	(+/-)
13 SIS SP T	0	1236	0	0	6351	(+/-)
14 SIS SP V	0	0	515	-208	-306	(+/-)
15 SIS IMP L	1180	0	0	10799	0	(+/-)
16 SIS IMP T	0	590	0	0	6910	(+/-)
17 SIS IMP V	0	0	95	194	0	(+/-)
18 DS	1464	0	0	7831	0	(+)

T.5 Riepilogo dei carichi dovuti alle condizioni elementari

11.2.3 *Combinazioni di carico*

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

cond\comb	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
REALIZZAZIONE	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
PERM SP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
ACC SP	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0
PERM IMP	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
ACC IMP - Nmax	0	0	1.35	1.0125	1.0125	1.35	0	0	0	0	0	0
FOLLA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ST	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
SA	0	0	1.35	1.0125	1.0125	1.35	0	0	0	0	0	0
VARTEMPD	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
VARTEMPU	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
FR	0	0	0	1.35	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

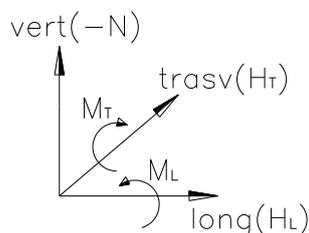
T.6 *Combinazioni di carico SLU*

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

T.7 *Combinazioni di carico SLE*

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

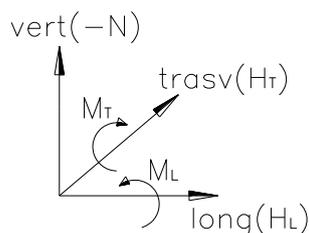
Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLU



	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLU 1	3495	0	16750	5421	-9943
STA SLU 2	3495	0	19825	11727	-9943
STA SLU 3	4212	148	22540	17138	-9483
STA SLU 4	4327	148	22185	18152	-9483
STA SLU 5	4033	247	22185	15462	-8348
STA SLU 6	4212	247	22540	17138	-8348
SIS SLU 7	6469	548	14868	33664	-3479
SIS SLU 8	3753	1826	14868	16177	5804
SIS SLU 9	3753	548	15295	16167	-3693
SIS SLU 10	6469	548	14559	33789	-3295
SIS SLU 11	3753	1826	14559	16302	5988
SIS SLU 12	3753	548	14265	16583	-3081

T.8 Combinazioni di carico SLU

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE



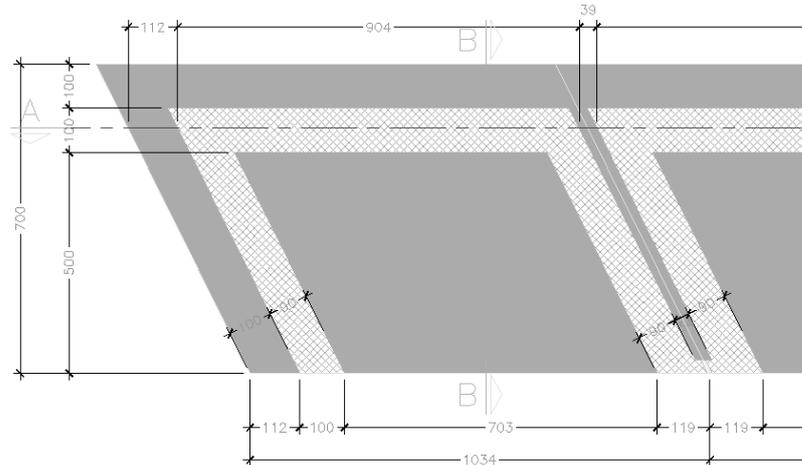
	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLE1	2589	0	12407	4016	-7366
STA SLE2	2589	0	14686	8687	-7366
STA SLE3	3120	99	16696	12695	-7150
STA SLE4	3205	99	16433	13446	-7150
STA SLE5	2987	165	16433	11453	-6394
STA SLE6	3120	165	16696	12695	-6394

T.9 Combinazioni di carico SLE

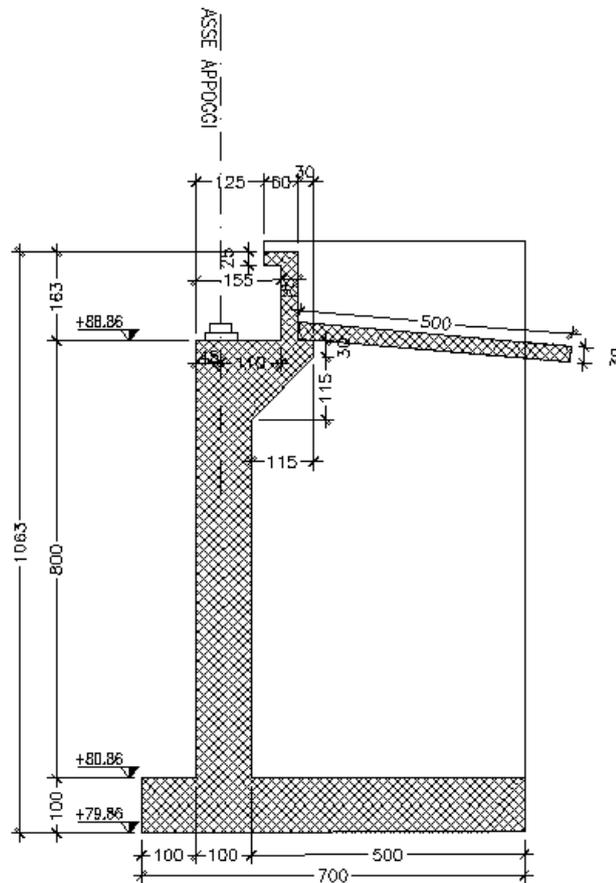
11.3 Rampe laterali – Spalla “SpB”

11.3.1 Analisi dei carichi

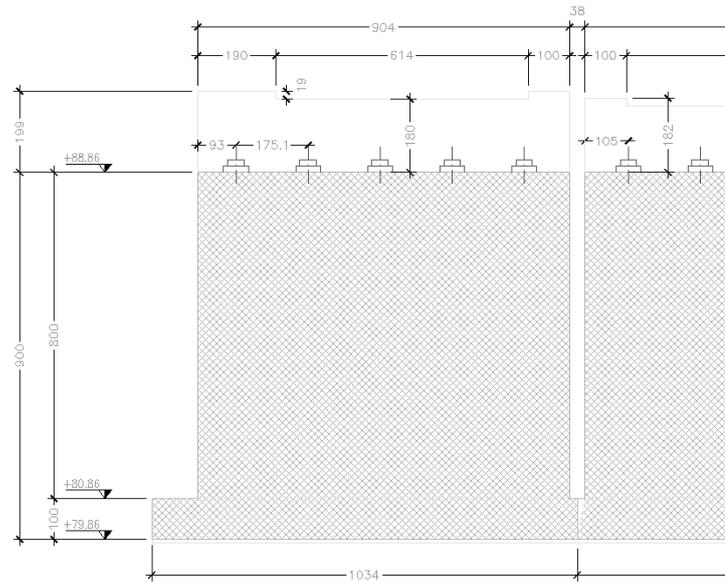
La geometria della sottostruttura spalla della rampa laterale tipo analizzata di seguito è riportata nelle immagini successive.



F 8. Rampa laterale sinistra – Pianta spalla SpB



F 9. Rampa laterale sinistra – Sezione longitudinale spalla SpB



F 10. Rampa laterale sinistra – Prospetto spalla SpB

Sono di seguito illustrati i calcoli dei carichi dovuti ai pesi propri, permanenti portati, carichi accidentali, spinta del terreno, azioni indotte dal sisma ed azioni trasmesse dall'impalcato; nelle tabelle sottostanti sono riportati i singoli valori e le risultanti valutate rispetto al punto A ed al punto G (baricentro fondazione) indicati nelle figure precedenti (vedere § 11.1). Per quanto riguarda il calcolo dei carichi provenienti dall'impalcato fare riferimento alle relazioni corrispondenti.

AZIONI STATICHE

Azioni verticali

q	20 kN/m ²	(carico accidentale)
γ _{cls}	25 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato)
γ _{cls,magro}	24 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del calcestruzzo magro)
γ _{terreno rinterro}	18 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del terreno di rinterro)

- Carichi permanenti spalla (PERM SP)

	d _y [m]	d _x [m]	d _z [m]	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
muro di testata	7.90	1.00	9.04	1785.4	1.50	2678.1	5.00	-1.45	-2588.83
muro paraghiaia	1.90	0.30	9.04	128.8	2.25	289.8	5.95	-1.27	-163.60
muro risolto (dx)	10.24	5.00	1.00	1280.0	4.50	5760.0	6.12	4.05	5184.00
muro risolto (sx)	10.24	5.00	1.00	1280.0	4.50	5760.0	6.12	-3.98	-5094.40
Σ				4474.2		14487.9			-2662.8
rinterro	9.80	5.00	7.04	6209.3	4.50	27941.8	6.12	0.03	186.28
plinto di fondazione	1.00	7.00	10.34	1809.5	3.50	6333.3	0.50	0.00	0.00
Σ	9.80			8018.8		34275.0			186.3
Σ_{PERM SP}	10.80			12493.0	3.90	48763.0		-0.20	-2476.6

- Carichi accidentali spalla (ACC SP)

	d _y [m]	d _x [m]	d _z [m]	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
	0.00	5.30	9.04	958.2	4.50	4312.1	10.80	0.03	28.75

- Carichi impalcato F1 (REALIZ)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
1443.16	1991	1.45	2886.7	9.15		0.00
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
	1990.8		2886.7			0.0

- Carichi permanenti impalcato F2 (PERM IMP)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
697.26	578	1.45	837.4	9.15		0.00
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
	577.5		837.4			0.0

- Carichi accidentali impalcato F2 (ACC IMP-Nmax)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
851.30	932	1.45	1351.4	9.15		0.00
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
	932.0		1351.4			0.0

Azioni orizzontali

- valutazione della spinta del terreno

$\gamma =$	18 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del terreno)
$\phi =$	35.0 0.61	(angolo d'attrito del terreno di riempimento)
$i =$	0 0.00	(inclinazione del terreno a monte, pos in salita)
$\beta =$	0 0.00	(inclinazione del muro, pos se verso monte)
$\alpha = 90 - \beta =$	90 1.57	(90 - β)
$\delta =$	0 0.00	(angolo d'attrito interno tra calcestruzzo e terreno)
$k_a =$	0.271 -	(coefficiente di spinta a riposo)
$L_1 =$	10.34 m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)
$L_2 =$	9.04 m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)
$h_1 =$	1.00 m	(altezza del plinto)
$h_2 =$	9.80 m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)
$S_{a,t,1a} =$	25.2 kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,1b} =$	494.3 kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,2} =$	2117.5 kN	(spinta del terreno cuneo superiore)
$d_{y1a} =$	0.3 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y1b} =$	0.50 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y2} =$	4.3 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$S_{a,q1} =$	56.0 kN	(spinta sul plinto dovuta al sovraccarico)
$S_{a,q2} =$	480.2 kN	(spinta sulla spalla dovuta al sovraccarico)
$d_{yq1} =$	0.5 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{yq2} =$	5.9 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)

	H_L [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
- Spinta del terreno (ST)	2637.0		9290.1	-	
- Spinta del sovraccarico (SA)	536.2		2860.9	-	

	$H_L <->$ [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
- Azione di frenamento (FR)	208		1906.4	9.15	
	0.0		0.0	0.00	
	208.4		1906.4		

	$H_L <->$ [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
-Attrito dei vincoli	280		2562.2	9.15	
	0.0		0.0	0.00	
	280.0		2562.2		

	$H_T <->$ [kN]			$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G) <->$ [kNxm]
- Azione dovuta al vento (VENTO)	123			11.50	1418.8
	0.0			0.00	0.0
	123.4				1418.8

AZIONI SISMICHE**Azioni orizzontali**

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

$a_g/g =$	0.083	-	(PGA)
$S = S_S \times S_T$	1.20	-	
$S_{ve\ spalla} =$	0.04		(spettro di risposta elastico della componente verticale)
$L_1 =$	10.3	m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)
$L_2 =$	9.04	m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)
$h_1 =$	1	m	(altezza del plinto)
$h_2 =$	9.8	m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)
$\Delta P_{d,1} =$	293.7	kN	(Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood)
$\Delta P_{d,2} =$	1197.2	kN	(Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood)

1491

	$H_L <->$ [kN]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_T(A) = MT(G)$ [kNxm]	$M_L(G)$ [kNxm]
- Incremento di spinta del terreno dovuto al sisma (DS)	1490.93	5.4	8051.0	

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

	N [kN]	$H_T = H_L$ [kN]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_T(A) = M_L(A)$ [kNxm]
muro di testata	1785.4	177.8	5.00	889.13
baggioli	0.0	0.0	0.00	0.00
muro paraghiaia	128.8	12.8	5.95	76.34
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00
muro risolto (dx)	1280.0	127.5	6.12	780.23
muro risolto (sx)	1280.0	127.5	6.12	780.23
orecchia	0.0	0.0	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00
rinterro	6209.3	618.4	6.12	3784.9
plinto di fondazione	1809.5	180.2	0.50	90.1
-	0.0	0.0	0.00	0.0
Σ	12493.0	1244.3		6400.9

Azioni verticali

- Sisma spalla verticale (SIS SP V)

	W [kN]	N +/- [kN]	x(A) [m]	$M_T(A) <->$ [kNxm]	z(A) [m]	$M_L(A) <->$ [kNxm]
muro di testata	1785.4	74.1	1.50	111.14	-1.45	-107.44
baggioli	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
muro paraghiaia	128.8	5.3	2.25	12.03	-1.27	-6.79
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
muro risolto (dx)	1280.0	53.1	4.50	239.04	4.05	215.14
muro risolto (sx)	1280.0	53.1	4.50	239.04	-3.98	-211.42
orecchia	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
rinterro	6209.3	257.7	4.50	1159.6	0.03	7.73
plinto di fondazione	1809.5	75.1	3.50	262.8	0.00	0.00
-	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00
Σ	12493.0	518.5		2023.7		-102.8

- Sisma impalcato longitudinale (SIS IMP L)

	$H_L <->$ [kN]	N +/- [kN]	x(A) [m]	$M_T(G) <->$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
Sisma long.	0			0.0	9.15	
	0.0			0.0	0.00	
	0.0			0.0		

- Sisma impalcato trasversale (SIS IMP T)

	$H_T <->$ [kN]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G) <->$ [kNxm]
Sisma trasv.	333	10.11	3894.7
	0.0	0.00	0.0
	332.6		3894.7

- Sisma impalcato verticale (SIS IMP V)

	$H_L <->$ [kN]	N +/- [kN]	x(A) [m]	M(A) <-> [kNxm]	z(A) [m]	$M_L(A)$ [kNxm]
		107	1.45	154.5	0.00	0.00

11.3.2 Condizioni di carico

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

condizioni di carico	$H_L \rightarrow (+)$ [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(A)$ [kNm]	$M_L(A)$ [kNm]	$e_L(A)=M_T(A)/N$ [m]	$e_x(G)=d_x(A)-e_L(A)$ [m]	$M_{T,G}$ [kNm]	$e_T(A)=M_L(A)/N$ [m]	$e_z(G)$ [m]	$M_{L,G}$ [kNm]
0 REALIZZAZIONE			1990.8	2886.7	0.0	1.45	2.05	4081	0	0	0.0
1 PERM SP			12493.0	48763.0	-2476.6	3.90	-0.40	-5037	0	0	-2476.6
2 ACC SP			958.2	4312.1	28.7	4.50	-1.00	-958	0	0	28.75
3 PERM IMP			577.5	837.4	0.0	1.45	2.05	1184	0	0	0.0
4 ACC IMP - Nmax			932.0	1351.4	0.0	1.45	2.05	1911	0	0	0.0
5 FOLLA			0.0	0.0	0.0				0	0	0.0
6 ST	2637.0							9290.1			0.0
7 SA	536.2							2860.9			0.0
8 VARTEMPD			0.0	0.0	0.0			0			0.0
9 ATTRITO VINCOLI	280.0							2562.2			0.0
10 FR	208.4							1906.4			0.0
11 VENTO		123.4									1418.8
12 SIS SP L	1244.3							6400.9			0.0
13 SIS SP T		1244.3									6400.9
14 SIS SP V			518.5	2023.7	-102.8	3.90	-0.40	-209.1	-0.2	-0.2	-102.8
15 SIS IMP L	0.0							0.0			0.0
16 SIS IMP T		332.6									3894.7
17 SIS IMP V			106.6	154.5	0.0	1.45	2.05	218.5	0.0	0.0	0.0
18 DS	1490.9							8051.0			0.0

T.10 Carichi dovuti alle condizioni elementari

	H_L [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(G)$ [kNm]	$M_L(G)$ [kNm]	
0 REALIZZAZIONE	0	0	1991	4081	0	
1 PERM SP	0	0	12493	-5037	-2477	
2 ACC SP	0	0	958	-958	29	
3 PERM IMP	0	0	578	1184	0	
4 ACC IMP - Nmax	0	0	932	1911	0	
5 FOLLA	0	0	0	0	0	
6 ST	2637	0	0	9290	0	
7 SA	536	0	0	2861	0	
8 VARTEMPD	0	0	0	0	0	(+/-)
9 ATTRITO VINCOLI	280	0	0	2562	0	(+/-)
10 FR	208	0	0	1906	0	(+/-)
11 VENTO	0	123	0	0	1419	(+/-)
12 SIS SP L	1244	0	0	6401	0	(+/-)
13 SIS SP T	0	1244	0	0	6401	(+/-)
14 SIS SP V	0	0	518	-209	-103	(+/-)
15 SIS IMP L	0	0	0	0	0	(+/-)
16 SIS IMP T	0	333	0	0	3895	(+/-)
17 SIS IMP V	0	0	107	218	0	(+/-)
18 DS	1491	0	0	8051	0	(+)

T.11 Riepilogo dei carichi dovuti alle condizioni elementari

11.3.3 Combinazioni di carico

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

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

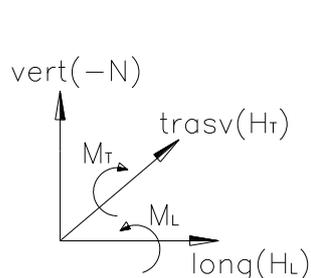
T.1 Combinazioni di carico SLU

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

T.2 Combinazioni di carico SLE

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

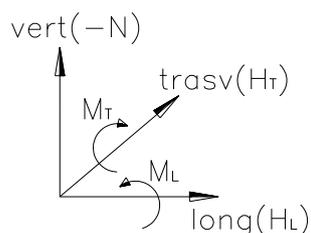
Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLU



	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLU 1	3560	0	16866	5741	-3343
STA SLU 2	3560	0	20333	12849	-3343
STA SLU 3	4704	111	22885	21840	-2028
STA SLU 4	4384	111	22570	18960	-2028
STA SLU 5	4103	185	22570	16386	-1176
STA SLU 6	4536	185	22885	20303	-1176
SIS SLU 7	5372	473	15249	23972	581
SIS SLU 8	3458	1577	15249	13856	7788
SIS SLU 9	3458	473	15686	13863	509
SIS SLU 10	5372	473	14938	24098	643
SIS SLU 11	3458	1577	14938	13981	7850
SIS SLU 12	3458	473	14649	14281	715

T.3 Combinazioni di carico SLU

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE



	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLE1	2637	0	12493	4253	-2477
STA SLE2	2637	0	15061	9518	-2477
STA SLE3	3453	74	16952	15893	-1597
STA SLE4	3247	74	16719	14044	-1597
STA SLE5	3039	123	16719	12138	-1029
STA SLE6	3341	123	16952	14868	-1029

T.4 Combinazioni di carico SLE

11.4 Rampe laterali – Verifiche

Le verifiche riportate di seguito sono:

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

In base alle precedenti sollecitazioni si riportano di seguito le verifiche riferite alle condizioni di volta in volta più gravose tra le quattro spalle analizzate; si segnala che le verifiche sono state ovviamente eseguite per tutte le spalle e che le differenze ottenute tra i vari risultati sono modesti.

11.4.1 Verifiche di stabilità – Ribaltamento

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

Considerando la combinazione **EQU** si ottiene:

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

VERIFICA RIBALTAMENTO		
M_{ribalt}	M_{stab}	C.S.
34662	44998	1.30

(SpA)

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

11.4.2 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLU

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

$$V_{S,d} = \gamma_{terreno} \times L_{valle} \cong 860 \text{ kN/m};$$

$$M_{S,d} = \gamma_{terreno} \times L_{valle}^2 / 2 \cong 430 \text{ kN}\times\text{m/m}.$$

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

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

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

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

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

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

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

$$- V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 895 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

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

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

$$- A_{sw} \cong 4.52 / 0.4 \cong 11.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

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

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

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

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

con

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

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

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

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

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

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

11.4.3 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLE

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

$$M_{S,d} = \gamma_{\text{terreno}} \times L_{\text{valle}}^2 / 2 \cong 230 \text{ kN}\times\text{m/m}.$$

Le tensioni massime valgono:

$$\sigma_{\text{max},s} \cong 159 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

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

La verifica risulta soddisfatta.

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

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

11.4.4 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte SLU

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

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

Le sollecitazioni di verifica sono pertanto pari a:

$$V_{S,d} = (p_{rinterro} + p_{plinto} - r_{terreno}) \times L_{monte} \cong 985 \text{ kN/m.}$$

$$M_{S,d} = (p_{rinterro} + p_{plinto} - r_{terreno}) \times L_{monte}^2/2 \cong 2460 \text{ kN}\times\text{m/m.}$$

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

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

$$A_s = 1\phi 26/10 + 1\phi 20/10 - \text{armatura zona tesa}$$

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

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

$$M_{R,d} = 2515 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta.}$$

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

$$- V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 1245 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

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

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

$$- A_{sw} \cong 3.14/0.2 \cong 15.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

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

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

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

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

con

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

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

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

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

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

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

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

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

$$M_{S,d} = \gamma_{\text{terreno}} \times L_{\text{valle}}^2 / 2 \cong 1020 \text{ kN}\times\text{m/m}.$$

Le tensioni massime valgono:

$$\sigma_{\text{max},s} \cong 143 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{\text{max},c} \cong 6.0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo}.$$

La verifica risulta soddisfatta.

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

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

11.4.6 Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base SLU

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

$$N_{S,d} \cong -740 \text{ kN/m (compressione);}$$

$$V_{S,d} \cong 540 \text{ kN/m;}$$

$$M_{S,d} \cong 2680 \text{ kN}\times\text{m/m.}$$

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

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

$$A_s = 1\phi 26/10 + 1\phi 26/10 - \text{armatura zona tesa;}$$

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

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

$$M_{R,d} = 3250 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta.}$$

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

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

con

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

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

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

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

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

con

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

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

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

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

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

$$M_{S,d} = 1260 \text{ kN}\times\text{m/m};$$

$$N_{S,d} = -960 \text{ kN/m}.$$

Le tensioni massime valgono:

$$\sigma_{max,s} \cong 132 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{max,c} \cong 8.6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo}.$$

La verifica risulta soddisfatta.

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

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

11.4.8 Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLU

Di seguito il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche del muro paraghiaia effettuate considerando una striscia di muro di profondità unitari. Le sollecitazioni sono desunte considerando cautelativamente un modello locale di mensola verticale con vincolo di incastro nella sezione di base ovvero in corrispondenza del muro di testata; l'altezza media di calcolo è assunta pari a 1.6 m.

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

- *Carichi permanenti* (peso proprio)

$$N_{pp} = -(0.25 \times 1.6 \times 25) = -10 \text{ kN/m};$$

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

$$S_t = 1/2 \times 18 \times 0.426 \times 1.6^2 \cong 9.8 \text{ kN/m};$$

$$M_t = S_t \times 1.6/3 \cong 4.2 \text{ kN} \times \text{m/m};$$

- *Sovraccarico a tergo spalla* \Rightarrow assente;

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

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

$$M_{fren} = F_{fren} \times 1.6 \cong 55.4 \text{ kN} \times \text{m/m};$$

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

$$N_Q = -300 / (1.6 + 2.0 + 1.6) \cong -57.7 \text{ kN/m}.$$

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

$$N_{Sd} = -(10 \times 1.35) - (57.5 \times 1.35) \cong -91.1 \text{ kN/m} \text{ – sollecitazione assiale (compressione);}$$

$$H_{Sd} = (9.8 \times 1.35) + (34.6 \times 1.35) \cong 60 \text{ kN/m} \text{ – sollecitazione di taglio;}$$

$$M_{Sd} = (4.2 \times 1.35) + (55.4 \times 1.35) \cong 81 \text{ kN} \times \text{m/m} \text{ – sollecitazione flettente.}$$

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

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

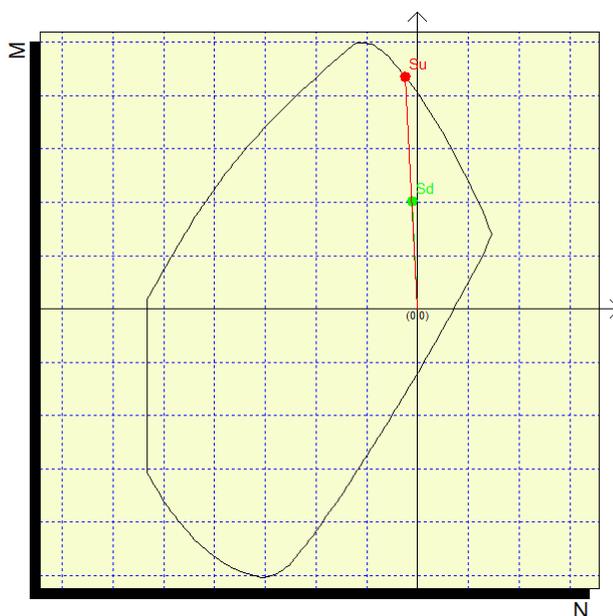
$$A_s = 1\phi 16/10 + 1\phi 12/20 \text{ – armatura zona tesa};$$

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

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

$$M_{R,d} = 225 \text{ kN}\times\text{m}/\text{m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta.}$$

(controllo momento resistente si trascura l'effetto positivo dello sforzo assiale $\Rightarrow M \cong 0.9 \times 25 \times 25.8 \times 3913 / 10000 \cong 225 \text{ kN}\times\text{m}/\text{m}$)



F 11. Dominio di interazione N-M

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

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

con

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

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

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

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

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

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

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

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

con

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

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

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

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

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

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

11.4.9 Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLE

Si riportano di seguito le verifiche di durabilità ovvero:

- verifiche dello stato tensionale;

- verifiche a fessurazione.

- Sollecitazioni – Combinazione SLE:

$N_{Sd} = -(10)-(57.5) \cong -70$ kN/m – sollecitazione assiale (compressione);

$M_{Sd} = (4.2)+(55.4) \cong 60$ kN×m/m – sollecitazione flettente.

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

- $\sigma_{c-max} \cong -4.8$ MPa < $0.6f_{ck}$ – massima tensione di compressione nel cls – Verifica soddisfatta;

- $\sigma_{s-max} \cong 90$ MPa < $0.8f_{yk}$ – massima tensione nell'acciaio – Verifica soddisfatta.

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

- $\sigma_{c-max} \cong 2.8$ MPa – massima tensione di trazione nel cls.

Poiché risulta $\sigma_{c-max} > f_{ctm}/1.2=2.58$ viene riportata di seguito la verifica a fessurazione secondo quanto indicato nella circolare (febbraio 2009) al C4.1.2.2.4.6.

La verifica di fessurazione si esegue controllando che:

$$w_d < w_1 = 0.2 \text{ (condizioni aggressive)}$$

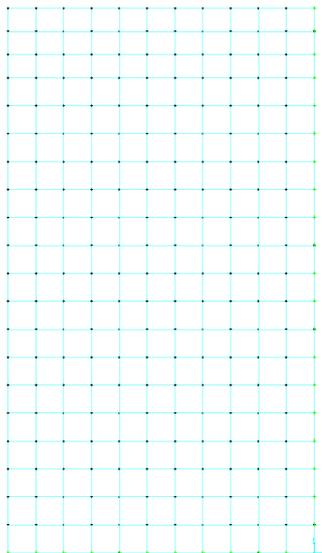
si ottiene:

$h =$	30	cm	$k_1 =$	0.8	-	$A_{c,eff}$	615.95	cm^2
$d =$	25	cm	$k_2 =$	0.5	-	ρ_{eff}	0.009	-
$E_{cm} =$	33643	MPa	$k_3 =$	3.4	-	σ_s	90	MPa
$E_s =$	210000	MPa	$k_4 =$	0.425	-	ε_{sm}	0.00026	-
$\alpha_e =$	6.24	-				Δ_{smax}	433	mm
$k_f =$	0.6	-				w_d	0.11	mm

La verifica risulta soddisfatta

11.4.10 Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLU

Di seguito il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche dei muri di risvolto effettuate considerando un modello locale di piastra incastrata nella sezione di base (estradosso plinto), incastrata in corrispondenza del muro di testata e incernierata in corrispondenza del muro paraghiaia; l'altezza di calcolo considerata è pari a 9.60m misurata a partire da estradosso plinto fino a testa muro. Per il calcolo delle sollecitazioni s'implementa un apposito modello locale agli elementi finiti, con l'ausilio del programma di calcolo *SAP2000*, utilizzando elementi bidimensionali a tre-quattro nodi con funzioni di forma lineari; nel calcolo delle sollecitazioni si tiene conto dell'effetto deformativo del taglio. Di seguito alcune immagini del modello di calcolo.



F 12. Modello di calcolo (sezione $s_p=90\text{cm}$)

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

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

$$p_{p-90} = s \times \gamma_{cls} = (0.9 \times 25) = 22.5 \text{ kPa};$$

- *Spinta statica delle terre* \Rightarrow cautelativamente si assume un coefficiente di spinta a riposo. La spinta triangolare avrà intensità massima ad estradosso plinto, $H_{\text{muro}}=9.60\text{m}$, di valore pari a:

$$s_t = \gamma_{\text{rint}} \times k_0 \times H = 18 \times 0.426 \times 9.4 \cong 74 \text{ kPa};$$

- *Spinta statica dovuta al sovraccarico $q=10 \text{ kPa}$* \Rightarrow cautelativamente si assume un coefficiente di spinta a riposo. La spinta uniforme avrà intensità massima ad estradosso plinto, $H_{\text{muro}}=9.40\text{m}$, di valore pari a:

$$s_t = \gamma_q \times k_0 \times H = 10 \times 0.426 \times 9.6 \cong 40 \text{ kPa};$$

In condizioni sismiche si sono inoltre considerate le seguenti azioni:

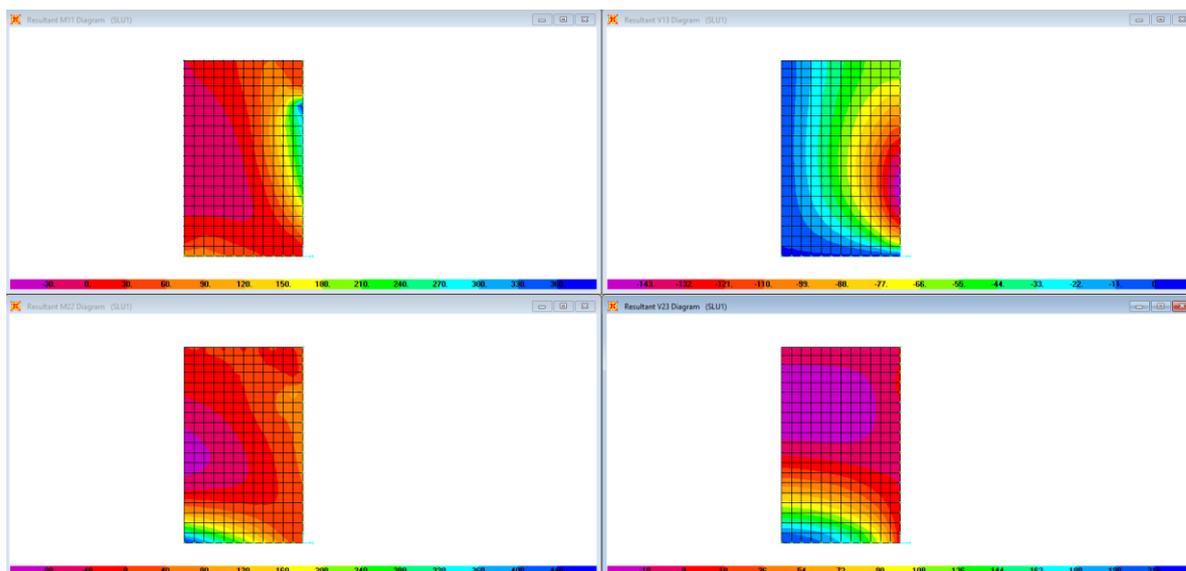
- *Inerzia parete* \Rightarrow si considera l'inerzia della parete come un carico di superficie uniformemente distribuito. L'intensità di tale carico è pari a:

$$f_{\text{inrz-par}} = (a_g/g) \times S_{\text{parete}} \times \gamma_{\text{cls}} = 0.08 \times 0.9 \times 25 \cong 1.8 \text{ kPa};$$

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

$$f_{\text{inrz-rint}} = (a_g/g) \times L_{\text{rint}} \times \gamma_{\text{rint}} = 0.08 \times 7.0 \times 18 \cong 10 \text{ kPa}.$$

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



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

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

Parete spessore 90cm

$V_{Hd} \cong 150 \text{ kN/m}$ – Taglio orizzontale

$M_{S-Hd} \cong 340 \text{ kN}\times\text{m/m}$ – Momento orizzontale.

$V_{Vd} \cong 220 \text{ kN/m}$ – Taglio verticale

$M_{S-Vd} \cong 420 \text{ kN}\times\text{m/m}$ – Momento verticale.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

con

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

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

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

$s = 40 \text{ cm}$;

- $\alpha = 90^\circ$

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

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

- $V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 2421 \text{ kN} > V_{S,d}$ – Verifica soddisfatta;

con

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

$b_w = 100 \text{ cm}$;

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

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

- $\alpha = 90^\circ$

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

11.4.11 Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLE

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

- verifiche dello stato tensionale;
- verifiche a fessurazione.

Parete spessore 90cm

- Sollecitazioni – Combinazione SLE:

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

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

- $\sigma_{c-\max} \cong -2.5 \text{ MPa} < 0.6f_{ck}$ – massima tensione di compressione nel cls – Verifica soddisfatta;
- $\sigma_{s-\max} \cong 120 \text{ MPa} < 0.8f_{yk}$ – massima tensione nell'acciaio – Verifica soddisfatta.

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

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

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

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

11.4.12 Verifiche strutturali – Soletta di transizione SLU

Di seguito si riportano le verifiche strutturali della soletta di transizione. Le verifiche di resistenza, a 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: $p.p. = 25 \times 0.3 = 7.5 \text{ kPa}$

$P_{\text{terreno}} = 19 \times 1.8 = 34.2 \text{ kPa}$

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

$V_{S,d} = [(7.5+34.2+20) \times 5/2] \times 1.35 \cong 210 \text{ kN/m}$ – sollecitazione di taglio;

$M_{S,d} \cong [(7.5+34.2+20) \times 5^2/8] \times 1.35 \cong 260 \text{ kNm/m}$ – sollecitazione flettente.

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

$B \times H = 1.0 \times 0.3 \text{ m}$ – $h \cong 0.295 \text{ m}$;

$A_s = 1 \phi 22/10$ – 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:

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

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

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

con

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

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

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

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

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

con

- $d \cong 295\text{mm}$

$b_w = 100\text{cm};$

- $f_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 35 / 1.5) \cong 8.23 \text{ MPa}$

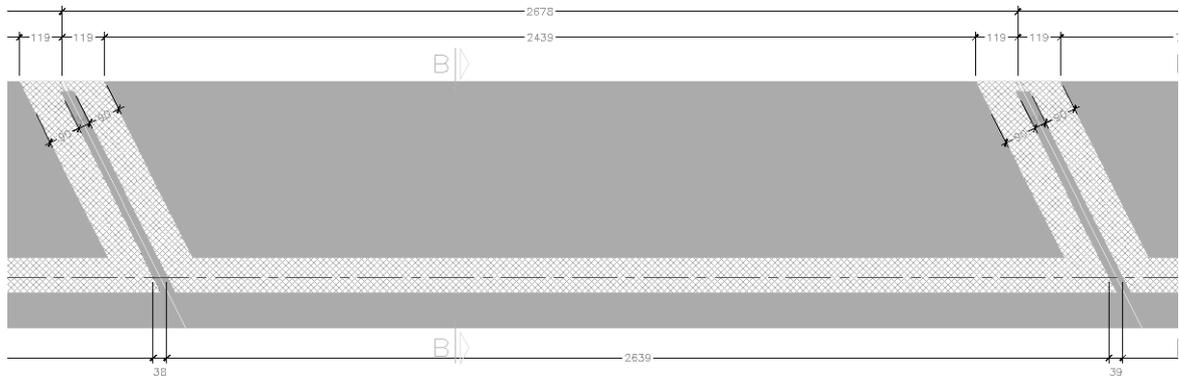
$\alpha_c \cong 1.0$ (ipotesi cautelativa);

- $\alpha = 90^\circ$

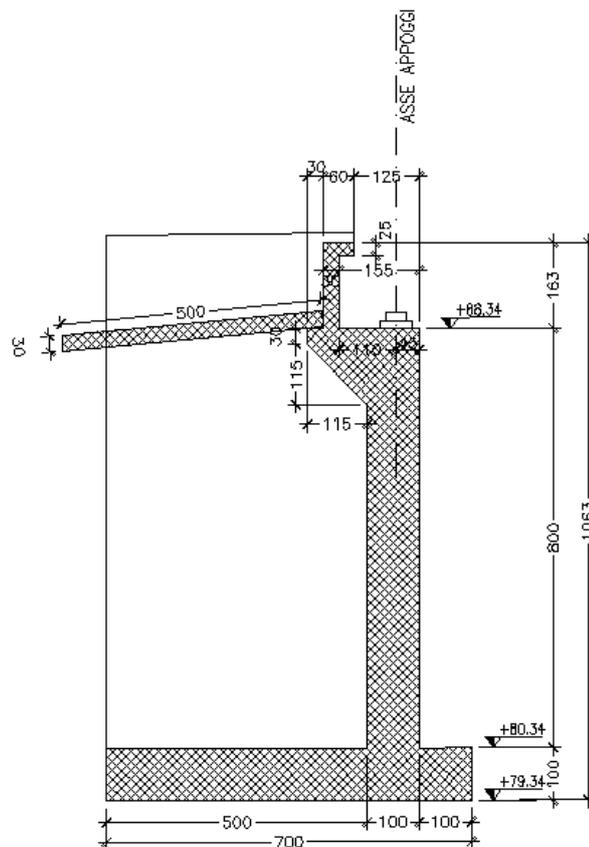
$\theta = 21.8^\circ$ (ctg $\theta=2.5$ - valore cautelativo).

11.5 Opera centrale – Spalla “SpA”

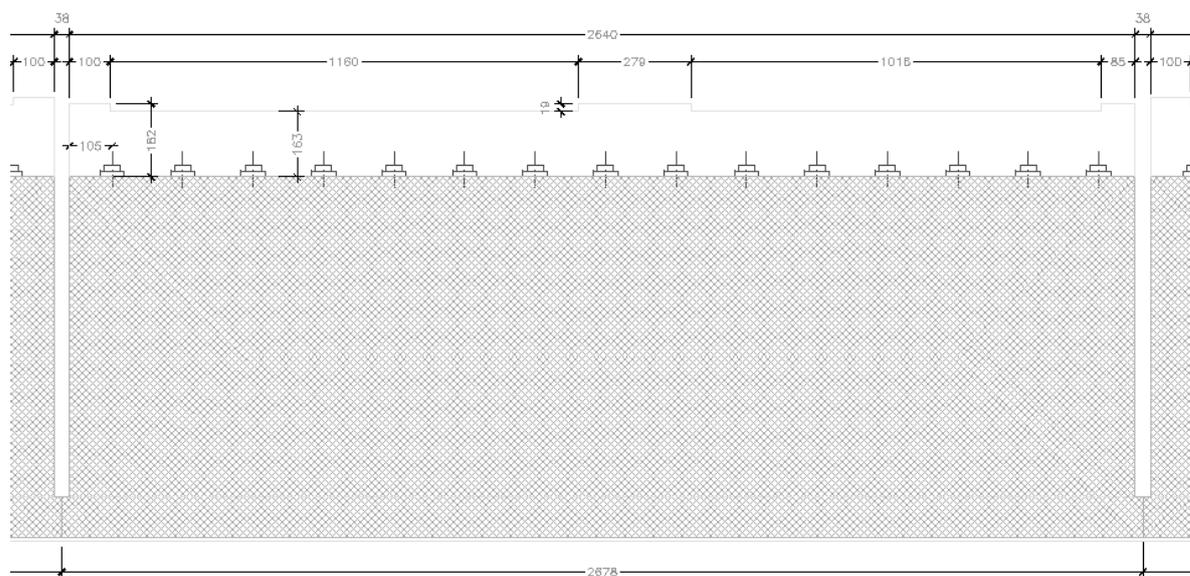
La geometria della sottostruttura spalla dell’opera centrale analizzata di seguito è riportata nelle immagini successive.



F 14. Opera centrale – Pianta spalla SpA



F 15. Opera centrale – Sezione longitudinale spalla SpA



F 16. Opera centrale – Prospetto spalla SpA

11.5.1 *Analisi dei carichi*

Sono di seguito illustrati i calcoli dei carichi dovuti ai pesi propri, permanenti portati, carichi accidentali, spinta del terreno, azioni indotte dal sisma ed azioni trasmesse dall'impalcato; nelle tabelle sottostanti sono riportati i singoli valori e le risultanti valutate rispetto al punto A ed al punto G (baricentro fondazione) indicati nelle figure precedenti (vedere § 11.1). Per quanto riguarda il calcolo dei carichi provenienti dall'impalcato fare riferimento alle relazioni corrispondenti.

AZIONI STATICHE**Azioni verticali**

q	20 kN/m ²	(carico accidentale)
γ _{cls}	25 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato)
γ _{cls,magro}	24 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del calcestruzzo magro)
γ _{terreno rinterro}	18 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del terreno di rinterro)

- Carichi permanenti spalla (PERM SP)

	d _y [m]	d _x [m]	d _z [m]	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
muro di testata	7.80	1.00	26.40	5148.0	1.50	7722.0	5.00	0.99	5096.52
muro paraghiaia	1.90	0.30	26.40	376.2	2.25	846.5	5.95	0.80	300.96
muro risolto (dx)	10.24	5.00	1.00	1280.0	4.50	5760.0	6.12	12.20	15616.00
muro risolto (sx)	10.24	5.00	1.00	1280.0	4.50	5760.0	6.12	-13.19	-16883.20
Σ				8084.2		20088.5			4130.3
rinterro	9.70	5.00	24.40	21301.2	4.50	95855.4	6.12	-0.49	-10437.59
plinto di fondazione	1.00	7.00	26.80	4690.0	3.50	16415.0	0.50	0.00	0.00
Σ	9.70			25991.2		112270.4			-10437.6
Σ_{PERM SP}	10.70			34075.4	3.88	132358.9		-0.19	-6307.3

- Carichi accidentali spalla (ACC SP)

	d _y [m]	d _x [m]	d _z [m]	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
	0.00	5.30	26.40	2798.4	4.50	12592.8	10.70	-0.49	-1371.22

- Carichi impalcato F1 (REALIZ)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
1443.16	4482	1.45	6498.5	9.15		0.00
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
	4481.8		6498.5			0.0

- Carichi permanenti impalcato F2 (PERM IMP)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
697.26	2380	1.45	3451.0	9.15		0.00
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
	2380.0		3451.0			0.0

- Carichi accidentali impalcato F2 (ACC IMP-Nmax)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
851.30	2077	1.45	3012.1	9.15		0.00
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
	2077.3		3012.1			0.0

Azioni orizzontali

- valutazione della spinta del terreno

$\gamma =$	18 kN/m ³		(peso dell'unità di volume del terreno)
$\phi =$	35.0	0.61	(angolo d'attrito del terreno di riempimento)
$i =$	0	0.00	(inclinazione del terreno a monte, pos in salita)
$\beta =$	0	0.00	(inclinazione del muro, pos se verso monte)
$\alpha = 90 - \beta =$	90	1.57	(90 - β)
$\delta =$	0	0.00	(angolo d'attrito interno tra calcestruzzo e terreno)
$k_a =$	0.271	-	(coefficiente di spinta a riposo)
$L_1 =$	26.80	m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)
$L_2 =$	26.40	m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)
$h_1 =$	1.00	m	(altezza del plinto)
$h_2 =$	9.70	m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)
$S_{a,t,1a} =$	65.4	kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,1b} =$	1268.0	kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,2} =$	6058.2	kN	(spinta del terreno cuneo superiore)
$d_{y1a} =$	0.3	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y1b} =$	0.50	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y2} =$	4.2	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$S_{a,q1} =$	145.3	kN	(spinta sul plinto dovuta al sovraccarico)
$S_{a,q2} =$	1387.9	kN	(spinta sulla spalla dovuta al sovraccarico)
$d_{yq1} =$	0.5	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{yq2} =$	5.9	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)

	H_L [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
- Spinta del terreno (ST)	7391.6		26302.2	-	
- Spinta del sovraccarico (SA)	1533.2		8191.9	-	

	$H_L <->$ [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
- Azione di frenamento (FR)	436		3985.7	9.15	
	0.0		0.0	0.00	
	435.6		3985.7		

	$H_L <->$ [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
- Termica uniforme F2 (VARTEMPU+RIT)	0		0.0	9.15	
	0.0		0.0	0.00	
	0.0		0.0		

	$H_T <->$ [kN]			$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G) <->$ [kNxm]
- Azione dovuta al vento (VENTO)	165			11.50	1891.8
	0.0			0.00	0.0
	164.5				1891.8

AZIONI SISMICHE**Azioni orizzontali**

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

$a_g/g =$	0.083	-	(PGA)
$S = S_S \times S_T$	1.20	-	
$S_{ve\ spalla} =$	0.04		(spettro di risposta elastico della componente verticale)
$L_1 =$	26.8	m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)
$L_2 =$	26.4	m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)
$h_1 =$	1	m	(altezza del plinto)
$h_2 =$	9.7	m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)
$\Delta P_{d,1} =$	753.9	kN	(Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood)
$\Delta P_{d,2} =$	3425.3	kN	(Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood)

4179

	$H_L <->$	$y(A) = y(G)$	$M_T(A) = MT(G)$	$M_L(G)$
	[kN]	[m]	[kNxm]	[kNxm]
- Incremento di spinta del terreno dovuto al sisma (DS)	4179.19	5.4	22358.7	

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

	N	$H_T = H_L$	$y(A) = y(G)$	$M_T(A) = M_L(A)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]
muro di testata	5148.0	512.7	5.00	2563.70
baggioli	0.0	0.0	0.00	0.00
muro paraghiaia	376.2	37.5	5.95	222.94
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00
muro risolto (dx)	1280.0	127.5	6.12	780.23
muro risolto (sx)	1280.0	127.5	6.12	780.23
orecchia	0.0	0.0	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00
rinterro	21301.2	2121.6	6.12	12984.2
plinto di fondazione	4690.0	467.1	0.50	233.6
-	0.0	0.0	0.00	0.0
Σ	34075.4	3393.9		17564.9

Azioni verticali

- Sisma spalla verticale (SIS SP V)

	W	N +/-	x(A)	$M_T(A) <->$	z(A)	$M_L(A) <->$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
muro di testata	5148.0	213.6	1.50	320.46	0.99	211.51
baggioli	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
muro paraghiaia	376.2	15.6	2.25	35.13	0.80	12.49
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
muro risolto (dx)	1280.0	53.1	4.50	239.04	12.20	648.06
muro risolto (sx)	1280.0	53.1	4.50	239.04	-13.19	-700.65
orecchia	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
rinterro	21301.2	884.0	4.50	3978.0	-0.49	-433.16
plinto di fondazione	4690.0	194.6	3.50	681.2	0.00	0.00
-	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00
Σ	34075.4	1414.1		5492.9		-261.8

- Sisma impalcato longitudinale (SIS IMP L)

	$H_L <->$	N +/-	x(A)	$M_T(G) <->$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
Sisma long.	3554			32522.6	9.15	
	0.0			0.0	0.00	
	3554.4			32522.6		

- Sisma impalcato trasversale (SIS IMP T)

	$H_T <->$			$y(A) = y(G)$	$M_L(G) <->$
	[kN]			[m]	[kNxm]
Sisma trasv.	1777			10.11	20810.9
	0.0			0.00	0.0
	1777.2				20810.9

- Sisma impalcato verticale (SIS IMP V)

	$H_L <->$	N +/-	x(A)	$M(A) <->$	z(A)	$M_L(A)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
		285	1.45	412.9	0.00	0.00

11.5.2 Condizioni di carico

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

condizioni di carico	$H_L \rightarrow (+)$ [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(A)$ [kNm]	$M_L(A)$ [kNm]	$e_L(A)=M_T(A)/N$ [m]	$e_X(G)=d_X(A)-e_L(A)$ [m]	$M_{T,G}$ [kNm]	$e_T(A)=M_L(A)/N$ [m]	$e_Z(G)$ [m]	$M_{L,G}$ [kNm]
0 REALIZZAZIONE			4481.8	6498.5	0.0	1.45	2.05	9188	0	0	0.0
1 PERM SP			34075.4	132358.9	-6307.3	3.88	-0.38	-13095	0	0	-6307.3
2 ACC SP			2798.4	12592.8	-1371.2	4.50	-1.00	-2798	0	0	-1371.22
3 PERM IMP			2380.0	3451.0	0.0	1.45	2.05	4879	0	0	0.0
4 ACC IMP - Nmax			2077.3	3012.1	0.0	1.45	2.05	4258	0	0	0.0
5 FOLLA			0.0	0.0	0.0				0	0	0.0
6 ST	7391.6							26302.2			0.0
7 SA	1533.2							8191.9			0.0
8 VARTEMPD			0.0	0.0	0.0			0			0.0
9 VARTEMPU	0.0							0.0			0.0
10 FR	435.6							3985.7			0.0
11 VENTO		164.5									1891.8
12 SIS SP L	3393.9							17564.9			0.0
13 SIS SP T		3393.9									17564.9
14 SIS SP V			1414.1	5492.9	-261.8	3.88	-0.38	-543.4	-0.2	-0.2	-261.8
15 SIS IMP L	3554.4							32522.6			0.0
16 SIS IMP T		1777.2									20810.9
17 SIS IMP V			284.8	412.9	0.0	1.45	2.05	583.8	0.0	0.0	0.0
18 DS	4179.2							22358.7			0.0

T.5 Carichi dovuti alle condizioni elementari

	H_L [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(G)$ [kNm]	$M_L(G)$ [kNm]	
0 REALIZZAZIONE	0	0	4482	9188	0	
1 PERM SP	0	0	34075	-13095	-6307	
2 ACC SP	0	0	2798	-2798	-1371	
3 PERM IMP	0	0	2380	4879	0	
4 ACC IMP - Nmax	0	0	2077	4258	0	
5 FOLLA	0	0	0	0	0	
6 ST	7392	0	0	26302	0	
7 SA	1533	0	0	8192	0	
8 VARTEMPD	0	0	0	0	0	(+/-)
9 VARTEMPU	0	0	0	0	0	(+/-)
10 FR	436	0	0	3986	0	(+/-)
11 VENTO	0	165	0	0	1892	(+/-)
12 SIS SP L	3394	0	0	17565	0	(+/-)
13 SIS SP T	0	3394	0	0	17565	(+/-)
14 SIS SP V	0	0	1414	-543	-262	(+/-)
15 SIS IMP L	3554	0	0	32523	0	(+/-)
16 SIS IMP T	0	1777	0	0	20811	(+/-)
17 SIS IMP V	0	0	285	584	0	(+/-)
18 DS	4179	0	0	22359	0	(+)

T.6 Riepilogo dei carichi dovuti alle condizioni elementari

11.5.3 Combinazioni di carico

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

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

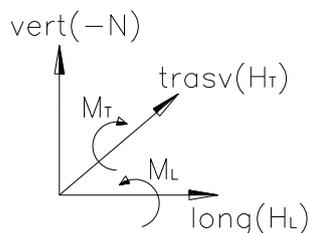
T.1 Combinazioni di carico SLU

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

T.2 Combinazioni di carico SLE

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

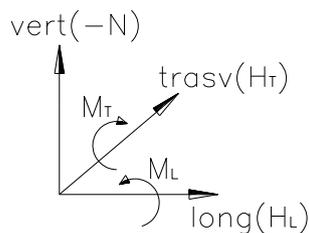
Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLU



	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLU 1	9979	0	46002	17830	-8515
STA SLU 2	9979	0	55265	36820	-8515
STA SLU 3	12048	148	61847	49850	-8663
STA SLU 4	12119	148	61146	51028	-8663
STA SLU 5	11531	247	61146	45648	-7528
STA SLU 6	12048	247	61847	49850	-7528
SIS SLU 7	18519	1551	41447	99732	5127
SIS SLU 8	10730	5171	41447	49020	31990
SIS SLU 9	10730	1551	42636	49048	4944
SIS SLU 10	18519	1551	40598	100058	5284
SIS SLU 11	10730	5171	40598	49346	32147
SIS SLU 12	10730	1551	39808	50135	5467

T.3 Combinazioni di carico SLU

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE

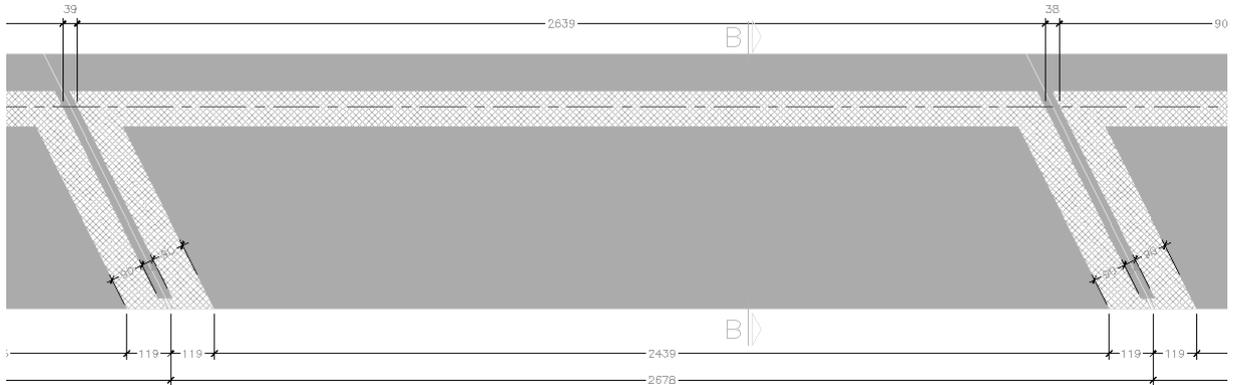


	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLE1	7392	0	34075	13207	-6307
STA SLE2	7392	0	40937	27274	-6307
STA SLE3	8925	99	45813	36926	-6543
STA SLE4	8977	99	45294	37799	-6543
STA SLE5	8541	165	45294	33813	-5787
STA SLE6	8925	165	45813	36926	-5787

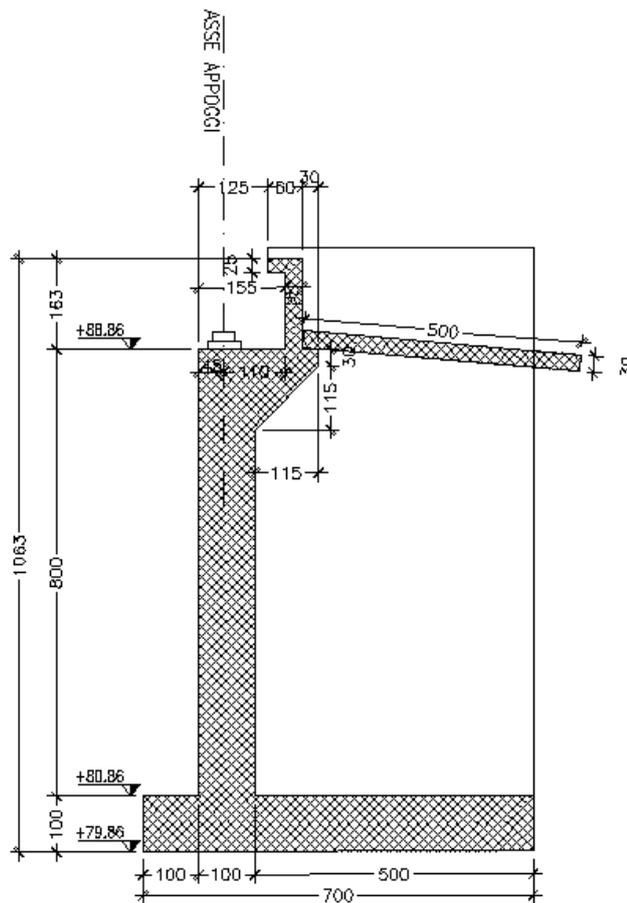
T.4 Combinazioni di carico SLE

11.6 Opera centrale – Spalla “SpB”

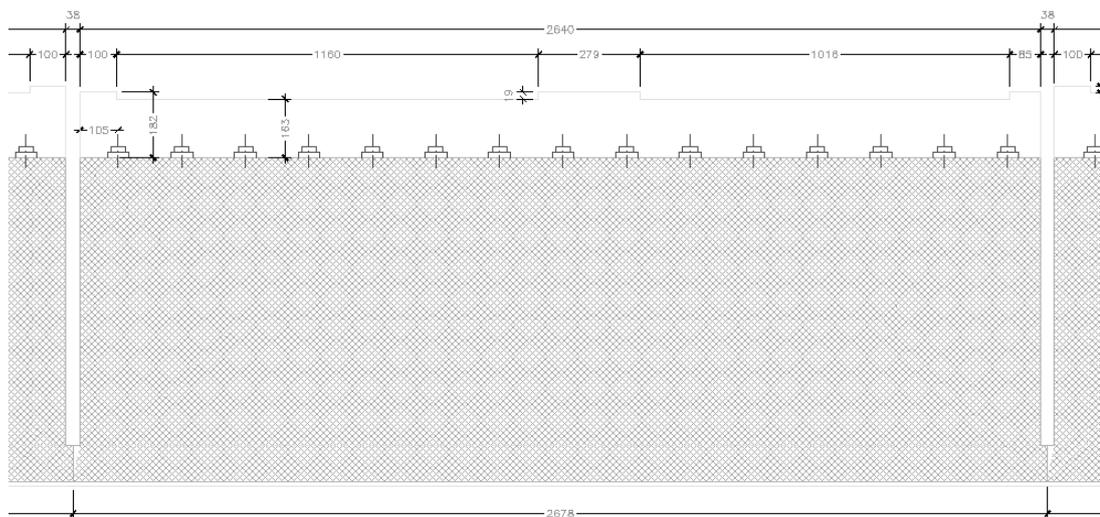
La geometria della sottostruttura spalla dell’opera centrale analizzata di seguito è riportata nelle immagini successive.



F 17. Opera centrale – Pianta spalla SpB



F 18. Opera centrale – Sezione longitudinale spalla SpB



F 19. Opera centrale – Prospetto spalla SpB

11.6.1 *Analisi dei carichi*

Sono di seguito illustrati i calcoli dei carichi dovuti ai pesi propri, permanenti portati, carichi accidentali, spinta del terreno, azioni indotte dal sisma ed azioni trasmesse dall'impalcato; nelle tabelle sottostanti sono riportati i singoli valori e le risultanti valutate rispetto al punto A ed al punto G (baricentro fondazione) indicati nelle figure precedenti (vedere §11.1). Per quanto riguarda il calcolo dei carichi provenienti dall'impalcato fare riferimento alle relazioni corrispondenti.

AZIONI STATICHE**Azioni verticali**

q	20 kN/m ²	(carico accidentale)
γ _{cls}	25 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato)
γ _{cls,magro}	24 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del calcestruzzo magro)
γ _{terreno rinterro}	18 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del terreno di rinterro)

- Carichi permanenti spalla (PERM SP)

	d _y [m]	d _x [m]	d _z [m]	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
muro di testata	7.90	1.00	26.40	5214.0	1.50	7821.0	5.00	-0.99	-5161.86
muro paraghiaia	1.90	0.30	26.40	376.2	2.25	846.5	5.95	-0.80	-300.96
muro risolto (dx)	10.24	5.00	1.00	1280.0	4.50	5760.0	6.12	13.19	16883.20
muro risolto (sx)	10.24	5.00	1.00	1280.0	4.50	5760.0	6.12	-12.20	-15616.00
Σ				8150.2		20187.5			-4195.6
rinterro	9.80	5.00	24.40	21520.8	4.50	96843.6	6.12	0.49	10545.19
-									
plinto di fondazione	1.00	7.00	10.34	1809.5	3.50	6333.3	0.50	0.00	0.00
-									
Σ	9.80			23330.3		103176.9			10545.2
	10.80								
Σ_{PERM SP}				31480.5	3.92	123364.3		0.20	6349.6

- Carichi accidentali spalla (ACC SP)

	d _y [m]	d _x [m]	d _z [m]	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
	0.00	5.30	26.40	2798.4	4.50	12592.8	10.80	0.49	1371.22

- Carichi impalcato F1 (REALIZ)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
1443.16	5848	1.45	8479.6	9.15		0.00
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
	5848.0		8479.6			0.0

- Carichi permanenti impalcato F2 (PERM IMP)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
697.26	1785	1.45	2588.3	9.15		0.00
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
	1785.0		2588.3			0.0

- Carichi accidentali impalcato F2 (ACC IMP-Nmax)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
851.30	1843	1.45	2672.3	9.15		0.00
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
	1843.0		2672.3			0.0

Azioni orizzontali

- valutazione della spinta del terreno

$\gamma =$	18 kN/m ³		(peso dell'unità di volume del terreno)
$\phi =$	35	0.61	(angolo d'attrito del terreno di riempimento)
$i =$	0	0.00	(inclinazione del terreno a monte, pos in salita)
$\beta =$	0	0.00	(inclinazione del muro, pos se verso monte)
$\alpha = 90 - \beta =$	90	1.57	(90 - β)
$\delta =$	0	0.00	(angolo d'attrito interno tra calcestruzzo e terreno)
$k_a =$	0.271	-	(coefficiente di spinta a riposo)
$L_1 =$	10.34	m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)
$L_2 =$	26.40	m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)
$h_1 =$	1.00	m	(altezza del plinto)
$h_2 =$	9.80	m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)
$S_{a,t,1a} =$	25.2	kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,1b} =$	494.3	kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,2} =$	6183.8	kN	(spinta del terreno cuneo superiore)
$d_{y,1a} =$	0.3	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y,1b} =$	0.50	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y,2} =$	4.3	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$S_{a,q1} =$	56.0	kN	(spinta sul plinto dovuta al sovraccarico)
$S_{a,q2} =$	1402.2	kN	(spinta sulla spalla dovuta al sovraccarico)
$d_{y,q1} =$	0.5	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y,q2} =$	5.9	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)

H_L	N	$M_T(A) = M_T(G)$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G)$
[kN]	[kN]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
- Spinta del terreno (ST)	6703.2	26639.5	-	
- Spinta del sovraccarico (SA)	1458.3	8301.1	-	

$H_L <->$	N	$M_T(A) = M_T(G)$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G)$
[kN]	[kN]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
- Azione di frenamento (FR)	208	1906.4	9.15	
	0.0	0.0	0.00	
	208.4	1906.4		

$H_L <->$	N	$M_T(A) = M_T(G)$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G)$
[kN]	[kN]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
-Attrito dei vincoli	758	6936.4	9.15	
	0.0	0.0	0.00	
	758.1	6936.4		

$H_T <->$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G) <->$
[kN]	[m]	[kNxm]
- Azione dovuta al vento (VENTO)	11.50	1418.8
	0.00	0.0
	123.4	1418.8

AZIONI SISMICHE**Azioni orizzontali**

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

$a_g/g =$	0.083	-	(PGA)
$S = S_S \times S_T$	1.20	-	
$S_{ve\ spalla} =$	0.04		(spettro di risposta elastico della componente verticale)
$L_1 =$	10.3	m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)
$L_2 =$	26.4	m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)
$h_1 =$	1	m	(altezza del plinto)
$h_2 =$	9.8	m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)
$\Delta P_{d,1} =$	293.7	kN	(Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood)
$\Delta P_{d,2} =$	3496.3	kN	(Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood)

3790

	$H_L <->$	$y(A) = y(G)$	$M_T(A) = MT(G)$	$M_L(G)$
	[kN]	[m]	[kNxm]	[kNxm]
- Incremento di spinta del terreno dovuto al sisma (DS)	3790.00	5.4	20466.0	

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

	N	$H_T = H_L$	$y(A) = y(G)$	$M_T(A) = M_L(A)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]
muro di testata	5214.0	519.3	5.00	2596.57
baggioli	0.0	0.0	0.00	0.00
muro paraghiaia	376.2	37.5	5.95	222.94
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00
muro risolto (dx)	1280.0	127.5	6.12	780.23
muro risolto (sx)	1280.0	127.5	6.12	780.23
orecchia	0.0	0.0	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00
rinterro	21520.8	2143.5	6.12	13118.0
plinto di fondazione	1809.5	180.2	0.50	90.1
-	0.0	0.0	0.00	0.0
Σ	31480.5	3135.5		17588.1

Azioni verticali

- Sisma spalla verticale (SIS SP V)

	W	N +/-	x(A)	$M_T(A) <->$	z(A)	$M_L(A) <->$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
muro di testata	5214.0	216.4	1.50	324.57	-0.99	-214.22
baggioli	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
muro paraghiaia	376.2	15.6	2.25	35.13	-0.80	-12.49
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
muro risolto (dx)	1280.0	53.1	4.50	239.04	13.19	700.65
muro risolto (sx)	1280.0	53.1	4.50	239.04	-12.20	-648.06
orecchia	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
rinterro	21520.8	893.1	4.50	4019.0	0.49	437.63
plinto di fondazione	1809.5	75.1	3.50	262.8	0.00	0.00
-	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00
Σ	31480.5	1306.4		5119.6		263.5

- Sisma impalcato longitudinale (SIS IMP L)

	$H_L <->$	N +/-	x(A)	$M_T(G) <->$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
Sisma long.	0			0.0	9.15	
	0.0			0.0	0.00	
	0.0			0.0		

- Sisma impalcato trasversale (SIS IMP T)

	$H_T <->$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G) <->$
	[kN]	[m]	[kNxm]
Sisma trasv.	1977	10.11	23150.0
	0.0	0.00	0.0
	1976.9		23150.0

- Sisma impalcato verticale (SIS IMP V)

	$H_L <->$	N +/-	x(A)	M(A) <->	z(A)	$M_L(A)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
		317	1.45	459.3	0.00	0.00

11.6.2 Condizioni di carico

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

condizioni di carico	$H_L \rightarrow (+)$ [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(A)$ [kNm]	$M_L(A)$ [kNm]	$e_L(A)=M_T(A)/N$ [m]	$e_X(G)=d_X(A)-e_L(A)$ [m]	$M_{T,G}$ [kNm]	$e_T(A)=M_L(A)/N$ [m]	$e_Z(G)$ [m]	$M_{L,G}$ [kNm]
0 REALIZZAZIONE			5848.0	8479.6	0.0	1.45	2.05	11988	0	0	0.0
1 PERM SP			31480.5	123364.3	6349.6	3.92	-0.42	-13183	0	0	6349.6
2 ACC SP			2798.4	12592.8	1371.2	4.50	-1.00	-2798	0	0	1371.22
3 PERM IMP			1785.0	2588.3	0.0	1.45	2.05	3659	0	0	0.0
4 ACC IMP - Nmax			1843.0	2672.3	0.0	1.45	2.05	3778	0	0	0.0
5 FOLLA			0.0	0.0	0.0				0	0	0.0
6 ST	6703.2							26639.5			0.0
7 SA	1458.3							8301.1			0.0
8 VARTEMPD			0.0	0.0	0.0			0			0.0
9 ATTRITO VINCOLI	758.1							6936.4			0.0
10 FR	208.4							1906.4			0.0
11 VENTO		123.4									1418.8
12 SIS SP L	3135.5							17588.1			0.0
13 SIS SP T		3135.5									17588.1
14 SIS SP V			1306.4	5119.6	263.5	3.92	-0.42	-547.1	0.2	0.2	263.5
15 SIS IMP L	0.0							0.0			0.0
16 SIS IMP T		1976.9									23150.0
17 SIS IMP V			316.8	459.3	0.0	1.45	2.05	649.4	0.0	0.0	0.0
18 DS	3790.0							20466.0			0.0

T.5 Carichi dovuti alle condizioni elementari

	H_L [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(G)$ [kNm]	$M_L(G)$ [kNm]	
0 REALIZZAZIONE	0	0	5848	11988	0	
1 PERM SP	0	0	31481	-13183	6350	
2 ACC SP	0	0	2798	-2798	1371	
3 PERM IMP	0	0	1785	3659	0	
4 ACC IMP - Nmax	0	0	1843	3778	0	
5 FOLLA	0	0	0	0	0	
6 ST	6703	0	0	26640	0	
7 SA	1458	0	0	8301	0	
8 VARTEMPD	0	0	0	0	0	(+/-)
9 ATTRITO VINCOLI	758	0	0	6936	0	(+/-)
10 FR	208	0	0	1906	0	(+/-)
11 VENTO	0	123	0	0	1419	(+/-)
12 SIS SP L	3135	0	0	17588	0	(+/-)
13 SIS SP T	0	3135	0	0	17588	(+/-)
14 SIS SP V	0	0	1306	-547	264	(+/-)
15 SIS IMP L	0	0	0	0	0	(+/-)
16 SIS IMP T	0	1977	0	0	23150	(+/-)
17 SIS IMP V	0	0	317	649	0	(+/-)
18 DS	3790	0	0	20466	0	(+)

T.6 Riepilogo dei carichi dovuti alle condizioni elementari

11.6.3 Combinazioni di carico

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

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

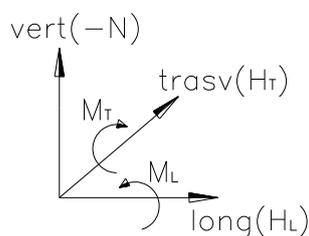
T.1 Combinazioni di carico SLU

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

T.2 Combinazioni di carico SLE

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

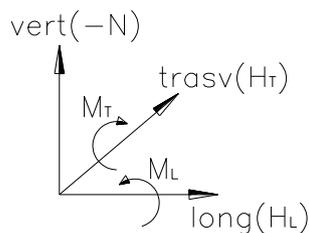
Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLU



	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLU 1	9049	0	42499	18167	8572
STA SLU 2	9049	0	52803	39291	8572
STA SLU 3	12155	111	59069	62225	11700
STA SLU 4	10807	111	58447	50317	11700
STA SLU 5	10526	185	58447	47743	12551
STA SLU 6	11700	185	59069	58063	12551
SIS SLU 7	13629	1534	39600	67189	18650
SIS SLU 8	8781	5112	39600	40552	47167
SIS SLU 9	8781	1534	40737	40623	18835
SIS SLU 10	13629	1534	38817	67518	18492
SIS SLU 11	8781	5112	38817	40880	47009
SIS SLU 12	8781	1534	38124	41717	18307

T.3 Combinazioni di carico SLU

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE



	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLE1	6703	0	31481	13457	6350
STA SLE2	6703	0	39113	29105	6350
STA SLE3	8920	74	43755	45322	8572
STA SLE4	8005	74	43294	37272	8572
STA SLE5	7797	123	43294	35366	9140
STA SLE6	8616	123	43755	42547	9140

T.4 Combinazioni di carico SLE

11.7 Opera centrale – Verifiche

Le verifiche riportate di seguito sono:

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

In base alle precedenti sollecitazioni si riportano di seguito le verifiche riferite alle condizioni di volta in volta più gravose tra le quattro spalle analizzate; si segnala che le verifiche sono state ovviamente eseguite per tutte le spalle e che le differenze ottenute tra i vari risultati sono modesti.

11.7.1 Verifiche di stabilità – Ribaltamento

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

Considerando la combinazione **EQU** si ottiene:

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

VERIFICA RIBALTAMENTO		
M_{ribalt}	M_{stab}	c.s.
66368	116897	1.76

(SpB)

La verifica è pertanto soddisfatta.

11.7.2 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle

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

$$V_{S,d} = \gamma_{terreno} \times L_{valle} \cong 990 \text{ kN/m};$$

$$M_{S,d} = \gamma_{terreno} \times L_{valle}^2/2 \cong 495 \text{ kN}\times\text{m/m}.$$

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

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

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

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

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

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

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

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

con

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

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

$$- A_{sw} \cong 3.14/0.2 \cong 15.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

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

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

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

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

con

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

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

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

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

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

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

11.7.3 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLE

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

$$M_{S,d} = \gamma_{\text{terreno}} \times L_{\text{valle}}^2 / 2 \cong 225 \text{ kN}\times\text{m/m}.$$

Le tensioni massime valgono:

$$\sigma_{\text{max},s} \cong 161 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{\text{max},c} \cong 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo}.$$

La verifica risulta soddisfatta.

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

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

11.7.4 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte

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

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

Le sollecitazioni di verifica sono pertanto pari a:

$$V_{S,d} = (p_{rinterro} + p_{plinto} - r_{terreno}) \times L_{monte} \cong 998 \text{ kN/m.}$$

$$M_{S,d} = (p_{rinterro} + p_{plinto} - r_{terreno}) \times L_{monte}^2 / 2 \cong 2495 \text{ kN}\times\text{m/m.}$$

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

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

$$A_s = 1\phi 26/10 + 1\phi 26/10 - \text{armatura zona tesa} \quad A'_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona compressa.}$$

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

$$M_{R,d} = 3060 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta.}$$

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

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

con

- $d \cong 90\text{cm}$ $f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa};$
- $A_{sw} \cong 3.14/0.2 \cong 15.7\text{cm}^2/\text{m}$ $s = 40\text{cm};$
- $\alpha = 90^\circ$ $\theta = 45^\circ (\text{ctg}\theta=1 - \text{valore cautelativo}).$

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

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

con

- $d \cong 90\text{cm}$ $b_w = 100\text{cm};$
- $f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 37/1.5) \cong 8.7 \text{ MPa}$ $\alpha_c \cong 1.0 (\text{ipotesi cautelativa});$
- $\alpha = 90^\circ$ $\theta = 21.8^\circ (\text{ctg}\theta=2.5 - \text{valore cautelativo}).$

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

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

$$M_{S,d} = \gamma_{\text{terreno}} \times L_{\text{valle}}^2 / 2 \cong 650 \text{ kN}\times\text{m/m}.$$

Le tensioni massime valgono:

$$\sigma_{\text{max},s} \cong 75 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{\text{max},c} \cong 3.6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo}.$$

La verifica risulta soddisfatta.

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

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

11.7.6 Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base

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

$$N_{S,d} \cong -570 \text{ kN/m (compressione);}$$

$$V_{S,d} \cong 530 \text{ kN/m;}$$

$$M_{S,d} \cong 2760 \text{ kN}\times\text{m/m.}$$

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

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

$$A_s = 1\phi 26/10 + 1\phi 26/10 - \text{armatura zona tesa;}$$

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

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

$$M_{R,d} = 3238 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta.}$$

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

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

con

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

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

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

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

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

con

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

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

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

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

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

$$M_{S,d} = 1290 \text{ kN}\times\text{m/m};$$

$$N_{S,d} = -775 \text{ kN/m}.$$

Le tensioni massime valgono:

$$\sigma_{max,s} \cong 144 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{max,c} \cong 8.6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo}.$$

La verifica risulta soddisfatta.

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

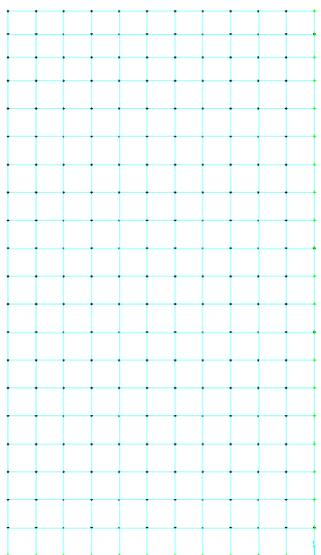
$$\sigma_{max,s} < 200 \text{ MPa}.$$

11.7.8 Verifiche strutturali – Muro paraghiaia

Valgono le stesse considerazioni effettuate per le spalle delle rampe. Si ha infatti uguale geometria, caratteristiche meccaniche dei materiali e quantitativi di armatura.

11.7.9 Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLU

Di seguito il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche dei muri di risvolto effettuate considerando un modello locale di piastra incastrata nella sezione di base (estradosso plinto), incastrata in corrispondenza del muro di testata e incernierata in corrispondenza del muro paraghiaia; l'altezza di calcolo considerata è pari a 9.60m misurata a partire da estradosso plinto fino a testa muro. Per il calcolo delle sollecitazioni s'implementa un apposito modello locale agli elementi finiti, con l'ausilio del programma di calcolo *SAP2000*, utilizzando elementi bidimensionali a tre-quattro nodi con funzioni di forma lineari; nel calcolo delle sollecitazioni si tiene conto dell'effetto deformativo del taglio. Di seguito alcune immagini del modello di calcolo.



F 20. Modello di calcolo (sezione $s_p=90\text{cm}$)

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

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

$$p_{p-90} = s \times \gamma_{cls} = (0.9 \times 25) = 22.5 \text{ kPa};$$

- *Spinta statica delle terre* \Rightarrow cautelativamente si assume un coefficiente di spinta a riposo. La spinta triangolare avrà intensità massima ad estradosso plinto, $H_{\text{muro}}=9.40\text{m}$, di valore pari a:

$$s_t = \gamma_{\text{rint}} \times k_0 \times H = 18 \times 0.426 \times 9.6 \cong 74 \text{ kPa};$$

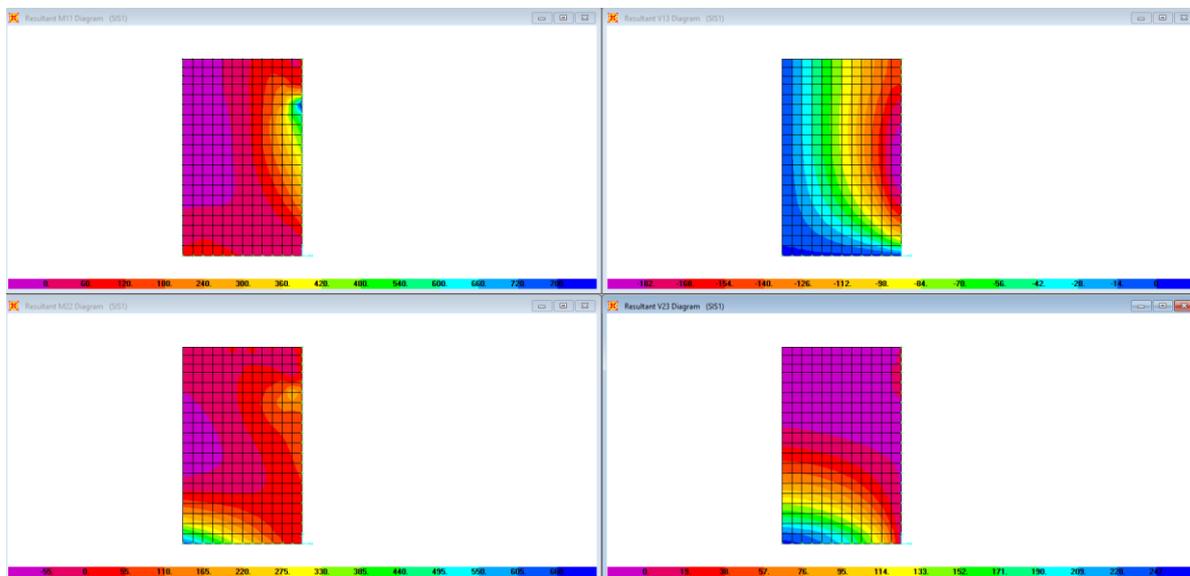
- *Inerzia parete* \Rightarrow si considera l'inerzia della parete come un carico di superficie uniformemente distribuito. L'intensità di tale carico è pari a:

$$f_{\text{inrz-par}} = (a_g/g) \times s_{\text{parete}} \times \gamma_{cls} = 0.08 \times 0.9 \times 25 \cong 1.8 \text{ kPa};$$

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

$$f_{\text{inrz-rint}} = (a_g/g) \times L_{\text{rint}} \times \gamma_{\text{rint}} = 0.08 \times 24.4 \times 18 \cong 35 \text{ kPa}.$$

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



F 21. Sollecitazioni flettenti e taglianti (M_{11} - V_{13} figure superiori / M_{22} - V_{23} figure inferiori)

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

Parete spessore 90cm

$V_{Hd} \cong 190 \text{ kN/m}$ – Taglio orizzontale

$M_{S-Hd} \cong 650 \text{ kN}\times\text{m/m}$ – Momento orizzontale.

$V_{Vd} \cong 230 \text{ kN/m}$ – Taglio verticale

$M_{S-Vd} \cong 580 \text{ kN}\times\text{m/m}$ – Momento verticale.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

con

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

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

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

$s = 40 \text{ cm}$;

- $\alpha = 90^\circ$

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

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

- $V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 2421 \text{ kN} > V_{S,d}$ – Verifica soddisfatta;

con

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

$b_w = 100 \text{ cm}$;

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

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

- $\alpha = 90^\circ$

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

11.7.10 Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLE

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

- verifiche dello stato tensionale;
- verifiche a fessurazione.

Parete spessore 90cm

- Sollecitazioni – Combinazione SLE:

$M_{S-Vd} \cong 240 \text{ kN}\times\text{m/m}$ – Momento verticale.

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

- $\sigma_{c-max} \cong -2.6 \text{ MPa} < 0.6f_{ck}$ – massima tensione di compressione nel cls – Verifica soddisfatta;
- $\sigma_{s-max} \cong 120 \text{ MPa} < 0.8f_{yk}$ – massima tensione nell'acciaio – Verifica soddisfatta.

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

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

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

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

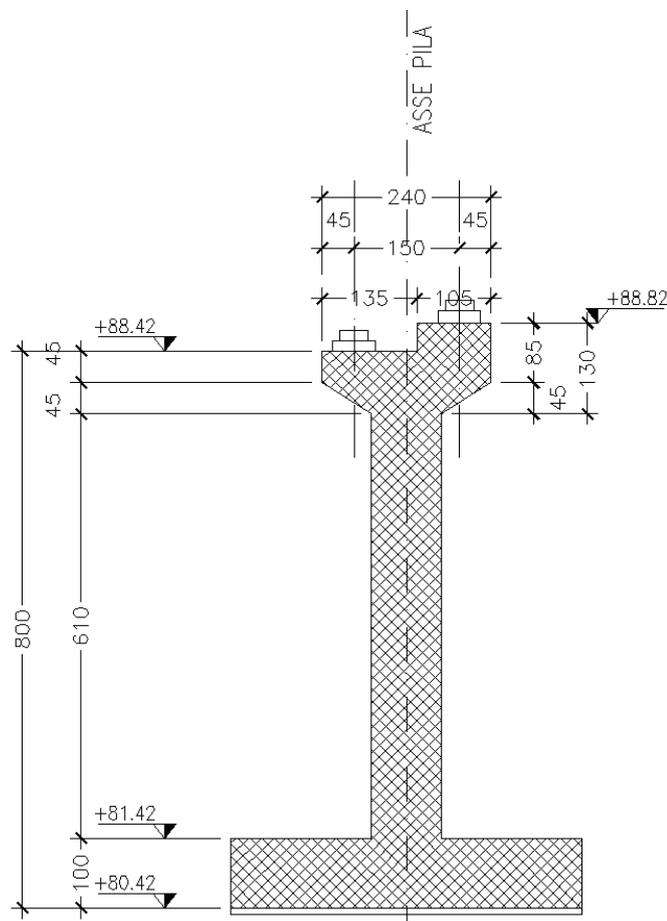
11.7.11 Verifiche strutturali – Soletta di transizione

Valgono le stesse considerazioni effettuate per le spalle delle rampe. Si ha infatti uguale geometria, caratteristiche meccaniche dei materiali e quantitativi di armatura.

12. VERIFICA DELLE PILE

12.1 Geometria

La geometria della pila analizzata è riportata nelle immagine seguente.



F 22. Sezione trasversale pila

Il calcolo riportato di seguito è riferito alla pila dell'opera centrale; i risultati ottenuti sono estendibili anche alle pile laterali poiché le sollecitazioni base pila per metro di sviluppo trasversale dell'impalcato sono pressoché costanti nel passare dalla pila delle rampe alla pila dell'opera centrale.

12.2 Analisi dei carichi agenti

Peso proprio

Peso proprio impalcato Sx:

$$W_{SX} = 9100 \text{ KN}$$

Peso proprio impalcato Dx:

$$W_{DX} = 11700 \text{ KN}$$

Permanenti portati

Permanenti portati impalcato Sx:

$$P_{SX} = 7400 \text{ KN}$$

Permanenti portati impalcato Dx:

$$P_{DX} = 5600 \text{ KN}$$

Carichi da traffico

$$Q_k = 2 \times (300 + 200 + 100) = 1200 \text{ KN}$$

$$Q_{ik} = 9 \times 3 + 2.5 \times 3 = 64.5 \text{ KN/m}$$

$$\text{folla} = 5 \times 2.4 = 12 \text{ KN/m}$$

Reazione massima verticale su pila:

$$L_{sx} \cong 28 \text{ m}$$

$$L_{dx} \cong 21 \text{ m}$$

$$R \cong 3500 \text{ KN}$$

eccentricità del solo truck sulla pila:

$$e_1 \cong 4,7 \text{ m} \quad \text{calcolata graficamente}$$

eccentricità del distribuito sulla pila:

$$e_2 \cong 0,5 \text{ m} \quad \text{calcolata graficamente}$$

Momento trasversale totale sulla pila :

$$M_L \cong 8400 \text{ KNm}$$

Sisma

Direzione longitudinale

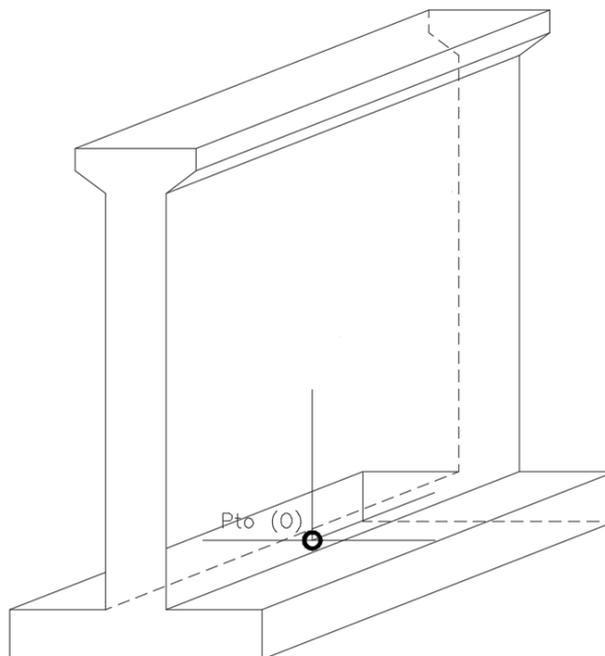
Altezza pila	H	m	6.9
Spessore pila	s	m	1
Lunghezza pila	L	m	26.7
modulo elastico	E	kPa	34625485
Inerzia pila	J	m ⁴	2.225
Rigidezza pila $3EJ/l^3$	k*	KN/m	703558
massa pila (24%)	$m_{p-0.24}$	t	113
massa pila (39%)	$m_{p-0.39}$	t	183
massa pila (28%)	$m_{p-0.28}$	t	131
massa impalcato dx	m_{imp}	t	1733
masse partecipanti	m^*	t	1846
	m_Q	t	1916
	m_M	t	1864
Periodo sistema pila+impalcato dx	T_0	sec	0.32
accelerazione spettrale	S_{e-h}	-	0.259
Taglio alla base	Q_{max}	kN	5054
Momento alla base	M_{max}	kNm	33933

Direzione trasversale

Altezza pila	H	m	6.9
Spessore pila	s	m	1
Lunghezza pila	L	m	26.7
modulo elastico	E	kPa	34625485
Inerzia pila	J	m ⁴	1586.1803
Rigidezza pila $3EJ/l^3$	k*	KN/m	501559417
massa pila (24%)	$m_{p-0.24}$	t	113
massa pila (39%)	$m_{p-0.39}$	t	183
massa pila (28%)	$m_{p-0.28}$	t	131
massa impalcati	m_{imp}	t	1713
masse partecipanti	m^*	t	1825
	m_Q	t	1896
	m_M	t	1844
Periodo sistema pila+impalcato dx	T_0	sec	0.0120
accelerazione spettrale	S_{e-h}	-	0.109
Taglio alla base	Q_{max}	kN	2105
Momento alla base	M_{max}	kNm	16588

12.3 Condizioni di carico

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

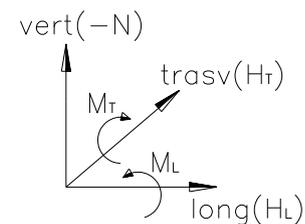


F 23. Schema generale

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.

	H_L	H_T	N	M_T	M_L
cond\comb	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
Peso proprio impalcato	0	0	10400	0	0
Peso proprio pila	0	0	5722	0	0
Perm Impalcato	0	0	6400	0	0
Accidentale Impalcato	0	0	3500	0	8400
Frenatura	420	0	0	3675	0
Attrito dei vincoli	812	0	0	7105	0
Vento	0	276	0	0	1690
SIS PILA L	5054	0	0	33933	0
SIS PILA T	0	2105	0	0	16588
SIS PILA V	0	0	935	0	0
	1	2	3	4	5



T.5 Carichi dovuti alle condizioni di carico elementari – SPICCATO PILA

12.4 Combinazioni di carico

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

cond\comb	1	2	3	4	5	5	6	7
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
Attrito dei vincoli	0	0	1.5	0	0.9	0	0	0
Vento	0	0	0	1.5	0.9	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.6 Tabella fattori di combinazione – SLU

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
Attrito dei vincoli	0	0	1	0	0.6
Vento	0	0	0	1	0.6
	1	2	3	4	5

T.7 Tabella fattori di combinazione – SLE

Comb.	H _L [kN]	H _T [kN]	N [kN]	M _T [kNm]	M _L [kNm]
STA SLU 1	0	0	7725	0	0
STA SLU 2	0	0	30405	0	0
STA SLU 3	1218	0	35130	10658	11340
STA SLU 4	0	413	33949	0	11040
STA SLU 5	1298	248	33949	11356	10026
SIS SLU 6	5054	632	22803	33933	4976
SIS SLU 7	1516	2105	22803	10180	16588
SIS SLU 8	1516	632	23457	10180	4976

T.8 Sollecitazioni SLU – Estradosso fondazione

Comb.	H _L [kN]	H _T [kN]	N [kN]	M _T [kNm]	M _L [kNm]
STA SLE 1	0	0	5722	0	0
STA SLE 2	0	0	22522	0	0
STA SLE 3	812	0	26022	7105	8400
STA SLE 4	0	276	25147	0	7990
STA SLE 5	907	165	25147	7938	7314

T.9 Sollecitazioni SLE – Estradosso fondazione

12.5 Verifiche elevazione - SLU

Di seguito viene 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:

$N' \cong -22803 \text{ KN/m}$ – sforzo assiale di compressione;

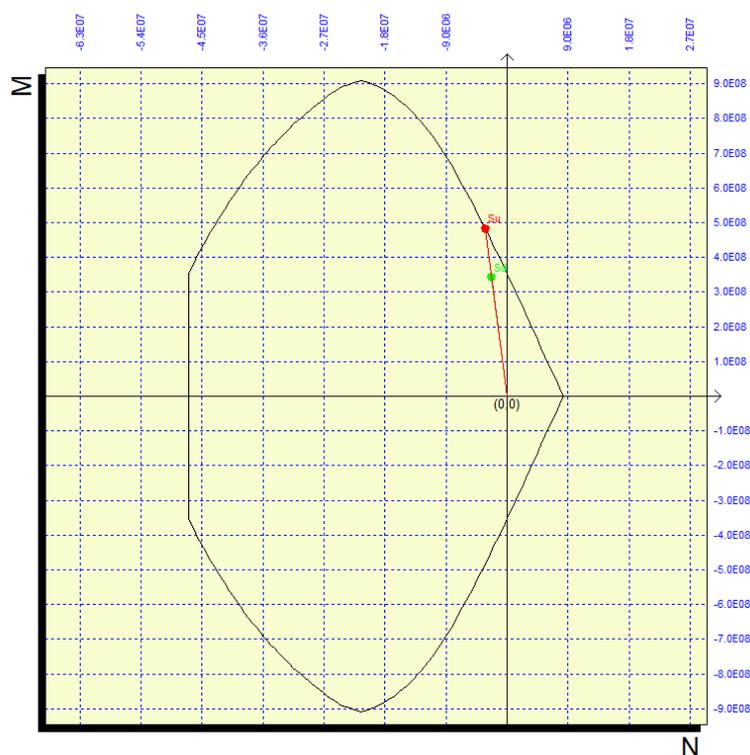
$M_L \cong 4980 \text{ KN}\times\text{m}$ – momento longitudinale;

$M_T \cong 33940 \text{ KN}\times\text{m}$ – momento trasversale.

La carpenteria della sezione resistente della pila è assunta pari a $26.6\text{m}\times 1.0\text{m}$. L'armatura perimetrale considerata nella verifica è composta da:

$A_s = \phi 26/20 + \phi 26/40$.

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



Il momento resistente minimo è pari a:

$M_{R,d} = 44235 \text{ KN}\times\text{m} \Rightarrow (F.S)_{\text{MIN}} \cong 1.3$.

12.5.2 Verifica a taglio

Si considera la combinazione più gravosa:

$H_L = 5054 \text{ kN}$ – 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

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

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

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

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

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

con

$$- d \cong 90 \text{ cm} \qquad b_w = 1550 \text{ cm};$$

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

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

12.6 Verifiche elevazione - SLE

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

$N' \cong -25147 \text{ KN/m}$ – sforzo assiale di compressione;

$M_L \cong 7314 \text{ KN}\times\text{m}$ – momento longitudinale;

$M_T \cong 7938 \text{ KN}\times\text{m}$ – momento trasversale.

Le tensioni massime nei materiali valgono:

$\sigma_{max,c} \cong 2.6 \text{ MPa} \Rightarrow$ *tensione di compressione sul calcestruzzo;*

$\sigma_{max,s} \cong 13 \text{ MPa} \Rightarrow$ *tensione di trazione sull'acciaio.*

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 8.0m; si assumono dunque, secondo quanto esposto al §3.6.3.4, le seguenti azioni statiche equivalenti:

- 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.

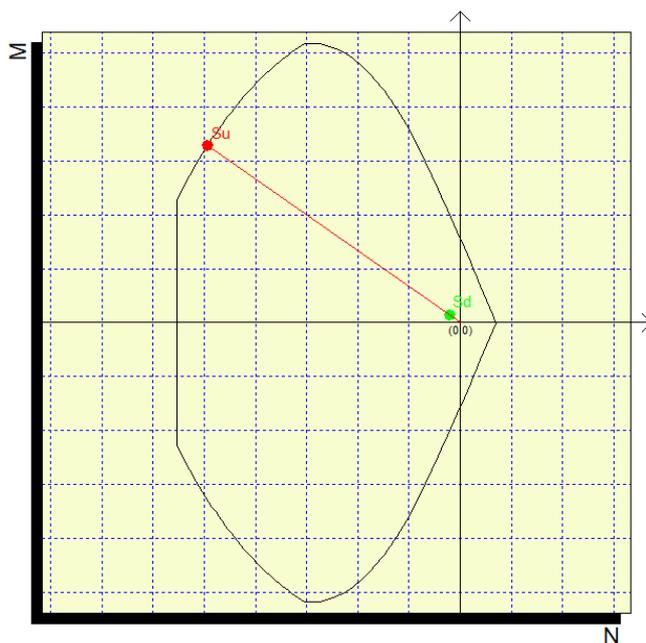
Tali forze, che agiscono separatamente, vengono applicate a 1.80m dal piano del ferro.

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:

$$M_i = (750 \cdot 1.8) / 16.5 = 85 \text{ KNm/m}$$

$$N' = 22500 / 26.7 = 840 \text{ KN} \times \text{m/m}.$$

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

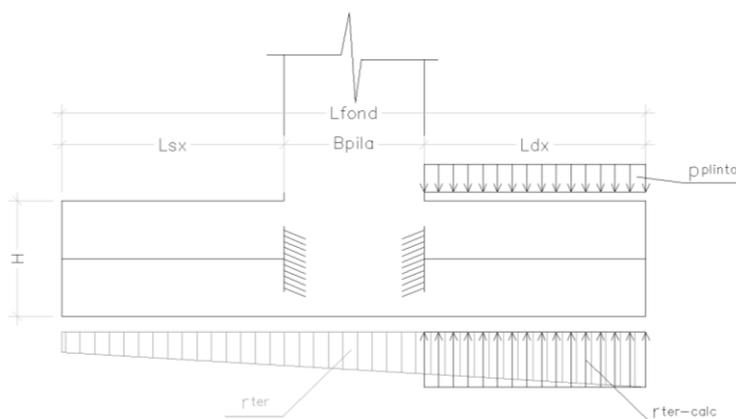


F 24. Dominio di interazione N-M

$$M_{R,d} = 1300 \text{ KN} \times \text{m/m} > M_{S,d} = 85 \text{ KN} \times \text{m/m}$$

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 25. Schema di calcolo plinto di fondazione pila – Direzione longitudinale

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

$$L_{\text{fond}} = 5.0\text{m} \quad B_{\text{pila}} = 1.0\text{m} \quad L_{\text{sx}} = L_{\text{dx}} = (5.0-1.0)/2 = 2.0\text{m} \quad H = 1.0\text{m};$$

$$r_{\text{ter-calc}} = \max(r_{\text{ter}}) \cong 556 \text{ kPa} - \text{reazione massima del terreno in condizioni sismiche};$$

$$p_{\text{plinto}} = 1 \times 25 = 25 \text{ kPa} - \text{peso proprio plinto}.$$

SOLLECITAZIONI INTRADOSSO FONDAZIONE- COMBINAZIONI SLU

Comb.	H _L	H _T	N	M _T	M _L
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
STA SLU 1	0	0	12230	0	0
STA SLU 2	0	0	34910	0	0
STA SLU 3	1218	0	39635	11876	11340
STA SLU 4	0	413	38454	0	11453
STA SLU 5	1298	248	38454	12654	10274
SIS SLU 6	5054	632	26182	38987	5608
SIS SLU 7	1516	2105	26182	11696	18693
SIS SLU 8	1516	632	26933	11696	5608

Comb.	e _L	B/6	e _T	L/6	σ _{MAX}	σ _{MIN}
	[m]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]
STA SLU 1	0.00	0.83	0.00	4.45	92	92
STA SLU 2	0.00	0.83	0.00	4.45	262	262
STA SLU 3	0.30	0.83	0.29	4.45	423	171
STA SLU 4	0.00	0.83	0.30	4.45	307	269
STA SLU 5	0.33	0.83	0.27	4.45	419	157
SIS SLU 6	1.49	0.83	0.21	4.45	556	-164
SIS SLU 7	0.45	0.83	0.71	4.45	333	60
SIS SLU 8	0.43	0.83	0.21	4.45	316	87

T.10 Sollecitazioni ad intradosso plinto, eccentricità e reazioni terreno (*)

(*) 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 dimensionate (*combinazione sismica SIS SLU6 – parzializzazione fondazione*), sono riassunte di seguito.

$$V_{S,d-MAX} = (r_{ter-calc} - p_{plinto}) \times L \cong 1062 \text{ kN/m};$$

$$M_{S,d-MAX} = (r_{ter-calc} - p_{plinto}) \times L^2/2 \cong 1062 \text{ kN}\times\text{m/m}.$$

L'armatura necessaria a flessione è pertanto pari a:

$$- A_{S-necessaria} = M_{S,d-MAX} / (0.9 \times h \times f_{yd}) \cong 32.4 \text{ cm}^2/\text{m};$$

$$\text{con } h \cong 93 \text{ cm} \quad f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa}.$$

L'armatura adottata è pari a:

$$- A_{S-adottata} (1\phi 26/20 + 1\phi 20/40) \cong 34.4 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{S-necessaria} - \text{Verifica soddisfatta.}$$

L'armatura necessaria a taglio risulta invece pari a:

$$- (A_{sw-necessaria} / s) = V_{S,d-MAX} / [0.9 \times h \times f_{yd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha] \cong 32.4 \text{ cm}^2/\text{m};$$

$$\text{con } h \cong 93 \text{ cm} \quad f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa} \quad (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha = 1.$$

L'armatura adottata, composta da cavallotti $\phi 24$ e spille $\phi 20$, è pari a:

$$- A_{sw-adottata} (1\phi 24/60 \times 120 + 1\phi 24/40 \times 40) \cong 34.5 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{sw-necessaria} - \text{Verifica soddisfatta.}$$

12.9 Verifica plinto di fondazione - SLE

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

$$L_{\text{fond}} = 5.0\text{m} \quad B_{\text{pila}} = 1.0\text{m} \quad L_{\text{sx}} = L_{\text{dx}} = (5.0-1.0)/2 = 2.0\text{m} \quad H = 1.0\text{m};$$

$$r_{\text{ter-calc}} = \max(r_{\text{ter}}) \cong 305 \text{ kPa} - \text{reazione massima del terreno in condizioni sismiche};$$

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

SOLLECITAZIONI INTRADOSSO FONDAZIONE- COMBINAZIONI SLE

Comb.	H_L	H_T	N	M_T	M_L
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
STA SLE 1	0	0	9060	0	0
STA SLE 2	0	0	25860	0	0
STA SLE 3	812	0	29360	7917	8400
STA SLE 4	0	276	28485	0	8266
STA SLE 5	907	165	28485	8845	7479

Comb.	e_L	$B/6$	e_T	$L/6$	σ_{MAX}	σ_{MIN}
	[m]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]
STA SLE 1	0.00	0.83	0.00	4.45	68	68
STA SLE 2	0.00	0.83	0.00	4.45	194	194
STA SLE 3	0.27	0.83	0.29	4.45	305	135
STA SLE 4	0.00	0.83	0.29	4.45	227	199
STA SLE 5	0.31	0.83	0.26	4.45	305	121

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

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

$$M_{s,d} = (r_{\text{ter-calc}} - p_{\text{plinto}}) \times L^2/2 \cong 560 \text{ kNm/m} - \text{sollecitazione flettente.}$$

Le tensioni massime valgono:

$$\sigma_{\text{max},s} \cong 192 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{\text{max},c} \cong 4.7 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo.}$$

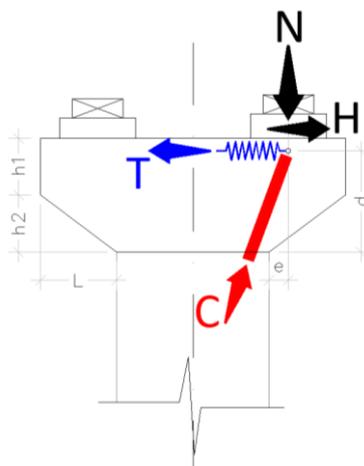
La verifica risulta soddisfatta.

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

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

12.10 Verifica pulvino

Di seguito si riporta la verifica del pulvino testa pila. Lo schema statico adottato per determinare le sollecitazioni di tale elemento in direzione longitudinale (in direzione trasversale gli appoggi di impalcato ricadono all'interno dell'impronta del fusto pila e pertanto non si generano meccanismi di diffusione del carico verticale significativi ovvero tali da richiedere una valutazione specifica) è quello di mensola tozza soggetta alla reazione verticale ed orizzontale trasmessa dai dispositivi di appoggio (si trascura il peso proprio della mensola tozza). Si esegue il dimensionamento della mensola lato impalcato a travi in c.a.p. poiché risulta essere questa la condizione più gravosa.



F 26. Schema di calcolo pulvino testa pila – Direzione longitudinale

Le caratteristiche geometriche sono riepilogati di seguito.

$$h_1 = h_2 = 0.45\text{m} \qquad d \cong 0.8\text{m} \qquad L = 0.7\text{m} \qquad e \cong 0.25\text{m}.$$

L'intensità della reazione verticale massima allo *SLU* per le condizioni statiche (condizioni di carico dimensionanti) è determinata nell'ipotesi assolutamente cautelativa che la singola colonna di carico più pesante sia assorbita da una sola trave in relazione all'interasse delle stesse ($i_{travi} \cong 1.65\text{m}$) ed alla larghezza della colonna ($w_1 = 3.0\text{m}$). Per quanto riguarda l'azione orizzontale longitudinale concomitante si considera la forza di frenatura ($q_3 \cong 435\text{ kN}$) uniformemente ripartita su tutti gli appoggi della singola campata (12+12).

$N_{SLU} \cong 2000\text{ kN}$ – massima reazione verticale allo *SLU* in condizioni statiche;

$H \cong 25\text{ kN}$ – massima reazione orizzontale longitudinale allo *SLU* in condizioni statiche.

Lo sforzo nel tirante superiore, determinato con l'equilibrio alla rotazione ed alla traslazione riferendosi alle reazioni sul singolo appoggio (interasse appoggi in direzione trasversale $i_{app} \cong 1.9\text{m}$), risulta pari a:

$$T_{s,d} = [(N \times e) / d + H] \cong 700\text{ kN}$$

ovvero per metro di profondità (considerando l'interasse degli appoggi) uno sforzo di trazione pari a:

$$t_{s,d} = (T / i_{appoggi}) \cong 370\text{ kN/m}.$$

L'armatura per metro di profondità necessaria ad assorbire tale sforzo risulta pari a:

$$A_{s-necessaria} = t_{s,d} / f_{yd} \cong 9.4 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

L'armatura adottata è pari a:

$$- A_{s-adottata} (1\phi 20/20) \cong 15.7 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s-necessaria} - \text{Verifica soddisfatta.}$$

Lo sforzo nel puntone inclinato inferiore, determinato con l'equilibrio alla traslazione orizzontale, risulta pari a:

$$C_{S,d} = (N^2 + T^2)^{1/2} \cong 2200 \text{ kN};$$

ovvero per metro di profondità (considerando l'interasse degli appoggi) uno sforzo di compressione pari a:

$$c_{S,d} = (C/l_{appoggi}) \cong 1200 \text{ kN/m}.$$

A tale sforzo di compressione corrisponde una tensione di compressione media pari a:

$$\sigma_{c,d} = c_{S,d} / A_{biella-cls} \cong 7.5 \text{ MPa} \leq f_{cd} - \text{Verifica soddisfatta};$$

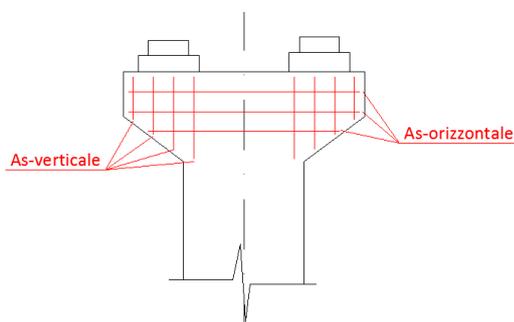
con

$$A_{biella-cls} \cong (0.2 \times d) \times B = 1600 \text{ cm}^2;$$

$$d = 80 \text{ cm};$$

$$B = 100 \text{ cm}.$$

Tutte le verifiche risultano pertanto soddisfatte. Si evidenzia che oltre alle armature precedentemente determinate si prevede l'adozione di un sistema di armature a taglio composto da spille $\phi 12/40 \times 60$ e da ferri di volume orizzontali composti da $\phi 12/40 \times 60$.



F 27. Armatura integrativa fuori calcolo

Le verifiche SLE non sono dimensionanti per la tipologia strutturale in esame.

13. APPARECCHI DI APPOGGIO, GIUNTI E VARCHI

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

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

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

In particolare per ogni campata vengono distinte le seguente tipologie:

- **Tipo 1** ⇒ campata centrale in c.a.p.;
- **Tipo 2** ⇒ rampa in c.a.p.;
- **Tipo 3** ⇒ campata centrale a travi incorporate;
- **Tipo 4** ⇒ rampa a travi incorporate.

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	
Id	Tipo	n.	N _{Sd-MAX}	H _{Sd-MAX}	N _{Sd-MAX}	H _{Sd-MAX}
[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
F1	Fisso	1	1100	80	580	570
UL1	Uni-Long	13	1650	35	580	310
UT1	Uni-Trasv	8	1490	70	580	480
M1	Multi	8	1340	–	580	–

T.2 Azioni sugli apparecchi di appoggio – Tipo 1

			STATICA SLU		SISMICA SLV	
Id	Tipo	n.	N _{Sd-MAX}	H _{Sd-MAX}	N _{Sd-MAX}	H _{Sd-MAX}
[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
F2	Fisso	2	1000	175	545	510
UL2	Uni-Long	10	1530	90	545	230
UT2	Uni-Trasv	4	1570	150	545	455
M2	Multi	4	1660	–	545	–

T.3 Azioni sugli apparecchi di appoggio – Tipo 2

			STATICA SLU		SISMICA SLV	
<i>Id</i>	<i>Tipo</i>	<i>n.</i>	N_{Sd-MAX}	H_{Sd-MAX}	N_{Sd-MAX}	H_{Sd-MAX}
<i>[-]</i>	<i>[-]</i>	<i>[-]</i>	<i>[kN]</i>	<i>[kN]</i>	<i>[kN]</i>	<i>[kN]</i>
<i>F3</i>	<i>Fisso</i>	1	650	50	390	390
<i>UL3</i>	<i>Uni-Long</i>	17	1100	20	390	250
<i>UT3</i>	<i>Uni-Trasv</i>	14	1120	40	390	300
<i>M3</i>	<i>Multi</i>	14	1110	–	390	–

T.4 Azioni sugli apparecchi di appoggio – Tipo 3

			STATICA SLU		SISMICA SLV	
<i>Id</i>	<i>Tipo</i>	<i>n.</i>	N_{Sd-MAX}	H_{Sd-MAX}	N_{Sd-MAX}	H_{Sd-MAX}
<i>[-]</i>	<i>[-]</i>	<i>[-]</i>	<i>[kN]</i>	<i>[kN]</i>	<i>[kN]</i>	<i>[kN]</i>
<i>F4</i>	<i>Fisso</i>	4	1220	110	370	300
<i>UL4</i>	<i>Uni-Long</i>	12	1180	45	370	180
<i>UT4</i>	<i>Uni-Trasv</i>	8	1200	95	370	240
<i>M4</i>	<i>Multi</i>	8	720	–	370	–

T.5 Azioni sugli apparecchi di appoggio – Tipo 4

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

$\delta \cong \pm 20 \text{ mm} \Rightarrow$ giunto pila;

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

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

$d_{long} = 30 \text{ mm} \Rightarrow$ varco longitudinale pila;

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

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 trave 1 (bordo) soggetta all'azione dei carichi mobili.

