

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    
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 Maglie)

ST 22 - al km 3+797,53

Relazione di calcolo strutturale

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. N. PROG.	T00_ST22_STR_RE01_E			
L0503A	D 1701	CODICE ELAB.	T00ST22STRRE01	E	-
E	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	DATA	Marzo 2022		
D	OTTEMPERANZA PARERE AdB Puglia-PARERE CSLLPP	DATA	Aprile 2019	Ing. D. Neri	
C	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	DATA	Gennaio 2019		
B	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	DATA	Ottobre 2018		
A	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	DATA	Giugno 2018		
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1.	PREMESSA	4
1.1	Descrizione dell'opera	4
1.2	Considerazioni sul progetto strutturale	6
2.	NORMATIVA E RIFERIMENTI	7
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
3.1	Calcestruzzo	8
3.2	Acciaio per cemento armato	8
3.3	Durabilità, prescrizioni sui materiali, scelta degli stati limite di fessurazione e dei copriferri	9
4.	CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELLE AZIONI	10
4.1	Criteri di calcolo	10
4.2	Definizione delle azioni	10
5.	COMBINAZIONI DI CARICO	11
6.	ANALISI DEI CARICHI	12
6.1	Azioni permanenti	12
6.1.1	Peso proprio degli elementi strutturali (g1)	12
6.1.2	Carichi permanenti portati (g2)	12
6.2	Deformazioni impresse	13
6.2.1	Precompressione	13
6.2.2	Cadute di tensione	14
6.2.3	Ritiro e viscosità (ϵ_2)	15
6.3	Azioni variabili da traffico	16
6.3.1	Carichi mobili (q1)	16
6.4	Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q3)	17
6.5	Azioni variabili di vento e neve (q5)	17
6.6	Azioni sismiche (q6)	17
7.	IMPALCATO - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	21
7.1	Campata centrale	21

S.S. 275 - Strada Statale Maglie - Santa Maria di Leuca	
Relazione di calcolo impalcato e sottostrutture - ST22	2
<hr/>	
7.2 Campata di riva	25
8. IMPALCATO – ANALISI STRUTTURALE	29
8.1 Generalità	29
8.2 Descrizione del modello di calcolo	29
8.3 Descrizione dei carichi applicati	32
8.3.1 Carichi mobili (q1)	32
8.4 Diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione	32
9. IMPALCATO - VERIFICHE	35
9.1 PREMessa	35
9.2 VERIFICA TRAVI – CAMPATA CENTRALE	36
9.2.1 Verifiche dello stato tensionale (SLE)	36
9.2.2 Combinazione di carico fondamentale SLU – Verifica a rottura	39
9.2.3 Combinazione di carico fondamentale SLU – Verifica a taglio	41
9.3 VERIFICA TRAVI – CAMPATA DI RIVA	42
9.3.1 Verifiche dello stato tensionale (SLE)	42
9.3.2 Combinazione di carico fondamentale SLU – Verifica a rottura	45
9.3.3 Combinazione di carico fondamentale SLU – Verifica a taglio	47
9.4 VERIFICA SOLETTA IN DIREZIONE TRASVERSALE	47
9.4.1 Combinazione di carico rara SLE – Verifiche dello stato tensionale e a fessurazione	47
9.4.2 Combinazione di carico eccezionale SLU – Urto in svio	48
9.5 VERIFICA TRAVERSI	49
9.5.1 Combinazione di carico rara SLE – Verifiche dello stato tensionale	49
9.5.2 Verifiche a taglio	49
10. SPALLE – VERIFICHE FONDAZIONE E ELEVAZIONE	50
10.1 Analisi dei carichi	Errore. Il segnalibro non è definito.
10.2 Condizioni di carico	Errore. Il segnalibro non è definito.
10.3 Combinazioni di carico	Errore. Il segnalibro non è definito.
10.4 Verifiche	Errore. Il segnalibro non è definito.
10.4.1 Verifiche di stabilità – Ribaltamento	Errore. Il segnalibro non è definito.
10.4.2 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLU	Errore. Il segnalibro non è definito.
10.4.3 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLE	Errore. Il segnalibro non è definito.

10.4.4	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte SLU	Errore. Il segnalibro non è definito.
10.4.5	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte SLE	Errore. Il segnalibro non è definito.
10.4.6	Verifiche strutturali – Pilastrini testata – Sezione di base SLU	Errore. Il segnalibro non è definito.
10.4.7	Verifiche strutturali – Pilastrini testata – Sezione di base SLE	Errore. Il segnalibro non è definito.
10.4.8	Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLU	Errore. Il segnalibro non è definito.
10.4.9	Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLE	Errore. Il segnalibro non è definito.
10.4.10	Verifiche strutturali – Orecchia di risvolto – Sezione di incastro SLE	Errore. Il segnalibro non è definito.
10.4.11	Verifiche strutturali – Orecchia di risvolto – Sezione di incastro SLU	Errore. Il segnalibro non è definito.
10.4.12	Verifiche strutturali – Soletta di transizione – SLU	Errore. Il segnalibro non è definito.
11.	PILA – VERIFICHE ELEVAZIONE E FONDAZIONE	72
11.1	Geometria	72
11.2	Analisi dei carichi agenti	73
11.3	Condizioni di carico	76
11.4	Combinazioni di carico	78
11.5	Verifiche fusto elevazione	79
11.5.1	Verifica a flessione	79
11.5.2	Verifica al taglio	80
11.6	Verifica pulvino	81
11.7	Verifica plinto di fondazione	83
12.	APPARECCHI DI APPOGGIO, GIUNTI E VARCHI	85
13.	ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DEI CODICI DI CALCOLO	87
13.1	Origine, caratteristiche e affidabilità dei software di calcolo	87
13.2	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	87
13.2.1	Ripartizione trasversale carico accidentale	87

1. PREMESSA

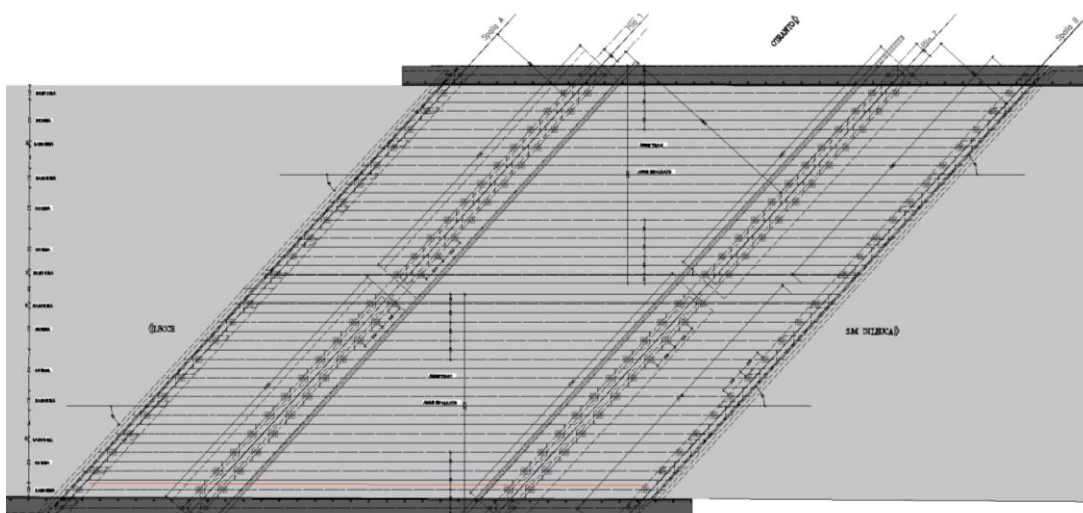
La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale dell'impalcato e delle sottostrutture dell'opera *Cavalcavia (Comune di Maglie) ST 22 al km 3+797.53* previsto nell'ambito dei lavori della S.S. N° 275 "DI S. MARIA DI LEUCA" AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO AL D.M. 5.11.2001 S.S. 16 dal km 981+700 al km 985+386 - S.S. 275 dal Km 0+000 al km 37+000 1° Lotto: Dal Km 0+000 di prog. al Km 23+300 di prog.

1.1 Descrizione dell'opera

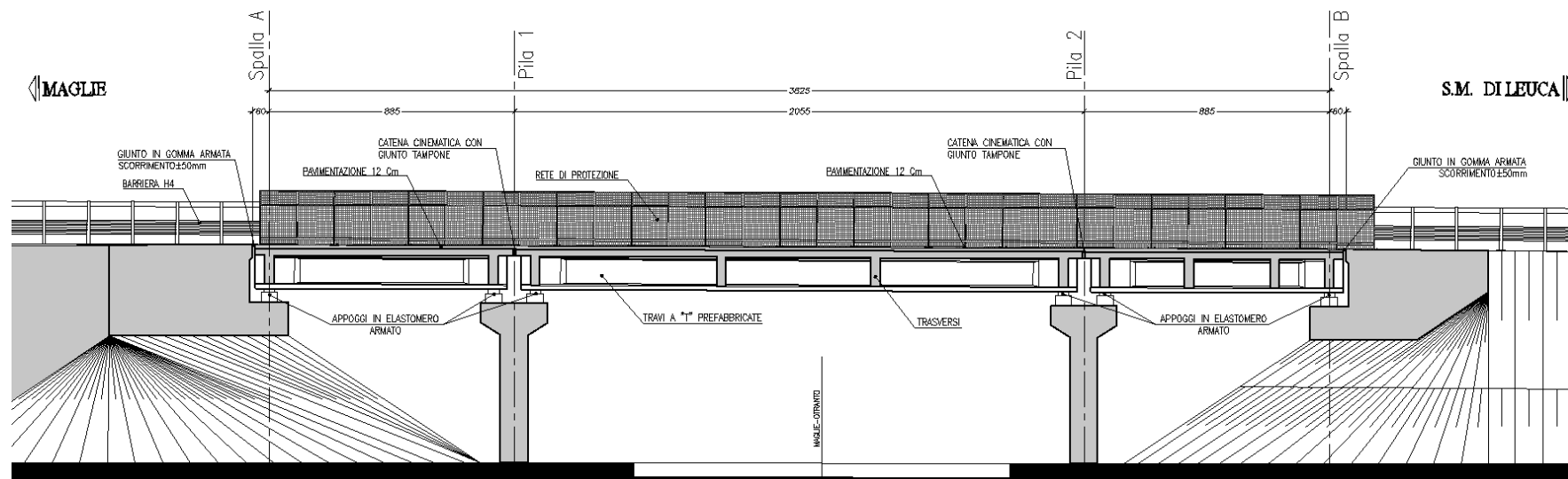
La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale dell'impalcato a travi prefabbricate precomprese, a trefoli pre-tesi, con sezione trasversale a "T" ad ala larga superiore di altezza pari a $H=120\text{cm}$ e il dimensionamento strutturale delle sottostrutture. La piattaforma ha in generale una larghezza bitumata di circa 17.9m con lateralmente cordoli di dimensione pari a $0.75\div 1.70\text{m}$ sui quali sono montate le barriere bordo ponte. L'impalcato è composto quindi da travi prefabbricate di calcestruzzo armato precompresso, affiancate e collegate superiormente dalla soletta di impalcato in calcestruzzo armato gettata in opera sulle ali superiori delle travi senza la necessità quindi di adoperare cassature di qualsiasi tipologia; lo schema statico di trave appoggiata è riferito alla luce di calcolo pari a circa 25.8 m. La sovrastruttura di impalcato è vincolata alle generiche sottostrutture spalle e/o pile mediante un sistema di dispositivi d'appoggio in elastomero armato. L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno considerate le azioni previste dalla normativa vigente *NTC 2018* così come riportato nei capitoli successivi. Il calcolo riportato nella presente relazione si intende relativo alle dimensioni principali tali da massimizzare le sollecitazioni agenti sulla struttura di impalcato; tali dimensioni sono riassunte di seguito.

- $L_{\text{calc}} \cong 26.0/10.3 \text{ m}$ – luci di calcolo;
- $B_{\text{trasv}} \cong 20.8\text{m}$ – dimensione trasversale massima impalcato;
- $n^{\circ}_{\text{trv}} = 12$ – numero di travi presenti sulla sezione trasversale.

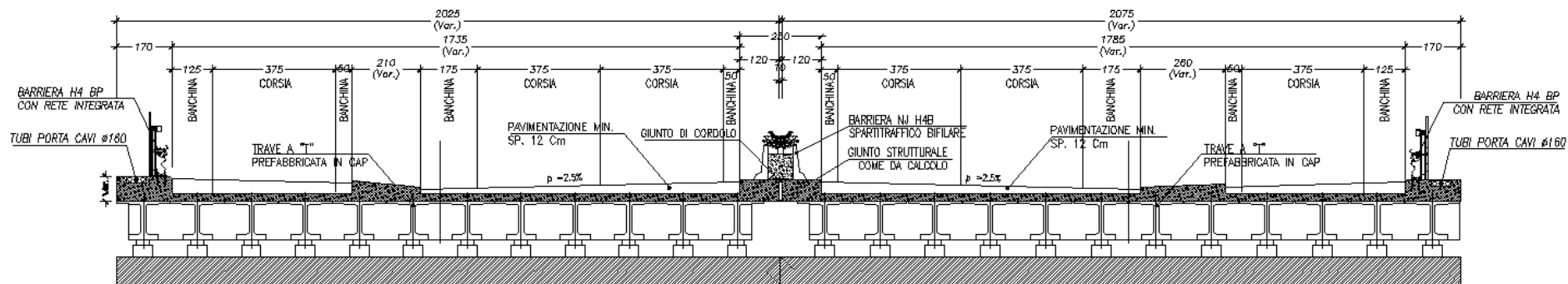
Nelle figure sottostanti si riportano le caratteristiche principali dell'opera in esame.



F 1. Planimetria generale



F2. Profilo longitudinale



F3. Sezione trasversale impalcato

Impalcato a travi in c.a.p. 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*.

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

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

2. NORMATIVA E RIFERIMENTI

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

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

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Calcestruzzo

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

Per le **fondazioni delle spalle, pile 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, pile, 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 Durabilità, prescrizioni sui materiali, scelta degli stati limite di fessurazione e dei copriferri

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

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

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

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

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

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

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

T.1 Copriferri minimi

4. CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELLE AZIONI

4.1 Criteri di calcolo

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

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

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

4.2 Definizione delle azioni

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

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

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

5. COMBINAZIONI DI CARICO

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

I valori del coefficiente 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 carico SLU STATICHE (STR) e SLU SISMICHE (SLV)

6. ANALISI DEI CARICHI

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

6.1 Azioni permanenti

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

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

6.1.1 Peso proprio degli elementi strutturali (g1)

Impalcato a travi prefabbricate in c.a.p.

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

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

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

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

Soletta

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

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

6.1.2 Carichi permanenti portati (g2)

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

- sovr. stradale ($s_{\text{medio}} \cong 0.2\text{m}$)	$0.2 \times 22 = 4.4 \text{ kPa};$
- marciapiedi-cordoli ($s_{\text{medio}} \cong 0.4\text{m}$)	$0.4 \times 25 = 10.0 \text{ kPa};$
- velette prefabbricate	$2 \times (1.5 \times 0.12) \times 25 = 9.0 \text{ kN/m};$
- elementi di ritenuta (NJ+barriera)	$6 + 1.5 = 7.5 \text{ kN/m};$
- parapetti/reti di protezione	$1 \times 0.5 = 0.5 \text{ kN/m}.$

6.2 Deformazioni impresse

6.2.1 Precompressione

Si riportano di seguito le valutazioni del carico di precompressione delle travi di impalcato. Il sistema di precompressione, previsto con trefoli pre-tesi, è composto per tutta la lunghezza della travata tipologica (luce di calcolo analizzata pari alla luce di calcolo massima di 28.0 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 è assunta pari a:

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

6.2.2 *Cadute di tensione*

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

- Perdite di precompressione			
- Caratteristiche dei materiali impiegati			
<i>Acciaio da precompressione</i>			
$f_{ptk} =$	1860	N/mm ²	(tensione caratteristica di rottura)
$f_{p(1)k} =$	1670	N/mm ²	(tensione caratteristica all'1% di def.)
$E_p =$	195000	N/mm ²	(modulo elastico)
<i>calcestruzzo</i>			
$f_c =$	46	N/mm ²	
$E_{C0p} =$	36416	N/mm ²	(modulo elastico)
- Caratteristiche geometriche			
$A_{trave} =$	0.4180	m ²	(area della sezione di calcestruzzo)
$A_{cavi} =$	43.4	cm ²	(area complessiva dei cavi della prec.)
$1/A_{trave,om} =$	2.274	m ⁻²	(1/area della sezione omogeneizzata)
$1/W_{b,cavi} =$	4.676	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra di cls in corrispondenza del baricentro dei cavi)
- tensione iniziale			
$\sigma_0 =$	1475.0	N/mm ²	(tensione iniziale al martinetto)
ver.	< 0.85 $f_{p(1)k} = 1420$ MPa		con sovratensione 0.05 $f_{p(1)k}$ si ha 1587 MPa
	< 0.75 $f_{ptk} = 1395$ MPa		con sovratensione 0.05 $f_{p(1)k}$ si ha 1572 MPa
- perdite iniziali			
<i>perdite di tensione per deformazione istantanea del calcestruzzo</i>			
$\Delta\sigma_{db} = E_p/E_{C0} \times A_{torons}/A_{poutre} \times \sigma_0$	82.0	N/mm ²	(perdite di tensione istantanne = 5.6% del valore iniziale)
$\sigma_{0,1} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{db} =$	1393.0	N/mm ²	(tensione in seguito alle perdite istantanee)
<i>Perdite di tensione per attrito</i>			
f	0.00	-	
β	0.E+00	rad/m	
$\alpha = 5^\circ$	0.E+00	rad	
$L =$	0.0	m	(lunghezza cavo alle sezioni di verifica)
$\Delta\sigma_{attrito} =$	0.0	N/mm ²	(perdita di tensione per attrito)
$\sigma_{0,1} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{db} - \Delta\sigma_{attrito}$	1393.0	N/mm ²	(tensione in seguito alle perdite istantanee)
- perdite finali			
<i>perdita di tensione per il ritiro del calcestruzzo</i>			
$\epsilon_{rit} =$	0.00020	-	
$\Delta\sigma_{rel} = E_p \times \epsilon_{rit} =$	39.0	N/mm ²	
<i>perdita di tensione per il fluage</i>			
$\sigma_{b,cavi} =$	11.0	N/mm ²	(tensione nel calcestruzzo al livello del baricentro dei cavi)
$\Delta\sigma_f = 2.2 \times \sigma_{b,cavi} \times E_s/E_{c0} =$	129.9	N/mm ²	
<i>perdita di tensione per il rilassamento dell'acciaio</i>			
trefolo stabilizzato	si	-	
$\Delta\sigma_{rel} =$	98.6	N/mm ²	($\Delta\sigma_{rel}$ tenendo conto di un $t=500000$ ore)
- tensione finale			
$\Delta\sigma_{rel} + \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{rel}$	267.4	N/mm ²	(perdite di tensione lente = 18.1% del valore iniziale)
$\sigma_{inf} = \sigma_{0,1} - \Delta\sigma_{rel} + \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{rel}$	1125.5	N/mm ²	(tensione finale dei trefoli)
ver	< 0.80 $f_{p(1)k} = 1336$ MPa		

6.2.3 Ritiro e viscosità (ϵ_2)

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

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

dove:

ϵ_{cs} è la deformazione totale per ritiro;

ϵ_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento;

ϵ_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

6.3 Azioni variabili da traffico

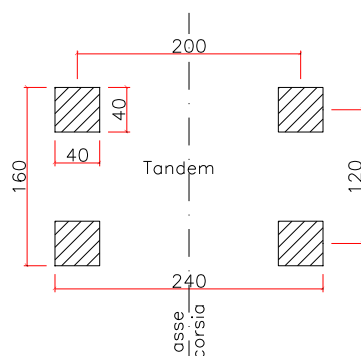
6.3.1 Carichi mobili (q_1)

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

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

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

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



F 4. Schema di carico 1 – Carico tandem

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

Posizione	Carico asse Q_{ik} (kN)	Carico ripartito q_{ik} (kN/m 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 q₃ per l'impalcato in esame.

$$q_3 = (0.6 \times 2 \times Q_{1k}) + (0.1 \times q_{1k} \times W_l \times L) \cong 430 \text{ kN}$$

con $L \cong 25.8$ m. Ovviamente l'azione di frenamento o di accelerazione non risulta dimensionante né per l'impalcato né per le sottostrutture.

6.5 Azioni variabili di vento e neve (q₅)

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

6.6 Azioni sismiche (q₆)

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

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

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

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

$$C_u = 2.0$$

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

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

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

- Comune: Maglie (Long. 18.3157; Lat. 40.1225)
- Categoria di sottosuolo: A
- 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	0.08	2.581	0.483
SLD	101	0.029	2.394	0.277

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:

$$- \text{SLV} \Rightarrow a_{max} = S \times a_g = 1.0 \times 0.08 \times g \cong 0.08 \times g;$$

dove:

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

$$S_S = 1.0 \quad \text{coefficiente di amplificazione stratigrafica (sottosuolo tipo A);}$$

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

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

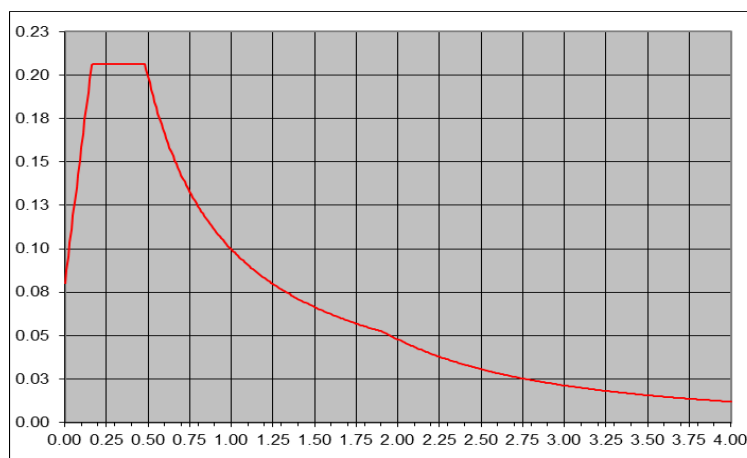
dove:

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

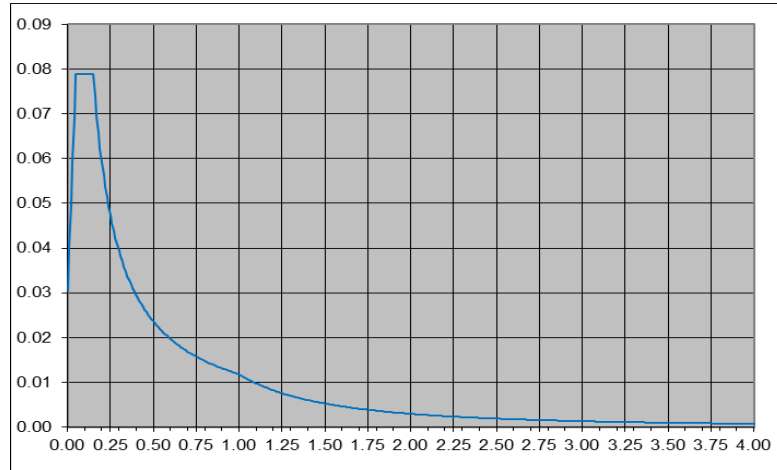
$$S_S = 1.0 \quad \text{coefficiente di amplificazione stratigrafica (sottosuolo tipo A);}$$

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

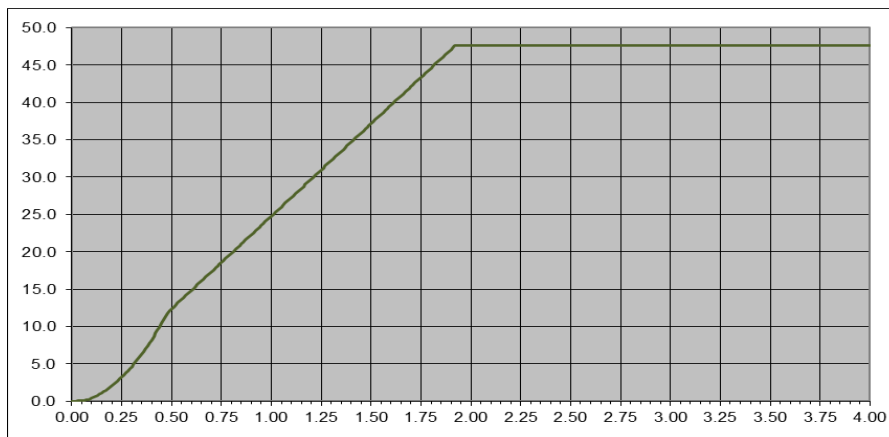
Di seguito si illustrano gli spettri elastici utilizzati nei calcoli. In particolare si osserva che il sisma verticale viene considerato solamente per le verifiche delle spalle mentre viene trascurato sia per le verifiche dell'impalcato che per quelle delle pile.



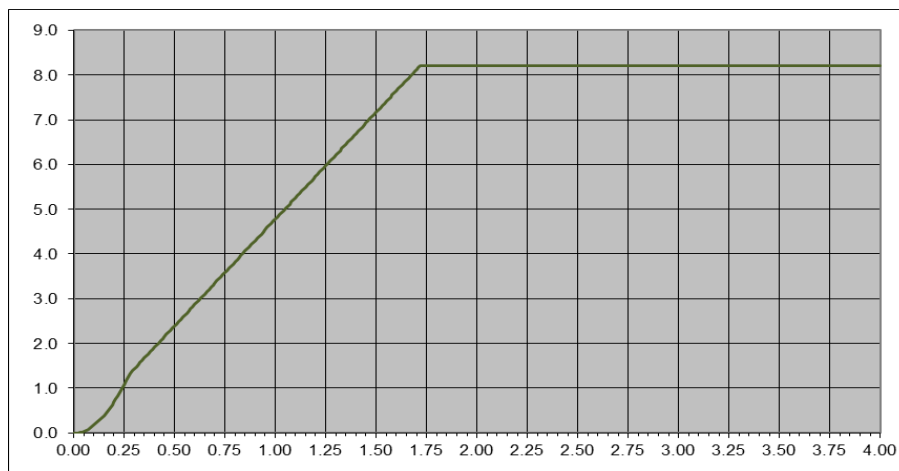
F 5. Spettro elastico in accelerazione componente orizzontale SLV



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



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



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

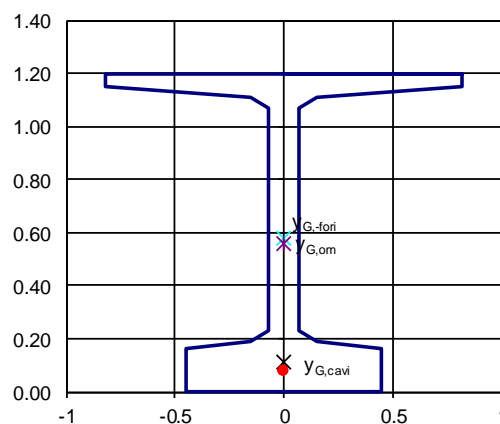
7. IMPALCATO - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

7.1 Campata centrale

Di seguito le caratteristiche geometriche della sezione trave e della sezione trave+soletta relative alla campata centrale.

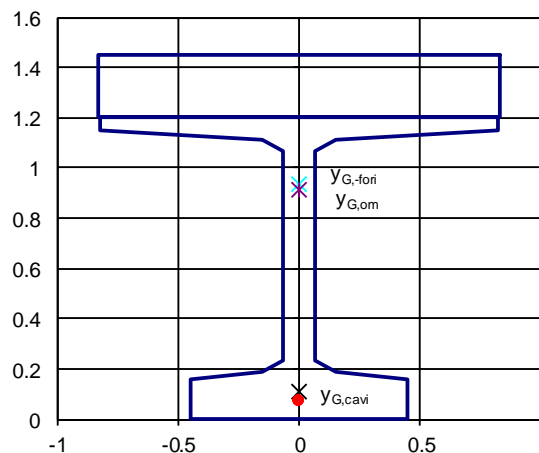
-Caratteristiche sezione di cls							
	bs(m)	bi(m)	hi(m)	Ai(m ²)	Si.s'(m ³)	Ji.s(m ⁴)	Ji(m ⁴)
1.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.t	1.640	1.640	0.0500	0.082	0.002	0.000	0.000
2.t	1.640	0.300	0.0400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

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



-Caratteristiche sezione di cls							
	bs(m)	bi(m)	hi(m)	Ai(m ²)	Si.s'(m ³)	Ji.s(m ⁴)	Ji(m ⁴)
1.s	1.650	1.650	0.250	0.381	0.0476	0.006	0.002
2.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.000
3.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.000
1.t	1.640	1.640	0.050	0.082	0.02255	0.006	0.000
2.t	1.640	0.300	0.040	0.039	0.01224	0.004	0.000
3.t	0.300	0.140	0.040	0.009	0.00315	0.001	0.000
4.t	0.140	0.140	0.840	0.118	0.09408	0.075	0.007
5.t	0.140	0.300	0.040	0.009	0.01093	0.014	0.000
6.t	0.300	0.900	0.030	0.018	0.02300	0.029	0.000
7.t	0.900	0.900	0.160	0.144	0.19728	0.270	0.000
8.t	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000
Σ			1.450	0.7991	0.4109	0.4056	0.0094
h sol. =	0.250	m	(altezza della soletta)				
h tr. =	1.200	m	(altezza della trave)				
h tot. =	1.450	m	(altezza totale)				
A =	0.7991	m ²	(area della sezione omogeneizzata)				
S.s' =	0.411	m ³	(momento statico rispetto all'estradosso)				
yG.tot =	0.514	m	(posizione del bar. rispetto all'estradosso soletta)				
yG.s' =	0.514	m	(distanza del bar. dall'estradosso soletta)				
yG.s =	0.264	m	(distanza del bar. dall'estradosso trave)				
yG.i =	0.936	m	(distanza del bar. dall'intradosso trave)				
JG. =	0.2038	m ⁴	(momento principale d'inerzia)				
A =	0.831		(area della sezione non omogeneizzata)				
1/A =	1.2514	m ²	(1/area della sezione)				
1/Ws' =	2.5230	m ³	(1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta)				
1/Ws =	1.2963	m ³	(1/modulo di resistenza della fibra sup. trave)				
1/Wi =	4.5923	m ³	(1/modulo di resistenza della fibra inf.)				

- Armatura di precompressione								(n-1 = 5)
Atr =	1.40	cm ²						
livello	No cavi	Ac(cm2)	Ag(cm2)	d.i (m)	d.s'(m)	Sc.s'(m3)	Sg.s'(m3)	
1	14	19.60	0.00	0.075	1.375	0.0027	0.0000	
2	4	5.60	0.00	0.075	1.375	0.0008	0.0000	
3	4	5.60	0.00	0.075	1.375	0.0008	0.0000	
4	4	5.60	0.00	0.075	1.375	0.0008	0.0000	
5	4	5.60	0.00	0.075	1.375	0.0008	0.0000	
6	1	1.40	0.00	1.140	0.310	0.0000	0.0000	
Σ	31.00	43.40	0.00			0.0058	0.0000	
cavi								
nc =	31	-	(numero dei cavi/trefoli)					
Ac =	43.40	cm ²	(area totale dei cavi)					
Sc.s' =	0.0058	m ³	(momento statico cavi rispetto all'estradosso soletta)					
dc.s' =	1.341	m	(distanza del bar. cavi dall'estradosso soletta)					
dc.i =	0.109	m	(distanza del bar. cavi dall'intradosso trave)					
guaine								
Ag =	0.00	cm ²	(area totale dei fori)					
Sg.s' =	0.0000	m ³	(momento statico fori rispetto all'estradosso soletta)					
dg.s' =	0.000	m	(distanza del bar. fori dall'estradosso soletta)					
-Caratteristiche della sezione al netto delle guaine								
A =	0.799	m ²	(area della sezione)					
S.s' =	0.411	m ³	(momento statico rispetto all'estradosso soletta)					
yG.s' =	0.514	m	(posizione del bar. rispetto all'estradosso soletta)					
yG.s =	0.264	m	(distanza del bar. dall'estradosso trave)					
yG.i =	0.936	m	(distanza del bar. dall'intradosso trave)					
JG. =	0.204	m ⁴	(momento principale d'inerzia)					
eG.c =	0.826	m	(ecc. dei cavi rispetto al baricentro)					
1/A =	1.251	m ⁻²	(1/area della sezione)					
1/Ws' =	2.5230	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta)					
1/Ws =	1.296	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra sup. trave)					
1/Wi =	4.592	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra inf.)					
-Caratteristiche della sezione omogeneizzata								
A =	0.821	m ²						
S.s' =	0.440	m ³						
yG.s' =	0.536	m						
yG.s =	0.286	m						
yG.i =	0.914	m						
JG. =	0.218	m ⁴						
eG.c =	0.805	m						
1/A =	1.218	m ⁻²						
1/Ws' =	2.4563	m ⁻³						
1/Ws =	1.311	m ⁻³						
1/Wi =	4.188	m ⁻³						

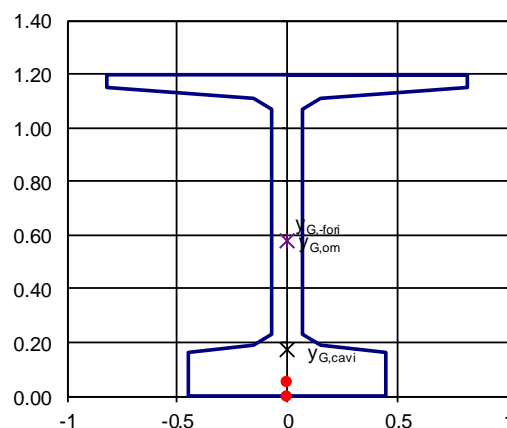


7.2 Campata di riva

Di seguito le caratteristiche geometriche della sezione trave e della sezione *trave+soletta* relative alla campata di riva.

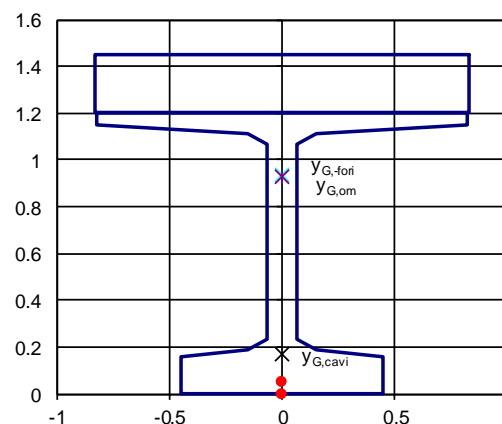
-Caratteristiche sezione di cls							
	bs(m)	bi(m)	hi(m)	Ai(m ²)	Si.s'(m ³)	Ji.s(m ⁴)	Ji(m ⁴)
1.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.t	1.640	1.640	0.0500	0.082	0.002	0.000	0.000
2.t	1.640	0.300	0.0400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

- Armatura di precompressione								(n-1 = 5)
Atr =	1.40	cm ²						
livello	No cavi	Ac(cm2)	Ag(cm2)	d.i (m)	d.s'(m)	Sc.s'(m3)	Sg.s'(m3)	
1	6	8.40	0.00	0.050	1.150	0.00097	0.00000	
2	2	2.80	0.00	0.050	1.150	0.00032	0.00000	
3	-	0.00	0.00	0.000	1.200	0.00000	0.00000	
4	-	0.00	0.00	0.000	1.200	0.00000	0.00000	
5	-	0.00	0.00	0.000	1.200	0.00000	0.00000	
6	1	1.40	0.00	1.140	0.060	0.00001	0.00000	
	-----	-----	-----			-----	-----	
	9.00	12.60	0.00			0.00130	0.00000	
cavi								
nc =	9	-	(numero dei cavi/trefoli)					
Ac =	12.60	cm ²	(area totale dei cavi)					
Sc.s' =	0.0013	m ³	(momento statico cavi rispetto all'estradosso)					
dc.s' =	1.029	m	(distanza del bar. cavi dall'estradosso)					
dc.i =	0.171	m	(distanza del bar. cavi dall'intradosso)					
guaine								
Ag =	0.00	cm ²	(area totale dei fori)					
Sg.s' =	0.0000	m ³	(momento statico fori rispetto all'estradosso)					
dg.s' =	0.000	m	(distanza del bar. fori dall'estradosso)					
-Caratteristiche della sezione al netto delle guaine								
A =	0.418	m ²	(area della sezione)					
S.s' =	0.259	m ³	(momento statico rispetto all'estradosso)					
yG.s' =	-	m	(posizione del bar. rispetto all'estradosso)					
yG.s =	0.619	m	(distanza del bar. dall'estradosso trave)					
yG.i =	0.581	m	(distanza del bar. dall'intradosso trave)					
JG. =	0.091	m ⁴	(momento principale d'inerzia)					
eG.c =	0.410	m	(ecc. dei cavi rispetto al baricentro)					
1/A =	2.392	m ⁻²	(1/area della sezione)					
1/Ws' =	-	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta)					
1/Ws =	6.779	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra sup. trave)					
1/Wi =	6.364	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra inf.)					
-Caratteristiche della sezione omogeneizzata								
A =	0.424	m ²						
S.s' =	0.265	m ³						
yG.s' =	-	m						
yG.s =	0.625	m						
yG.i =	0.575	m						
JG. =	0.092	m ⁴						
eG.c =	0.404	m						
1/A =	2.357	m ⁻²						
1/Ws' =	-	m ⁻³						
1/Ws =	6.768	m ⁻³						
1/Wi =	6.226	m ⁻³						
1/Wbcavi =	4.373	m ⁻³						



-Caratteristiche sezione di cls							
	bs(m)	bi(m)	hi(m)	Ai(m ²)	Si.s'(m ³)	Ji.s(m ⁴)	Ji(m ⁴)
1.s	1.650	1.650	0.250	0.381	0.0476	0.006	0.002
2.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.000
3.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.000
1.t	1.640	1.640	0.050	0.082	0.02255	0.006	0.000
2.t	1.640	0.300	0.040	0.039	0.01224	0.004	0.000
3.t	0.300	0.140	0.040	0.009	0.00315	0.001	0.000
4.t	0.140	0.140	0.840	0.118	0.09408	0.075	0.007
5.t	0.140	0.300	0.040	0.009	0.01093	0.014	0.000
6.t	0.300	0.900	0.030	0.018	0.02300	0.029	0.000
7.t	0.900	0.900	0.160	0.144	0.19728	0.270	0.000
8.t	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000
Σ			1.450	0.7991	0.4109	0.4056	0.0094
h sol. =	0.250	m	(altezza della soletta)				
h tr. =	1.200	m	(altezza della trave)				
h tot. =	1.450	m	(altezza totale)				
A =	0.7991	m ²	(area della sezione omogeneizzata)				
S.s' =	0.411	m ³	(momento statico rispetto all'estradosso)				
yG.tot =	0.514	m	(posizione del bar. rispetto all'estradosso soletta)				
yG.s' =	0.514	m	(distanza del bar. dall'estradosso soletta)				
yG.s =	0.264	m	(distanza del bar. dall'estradosso trave)				
yG.i =	0.936	m	(distanza del bar. dall'intradosso trave)				
JG. =	0.2038	m ⁴	(momento principale d'inerzia)				
A =	0.831		(area della sezione non omogeneizzata)				
1/A =	1.2514	m ²	(1/area della sezione)				
1/Ws' =	2.5230	m ³	(1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta)				
1/Ws =	1.2963	m ³	(1/modulo di resistenza della fibra sup. trave)				
1/Wi =	4.5923	m ³	(1/modulo di resistenza della fibra inf.)				

- Armatura di precompressione								(n-1 = 5)
Atr =	1.40	cm ²						
livello	No cavi	Ac(cm2)	Ag(cm2)	d.i (m)	d.s'(m)	Sc.s'(m3)	Sg.s'(m3)	
1	6	8.40	0.00	0.050	1.400	0.0012	0.0000	
2	2	2.80	0.00	0.050	1.400	0.0004	0.0000	
3	-	0.00	0.00	0.000	1.450	0.0000	0.0000	
4	-	0.00	0.00	0.000	1.450	0.0000	0.0000	
5	-	0.00	0.00	0.000	1.450	0.0000	0.0000	
6	1	1.40	0.00	1.140	0.310	0.0000	0.0000	
	-----	-----	-----			-----	-----	
Σ	9.00	12.60	0.00			0.0016	0.0000	
cavi								
nc =	9	-	(numero dei cavi/trefoli)					
Ac =	12.60	cm ²	(area totale dei cavi)					
Sc.s' =	0.0016	m ³	(momento statico cavi rispetto all'estradosso soletta)					
dc.s' =	1.279	m	(distanza del bar. cavi dall'estradosso soletta)					
dc.i =	0.171	m	(distanza del bar. cavi dall'intradosso trave)					
guaine								
Ag =	0.00	cm ²	(area totale dei fori)					
Sg.s' =	0.0000	m ³	(momento statico fori rispetto all'estradosso soletta)					
dg.s' =	0.000	m	(distanza del bar. fori dall'estradosso soletta)					
-Caratteristiche della sezione al netto delle guaine								
A =	0.799	m ²	(area della sezione)					
S.s' =	0.411	m ³	(momento statico rispetto all'estradosso soletta)					
yG.s' =	0.514	m	(posizione del bar. rispetto all'estradosso soletta)					
yG.s =	0.264	m	(distanza del bar. dall'estradosso trave)					
yG.i =	0.936	m	(distanza del bar. dall'intradosso trave)					
JG. =	0.204	m ⁴	(momento principale d'inerzia)					
eG.c =	0.765	m	(ecc. dei cavi rispetto al baricentro)					
1/A =	1.251	m ⁻²	(1/area della sezione)					
1/Ws' =	2.5230	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta)					
1/Ws =	1.296	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra sup. trave)					
1/Wi =	4.592	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra inf.)					
-Caratteristiche della sezione omogeneizzata								
A =	0.805	m ²						
S.s' =	0.419	m ³						
yG.s' =	0.520	m						
yG.s =	0.270	m						
yG.i =	0.930	m						
JG. =	0.207	m ⁴						
eG.c =	0.759	m						
1/A =	1.242	m ⁻²						
1/Ws' =	2.5074	m ⁻³						
1/Ws =	1.302	m ⁻³						
1/Wi =	4.482	m ⁻³						



8. IMPALCATO – ANALISI STRUTTURALE

8.1 Generalità

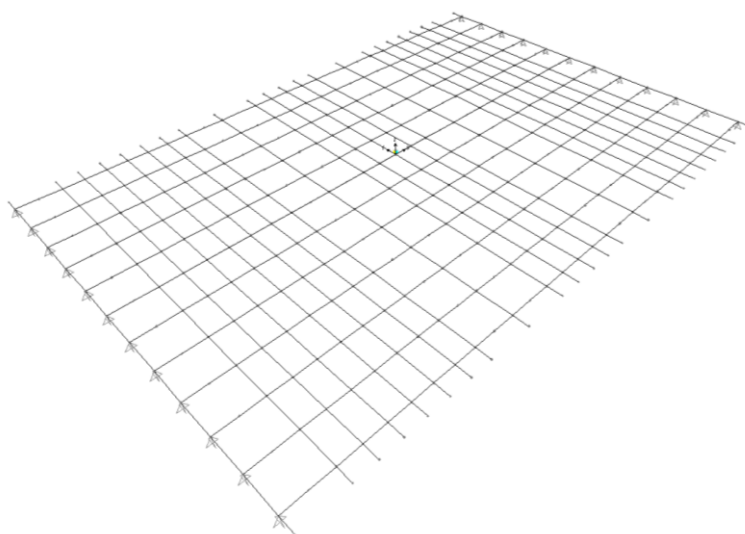
Per le travi di impalcato il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi permanenti di prima fase, di seconda fase e dai carichi variabili di esercizio è stato effettuato secondo due schemi statici limite ritenuti opportuni in ragione della natura e della dislocazione delle azioni esterne:

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

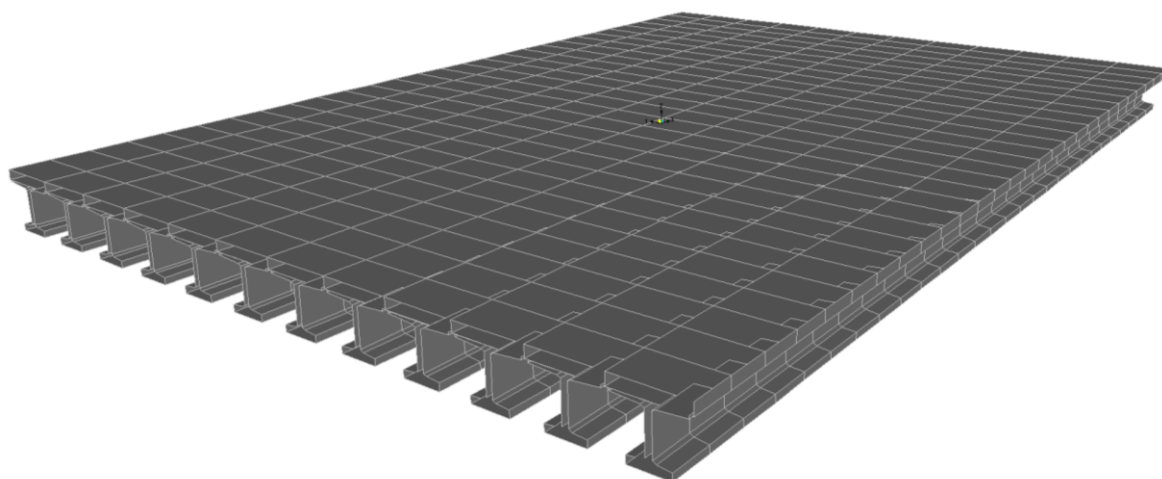
8.2 Descrizione del modello di calcolo

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

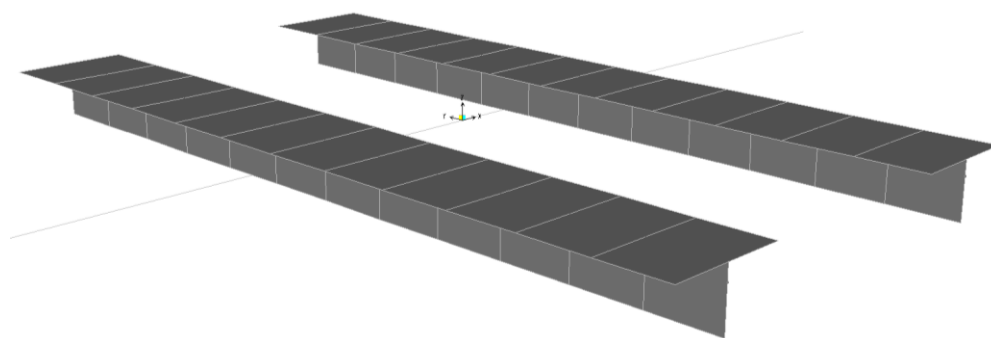
Una rappresentazione grafica qualitativa del modello strutturale adottato è riportata nelle figure seguenti.



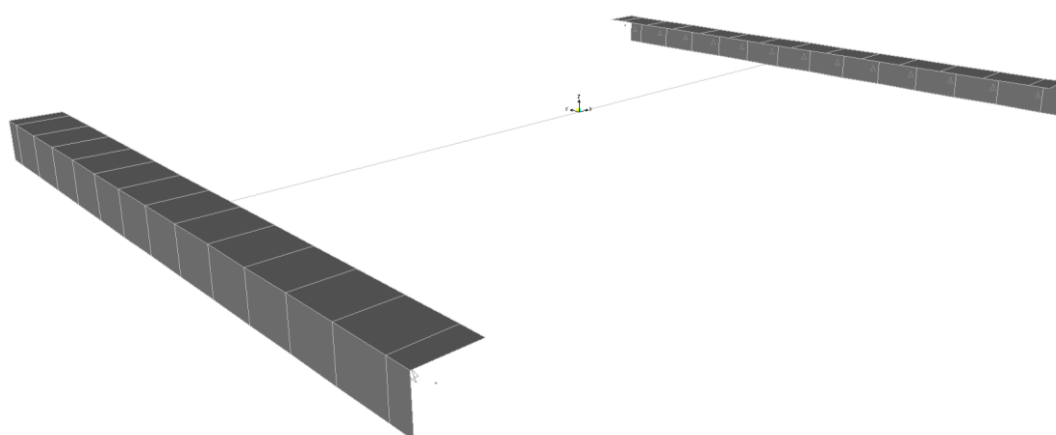
F 9. Modello agli elementi finiti – Modello a graticcio



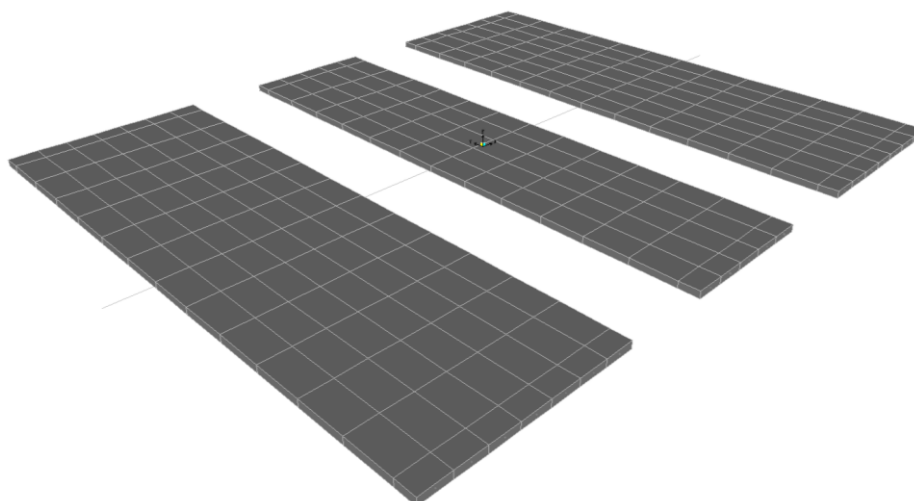
F 10. Modello agli elementi finiti – Particolare degli elementi “trave+soletta”



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



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



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

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

8.3 Descrizione dei carichi applicati

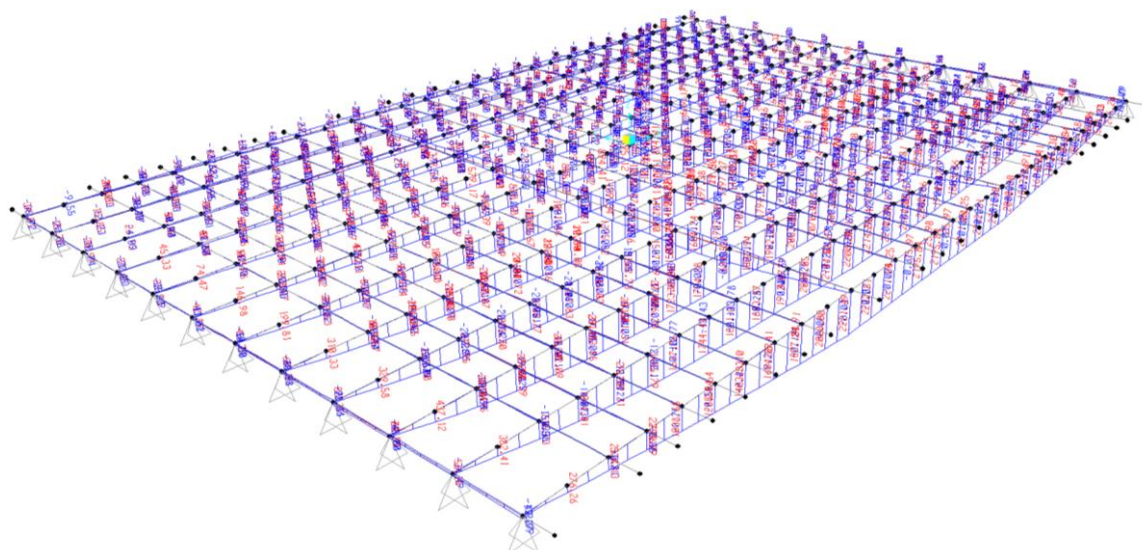
I carichi applicati, come precedentemente specificato, sono solo quelli relativi ai permanenti portati ed ai carichi mobili. Di seguito una descrizione della procedura utilizzata per la schematizzazione dei carichi mobili.

8.3.1 Carichi mobili (q_1)

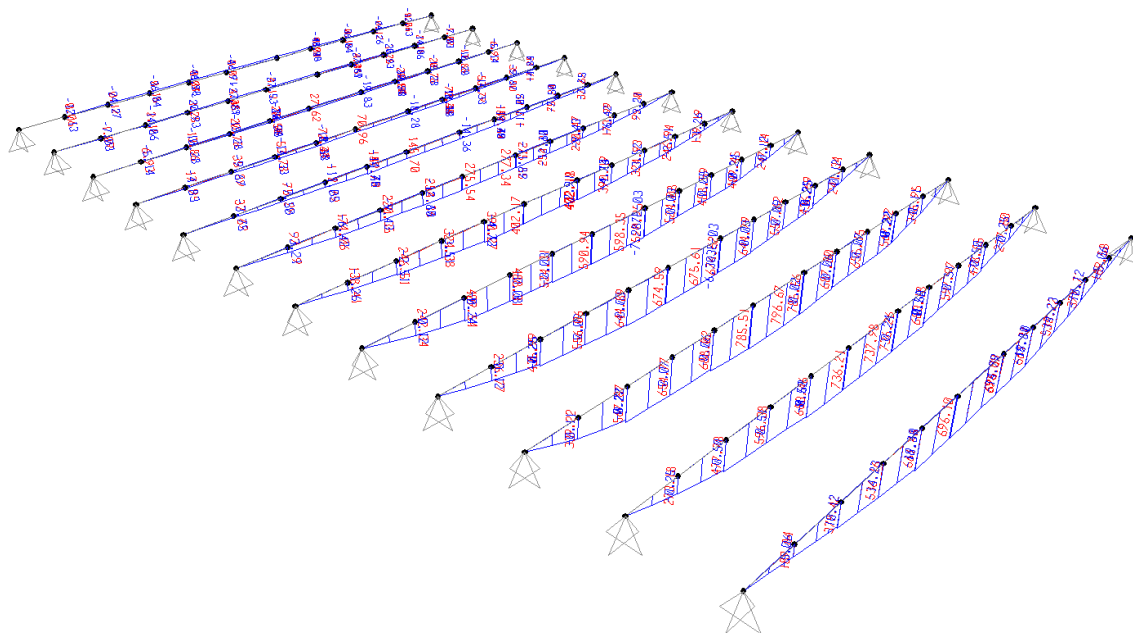
La procedura utilizzata per la valutazione delle sollecitazioni indotte dal carico viaggiante sul graticcio di travi prevede l'implementazione di diversi "vehicles" viaggianti su tutte le differenti "lane" di carico coincidenti ovviamente con le corsie di carico previste dalla normativa vigente.

8.4 Diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione

Nei seguenti grafici si mostrano gli andamenti delle sollecitazioni flettenti nell'impalcato (le sollecitazioni torsionali sono praticamente nulle in relazione alla modesta rigidezza torsionale del sistema di travi e trasversi). Si riportano i diagrammi sia per la campata centrale ($L \approx 26.0 m$) che per la campata di riva ($L \approx 10.3 m$)



F 14. Momento flettente nell'impalcato dovuto ai carichi mobili – $L \approx 26.0 m$



F 15. Momento flettente nell'impalcato dovuto ai carichi mobili – $L \leq 10.3$ m

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

Campata centrale:

- Travi di impalcato $\Rightarrow M^+_{\max} \cong 2213 \text{ kN}\times\text{m}$;
- Trasversi di campata $\Rightarrow M^+_{\max} \cong 720 \text{ kN}\times\text{m} \div M^-_{\max} \cong -490 \text{ kN}\times\text{m}$;
- Trasversi di appoggio $\Rightarrow M^+_{\max} \cong 120 \text{ kN}\times\text{m} \div M^-_{\max} \cong -90 \text{ kN}\times\text{m}$.

Campata di riva:

- Travi di impalcato $\Rightarrow M^+_{\max} \cong 800 \text{ kN}\times\text{m}$;
- Trasversi di campata $\Rightarrow M^+_{\max} \cong 405 \text{ kN}\times\text{m} \div M^-_{\max} \cong -150 \text{ kN}\times\text{m}$;
- Trasversi di appoggio $\Rightarrow M^+_{\max} \cong 135 \text{ kN}\times\text{m} \div M^-_{\max} \cong -65 \text{ kN}\times\text{m}$.

I risultati ottenuti dal modello di calcolo della campata centrale sono stati poi ovviamente validati; la validazione è stata eseguita applicando per le travi di impalcato il *metodo di Courbon*; di seguito si riporta il modello considerato con le grandezze caratteristiche ed i risultati ottenuti.

Si riportano inoltre i valori delle sollecitazioni taglianti massime:

Campata centrale:

Travi di impalcato \Rightarrow Dai modelli di calcolo si ottengono i seguenti valori massimi del momento flettente per i differenti elementi considerati.

Campata centrale:

- Travi di impalcato $\Rightarrow V_{\max} \cong 525$ kN;
- Trasversi di campata $\Rightarrow V_{\max} \cong 260$ kN;
- Trasversi di appoggio $\Rightarrow V_{\max} \cong 70$ kN.

Campata di riva:

- Travi di impalcato $\Rightarrow V_{\max} \cong 365$ kN;
- Trasversi di campata $\Rightarrow V_{\max} \cong 250$ kN;
- Trasversi di appoggio $\Rightarrow V_{\max} \cong 410$ kN.

9. IMPALCATO - VERIFICHE

9.1 PREMESSA

Le verifiche di resistenza, condotte in campo elastico, sono condotte secondo il metodo degli stati limite; in particolare trattandosi di c.a.p. si potrebbero riportare le sole verifiche delle tensioni normali allo *S.L.E.* per la combinazione di carico rara in quanto risultano essere queste le verifiche dimensionanti per tali tipologie di strutture; tuttavia per completezza si riportano anche le verifiche a flessione per lo *S.L.U.*

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

Le caratteristiche inerziali delle sezioni di verifica adottate per le travi di impalcato, sono state dedotte tenendo conto della larghezza collaborante di soletta assunta, in prima approssimazione, pari all'interasse delle travi ($B = 1.65 m$). L'armatura della soletta non è stata inclusa nel calcolo dei moduli di resistenza (valutazione in favore di sicurezza).

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

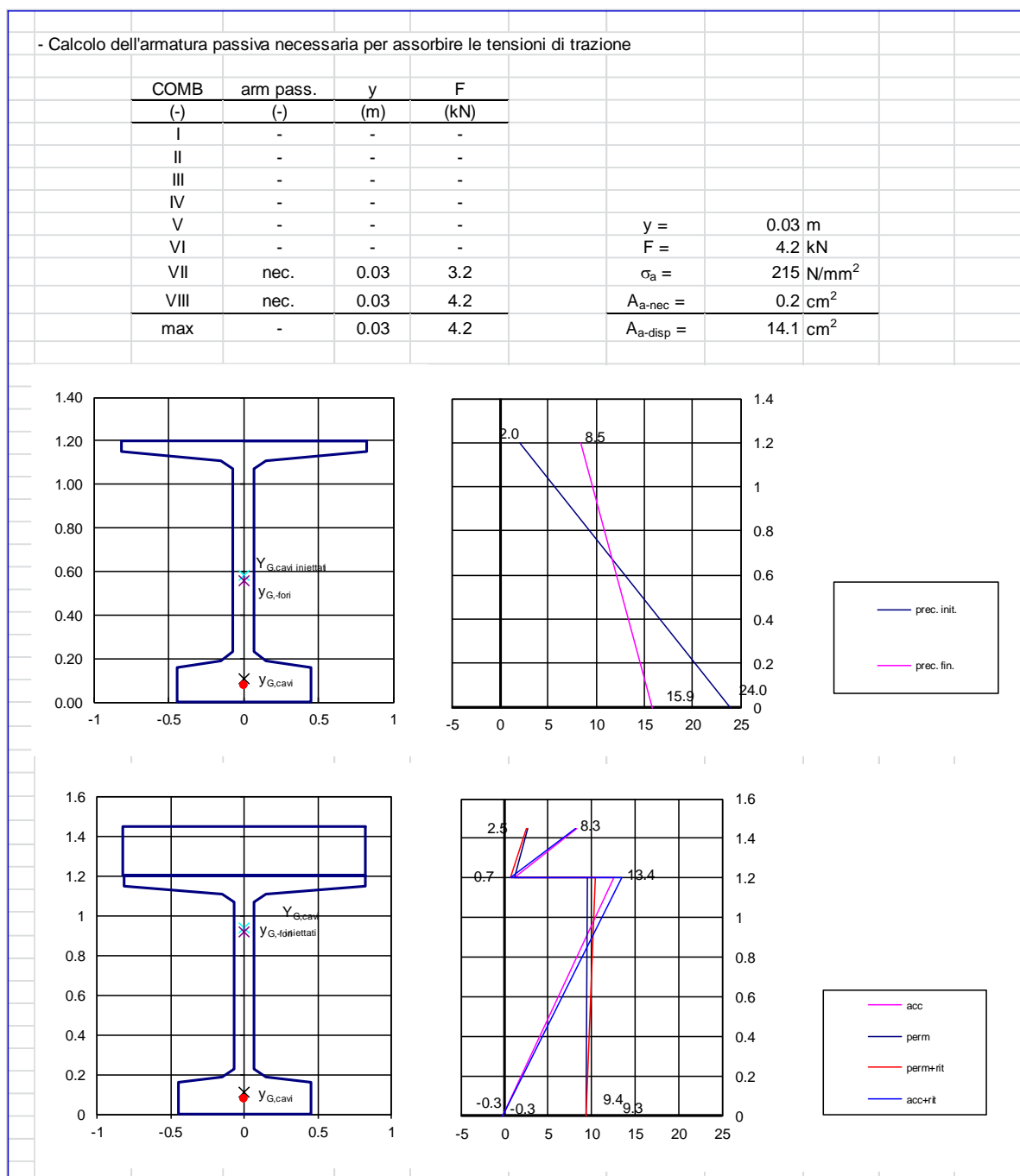
9.2 VERIFICA TRAVI – CAMPATA CENTRALE

9.2.1 Verifiche dello stato tensionale (SLE)

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

VERIFICA DELLA SEZIONE					
<u>- Caratteristiche geometriche</u>					
- Trave					
1/A =	2.274	m ⁻²			
1/Ws' =		m ⁻³			
1/Ws =	6.697	m ⁻³			
1/Wi =	5.816	m ⁻³			
- Trave+soletta					
1/A =	1.218	m ⁻²			
1/Ws' =	2.456	m ⁻³			
1/Ws =	1.311	m ⁻³			
1/Wi =	4.188	m ⁻³			
<u>- Precompressione</u>					
nc =	31	-			
Ac =	43.40	cm ²			
dc.i =	0.109	m			
eG.c =	0.448	m	(ecc/c.d.g. trave)		
eG.c =	0.805	m	(ecc/c.d.g. trave+soletta)		
σ_0 =	1393.0	N/mm ²	(tensione iniziale)		
$\Delta\sigma$ =	267.4	N/mm ²	(perdite di tensione)		
σ_{inf} =	1125.5	N/mm ²	(tensione finale)		
Npi =	6046	kN		ΔN_p =	-1161 kN
Mpi =	-2711	kNm		$\Delta M_{p(t)}$ =	520 kNm
				$\Delta M_{p(t+s)}$ =	934 kNm
Npf =	4885	kN			
Mpf =	-2190	kNm			
<u>- Sollecitazioni esterne</u>					
M _{pp} =	956	kNm	(Peso trave)		
M _{psol} =	901	kNm	(Peso soletta)		
M _{perm} =	915	kNm	(Sovraccarichi permanenti)		
M _{ril} =	0.0	kNm	(Rilascio appoggi provvisori)		
M _{cedim} =	0.0	kNm	(Cedimenti differenziali)		
M _{ΔT} =	0	kNm	(Variazione termica uniforme+differenziale)		
M _{ac,1} =	2300	kNm	(Sovraccarichi accidentali - CC1)		
M _{ac,2} =	0	kNm	(Sovraccarichi accidentali - CC2)		
M _{ac,3} =	0	kNm	(Sovraccarichi accidentali - CC3)		
M _{ac,4} =	0	kNm	(Sovraccarichi accidentali - CC4)		
N _{rit,tr+sol} =	514	kN	(Ritiro differenziale - trave+soletta)		
M _{rit,tr+sol} =	160	kNm	(Ritiro differenziale - trave+soletta)		
N _{rit,sol} =	-514	kN	(Ritiro differenziale - soletta)		

- Verifica combinazione		RARA							
- Valori delle tensioni di "riferimento" per lo SLE									
(*) $\sigma_{\min} = \sigma_{\text{traz}} = f_{\text{ctm}} / 1.2$			t=0 (*)	t=inf. rara (*)	t=inf. freq (**)	t=inf. q.perm			
(**) $\sigma_{\min} = \sigma_{\text{traz}} = f_{\text{ctk}} / 1.2$		$\sigma_{\min} =$	-3.8	-3.2	-2.2	0.0	MPa		
		$\sigma_{\max} =$	28.0	27.4	24.0	20.5	MPa		
- Precompressione iniziale									
- Solo trave									
		Np/A (MPa)	M/Ws' (MPa)	M/Ws (MPa)	M/Wi (MPa)	$\sigma_{s'}$ (MPa)	$\sigma_{s''}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)
Precompressione		13.7	-	-18.2	15.8	-	-	-4.4	29.5
Peso trave		0	-	6.4	-5.6	-	-	6.4	-5.6
Σ		13.7	-	-11.7	10.2	-	-	2.0	24.0
								> -3.8	< 28.0
- Precompressione finale									
- Solo trave									
		Np/A (MPa)	M/Ws' (MPa)	M/Ws (MPa)	M/Wi (MPa)	$\sigma_{s'}$ (MPa)	$\sigma_{s''}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)
Tensioni trave		13.7	-	-11.7	10.2	-	-	2.0	24.0
Perdite di precom. 50%		-1.3	-	1.7	-1.5	-	-	0.4	-2.8
Peso soletta		-	-	6.0	-5.2	-	-	6.0	-5.24
Σ		12.4	-	-4.0	3.4	-	-	8.5	15.9
								> -2.2	< 28.0
- Trave+soletta									
		Np/A (MPa)	M/Ws' (MPa)	M/Ws (MPa)	M/Wi (MPa)	$\sigma_{s'}$ (MPa)	$\sigma_{s''}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)
Tensioni trave		12.4	-	-4.0	3.4	-	-	8.5	15.9
Perdite di precom. 50%		-0.7	1.1	0.6	-2.0	0.4	-0.1	-0.1	-2.7
Sovraccarichi permanenti		-	2.2	1.2	-3.8	2.2	1.2	1.2	-3.8
Rilascio appoggi provvisori		-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1 - Tensioni trave+soletta		-0.7	3.4	1.8	-5.8	2.7	1.1	9.6	9.4
2 - Ritiro differenziale (N_{p+d})		0.6	0.4	0.2	-0.7	1.0	0.8	0.8	0.0
Ritiro differenziale (N_d)		-1.2	-	-	-	-1.2	-1.2	-	-
3 - Cedimento differenziale		-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4 - Variazione termica differenziale		-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5 - CC1		-	5.6	3.0	-9.6	5.6	3.0	3.0	-9.6
6 - CC2		-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7 - CC3		-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8 - CC4		-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
COMB		$\sigma_{s'}$ (MPa)	$\sigma_{s''}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)	Verifica Tensioni			
(-)	(-)								
I	1	2.7	1.1	9.6	9.4	> -3.2	> 27.4		
II	1+2	2.5	0.7	10.4	9.3	> -3.2	> 27.4		
III	1+3	2.7	1.1	9.6	9.4	> -3.2	> 27.4		
IV	1+2+3	2.5	0.7	10.4	9.3	> -3.2	> 27.4		
V	1+3+4	2.7	1.1	9.6	9.4	> -3.2	> 27.4		
VI	1+2+3+4	2.5	0.7	10.4	9.3	> -3.2	> 27.4		
VII	1+3+4+max(5-6-7-8)	8.3	1.1	12.6	-0.3	> -3.2	> 27.4		
VIII	1+2+3+4+max(5-6-7-8)	8.1	0.7	13.4	-0.3	> -3.2	> 27.4		



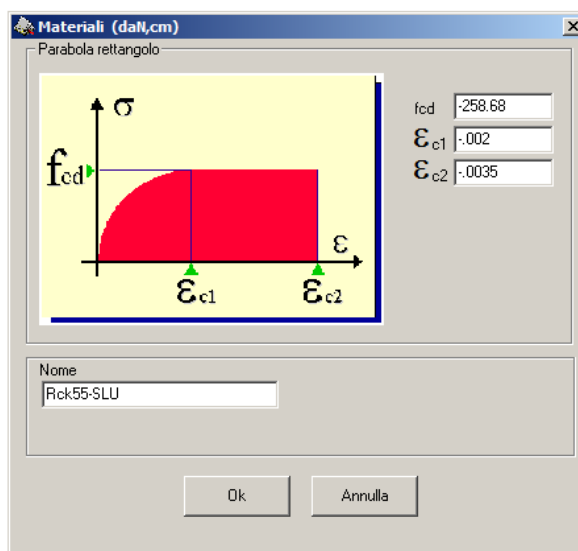
Da quanto esposto si evince il modesto stato tensionale di trazione per la combinazione rara; tale tensione di trazione è comunque fatta assorbire ad una apposita armatura lenta ($7\phi 16$) prevista e disposta all'interno del bulbo inferiore della trave in c.a.p. In base ai risultati ottenuti si possono ritenere automaticamente soddisfatte le verifiche a fessurazione per la combinazione di carico frequente (verifica soddisfatta nei confronti della formazione delle fessure) e per la combinazione di carico quasi permanente (sezione interamente compressa).

9.2.2 Combinazione di carico fondamentale SLU – Verifica a rottura

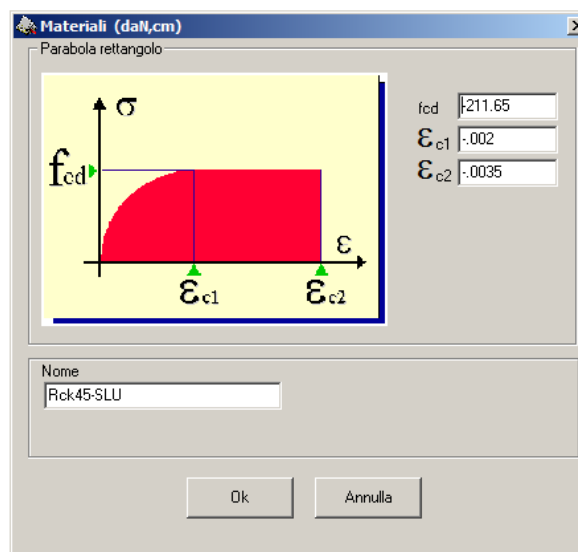
Nelle pagine successive si riporta la verifica a rottura delle travi d'impalcato per la sollecitazione di flessione; il momento sollecitante massimo allo *S.L.U.*, derivato dalle sollecitazioni caratteristiche riportate nella verifica precedente, risulta pari a:

$$(M_{s,d})_{SLU} = 1.35 \times (956 + 901 + 915) + 1.35 \times 2300 + 1.2 \times 160 \cong 7040 \text{ kN}\times\text{m.}$$

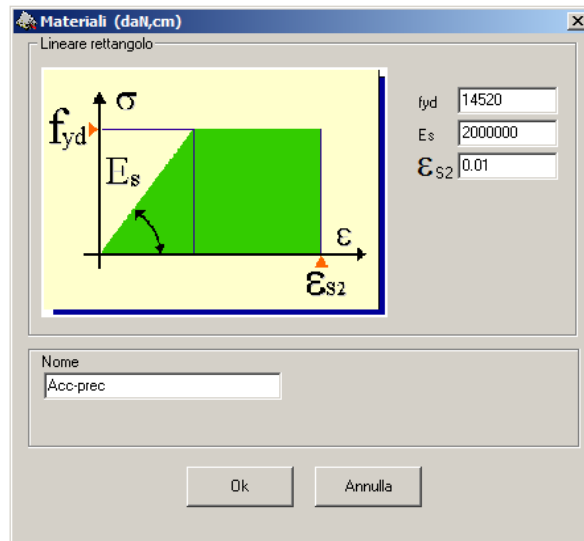
Il momento resistente è determinato tramite l'ausilio del programma di calcolo *PresFle* della *Concrete Srl*. Tramite il programma si determina il momento resistente minimo assumendo le caratteristiche meccaniche specificate nel capitolo dei materiali e considerando il diagramma parabola-rettangolo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



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



F 17. Calcestruzzo soletta C35/45 – Legame costitutivo



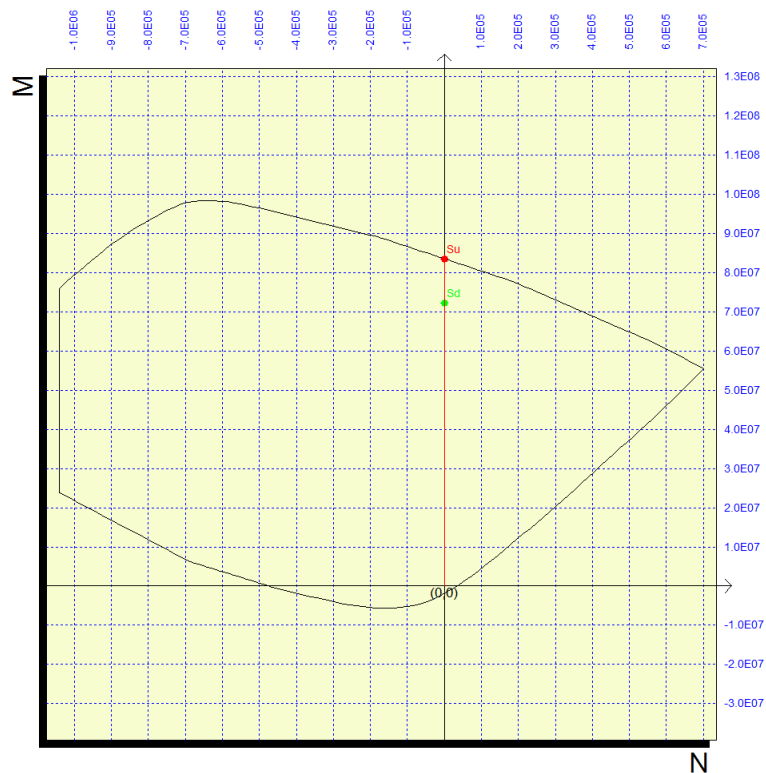
F 18. Acciaio da precompresso – Legame costitutivo

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

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

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

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



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

9.2.3 Combinazione di carico fondamentale SLU – Verifica a taglio

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

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

$$(V_{S,d})_{SLU} = 1.35 \times (525 + 275 + 145) \cong 1280 \text{ kN.}$$

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

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \cong 1520 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} \cong 1520 \text{ kN}; \quad V_{Rcd} \cong 2245 \text{ kN}$$

con:

$$d = 140 \text{ cm}; \quad A_{sw}/s \cong 0.308 \text{ cm}^2/\text{cm} (\phi 14 \text{ a due braccia a passo } 10 \text{ cm})$$

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

La verifica risulta soddisfatta.

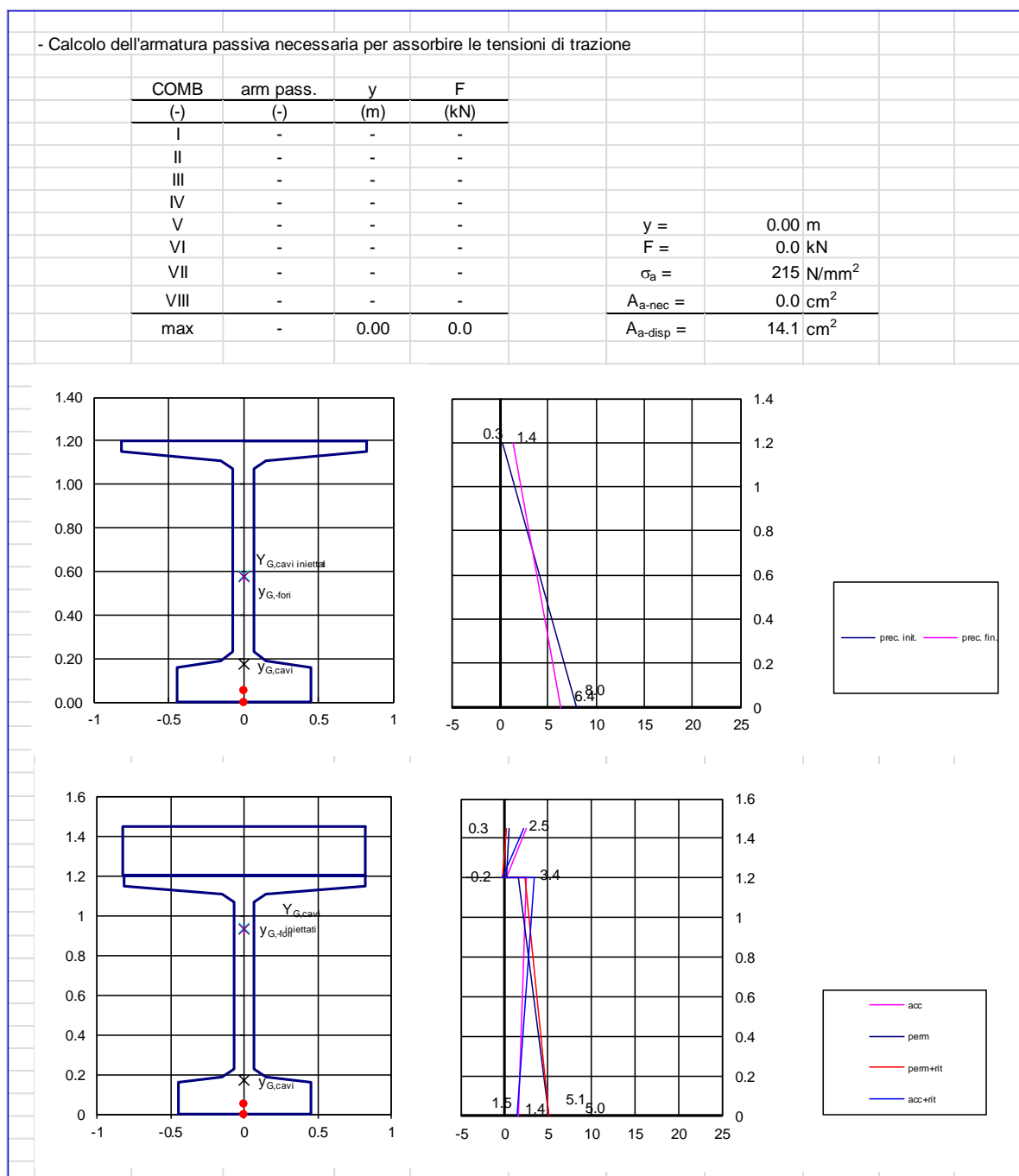
9.3 VERIFICA TRAVI – CAMPATA DI RIVA

9.3.1 Verifiche dello stato tensionale (SLE)

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

VERIFICA DELLA SEZIONE					
- Caratteristiche geometriche					
- Trave					
1/A =	2.357	m ⁻²			
1/Ws' =		m ⁻³			
1/Ws =	6.768	m ⁻³			
1/Wi =	6.226	m ⁻³			
- Trave+soletta					
1/A =	1.242	m ⁻²			
1/Ws' =	2.507	m ⁻³			
1/Ws =	1.302	m ⁻³			
1/Wi =	4.482	m ⁻³			
- Precompressione					
nc =	9	-			
Ac =	12.60	cm ²			
dc.i =	0.171	m			
eG.c =	0.404	m	(ecc/c.d.g. trave)		
eG.c =	0.759	m	(ecc/c.d.g. trave+soletta)		
σ_0 =	1451.2	N/mm ²	(tensione iniziale)		
$\Delta\sigma$ =	219.2	N/mm ²	(perdite di tensione)		
σ_{inf} =	1232.0	N/mm ²	(tensione finale)		
Npi =	1829	kN	ΔN_p =	-276	kN
Mpi =	-738	kNm	$\Delta M_{p(t)}$ =	112	kNm
			$\Delta M_{p(t+s)}$ =	210	kNm
Npf =	1552	kN			
Mpf =	-627	kNm			
- Sollecitazioni esterne					
M _{pp} =	152	kNm	(Peso trave)		
M _{psol} =	144	kNm	(Peso soletta)		
M _{perm} =	146	kNm	(Sovraccarichi permanenti)		
M _{ril} =	0.0	kNm	(Rilascio appoggi provvisori)		
M _{cedim} =	0.0	kNm	(Cedimenti differenziali)		
M _{ΔT} =	0	kNm	(Variazione termica uniforme+differenziale)		
M _{ac,1} =	800	kNm	(Sovraccarichi accidentali - CC1)		
M _{ac,2} =	0	kNm	(Sovraccarichi accidentali - CC2)		
M _{ac,3} =	0	kNm	(Sovraccarichi accidentali - CC3)		
M _{ac,4} =	0	kNm	(Sovraccarichi accidentali - CC4)		
N _{rit, tr+s} =	514	kN	(Ritiro differenziale - trave+soletta)		
M _{rit, tr+s} =	160	kNm	(Ritiro differenziale - trave+soletta)		
N _{rit, sol} =	-514	kN	(Ritiro differenziale - soletta)		

- Verifica combinazione		RARA							
- Valori delle tensioni di "riferimento" per lo SLE									
(*) $\sigma_{\min} = \sigma_{\text{traz}} = f_{ctm} / 1.2$		t=0 (*)	t=inf. rara (*)	t=inf. freq (**)	t=inf. q.perm				
(**) $\sigma_{\min} = \sigma_{\text{traz}} = f_{ctk} / 1.2$		$\sigma_{\min} =$	-3.8	-3.2	-2.2	0.0	MPa		
		$\sigma_{\max} =$	8.8	27.4	24.0	20.5	MPa		
- Precompressione iniziale									
- Solo trave									
		Np/A (MPa)	M/Ws' (MPa)	M/Ws (MPa)	M/Wi (MPa)	$\sigma_{s'}$ (MPa)	$\sigma_{s''}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)
Precompressione		4.3	-	-5.0	4.6	-	-	-0.7	8.9
Peso trave		0	-	1.0	-0.9	-	-	1.0	-0.9
Σ		4.3	-	-4.0	3.6	-	-	0.3	8.0
								> -3.8	< 8.8
- Precompressione finale									
- Solo trave									
		Np/A (MPa)	M/Ws' (MPa)	M/Ws (MPa)	M/Wi (MPa)	$\sigma_{s'}$ (MPa)	$\sigma_{s''}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)
Tensioni trave		4.3	-	-4.0	3.6	-	-	0.3	8.0
Perdite di precom. 50%		-0.3	-	0.4	-0.3	-	-	0.1	-0.7
Peso soletta		-	-	1.0	-0.9	-	-	1.0	-0.89
Σ		4.0	-	-2.6	2.4	-	-	1.4	6.4
								> -2.2	< 8.8
- Trave+soletta									
		Np/A (MPa)	M/Ws' (MPa)	M/Ws (MPa)	M/Wi (MPa)	$\sigma_{s'}$ (MPa)	$\sigma_{s''}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)
Tensioni trave		4.0	-	-2.6	2.4	-	-	1.4	6.4
Perdite di precom. 50%		-0.2	0.3	0.1	-0.5	0.1	0.0	0.0	-0.6
Sovraccarichi permanenti		-	0.4	0.2	-0.7	0.4	0.2	0.2	-0.7
Rilascio appoggi provvisori		-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1 - Tensioni trave+soletta		-0.2	0.6	0.3	-1.1	0.5	0.2	1.5	5.1
2 - Ritiro differenziale (N_{p+d})		0.6	0.4	0.2	-0.7	1.0	0.8	0.8	-0.1
Ritiro differenziale (N_d)		-1.2	-	-	-	-1.2	-1.2	-	-
3 - Cedimento differenziale		-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4 - Variazione termica differenziale		-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5 - CC1		-	2.0	1.0	-3.6	2.0	1.0	1.0	-3.6
6 - CC2		-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7 - CC3		-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8 - CC4		-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
COMB		$\sigma_{s'}$ (MPa)	$\sigma_{s''}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)	Verifica Tensioni			
(-)	(-)					> -3.2	> 27.4		
I	1	0.5	0.2	1.5	5.1	> -3.2	> 27.4		
II	1+2	0.3	-0.2	2.4	5.0	> -3.2	> 27.4		
III	1+3	0.5	0.2	1.5	5.1	> -3.2	> 27.4		
IV	1+2+3	0.3	-0.2	2.4	5.0	> -3.2	> 27.4		
V	1+3+4	0.5	0.2	1.5	5.1	> -3.2	> 27.4		
VI	1+2+3+4	0.3	-0.2	2.4	5.0	> -3.2	> 27.4		
VII	1+3+4+max(5-6-7-8)	2.5	0.2	2.6	1.5	> -3.2	> 27.4		
VIII	1+2+3+4+max(5-6-7-8)	2.3	-0.2	3.4	1.4	> -3.2	> 27.4		



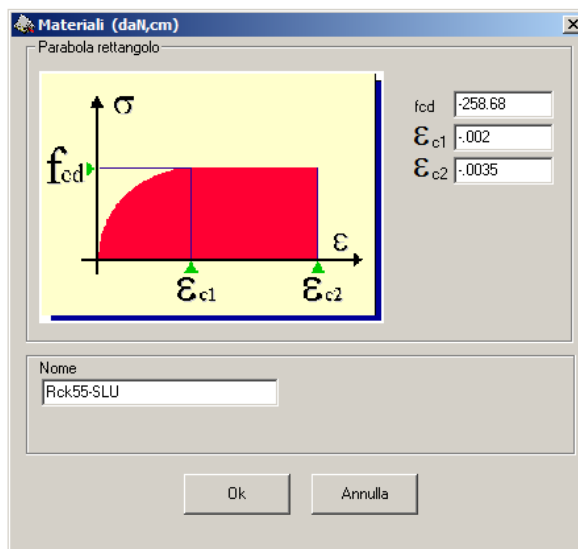
Dalle valori illustrati risulta che la sezione rimane interamente compressa nella combinazione di carico *SLE rara*. In base ai risultati ottenuti si possono ritenere automaticamente soddisfatte le verifiche a fessurazione per la combinazione di carico frequente (verifica soddisfatta nei confronti della formazione delle fessure) e per la combinazione di carico quasi permanente (sezione interamente compressa).

9.3.2 Combinazione di carico fondamentale SLU – Verifica a rottura

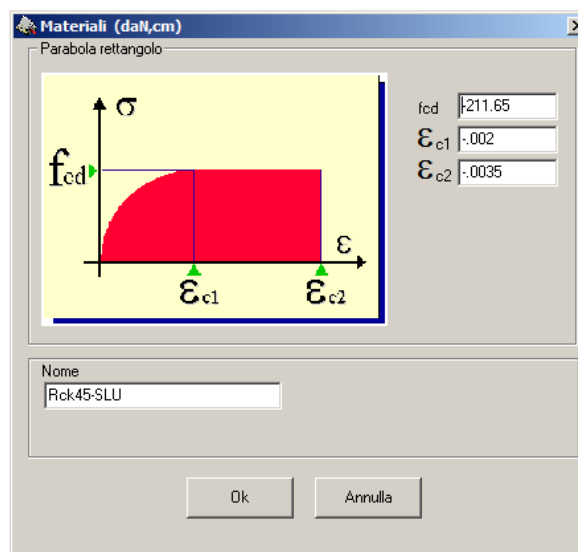
Nelle pagine successive si riporta la verifica a rottura delle travi d'impalcato per la sollecitazione di flessione; il momento sollecitante massimo allo *S.L.U.*, derivato dalle sollecitazioni caratteristiche riportate nella verifica precedente, risulta pari a:

$$(M_{s,d})_{SLU} = 1.35 \times (152 + 144 + 146) + 1.35 \times 800 + 1.2 \times 160 \cong 1900 \text{ kN}\times\text{m}.$$

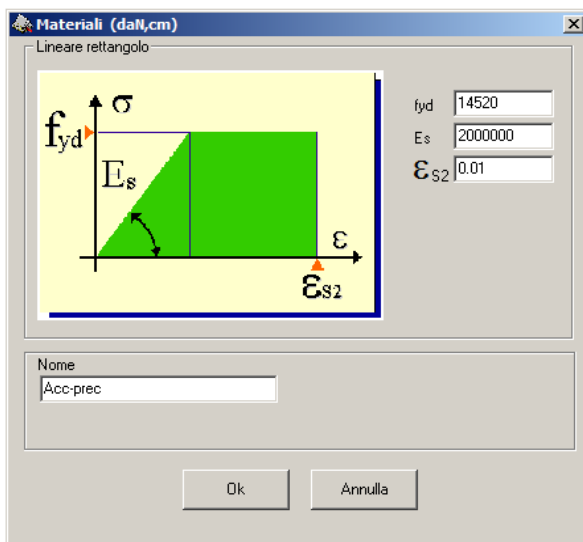
Il momento resistente è determinato tramite l'ausilio del programma di calcolo *PresFle* della *Concrete Srl*. Tramite il programma si determina il momento resistente minimo assumendo le caratteristiche meccaniche specificate nel capitolo dei materiali e considerando il diagramma parabola-rettangolo per il calcestruzzo della trave e della soletta; per l'acciaio da precompresso e per l'acciaio ordinario si considera un diagramma elastico perfettamente plastico. All'acciaio da precompresso è assegnata una coazione cautelativamente valutata con riferimento alla tensione finale di precompressione ovvero scontata di tutte le perdite di carico ($\epsilon_{sd} \cong 0.0071$). Di seguito i diagrammi utilizzati.



F 20. Calcestruzzo trave c.a.p. C45/55 – Legame costitutivo



F 21. Calcestruzzo soletta C35/45 – Legame costitutivo



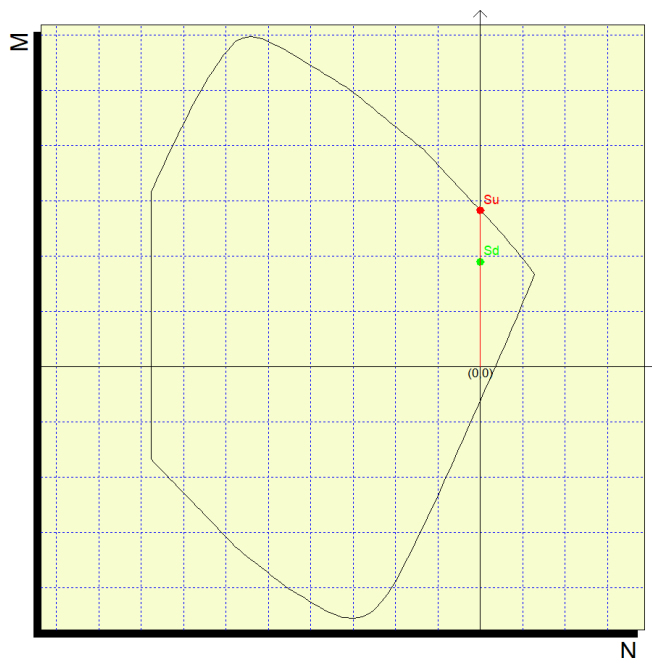
F 22. Acciaio da precompresso – Legame costitutivo

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

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

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

$$(M_{R,d})_{\text{SLU}} \cong 2830 \text{ kN}\times\text{m} > (M_{S,d})_{\text{SLU}} - \text{Verifica soddisfatta.}$$



F 23. Diagramma di interazione N-M e dominio di rottura

9.3.3 Combinazione di carico fondamentale SLU – Verifica a taglio

Utilizzando lo stesso quantitativo di armatura trasversale a taglio e la stessa carpenteria utilizzata nella campata centrale, le verifiche a taglio sono automaticamente soddisfatte.

9.4 VERIFICA SOLETTA IN DIREZIONE TRASVERSALE

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

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

Si fa riferimento allo schema statico di trave incastrata agli estremi avente luce pari a 1.50 m.

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

$$M_{perm} \cong -30 \text{ kNm}; \quad M_{qk2} \cong -37 \text{ kNm}$$

Il momento di verifica massimo risulta:

$$M_{SLE} \cong -67 \text{ kNm}.$$

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

$$\sigma_{max,s} \cong 193 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

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

La verifica risulta soddisfatta.

Considerando la combinazione *SLE frequente* si ottiene:

$$\sigma_{max,s} \cong 167 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

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

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

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

9.4.2 Combinazione di carico eccezionale SLU – Urto in svio

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

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

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

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

Il momento resistente minimo è dunque pari a:

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

9.5 VERIFICA TRAVERSI

9.5.1 Combinazione di carico rara SLE – Verifiche dello stato tensionale

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

I momenti massimi dovuti ai carichi accidentali sono pari a:

$$M_{qk} \cong 405 \text{ kNm}$$

Si adotta un'armatura composta da:

- 3 ϕ 24 inferiori;
- 3 ϕ 16 superiori (armatura estradosso soletta).

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

$$\sigma_{max,s} \cong 266 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{max,c} \cong 6.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo}.$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

9.5.2 Verifiche a taglio

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

$$(V_{s,d})_{SLU} = 1.35 \times 410 \cong 555 \text{ kN}.$$

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

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

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

con:

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

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

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

La verifica risulta soddisfatta.

10. SPALLE – VERIFICHE FONDAZIONE E ELEVAZIONE

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

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

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

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

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

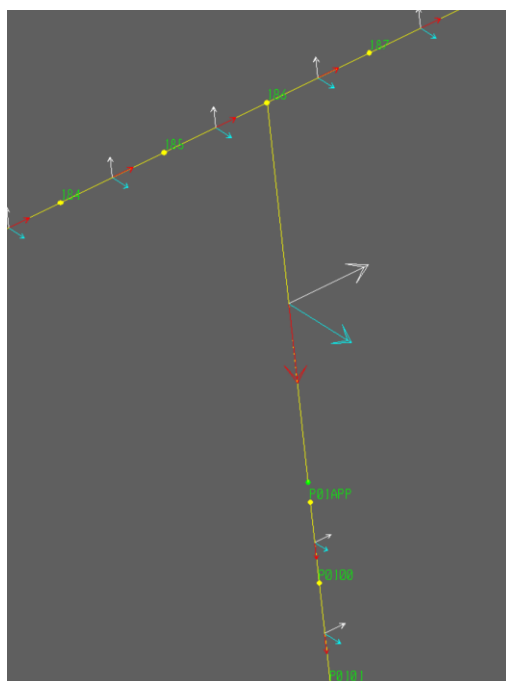
Sollecitazione	Reazioni FEM	Frame FEM	Verifiche RC-SEC
N	F3	P	N
F_long	F1	V2	Fx
F_trasv	F2	V3	Fy
M_long	M2	M3	My
M_trasv	M1	M2	Mx
M_torc	M3	T	Mz

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

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

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

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



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

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

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

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

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

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

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

Disposizione	Scopo
L1T1	N_max
L1T2	Mt_max
L2T1	FI_max
L2T2	et_max

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

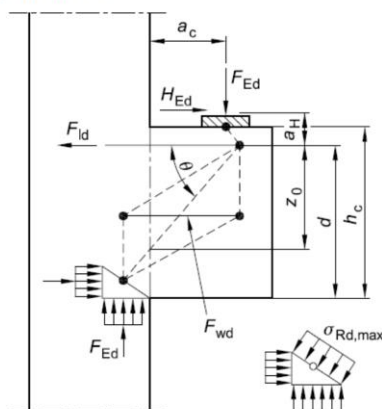
La verifica dei baggioli viene eseguita a mensola tozza secondo EN 1992-1-1 Allegato J3.

J.3

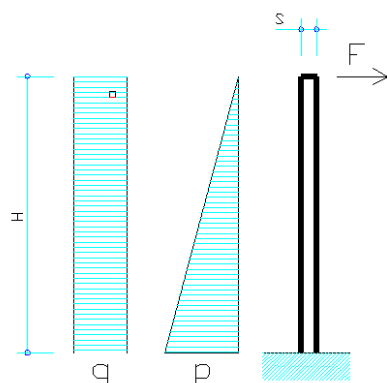
Mensole

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

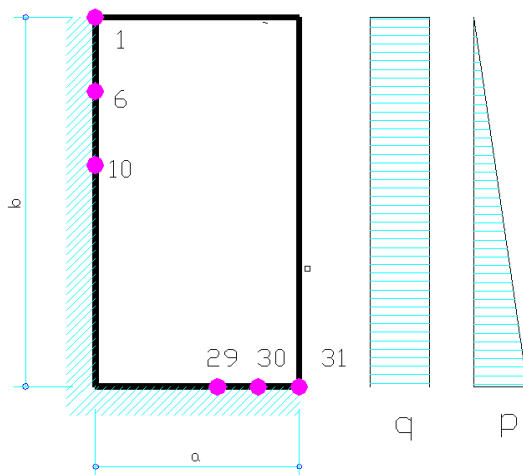
figura J.5 Modello tirante e puntone per mensola



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



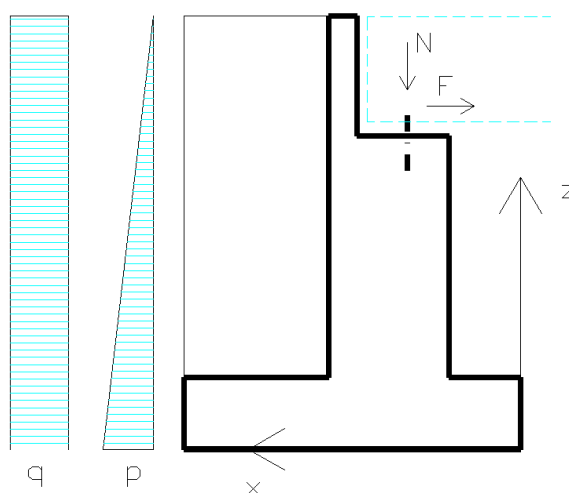
Il muro di risvolto viene dimensionato assumendo un modello di comportamento a piastra incastrato su due lati e libero sugli altri due. I carichi applicati sono le spinte prime definite e le azioni sismiche sia delle masse strutturali che degli incrementi di spinta del rilevato. La risoluzione della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



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

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

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



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

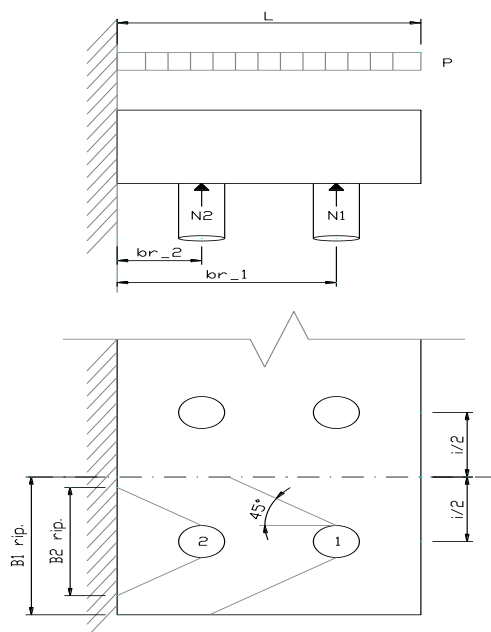
$$N_p = N/n_p + M_I/W_I + M_t/W_t$$

$$[(F_I + M_z/W_z \cdot \cos(\alpha))^2 + (F_t + M_v/W_z \cdot \sin(\alpha))^2]^{1/2}$$

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

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

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



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

$$E_{\text{soil}} * [E_{\text{soil}} * \Phi^4 / (E_{\text{cls}} * J_{\text{palo}})]^{1/12}$$

$$K_w = \frac{\Phi * (1 - \mu^2)}{\dots}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

10.1 Muro Frontale

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

	Bx m	By m	H m	xg m	yg m	z"g m	V mc	Pesi kN
ax appoggi	0.00	0.00	0.00	2.650	0.000	9.000	0.00	0.0
baggioli	0.80	0.80	0.50	2.650	0.000	8.750	0.32	8.0
pulvino	0.40	15.87	1.75	3.650	0.000	9.375	11.11	277.7
Muro risv. sx	6.15	1.00	8.25	6.925	0.000	6.125	50.74	1 268.4
Muro risv. dx	6.15	1.00	8.25	6.925	0.000	6.125	50.74	1 268.4
terreno	6.15	13.87	8.25	6.925	0.000	6.125	703.69	12 666.4
fusto Pila	1.85	15.87	6.50	2.925	0.000	5.250	190.83	4 770.7
plinto	10.00	17.23	2.00	5.000	0.000	1.000	344.51	8 612.8
num. baggioli = 1.00				5.657	0.000	4.484		28 872.4
sbalzo long. plinto =2.000		m	H_spalla =	6.50	m	P_elev =	20 259.7	
sbalzo trasv. plinto =0.678		m	A =	29.358	m ²	obliquità =	42.00	
			Acc =	27.246	m ²			

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

		N kN	Fl kN	MI kNm	Ft kN	Mt kNm	Mv kNm
Dall'Impalcato	g1.	949.2	0.0	319.7	0.0	12.5	0.0
	g2.	181.1	0.0	45.0	0.0	-15.4	0.0
	g3.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	e1.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	e2.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	e3.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	e4.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	e5.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	q5.	0.0	13.5	104.0	15.0	115.5	0.0
	q7.	0.0	33.6	235.2	30.3	211.8	0.0
ic.	0.0	0.0	40.7	0.0	40.7	0.0	
Dall'Elevazione	pg1	5 314.3	0.0	-212.6	0.0	0.0	0.0
	pg3	0.0	2 634.3	7 244.2	0.0	0.0	0.0
	pq1+pq3	0.0	436.0	1 798.3	0.0	0.0	0.0
	pq5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

S.S. 275 - Strada Statale Maglie - Santa Maria di Leuca

Relazione di calcolo impalcato e sottostrutture - ST22

60

Disposizione L1T1	gr 1	1 461.1	0.0	2 060.9	0.0	1 761.5	0.0
	q_ic	0.0	0.0	52.6	0.0	52.6	0.0
	q5.	0.0	29.9	294.4	33.2	327.0	0.0
	q8. + q9.	0.0	66.9	626.3	74.3	695.6	0.0
Disposizione L1T2	gr 1	1 205.3	0.0	2 402.5	0.0	2 233.2	0.0
	q_ic	0.0	0.0	43.4	0.0	43.4	0.0
	q5.	0.0	29.9	294.4	33.2	327.0	0.0
	q8. + q9.	0.0	66.9	626.3	74.3	695.6	0.0
Disposizione L2T1	gr 1	1 461.1	0.0	474.8	0.0	2 370.3	0.0
	q_ic	0.0	0.0	37.2	0.0	37.2	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	44.6	440.0	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	936.0	0.0
Disposizione L2T2	gr 1	1 205.3	0.0	391.7	0.0	3 005.1	0.0
	q_ic	0.0	0.0	30.7	0.0	30.7	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	44.6	440.0	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	936.0	0.0
Disposizione L1T1	gr 2a	1 095.8	295.6	3 017.6	0.0	1 777.7	0.0
	q_ic	0.0	0.0	27.9	0.0	27.9	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	44.6	440.0	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	936.0	0.0
Disposizione L1T2	gr 2a	904.0	295.6	2 955.2	0.0	2 253.8	0.0
	q_ic	0.0	0.0	23.0	0.0	23.0	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	44.6	440.0	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	936.0	0.0
Disposizione L2T1	gr 2a	1 095.8	295.6	3 017.6	0.0	1 777.7	0.0
	q_ic	0.0	0.0	27.9	0.0	27.9	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	44.6	440.0	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	936.0	0.0
Disposizione L2T2	gr 2a	904.0	295.6	2 955.2	0.0	2 253.8	0.0
	q_ic	0.0	0.0	23.0	0.0	23.0	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	44.6	440.0	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	936.0	0.0
Disposizione L1T1	gr 2b	1 095.8	0.0	356.1	96.0	2 580.3	0.0
	q_ic	0.0	0.0	27.9	0.0	27.9	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	44.6	440.0	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	936.0	0.0
Disposizione L1T2	gr 2b	904.0	0.0	293.8	80.0	2 922.6	0.0
	q_ic	0.0	0.0	23.0	0.0	23.0	0.0

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

	q5.	0.0	0.0	0.0	44.6	440.0	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	936.0	0.0
Disposizione L2T1	gr 2b	1 095.8	0.0	356.1	96.0	2 580.3	0.0
	q_ic	0.0	0.0	27.9	0.0	27.9	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	44.6	440.0	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	936.0	0.0
Disposizione L2T2	gr 2b	904.0	0.0	293.8	80.0	2 922.6	0.0
	q_ic	0.0	0.0	23.0	0.0	23.0	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	44.6	440.0	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	936.0	0.0

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

elemento	GSARIG	N	Fl	MI	Ft	Mt	Mv
	Sisma	kN	kN	kNm	kN	kNm	kNm
	SL	0.0	237.1	857.0	0.0	0.0	0.0
	ST	0.0	0.0	0.0	438.2	2 414.5	0.0
	SV	74.9	0.0	-0.7	0.0	0.0	0.0
		$z_{SZ} =$	0.00	m			

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

Spalla		Z_{sz} = 0.00 m							
		A _{cls} =	29.358	m ²				A_{fz} = (Φ32+Φ24)/250	
		B _x =	15.869	m	H _x =	1.850	m	A_{wx} = 18 Φ12/250	
		B _y =	1.850	m	H _y =	15.869	m	A_{wy} = 4 Φ12/250	
Comb.	SLU - N,M	N	MI	Mt	Mv	MI _{rd}	Mt _{rd}	vk	sf
		kN	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm		
EQU_Q	gr 2a	8 433	17 977	4 613	0	32 074	8 240	0.009	1.77
EQU_Q	gr 2a	7 195	16 111	4 606	0	31 003	8 747	0.008	1.91
STR_Q	gr 2a	9 979	17 036	4 613	0	33 401	9 038	0.011	1.95
STR_Q	gr 2a	7 814	14 454	4 606	0	31 538	9 904	0.008	2.16
SL	---	6 457	10 424	1 328	0	30 422	3 927	0.007	2.88
ST	---	6 457	8 754	2 998	0	30 408	10 251	0.007	3.44
Comb.	SLU - Vx	Vsd _x rich. arm.		Vrdc _x alfa _{cw,x}		Vrd _{max,x}		Vrds _x	sf _x
		kN		kN		kN		kN	
EQU_Q	gr 16	4 880	no	10 200	1.016	113 983	4 475		99.99
EQU_Q	gr 16	4 212	no	10 034	1.013	113 722	4 475		99.99
STR_Q	gr 16	4 606	no	10 408	1.018	114 309	4 475		99.99
STR_Q	gr 16	3 684	no	10 117	1.014	113 852	4 475		99.99
SL	---	2 896	no	7 969	1.012	90 885	3 580		99.99
ST	---	2 736	no	7 969	1.012	90 885	3 580		99.99
Comb.	SLU - Vy	Vsd _y rich. arm.		Vrdc _y alfa _{cw,y}		Vrd _{may,y}		Vrds _y	sf _y
		kN		kN		kN		kN	
EQU_Q	gr 16	341	no	6 989	1.016	109 606	9 102		99.99
EQU_Q	gr 16	400	no	6 830	1.013	109 355	9 102		99.99
STR_Q	gr 16	341	no	7 189	1.018	109 920	9 102		99.99
STR_Q	gr 16	341	no	6 909	1.014	109 481	9 102		99.99
SL	---	159	no	5 407	1.012	87 396	7 281		99.99
ST	---	459	no	5 407	1.012	87 396	7 281		99.99

10.2 Plinto di Fondazione

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

Sollecit. dal Plinto		N	Fl	MI	Ft	Mt	Mv
		kN	kN	kNm	kN	kNm	kNm
M2	fg1+fg2	23 816.0	0.0	-29 266.3	0.0	0.0	0.0
	fg3	0.0	1 970.0	1 899.0	0.0	0.0	0.0
	pq1+pq3	0.0	133.9	133.9	0.0	0.0	0.0
M1	fg1+fg2	23 816.0	0.0	-29 266.3	0.0	0.0	0.0
	fg3	0.0	1 554.4	1 498.4	0.0	0.0	0.0
	pq1+pq3	0.0	105.7	105.7	0.0	0.0	0.0
	sl	0.0	734.8	3 446.3	0.0	0.0	0.0
	st	0.0	0.0	0.0	828.8	3 540.3	0.0
	sv	414.4	0.0	-509.2	0.0	0.0	0.0
Sollecit.intradosso		N	Fl	MI	Ft	Mt	Mv
		kN	kN	kNm	kN	kNm	kNm
EQU_Q_sup	gr_00	33 003.1	7 616.7	7 706.6	58.9	581.0	0.0
	gr 11	34 975.5	7 718.9	15 727.9	172.4	4 333.8	0.0
	gr 12	34 630.2	7 718.9	15 477.4	172.4	4 958.2	0.0
	gr 13	34 975.5	7 616.7	12 392.1	211.6	5 585.6	0.0
	gr 14	34 630.2	7 616.7	11 571.8	211.6	6 433.7	0.0
	gr 16	34 482.4	8 015.8	15 611.9	211.6	4 773.0	0.0
	gr 17	34 223.4	8 015.8	14 996.7	211.6	5 409.1	0.0
	gr 21	34 482.4	8 015.8	15 611.9	211.6	4 773.0	0.0
	gr 22	34 223.4	8 015.8	14 996.7	211.6	5 409.1	0.0
	gr 23	34 482.4	7 616.7	11 220.7	341.2	6 115.7	0.0
	gr 24	34 223.4	7 616.7	10 605.5	319.6	6 528.0	0.0
	gr 44	34 482.4	7 616.7	11 220.7	341.2	6 115.7	0.0
	gr 27	34 223.4	7 616.7	10 605.5	319.6	6 528.0	0.0
	EQU_Q_inf	gr_00	27 002.5	3 955.9	4 904.1	58.9	573.5
gr 11		28 974.9	4 058.0	12 925.3	231.3	4 444.0	0.0
gr 12		28 629.6	4 058.0	12 674.9	231.3	5 068.5	0.0
gr 13		28 974.9	3 955.9	9 589.6	270.5	5 695.8	0.0
gr 14		28 629.6	3 955.9	8 769.3	270.5	6 544.0	0.0
gr 16		28 481.8	4 354.9	12 809.3	270.5	4 883.3	0.0
gr 17		28 222.9	4 354.9	12 194.1	270.5	5 519.4	0.0
gr 21		28 481.8	4 354.9	12 809.3	270.5	4 883.3	0.0

	gr 22	28 222.9	4 354.9	12 194.1	270.5	5 519.4	0.0
	gr 23	28 481.8	3 955.9	8 418.2	400.1	6 225.9	0.0
	gr 24	28 222.9	3 955.9	7 803.0	378.5	6 638.3	0.0
	gr 44	28 481.8	3 955.9	8 418.2	400.1	6 225.9	0.0
	gr 27	28 222.9	3 955.9	7 803.0	378.5	6 638.3	0.0
STR_Q_sup	gr_00	40 503.8	6 681.7	1 472.1	58.9	580.3	0.0
	gr 11	42 476.2	6 783.8	9 493.4	172.4	4 333.1	0.0
	gr 12	42 130.9	6 783.8	9 242.9	172.4	4 957.5	0.0
	gr 13	42 476.2	6 681.7	6 157.6	211.6	5 584.9	0.0
	gr 14	42 130.9	6 681.7	5 337.3	211.6	6 433.0	0.0
	gr 16	41 983.1	7 080.8	9 377.4	211.6	4 772.3	0.0
	gr 17	41 724.1	7 080.8	8 762.1	211.6	5 408.4	0.0
	gr 21	41 983.1	7 080.8	9 377.4	211.6	4 772.3	0.0
	gr 22	41 724.1	7 080.8	8 762.1	211.6	5 408.4	0.0
	gr 23	41 983.1	6 681.7	4 986.2	341.2	6 115.0	0.0
	gr 24	41 724.1	6 681.7	4 371.0	319.6	6 527.3	0.0
	gr 44	41 983.1	6 681.7	4 986.2	341.2	6 115.0	0.0
	gr 27	41 724.1	6 681.7	4 371.0	319.6	6 527.3	0.0
STR_Q_inf	gr_00	30 002.8	3 428.1	548.7	58.9	573.2	0.0
	gr 11	31 975.2	3 530.2	8 570.0	172.4	4 325.9	0.0
	gr 12	31 629.9	3 530.2	8 319.5	172.4	4 950.3	0.0
	gr 13	31 975.2	3 428.1	5 234.2	211.6	5 577.7	0.0
	gr 14	31 629.9	3 428.1	4 414.0	211.6	6 425.9	0.0
	gr 16	31 482.1	3 827.2	8 454.0	211.6	4 765.2	0.0
	gr 17	31 223.1	3 827.2	7 838.8	211.6	5 401.3	0.0
	gr 21	31 482.1	3 827.2	8 454.0	211.6	4 765.2	0.0
	gr 22	31 223.1	3 827.2	7 838.8	211.6	5 401.3	0.0
	gr 23	31 482.1	3 428.1	4 062.9	341.2	6 107.8	0.0
	gr 24	31 223.1	3 428.1	3 447.7	319.6	6 520.2	0.0
	gr 44	31 482.1	3 428.1	4 062.9	341.2	6 107.8	0.0
	gr 27	31 223.1	3 428.1	3 447.7	319.6	6 520.2	0.0
Sisma	SL+	30 441.5	5 185.2	5 231.5	407.7	2 708.3	0.0
	SL-	30 148.5	5 185.2	5 445.2	407.7	2 708.3	0.0
	ST+	30 441.5	4 511.1	829.0	1 288.3	7 457.5	0.0
	ST-	30 148.5	4 511.1	1 042.7	1 288.3	7 457.5	0.0
	SV+	30 783.5	4 511.1	579.6	407.7	2 708.3	0.0
	SV-	29 806.5	4 511.1	1 292.0	407.7	2 708.3	0.0
Sisma in Cap.tà	SL+	30 441.5	5 185.2	5 380.1	407.7	2 708.3	0.0
	SL-	30 148.5	5 185.2	5 593.8	407.7	2 708.3	0.0
	ST+	30 441.5	4 511.1	829.0	1 288.3	7 486.7	0.0
	ST-	30 148.5	4 511.1	1 042.7	1 288.3	7 486.7	0.0
	SV+	30 783.5	4 511.1	579.6	407.7	2 708.3	0.0
	SV-	29 806.5	4 511.1	1 292.0	407.7	2 708.3	0.0

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

A_fond =	172.26	m ²	Bx =	10.00	m	Jx =	4 259.3
			By =	17.23	m	Jy =	1 435.5

Punto	1	2	3	4	14	23	32	41
Wl m	287.09	287.09	-287.09	-287.09	478.49	478.49	1248.23	1248.23
Wt m	494.53	-494.53	-494.53	494.53	501.09	-501.09	-501.09	501.09

	sigma	sigma	sigma	sigma	sigma	sigma	sigma	sigma	sigma	tau
Point	1	2	3	4	14	23	32	41	bar	
Comb.	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²
EQU_Q_sup gr_00	219.6	217.3	163.6	165.9	208.9	206.5	196.6	198.9	191.6	44.2
gr 11	266.6	249.1	139.5	157.0	244.6	227.3	207.0	224.3	203.0	44.8
gr 12	265.0	244.9	137.1	157.2	243.3	223.5	203.5	223.3	201.0	44.8
gr 13	257.5	234.9	148.6	171.2	240.1	217.8	201.8	224.1	203.0	44.2
gr 14	254.4	228.3	147.7	173.7	238.1	212.4	197.5	223.1	201.0	44.2
gr 16	264.2	244.9	136.2	155.5	242.3	223.3	203.2	222.2	200.2	46.6
gr 17	261.9	240.0	135.5	157.4	240.8	219.2	199.9	221.5	198.7	46.6
gr 21	264.2	244.9	136.2	155.5	242.3	223.3	203.2	222.2	200.2	46.6
gr 22	261.9	240.0	135.5	157.4	240.8	219.2	199.9	221.5	198.7	46.6
gr 23	251.6	226.9	148.7	173.5	235.8	211.4	197.0	221.4	200.2	44.3
gr 24	248.8	222.4	148.5	174.9	233.9	207.8	194.1	220.2	198.7	44.3
gr 26	251.6	226.9	148.7	173.5	235.8	211.4	197.0	221.4	200.2	44.3
gr 27	248.8	222.4	148.5	174.9	233.9	207.8	194.1	220.2	198.7	44.3
EQU_Q_inf gr_00	175.0	172.7	138.5	140.8	168.2	165.9	159.5	161.8	156.8	23.0
gr 11	222.2	204.2	114.2	132.2	204.1	186.4	169.7	187.4	168.2	23.6
gr 12	220.6	200.1	111.8	132.3	202.8	182.6	166.2	186.5	166.2	23.6
gr 13	213.1	190.1	123.3	146.3	199.6	176.9	164.5	187.3	168.2	23.0
gr 14	210.0	183.5	122.4	148.9	197.6	171.5	160.2	186.3	166.2	23.0
gr 16	219.8	200.1	110.9	130.6	201.9	182.4	165.9	185.4	165.3	25.3
gr 17	217.5	195.2	110.2	132.5	200.3	178.3	162.6	184.6	163.8	25.3
gr 21	219.8	200.1	110.9	130.6	201.9	182.4	165.9	185.4	165.3	25.3
gr 22	217.5	195.2	110.2	132.5	200.3	178.3	162.6	184.6	163.8	25.3
gr 23	207.3	182.1	123.4	148.6	195.4	170.5	159.7	184.5	165.3	23.1
gr 24	204.4	177.6	123.2	150.1	193.4	166.9	156.8	183.3	163.8	23.1
gr 26	207.3	182.1	123.4	148.6	195.4	170.5	159.7	184.5	165.3	23.1
gr 27	204.4	177.6	123.2	150.1	193.4	166.9	156.8	183.3	163.8	23.1
STR_Q_sup gr_00	241.4	239.1	228.8	231.2	239.4	237.1	235.2	237.5	235.1	38.8
gr 11	288.4	270.9	204.8	222.3	275.1	257.8	245.5	262.8	246.6	39.4

gr 12	286.8	266.8	202.4	222.4	273.8	254.0	242.1	261.9	244.6	39.4
gr 13	279.3	256.7	213.8	236.4	270.6	248.3	240.4	262.7	246.6	38.8
gr 14	276.2	250.2	213.0	239.0	268.6	242.9	236.0	261.7	244.6	38.8
gr 16	286.0	266.7	201.4	220.7	272.8	253.8	241.7	260.8	243.7	41.1
gr 17	283.7	261.8	200.8	222.6	271.3	249.7	238.4	260.0	242.2	41.1
gr 21	286.0	266.7	201.4	220.7	272.8	253.8	241.7	260.8	243.7	41.1
gr 22	283.7	261.8	200.8	222.6	271.3	249.7	238.4	260.0	242.2	41.1
gr 23	273.5	248.7	214.0	238.7	266.3	241.9	235.5	259.9	243.7	38.8
gr 24	270.6	244.2	213.8	240.2	264.4	238.3	232.7	258.8	242.2	38.8
gr 26	273.5	248.7	214.0	238.7	266.3	241.9	235.5	259.9	243.7	38.8
gr 27	270.6	244.2	213.8	240.2	264.4	238.3	232.7	258.8	242.2	38.8
STR_Q_inf gr_00	177.2	174.9	171.1	173.4	176.5	174.2	173.5	175.8	174.2	19.9
gr 11	224.2	206.7	147.0	164.5	212.2	194.9	183.9	201.1	185.6	20.5
gr 12	222.6	202.6	144.6	164.7	210.9	191.1	180.4	200.2	183.6	20.5
gr 13	215.1	192.6	156.1	178.7	207.7	185.4	178.7	201.0	185.6	19.9
gr 14	212.0	186.0	155.3	181.2	205.7	180.0	174.3	200.0	183.6	19.9
gr 16	221.8	202.6	143.7	163.0	209.9	190.9	180.0	199.0	182.8	22.3
gr 17	219.5	197.6	143.0	164.9	208.4	186.9	176.8	198.3	181.3	22.3
gr 21	221.8	202.6	143.7	163.0	209.9	190.9	180.0	199.0	182.8	22.3
gr 22	219.5	197.6	143.0	164.9	208.4	186.9	176.8	198.3	181.3	22.3
gr 23	209.3	184.6	156.3	181.0	203.4	179.1	173.8	198.2	182.8	20.0
gr 24	206.5	180.1	156.1	182.4	201.5	175.5	171.0	197.0	181.3	20.0
gr 26	209.3	184.6	156.3	181.0	203.4	179.1	173.8	198.2	182.8	20.0
gr 27	206.5	180.1	156.1	182.4	201.5	175.5	171.0	197.0	181.3	20.0
Séisme SL+	200.4	189.5	153.0	164.0	193.1	182.3	175.5	186.3	176.7	30.2
SL-	199.5	188.5	150.6	161.5	191.8	181.0	174.0	184.8	175.0	30.2
ST+	194.7	164.5	158.8	188.9	193.3	163.6	162.5	192.3	176.7	27.2
ST-	193.7	163.6	156.3	186.5	192.1	162.3	161.0	190.7	175.0	27.2
SV+	186.2	175.3	171.2	182.2	185.3	174.5	173.8	184.6	178.7	26.3
SV-	183.0	172.1	163.1	174.0	181.1	170.3	168.7	179.5	173.0	26.3
max	288.4	270.9	228.8	240.2	275.1	257.8	245.5	262.8	246.6	46.6
min	175.0	163.5	110.2	130.6	168.2	162.3	156.8	161.8	156.8	19.9

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

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

Verif. a Flessione	$\gamma_{rd}=1.00$		Φ	passo	Af			
Sbalzo Anteriore			mm	mm	mm ² /m			
Arm. Inferiore								
B =	1000mm		superiore	20	250	1257		
H =	2000mm		inferiore	0	200	0		
c =	50mm		inferiore	0	200	0		
c =	50mm		inferiore	24	250	1810		
			Af_min =	3 900	<	1 810		
	Msd		x/d	x	eps_s	Nrd	Mrd	sf
	kNm			mm		kN	kNm	
	428.4		0.070	137	0.0068	10	1 217.8	2.84
Verif. a Taglio	Vsd	Asw	Vrd armatura ?	alfa_c	Vrcd	Vrsd		sf
	kN	mm ² /m	kN		kN	kN		
	424.0	0	612.1 no	1.000	6 961.5	0.0		99.00
Verif. a Flessione	$\gamma_{rd}=1.00$		Φ	passo	Af			
Sbalzo Posteriore			mm	mm	mm ² /m			
Arm. Superiore								
B =	1000mm		superiore	32	250	3217		
H =	2000mm		superiore	24	500	905		
c =	50mm		superiore	0	500	0		
c =	50mm		inferiore	24	500	905		
			Af_min =	3 900	<	4 122		
	Msd		x/d	x	eps_s	Nrd	Mrd	sf
	kNm			mm		kN	kNm	
	-1 443.7		0.109	213	0.0068	-0	-2 731.1	1.89
Verif. a Taglio	Vsd	Asw	Vrd armatura ?	alfa_c	Vrcd	Vrsd		sf
	kN	mm ² /m	kN		kN	kN		
	503.0	1 257	331.3 si	1.000	6 426.0	1 294.5		2.57

10.3 Paraghiaia

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

	M1			M2		
	N	F	M	N	F	M
	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm
g1: Pesì propri	23.7	0.0	1.4	23.7	0.0	1.4
g3: Spinta rilev. e sovr. Perm.	0.0	7.5	4.4	0.0	9.5	5.5
q1: Spinta sovr. mobili	0.0	9.5	8.3	0.0	12.0	10.5
q3: Frenamento	0.0	29.5	51.6	0.0	29.5	51.6
q6: Sisma	0.2	0.9	0.8	0.2	1.0	0.9
q7: Attrito appoggi	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
q9: altre azioni	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Armando la sezione con le seguenti armature

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

Si ottengono i seguenti coefficienti di sicurezza

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

10.4 Muri di Risvolto

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

		M1				M2			
		R_x6	M_x6	R_y30	My30	R_x6	M_x6	R_y30	My30
		kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m
Spinta Rilevato	g3	107.3	-197.9	233.8	-308.9	128.7	-237.3	280.3	-370.4
Spinta sovr. Perm.	g2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Spinta sovr. mobili	q1	54.8	-95.0	55.5	-91.5	65.7	-113.9	66.5	-109.7
Azioni sismiche	q6	34.2	-59.4	34.7	-57.1	34.2	-59.4	34.7	-57.1

Combinando le azioni Orizzontali si ottiene :

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

Comb.	Mx6	x/d	x	eps_s	campo	Nrd	Mrd	sf
	kNm		mm			kN	kNm	
EQU_1	509.7	0.124	118	0.00675	2	6	1 165	2.28
EQU_2	509.7	0.124	118	0.00675	2	6	1 165	2.28
STR_1	425.1	0.124	118	0.00675	2	6	1 165	2.74
STR_2	425.1	0.124	118	0.00675	2	6	1 165	2.74
Sisma	352.3	0.124	118	0.00675	2	6	1 165	3.31

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

Comb.	R_x6	Vrd	rich. arm.	alfa_c	Vrcd	Vrsd	sf
	kN	kN			kN	kN	
EQU_1	281.7	382.8	no	1.000	3 876.0	151.4	99.00
EQU_2	281.7	382.8	no	1.000	3 876.0	151.4	99.00
STR_1	235.0	382.8	no	1.000	3 876.0	151.4	99.00
STR_2	235.0	382.8	no	1.000	3 876.0	151.4	99.00
Sisma	196.3	382.8	no	1.000	3 876.0	151.4	99.00

Combinando le azioni Verticali si ottiene :

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

	Comb.	My30 kNm	x/d	x mm	eps_s	campo	Nrd kN	Mrd kNm	sf
EQU_1		703.6	0.125	118	0.00675	2	-6	1 294	1.84
EQU_2		703.6	0.125	118	0.00675	2	-6	1 294	1.84
STR_1		586.8	0.125	118	0.00675	2	-6	1 294	2.20
STR_2		586.8	0.125	118	0.00675	2	-6	1 294	2.20
Sisma		457.5	0.125	118	0.00675	2	-6	1 294	2.83

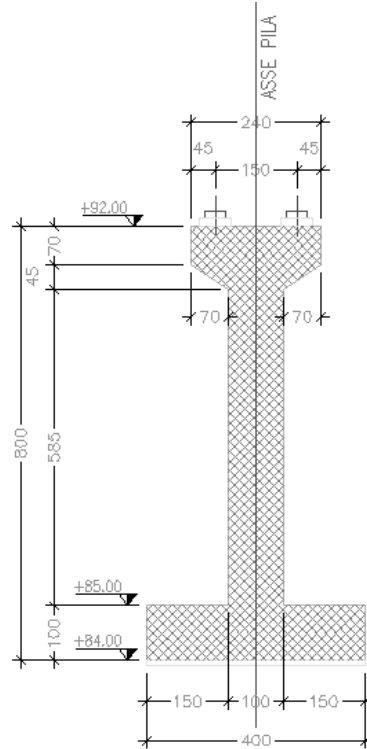
Mentre a taglio, armando con $\Phi 16/250*500$, e calcolando per $\cotg(\theta) = 1.50$, si ottiene:

	Comb.	R_y30 kN	Vrd kN	rich. arm.	alfa_c	Vrcd kN	Vrsd kN	sf
EQU_1		510.3	382.8	si	1.000	3 577.8	807.2	1.58
EQU_2		510.3	382.8	si	1.000	3 577.8	807.2	1.58
STR_1		425.6	382.8	si	1.000	3 577.8	807.2	1.90
STR_2		425.6	382.8	si	1.000	3 577.8	807.2	1.90
Sisma		323.9	382.8	no	1.000	3 577.8	807.2	99.00

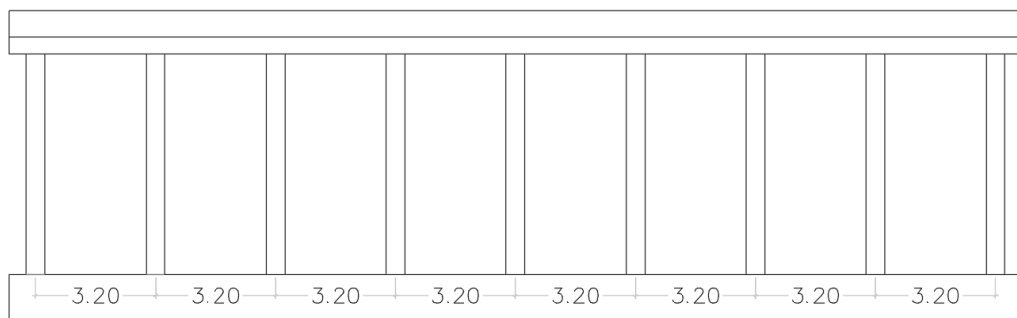
11. PILA – VERIFICHE ELEVAZIONE E FONDAZIONE

11.1 Geometria

La geometria della pila analizzata è riportata nella immagine seguente.



F 24. Sezione longitudinale pila



F 25. Vista frontale pila

11.2 Analisi dei carichi agenti

Peso proprio

Peso proprio impalcato Sx:

$$W_{Sx} = 4000 \text{ KN}$$

Peso proprio impalcato Dx:

$$W_{Dx} = 7900 \text{ KN}$$

Permanenti portati

Permanenti portati impalcato Sx:

$$P_{Sx} = 900 \text{ KN}$$

Permanenti portati impalcato Dx:

$$P_{Dx} = 1900 \text{ KN}$$

Carichi da traffico

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

$$Q_{ik} = 9 \times 3 + 2.5 \times 3 + 2.5 \times 3 + 2.5 \times 3 + 2.5 \times 3 = 57 \text{ KN/m}$$

$$\text{folla} = 5 \times 2.35 = 11,75 \text{ KN/m}$$

Reazione massima verticale su pila:

$$L_{Sx} = 10.9 \text{ m} \quad L_{Dx} = 25.7 \text{ m}$$

$$R = 2500 \text{ KN}$$

eccentricità del solo truck sulla pila:

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

eccentricità del distribuito sulla pila:

$$e_2 = 0,53 \text{ m} \quad \text{calcolata graficamente}$$

Momento trasversale totale sulla pila :

$$M_L = 6400 \text{ KNm}$$

Sisma**Inerzia dell'impalcato**

Si calcola il periodo proprio dei due impalcato afferenti alla pila considerando il sistema di appoggi adottato in elastomero armato di rigidità $K = 900 \text{ KN/m}$.

IMPALCATO DI SINISTRA			
Numero appoggi totali dell'impalcato	n		24
Rigidità appoggio in neoprene		kN/m	900
Rigidità totale appoggi	K_{app}	kN/m	21600
(Peso impalcato + permanenti) s_x	W	kN	4900
(Massa impalcato) s_x	m	$\text{kN} \times \text{sec}^2/\text{m}$	500
Periodo impalcato	T	sec	0,955
Spostamento da spettro elastico	s	mm	0,029
(Forza trasmessa alla pila dall'impalcato) s_x	F	kN	313

IMPALCATO DI DESTRA			
Numero appoggi totali dell'impalcato	n		24
Rigidità appoggio in neoprene		kN/m	900
Rigidità totale appoggi	K_{app}	kN/m	21600
(Peso impalcato + permanenti) d_x	W	kN	9800
(Massa impalcato) d_x	m	$\text{kN} \times \text{sec}^2/\text{m}$	1000
Periodo impalcato	T	sec	1,351
Spostamento da spettro elastico	s	mm	0,041

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

(Forza trasmessa alla pila dall'impalcato)DX	F	kN	443
--	---	----	-----

La forza trasmessa dai due impalcati alla pila si ottiene:

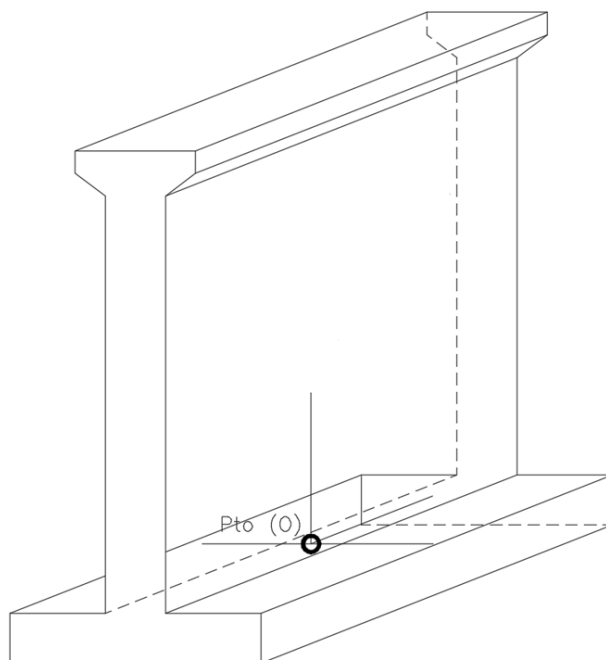
$$F_{imp} = (313^2 + 443^2)^{0.5} = 542 \text{ KN}$$

Inerzia della pila

Massa	m_{pila}	$\text{kN} \times \text{sec}^2 / \text{m}$	242
Rigidezza pila $3 \times E \times J / H^3$	K_{pila}	kN/m	131195
Periodo pila	T	sec	0,27

11.3 Condizioni di carico

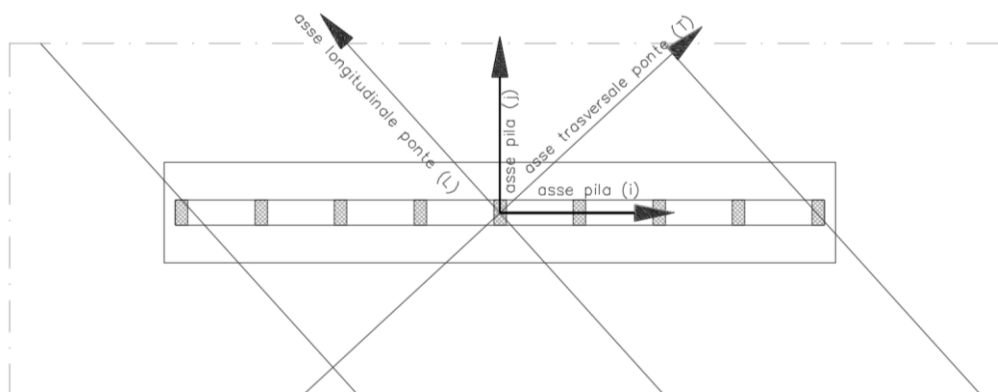
Nella tabella seguente sono riportati valori delle sollecitazioni per ciascun carico riferiti a estradosso pinto punto (O) fig. seguente:



F 26. Schema generale

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

In fase di verifica, vista l'indeterminatezza della direzione del sisma, sono state considerate le stesse sollecitazioni agenti nelle direzioni principali (i) e (j) della pila; la figura sottostante chiarisce quanto appena esposto.



F 27. Schema degli assi principali i e j assunti nella verifica della pila

Il momento trasversale (M_L) agente alla base delle colonne è stato ottenuto considerando il comportamento shear type in direzione trasversale. La forza globale in testa pila è stata moltiplicata quindi per $H/2$ per ottenere il momento alla base.

	H_L	H_T	N	M_T	M_L
cond\comb	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
Peso proprio impalcato	0	0	5950	0	0
Peso proprio pila	0	0	2369	0	0
Perm Impalcato	0	0	1400	0	0
Accidentale Impalcato	0	0	2500	0	3200
Frenatura	420	0	0	3772	0
Vento	0	205	0	0	605
SIS PILA L	145	0	0	787	0
SIS PILA T	0	145	0	0	787
SIS PILA V	0	0	142	0	0
SIS IMP L	542	0	0	4442	0
SIS IMP T	0	542	0	0	2221
SIS IMP V	0	0	86	0	0
	1	2	3	4	5

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

11.4 Combinazioni di carico

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

cond\comb	STASLU 1	STASLU 2	STASLU 3	STASLU 4	STASLE 5	SISSLU 6	SISSLU7	SISSLU8
Peso proprio impalcato	0	1,35	1,35	1,35	1	1	1	1
Peso proprio pila	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1	1	1
Perm Impalcato	0	1,35	1,35	1,35	1	1	1	1
Accidentale Impalcato	0	0	1,35	1,0125	1	0	0	0
Frenatura	0	0	0	0	1	0	0	0
Vento	0	0	0,9	1,5	0	0	0	0
SIS PILA L	0	0	0	0	0	1,00	0,30	0,30
SIS PILA T	0	0	0	0	0	0,30	1,00	0,30
SIS PILA V	0	0	0	0	0	0,30	0,30	1,00
SIS IMP L	0	0	0	0	0	1,00	0,30	0,30
SIS IMP T	0	0	0	0	0	0,30	1,00	0,30
SIS IMP V	0	0	0	0	0	0,30	0,30	1,00
	1	2	3	4	5	6	7	8

T.2 Tabella fattori di combinazione

SOLLECITAZIONI SPICCATO FUSTO PILA					
	H_L	H_T	N	M_T	M_L
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLU 1	0	0	3198	0	0
STA SLU 2	0	0	13121	0	0
STA SLU 3	0	185	16496	0	4865
STA SLU 4	0	308	15652	0	4148
STA SLE 5	420	0	12219	3772	3200
SIS SLU 6	687	206	9788	5228	902
SIS SLU 7	206	687	9788	1569	3008
SIS SLU 8	206	206	9947	1569	902

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

11.5 Verifiche fusto elevazione

Di seguito è riportata la verifica strutturale della sezione di attacco della pila col plinto di fondazione per la combinazione più gravosa (*SIS_SLU_6*). Si considerano le sollecitazioni per ciascuna delle nove colonne costituenti la pila.

11.5.1 Verifica a flessione

Sulla singola colonna si ha:

$$M_i = 5228 / 9 \cong 581 \text{ kN}\times\text{m/piedritto} \quad (\text{momento longitudinale})$$

$$M_j = 902 / 9 \cong 100 \text{ kN}\times\text{m/piedritto} \quad (\text{momento trasversale})$$

$$N' = 9788 / 9 \cong 1088 \text{ kN/piedritto.}$$

La carpenteria della sezione resistente del piedritto è assunta pari a 1.0m×0.5m. L'armatura perimetrale considerata nella verifica è composta da:

$$A_{s\text{-perimetrale}} = 3\phi 20 \text{ (lati corti)} + 4\phi 20 \text{ (lati lunghi)} = 14\phi 20.$$

Il momento resistente minimo vale:

$$M_{R,d} \cong 1000 \text{ KN}\times\text{m} > 581 \text{ KN}\times\text{m} \Rightarrow \text{la verifica risulta soddisfatta}$$

11.5.2 *Verifica al taglio*

Si considera la combinazione col massimo taglio trasversale:

$$H_T = 687 / 9 = 76 \text{ KN/piedritto};$$

$$H_L = 206 / 9 = 23 \text{ KN/piedritto}.$$

Si arma la sezione con staffe $\phi 10$ passo 200mm.

In direzione trasversale si ha:

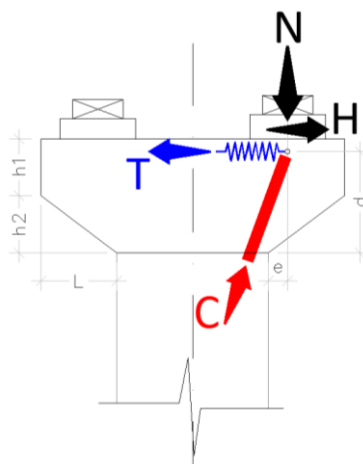
$$V_{R-S,d} = 0.9 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} = 0.9 \times 400 \times (157/200) \times 391 \cong 110 \text{ KN} > 76 \text{ kN}.$$

In direzione longitudinale si ha:

$$V_{R-S,d} = 0.9 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} = 0.9 \times 900 \times (157/200) \times 391 \cong 248 \text{ KN} > 23 \text{ kN}.$$

11.6 Verifica pulvino

Di seguito si riporta la verifica del pulvino testa pila per la sola direzione longitudinale; in direzione trasversale infatti lo schema di trave continua e la disposizione degli appoggi è tale da non generare sollecitazioni significative ovvero non si generano meccanismi di diffusione del carico verticale significativi e quindi tali da richiedere una valutazione specifica). Lo schema statico adottato per determinare le sollecitazioni in direzione longitudinale è quello di mensola tozza soggetta alla reazione verticale ed orizzontale trasmessa dai dispositivi di appoggio (si trascura il peso proprio della mensola tozza).



F 28. Schema di calcolo pulvino testa pila – Direzione longitudinale

Le caratteristiche geometriche sono riepilogati di seguito.

$$h_1 = 0.7\text{m} \quad h_2 = 0.45\text{m} \quad d \cong 1.05\text{m} \quad L = 0.6\text{m} \quad e \cong 0.25\text{m}.$$

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 ($q_3 \cong 420\text{ kN}$) uniformemente ripartita su tutti gli appoggi della singola campata (12+12).

$N_{SLU} \cong 1600\text{ kN}$ – 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 $i_{app} \cong 2.3\text{m}$), risulta pari a:

$$T_{S,d} = [(N \times e) / d + H] \cong 410\text{ kN}$$

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

$$t_{S,d} = (T / i_{appoggi}) \cong 180\text{ kN/m}.$$

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

$$A_{s-necessaria} = t_{s,d} / f_{yd} \cong 5.0 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

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:

$$C_{S,d} = (N^2 + T^2)^{1/2} \cong 1660 \text{ kN};$$

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

$$c_{S,d} = (C/i_{appoggi}) \cong 725 \text{ kN/m}.$$

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

$$\sigma_{c,d} = c_{S,d} / A_{biella-cls} \cong 3.5 \text{ MPa} \leq f_{cd} - \text{Verifica soddisfatta};$$

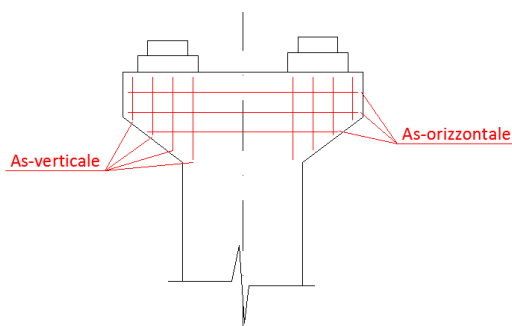
con

$$A_{biella-cls} \cong (0.2 \times d) \times B = 2100 \text{ cm}^2;$$

$$d = 105 \text{ cm};$$

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

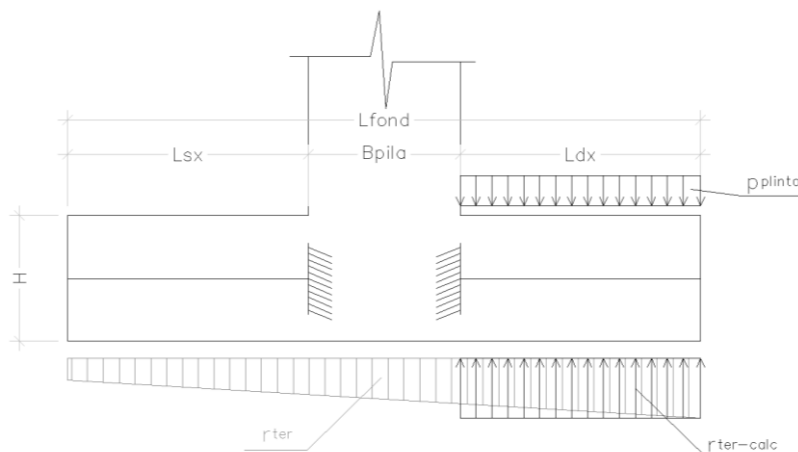
Tutte le verifiche risultano pertanto soddisfatte. Si evidenzia che oltre alle armature precedentemente determinate si prevede l'adozione di un sistema di armature a taglio composto da spille $\phi 12/40 \times 60$ e da ferri di volume orizzontali composti da $\phi 12/40 \times 60$.



F 29. Armatura integrativa fuori calcolo

11.7 Verifica plinto di fondazione

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

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

$$L_{\text{fond}} = 4.0\text{m}$$

$$B_{\text{pila}} = 1.0\text{m}$$

$$L_{\text{sx}} = L_{\text{dx}} = (4.0-1.0)/2 = 1.5\text{m}$$

$$H = 1.0\text{m};$$

$$r_{\text{ter-calc}} = \max(r_{\text{ter}}) \cong 256 \text{ kPa} - \text{reazione massima del terreno in condizioni sismiche};$$

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

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	7637	0	0	
STA SLU 2	0	0	17559	0	0	
STA SLU 3	0	162	20664	0	8811	
STA SLU 4	0	270	19888	0	7631	
STA SLE 5	130	0	15307	1297	5700	
SIS SLU 6	1065	320	13202	8799	2640	
SIS SLU 7	320	1065	13202	2640	8799	
SIS SLU 8	320	320	13657	2640	2640	
Comb.	e _L	B/6	e _T	L/6	σ _{MAX}	σ _{MIN}
	[m]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]
STA SLU 1	0.00	0.67	0.00	4.50	71	71
STA SLU 2	0.00	0.67	0.00	4.50	163	163
STA SLU 3	0.00	0.67	0.43	4.50	209	173
STA SLU 4	0.00	0.67	0.38	4.50	200	168
STA SLE 5	0.08	0.67	0.37	4.50	171	112
SIS SLU 6	0.67	0.67	0.20	4.50	256	0
SIS SLU 7	0.20	0.67	0.67	4.50	177	67
SIS SLU 8	0.19	0.67	0.19	4.50	169	84

T.4 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*), sono riassunte di seguito.

$$V_{S,d-MAX} = (r_{ter-calc} - p_{plinto}) \times L \cong 346 \text{ kN/m};$$

$$M_{S,d-MAX} = (r_{ter-calc} - p_{plinto}) \times L^2/2 \cong 259 \text{ kN}\times\text{m/m}.$$

L'armatura necessaria a flessione è pertanto pari a:

$$- A_{S-necessaria} = M_{S,d-MAX} / (0.9 \times h \times f_{yd}) \cong 8.0 \text{ cm}^2/\text{m};$$

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

L'armatura adottata è pari a:

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

L'armatura necessaria a taglio risulta invece pari a:

$$- (A_{sw-necessaria} / s) = V_{S,d-MAX} / [0.9 \times h \times f_{yd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha] \cong 0.106 \text{ cm}^2/\text{m};$$

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

L'armatura adottata, composta da cavallotti $\phi 24$ e spille $\phi 16$, è pari a:

$$- A_{sw-adottata} (1\phi 24/60 \times 120 + 1\phi 16/60 \times 60) \cong 0.119 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{sw-necessaria} - \text{Verifica soddisfatta}.$$

12. APPARECCHI DI APPOGGIO, GIUNTI E VARCHI

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

Si adottano apparecchi di appoggio aventi la seguente rigidezza equivalente orizzontale:

$$k_o \cong 0.9 \text{ kN/mm.}$$

Il carico verticale massimo allo *SLU* vale:

$$F_{SLU} \cong 1700 \text{ kN.}$$

Le massime forze orizzontali allo *SLU* sono pari a:

$$F_{long} \cong 55 \text{ kN}$$

$$F_{trasv} \cong 15 \text{ kN}$$

Di seguito si riporta il valore della massa sismica del singolo impalcato:

$$m_t \cong 2090 \text{ t.}$$

Il periodo fondamentale della struttura (longitudinale e trasversale) è valutato assumendo una rigidezza totale del sistema di vincolo pari a:

$$k_t \cong 64800 \text{ kN/m (n.72 appoggi).}$$

Si ottiene: $T \cong 1.13 \text{ s}$, a cui corrispondono i seguenti spostamenti massimi:

$$\mathbf{SLV} \Rightarrow \delta_{SLV} \cong 28 \text{ mm};$$

$$\mathbf{SLD} \Rightarrow \delta_{SLD} \cong 5 \text{ mm.}$$

Lo spostamento longitudinale dovuto all'azione termica uniforme vale:

$$\delta_{DT} \cong 9 \text{ mm} \Rightarrow \text{in corrispondenza delle spalle.}$$

Le massime forze orizzontali in condizioni sismiche *SLV* sono pari a:

$$F_{SLV-long} \cong 30 \text{ kN}$$

$$F_{SLV-trasv} \cong 25 \text{ kN.}$$

Il carico verticale massimo allo *SLV* vale:

$$F_{SLV} \cong 300 \text{ kN.}$$

L'escursione massima dei giunti si valuta allo **SLD** ottenendo dunque:

$$\delta_{tot} \cong \pm 10 \text{ mm} \Rightarrow \text{giunto spalla}$$

La dimensione dei varchi si valuta allo **SLV** assumendo, in direzione trasversale, l'opposizione di fase tra i 2 impalcati per evitare eventuali martellamenti. Si ottengono dunque i seguenti valori minimi da assumere per i varchi:

$$d_{long} = 35 \text{ mm} \Rightarrow \text{varco longitudinale spalle}$$

$$d_{trasv} = 60 \text{ mm} \Rightarrow \text{varco trasversale tra impalcati.}$$

13. 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.

13.1 Origine, caratteristiche e affidabilità dei software di calcolo

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

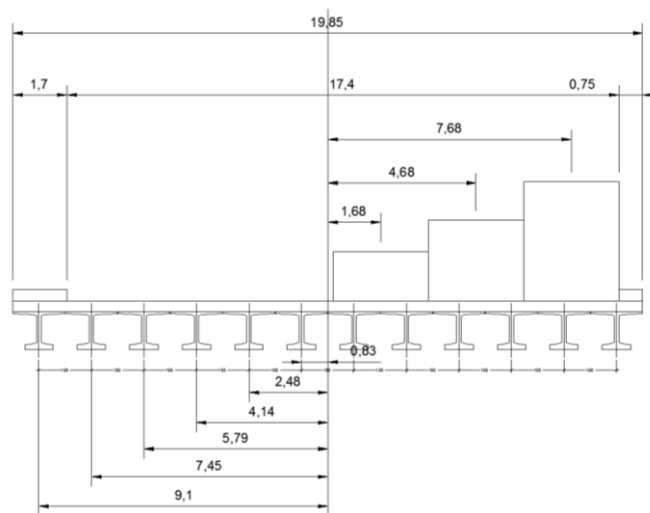
La versione di *CSiBridge* adottata per gli scopi di questa progettazione consente di eseguire analisi di elementi finiti in campo lineare e non lineare statico e dinamico, utilizzando una modellazione a grigliato con elementi beam (monodimensionali) aventi leggi costitutive lineari e non lineari. Permette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

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

13.2 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

13.2.1 Ripartizione trasversale carico accidentale

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



e (m)	$r_{Courbon}$	r_{medio}	$K_{Courbon}$
5.89	445	198	$\cong 2.25$

$$\text{Travi di impalcato} \Rightarrow M^+_{\max} \cong (12160 \text{ kN}\times\text{m} / 12 \text{ travi}) \times 2.25 \cong 2280 \text{ kN}\times\text{m}/\text{trave}.$$

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