

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

S.S. N° 275 "DI S. MARIA DI LEUCA"

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

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

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

PROGETTO DEFINITIVO

COD. BA283

PROGETTAZIONE: ANAS - COORDINAMENTO TERRITORIALE ADRIATICA

I PROGETTISTI

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

COLLABORATORI

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

IL GEOLOGO

Dott. Pasquale SCORCIA

IL COORDINATORE IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Alberto SANCHIRICO

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Gianfranco PAGLIALUNGA

RESPONSABILE PROJECT MANAGEMENT PUGLIA

Ing. Nicola MARZI

ATTIVITA' DI SUPPORTO






08 - OPERE D'ARTE MAGGIORI - VIADOTTI E PONTI

ST 02 - al km 11+518.6

Relazione di calcolo strutturale

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. N. PROG.	T00_ST02_STR_RE01_D			
L0503A	D 1701	CODICE ELAB.	T00ST02STRRE01	D	
D	OTTEMPERANZA PARERE AdB Puglia - PARERE CSLLPP	DATA	Aprile 2019	REDATTO	ing. D. Neri
C	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	DATA	Gennaio 2019	VERIFICATO	
B	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	DATA	Ottobre 2018	APPROVATO	
A	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	DATA	Giugno 2018		
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1.	PREMESSA	4
1.1	Descrizione dell'opera	4
1.2	Considerazioni sul progetto strutturale	6
2.	NORMATIVA E RIFERIMENTI	7
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
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 copriferrì	9
4.	CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELLE AZIONI	10
4.1	Criteri di calcolo	10
4.2	Definizione delle azioni	10
5.	COMBINAZIONI DI CARICO	11
6.	ANALISI DEI CARICHI	12
6.1	Azioni permanenti	12
6.1.1	Peso proprio degli elementi strutturali (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 – Travi rampe laterali	14
6.2.3	Cadute di tensione – Travi opera centrale	15
6.2.4	Ritiro e viscosità (ϵ_2)	16
6.3	Azioni variabili da traffico	17
6.3.1	Carichi mobili (q1)	17
6.4	Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q3)	18
6.5	Azioni variabili di vento e neve (q5)	18
6.6	Azioni sismiche (q6)	18
7.	IMPALCATI - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	22

S.S. 275 - Strada Statale Maglie - Santa Maria di Leuca	
Relazione di calcolo impalcato e sottostrutture – ST02	2
7.1 Generalità	22
8. IMPALCATI – ANALISI STRUTTURALE	27
8.1 Generalità	27
8.2 Descrizione del modello di calcolo	27
8.3 Descrizione dei carichi applicati	30
8.3.1 Carichi mobili (q1)	30
8.4 Diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione	30
9. IMPALCATI – VERIFICHE DELLE TRAVI	32
9.1 PREMESSA	32
9.2 RAMPA TIPO – VERIFICHE TRAVI	33
9.2.1 Combinazione di carico rara SLE – Verifiche dello stato tensionale	33
9.2.2 Combinazione di carico fondamentale SLU – Verifica a rottura	36
9.2.3 Combinazione di carico fondamentale SLU – Verifica a taglio	38
9.3 IMPALCATO CENTRALE – VERIFICHE TRAVI	39
9.3.1 Combinazione di carico rara SLE – Verifiche dello stato tensionale	39
9.3.2 Combinazione di carico fondamentale SLU – Verifica a rottura	42
9.3.3 Combinazione di carico fondamentale SLU – Verifica a taglio	43
9.4 VERIFICA SOLETTA IN DIREZIONE TRASVERSALE	44
9.4.1 Combinazione di carico rara SLE – Verifiche dello stato tensionale e a fessurazione	44
9.4.2 Combinazione di carico eccezionale SLU – Urto in svio	45
9.5 VERIFICA TRAVERSI	46
9.5.1 Combinazione di carico rara SLE – Verifiche dello stato tensionale	46
9.5.2 Verifiche a taglio	46
10. SPALLE – VERIFICHE FONDAZIONE E ELEVAZIONE	47
10.1 Generalità	47
10.2 Rampa laterale – Analisi dei carichi	47
10.3 Rampa laterale – Condizioni di carico	54
10.4 Rampa laterale – Combinazioni di carico	55
10.5 Rampa laterale – Verifiche	57
10.5.1 Verifiche di stabilità – Ribaltamento	57

10.5.2	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLU	58
10.5.3	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLE	59
10.5.4	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte SLU	60
10.5.5	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte SLE	61
10.5.6	Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base SLU	62
10.5.7	Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base SLE	63
10.5.8	Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLU	64
10.5.9	Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLE	65
10.5.10	Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLU	66
10.5.11	Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLE	69
10.5.12	Verifiche strutturali – Soletta di transizione – SLU	70
10.6	Opera centrale – Analisi dei carichi	71
10.7	Opera centrale – Condizioni di carico	77
10.8	Opera centrale – Combinazioni di carico	78
10.9	Opera centrale – Verifiche	80
10.9.1	Verifiche di stabilità – Ribaltamento	80
10.9.2	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLU	81
10.9.3	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLE	82
10.9.4	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte SLU	83
10.9.5	Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte SLE	84
10.9.6	Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base SLU e SLE	84
10.9.7	Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLU e SLE	84
10.9.8	Verifiche strutturali - Muri di risvolto SLU	85
10.9.9	Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLE	88
10.9.10	Verifiche strutturali – Soletta di transizione – SLU	88
11.	APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI	89
12.	ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DEI CODICI DI CALCOLO	91
12.1	Origine, caratteristiche e affidabilità dei software di calcolo	91
12.2	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	91
12.2.1	Ripartizione trasversale carico accidentale	91

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale dell'opera *Sottopasso (Comune di Botrugno) ST 02 - al km 11+518.16* prevista 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 degli impalcati a travi prefabbricate precomprese, a trefoli pre-tesi, con sezione trasversale a "T" ad ala larga superiore di altezza pari a $H=90\text{cm}$ e il dimensionamento strutturale delle sottostrutture.

La sovrastruttura nel suo insieme è composta da due impalcati laterali esterni (rampe) e da un impalcato centrale. L'impalcato delle rampe ha larghezza costante pari a circa 7.6m mentre la piattaforma centrale ha larghezza costante pari a circa 23.5m : per tutti gli impalcati sono previsti dei cordoli di bordo in destra e sinistra sui quali sono montati gli elementi di ritenuta.

Gli impalcati sono composti quindi dalle travi in c.a.p. affiancate e collegate superiormente dalla soletta di impalcato in calcestruzzo armato gettata in opera sulle ali superiori delle travi e su predelle tralicciate di bordo previste per le fasce laterali senza la necessità quindi di adoperare cassetture.

Lo schema statico della sovrastruttura è quello di trave in semplice appoggio avente la seguente geometria:

$L \cong 16.0\text{ m} \Rightarrow$ luce campata;

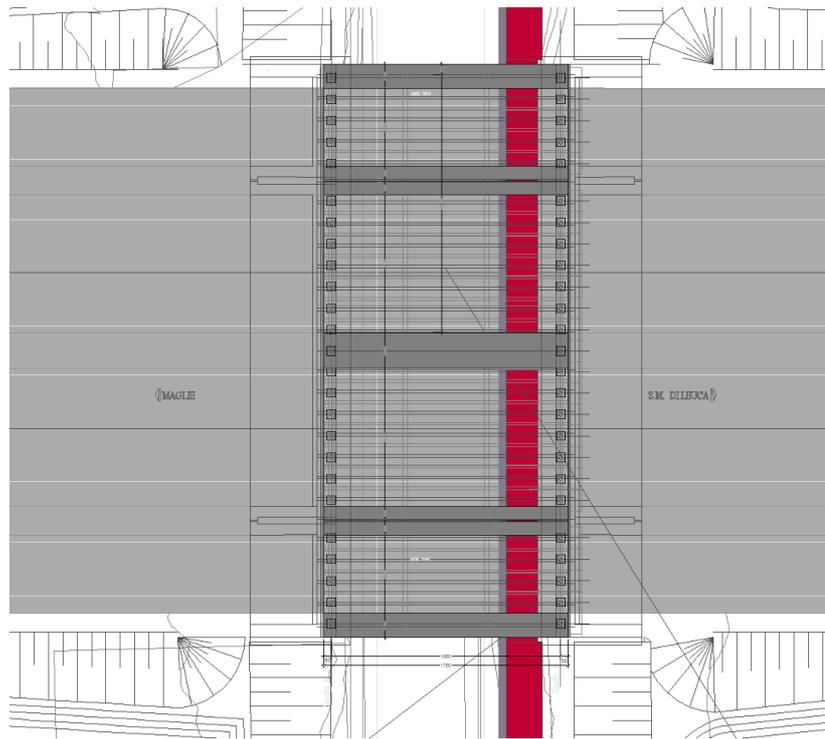
$B_{\text{rampa}} \cong 7.6\text{m} \Rightarrow$ larghezza rampe (n. 5 travi in c.a.p. $H=90\text{cm}$);

$B_{\text{imp-centrale}} \cong 23.5\text{m} \Rightarrow$ larghezza impalcato centrale (n. 15 travi in c.a.p. $H=90\text{cm}$).

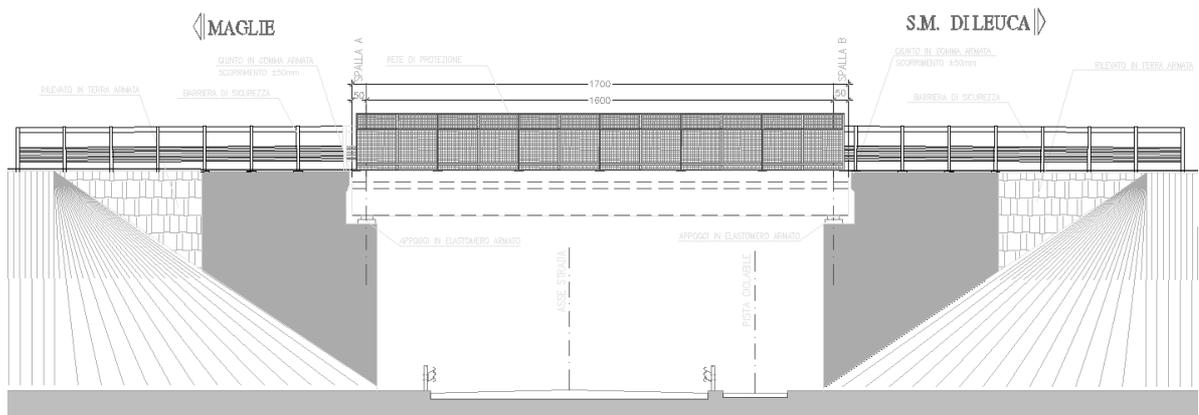
La sovrastruttura di impalcato è vincolata alle spalle mediante un sistema di dispositivi d'appoggio in elastomero armato.

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

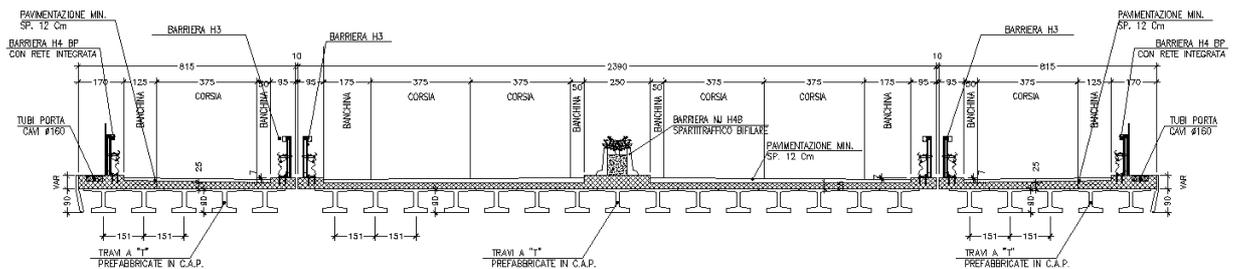
Nelle figure seguenti si illustrano le caratteristiche principali dell'opera in esame.



F 1. Planimetria generale



F 2. Profilo longitudinale



F 3. Sezione trasversale impalcato

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

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

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

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

3.2 Acciaio per cemento armato

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

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

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

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

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

T.1 Caratteristiche dell'acciaio

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

T.2 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 le sottostrutture dell'opera in esame non sono state considerate le azioni da vento e neve poiché non dimensionanti; le azioni eccezionali non sono presenti.

5. COMBINAZIONI DI CARICO

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Di seguito si riporta la matrice di combinazioni implementata.

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

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

6. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente capitolo, 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	18 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

$$p_{\text{travi-sez mezzeria}} = 25 \times 0.366 = 9.15 \text{ kN/m per ogni singola trave.}$$

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

$$p_{\text{travi-sez appoggio}} = 1.1 \times 9.15 \cong 10.1 \text{ kN/m per ogni singola trave.}$$

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 1.52 m, per cui si ha:

$$p = 0.25 \times 1.52 \times 25 = 9.5 \text{ kN/m per ogni singola trave.}$$

6.1.2 Carichi permanenti portati (g2)

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

- sovr. stradale ($h_{\text{media}} \cong 0.25\text{m}$)	$0.25 \times 22 = 6.6 \text{ kPa};$
- marciapiedi-cordoli ($h_{\text{media}} \cong 0.3\text{m}$)	$0.3 \times 25 = 8.75 \text{ kPa};$
- velette prefabbricate	$2 \times (1.5 \times 0.12) \times 25 = 9.0 \text{ kN/m};$
- organi di ritenuta (NJ)	$6.0 \text{ kN/m};$
- organi di ritenuta (barriera metallica)	$1.5 \text{ kN/m};$
- 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 da 20 trefoli (2 trefoli superiori + 18 trefoli inferiori) da 0.6" ovvero con 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:

$$\sigma_{spi-MAX} \cong 1395 \text{ MPa.}$$

6.2.2 Cadute di tensione – Travi rampe laterali

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

<u>- Perdite di precompressione</u>			
<u>- Caratteristiche dei materiali impiegati</u>			
<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)
<u>- Caratteristiche geometriche</u>			
Atrave =	0.3662	m ²	(area della sezione di calcestruzzo)
Acavi =	28.0	cm ²	(area complessiva dei cavi della prec.)
1/Atrave,om =	2.630	m ⁻²	(1/area della sezione omogeneizzata)
1/Wb,cavi =	5.931	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra di cls in corrispondenza del baricentro dei cavi)
<u>- tensione iniziale</u>			
$\sigma_0 =$	1395.0	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
<u>- perdite iniziali</u>			
<i>perdite di tensione per deformazione istantanea del calcestruzzo</i>			
$\Delta\sigma_{db} = E_p/E_{C0} \times A_{torons}/A_{poutre} \times \sigma_0$	57.1	N/mm ²	(perdite di tensione istantanea = 4.1% del valore iniziale)
$\sigma_{0,1} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{db} =$	1337.9	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)
$\sigma_{0,1} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{db} - \Delta\sigma_{attrito}$	1337.9	N/mm ²	(tensione in seguito alle perdite istantanee)
<u>- perdite finali</u>			
<i>perdita di tensione per il ritiro del calcestruzzo</i>			
$\epsilon_{rit} =$	0.00030	-	
$\Delta\sigma_{ret} = E_p \times \epsilon_{rit} =$	58.5	N/mm ²	
<i>perdita di tensione per il fluage</i>			
$\sigma_{b,cavi} =$	8.1	N/mm ²	(tensione nel calcestruzzo al livello del baricentro dei cavi)
$\Delta\sigma_{fl} = 2.2 \times \sigma_{b,cavi} \times E_s/E_{C0} =$	95.7	N/mm ²	
<i>perdita di tensione per il rilassamento dell'acciaio</i>			
trefolo stabilizzato	si	-	
$\Delta\sigma_{rel} =$	81.8	N/mm ²	($\Delta\sigma_{rel}$ tenendo conto di un t=500000 ore)
<u>- tensione finale</u>			
$\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_{rel}$	236.0	N/mm ²	(perdite di tensione lente = 16.9% del valore iniziale)
$\sigma_{int} = \sigma_{0,1} - \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_{rel}$	1101.9	N/mm ²	(tensione finale dei trefoli)
ver	< 0.80 $f_{p(1)k} = 1336$ MPa		

6.2.3 Cadute di tensione – Travi opera centrale

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

<u>- Perdite di precompressione</u>			
<u>- Caratteristiche dei materiali impiegati</u>			
<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)
<u>- Caratteristiche geometriche</u>			
Atrave =	0.3662	m ²	(area della sezione di calcestruzzo)
Acavi =	28.0	cm ²	(area complessiva dei cavi della prec.)
1/Atrave,om =	2.630	m ⁻²	(1/area della sezione omogeneizzata)
1/Wb,cavi =	5.931	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra di cls in corrispondenza del baricentro dei cavi)
<u>- tensione iniziale</u>			
$\sigma_0 =$	1395.0	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
<u>- perdite iniziali</u>			
<i>perdite di tensione per deformazione istantanea del calcestruzzo</i>			
$\Delta\sigma_{db} = E_p/E_{C0} \times A_{torons}/A_{poutre} \times \sigma_0$	57.1	N/mm ²	(perdite di tensione istantanea = 4.1% del valore iniziale)
$\sigma_{0,1} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{db} =$	1337.9	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)
$\sigma_{0,1} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{db} - \Delta\sigma_{attrito}$	1337.9	N/mm ²	(tensione in seguito alle perdite istantanee)
<u>- perdite finali</u>			
<i>perdita di tensione per il ritiro del calcestruzzo</i>			
$\epsilon_{rit} =$	0.00030	-	
$\Delta\sigma_{ret} = E_p \times \epsilon_{rit} =$	58.5	N/mm ²	
<i>perdita di tensione per il fluage</i>			
$\sigma_{b,cavi} =$	8.8	N/mm ²	(tensione nel calcestruzzo al livello del baricentro dei cavi)
$\Delta\sigma_{fl} = 2.2 \times \sigma_{b,cavi} \times E_s/E_{c0} =$	103.8	N/mm ²	
<i>perdita di tensione per il rilassamento dell'acciaio</i>			
trefolo stabilizzato	si	-	
$\Delta\sigma_{rel} =$	81.8	N/mm ²	($\Delta\sigma_{rel}$ tenendo conto di un t=500000 ore)
<u>- tensione finale</u>			
$\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_{rel}$	244.0	N/mm ²	(perdite di tensione lente = 17.5% del valore iniziale)
$\sigma_{int} = \sigma_{0,1} - \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_{rel}$	1093.8	N/mm ²	(tensione finale dei trefoli)
ver	< 0.80 $f_{p(1)k} = 1336$ MPa		

6.2.4 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

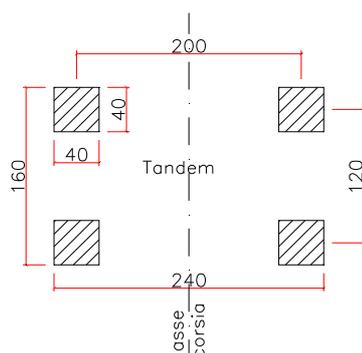
6.3.1 Carichi mobili (q_1)

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.4 Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

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

6.4 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q3)

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

$$q_3 = (0.6 \times 2 \times Q_{1k}) + (0.1 \times q_{1k} \times w_l \times L) \cong 403 \text{ kN}$$

con $L \cong 16.0$ m. Tale azione non risulta dimensionante per l'impalcato e 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 4.3 m ($3+0.11+0.25+0.9$). 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 rimangono invariati. In particolare, si fa riferimento ai seguenti parametri legati all'opera:

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

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

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

$$C_u = 2.0$$

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

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

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

- Comune: Botrugno (Long. 18.3167; Lat. 40.0576)
- Categoria di sottosuolo: B
- Condizione topografica: T1

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

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

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

a_g accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione

orizzontale;

T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t).

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

STATO LIMITE	T_R	a_g	F_0	T_c^*
[-]	[anni]	[g]	[-]	[s]
SLV	949	0.086	2.628	0.486
SLD	101	0.03	2.461	0.271

T.5 Valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c^*) per il sito

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

– **SLV** $\Rightarrow a_{max} = S \times a_g = 1.2 \times 0.086 \times g \cong 0.103 \times g$;

dove:

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

$S_s = 1.2$ coefficiente di amplificazione stratigrafica (sottosuolo tipo **B**);

$S_t = 1.0$ coefficiente di amplificazione topografica.

– **SLD** $\Rightarrow a_{max} = S \times a_g = 1.2 \times 0.03 \times g \cong 0.036 \times g$;

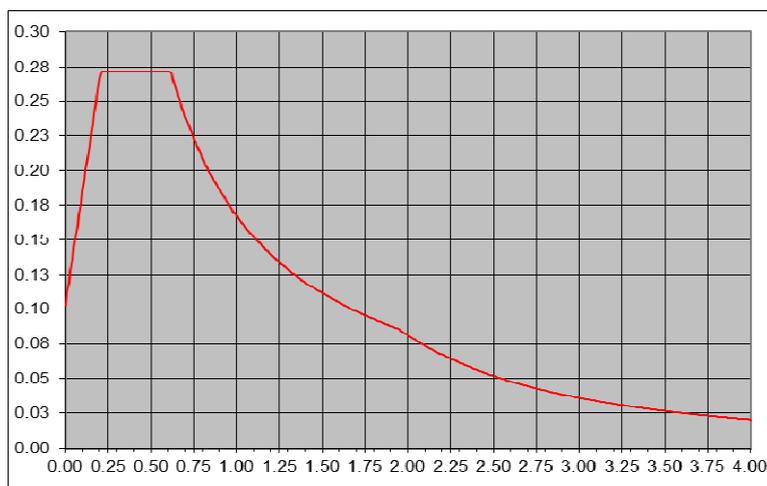
dove:

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

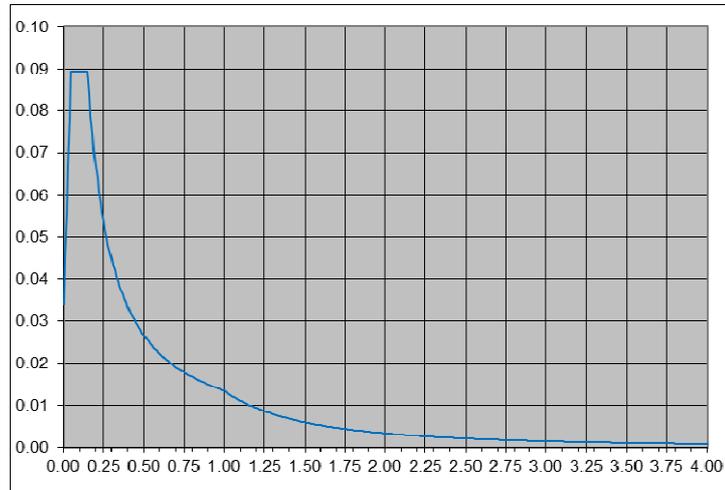
$S_s = 1.2$ coefficiente di amplificazione stratigrafica (sottosuolo tipo **B**);

$S_t = 1.0$ coefficiente di amplificazione topografica.

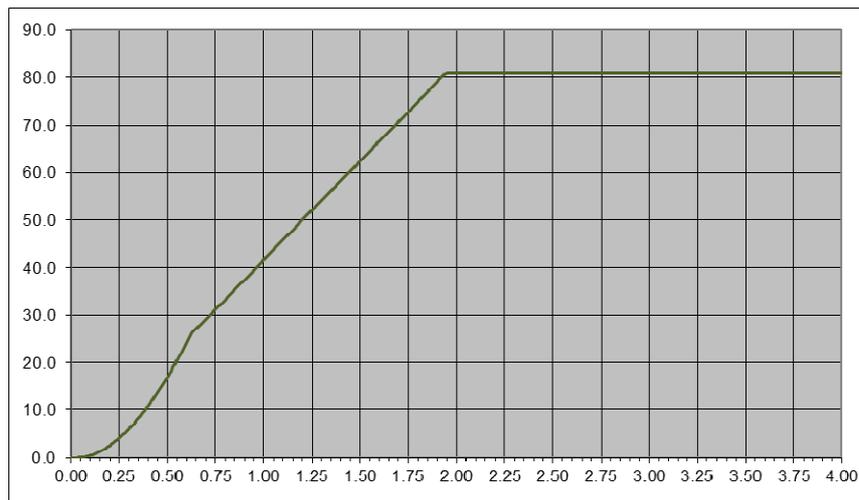
Di seguito si illustrano gli spettri elastici utilizzati nei calcoli. In particolare si osserva che il sisma verticale viene considerato solamente per le verifiche delle spalle mentre viene trascurato sia per le verifiche dell'impalcato che per quelle delle pile.



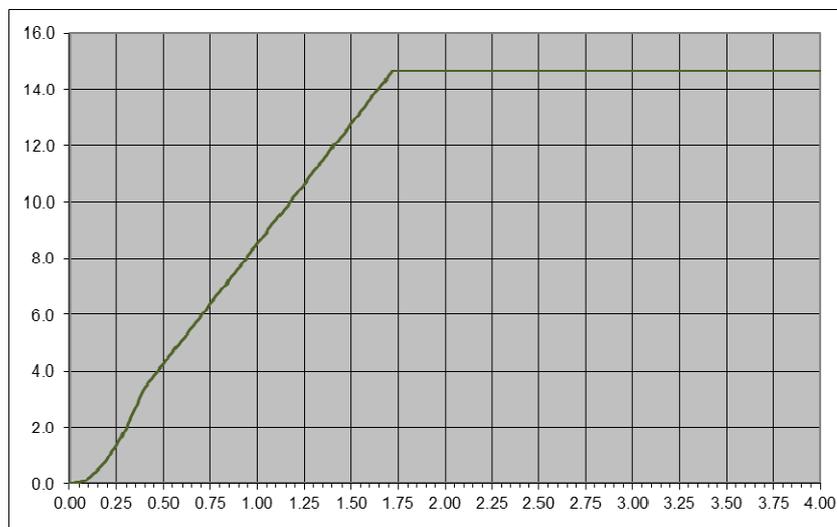
F 5. Spettro elastico in accelerazione componente orizzontale **SLV**



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***

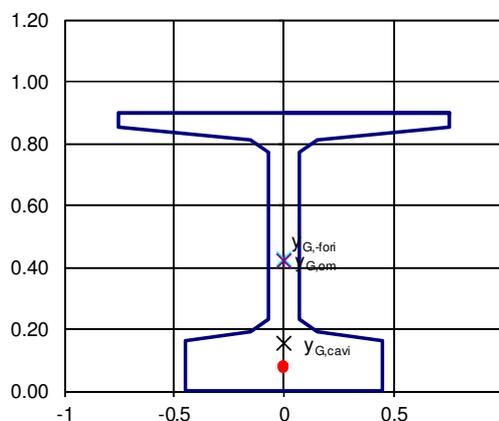
7. IMPALCATI - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

7.1 Generalità

Come descritto nei paragrafi precedenti le travi prefabbricate in c.a.p. che compongono gli impalcato sono caratterizzate da una sezione a doppio “T” ad ala larga superiore; in particolare si sono adottate 5 travi per le “rampe” e 15 travi per la parte centrale. Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche della sezione “trave” e della sezione “trave+soletta” considerando le sezione composte dal solo calcestruzzo e dal calcestruzzo con l’omogeneizzazione dell’armatura di precompressione.

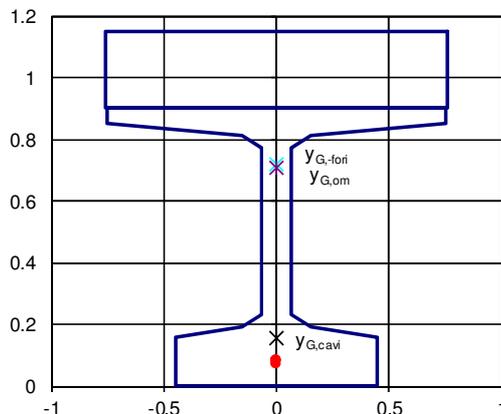
-Caratteristiche sezione di cls							
	bs(m)	bi(m)	hi(m)	Ai(m ²)	Si.s'(m ³)	Ji.s(m ⁴)	Ji(m ⁴)
1.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.t	1.500	1.500	0.0500	0.075	0.002	0.000	0.000
2.t	1.500	0.300	0.0400	0.036	0.002	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	0.5400	0.076	0.030	0.012	0.002
5.t	0.140	0.300	0.0400	0.009	0.006	0.004	0.000
6.t	0.300	0.900	0.0300	0.018	0.013	0.010	0.000
7.t	0.900	0.900	0.1600	0.144	0.118	0.097	0.000
8.t	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			0.900	0.366	0.173	0.123	0.002
h sol. =	0.000	m	(altezza della soletta)				
h tr. =	0.900	m	(altezza della trave)				
h tot =	0.900	m	(altezza totale)				
A =	0.366	m ²	(area della sezione)				
S.s' =	0.173	m ³	(momento statico rispetto all'estradosso)				
yG.tot =	0.472	m	(posizione del bar. rispetto all'estradosso)				
yG.s' =	-	m	(distanza del bar. dall'estradosso)				
yG.s =	0.4716	m	(distanza del bar. dall'estradosso trave)				
yG.i =	0.4284	m	(distanza del bar. dall'intradosso trave)				
JG. =	0.0437	m ⁴	(momento principale d'inerzia)				
1/A =	2.7307	m ⁻²	(1/area della sezione)				
1/Ws' =	-	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta)				
1/Ws =	10.7906	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra sup. trave)				
1/Wi =	9.8033	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	0.070	0.830	0.00070	0.00000	
2	4	5.60	0.00	0.080	0.820	0.00046	0.00000	
3	4	5.60	0.00	0.080	0.820	0.00046	0.00000	
4	4	5.60	0.00	0.080	0.820	0.00046	0.00000	
5	-	0.00	0.00	0.000	0.900	0.00000	0.00000	
6	2	2.80	0.00	0.840	0.060	0.00002	0.00000	
	-----	-----	-----			-----	-----	
	20.00	28.00	0.00			0.00209	0.00000	
<i>cavi</i>								
nc =	20	-	(numero dei cavi/trefoli)					
Ac =	28.00	cm ²	(area totale dei cavi)					
Sc.s' =	0.0021	m ³	(momento statico cavi rispetto all'estradosso)					
dc.s' =	0.747	m	(distanza del bar. cavi dall'estradosso)					
dc.i =	0.153	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 =	0.366	m ²	(area della sezione)					
S.s' =	0.173	m ³	(momento statico rispetto all'estradosso)					
yG.s' =	-	m	(posizione del bar. rispetto all'estradosso)					
yG.s =	0.472	m	(distanza del bar. dall'estradosso trave)					
yG.i =	0.428	m	(distanza del bar. dall'intradosso trave)					
JG. =	0.044	m ⁴	(momento principale d'inerzia)					
eG.c =	0.275	m	(ecc. dei cavi rispetto al baricentro)					
1/A =	2.731	m ⁻²	(1/area della sezione)					
1/Ws' =	-	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta)					
1/Ws =	10.791	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra sup. trave)					
1/Wi =	9.803	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra inf.)					
<u>-Caratteristiche della sezione omogeneizzata</u>								
A =	0.380	m ²						
S.s' =	0.183	m ³						
yG.s' =	-	m						
yG.s =	0.482	m						
yG.i =	0.418	m						
JG. =	0.045	m ⁴						
eG.c =	0.265	m						
1/A =	2.630	m ⁻²						
1/Ws' =	-	m ⁻³						
1/Ws =	10.771	m ⁻³						
1/Wi =	9.352	m ⁻³						
1/Wbcavi =	5.931	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	1.510	1.510	0.250	0.349	0.0436	0.005	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	1.500	1.500	0.050	0.075	0.02063	0.006	0.000
2.t	1.500	0.300	0.040	0.036	0.01136	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	0.540	0.076	0.04914	0.032	0.002
5.t	0.140	0.300	0.040	0.009	0.00829	0.008	0.000
6.t	0.300	0.900	0.030	0.018	0.01760	0.017	0.000
7.t	0.900	0.900	0.160	0.144	0.15408	0.165	0.000
8.t	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000
Σ			1.150	0.7150	0.3078	0.2377	0.0041
h sol. =	0.250	m	(altezza della soletta)				
h tr. =	0.900	m	(altezza della trave)				
h tot =	1.150	m	(altezza totale)				
A =	0.7150	m ²	(area della sezione omogeneizzata)				
S.s' =	0.308	m ³	(momento statico rispetto all'estradosso)				
yG.tot =	0.431	m	(posizione del bar. rispetto all'estradosso soletta)				
yG.s' =	0.431	m	(distanza del bar. dall'estradosso soletta)				
yG.s =	0.181	m	(distanza del bar. dall'estradosso trave)				
yG.i =	0.719	m	(distanza del bar. dall'intradosso trave)				
JG. =	0.1092	m ⁴	(momento principale d'inerzia)				
A =	0.744		(area della sezione non omogeneizzata)				
1/A =	1.3987	m ²	(1/area della sezione)				
1/Ws' =	3.9414	m ³	(1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta)				
1/Ws =	1.6529	m ³	(1/modulo di resistenza della fibra sup. trave)				
1/Wi =	6.5856	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	0.070	1.080	0.0009	0.0000	
2	4	5.60	0.00	0.080	1.070	0.0006	0.0000	
3	4	5.60	0.00	0.080	1.070	0.0006	0.0000	
4	4	5.60	0.00	0.080	1.070	0.0006	0.0000	
5	-	0.00	0.00	0.000	1.150	0.0000	0.0000	
6	2	2.80	0.00	0.840	0.310	0.0001	0.0000	
Σ	20.00	28.00	0.00			0.0028	0.0000	
cavi								
nc =	20	-	(numero dei cavi/trefoli)					
Ac =	28.00	cm ²	(area totale dei cavi)					
Sc.s' =	0.0028	m ³	(momento statico cavi rispetto all'estradosso soletta)					
dc.s' =	0.997	m	(distanza del bar. cavi dall'estradosso soletta)					
dc.i =	0.153	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 =	0.715	m ²	(area della sezione)					
S.s' =	0.308	m ³	(momento statico rispetto all'estradosso soletta)					
yG.s' =	0.431	m	(posizione del bar. rispetto all'estradosso soletta)					
yG.s =	0.181	m	(distanza del bar. dall'estradosso trave)					
yG.i =	0.719	m	(distanza del bar. dall'intradosso trave)					
JG. =	0.109	m ⁴	(momento principale d'inerzia)					
eG.c =	0.566	m	(ecc. dei cavi rispetto al baricentro)					
1/A =	1.399	m ⁻²	(1/area della sezione)					
1/Ws' =	3.9414	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta)					
1/Ws =	1.653	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra sup. trave)					
1/Wi =	6.586	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra inf.)					
-Caratteristiche della sezione omogeneizzata								
A =	0.729	m ²						
S.s' =	0.322	m ³						
yG.s' =	0.441	m						
yG.s =	0.191	m						
yG.i =	0.709	m						
JG. =	0.114	m ⁴						
eG.c =	0.556	m						
1/A =	1.372	m ⁻²						
1/Ws' =	3.8843	m ⁻³						
1/Ws =	1.685	m ⁻³						
1/Wi =	6.235	m ⁻³						



8. IMPALCATI – ANALISI STRUTTURALE

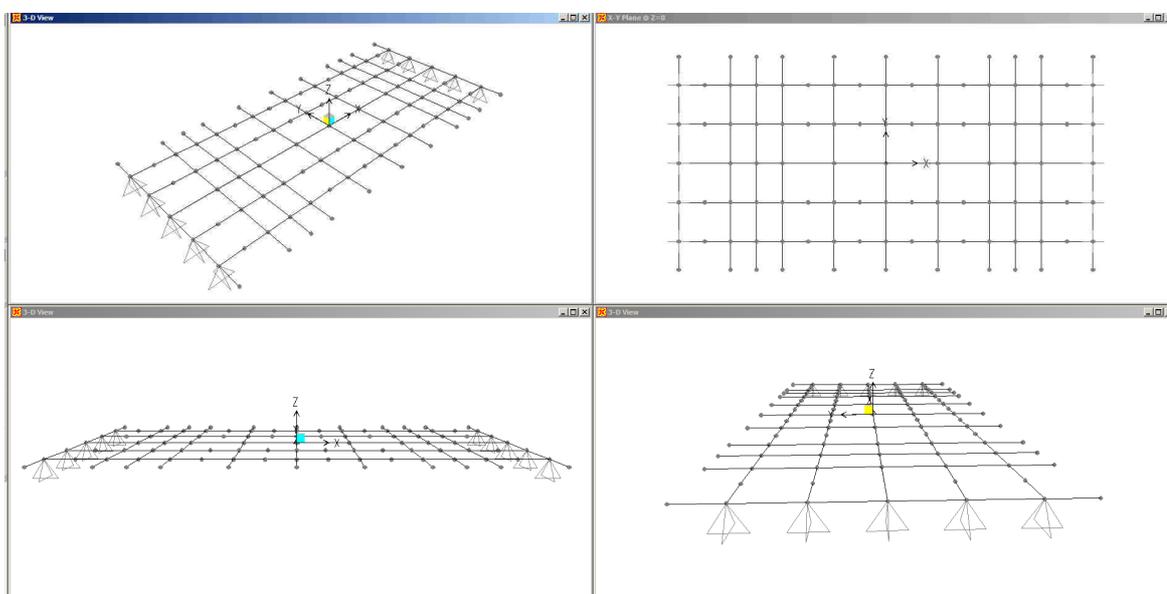
8.1 Generalità

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:

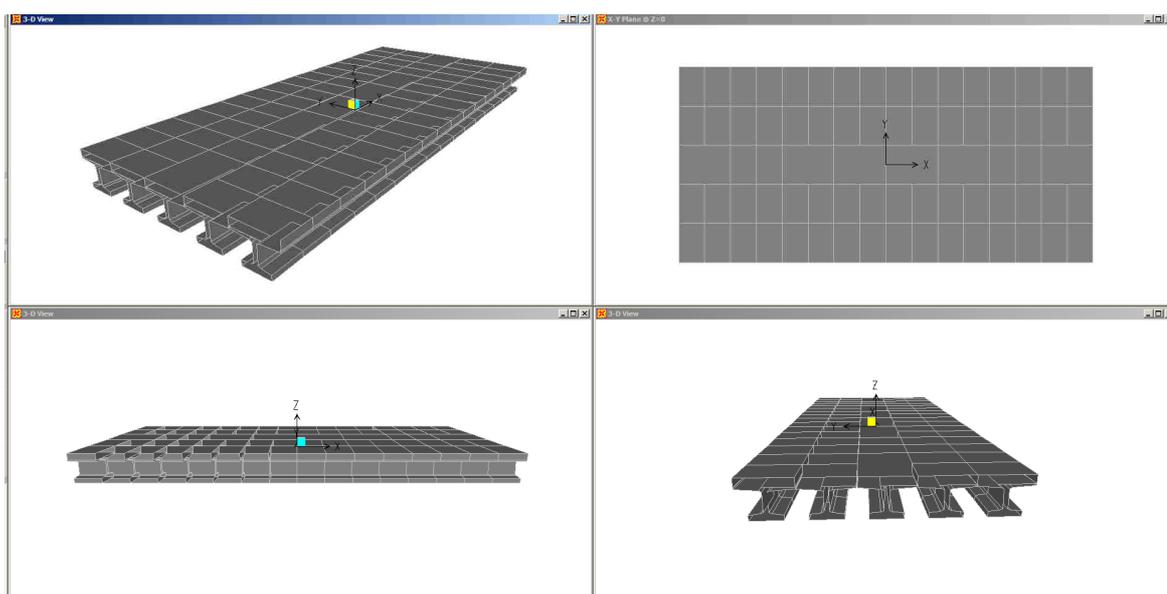
- trave semplicemente appoggiata \Rightarrow tale schema è stato ritenuto valido per i carichi permanenti quali il peso proprio degli elementi strutturali;
- graticcio di travi semplicemente appoggiate \Rightarrow tale schema è stato ritenuto valido per i carichi permanenti portati e per i carichi mobili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

8.2 Descrizione del modello di calcolo

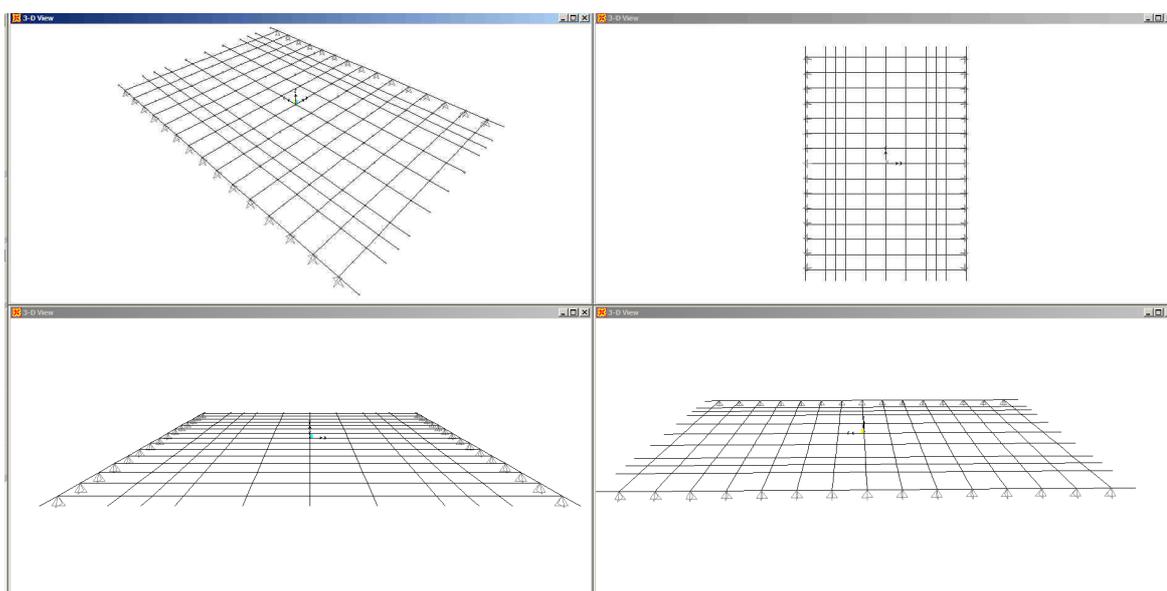
Le sovrastrutture si impalcato sono state modellate con l'ausilio del programma agli elementi finiti *SAP 2000*. Per effettuare le analisi previste per i carichi mobili di esercizio si sono realizzati due distinti modelli di calcolo aventi le caratteristiche meccaniche della fase finale. Gli impalcati in oggetto sono stati modellati con graticci di travi e soletta. Le strutture sono discretizzate 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 dei modelli strutturali adottati è riportata nelle figure seguenti.



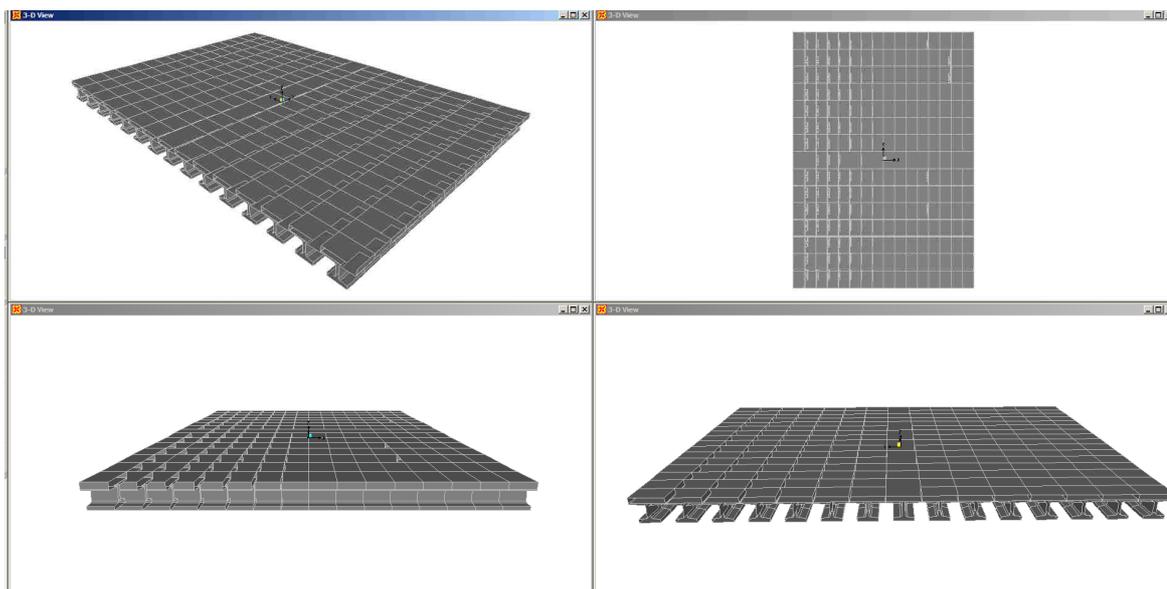
F 9. Modello agli elementi finiti – Rampa laterale tipo – Graticcio



F 10. Modello agli elementi finiti – Rampa laterale tipo – Particolare travi



F 11. Modello agli elementi finiti – Opera centrale – Graticcio



F 12. Modello agli elementi finiti – Opera centrale – Particolare travi

8.3 Descrizione dei carichi applicati

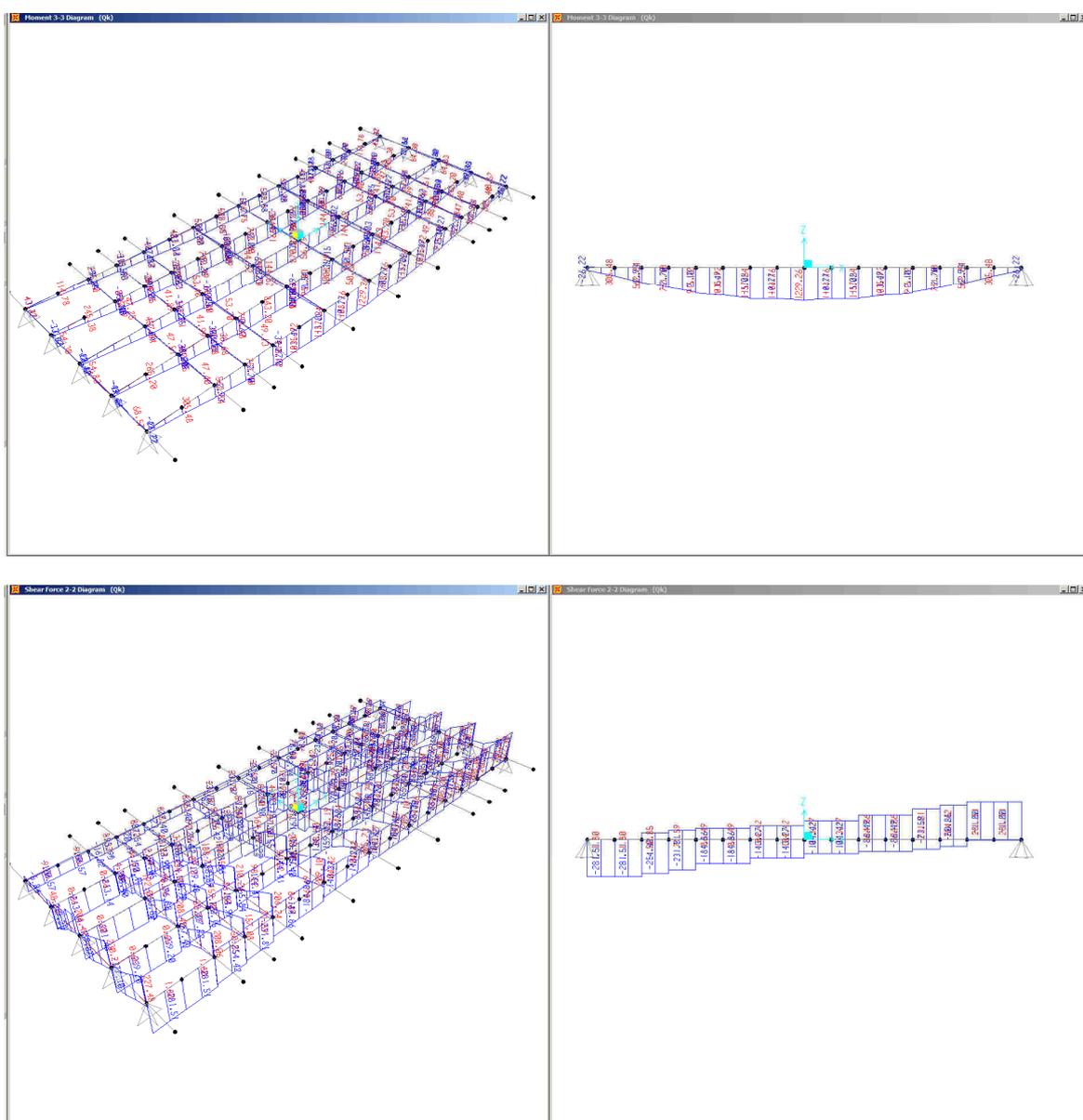
I carichi applicati, come precedentemente specificato, sono solo quelli relativi ai permanenti portati ed ai carichi mobili. Di seguito una descrizione della procedura utilizzata per la schematizzazione dei carichi mobili.

8.3.1 Carichi mobili (q_1)

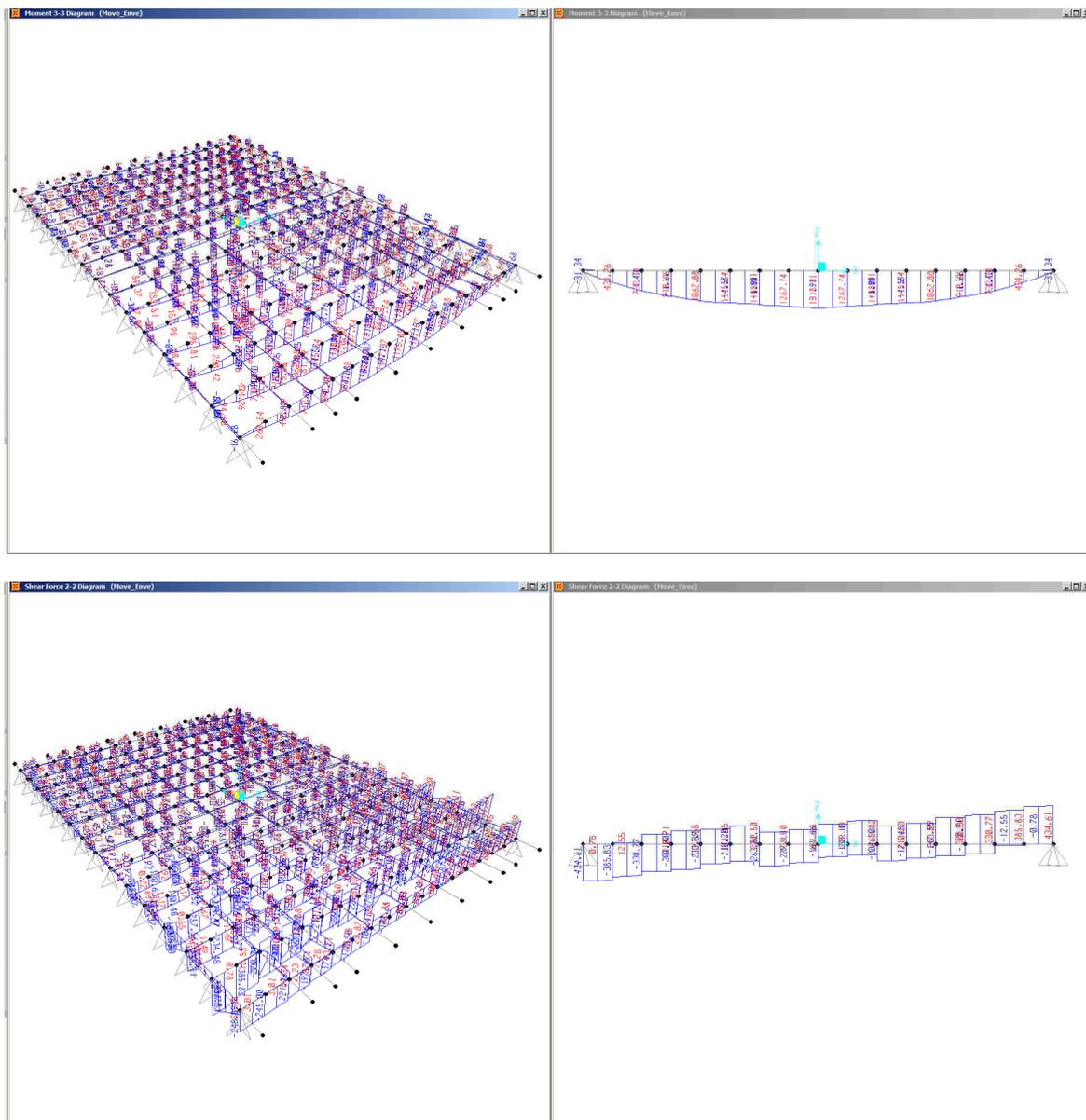
La procedura utilizzata per la valutazione delle sollecitazioni indotte dal carico viaggiante sul graticcio di travi prevede l'implementazione di diversi "vehicles" viaggianti su tutte le differenti "lane" di carico coincidenti ovviamente con le corsie di carico previste dalla normativa vigente.

8.4 Diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione

Nei seguenti grafici si mostrano gli andamenti delle sollecitazioni flettenti e taglienti nell'impalcato.



F 13. Rampa laterale – Momento flettente e taglio da carico mobile (trave più sollecitata DX)



F 14. Impalcato centrale – Momento flettente e taglio da carico mobile (trave più sollecitata a DX)

9. IMPALCATI – VERIFICHE DELLE TRAVI

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 ($B \cong 1.51 m$). 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.

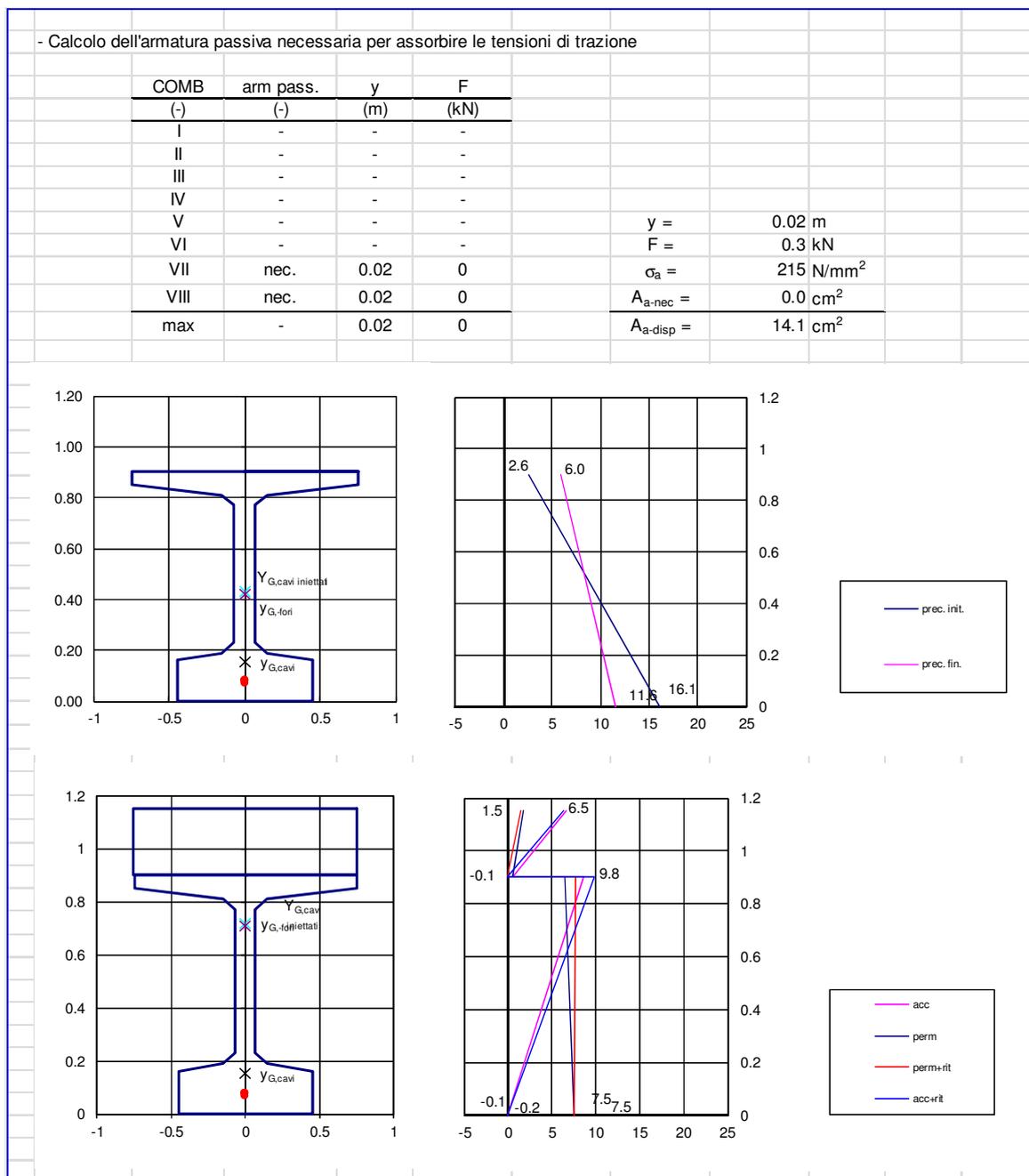
9.2 RAMPA TIPO – VERIFICHE TRAVI

9.2.1 Combinazione di carico rara SLE – Verifiche dello stato tensionale

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>			
<u>- Trave</u>			
1/A =	2.630	m ²	
1/Ws' =		m ³	
1/Ws =	10.771	m ³	
1/Wi =	9.352	m ³	
<u>- Trave+soletta</u>			
1/A =	1.372	m ²	
1/Ws' =	3.884	m ³	
1/Ws =	1.685	m ³	
1/Wi =	6.235	m ³	
<u>- Precompressione</u>			
nc =	20	-	
Ac =	28.00	cm ²	
dc.i =	0.153	m	
eG.c =	0.265	m	(ecc/c.d.g. trave)
eG.c =	0.556	m	(ecc/c.d.g. trave+soletta)
σ_0 =	1337.9	N/mm ²	(tensione iniziale)
$\Delta\sigma$ =	242.7	N/mm ²	(perdite di tensione)
σ_{inf} =	1095.2	N/mm ²	(tensione finale)
Npi =	3746	kN	ΔN_p = -680 kN
Mpi =	-994	kNm	$\Delta M_{p(t)}$ = 180 kNm
			$\Delta M_{p(t+s)}$ = 378 kNm
Npf =	3066	kN	
Mpf =	-813	kNm	
<u>- Sollecitazioni esterne</u>			
M _{pp} =	322	kNm	(Peso trave)
M _{psol} =	302	kNm	(Peso soletta)
M _{perm} =	384	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} =	1230	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} =	706	kN	(Ritiro differenziale - trave+soletta)
M _{rit,tr+sol} =	160	kNm	(Ritiro differenziale - trave+soletta)
N _{rit,sol} =	-706	kN	(Ritiro differenziale - soletta)

- Verifica combinazione		RARA							
- Valori delle tensioni di "riferimento" per lo SLE									
(*) $\sigma_{min} = \sigma_{traz} = f_{ctm} / 1.2$			t=0 (*)	t=inf. rara (*)	t=inf. freq (**)	t=inf. q.perm			
(**) $\sigma_{min} = \sigma_{traz} = f_{ctk} / 1.2$		$\sigma_{min} =$	-3.8	-3.2	-2.2	0.0	MPa		
		$\sigma_{max} =$	18.2	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		9.9	-	-10.7	9.3	-	-	-0.9	19.1
Peso trave		0	-	3.5	-3.0	-	-	3.5	-3.0
Σ		9.9	-	-7.2	6.3	-	-	2.6	16.1
								> -3.8	< 18.2
- 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		9.9	-	-7.2	6.3	-	-	2.6	16.1
Perdite di precom. 50%		-0.9	-	1.0	-0.8	-	-	0.1	-1.7
Peso soletta		-	-	3.3	-2.8	-	-	3.3	-2.82
Σ		9.0	-	-3.0	2.6	-	-	6.0	11.6
								> -2.2	< 18.2
- 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		9.0	-	-3.0	2.6	-	-	6.0	11.6
Perdite di precom. 50%		-0.5	0.7	0.3	-1.2	0.3	-0.1	-0.1	-1.6
Sovraccarichi permanenti		-	1.5	0.6	-2.4	1.5	0.6	0.6	-2.4
Rilascio appoggi provvisori		-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1 - Tensioni trave+soletta		-0.5	2.2	1.0	-3.6	1.8	0.5	6.4	7.5
2 - Ritiro differenziale (N_{p+d})		1.0	0.6	0.3	-1.0	1.6	1.2	1.2	0.0
Ritiro differenziale (N_d)		-1.9	-	-	-	-1.9	-1.9	-	-
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		-	4.8	2.1	-7.7	4.8	2.1	2.1	-7.7
6 - CC2		-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7 - CC3		-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8 - CC4		-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
COMB			$\sigma_{s'}$ (MPa)	$\sigma_{s''}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)	Verifica Tensioni		
(-)	(-)								
I	1		1.8	0.5	6.4	7.5	> -3.2	> 27.4	
II	1+2		1.5	-0.1	7.7	7.5	> -3.2	> 27.4	
III	1+3		1.8	0.5	6.4	7.5	> -3.2	> 27.4	
IV	1+2+3		1.5	-0.1	7.7	7.5	> -3.2	> 27.4	
V	1+3+4		1.8	0.5	6.4	7.5	> -3.2	> 27.4	
VI	1+2+3+4		1.5	-0.1	7.7	7.5	> -3.2	> 27.4	
VII	1+3+4+max(5-6-7-8)		6.5	0.5	8.5	-0.1	> -3.2	> 27.4	
VIII	1+2+3+4+max(5-6-7-8)		6.3	-0.1	9.8	-0.2	> -3.2	> 27.4	



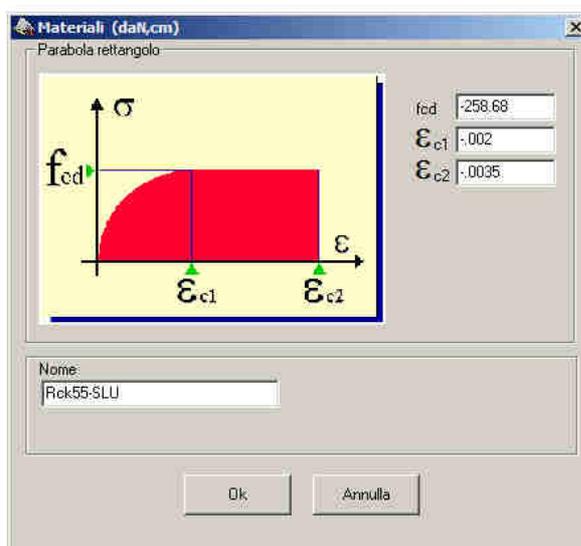
Da quanto esposto si evince il modesto stato tensionale di trazione per la combinazione rara; tale tensione di trazione è comunque fatta assorbire ad una apposita armatura lenta (7 ϕ 16) prevista e disposta all'interno del bulbo inferiore della trave in c.a.p. In base ai risultati ottenuti si possono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

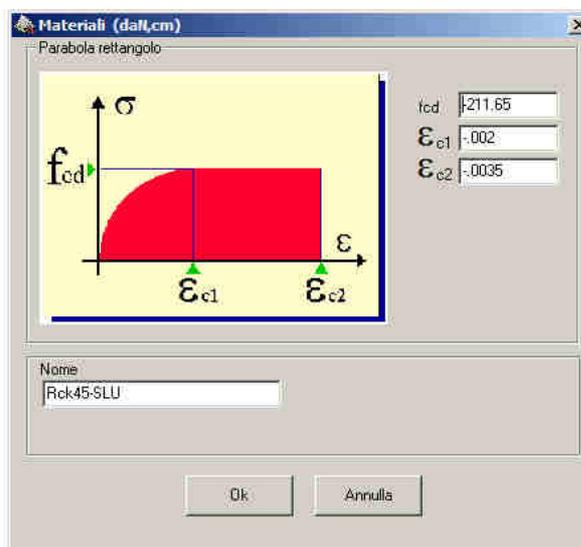
Nelle pagine successive si riporta la verifica a rottura delle travi d'impalcato per la sollecitazione di flessione; il momento sollecitante massimo allo *S.L.U.*, derivato dalle sollecitazioni caratteristiche riportate nella verifica precedente, risulta pari a:

$$(M_{s,d})_{SLU} = 1.35 \times (322 + 302 + 384) + 1.35 \times 1230 + 1.2 \times 160 \cong 3215 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

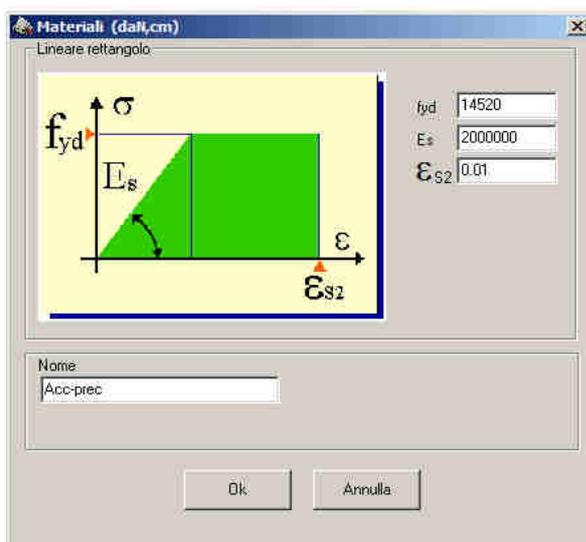
Il momento resistente è determinato tramite l'ausilio del programma di calcolo *PresFle* della *Concrete Srl*. Tramite il programma si determina il momento resistente minimo assumendo le caratteristiche meccaniche specificate nel capitolo dei materiali e considerando il diagramma parabola-rettangolo per il calcestruzzo della trave e della soletta; per l'acciaio da precompresso e per l'acciaio ordinario si considera un diagramma elastico perfettamente plastico. All'acciaio da precompresso è assegnata una coazione cautelativamente valutata con riferimento alla tensione finale di precompressione ovvero scontata di tutte le perdite di carico ($\epsilon_{sd} \cong 0.00551$). Di seguito i diagrammi utilizzati.



F 15. Calcestruzzo trave c.a.p. C45/55 – Legame costitutivo



F 16. Calcestruzzo soletta C35/45 – Legame costitutivo



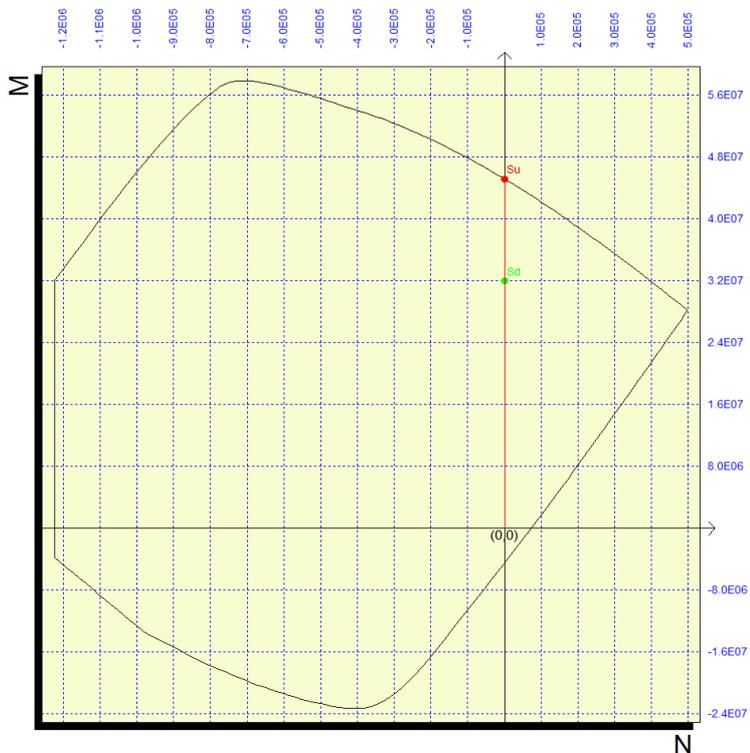
F 17. Acciaio da precompresso – Legge costitutivo

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

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

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

$$(M_{R,d})_{\text{SLU}} \cong 4520 \text{ kN}\times\text{m} > (M_{S,d})_{\text{SLU}} - \text{Verifica soddisfatta.}$$



F 18. 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:

$$(V_{S,d})_{SLU} = 1.35 \times (150 + 96 + 281) \cong 715 \text{ kN.}$$

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

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \cong 1190 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} \cong 1190 \text{ kN}; \quad V_{Rcd} \cong 1923 \text{ kN}$$

con:

$$d = 110 \text{ cm}; \quad A_{sw}/s \cong 0.308 \text{ cm}^2/\text{cm} \text{ (\phi 14 a due braccia a passo 10 cm)}$$

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

La verifica risulta soddisfatta.

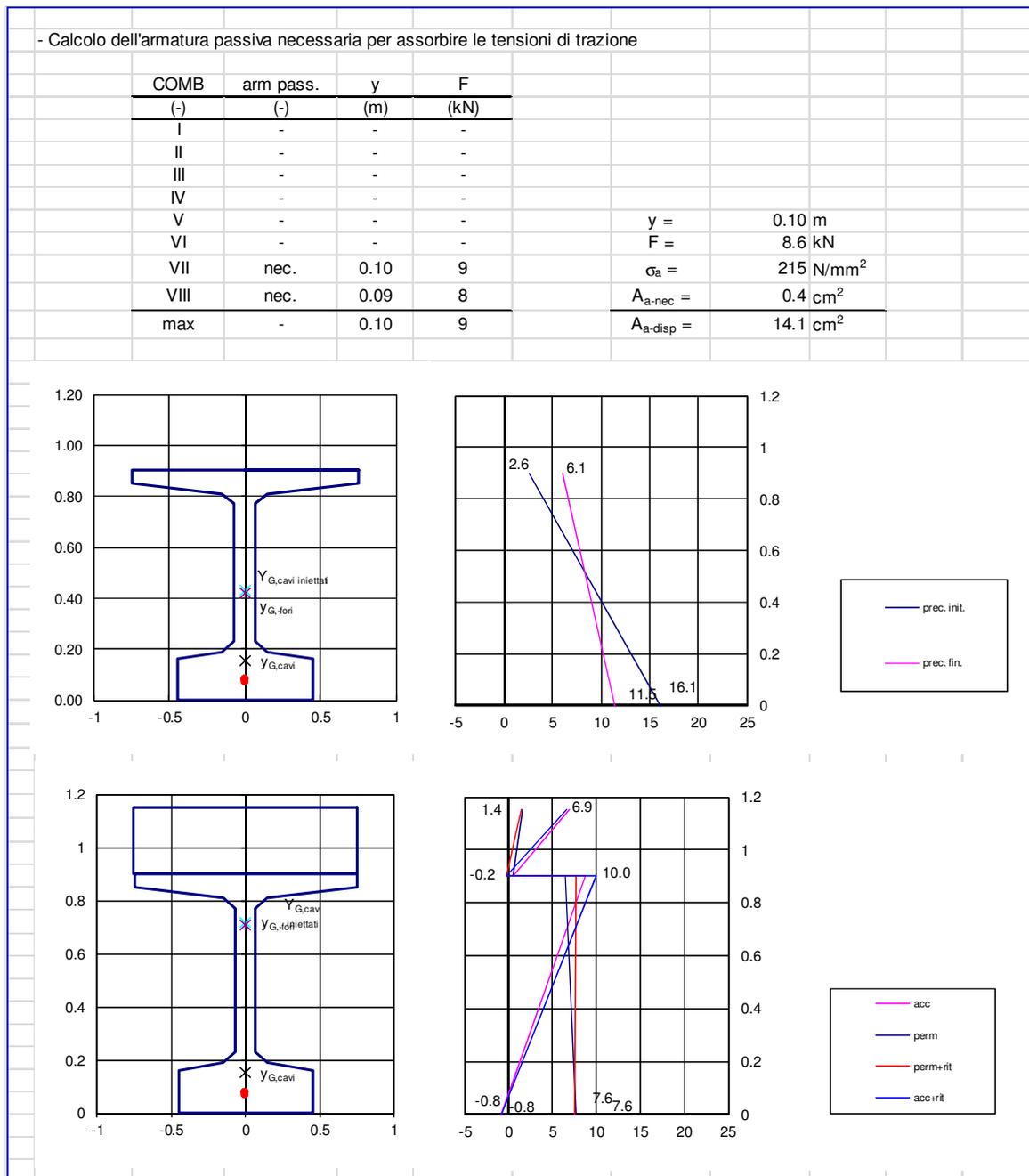
9.3 IMPALCATO CENTRALE – VERIFICHE TRAVI

9.3.1 Combinazione di carico rara SLE – Verifiche dello stato tensionale

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>			
<u>- Trave</u>			
1/A =	2.630	m ²	
1/Ws' =		m ³	
1/Ws =	10.771	m ³	
1/Wi =	9.352	m ³	
<u>- Trave+soletta</u>			
1/A =	1.372	m ²	
1/Ws' =	3.884	m ³	
1/Ws =	1.685	m ³	
1/Wi =	6.235	m ³	
<u>- Precompressione</u>			
nc =	20	-	
Ac =	28.00	cm ²	
dc.i =	0.153	m	
eG.c =	0.265	m	(ecc/c.d.g. trave)
eG.c =	0.556	m	(ecc/c.d.g. trave+soletta)
σ_0 =	1337.9	N/mm ²	(tensione iniziale)
$\Delta\sigma$ =	244.1	N/mm ²	(perdite di tensione)
σ_{inf} =	1093.8	N/mm ²	(tensione finale)
Npi =	3746	kN	ΔN_p = -683 kN
Mpi =	-994	kNm	$\Delta M_{p(t)}$ = 181 kNm
			$\Delta M_{p(t+s)}$ = 380 kNm
Npf =	3063	kN	
Mpf =	-812	kNm	
<u>- Sollecitazioni esterne</u>			
M _{pp} =	322	kNm	(Peso trave)
M _{psol} =	313	kNm	(Peso soletta)
M _{perm} =	352	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} =	1350	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} =	706	kN	(Ritiro differenziale - trave+soletta)
M _{rit,tr+sol} =	160	kNm	(Ritiro differenziale - trave+soletta)
N _{rit,sol} =	-706	kN	(Ritiro differenziale - soletta)

- Verifica combinazione	RARA								
- Valori delle tensioni di "riferimento" per lo SLE									
(*) $\sigma_{min} = \sigma_{traz} = f_{ctm} / 1.2$		t=0 (*)	t=inf. rara (*)	t=inf. freq (**)	t=inf. q.perm				
(**) $\sigma_{min} = \sigma_{traz} = f_{ctk} / 1.2$	$\sigma_{min} =$	-3.8	-3.2	-2.2	0.0	MPa			
	$\sigma_{max} =$	18.2	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		9.9	-	-10.7	9.3	-	-	-0.9	19.1
Peso trave		0	-	3.5	-3.0	-	-	3.5	-3.0
Σ		9.9	-	-7.2	6.3	-	-	2.6	16.1
								> -3.8	< 18.2
- 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		9.9	-	-7.2	6.3	-	-	2.6	16.1
Perdite di precom. 50%		-0.9	-	1.0	-0.8	-	-	0.1	-1.7
Peso soletta		-	-	3.4	-2.9	-	-	3.4	-2.93
Σ		9.0	-	-2.9	2.5	-	-	6.1	11.5
								> -2.2	< 18.2
- 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		9.0	-	-2.9	2.5	-	-	6.1	11.5
Perdite di precom. 50%		-0.5	0.7	0.3	-1.2	0.3	-0.1	-0.1	-1.7
Sovraccarichi permanenti		-	1.4	0.6	-2.2	1.4	0.6	0.6	-2.2
Rilascio appoggi provvisori		-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1 - Tensioni trave+soletta		-0.5	2.1	0.9	-3.4	1.6	0.4	6.5	7.6
2 - Ritiro differenziale (N_{p+d})		1.0	0.6	0.3	-1.0	1.6	1.2	1.2	0.0
Ritiro differenziale (N_d)		-1.9	-	-	-	-1.9	-1.9	-	-
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		-	5.2	2.3	-8.4	5.2	2.3	2.3	-8.4
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	1.6	0.4	6.5	7.6	> -3.2	> 27.4		
II	1+2	1.4	-0.2	7.8	7.6	> -3.2	> 27.4		
III	1+3	1.6	0.4	6.5	7.6	> -3.2	> 27.4		
IV	1+2+3	1.4	-0.2	7.8	7.6	> -3.2	> 27.4		
V	1+3+4	1.6	0.4	6.5	7.6	> -3.2	> 27.4		
VI	1+2+3+4	1.4	-0.2	7.8	7.6	> -3.2	> 27.4		
VII	1+3+4+max(5-6-7-8)	6.9	0.4	8.8	-0.8	> -3.2	> 27.4		
VIII	1+2+3+4+max(5-6-7-8)	6.6	-0.2	10.0	-0.8	> -3.2	> 27.4		



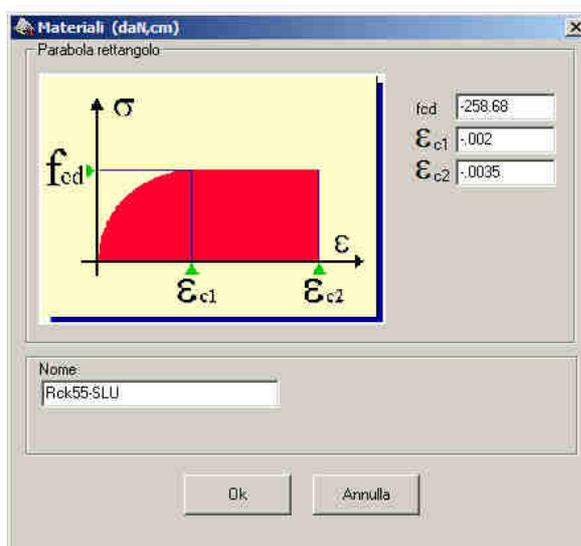
Da quanto esposto si evince il modesto stato tensionale di trazione per la combinazione rara; tale tensione di trazione è comunque fatta assorbire ad una apposita armatura lenta (7 ϕ 16) prevista e disposta all'interno del bulbo inferiore della trave in c.a.p. In base ai risultati ottenuti si possono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

9.3.2 Combinazione di carico fondamentale SLU – Verifica a rottura

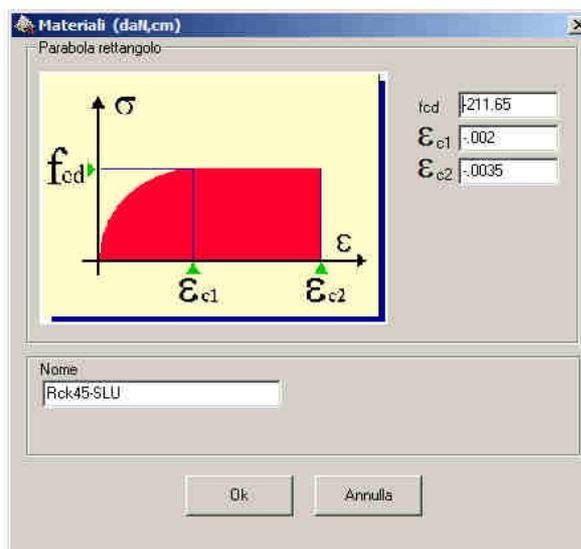
Nelle pagine successive si riporta la verifica a rottura delle travi d'impalcato per la sollecitazione di flessione; il momento sollecitante massimo allo *S.L.U.*, derivato dalle sollecitazioni caratteristiche riportate nella verifica precedente, risulta pari a:

$$(M_{s,d})_{SLU} = 1.35 \times (322 + 313 + 352) + 1.35 \times 1350 + 1.2 \times 160 \cong 3350 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

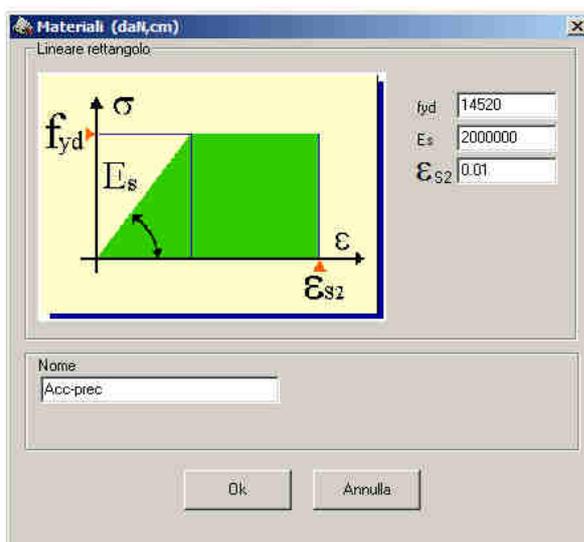
Il momento resistente è determinato tramite l'ausilio del programma di calcolo *PresFle* della *Concrete Srl*. Tramite il programma si determina il momento resistente minimo assumendo le caratteristiche meccaniche specificate nel capitolo dei materiali e considerando il diagramma parabola-rettangolo per il calcestruzzo della trave e della soletta; per l'acciaio da precompresso e per l'acciaio ordinario si considera un diagramma elastico perfettamente plastico. All'acciaio da precompresso è assegnata una coazione cautelativamente valutata con riferimento alla tensione finale di precompressione ovvero scontata di tutte le perdite di carico ($\epsilon_{sd} \cong 0.00551$). Di seguito i diagrammi utilizzati.



F 19. Calcestruzzo trave c.a.p. C45/55 – Legame costitutivo



F 20. Calcestruzzo soletta C35/45 – Legame costitutivo



F 21. Acciaio da precompresso – Legge costitutivo

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

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

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

$$(M_{R,d})_{\text{SLU}} \cong 4520 \text{ kN}\times\text{m} > (M_{S,d})_{\text{SLU}} - \text{Verifica soddisfatta.}$$

9.3.3 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:

$$(V_{S,d})_{\text{SLU}} = 1.35 \times (152 + 96 + 435) \cong 925 \text{ kN.}$$

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

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \cong 1190 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} \cong 1190 \text{ kN}; \quad V_{Rcd} \cong 1923 \text{ kN}$$

con:

$$d = 110 \text{ cm}; \quad A_{sw}/s \cong 0.308 \text{ cm}^2/\text{cm} (\phi 14 \text{ a due braccia a passo } 10 \text{ cm})$$

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

La verifica risulta soddisfatta.

9.4 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:

$$M_{qk} \cong 220 \text{ kNm}$$

Si adotta un'armatura composta da:

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

Le tensioni massime valgono (sezione rettangolare 35×100 cm):

$$\sigma_{max,s} \cong 194 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{max,c} \cong 5.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo.}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

9.5.2 Verifiche a taglio

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

$$(V_{S,d})_{SLU} = 1.35 \times 330 \cong 445 \text{ kN.}$$

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

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \cong 515 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} \cong 515 \text{ kN}; \quad V_{Rcd} \cong 1583 \text{ kN}$$

con:

$$d=95 \text{ cm};$$

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

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

La verifica risulta soddisfatta.

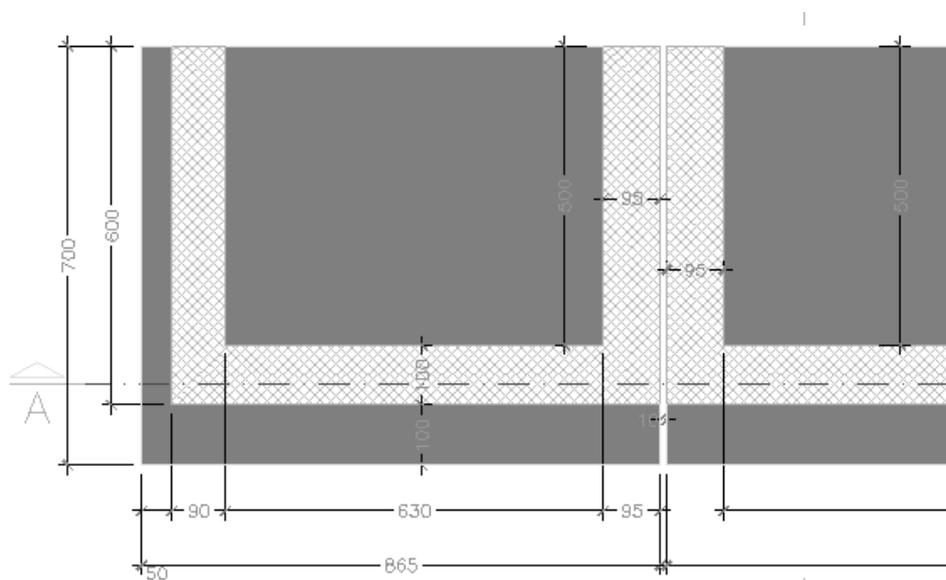
10. SPALLE – VERIFICHE FONDAZIONE E ELEVAZIONE

10.1 Generalità

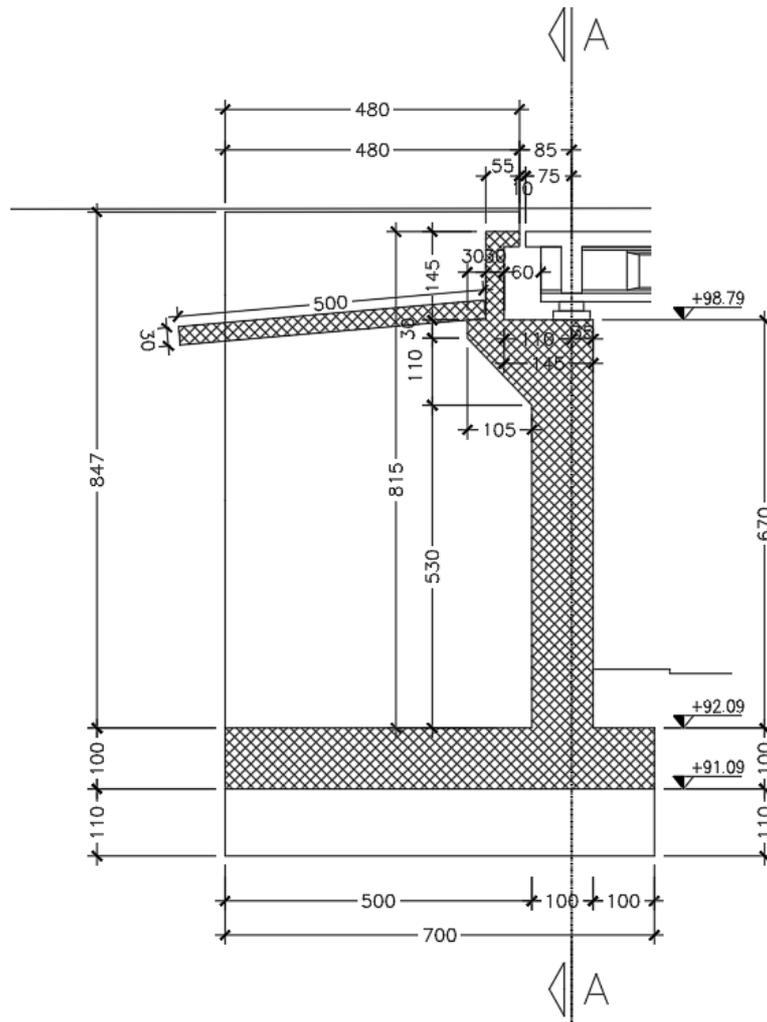
Di seguito sono riportate le verifiche delle fondazioni e delle elevazioni delle due tipologie di spalle previste ed adottate per tale opera ovvero la spalla tipo delle rampe laterali e la spalla dell'opera centrale.

10.2 Rampa laterale – Analisi dei carichi

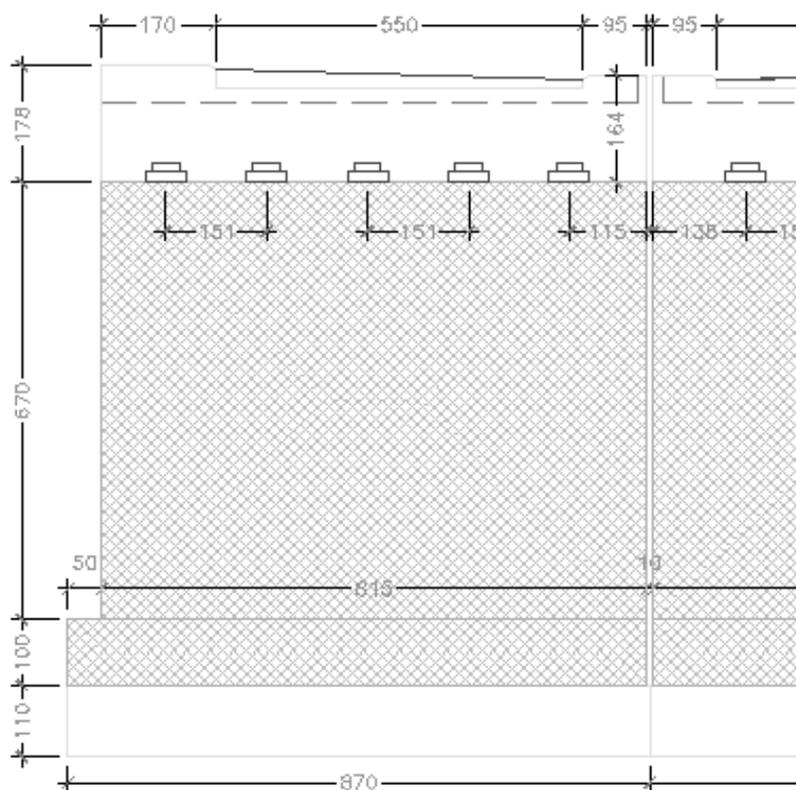
La geometria della sottostruttura spalla delle rampe tipo è riportata nelle immagini successive.



F 1. Rampe laterali – Pianta spalle

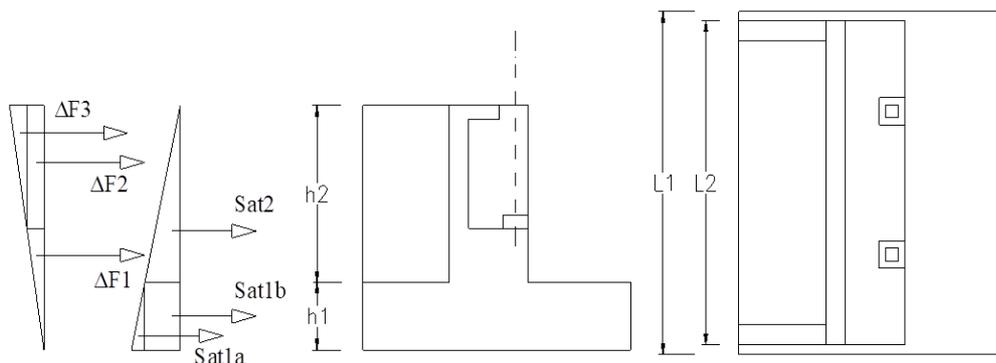


F 2. Rampe laterali – Sezione longitudinale spalle

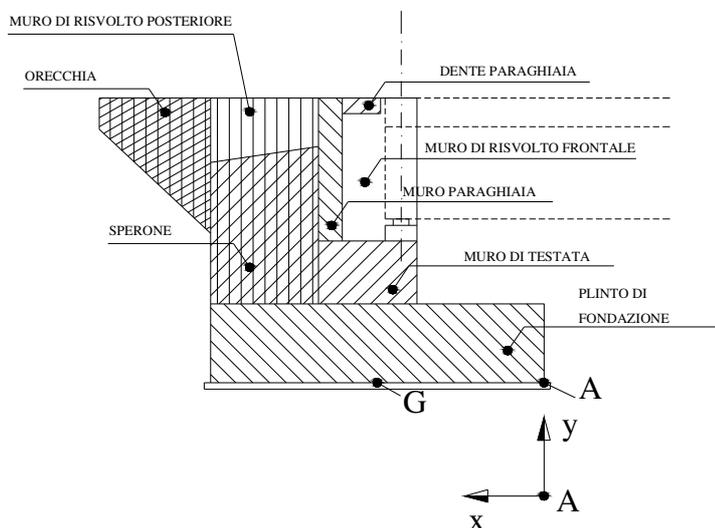


F 3. Rampe laterali – Prospetto spalle

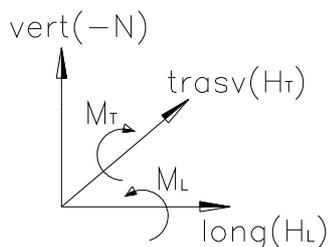
Nella figura sottostante è riportato lo schema tipo della sezione longitudinale utilizzato per l'analisi dei carichi; in tale schema è indicato il *punto A* rispetto al quale sono calcolati i momenti flettenti dei pesi propri e dei carichi applicati sulla spalla ed il *punto G*, baricentro della fondazione.



F 4. Schema azioni orizzontali spalla – Rinterro



F 5. Schema longitudinale spalla – Elementi strutturali



F 6. Convenzione per le sollecitazioni

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

AZIONI STATICHE

Azioni verticali

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

- Carichi permanenti spalla (PERM SP)

	d _y [m]	d _x [m]	d _z [m]	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
muro di testata	6.70	1.00	8.15	1365.1	1.50	2047.7	4.35	0.00	0.00
bagnoli	0.00	0.00	0.40	0.0	1.35	0.0	9.15	0.00	0.00
muro paraghiaia	1.45	0.30	8.15	88.6	2.60	230.4	8.43	0.00	0.00
ingrosso paraghiaia	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00
muro rivolto 1	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00
muri rivolto	8.47	5.00	1.85	1958.7	4.50	8814.1	5.24	0.00	0.00
orecchie	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00
mensola posteriore	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00
muro laterale	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00
Σ				3412.4		11092.2			0.0
rinterro	8.47	5.00	6.30	4802.5	4.50	21611.2	5.24	0.00	0.00
plinto di fondazione	1.00	7.00	8.65	1513.8	3.50	5298.1	0.50	0.00	0.00
Σ	8.15			6316.2		26909.3			0.0
	9.15								
Σ_{PERM SP}				9728.7	3.91	38001.6		0.00	0.0

- Carichi accidentali spalla (ACC SP)

	d _y [m]	d _x [m]	d _z [m]	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
	0.00	5.30	8.15	863.9	4.50	3887.6	9.15	0.00	0.00

- Carichi impalcato F1 (REALIZ)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
	980.04	865	1.35	1168.3	8.00	0.00
		0.0	0.00	0.0	0.00	0.00
		865.4	1168.3			0.0

- Carichi permanenti impalcato F2 (PERM IMP)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
	366.75	510	1.35	688.5	8.00	0.00
		0.0	0.00	0.0	0.00	0.00
		510.0	688.5			0.0

- Carichi accidentali impalcato F2 (ACC IMP-Nmax)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
	709.05	861	1.35	1163.0	8.00	0.00
		0.0	0.00	0.0	0.00	0.00
		861.4	1163.0			0.0

AZIONI ORIZZONTALI STATICHE

- *valutazione della spinta del terreno*

$\gamma =$	18 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del terreno)
$\phi =$	35 0.61	(angolo d'attrito del terreno di riempimento)
$i =$	0 0.00	(inclinazione del terreno a monte, pos in salita)
$\beta =$	0 0.00	(inclinazione del muro, pos se verso monte)
$\alpha = 90 - \beta =$	90 1.57	(90 - β)
$\delta =$	0 0.00	(angolo d'attrito interno tra calcestruzzo e terreno)
$k_a =$	0.271 -	(coefficiente di spinta a riposo)
$L_1 =$	8.65 m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)
$L_2 =$	8.15 m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)
$h_1 =$	1.00 m	(altezza del plinto)
$h_2 =$	8.15 m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)
$S_{a,t,1a} =$	21.1 kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,1b} =$	343.9 kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,2} =$	1320.3 kN	(spinta del terreno cuneo superiore)
$d_{y1a} =$	0.3 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y1b} =$	0.50 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y2} =$	3.7 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$S_{a,q1} =$	46.9 kN	(spinta sul plinto dovuta al sovraccarico)
$S_{a,q2} =$	360.0 kN	(spinta sulla spalla dovuta al sovraccarico)
$d_{yq1} =$	0.5 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{yq2} =$	5.1 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)

	H_L [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
- Spinta del terreno (ST)	1685.3		5086.0	-	
- Spinta del sovraccarico (SA)	406.9		1850.4	-	

	$H_L <->$ [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
- Azione di frenamento (FR)	203		1623.6	8.00	
	0.0		0.0	0.00	
	203.0		1623.6		

	$H_L <->$ [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
-Temica uniforme F2 (VARTEMPU+RIT)	10		80.0	8.00	
	0.0		0.0	0.00	
	10.0		80.0		

	$H_T <->$ [kN]			$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G) <->$ [kNxm]
- Azione dovuta al vento (VENTO)	95			10.2	966.9
	0.0			0.00	0.0
	94.6				966.9

AZIONI SISMICHE

Azioni orizzontali

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

$a_g/g =$	0.086	-	(PGA)		
$S = S_S \times S_T$	1.20	-			
$S_{ve\ spalla} =$	0.04		(spettro di risposta elastico della componente verticale)		
$L_1 =$	8.7	m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)		
$L_2 =$	8.15	m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)		
$h_1 =$	1	m	(altezza del plinto)		
$h_2 =$	8.2	m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)		
$\Delta P_{d,1} =$	210.6	kN	(Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood)		
$\Delta P_{d,2} =$	761.7	kN	(Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood)	2642	957

972

- Incremento di spinta del terreno dovuto al sisma (DS)	$H_L <->$ [kN]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_T(A) = MT(G)$ [kNxm]	$M_L(G)$ [kNxm]
	972.29	4.6	4448.2	

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

	N [kN]	$H_T = H_L$ [kN]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_T(A) = M_L(A)$ [kNxm]
muro di testata	1365.1	140.9	4.35	612.83
baggioli	0.0	0.0	9.15	0.00
muro paraghiaia	88.6	9.1	8.43	77.06
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00
muro risolto 1	0.0	0.0	0.00	0.00
muri risolto	1958.7	202.1	5.24	1058.18
orecchie	0.0	0.0	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00
rinterro	4802.5	495.6	5.24	2594.6
plinto di fondazione	1513.8	156.2	0.50	78.1
-	0.0	0.0	0.00	0.0
Σ	9728.7	1004.0		4420.7

Azioni verticali

- Sisma spalla verticale (SIS SP V)

	W [kN]	N +/- [kN]	x(A) [m]	$M_T(A) <->$ [kNxm]	z(A) [m]	$M_L(A) <->$ [kNxm]
muro di testata	1365.1	58.7	1.50	88.05	0.00	0.00
baggioli	0.0	0.0	1.35	0.00	0.00	0.00
muro paraghiaia	88.6	3.8	2.20	8.38	0.00	0.00
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
muro risolto 1	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
muri risolto	1958.7	84.2	4.50	379.01	0.00	0.00
orecchie	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
rinterro	4802.5	206.5	4.50	929.3	0.00	0.00
plinto di fondazione	1513.8	65.1	3.50	227.8	0.00	0.00
-	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00
Σ	9728.7	418.3		1632.5		0.0

- Sisma impalcato longitudinale (SIS IMP L)

Sisma long.	$H_L <->$ [kN]	N +/- [kN]	x(A) [m]	$M_T(G) <->$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
	110			880.0	8.00	
	0.0			0.0	0.00	
	110.0			880.0		

- Sisma impalcato trasversale (SIS IMP T)

Sisma trasv.	$H_T <->$ [kN]				$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G) <->$ [kNxm]
	110				8.90	1155.0
	0.0				0.00	0.0
	110.0					1155.0

- Sisma impalcato verticale (SIS IMP V)

	$H_L <->$ [kN]	N +/- [kN]	x(A) [m]	M(A) <-> [kNxm]	z(A) [m]	$M_L(A)$ [kNxm]
		59	1.35	79.8	0.00	0.00

10.3 Rampa laterale – Condizioni di carico

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

Condizioni di carico

condizioni di carico	$H_L \rightarrow (+)$ [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(A)$ [kNm]	$M_L(A)$ [kNm]	$e_L(A)=M_T(A)/N$ [m]	$e_X(G)=d_X(A)-e_L(A)$ [m]	$M_{T,G}$ [kNm]	$e_T(A)=M_L(A)/N$ [m]	$e_Z(G)$ [m]	$M_{L,G}$ [kNm]
0 REALIZZAZIONE			865.4	1168.3	0.0	1.35	2.15	1861		0	0.0
1 PERM SP			9728.7	37966.1	0.0	3.90	-0.40	-3916		0	0.0
2 ACC SP			863.9	3887.6	0.0	4.50	-1.00	-864		0	0.00
3 PERM IMP			510.0	688.5	0.0	1.35	2.15	1097		0	0.0
4 ACC IMP - Nmax			861.4	1163.0	0.0	1.35	2.15	1852		0	0.0
5 FOLLA			0.0	0.0	0.0					0	0.0
6 ST	1685.3							5086.0			0.0
7 SA	406.9							1850.4			0.0
8 VARTEMPD			0.0	0.0	0.0			0			0.0
9 VARTEMPU	10.0							80.0			0.0
10 FR	203.0							1623.6			0.0
11 VENTO		94.6									966.9
12 SIS SP L	1004.0							4420.7			0.0
13 SIS SP T		1004.0									4420.7
14 SIS SP V			418.3	1632.5	0.0	3.90	-0.40	-168.4	0.0	0.0	0.0
15 SIS IMP L	110.0							880.0			0.0
16 SIS IMP T		110.0									1155.0
17 SIS IMP V			59.1	79.8	0.0	1.35	2.15	127.2	0.0	0.0	0.0
18 DS	972.3							4448.2			0.0

Carichi dovuti alle condizioni elementari.

	H_L [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(G)$ [kNm]	$M_L(G)$ [kNm]	
REALIZZAZIONE	0	0	865	1861	0	
PERM SP	0	0	9729	-3916	0	
ACC SP	0	0	864	-864	0	
PERM IMP	0	0	510	1097	0	
ACC IMP - Nmax	0	0	861	1852	0	
FOLLA	0	0	0	0	0	
ST	1685	0	0	5086	0	
SA	407	0	0	1850	0	
VARTEMPD	0	0	0	0	0	(+/-)
VARTEMPU	10	0	0	80	0	(+/-)
FR	203	0	0	1624	0	(+/-)
VENTO	0	95	0	0	967	(+/-)
SIS SP L	1004	0	0	4421	0	(+/-)
SIS SP T	0	1004	0	0	4421	(+/-)
SIS SP V	0	0	418	-168	0	(+/-)
SIS IMP L	110	0	0	880	0	(+/-)
SIS IMP T	0	110	0	0	1155	(+/-)
SIS IMP V	0	0	59	127	0	(+/-)
DS	972	0	0	4448	0	(+)

Riepilogo dei carichi dovuti alle condizioni elementari.

10.4 Rampa laterale – Combinazioni di carico

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

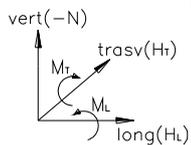
cond\comb	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	GEO	EQU
REALIZZAZIONE	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1	1.00	0.87
PERM SP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1	1.00	0.87
ACC SP	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
PERM IMP	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1	1.00	0.87
ACC IMP - Nmax	0	0	1.35	1.0125	1.0125	1.35	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
FOLLA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
ST	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1	1.00	1.00
SA	0	0	1.35	1.0125	1.0125	1.35	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
VARTEMPD	0	0	0.72	1.2	0.72	1.2	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.50	0.50
VARTEMPU	0	0	0.72	1.2	0.72	1.2	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
FR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
VENTO	0	0	0.9	0.9	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
SIS SP L	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00
SIS SP T	0	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	0.30
SIS SP V	0	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00	-0.30	-0.30	-1.00	-0.30	-0.30
SIS IMP L	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00
SIS IMP T	0	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	0.30
SIS IMP V	0	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	-0.30
DS	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		

Combinazioni di carico **SLU**

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

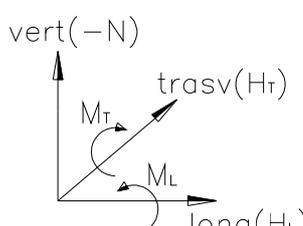
Combinazioni di carico **SLE**

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



	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)	e _{LONG}	e _{TRASV}
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]	[m]	[m]
STA SLU 1	2275	0	13134	1580	0	0.12	0.00
STA SLU 2	2275	0	14991	5572	0	0.42	0.00
STA SLU 3	2832	85	17320	9462	870	0.72	0.07
STA SLU 4	2699	85	17029	8251	870	0.63	0.07
STA SLU 5	2694	142	17029	8212	1450	0.63	0.11
STA SLU 6	2836	142	17320	9500	1450	0.72	0.11
SIS SLU 7	3772	334	11247	13864	1673	1.06	0.13
SIS SLU 8	2311	1114	11247	7040	5576	0.54	0.42
SIS SLU 9	2311	334	11582	7011	1673	0.53	0.13
SIS SLU 10	3772	334	10996	13965	1673	1.06	0.13
SIS SLU 11	2311	1114	10996	7141	5576	0.54	0.42
SIS SLU 12	2311	334	10745	7348	1673	0.56	0.13

Combinazioni di carico SLU



	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLE 1	1685	0	9729	1170	0
STA SLE 2	1685	0	11104	4127	0
STA SLE 3	2098	57	12829	7014	580
STA SLE 4	2000	57	12614	6120	580
STA SLE 5	1996	95	12614	6088	967
STA SLE 6	2102	95	12829	7046	967

Combinazioni di carico SLE

10.5 Rampa laterale – Verifiche

Le verifiche riportate di seguito sono:

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

10.5.1 Verifiche di stabilità – Ribaltamento

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

Considerando la combinazione **EQU** si ottiene:

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

VERIFICA RIBALTAMENTO		
M_{ribalt}	M_{stab}	c.s.
15350	34629	2.26

La verifica è pertanto soddisfatta.

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

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

$$V_{S,d} = r_{terreno} \times L_{valle} \cong 470 \text{ kN/m};$$

$$M_{S,d} = r_{terreno} \times L_{valle}^2/2 \cong 240 \text{ kN}\times\text{m/m}.$$

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

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

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

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

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

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

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

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

con

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

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

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

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

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

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

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

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

con

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

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

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

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

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

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

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

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

$$M_{S,d} = r_{\text{terreno}} \times L_{\text{valle}}^2 / 2 \cong 380 \text{ kN}\times\text{m}/\text{m}.$$

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

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

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

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

Le tensioni massime valgono:

$$\sigma_{\text{max},s} \cong 123 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{\text{max},c} \cong 1.9 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo}.$$

La verifica risulta soddisfatta.

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

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

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

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

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

Le sollecitazioni di verifica sono pertanto pari a:

$$V_{S,d} = (p_{rinterro} + p_{plinto} - r_{terreno}) \times L_{monte} \cong 410 \text{ kN/m.}$$

$$M_{S,d} = (p_{rinterro} + p_{plinto} - r_{terreno}) \times L_{monte}^2/2 \cong 1050 \text{ kN}\times\text{m/m.}$$

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

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

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

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

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

$$M_{R,d} = 1438 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta.}$$

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

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

con

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

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

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

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

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

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

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

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

con

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

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

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

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

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

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

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

Di seguito si riportata la verifica strutturale della porzione di plinto lato monte ipotizzando un vincolo di incastro di tale porzione di plinto con il filo interno del muro di testata ovvero il filo muro lato rinterro; la luce di calcolo assunta per la determinazione delle sollecitazioni di verifica è pertanto pari a $L_{\text{monte}} = 5.7\text{m}$. I carichi esterni, ipotizzati uniformemente distribuiti, sono pari a:

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

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

$$M_{S,d} = (p_{\text{rinterro}} + p_{\text{plinto}} - r_{\text{terreno}}) \times L_{\text{monte}}^2 / 2 \cong 200 \text{ kN}\times\text{m}/\text{m}.$$

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

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

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

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

Le tensioni massime valgono:

$$\sigma_{\text{max},s} \cong 54 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{\text{max},c} \cong 1.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo.}$$

La verifica risulta soddisfatta.

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

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

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

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

$$N_{S,d} \cong -494 \text{ kN/m (compressione);}$$

$$V_{S,d} \cong 310 \text{ kN/m;}$$

$$M_{S,d} \cong 830 \text{ kN}\times\text{m/m.}$$

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

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

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

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

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

$$M_{R,d} = 1141 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta.}$$

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

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

con

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

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

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

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

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

con

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

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

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

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

Le sollecitazioni sono pari a (*SLE rara*)

$N_{s,d} \cong -310 \text{ kN/m}$ (compressione);

$M_{s,d} \cong 440 \text{ kN}\times\text{m/m}$.

Le tensioni massime valgono:

$\sigma_{max,s} \cong 141 \text{ MPa} \Rightarrow$ tensione di trazione sull'acciaio;

$\sigma_{max,c} \cong 4.2 \text{ MPa} \Rightarrow$ tensione di compressione sul calcestruzzo.

La verifica risulta soddisfatta.

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

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

10.5.8 Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLU

Cautelativamente si valutano le sollecitazioni sul muro paraghiaia considerando lo schema statico di mensola in verticale avente la seguente lunghezza di calcolo:

$$L_{vert.} \cong 1.70 \text{ m}$$

Le sollecitazioni massime si ottengono in condizione statica *SLU* sono pari a:

$$V_{Sd} \cong 25 \text{ kN/m};$$

$$M_{Sd} \cong 20 \text{ kNm/m}.$$

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

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

$$A_s = 1\phi 16/20 - \text{armatura zona tesa};$$

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

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

$$M_{R,d} = 113 \text{ kNm/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta}.$$

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

$$V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \times \text{sen} \alpha \cong 60 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con:

$$d \cong 250 \text{ mm}; \quad f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa}; \quad A_{sw} \cong 1.13/0.4 \cong 2.825 \text{ cm}^2/\text{m}; \quad s = 40 \text{ cm}; \quad \alpha = 90^\circ$$

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

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \cong 1060 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con:

$$b_w = 1000 \text{ mm}; \quad f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 40 / 1.5) \cong 9.41 \text{ MPa} \quad \alpha_c \cong 1.0.$$

10.5.9 Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLE

La sollecitazione flettente massima è pari a (*SLE rara*)

$$M_{S,d} \cong 15 \text{ kNm/m.}$$

Le tensioni massime valgono:

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

$$\sigma_{max,c} \cong 2.2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo.}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Considerando la sezione interamente reagente, la tensione di trazione massima sul calcestruzzo vale:

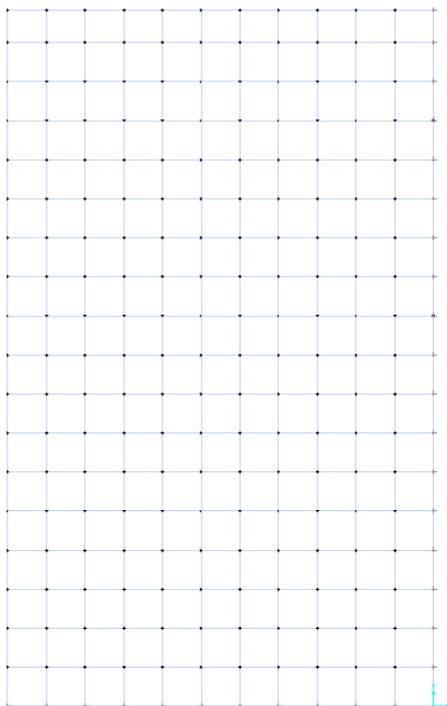
$$\sigma_{max,c} \cong 0.93 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sul calcestruzzo.}$$

Tale valore è inferiore a $f_{ctm}/1.2$.

La verifica a fessurazione si ritiene soddisfatta.

10.5.10 Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLU

Di seguito il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche dei muri di risvolto effettuate considerando un modello locale di piastra incastrata nella sezione di base (estradosso plinto), incastrata in corrispondenza del muro di testata e incernierata in corrispondenza del muro paraghiaia; l'altezza di calcolo considerata è pari a 8.5 misurata a partire da estradosso plinto fino a testa muro. Per il calcolo delle sollecitazioni s'implementa un apposito modello locale agli elementi finiti, con l'ausilio del programma di calcolo *SAP2000*, utilizzando elementi bidimensionali a tre-quattro nodi con funzioni di forma lineari; nel calcolo delle sollecitazioni si tiene conto dell'effetto deformativo del taglio. Di seguito alcune immagini del modello di calcolo.



F 7. Modello di calcolo (sezione $sp=90cm$)

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

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

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

- *Spinta statica delle terre* \Rightarrow cautelativamente si assume un coefficiente di spinta a riposo. La spinta triangolare avrà intensità massima ad estradosso plinto, $H_{muro}=8.5m$, di valore pari a:

$$s_t = \gamma_{rint} \times k_0 \times H = 18 \times 0.426 \times 8.5 \cong 65 \text{ kPa};$$

- *Spinta statica dovuta al sovraccarico $q=10 \text{ kPa}$* \Rightarrow cautelativamente si assume un coefficiente di spinta a riposo. La spinta uniforme avrà intensità massima ad estradosso plinto, $H_{muro}=8.5m$, di valore pari a:

$$s_t = \gamma_q \times k_0 \times H = 10 \times 0.426 \times 8.5 \cong 37 \text{ kPa};$$

In condizioni sismiche si sono inoltre considerate le seguenti azioni:

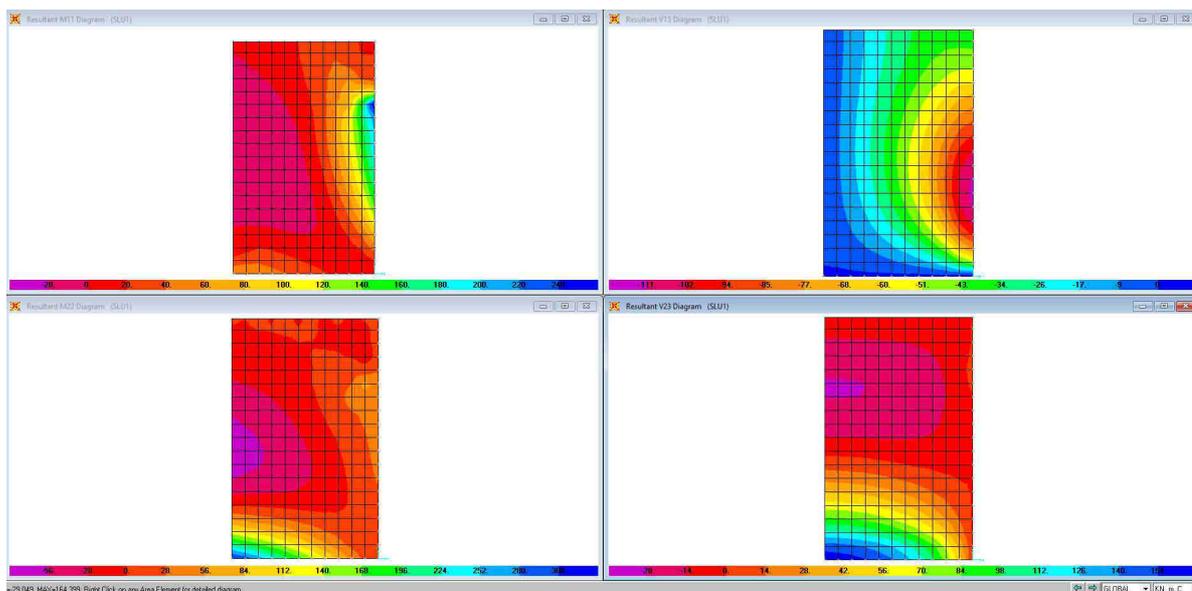
- *Inerzia parete* \Rightarrow si considera l'inerzia della parete come un carico di superficie uniformemente distribuito. L'intensità di tale carico è pari a:

$$f_{\text{inrz-par}} = (a_g/g) \times S_{\text{parete}} \times \gamma_{\text{cls}} = 0.086 \times 0.90 \times 25 \cong 2 \text{ kPa};$$

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

$$f_{\text{inrz-rint}} = (a_g/g) \times L_{\text{rint}} \times \gamma_{\text{rint}} = 0.086 \times 6.3 \times 18 \cong 10 \text{ kPa}.$$

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



F 8. Sollecitazioni flettenti e taglianti (M_{11} - V_{13} figure superiori / M_{22} - V_{23} figure inferiori)

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

Parete spessore 90cm

$V_{Hd} \cong 110 \text{ kN/m}$ – Taglio orizzontale

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

$V_{Vd} \cong 160 \text{ kN/m}$ – Taglio verticale

$M_{S-Vd} \cong 280 \text{ kN}\times\text{m/m}$ – Momento verticale.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

con

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

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

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

$s = 40 \text{ cm}$;

- $\alpha = 90^\circ$

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

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

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

con

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

$b_w = 100 \text{ cm}$;

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

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

- $\alpha = 90^\circ$

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

10.5.11 Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLE

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

- verifiche dello stato tensionale;
- verifiche a fessurazione.

Parete spessore 90cm

- Sollecitazioni – Combinazione SLE:

$M_{S-Vd} \cong 150 \text{ kN}\times\text{m/m}$ – Momento verticale.

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

- $\sigma_{c-max} \cong -1.8 \text{ MPa} < 0.6f_{ck}$ – massima tensione di compressione nel cls – Verifica soddisfatta;
- $\sigma_{s-max} \cong 70 \text{ MPa} < 0.8f_{yk}$ – massima tensione nell'acciaio – Verifica soddisfatta.

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

- $\sigma_{c-max} \cong 0.98 \text{ MPa}$ – massima tensione di trazione nel cls.

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

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

10.5.12 Verifiche strutturali – Soletta di transizione – SLU

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

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

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

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

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

Le sollecitazioni massime allo SLU sono pari a:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

con:

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

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

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

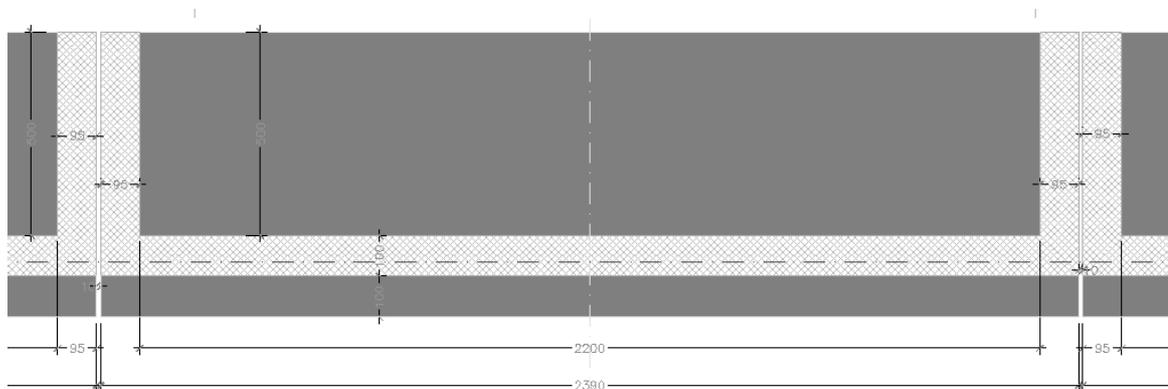
$$V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \cong 925 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con:

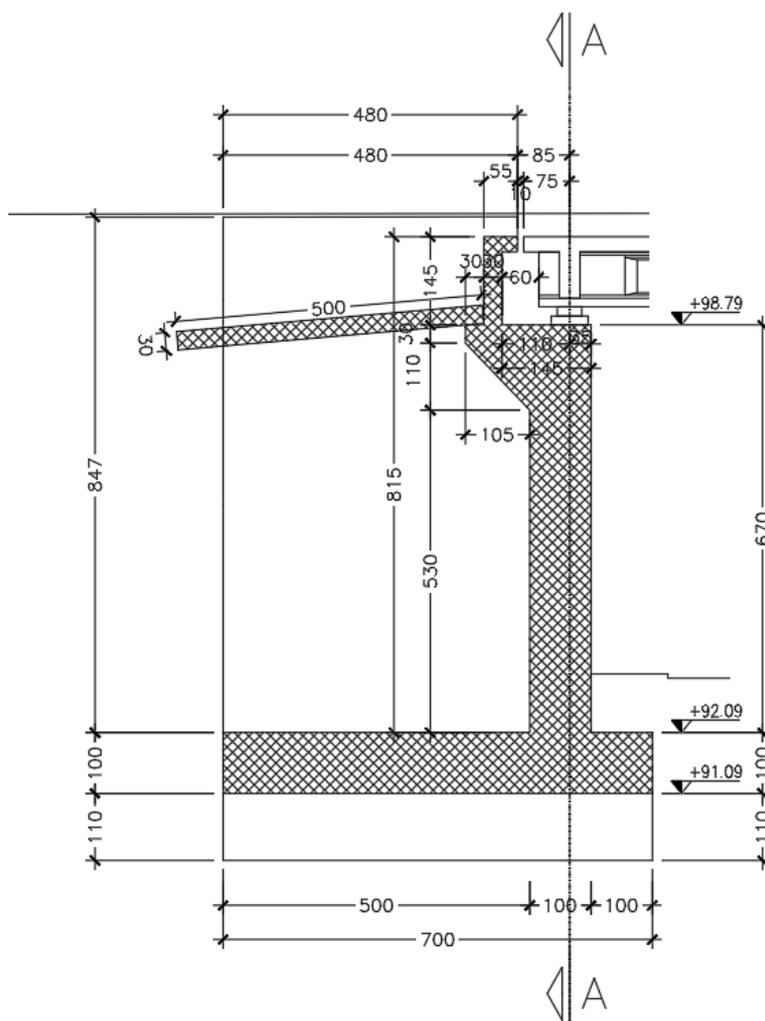
$$b_w = 1000 \text{ mm}; \quad f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 35 / 1.5) \cong 8.23 \text{ MPa} \quad \alpha_c \cong 1.0.$$

10.6 Opera centrale – Analisi dei carichi

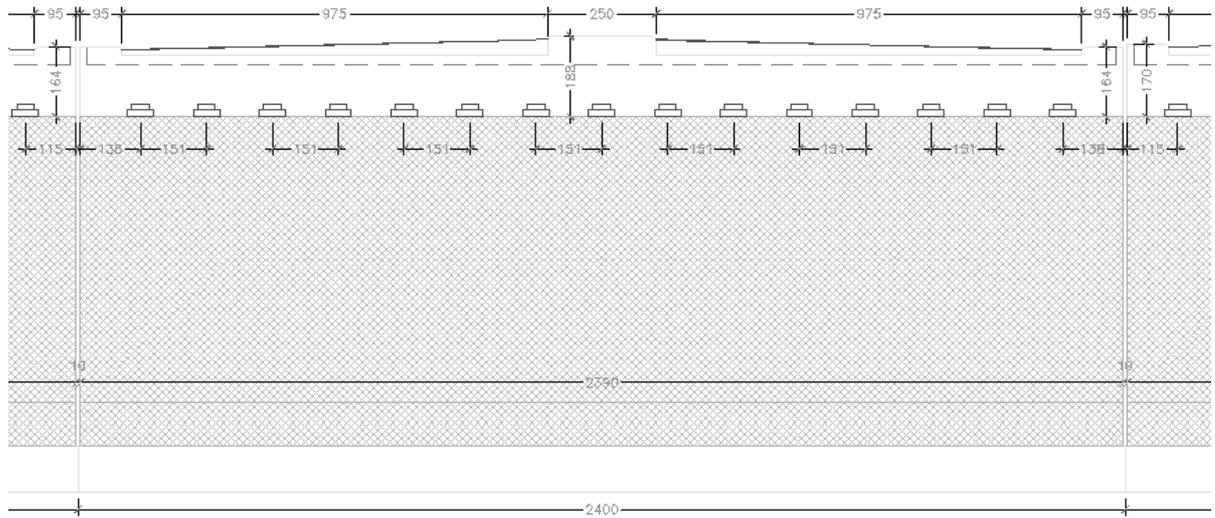
La geometria della sottostruttura spalla dell'opera centrale analizzata di seguito è riportata nelle immagini successive.



F 9. Opera centrale – Pianta spalla

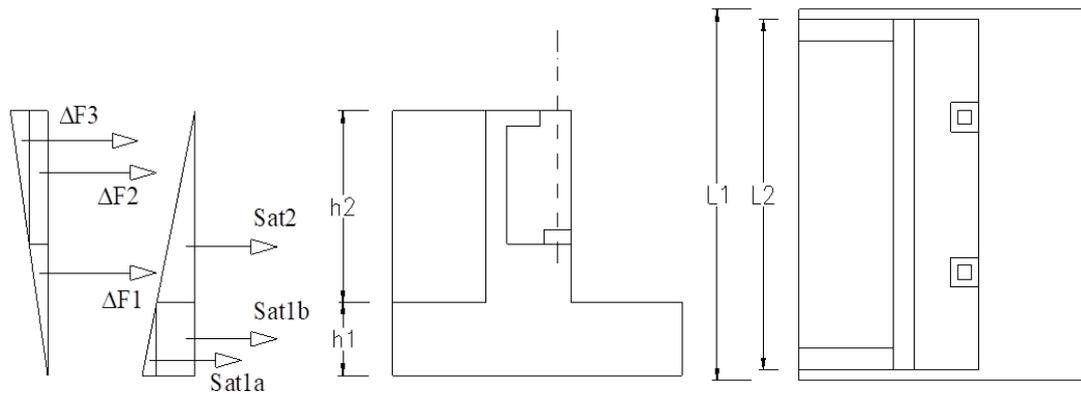


F 10. Opera centrale – Sezione trasversale spalla

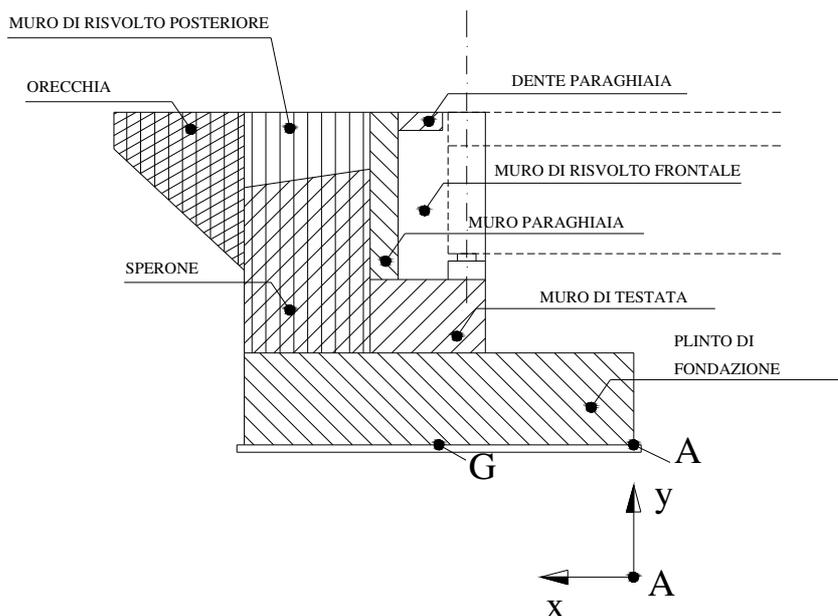


F 11. Opera centrale – Prospetto spalla

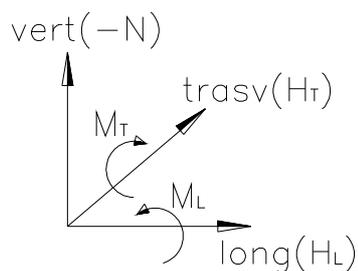
Nella figura sottostante è riportato lo schema tipo della sezione longitudinale utilizzato per l'analisi dei carichi; in tale schema è indicato il *punto A* rispetto al quale sono calcolati i momenti flettenti dei pesi propri e dei carichi applicati sulla spalla ed il *punto G*, baricentro della fondazione.



F 12. Schema azioni orizzontali spalla - Rinterro



F 13. Schema longitudinale spalla – Elementi strutturali



F 14. Convenzione per le sollecitazioni

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

AZIONI STATICHE

Azioni verticali

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

- Carichi permanenti spalla (PERM SP)

	d _y [m]	d _x [m]	d _z [m]	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
muro di testata	6.70	1.00	23.90	4003.3	1.50	6004.9	4.35	0.00	0.00
trappoli	0.00	0.00	0.00	0.0	1.35	0.0	9.15	0.00	0.00
muro paraghiaia	1.45	0.30	23.90	259.9	2.60	675.8	8.43	0.00	0.00
ringrosso paraghiaia	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00
muro rivolto 1	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00
muri rivolto	8.47	5.00	1.90	2011.6	4.50	9052.3	5.24	0.00	0.00
orecchie	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00
mensole posteriore	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00
muro laterale	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00
Σ				6274.8		15733.0			0.0
rinterro	8.47	5.00	22.00	16770.6	4.50	75467.7	5.24	0.00	0.00
-									
plinto di fondazione	1.00	7.00	23.90	4182.5	3.50	14638.8	0.50	0.00	0.00
-									
Σ	8.15			20953.1		90106.5			0.0
	9.15								
Σ_{PERM SP}				27227.9	3.89	105839.4		0.00	0.0

- Carichi accidentali spalla (ACC SP)

	d _y [m]	d _x [m]	d _z [m]	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
	0.00	5.30	23.90	2533.4	4.50	11400.3	9.15	0.00	0.00

- Carichi impalcato F1 (REALIZ)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
	2873.98	2567	1.35	3465.5	8.00	0.00
		0.0	0.00	0.0	0.00	0.00
		2567.0		3465.5		0.0

- Carichi permanenti impalcato F2 (PERM IMP)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
	1075.50	1360	1.35	1836.0	8.00	0.00
		0.0	0.00	0.0	0.00	0.00
		1360.0		1836.0		0.0

- Carichi accidentali impalcato F2 (ACC IMP-Nmax)

	N [kN]	x(A) [m]	M _T (A) [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	M _L (A) [kNxm]
	1740.00	1738	1.35	2346.0	8.00	0.00
		0.0	0.00	0.0	0.00	0.00
		1737.8		2346.0		0.0

AZIONI ORIZZONTALI

- valutazione della spinta del terreno

$\gamma =$	18 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del terreno)
$\phi =$	35 0.61	(angolo d'attrito del terreno di riempimento)
$i =$	0 0.00	(inclinazione del terreno a monte, pos in salita)
$\beta =$	0 0.00	(inclinazione del muro, pos se verso monte)
$\alpha = 90 - \beta =$	90 1.57	(90 - β)
$\delta =$	0 0.00	(angolo d'attrito interno tra calcestruzzo e terreno)
$k_a =$	0.271 -	(coefficiente di spinta a riposo)
$L_1 =$	23.90 m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)
$L_2 =$	23.90 m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)
$h_1 =$	1.00 m	(altezza del plinto)
$h_2 =$	8.15 m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)
$S_{a,t,1a} =$	58.3 kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,1b} =$	950.1 kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,2} =$	3871.8 kN	(spinta del terreno cuneo superiore)
$d_{y1a} =$	0.3 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y1b} =$	0.50 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y2} =$	3.7 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$S_{a,q1} =$	129.5 kN	(spinta sul plinto dovuta al sovraccarico)
$S_{a,q2} =$	1055.7 kN	(spinta sulla spalla dovuta al sovraccarico)
$d_{yq1} =$	0.5 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{yq2} =$	5.1 m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)

	H_L [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
- Spinta del terreno (ST)	4880.2		14884.6	-	
- Spinta del sovraccarico (SA)	1185.2		5422.4	-	

	$H_L <->$ [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
- Azione di frenamento (FR)	203		1623.6	8.00	
	0.0		0.0	0.00	
	203.0		1623.6		

	$H_L <->$ [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
-Temica uniforme F2 (VARTEMPU+RIT)	10		80.0	8.00	
	0.0		0.0	0.00	
	10.0		80.0		

	$H_T <->$ [kN]			$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G) <->$ [kNxm]
- Azione dovuta al vento (VENTO)	95			10.2	966.9
	0.0			0.00	0.0
	94.6				966.9

AZIONI SISMICHE**Azioni orizzontali**

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

$a_g/g =$	0.086	-	(PGA)		
$S = S_S \times S_T$	1.20	-			
$S_{ve\ spalla} =$	0.04		(spettro di risposta elastico della componente verticale)		
$L_1 =$	23.9	m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)		
$L_2 =$	23.9	m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)		
$h_1 =$	1	m	(altezza del plinto)		
$h_2 =$	8.2	m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)		
$\Delta P_{d,1} =$	581.8	kN	(Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood)		
$\Delta P_{d,2} =$	2233.8	kN	(Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood)	7696	2816

- Incremento di spinta del terreno dovuto al sisma (DS)	$H_L <->$	$y(A) = y(G)$	$M_T(A) = MT(G)$	$M_L(G)$
	[kN]	[m]	[kNxm]	[kNxm]
	2815.55	4.6	12881.1	

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

	N	$H_T = H_L$	$y(A) = y(G)$	$M_T(A) = M_L(A)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]
muro di testata	4003.3	413.1	4.35	1797.14
baggioli	0.0	0.0	9.15	0.00
muro paraghiaia	259.9	26.8	8.43	225.98
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00
muro risolto 1	0.0	0.0	0.00	0.00
muri risolto	2011.6	207.6	5.24	1086.78
orecchie	0.0	0.0	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00
rintero	16770.6	1730.7	5.24	9060.4
plinto di fondazione	4182.5	431.6	0.50	215.8
-	0.0	0.0	0.00	0.0
Σ	27227.9	2809.9		12386.1

Azioni verticali

- Sisma spalla verticale (SIS SP V)

	W	N +/-	x(A)	$M_T(A) <->$	z(A)	$M_L(A) <->$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
muro di testata	4003.3	172.1	1.50	258.21	0.00	0.00
baggioli	0.0	0.0	1.35	0.00	0.00	0.00
muro paraghiaia	259.9	11.2	2.20	24.59	0.00	0.00
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
muro risolto 1	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
muri risolto	2011.6	86.5	4.50	389.25	0.00	0.00
orecchie	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
rintero	16770.6	721.1	4.50	3245.1	0.00	0.00
plinto di fondazione	4182.5	179.8	3.50	629.5	0.00	0.00
-	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00
Σ	27227.9	1170.8		4546.6		0.0

- Sisma impalcato longitudinale (SIS IMP L)

	$H_L <->$	N +/-	x(A)	$M_T(G) <->$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
Sisma long.	110			880.0	8.00	
	0.0			0.0	0.00	
	110.0			880.0		

- Sisma impalcato trasversale (SIS IMP T)

	$H_T <->$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G) <->$
	[kN]	[m]	[kNxm]
Sisma trasv.	110		1155.0
	0.0		0.00
	110.0		1155.0

- Sisma impalcato verticale (SIS IMP V)

	$H_L <->$	N +/-	x(A)	M(A) <->	z(A)	$M_L(A)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
		169	1.35	228.0	0.00	0.00

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

10.7 Opera centrale – Condizioni di carico

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

condizioni di carico	$H_L \rightarrow (+)$ [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(A)$ [kNxm]	$M_L(A)$ [kNxm]	$e_L(A)=M_T(A)/N$ [m]	$e_X(G)=d_X(A)-e_L(A)$ [m]	$M_{T,G}$ [kNxm]	$e_T(A)=M_L(A)/N$ [m]	$e_Z(G)$ [m]	$M_{L,G}$ [kNxm]
0 REALIZZAZIONE			2567.0	3465.5	0.0	1.35	2.15	5519	0	0	0.0
1 PERM SP			27227.9	105735.4	0.0	3.88	-0.38	-10438	0	0	0.0
2 ACC SP			2533.4	11400.3	0.0	4.50	-1.00	-2533	0	0	0.00
3 PERM IMP			1360.0	1836.0	0.0	1.35	2.15	2924	0	0	0.0
4 ACC IMP - Nmax			1737.8	2346.0	0.0	1.35	2.15	3736	0	0	0.0
5 FOLLA			0.0	0.0	0.0				0	0	0.0
6 ST	4880.2							14884.6			0.0
7 SA	1185.2							5422.4			0.0
8 VARTEMPD			0.0	0.0	0.0			0			0.0
9 VARTEMPU	10.0							80.0			0.0
10 FR	203.0							1623.6			0.0
11 VENTO		94.6									966.9
12 SIS SP L	2809.9							12386.1			0.0
13 SIS SP T		2809.9									12386.1
14 SIS SP V			1170.8	4546.6	0.0	3.88	-0.38	-448.8	0.0	0.0	0.0
15 SIS IMP L	110.0							880.0			0.0
16 SIS IMP T		110.0									1155.0
17 SIS IMP V			168.9	228.0	0.0	1.35	2.15	363.1	0.0	0.0	0.0
18 DS	2815.5							12881.1			0.0

Carichi dovuti alle condizioni elementari

	H_L [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(G)$ [kNxm]	$M_L(G)$ [kNxm]	
0 REALIZZAZIONE	0	0	2567	5519	0	
1 PERM SP	0	0	27228	-10438	0	
2 ACC SP	0	0	2533	-2533	0	
3 PERM IMP	0	0	1360	2924	0	
4 ACC IMP - Nmax	0	0	1738	3736	0	
5 FOLLA	0	0	0	0	0	
6 ST	4880	0	0	14885	0	
7 SA	1185	0	0	5422	0	
8 VARTEMPD	0	0	0	0	0	(+/-)
9 VARTEMPU	10	0	0	80	0	(+/-)
10 FR	203	0	0	1624	0	(+/-)
11 VENTO	0	95	0	0	967	(+/-)
12 SIS SP L	2810	0	0	12386	0	(+/-)
13 SIS SP T	0	2810	0	0	12386	(+/-)
14 SIS SP V	0	0	1171	-449	0	(+/-)
15 SIS IMP L	110	0	0	880	0	(+/-)
16 SIS IMP T	0	110	0	0	1155	(+/-)
17 SIS IMP V	0	0	169	363	0	(+/-)
18 DS	2816	0	0	12881	0	(+)

Riepilogo dei carichi dovuti alle condizioni elementari

10.8 Opera centrale – Combinazioni di carico

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

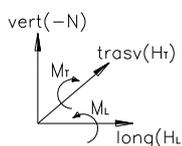
cond\comb	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	EQU
REALIZZAZIONE	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.870
PERM SP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1						0.870
ACC SP	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0						0.000
PERM IMP	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1						0.870
ACC IMP - Nmax	0	0	1.35	1.0125	1.0125	1.35	0	0	0	0	0	0						0
FOLLA	0	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						1
SA	0	0	1.35	1.0125	1.0125	1.35	0	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						0.5
VARTEMPU	0	0	0.72	1.2	0.72	1.2	0	0	0	0	0	0						0
FR	0	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						0
SIS SP L	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30						1
SIS SP T	0	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30						0.3
SIS SP V	0	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00	-0.30	-0.30	-1.00						-0.3
SIS IMP L	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30						1
SIS IMP T	0	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30						0.3
SIS IMP V	0	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00						-0.3
DS	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30						1

Combinazioni di carico SLU

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

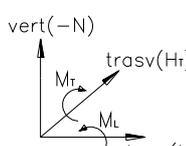
Combinazioni di carico SLE

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



	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)	e _{LONG}	e _{TRASV}
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]	[m]	[m]
STA SLU 1	6588	0	36758	6003	0	0.16	0.00
STA SLU 2	6588	0	42059	17401	0	0.47	0.00
STA SLU 3	8196	85	47825	26403	870	0.72	0.02
STA SLU 4	7800	85	47239	23350	870	0.64	0.02
STA SLU 5	7795	142	47239	23312	1450	0.63	0.04
STA SLU 6	8200	142	47825	26441	1450	0.72	0.04
SIS SLU 7	10616	876	31557	39011	4062	1.06	0.11
SIS SLU 8	6601	2920	31557	20708	13541	0.56	0.37
SIS SLU 9	6601	876	32495	20648	4062	0.56	0.11
SIS SLU 10	10616	876	30854	39281	4062	1.07	0.11
SIS SLU 11	6601	2920	30854	20977	13541	0.57	0.37
SIS SLU 12	6601	876	30153	21546	4062	0.59	0.11

Combinazioni di carico SLU



	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)	e _{LONG}	e _{TRASV}
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]	[m]	[m]
STA SLE 1	4880	0	27228	4447	0	0.16	0.00
STA SLE 2	4880	0	31155	12890	0	0.47	0.00
STA SLE 3	6071	57	35426	19563	580	0.72	0.02
STA SLE 4	5779	57	34992	17305	580	0.64	0.02
STA SLE 5	5775	95	34992	17273	967	0.63	0.04
STA SLE 6	6075	95	35426	19595	967	0.72	0.04

Combinazioni di carico SLE

10.9 Opera centrale – Verifiche

Le verifiche riportate di seguito sono:

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

10.9.1 Verifiche di stabilità – Ribaltamento

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

Considerando la combinazione **EQU** si ottiene:

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

VERIFICA RIBALTAMENTO		
M_{ribalt}	M_{stab}	c.s.
42465	96554	2.27

La verifica è pertanto soddisfatta.

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

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

$$V_{S,d} = r_{terreno} \times L_{valle} \cong 430 \text{ kN/m};$$

$$M_{S,d} = r_{terreno} \times L_{valle}^2/2 \cong 220 \text{ kN}\times\text{m/m}.$$

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

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

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

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

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

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

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

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

con

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

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

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

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

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

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

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

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

con

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

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

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

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

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

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

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

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

$$M_{S,d} = r_{\text{terreno}} \times L_{\text{valle}}^2 / 2 \cong 160 \text{ kN}\times\text{m}/\text{m}.$$

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

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

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

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

Le tensioni massime valgono:

$$\sigma_{\text{max},s} \cong 112 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{\text{max},c} \cong 1.7 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo}.$$

La verifica risulta soddisfatta.

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

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

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

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

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

Le sollecitazioni di verifica sono pertanto pari a:

$$V_{S,d} = (p_{rinterro} + p_{plinto} - r_{terreno}) \times L_{monte} \cong 430 \text{ kN/m.}$$

$$M_{S,d} = (p_{rinterro} + p_{plinto} - r_{terreno}) \times L_{monte}^2 / 2 \cong 1070 \text{ kN}\times\text{m/m.}$$

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

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

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

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

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

$$M_{R,d} = 1438 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta.}$$

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

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

con

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

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

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

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

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

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

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

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

con

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

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

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

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

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

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

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

Di seguito si riportata la verifica strutturale della porzione di plinto lato monte ipotizzando un vincolo di incastro di tale porzione di plinto con il filo interno del muro di testata ovvero il filo muro lato rinterro; la luce di calcolo assunta per la determinazione delle sollecitazioni di verifica è pertanto pari a $L_{\text{monte}} = 5.7\text{m}$. I carichi esterni, ipotizzati uniformemente distribuiti, sono pari a:

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

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

$$M_{S,d} = (p_{\text{rinterro}} + p_{\text{plinto}} - r_{\text{terreno}}) \times L_{\text{monte}}^2 / 2 \cong 330 \text{ kN}\times\text{m/m}.$$

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

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

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

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

Le tensioni massime valgono:

$$\sigma_{\text{max},s} \cong 89 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

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

La verifica risulta soddisfatta.

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

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

10.9.6 Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base SLU e SLE

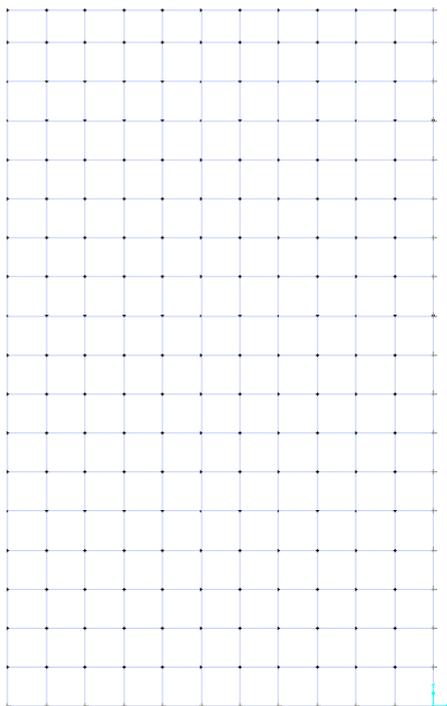
Per le verifiche relative al muro di testata si rimanda al capitolo relativo alla *Rampa laterale*.

10.9.7 Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLU e SLE

Per le verifiche relative al muro paraghiaia si rimanda al capitolo relativo alla *Rampa laterale*.

10.9.8 Verifiche strutturali - Muri di risvolto SLU

Di seguito il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche dei muri di risvolto effettuate considerando un modello locale di piastra incastrata nella sezione di base (estradosso plinto), incastrata in corrispondenza del muro di testata e incernierata in corrispondenza del muro paraghiaia; l'altezza di calcolo considerata è pari a 8.5m misurata a partire da estradosso plinto fino a testa muro. Per il calcolo delle sollecitazioni s'implementa un apposito modello locale agli elementi finiti, con l'ausilio del programma di calcolo *SAP2000*, utilizzando elementi bidimensionali a tre-quattro nodi con funzioni di forma lineari; nel calcolo delle sollecitazioni si tiene conto dell'effetto deformativo del taglio. Di seguito alcune immagini del modello di calcolo.



F 15. Modello di calcolo (sezione $sp=95cm$)

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

- *Peso proprio parete* \Rightarrow spessore parete (95)cm;

$$p_{p-90} = s \times \gamma_{cls} = (0.95 \times 25) = 24 \text{ kPa};$$

- *Spinta statica delle terre* \Rightarrow cautelativamente si assume un coefficiente di spinta a riposo. La spinta triangolare avrà intensità massima ad estradosso plinto, $H_{muro}=8.5m$, di valore pari a:

$$s_t = \gamma_{rint} \times k_0 \times H = 18 \times 0.426 \times 8.5 \cong 65 \text{ kPa};$$

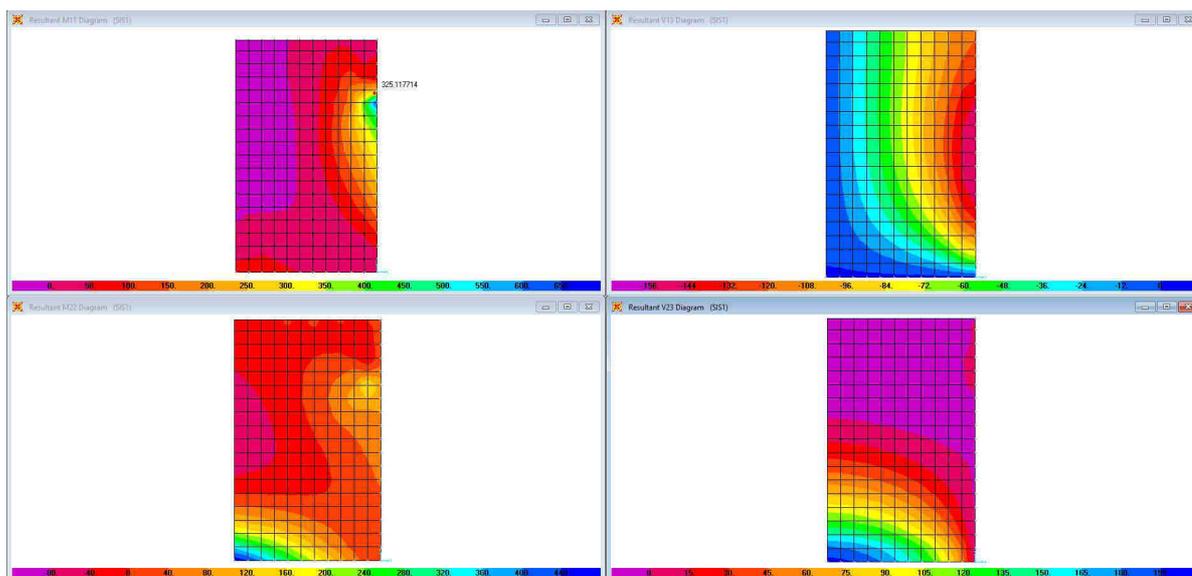
- *Inerzia parete* \Rightarrow si considera l'inerzia della parete come un carico di superficie uniformemente distribuito. L'intensità di tale carico è pari a:

$$f_{inz-par} = (a_g/g) \times s_{parete} \times \gamma_{cls} = 0.086 \times 0.95 \times 25 \cong 2 \text{ kPa};$$

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

$$f_{\text{inrz-rint}} = (a_g/g) \times L_{\text{rint}} \times \gamma_{\text{rint}} = 0.086 \times 22 \times 18 \cong 34 \text{ kPa.}$$

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



F 16. Sollecitazioni flettenti e taglianti (M_{11} - V_{13} figure superiori / M_{22} - V_{23} figure inferiori)

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

Parete spessore 95cm

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

$M_{S-Hd} \cong 500 \text{ kN}\times\text{m/m}$ – Momento orizzontale.

$V_{Vd} \cong 200 \text{ kN/m}$ – Taglio verticale

$M_{S-Vd} \cong 400 \text{ kN}\times\text{m/m}$ – Momento verticale.

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

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

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

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

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

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

$M_{R-H,d} \cong M_{R-V,d} \cong 740 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S-V,d}$ – Verifica a flessione orizzontale soddisfatta;

(controllo momento resistente si trascura l'effetto positivo dello sforzo assiale $\Rightarrow M \cong 0.9 \times 88 \times 22.6 \times 3913 / 10000 \cong 700 \text{ kN}\times\text{m/m}$)

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

- $V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 260 \text{ kN} > V_{S,d}$ – Verifica soddisfatta;

con

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

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

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

$s = 40 \text{ cm}$;

- $\alpha = 90^\circ$

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

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

- $V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 2560 \text{ kN} > V_{S,d}$ – Verifica soddisfatta;

con

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

$b_w = 100 \text{ cm}$;

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

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

- $\alpha = 90^\circ$

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

10.9.9 Verifiche strutturali – Muri di risvolto SLE

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

- verifiche dello stato tensionale;
- verifiche a fessurazione.

Parete spessore 95cm

- Sollecitazioni – Combinazione SLE:

$M_{S-Vd} \cong 130 \text{ kN}\times\text{m/m}$ – Momento verticale.

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

- $\sigma_{c-max} \cong -1.4 \text{ MPa} < 0.6f_{ck}$ – massima tensione di compressione nel cls – Verifica soddisfatta;
- $\sigma_{s-max} \cong 75 \text{ MPa} < 0.8f_{yk}$ – massima tensione nell'acciaio – Verifica soddisfatta.

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

- $\sigma_{c-max} \cong 0.8 \text{ MPa}$ – massima tensione di trazione nel cls.

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

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

10.9.10 Verifiche strutturali – Soletta di transizione – SLU

Per le verifiche relative alla soletta di transizione si rimanda al capitolo relativo alla *Rampa laterale*.

11. APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI

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:

$$F_{SLU} \cong 1200 \text{ kN.}$$

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

$$F_{long} \cong 25 \text{ kN}$$

$$F_{trasv} \cong 10 \text{ kN}$$

Di seguito si riportano i valori delle masse sismiche degli impalcato:

Per la carreggiata centrale in c.a.p. si ottiene il seguente valore della massa sismica partecipante:

$$m_1 \cong 760 \text{ t} \Rightarrow \text{impalcato centrale c.a.p.};$$

$$m_2 \cong 260 \text{ t} \Rightarrow \text{rampe laterali c.a.p.};$$

I periodi fondamentali (longitudinale e trasversale) delle strutture sono valutati assumendo le seguenti rigidezze totali dei sistemi di vincolo:

$$k_1 \cong 27000 \text{ kN/m (n.30 appoggi)} \Rightarrow \text{impalcato centrale c.a.p.};$$

$$k_2 \cong 9000 \text{ kN/m (n.10 appoggi)} \Rightarrow \text{rampe laterali c.a.p.};$$

Si ottiene:

$$T_1 = T_2 \cong 1.05 \text{ s a cui corrispondono i seguenti spostamenti massimi:}$$

$$\text{SLV} \Rightarrow \delta_{SLV} \cong 44 \text{ mm};$$

$$\text{SLD} \Rightarrow \delta_{SLD} \cong 9 \text{ mm.}$$

Gli spostamenti longitudinali dovuti all'azione termica uniforme valgono:

$$\delta_{DT1} \cong 3 \text{ mm} \Rightarrow \text{in corrispondenza delle spalle.}$$

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

$$F_{SLV-long} \cong 45 \text{ kN}$$

$$F_{SLV-trasv} \cong 40 \text{ kN.}$$

Il carico verticale massimo allo *SLV* vale:

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

L'escursione massima dei giunti si valuta allo **SLD**. Si ottiene dunque:

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

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:

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

$$d_{trasv} = 90 \text{ mm} \Rightarrow \text{varco trasversale impalcati.}$$

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

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

12.1 Origine, caratteristiche e affidabilità dei software di calcolo

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

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

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

12.2 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

12.2.1 Ripartizione trasversale carico accidentale

Ai fini della validazione dei risultati del modello di calcolo viene valutato l'effetto della ripartizione dei carichi mobili eccentrici sulle travi longitudinali applicando il metodo di Courbon (ripartizione rigida); di seguito si riporta il calcolo effettuato per le travi della rampa tipo (due colonne di carico con massima eccentricità).

e (m)	rCourbon	rmedio	KCourbon
1.32	390	206	$\cong 1.9$

Travi di impalcato $\Rightarrow M_{+max} \cong (3100 \text{ kN}\times\text{m} / 5 \text{ travi})\times 1.9 \cong 1200 \text{ kN}\times\text{m}/\text{trave}$.

Il modello agli elementi finiti restituisce un momento massimo pari a circa $1230 \text{ kN}\times\text{m}/\text{trave}$.