



Società Autostrada Tirrenica p.A.  
GRUPPO AUTOSTRADALE PER L'ITALIA S.p.A.

**AUTOSTRADA (A12) : ROSIGNANO – CIVITAVECCHIA**  
**LOTTO 2**

**TRATTO: SAN PIETRO IN PALAZZI – SCARLINO**  
**PROGETTO DEFINITIVO**


INFRASTRUTTURA STRATEGICA DI PREMINENTE INTERESSE  
NAZIONALE LE CUI PROCEDURE DI APPROVAZIONE SONO REGOLATE  
DALL' ART. 161 DEL D.LGS. 163/2006

**AU– CORPO AUTOSTRADALE**

**OPERE D'ARTE MAGGIORI**  
**PONTI E SOTTOVIA (L>10m)**  
**AMPLIAMENTO SOTTOVIA SP DEL POGGETTO**  
**al km. 3+681.36**  
**RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO**

<b>IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA</b> Ing. Guido Furlanetto Ord. Ingg. Milano N.10984 <b>RESPONSABILE UFFICIO STR</b>	<b>IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</b> Ing. Alessandro Alfì Ord. Ingg. Milano N. 20015 <b>COORDINATORE GENERALE APS</b>	<b>IL DIRETTORE TECNICO</b> Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 <b>RESPONSABILE DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURE</b>
---	--	---

RIFERIMENTO ELABORATO										DATA: FEBBRAIO 2011		REVISIONE	
WBS	DIRETTORIO					FILE					SCALA: -	n.	data
	codice	commissa	N.Prog.		unita'	n. progressivo							
ST03	1	2	1	2	1	2	0	1	STR650--				

 <b>ingegneria europea</b>	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	
	ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	
CONSULENZA A CURA DI :	IL RESPONSABILE UFFICIO/UNITA'	Ing. Guido Furlanetto O.I. Milano N.10984

<b>RESPONSABILE DI COMMESSA</b> Ing. Michele Parrella Ord. Ingg. Avellino N. 933 <b>COORDINATORE OPERATIVO DI PROGETTO</b>	<b>VISTO DEL COMMITTENTE</b> 	<b>VISTO DEL CONCEDENTE</b> 
---	---	--

## INDICE

01.	GENERALITA' .....	1
01.01	CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA ESISTENTE.....	1
01.02	CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA DI AMPLIAMENTO.....	1
01.03	FASI REALIZZATIVE .....	3
01.04	SCHEMI DI CALCOLO .....	3
02.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	4
03.	MATERIALI.....	5
03.01	STRUTTURA ESISTENTE .....	5
03.02	STRUTTURA IN AMPLIAMENTO .....	7
04.	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE TRAVI.....	9
05.	ANALISI DEI CARICHI.....	10
05.01	CARICHI DI FASE 1 .....	10
05.02	CARICHI DI FASE 2 .....	11
05.03	CARICHI DI FASE 3 .....	13
05.04	CARICHI ORIZZONTALI .....	14
05.05	COMBINAZIONI DI CARICO.....	18
06.	CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE .....	20
06.01	IMPALCATO .....	20
06.02	REAZIONI SULLE SPALLE.....	25
07.	VERIFICHE DI RESISTENZA.....	26
07.01	IMPALCATO .....	26
07.02	TRAVI AMPLIAMENTO .....	26
07.03	TRAVI ESISTENTI.....	28
08.	VERIFICA DELLE SPALLE.....	30
08.01	COMBINAZIONI DI CARICO.....	31
08.02	GEOMETRIA .....	32
08.03	PARAGHIAIA.....	33
08.04	PARAMENTO VERTICALE.....	34
08.05	CARICHI IN FONDAZIONE .....	35

## 01. GENERALITA'

Oggetto della presente relazione tecnica sono i calcoli strutturali per il dimensionamento degli interventi di ampliamento ed adeguamento antisismico dell'opera ST03 – Sottovia SP 57 del Poggetto facente parte del Lotto 2 della A12 Livorno – Civitavecchia.

### 01.01 CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA ESISTENTE

L' opera esistente è costituita da un impalcato in singola campata di luce 23,40 m asse appoggio-asse appoggio, semplicemente appoggiato su due spalle.

L' impalcato è costituito da 27 travi prefabbricate e precomprese a I e dalla soletta in cls. gettato in opera dello spessore di 25 cm.

Le spalle hanno una struttura di tipo passante con trave cuscino di altezza 1,80 m e spessore 1,90 m realizzata sopra pilastri rettangolari di dimensioni 1,00x1,90 m.

Immediatamente sotto tale trave, sono previsti dei tiranti passivi realizzati con micropali inclinati. Per le spalle esistenti si prevede la rimozione e la ricostruzione del paraghiaia al fine di collocare i ritegni sismici longitudinali a ridosso della testata delle travi. Le fondazioni delle spalle sono considerate costituite da plinti di spessore pari a 1,50 m.

Per quanto riguarda il viadotto esistente, in mancanza di documentazione probante circa i calcoli specifici delle travi, in via cautelativa, sono stati previsti rinforzi con fibre di carbonio limitatamente alle travi maggiormente sollecitate, pur essendo i risultati della verifica eseguita senza rinforzi compresi nei limiti delle sollecitazioni previste dal regolamento.

In conclusione, le ipotesi progettuali assunte saranno soggette a riscontro mediante ulteriori indagini da effettuarsi nella fase successiva.

### 01.02 CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA DI AMPLIAMENTO

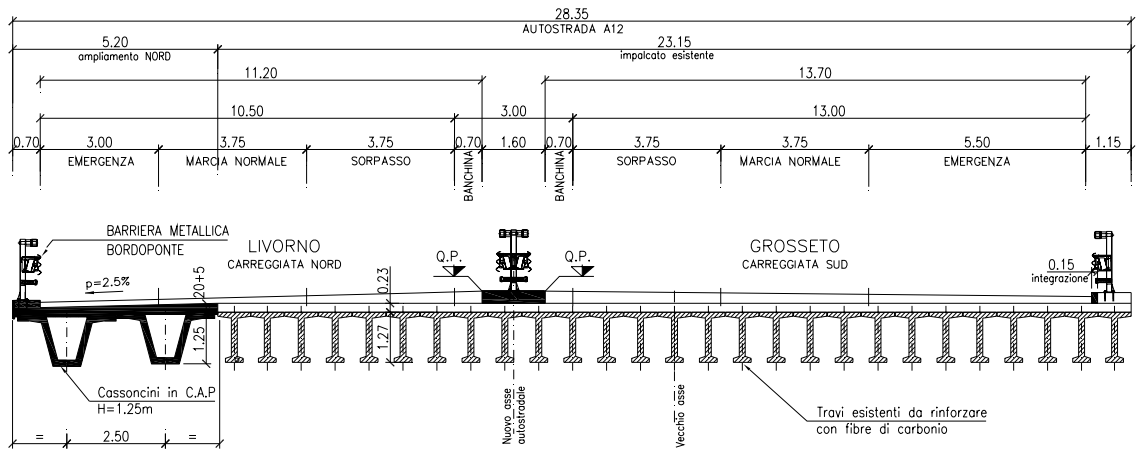
E' previsto sul lato della esistente carreggiata Nord un ampliamento di larghezza 5,20 m.

Il nuovo impalcato sarà solidarizzato al viadotto esistente a livello della soletta e sarà costituito da 2 travi in c.a.p. a cassoncini con sovrastante soletta collaborante in cls.

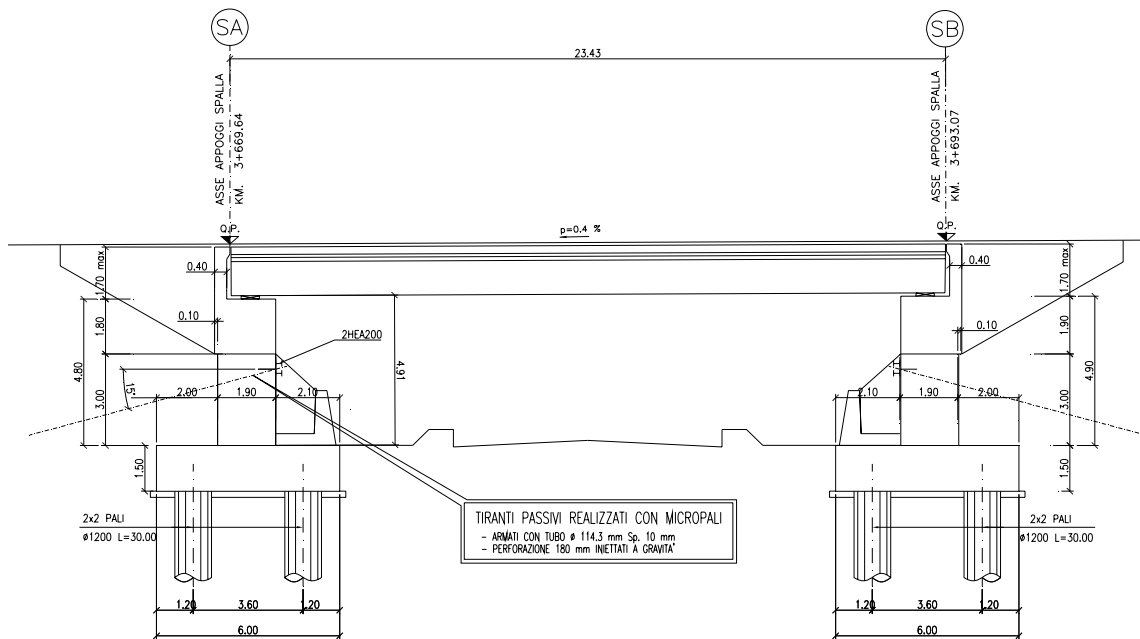
Gli ampliamenti delle spalle saranno realizzati con struttura analoga a quella esistente, ovvero con una trave cuscino di altezza 1,80 m e spessore 1,90 m, realizzata su due pilastri rettangolari di dimensioni 1,00x1,90 m.

Immediatamente sotto tale trave, sono previsti dei tiranti passivi realizzati con micropali inclinati. I nuovi plinti, dello stesso spessore di quelli esistenti, saranno realizzati ciascuno su 4 pali di diametro  $\Phi$  1200 e lunghezza  $L = 30$  m.

La solidarizzazione fra le spalle esistenti e quelle dell'ampliamento sarà realizzata a livello della trave cuscino.



SEZIONE TRASVERSALE IMPALCATO AMPLIATO



SEZIONE LONGITUDINALE SULL'AMPLIAMENTO

### 01.03 **FASI REALIZZATIVE**

Per l'opera in oggetto si prevedono in sintesi le seguenti fasi realizzative :

1. Realizzazione delle sottostrutture in affiancamento ad eccezione delle zone di collegamento ; realizzazione dei rilevati in ampliamento a tergo spalle ;
2. Montaggio travi in c.a.p. di ampliamento;
3. Getto delle solette ad eccezione delle zone comprese fra le parti nuove e l'esistente;
4. Collegamento delle sottostrutture,
5. Completamento getto solette;
6. Realizzazione manto e finiture.

Contemporaneamente alle operazioni di cui ai punti 1,2,3 e comunque prima delle fasi successive sarà effettuata la realizzazione delle apparecchiature di fine corsa.

Ad opera ampliata e solidarizzata verrà eseguita la sostituzione degli apparecchi di appoggio originali e la regolarizzazione dei baggioli.

### 01.04 **SCHEMI DI CALCOLO**

Per la valutazione delle sollecitazioni sulle travi è stato considerato uno schema di calcolo di trave in semplice appoggio.

I carichi agenti in terza fase verranno determinati sulla base della corrispondente area d'influenza nelle condizioni di carico più gravose.

Per la determinazione delle sollecitazioni in testa alle spalle è stato utilizzato un foglio di calcolo.

## **02.       NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Tutti i calcoli sono stati eseguiti nel rispetto delle normative nazionali vigenti, con particolare riferimento a:

- Legge 5/1/1971 n° 1086 : “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”.
- Legge 2/2/1974 n° 64 : “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- D.M. 14/1/2008 : “Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare 2/2/2009 n° 617 :”Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D:M: 14 gennaio 2008”.

### 03. MATERIALI

#### 03.01 STRUTTURA ESISTENTE

##### 03.01.01 CALCESTRUZZO TRAVI PRECOMPRESSE

###### Calcestruzzo travi precomprese CLASSE 45/55

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	55,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	45,65	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	3,74	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 f_{ctm} =$	2,61	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c =$	25,87	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	1,74	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza e di calcolo	$f_{bd} = 2,25 f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	3,92	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo di calcolo	$E_{cm} =$	36416	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,20	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

##### 03.01.02 CALCESTRUZZO SOLETTE E TRASVERSI

###### Calcestruzzo solette e trasversi CLASSE 28/35

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	35,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	29,05	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	2,77	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 f_{ctm} =$	1,94	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c =$	16,46	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	1,29	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza e di calcolo	$f_{bd} = 2,25 f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	2,91	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo di calcolo	$E_{cm} =$	32588	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,20	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

##### 03.01.03 CALCESTRUZZO SPALLE

###### Calcestruzzo spalle CLASSE 25/30

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	30,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	24,9	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	2,50	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 f_{ctm} =$	1,75	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c =$	14,11	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	1,17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza e di calcolo	$f_{bd} = 2,25 f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	2,63	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo di calcolo	$E_{cm} =$	31447	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,20	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

### 03.01.04 CALCESTRUZZO PALI

#### Calcestruzzo pali CLASSE 20/25

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	25,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	20,75	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	2,22	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 f_{ctm} =$	1,55	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c =$	11,76	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	1,04	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza e di calcolo	$f_{bd} = 2,25 f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	2,33	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo di calcolo	$E_{cm} =$	30200	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,20	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

### 03.01.05 ACCIAIO DI ARMATURA

#### Acciaio da cemento armato in barre ad aderenza migliorata

FeB44 k controllato in stabilimento

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} =$	540,00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	430,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s =$	1,15	
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s =$	373,91	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico di calcolo	$E_s =$	200000,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,30	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

### 03.01.06 ACCIAIO ARMONICO

#### Acciaio armonico

Tensione caratteristica di rottura	$f_{ptk} =$	1800,00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica all' 1% di deformazione	$f_{p(1)k} =$	1600,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s =$	1,15	
Tensione massima al tiro	$\sigma_{spi} = 0,8 * f_{ptk}$	1440,00	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico di calcolo	$E_s =$	200000,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,30	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>



## 03.02 STRUTTURA IN AMPLIAMENTO

### 03.02.01 CALCESTRUZZO TRAVI PRECOMPRESSE

#### Calcestruzzo travi precomprese CLASSE 45/55

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	55,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	45,65	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	3,74	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 f_{ctm} =$	2,61	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c =$	25,87	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	1,74	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza e di calcolo	$f_{bd} = 2,25 f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	3,92	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo di calcolo	$E_{cm} =$	36416	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,20	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

### 03.02.02 CALCESTRUZZO SOLETTA E COPPELLE PREFABBRICATE

#### Calcestruzzo coppelle prefabbricate CLASSE 35/45

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	45,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	37,35	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	3,27	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 f_{ctm} =$	2,29	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c =$	21,17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	1,53	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza e di calcolo	$f_{bd} = 2,25 f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	3,44	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo di calcolo	$E_{cm} =$	34625	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,20	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

### 03.02.03 CALCESTRUZZO SPALLE

#### Calcestruzzo coppelle prefabbricate CLASSE 28/35

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	35,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	29,05	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	2,77	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 f_{ctm} =$	1,94	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c =$	16,46	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	1,29	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza e di calcolo	$f_{bd} = 2,25 f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	2,91	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo di calcolo	$E_{cm} =$	32588	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,20	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

### 03.02.04 CALCESTRUZZO PALI

#### Calcestruzzo pali CLASSE 20/25

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	25,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	20,75	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	2,22	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 f_{ctm} =$	1,55	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c =$	11,76	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	1,04	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza e di calcolo	$f_{bd} = 2,25 f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	2,33	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo di calcolo	$E_{cm} =$	30200,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,20	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

### 03.02.05 ACCIAIO DI ARMATURA

#### Acciaio da cemento armato in barre ad aderenza migliorata

B450C controllato in stabilimento

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} =$	540,00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s =$	1,15	
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s =$	391,30	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico di calcolo	$E_s =$	200000,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,30	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

### 03.02.06 ACCIAIO ARMONICO

#### Acciaio armonico

Tensione caratteristica di rottura	$f_{ptk} =$	1860,00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica all' 1% di deformazione	$f_{p(1)k} =$	1670,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s =$	1,15	
Tensione massima al tiro	$\sigma_{spi} = 0,8 * f_{ptk}$	1488,00	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico di calcolo	$E_s =$	200000,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,30	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

## 04. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE TRAVI

Nelle seguenti tabelle sono riassunte le caratteristiche geometriche delle sezioni delle travi.

Si adotta la seguente simbologia :

A = Area della sezione [ m<sup>2</sup> ]

J<sub>yy</sub> = momento di inerzia della sezione sul piano verticale [ m<sup>4</sup> ]

Si indica inoltre con :

T1: trave principale in c.a.p. in ampliamento

T2: trave principale in c.a.p. esistente

Si terrà conto delle seguenti fasi costruttive :

Fase 1 : posizionamento delle travi in ampliamento e getto della soletta

Fase 2 : solidarizzazione della struttura dell' ampliamento all' esistente e posa in opera dei sovraccarichi permanenti ; ritiro e viscosità

Fase 3 : effetto dei sovraccarichi accidentali

fase 1	T1 Trave ampliamento	T2 Trave esistente
A	0,6068	0,3142
y <sub>G</sub>	0,6907	0,7237
J <sub>yy</sub>	0,1121	0,0637

fase 2-3	T1 Trave ampliamento	T2 Trave esistente
A	1.101	0,478
y <sub>G</sub>	1,009	0.955
J <sub>yy</sub>	0,2507	0,1134

Ai fini delle verifiche dell' impalcato non si considera l' effetto sismico perché non significativo.

## 05. ANALISI DEI CARICHI

Sono state considerate per le varie fasi di carico le seguenti condizioni di carico.

### 05.01 CARICHI DI FASE 1

#### 05.01.01 PESI PROPRI STRUTTURALI (g1)

Il peso proprio degli elementi in calcestruzzo (travi e soletta) è stato calcolato considerando un peso specifico  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

- Travi dell' ampliamento

$$g_{1,1} = 0.6068 \times 25 = 15,17 \text{ kN/m}$$

- Soletta dell' ampliamento

$$g_{1,2} = 0.25 \times \frac{(2.50 + 2.70)}{2} \times 25 = 16,25 \text{ kN/m}$$

- Travi esistenti

$$g_{1,1} = 0.314 \times 25 = 7,85 \text{ kN/m}$$

- Soletta esistente

$$g_{1,2} = 0.25 \times 0,86 \times 25 = 5,38 \text{ kN/m}$$

Il carico complessivo dell'impalcato risulta:

$$g_1 = (15.17 + 16.25) \cdot 2 + (7.85 + 5.38) \cdot 27 = 420 \text{ KN/m}$$

Il carico gravante sulla spalla risulta:

$$R(g_1) = 420 \cdot 23.40 / 2 = 4916 \text{ KN}$$

## 05.02 CARICHI DI FASE 2

### 05.02.01 SOVRACCARICHI PERMANENTI (g<sub>2</sub>)

Il progetto in esame prevede :

- Cordolo esterno esistente  $g_{2,1} = 1,15 \times 0,30 \times 25 = 8,63 \text{ kN/m}$
- Cordolo centrale esistente  $g_{2,1} = 1,60 \times 0,30 \times 25 = 12,00 \text{ kN/m}$
- Cordolo esterno ampliamento  $g_{2,1} = 0,70 \times 0,30 \times 25 = 5,25 \text{ kN/m}$
- Guard rail  $g_{2,2} = 1.50 \text{ kN/m}$
- Asfalto  $g_{2,3} = 3.00 \text{ kN/m}^2$

Considerando che la larghezza della sede stradale è pari a 24.90 m, il carico permanente complessivo di seconda fase è pari a:

$$g_2 = 8.63 + 12.00 + 5.25 + 3 \times 1.50 + 3.00 \times 24.90 = 105.1 \text{ KN/m}$$

Il carico sulle travi di bordo risulta:

$$g_2 \text{ (trave esistente)} = 25 \times 0.84 \times 0.3 + 1.50 = 7.8 \text{ KN/m}$$

$$g_2 \text{ (trave ampliamento)} = 25 \times 0.70 \times 0.3 + (2.6 - 0.7) \times 3 + 1.5 = 12.45 \text{ KN/m}$$

Il carico di seconda fase gravante sulla spalla risulta:

$$R(g_2) = 105.1 \times 23.40 / 2 = 1231 \text{ KN}$$

### 05.02.02 RITIRO SOLETTA AMPLIAMENTO ( $\epsilon_2$ )

Il calcolo delle deformazioni da ritiro soletta è stato eseguito secondo quanto specificato nel D.M. 14/01/2008 (par. 11.2.10.6).

Risulta :

$$A_c = 20 \times \frac{(250 + 270)}{2} = 5200 \text{ cm}^2$$

$$u = 260,0 \text{ cm}$$

$$h_0 = 2 \times A_c / u = 400 \text{ mm}$$

$$k_h = 0,725$$

U.R. 75 %

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \times \epsilon_{c0} = - 0.725 \times 0.000285 = - 0.000207$$

$$\epsilon_{ca} = -2.5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = -0.0000683$$

Complessivamente risulta :

$$\epsilon_{cs} = - 0.000275$$

### 05.02.03 VISCOSITA' SOLETTA AMPLIAMENTO (ε3)

Il calcolo del coefficiente di viscosità per il cls della soletta è stato eseguito secondo quanto specificato nel D.M. 14/01/2008 (par. 11.2.10.7).

Risulta :

- Carichi di 2 fase

$$A_c = 20 \times \frac{(250 + 270)}{2} = 5200 \text{ cm}^2$$

$$u = 260,0 \text{ cm}$$

$$h_0 = 2 \times A_c / u = 400 \text{ mm}$$

$$t_0 = 7 \text{ gg.}$$

U.R. 75 %

$$\phi_{(\infty,7)} = 2.433$$

$$E'_c = 34625 / (1 + 2.433) = 10085 \text{ MPa}$$

- Carichi di 3 fase

$$A_c = 20 \times \frac{(250 + 270)}{2} = 5200 \text{ cm}^2$$

$$u = 260,0 \text{ cm}$$

$$h_0 = 2 \times A_c / u = 400 \text{ mm}$$

$$t_0 = 60 \text{ gg.}$$

U.R. 75 %

$$\phi_{(\infty,60)} = 1.653$$

$$E'_c = 34625 / (1 + 1.653) = 13051 \text{ MPa}$$

### 05.03 CARICHI DI FASE 3

#### 05.03.01 VARIAZIONI TERMICHE

Si considera una variazione termica uniforme pari a  $\Delta T = \pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$  a tutta la struttura.

#### 05.03.02 CARICHI MOBILI ( $q_1$ )

Sono stati adottati i carichi mobili per ponti di prima categoria che, considerata la larghezza della somma delle carreggiate pari a 26,50 m (si trascura la presenza del cordolo centrale), consistono in 8 colonne di carico delle seguenti intensità :

posizione	carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
corsia numero 1	300	9,00
corsia numero 2	200	2,50
corsia numero 3	100	2,50
Corsie numeri 4/8	-	2,50

Le diverse disposizioni dei sovraccarichi si differenziano in base allo studio qualitativo delle superfici di influenza della struttura per le diverse caratteristiche di sollecitazione che di volta in volta vengono massimizzate/minimizzate. In particolare si è fissata l'attenzione sulla sezione di mezzeria e di appoggio.

Il carico massimo di terza fase che l'impalcato trasferisce alle spalle risulta pari a:

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

$$R(q_k) = (9 \times 3 + 2.5 \times 23.5) \times 23.40 / 2 = 1005 \text{ KN}$$

## 05.04 CARICHI ORIZZONTALI

I seguenti contributi, agenti tutti in terza fase, vengono considerati in aggiunta ai precedenti esclusivamente per il dimensionamento e la verifica delle sottostrutture in quanto i loro effetti non sono significativi sull' impalcato.

### 05.04.01 AZIONE DI FRENAMENTO (q3)

La forza di frenamento/accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a :

$$180 \text{ kN} < q_3 = 0.6 \times 2 \times Q_{1k} + 0.10 \times q_{1k} \times w_1 \times L < 900 \text{ kN}$$

Nel caso in esame (lunghezza dell' impalcato pari a 23.4 m), nell'ipotesi che il carico tandem sia in corrispondenza dell'appoggio, la forza di frenamento su ciascuna spalla risulta:

$$q_3 = 0.6 \times 2 \times 300 + 0.10 \times 9.00 \times 3.00 \times 23.4/2 = 392 \text{ kN}$$

che si ripartisce tra gli appoggi nel seguente modo:

$$q_3 \text{ (trave esistente)} = 392 \times (28.35 - 5.20) / 28.35 / 2 = 11.9 \text{ KN}$$
$$q_3 \text{ (trave ampliamento)} = 392 \times 5.20 / 28.35 / 2 = 36.0 \text{ KN}$$

### 05.04.02 FORZA CENTRIFUGA (q4)

Essendo il raggio di curvatura della strada maggiore di 1500 m il valore della forza centrifuga è nullo.

### 05.04.03 VENTO (q5)

La pressione del vento è pari a :

$$p = q_b \times c_e \times c_p \times c_d$$

dove :

$q_b$  è la pressione cinetica di riferimento  
 $c_e$  è il coefficiente di esposizione  
 $c_p$  è il coefficiente di forma  
 $c_d$  è il coefficiente dinamico

La pressione cinetica di riferimento espressa in  $\text{N/m}^2$  è data dalla seguente espressione :

$$q_b = 1/2 \rho v_b^2$$

Nel caso in esame :

$$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3 \quad \text{densità dell' aria}$$
$$v_b = 27 \text{ m/sec} \quad \text{essendo l' opera ubicata in zona 3}$$



l' opera inoltre risulta ubicata in categoria II per cui risulta :

$$\begin{aligned}k_r &= 0.19 \\z_0 &= 0.05 \text{ m} \\z_{\min} &= 4.0 \text{ m} \\z &= 6.70 \text{ m}\end{aligned}$$

il coefficiente di esposizione vale allora :

$$c_e = 0.19^2 \times \ln(6.70/0.05) \times [7 + 1 \times \ln(6.70/0.05)] = 2.10$$

Il coefficiente di forma vale :

$$c_p = 2.4 - \phi = 1.4$$

Complessivamente si ha :

$$p = 0.5 \times 1.25 \times 27,00^2 \times 2.10 \times 1.40 \times 1.00 = 1.34 \text{ kN/m}^2$$

Tale pressione (considerata a favore di sicurezza pari a 1.50KN/m<sup>2</sup>) è stata applicata sulla superficie esposta della struttura e sui carichi transitanti, assimilati ad una parete rettangolare continua di altezza pari a 3.00 m a partire dal piano stradale.

Il carico complessivo dovuto al vento trasferito a ciascuna spalla risulta pari a:

$$\begin{aligned}h &= 1.25+0.25 + 0.10 + 3.00 = 4.60\text{m} \\H_t (\text{vento}) &= 1.5 \times 4.60 \times 23.40/2 = 80.7 \text{ KN} \\M_t (\text{vento}) &= 80.7 \times 2.65 = 214 \text{ KN x m}\end{aligned}$$

essendo

$$d = 2.65 \text{ la distanza della risultante della forza dalla testa del paramento}$$

Tale forza si ripartisce tra gli appoggi nel seguente modo:

Ponte carico

$$q_5 (\text{trave esistente}) = q_5 (\text{trave ampliamento}) = 80.7/(27+2) = 2.8 \text{ KN}$$

Ponte scarico

$$q_5 (\text{trave esistente}) = q_5 (\text{trave ampliamento}) = 2.8 \times 1.60/4.60 = 1.0 \text{ KN}$$

#### 05.04.04 SISMA (q6)

Nel seguente paragrafo si riporta la descrizione e la valutazione dell' azione sismica secondo le specifiche del D.M. 14/01/2008.

I parametri assunti alla base del calcolo sono i seguenti :

- |   |                                   |
|---|-----------------------------------|
| - Vita nominale dell' opera                   | $V_N = 50$ anni                   |
| - Classe d' uso dell' opera                   | IV quindi $C_U = 2$               |
| - Periodo di riferimento dell' azione sismica | $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni |
| - Categoria sottosuolo                        | Categoria C                       |
| - Amplificazione topografica                  | $S_T = 1$                         |
| - Stato limite considerato                    | SLV                               |
| - Fattore di struttura                        | $q = 1$                           |

Dal programma 'Spettri NTC – ver. 1.0.3' del Consiglio Superiore LL PP, si ricavano i seguenti parametri dello spettro di risposta relativo al sito in esame (Coordinate : 43°18' N – 10°32' E).

La forza sismica orizzontale trasferita dall'impalcato a ciascuna spalla in condizioni sismiche (si considera assente il sovraccarico accidentale) risulta pari a:

$$a_g = 0.125$$

$$S = 1.5$$

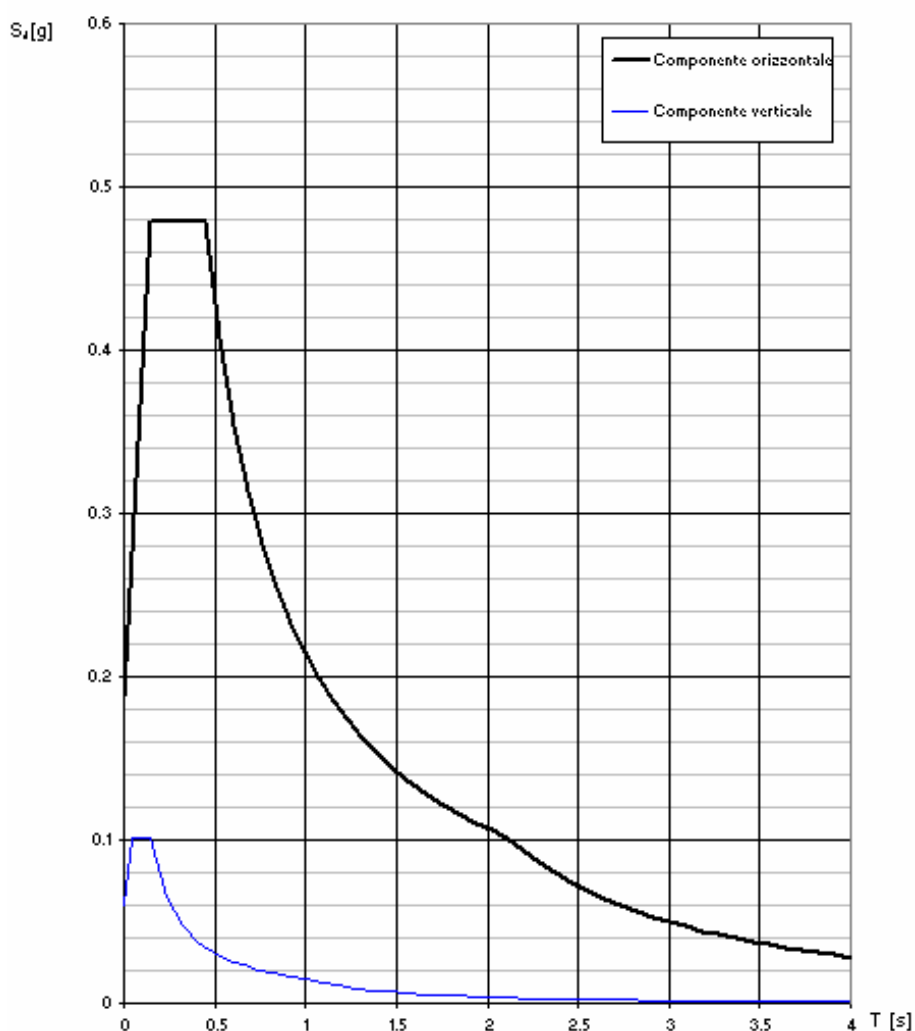
$$F_i (\text{sisma}) = F_t (\text{sisma}) = 0.125 \times 1.5 \times 6406 = 1201 \text{KN}$$

essendo

$$R(g_1+g_2) = 6406 \text{KN}$$

Si riportano di seguito gli spettri di risposta per lo stato limite di salvaguardia della vita, utilizzando i parametri sopra elencati.

#### Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.125 g
$F_o$	2.549
$T_C^*$	0.279 s
$S_S$	1.500
$C_C$	1.600
$S_T$	1.000
$q$	1.000

### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\square$	1.000
$T_B$	0.149 s
$T_C$	0.447 s
$T_D$	2.101 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.188
$T_B \leftarrow$	0.149	0.479
$T_C \leftarrow$	0.447	0.479
	0.525	0.407
	0.604	0.354
	0.683	0.313
	0.762	0.281
	0.841	0.255
	0.919	0.233
	0.998	0.214
	1.077	0.199
	1.156	0.185
	1.235	0.173
	1.313	0.163
	1.392	0.154
	1.471	0.146
	1.550	0.138
	1.629	0.131
	1.707	0.125
	1.786	0.120
	1.865	0.115
	1.944	0.110
	2.023	0.106
$T_D \leftarrow$	2.101	0.102
	2.192	0.094
	2.282	0.086
	2.373	0.080
	2.463	0.074
	2.553	0.069
	2.644	0.064
	2.734	0.060
	2.825	0.056
	2.915	0.053
	3.005	0.050
	3.096	0.047
	3.186	0.044
	3.277	0.042
	3.367	0.040
	3.458	0.038
	3.548	0.036
	3.638	0.034
	3.729	0.032
	3.819	0.031
	3.910	0.029
	4.000	0.028

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

## 05.05 COMBINAZIONI DI CARICO

In osservanza ai punti 5.1.3.12 e 5.2.3 del D.M. 14/01/2008 le condizioni elementari di carico sono state combinate considerando gli stati limite di esercizio, ultimi e di salvaguardia della vita (sisma).

### 05.05.01 COMBINAZIONI DI CARICO PER L' IMPALCATO

Nella seguente tabella si riportano le combinazioni di carico considerate.

	IMPALCATO	g1+g2	ε2	ε3	q1	q3	q4	q5	q6
SLE	SLE (QP)	1	1	0,5	0	0	0	0	0
	SLE (FR)	1	1	0,6	0,75 Qik 0,4 qik	0	0	0	0
	SLE (R)	1	1	0,6	1 Qik 1 qik	0	0	0	0
SLU (STR)	STR1	1,35	1,2	0,72	0	0	0	1,5	0
	STR2	1,35	1,2	0,72	1,35	0	0	0,9	0
	STR3	1,35	1,2	0,72	1,35x0,75 Qik 1,35x0,40 qik	1,5	0	0,9	0
	STR4	1,35	1,2	0,72	1,35x0,75 Qik 1,35x0,40 qik	0	1,5	0,9	0

Ognuno dei precedenti stati limite è costituito da quattro combinazioni in relazione alle diverse posizioni dei sovraccarichi sull' impalcato.

Come già enunciato al par. 5.3.2 per l'impalcato si possono considerare fino a otto colonne di carico.

Ai fini del calcolo delle travi, per massimizzare le caratteristiche di sollecitazione, si sono considerate quattro colonne di carico nella posizione eccentrica più gravosa in cui i carichi tandem sono stati disposti in asse alla mezzeria negli schemi di carico 1 ( $M_{max}$  impalcato ampliamento) e 3 ( $M_{max}$  impalcato esistente), e in prossimità degli appoggi di una spalla per gli schemi di carico 2 ( $V_{max}$  impalcato ampliamento), 4 ( $V_{max}$  impalcato esistente).

In particolare, negli schemi di carico 1 e 2, il sovraccarico accidentale è stato posizionato nella carreggiata NORD; mentre negli schemi di carico 3 e 4, il sovraccarico accidentale è stato posizionato nella carreggiata SUD.

**05.05.02 COMBINAZIONI DI CARICO PER LE SOTTOSTRUTTURE**

Nella seguente tabella si riportano le combinazioni di carico considerate

	<b>SPALLE</b>	$g_1+g_2$	$\epsilon_2$	$\epsilon_3$	$q_1$	$q_3$	$q_4$	$q_5$	$q_6$
SLU (STR)	STR1	1,35	1,2	0,72	0	0	0	1,5	0
	STR2	1,35	1,2	0,72	1,35	0	0	0,9	0
	STR3	1,35	1,2	0,72	1,35x0,75 Qik 1,35x0,40 qik	1,5	0	0,9	0
	STR4	1,35	1,2	0,72	1,35x0,75 Qik 1,35x0,40 qik	0	1,5	0,9	0
SLU (GEO)	GEO1	1	1	0,6	0	0	0	1,3	0
	GEO2	1	1	0,6	1,15	0	0	0,78	0
	GEO3	1	1	0,6	1,15x0,75 Qik 1,15x0,40 qik	1,3	0	0,78	0
	GEO4	1	1	0,6	1,15x0,75 Qik 1,15x0,40 qik	0	1,3	0,78	0
SLV	SLV	1	1	0	0	0	0	0	1

Per le combinazioni sismiche è stato considerato lo stato limite di salvaguardia SLV che comprende due combinazioni in cui il sisma nelle due direzioni (longitudinale, trasversale) è combinato come segue.

$$EI + 0.3Et \quad 0.3EI + Et$$

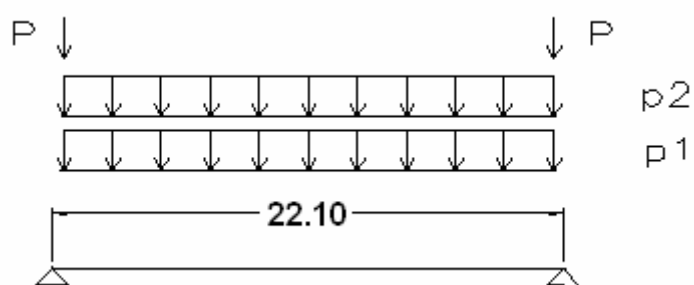
## 06. CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

### 06.01 IMPALCATO

Nelle seguenti tabelle si riassumono i valori delle caratteristiche di sollecitazioni massime nei vari elementi strutturali per le combinazioni di carico di cui al par. 5.5.1.

#### 06.01.01 FASE 1

Per la prima fase lo schema di calcolo è il seguente :



dove, con riferimento al par. 5.1.1 i carichi valgono (valori caratteristici) :

#### Travi dell' ampliamento

$$p_1 = 15,17 \text{ kN/m}$$

$$p_2 = 16,25 \text{ kN/m}$$

$$P = 11,72 \text{ kN}$$

Risulta :

	FASE 1	travi ampliamento			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	1918	-	0	347
	SLE (FR)	1918	-	0	347
	SLE (R)	1918	-	0	347
SLU (STR)	STR1	2589	-	0	468
	STR2	2589	-	0	468
	STR3	2589	-	0	468
	STR4	2589	-	0	468

Travi esistenti

$$p_1 = 7.85 \text{ kN/m}$$

$$p_2 = 5.38 \text{ kN/m}$$

$$P = 25.31 \text{ kN}$$

Risulta :

	FASE 1	travi esistenti			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	808	-	0	146
	SLE (FR)	808	-	0	146
	SLE (R)	808	-	0	146
SLU (STR)	STR1	1091	-	0	197
	STR2	1091	-	0	197
	STR3	1091	-	0	197
	STR4	1091	-	0	197

**06.01.02 FASE 2**

Travi dell' ampliamento

$$g_2 = 12,45 \text{ kN/m}$$

Risulta :

	FASE 2	travi ampliamento			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	760	-	0	138
	SLE (FR)	760	-	0	138
	SLE (R)	760	-	0	138
SLU (STR)	STR1	1026	-	0	186
	STR2	1026	-	0	186
	STR3	1026	-	0	186
	STR4	1026	-	0	186

## Travi esistenti

$$g_2 = 7,8 \text{ kN/m}$$

Risulta :

	FASE 2	travi esistenti			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	476	-	0	86
	SLE (FR)	476	-	0	86
	SLE (R)	476	-	0	86
SLU (STR)	STR1	643	-	0	116
	STR2	643	-	0	116
	STR3	643	-	0	116
	STR4	643	-	0	116

Per effetto del ritiro e della viscosità, con riferimento ai par. 5.2.2 e 5.2.3 si ha nella sezione di mezzeria delle travi dell' ampliamento :

$$\begin{aligned}\varepsilon &= - 0.000275 \\ A_c &= 5200 \text{ cm}^2 \\ E &= 10085 \text{ MPa}\end{aligned}$$

-SLE

$$\begin{aligned}N &= - 0.000275 \times 10085 \times 5200/10 = -1442 \text{ kN} \quad \text{compressione} \\ M &= 1442 \times (1.40 - 1.009) = 564 \text{ kNm}\end{aligned}$$

-SLU

$$\begin{aligned}N &= - 1.2 \times 1442 = 1730 \text{ kN} \quad \text{compressione} \\ M &= 1.2 \times 564 = 677 \text{ kNm}\end{aligned}$$



**06.01.03 FASE 3**

Travi dell' ampliamento

$$Q_1 = 2 \times (150 + 0.65 \times 150 / 250) = 378 \text{ KN}$$

$$q_1 = 9 \times (0.65 + 1.25) = 17.1 \text{ KN/m}$$

	FASE 3	travi ampliamento			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	0	0	0	0
	SLE (FR)	1984	142	0	359
	SLE (R)	3132	189	0	567
SLU (STR)	STR1	0	0	0	0
	STR2	4228	255	0	765
	STR3	2678	191	0	485
	STR4	2678	191	0	485

Travi esistenti

$$Q_1 = 2 \times 150 = 300 \text{ KN}$$

$$q_1 = 9 \times (0.43 + 0.87) = 11.7 \text{ KN/m}$$

	FASE 3	travi esistenti			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	0	0	0	0
	SLE (FR)	1528	113	0	277
	SLE (R)	2371	150	0	429
SLU (STR)	STR1	0	0	0	0
	STR2	3201	203	0	579
	STR3	2063	152	0	373
	STR4	2063	152	0	373

Per effetto delle variazioni termiche, con riferimento al par. 5.3.1 si ha nella sezione di mezzeria delle travi dell' ampliamento :

$$\varepsilon = \pm 0.00001 \times 15 = \pm 0.00015$$

$$A_c = 5200 \text{ cm}^2$$

$$E = 13051 \text{ MPa}$$

-SLE (QP )

$$N = \pm 0.5 \times 0.00015 \times 13051 \times 5200 / 10 = \pm 509 \text{ kN}$$

$$M = \pm 509 \times (1.4 - 1.009) = \pm 199 \text{ kNm}$$

-SLE (FR,R)

$$N = \pm 0.6 \times 0.00015 \times 13051 \times 5200 / 10 = \pm 611 \text{ kN}$$

$$M = \pm 611 \times (1.4 - 1.009) = \pm 239 \text{ kNm}$$

-SLU

$$N = \pm 0.72 \times 0.00015 \times 13051 \times 5200 / 10 = \pm 733 \text{ kN}$$

$$M = \pm 733 \times (1.4 - 1.009) = \pm 287 \text{ kNm}$$

**REAZIONI SULLE SPALLE**

Nelle seguenti tabelle si riassumono i valori delle reazioni agli appoggi sulle singole travi per le condizioni di carico elementari e per combinate secondo i coefficienti di cui al par. 5.5.1.

Azione	Travi ampliamento			Travi esistenti		
	N kN	Hlong kN	Htrasv kN	N kN	Hlong kN	Htrasv kN
g1+g2	485.0	0.0	0.0	232.0	0.0	0.0
Carichi mobili Qik	378.0	0.0	0.0	300.0	0.0	0.0
Carichi mobili qik	189.0	0.0	0.0	129.0	0.0	0.0
Frenamento (q3)	0.0	36.0	0.0	0.0	11.9	0.0
Centrifuga (q4)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Vento ponte scarico (q5)	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	1.0
Vento ponte carico (q5)	0.0	0.0	2.8	0.0	0.0	2.8
El+0,3Et (q6)	0.0	90.9	27.3	0.0	43.5	13.1
0,3El+Et (q6)	0.0	27.3	90.9	0.0	13.1	43.5

Gruppo	Combinazione	Travi ampliamento			Travi esistenti		
		N kN	Hlong kN	Htrasv kN	N kN	Hlong kN	Htrasv kN
SLU (STR)	STR1	655	0	4	313	0	4
	STR2	1250	0	3	811	0	3
	STR3	970	54	3	605	18	3
	STR4	970	0	3	605	0	3
SLU(GEO)	GEO1	485	0	1	232	0	1
	GEO2	1137	0	2	725	0	2
	GEO3	898	47	2	550	15	2
	GEO4	898	0	2	550	0	2
SISMA (SLV)	El+0,3Et (q6)	598	91	27	318	44	13
	0,3El+Et (q6)	598	27	91	318	13	44

## 07. VERIFICHE DI RESISTENZA

### 07.01 IMPALCATO

### 07.02 TRAVI AMPLIAMENTO

#### 07.02.01 SEZIONE DI MEZZERIA

Con riferimento ai paragrafi precedenti le sollecitazioni massime risultano :

- Fase 1

$$\begin{array}{ll} M = 1918 \text{ kNm} & \text{SLE} \\ V = 0 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} M = 2589 \text{ kNm} & \text{SLU} \\ V = 0 \end{array}$$

- Fase 2

$$\begin{array}{ll} N = - 1442 \text{ kN} \\ M = 760 + 564 = 1324 \text{ kNm} & \text{SLE} \\ V = 0 \text{ kN} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} N = -1730 \text{ kN} \\ M = 1026 + 677 = 1703 \text{ kNm} & \text{SLU} \\ V = 0 \text{ kN} \end{array}$$

- Fase 3

$$\begin{array}{ll} N = - 611 \text{ kN} \\ M = 3132 + 239 = 3371 \text{ kNm} & \text{SLE} \\ V = 0 \text{ kN} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} N = - 733 \text{ kN} \\ M = 4228 + 287 = 4515 \text{ kNm} & \text{SLU} \\ V = 0 \text{ kN} \end{array}$$

Nella corrente fase della progettazione si sono scelte da catalogo travi in c.a.p. con caratteristiche dimensionali e di armatura adatte alle sollecitazioni di progetto.

## 07.02.02 SEZIONE DI APPOGGIO

Con riferimento ai paragrafi precedenti le sollecitazioni massime risultano :

- Fase 1

M = 0 kNm            SLE  
V = 347 kN

M = 0 kNm            SLU  
V = 468 kN

- Fase 2

N = -1442 kN  
M = 564 kNm            SLE  
V = 138 kN

N = -1730 kN  
M = 677 kNm            SLU  
V = 186 kN

- Fase 3

N = - 611 kN  
M = 239 kNm            SLE  
V = 567 kN

N = - 733 kN  
M = 287 kNm            SLU  
V = 765 kN

Nella corrente fase della progettazione si sono scelte da catalogo travi in c.a.p. con caratteristiche dimensionali e di armatura adatte alle sollecitazioni di progetto.

## 07.03 TRAVI ESISTENTI

### 07.03.01 SEZIONE DI MEZZERIA

Con riferimento ai paragrafi precedenti le sollecitazioni massime risultano :

- Fase 1

$$\begin{aligned} M &= 808 \text{ kNm} && \text{SLE} \\ V &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= 1091 \text{ kNm} && \text{SLU} \\ V &= 0 \end{aligned}$$

- Fase 2

$$\begin{aligned} N &= -1442 \text{ kN} \\ M &= 476 + 564 = 1040 \text{ kNm} && \text{SLE} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= -1730 \text{ kN} \\ M &= 643 + 677 = 1320 \text{ kNm} && \text{SLU} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Fase 3

$$\begin{aligned} N &= -611 \text{ kN} \\ M &= 2371 + 239 = 2610 \text{ kNm} && \text{SLE} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= -733 \text{ kN} \\ M &= 3201 + 287 = 3488 \text{ kNm} && \text{SLU} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

In mancanza della documentazione di progetto relativa alle travi esistenti, non è possibile procedere alla loro verifica. Si rimanda ad una successiva fase di progetto la verifica delle travi di impalcato.

### 07.03.02 SEZIONE DI APPOGGIO

Con riferimento ai paragrafi precedenti le sollecitazioni massime risultano :

- Fase 1

M = 0 kNm            SLE  
V = 347 kN

M = 0 kNm            SLU  
V = 468 kN

- Fase 2

N = -1442 kN  
M = 564 kNm            SLE  
V = 138 kN

N = -1730 kN  
M = 677 kNm            SLU  
V = 186 kN

- Fase 3

N = - 611 kN  
M = 239 kNm            SLE  
V = 567 kN

N = - 733 kN  
M = 287 kNm            SLU  
V = 765 kN

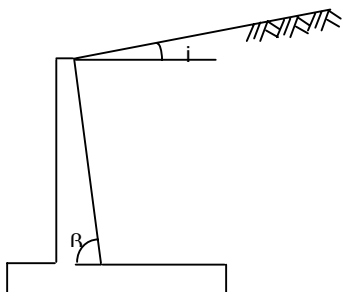
In mancanza della documentazione di progetto relativa alle travi esistenti, non è possibile procedere alla loro verifica. Si rimanda ad una successiva fase di progetto la verifica delle travi di impalcato.

## 08. VERIFICA DELLE SPALLE

Con riferimento alle indicazioni del DM-2008, l'effetto delle spinte è valutato con i metodi tradizionali dell'equilibrio limite. Nel caso particolare (spalla su pali), la spinta statica è calcolata utilizzando il coefficiente di spinta a riposo, la sovraspinta sismica è valutata con il metodo di Mononobe-Okabe ed applicata ad  $h/2$ , il coefficiente  $\beta$  è assunto pari a 1. Si riporta nel seguito il calcolo dei coefficienti di spinta sismica secondo Mononobe-Okabe.

### Calcolo K statico

	[RAD]	[DEG]
Angolo di attrito del terreno	$\phi = 0.6109$	35
Angolo di attrito muro-terreno	$\delta = 0.3054$	17.5
Inclinazione dell'intradosso del muro con l'orizzontale	$\beta = 1.5708$	90
Inclinazione superficie libera del terrapieno con l'orizzontale	$i = 0.0000$	0



$$\beta' = 1.3995$$
$$i' = 0.1713$$

$$K_a = 0.246 \quad \text{Coefficiente di spinta attiva}$$

$$K_o = 0.426 \quad \text{Coefficiente di spinta a riposo}$$

### Calcolo K sismico (Mononobe-Okabe)

$$K_h = 0.1875 \quad \text{Coefficiente sismico orizzontale (agxS)}$$

$$\theta = 10.62 \quad (\text{rad})$$

.....

$$K_s = 0.370 \quad (\text{spinta sismica})$$

$$K_s - K_a = 0.124 \quad (\text{incremento di spinta sismica})$$

Il calcolo delle sollecitazioni globali è condotto attraverso un foglio di calcolo, riportato di seguito, dove sono indicati la geometria, i parametri di calcolo, le sollecitazioni di ingresso e le azioni elementari, per ogni combinazione di carico considerata. A tergo della spalla si è considerato un sovraccarico accidentale pari a 20KN/m<sup>2</sup> in condizioni statiche e nullo in condizioni sismiche, mentre per il terreno si è considerato un peso di volume di 20KN/m<sup>3</sup>.



## 08.01 COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito le combinazioni di carico considerate per l'analisi delle spalle:

### 08.01.01 Stato Limite di esercizio - SLE (combinazione rara)

	$\gamma_i$ (SLE1)	$\gamma_i$ (SLE2)
<b>Peso proprio</b>	1.00	1.00
<b>Permanenti</b>	1.00	1.00
<b>Carichi mobili (+)</b>	0.75	1.00
<b>Frenatura</b>	1.00	0
<b>Vento</b>	0.60	0.60

### 08.01.02 Stato Limite Ultimo Statico – SLU

A1-STR

	$\gamma_i$ (SLU1)	$\gamma_i$ (SLU2)
<b>Peso proprio</b>	1.35	1.35
<b>Permanenti</b>	1.50	1.50
<b>Carichi mobili</b>	1.01	1.35
<b>Frenatura</b>	1.35	0
<b>Vento</b>	0.90	0.90

A2-GEO

	$\gamma_i$ (SLU1)	$\gamma_i$ (SLU2)
<b>Peso proprio</b>	1.00	1.00
<b>Permanenti</b>	1.30	1.30
<b>Carichi mobili</b>	0.86	1.15
<b>Frenatura</b>	1.15	0
<b>Vento</b>	0.78	0.78

### 08.01.03 Stato Limite Ultimo Sismico – SLV

Sisma Longitudinale SL

	$\gamma_i$
<b>Peso proprio</b>	1.00
<b>Permanenti</b>	1.00
<b>Sisma Long.</b>	1.00
<b>Sisma Trasv.</b>	0.30

Sisma Trasversale ST

	$\gamma_i$
<b>Peso proprio</b>	1.00
<b>Permanenti</b>	1.00
<b>Sisma Long.</b>	0.30
<b>Sisma Trasv.</b>	1.00

**GEOMETRIA**

Si riportano di seguito i dati di input relativi alla geometria delle spalle in oggetto:

<b>Caratteristiche geometriche della spalla</b>	
<b>Dimensioni longitudinali (m)</b>	
Spessore paraghiaia	0.40
Spessore paramento verticale	1.90
Distanza asse appoggi - filo paraghiaia	0.80
Lunghezza suola esterna	2.10
Lunghezza suola interna	2.00
<b>Dimensioni trasversali (m)</b>	
Larghezza esterna spalla	28.35
Larghezza media interna tra i muri andatori	28.35
Larghezza zattera di fondazione	29.45
<b>Dimensioni verticali (m)</b>	
Altezza paraghiaia	1.70
Altezza paramento verticale	4.90
Altezza baggioli+appoggi	0.35
Spessore zattera di fondazione	1.50
<b>Ulteriori informazioni</b>	
Inclinazione in pianta del paramento	90
Presenza di un solo muro (si, no)	no

Si riportano di seguito i carichi trasmessi dall'impalcato considerati per il calcolo:

Carichi verticali (KN)

<b>P1</b>	<b>P2</b>	<b>P3</b>
4916	1231	2205

Forze longitudinali (KN)

<b>Frenatura</b>	<b>Sisma L</b>
392	1153

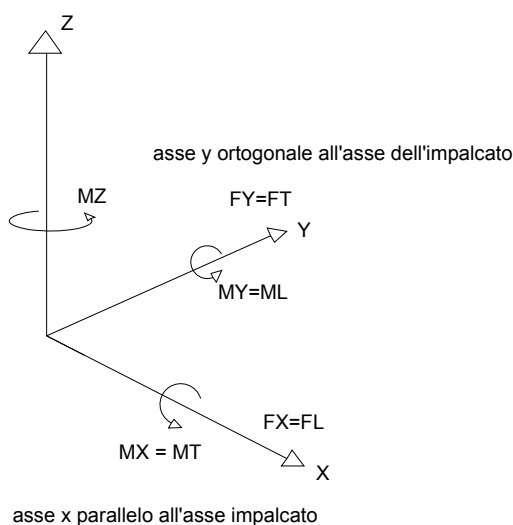
Forze trasversali (KN) e relativi bracci (m)

<b>Vento</b>	<b>Hv</b>	<b>Sisma T</b>	<b>Hs</b>
81	2.65	1153	1.35

Momenti trasversali (KNxm)

<b>M3 (es)</b>	<b>M3 (amp)</b>	<b>M vento</b>	<b>M sisma T</b>
14063	-14706	214	1556

I carichi di seguito riportati vengono espressi sulla base del seguente sistema di riferimento:



### 08.03 PARAGHIAIA

Si riporta di seguito alla base del paraghiaia il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione globali (esprese in t e t<sub>xm</sub>) eseguito su una larghezza di 28.35m (larghezza di calcolo):

#### SLE

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	48
R2	Peso terreno a tergo	193
R3	Peso sovraccarico a tergo	113
<b>N<sub>tot</sub></b>		<b>48</b>

Carichi orizzontali longitudinali Fx		
S1	Spinta statica sovraccarico	41
S2	Spinta statica terreno	35
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	0
S4	Forze d'inerzia sul terreno	0
S5	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0
S6	Incremento di spinta sismica	0
<b>S<sub>tot</sub></b>		<b>76</b>

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	35
M2	Momento spinta statica terreno	20
M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	0
M4	Momento forze d'inerzia terreno	0
M5	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
M6	Momento incremento spinta sismica	0
<b>M<sub>tot</sub></b>		<b>55</b>

#### SLU

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	65
R2	Peso terreno a tergo	260
R3	Peso sovraccarico a tergo	153
<b>N<sub>tot</sub></b>		<b>65</b>

Carichi orizzontali longitudinali Fx		
S1	Spinta statica sovraccarico	55
S2	Spinta statica terreno	47
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	0
S4	Forze d'inerzia sul terreno	0
S5	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0
S6	Incremento di spinta sismica	0
<b>S<sub>tot</sub></b>		<b>103</b>

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	47
M2	Momento spinta statica terreno	27
M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	0
M4	Momento forze d'inerzia terreno	0
M5	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
M6	Momento incremento spinta sismica	0
<b>M<sub>tot</sub></b>		<b>74</b>

#### SLV

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	48
R2	Peso terreno a tergo	193
R3	Peso sovraccarico a tergo	0
<b>N<sub>tot</sub></b>		<b>48</b>

Carichi orizzontali longitudinali Fx		
S1	Spinta statica sovraccarico	0
S2	Spinta statica terreno	35
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	9
S4	Forze d'inerzia sul terreno	0
S5	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0
S6	Incremento di spinta sismica	10
<b>S<sub>tot</sub></b>		<b>54</b>

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	0
M2	Momento spinta statica terreno	20
M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	8
M4	Momento forze d'inerzia terreno	0
M5	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
M6	Momento incremento spinta sismica	11
<b>M<sub>tot</sub></b>		<b>39</b>

Ripartendo le caratteristiche di sollecitazione sulla larghezza considerata di 28.35m (larghezza di calcolo), le caratteristiche di sollecitazione massime a metro lineare risultano:

	SLE	SLU	SLV
N (KN/m)	17	23	17
T (KN/m)	27	36	19
M (KNxm/m)	19	26	14

## PARAMENTO VERTICALE

Le caratteristiche di sollecitazione alla base del paramento, vengono determinate con riferimento ai seguenti carichi trasmessi in testa dall'impalcato:

	SLE	SLU	SLV
N (KN)	8352	9739	6147
FL (KN)	392	529	1153

Si riporta di seguito alla base del paramento il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione globali (esprese in t e t<sub>xm</sub>) eseguito su una larghezza di 28.35:

### SLE

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	48
R2	Peso proprio paramento	660
R3	Reazione impalcato	835
R4	Peso terreno a tergo	748
R5	Peso sovraccarico a tergo	113
<b>N<sub>tot</sub></b>		<b>1543</b>

Carichi orizzontali longitudinali Fx			Z <sub>s</sub>
S1	Spinta statica sovraccarico	160	3.3
S2	Spinta statica terreno	527	2.2
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	0	5.8
S4	Forze d'inerzia sul paramento	0	2.5
S5	Forze d'inerzia sul terreno	0	3.3
S6	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0	3.3
S7	Incremento di spinta sismica	0	4.4
S8	Azione longitudinale impalcato	39	5.25
<b>S<sub>TOT</sub></b>		<b>725</b>	<b>2.6</b>

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	527
M2	Momento spinta statica terreno	1159
M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	0
M4	Momento forze d'inerzia paramento	0
M5	Momento forze d'inerzia terreno	0
M6	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
M7	Momento incremento spinta	0
M8	Momento impalcato	415
M9	Momento peso paraghiaia	-36
<b>M<sub>TOT</sub></b>		<b>2064</b>

### SLU

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	65
R2	Peso proprio paramento	891
R3	Reazione impalcato	974
R4	Peso terreno a tergo	1010
R5	Peso sovraccarico a tergo	153
<b>N<sub>tot</sub></b>		<b>1930</b>

Carichi orizzontali longitudinali Fx			Z <sub>s</sub>
S1	Spinta statica sovraccarico	215	3.3
S2	Spinta statica terreno	711	2.2
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	0	5.8
S4	Forze d'inerzia sul paramento	0	2.5
S5	Forze d'inerzia sul terreno	0	3.3
S6	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0	3.3
S7	Incremento di spinta sismica	0	4.4
S8	Azione longitudinale impalcato	53	5.25
<b>S<sub>TOT</sub></b>		<b>979</b>	<b>2.6</b>

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	711
M2	Momento spinta statica terreno	1564
M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	0
M4	Momento forze d'inerzia paramento	0
M5	Momento forze d'inerzia terreno	0
M6	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
M7	Momento incremento spinta	0
M8	Momento impalcato	521
M9	Momento peso paraghiaia	-49
<b>M<sub>TOT</sub></b>		<b>2747</b>

### SLV

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	48
R2	Peso proprio paramento	660
R3	Reazione impalcato	615
R4	Peso terreno a tergo	748
R5	Peso sovraccarico a tergo	0
<b>N<sub>tot</sub></b>		<b>1323</b>

Carichi orizzontali longitudinali Fx			Z <sub>s</sub>
S1	Spinta statica sovraccarico	0	3.3
S2	Spinta statica terreno	527	2.2
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	9	5.8
S4	Forze d'inerzia sul paramento	124	2.5
S5	Forze d'inerzia sul terreno	0	3.3
S6	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0	3.3
S7	Incremento di spinta sismica	152	4.4
S8	Azione longitudinale impalcato	115	5.25
<b>S<sub>TOT</sub></b>		<b>927</b>	<b>3.0</b>

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	0
M2	Momento spinta statica terreno	1159
M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	52
M4	Momento forze d'inerzia paramento	303
M5	Momento forze d'inerzia terreno	0
M6	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
M7	Momento incremento spinta	671
M8	Momento impalcato	758
M9	Momento peso paraghiaia	-36
<b>M<sub>TOT</sub></b>		<b>2906</b>

Ripartendo le caratteristiche di sollecitazione sulla larghezza considerata di 28.35, le caratteristiche di sollecitazione massime a metro lineare risultano:

	SLE	SLU	SLV
N (KN/m)	544	681	467
T (KN/m)	256	345	327
M (KNxm/m)	728	969	1025

## CARICHI IN FONDAZIONE

Si riportano di seguito per ogni fase di carico analizzata i valori massimi delle caratteristiche di sollecitazione calcolati all'intradosso della fondazione nel baricentro della sezione :

VI 03 - Sottovia SP57 del Poggetto - A12 - Lotto2 - Spalle					
	N (KN)	FL (KN)	FT (KN)	ML (KNm)	MT (KNm)
PESO SPALLA	13707			-715	0
PESO TERRENO - Peso di volume 2 t/m3	7484			-14969	0
PESO SOVRACCARICO - $Q = 2 \times 28.35 \times 2 = 113$ t, eccentricità $e_l = -2$ , $e_t = 0$	1134			-2268	0
SPINTA STATICA TERRENO - $K_o = 0.426$		7932	0	21415	0
SPINTA STATICA SOVRACCARICO - $K_o = 0.426$		1958	0	7932	0
PESO PROPRIO IMPALCATO (PRIMA FASE) - $R_1 = 4916$ KN	4916			983	0
SOVRACCARICHI PERMANENTI IMPALCATO (SECONDA FASE) - $R_2 = 1231$ KN	1231			246	0
CARICHI MOBILI - $R_3 = 2205$ KN, $M_3T = 14063$ KNm	2205			441	14063
FRENATURA - $F_f L = 392$ KN		392		2644	
VENTO - $F_v T = 81$ KN, $M_v T = 214$ KNm			81		760
FORZA D'INERZIA LONGITUDINALE IMPALCATO - $F_{SL} = 1153$ KN		1153		7779	
FORZA D'INERZIA TRASVERSALE IMPALCATO - $F_{ST} = 1153$ KN, $M_S T = 1556$ KNm			1153		9335
FORZE D'INERZIA SPALLA - $C = 0.1875g$			2570		6474
FORZE D'INERZIA TERRENO - $C = 0.1875g$			1403		6736
FORZE D'INERZIA SOVRACCARICO - $C = 0.1875g$			213		1722
INCREMENTO SPINTA SISMICA TERRENO $K_{sis} - K_a = 0.123$		2296	162	9300	656
INCREMENTO SPINTA SISMICA SOVRACCARICO $K_{sis} - K_a = 0.123$		567	40	2296	162

Dalla combinazione di tali valori si hanno le seguenti caratteristiche di sollecitazione massime in fondazione:

	N (KN)	FL (KN)	FT (KN)	ML (KNm)	MT (KNm)
sle 01 - frenatura	30125	10282	49	15598	11003
sle 02	30676	9890	49	13065	14519
slu 01 (A1 STR) - frenatura	40854	13880	73	21151	14922
slu 02 (A1 STR)	41598	13352	73	17675	19669
slu 01 (A2 GEO) - frenatura	30913	10634	63	16968	12722
slu 02 (A2 GEO)	31546	10184	63	14055	16765
sl	27338	13951	1586	30514	6960
st	27338	9737	5288	14027	23201

Sulla base dei dati ad oggi disponibili non è stato possibile formulare delle ipotesi esaustive circa la tipologia delle fondazioni esistenti (dirette o profonde). Di conseguenza, non è stato possibile condurre verifiche di resistenza in fondazione sulle strutture esistenti. Tuttavia le parti di fondazione in ampliamento sono state definite sulla base della quota parte di carichi agenti su di esse, nonché delle caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione, garantendo i minimi livelli di sicurezza richiesti dalla normativa in vigore. Tali assunzioni saranno oggetto di verifica nelle successive fasi.