

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 ST09 – Sottovia SV San Vincenzo 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 totale pari a circa 18.0m e luce di calcolo asse appoggio - asse appoggio pari a circa 16.8m, semplicemente appoggiato su due spalle.

L' impalcato è costituito da 19 travi prefabbricate e precomprese a T e dalla soletta in cls. gettato in opera dello spessore di circa 25 cm.

Le spalle, inclinate rispetto all'asse dell'impalcato di un angolo pari a circa 60°, sono del tipo a setto e fondate su zattera poggiata su pali di grande diametro.

Nel paramento verticale sono previsti tiranti passivi (per le azioni orizzontali) realizzati con micropali iniettati a bassa pressione.

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.

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.

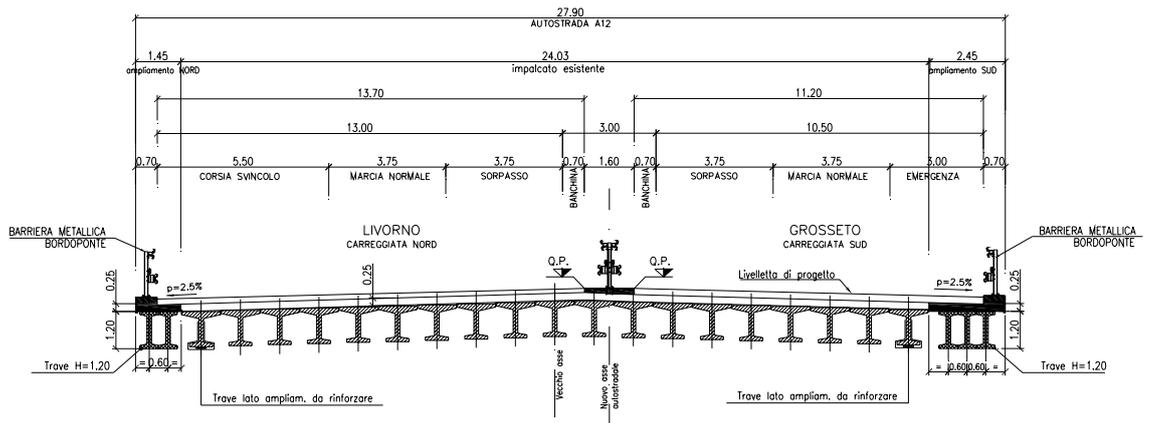
01.02 CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA DI AMPLIAMENTO

E' previsto sul lato della esistente carreggiata Nord un ampliamento di larghezza pari a circa 1.45 m (2 travi), mentre sul lato della esistente carreggiata Sud un ampliamento di larghezza pari a circa 2.45m (3 travi).

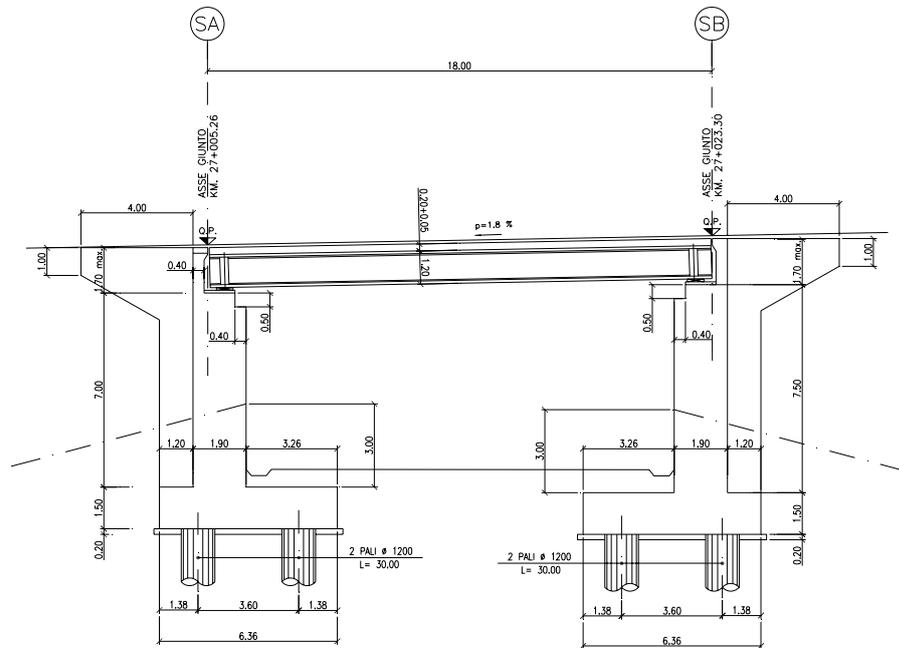
Il nuovo impalcato sarà solidarizzato al viadotto esistente a livello della soletta e sarà costituito complessivamente da 5 travi in c.a.p. a I con sovrastante soletta collaborante in cls.

Gli ampliamenti delle spalle saranno realizzati con struttura analoga a quella esistente. Nel paramento verticale sono previsti tiranti passivi (per le azioni orizzontali) realizzati con micropali iniettati a bassa pressione.

I nuovi plinti, dello stesso spessore di quelli esistenti, saranno realizzati ciascuno su 2 pali di diametro Φ 1200 e lunghezza $L = 30$ m.



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

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

03.01.03 CALCESTRUZZO SPALLE

Calcestruzzo spalle CLASSE 25/30

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

03.01.04 CALCESTRUZZO PALI

Calcestruzzo pali CLASSE 20/25

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

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

03.01.06 ACCIAIO ARMONICO

Acciaio armonico

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

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

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

03.02.03 CALCESTRUZZO SPALLE

Calcestruzzo coppelle prefabbricate CLASSE 28/35

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

03.02.04 CALCESTRUZZO PALI

Calcestruzzo pali CLASSE 20/25

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

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

03.02.06 ACCIAIO ARMONICO

Acciaio armonico

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

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 [m²]

J_{yy} = momento di inerzia della sezione sul piano verticale [m⁴]

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	0,3225	0,4497
y _G	0.600	0.690
J _{yy}	0.0542	0.0748

fase 2-3	T1 Trave ampliamento	T2 Trave esistente
A	0.471	0.6897
y _G	0.836	0.899
J _{yy}	0.1119	0.1319

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

$$g_{1,1} = 0.3225 \times 25 = 8,06 \text{ kN/m}$$

- Soletta dell' ampliamento

$$g_{1,2} = 0.25 \times 0.60 \times 25 = 3.75 \text{ kN/m} \quad (\text{trave interna})$$

$$g_{1,2} = 0.25 \times 0.925 \times 25 = 5.78 \text{ kN/m} \quad (\text{trave di bordo})$$

- Travi esistenti

$$g_{1,1} = 0.4497 \times 25 = 11.24 \text{ kN/m}$$

- Soletta esistente

$$g_{1,2} = 0.25 \times 1.26 \times 25 = 7.87 \text{ kN/m}$$

Il carico complessivo dell'impalcato risulta:

$$g_1 = 8,06 \times 5 + 11.24 \times 19 + 25 \times 27.9 \times 0.25 = 428 \text{ KN/m}$$

Il carico gravante sulla spalla risulta:

$$R(g_1) = 428 \times 18/2 = 3855 \text{ KN}$$

05.02 CARICHI DI FASE 2

05.02.01 SOVRACCARICHI PERMANENTI (g2)

Il progetto in esame prevede :

- Cordolo esterno esistente $g_{2,1} = 0,70 \times 0,30 \times 25 = 5,25 \text{ kN/m}$
- 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:

$$g_2 = 5,25 + 12,00 + 5,25 + 3 \times 1,50 + 3,00 \times 24,90 = 101,7 \text{ KN/m}$$

Il carico sulle travi esistenti risulta:

$$g_2 = 3 \times 1,26 = 3,78 \text{ KN/m}$$

Il carico sulle travi di ampliamento risulta:

$$g_2 \text{ (trave interna ampliamento)} = 3 \times 0,60 = 1,8 \text{ KN/m}$$

$$g_2 \text{ (trave di bordo ampliamento)} = 5,25 + 3 \times 0,225 + 1,50 = 7,42 \text{ KN/m}$$

Il carico di seconda fase gravante sulla spalla risulta:

$$R(g_2) = 101,7 \times 18/2 = 915 \text{ KN}$$

05.02.02 RITIRO SOLETTA AMPLIAMENTO (ϵ_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 :

$$A_c = 20 \times \frac{245}{3} = 1633 \text{ cm}^2$$

$$u = 81,6 \text{ cm}$$

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

$$k_h = 0,725$$

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

$$A_c = 20 \times \frac{245}{3} = 1633 \text{ cm}^2$$

$$u = 81.6 \text{ cm}$$

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

$t_0 = 7 \text{ gg.}$
U.R. 75 %

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

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

- Carichi di 3 fase

$$A_c = 20 \times \frac{245}{3} = 1633 \text{ cm}^2$$

$$u = 81.6 \text{ cm}$$

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

$t_0 = 60 \text{ gg.}$
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 (q1)

Sono stati adottati i carichi mobili per ponti di prima categoria che, considerata la larghezza della somma delle carreggiate pari a 26.50m (si trascura la presenza del cordolo centrale), consistono in 8 colonne di carico delle seguenti intensità :

posizione	carico asse Qik [kN]	qik [kN/m ²]
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:

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

$$R(q_k) = (9 \times 3 + 2.5 \times 26.5) \times 18 / 2 = 839 \text{ KN}$$

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 18 m), nell'ipotesi che il carico tandem sia in corrispondenza dell'appoggio, la forza di frenamento su ciascuna spalla risulta:

$$q_3 = 0.6 \times 2 \times 300 + 0.10 \times 9.00 \times 3.00 \times 18/2 = 384 \text{ kN}$$

che si ripartisce tra gli appoggi nel seguente modo:

$$q_3 \text{ (trave esistente)} = 384 \times (27.9 - 3.9) / 30.4 / 19 = 16.0 \text{ KN}$$
$$q_3 \text{ (trave ampliamento)} = 384 \times 3.9 / 27.9 / 5 = 10.8 \text{ KN}$$

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 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 :

$$\begin{aligned}k_r &= 0.19 \\z_0 &= 0.05 \text{ m} \\z_{\min} &= 4.0 \text{ m} \\z &= 11 \text{ m}\end{aligned}$$

il coefficiente di esposizione vale allora :

$$c_e = 0.19^2 \times \ln(11/0.05) \times [7 + 1 \times \ln(11/0.05)] = 2.4$$

Il coefficiente di forma vale :

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

Complessivamente si ha :

$$p = 0.5 \times 1.25 \times 27,00^2 \times 2.40 \times 1.40 \times 1.00 \cong 1.5 \text{ kN/m}^2$$

Tale pressione 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:

$$h = 1.40 + 0.25 + 0.10 + 3.00 = 4.75 \text{ m}$$

$$H_t (\text{vento}) = 1.5 \times 4.75 \times 18.00 / 2 = 64 \text{ KN}$$

$$M_t (\text{vento}) = 64 \times 2.73 = 175 \text{ KN} \times \text{m}$$

essendo

$$d = 2.73 \text{ la distanza della risultante della forza dalla testa del paramento}$$

Tale forza si ripartisce tra gli appoggi nel seguente modo:

Ponte carico

$$q_5 (\text{trave esistente}) = q_5 (\text{trave ampliamento}) = 64 / (19 + 5) = 2.7 \text{ KN}$$

Ponte scarico

$$q_5 (\text{trave esistente}) = q_5 (\text{trave ampliamento}) = 2.7 \times 1.75 / 4.75 = 1.0 \text{ KN}$$

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°06' 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:

$$a_g = 0.067$$

$$S = 1.5$$

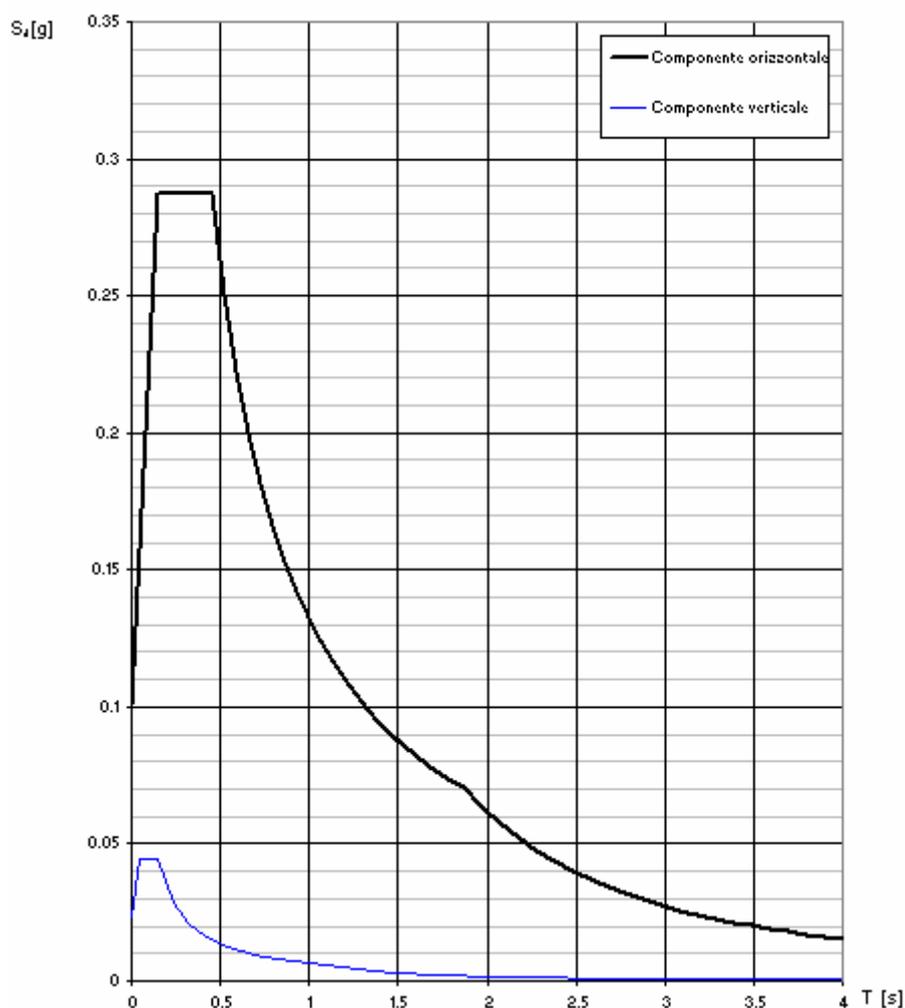
$$F_l (\text{sisma}) = F_t (\text{sisma}) = 0.067 \times 1.5 \times 4770 = 479 \text{KN}$$

essendo

$$R(g_1+g_2) = 4770 \text{KN}$$

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	0.067 g
F_0	2.859
T_C^*	0.291 s
S_S	1.500
C_C	1.579
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
H	1.000
T_B	0.153 s
T_C	0.459 s
T_D	1.868 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)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

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 η 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	0.101
$T_B \leftarrow$	0.153	0.287
$T_C \leftarrow$	0.459	0.287
	0.526	0.251
	0.593	0.222
	0.660	0.200
	0.727	0.181
	0.794	0.166
	0.861	0.153
	0.929	0.142
	0.996	0.132
	1.063	0.124
	1.130	0.117
	1.197	0.110
	1.264	0.104
	1.331	0.099
	1.398	0.094
	1.465	0.090
	1.533	0.086
	1.600	0.082
	1.667	0.079
	1.734	0.076
	1.801	0.073
$T_D \leftarrow$	1.868	0.071
	1.970	0.063
	2.071	0.057
	2.173	0.052
	2.274	0.048
	2.376	0.044
	2.477	0.040
	2.579	0.037
	2.680	0.034
	2.782	0.032
	2.883	0.030
	2.985	0.028
	3.086	0.026
	3.188	0.024
	3.289	0.023
	3.391	0.021
	3.492	0.020
	3.594	0.019
	3.695	0.018
	3.797	0.017
	3.898	0.016
	4.000	0.015

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	ϵ_2	ϵ_3	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

	SPALLE	g_1+g_2	ϵ_2	ϵ_3	q1	q3	q4	q5	q6
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.

$EI + 0.3Et$ $0.3EI + Et$

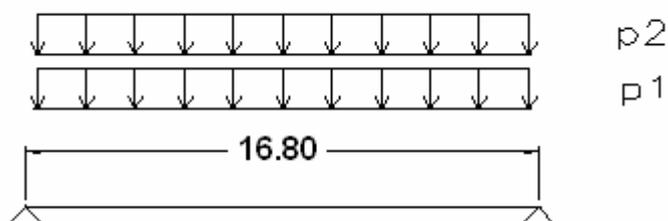
06. CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

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

$$p_1 = 8.06 \text{ kN/m}$$

$$p_2 = 5.78 \text{ kN/m}$$

$$P = 13.84 \text{ kN}$$

Risulta :

	FASE 1	travi ampliamento			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	488	-	0	116
	SLE (FR)	488	-	0	116
	SLE (R)	488	-	0	116
SLU (STR)	STR1	659	-	0	157
	STR2	659	-	0	157
	STR3	659	-	0	157
	STR4	659	-	0	157

Travi esistenti

$$p_1 = 11.24 \text{ kN/m}$$

$$p_2 = 7.87 \text{ kN/m}$$

$$P = 19.11 \text{ kN}$$

Risulta :

	FASE 1	travi esistenti			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	674	-	0	160
	SLE (FR)	674	-	0	160
	SLE (R)	674	-	0	160
SLU (STR)	STR1	910	-	0	216
	STR2	910	-	0	216
	STR3	910	-	0	216
	STR4	910	-	0	216

06.01.02 FASE 2

Travi dell' ampliamento

$$g_2 = 7.42 \text{ kN/m}$$

Risulta :

	FASE 2	travi ampliamento			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	262	-	0	62
	SLE (FR)	262	-	0	62
	SLE (R)	262	-	0	62
SLU (STR)	STR1	354	-	0	84
	STR2	354	-	0	84
	STR3	354	-	0	84
	STR4	354	-	0	84

Travi esistenti

$$g_2 = 3.78 \text{ kN/m}$$

Risulta :

	FASE 2	travi esistenti			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	133	-	0	32
	SLE (FR)	133	-	0	32
	SLE (R)	133	-	0	32
SLU (STR)	STR1	180	-	0	43
	STR2	180	-	0	43
	STR3	180	-	0	43
	STR4	180	-	0	43

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 :

$$\varepsilon = - 0.000275$$

$$A_c = 1633 \text{ cm}^2$$

$$E = 10085 \text{ MPa}$$

-SLE

$$N = - 0.000275 \times 10085 \times 1633/10 = - 453 \text{ kN} \quad \text{compressione}$$

$$M = 453 \times (1.40 - 0.836) = 233 \text{ kNm}$$

-SLU

$$N = - 1.2 \times 453 = - 544 \text{ kN} \quad \text{compressione}$$

$$M = 1.2 \times 233 = 280 \text{ kNm}$$

06.01.03 FASE 3

Travi dell' ampliamento

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

$$q_1 = 9 \times 0.925 = 8.3 \text{ KN/m}$$

	FASE 3	travi ampliamento			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	0	0	0	0
	SLE (FR)	1062	113	0	253
	SLE (R)	1553	150	0	370
SLU (STR)	STR1	0	0	0	0
	STR2	2097	203	0	500
	STR3	1434	152	0	342
	STR4	1434	152	0	342

Travi esistenti

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

$$q_1 = 9 \times 1.26 = 11.34 \text{ KN/m}$$

	FASE 3	travi esistenti			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	0	0	0	0
	SLE (FR)	1105	113	0	263
	SLE (R)	1660	150	0	395
SLU (STR)	STR1	0	0	0	0
	STR2	2241	203	0	533
	STR3	1492	152	0	355
	STR4	1492	152	0	355

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

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

$$A_c = 1633 \text{ cm}^2$$

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

-SLE (QP)

$$N = \pm 0.5 \times 0.00015 \times 13051 \times 1633 / 10 = \pm 160 \text{ kN}$$

$$M = \pm 160 \times (1.35 - 0.836) = \pm 82 \text{ kNm}$$

-SLE (FR,R)

$$N = \pm 0.6 \times 0.00015 \times 13051 \times 1633 / 10 = \pm 192 \text{ kN}$$

$$M = \pm 192 \times (1.35 - 0.836) = \pm 99 \text{ kNm}$$

-SLU

$$N = \pm 0.72 \times 0.00015 \times 13051 \times 1633 / 10 = \pm 230 \text{ kN}$$

$$M = \pm 230 \times (1.35 - 0.836) = \pm 118 \text{ kNm}$$

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	192.0	0.0	0.0	206.0	0.0	0.0
Carichi mobili Qik	300.0	0.0	0.0	300.0	0.0	0.0
Carichi mobili qik	75.0	0.0	0.0	102.0	0.0	0.0
Frenamento (q3)	0.0	10.8	0.0	0.0	16.0	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	2.6	0.0	0.0	2.6
El+0,3Et (q6)	0.0	19.3	5.8	0.0	20.7	6.2
0,3El+Et (q6)	0.0	5.8	19.3	0.0	6.2	20.7

Gruppo	Combinazione	Travi ampliamento			Travi esistenti		
		N kN	Hlong kN	Htrasv kN	N kN	Hlong kN	Htrasv kN
SLU (STR)	STR1	259	0	4	278	0	4
	STR2	698	0	2	749	0	2
	STR3	536	16	2	565	24	2
	STR4	536	0	2	565	0	2
SLU(GEO)	GEO1	192	0	1	206	0	1
	GEO2	623	0	2	668	0	2
	GEO3	485	14	2	512	21	2
	GEO4	485	0	2	512	0	2
SISMA (SLV)	El+0,3Et (q6)	267	19	6	286	21	6
	0,3El+Et (q6)	267	6	19	286	6	21

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

$$\begin{aligned} M &= 488 \text{ kNm} && \text{SLE} \\ V &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= 659 \text{ kNm} && \text{SLU} \\ V &= 0 \end{aligned}$$

- Fase 2

$$\begin{aligned} N &= - 453 \text{ kN} \\ M &= 262 + 233 = 495 \text{ kNm} && \text{SLE} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= - 544 \text{ kN} \\ M &= 354 + 280 = 634 \text{ kNm} && \text{SLU} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Fase 3

$$\begin{aligned} N &= - 192 \text{ kN} \\ M &= 1553 + 99 = 1652 \text{ kNm} && \text{SLE} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= - 230 \text{ kN} \\ M &= 2097 + 118 = 2215 \text{ kNm} && \text{SLU} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

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 = 116 kN

M = 0 kNm SLU
V = 157 kN

- Fase 2

N = -453 kN
M = 233 kNm SLE
V = 62 kN

N = -544 kN
M = 280 kNm SLU
V = 84 kN

- Fase 3

N = - 192 kN
M = 99 kNm SLE
V = 370 kN

N = - 230 kN
M = 118 kNm SLU
V = 500 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

M = 674 kNm SLE
V = 0 kN

M = 910 kNm SLU
V = 0 kN

- Fase 2

M = 133 kNm SLE
V = 0 kN

M = 180 kNm SLU
V = 0 kN

- Fase 3

M = 1660 kNm SLE
V = 0 kN

M = 2241 kNm SLU
V = 0 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.

07.03.02 SEZIONE DI APPOGGIO

Con riferimento ai paragrafi precedenti le sollecitazioni massime risultano :

- Fase 1

M = 0 kNm SLE
V = 160 kN

M = 0 kNm SLU
V = 216 kN

- Fase 2

M = 0 kNm SLE
V = 32 kN

M = 0 kNm SLU
V = 43 kN

- Fase 3

M = 0 kNm SLE
V = 395 kN

M = 0 kNm SLU
V = 533 kN

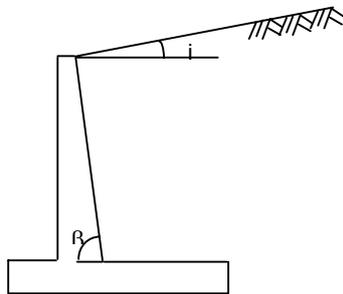
In mancanza della documentazione di progetto relativa alle travi esistenti, non è possibile procedere alla loro verifica. Si rimanda ad una successiva fase di progetto la verifica delle travi di impalcato.

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 β 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



$$\beta' = 1.3995$$

$$i' = 0.1713$$

$K_a = 0.246$ Coefficiente di spinta attiva

$K_o = 0.426$ Coefficiente di spinta a riposo

Calcolo K sismico (Mononobe-Okabe)

$K_h = 0.1005$ Coefficiente sismico orizzontale ($ag \times S$)

$\theta = 0.1001$ (rad)

.....

$K_s = 0.306$ (spinta sismica)

$K_s - K_a = 0.060$ (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/m² in condizioni statiche e nullo in condizioni sismiche, mentre per il terreno si è considerato un peso di volume di 20KN/m³.

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)

	γ_i (SLE1)	γ_i (SLE2)
Peso proprio	1.00	1.00
Permanenti	1.00	1.00
Carichi mobili (+)	0.75	1.00
Frenatura	1.00	0
Vento	0.60	0.60

08.01.02 Stato Limite Ultimo Statico – SLU

A1-STR

	γ_i (SLU1)	γ_i (SLU2)
Peso proprio	1.35	1.35
Permanenti	1.50	1.50
Carichi mobili	1.01	1.35
Frenatura	1.35	0
Vento	0.90	0.90

A2-GEO

	γ_i (SLU1)	γ_i (SLU2)
Peso proprio	1.00	1.00
Permanenti	1.30	1.30
Carichi mobili	0.86	1.15
Frenatura	1.15	0
Vento	0.78	0.78

08.01.03 Stato Limite Ultimo Sismico – SLV

Sisma Longitudinale SL

	γ_i
Peso proprio	1.00
Permanenti	1.00
Sisma Long.	1.00
Sisma Trasv.	0.30

Sisma Trasversale ST

	γ_i
Peso proprio	1.00
Permanenti	1.00
Sisma Long.	0.30
Sisma Trasv.	1.00

GEOMETRIA

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

Caratteristiche geometriche della spalla	
Dimensioni longitudinali (m)	
Spessore paraghiaia	0.46
Spessore paramento verticale	1.90
Distanza asse appoggi - filo paraghiaia	0.80
Lunghezza suola esterna	3.26
Lunghezza suola interna	1.20
Dimensioni trasversali (m)	
Larghezza esterna spalla	27.90
Larghezza media interna tra i muri andatori	26.90
Larghezza zattera di fondazione	30.10
Dimensioni verticali (m)	
Altezza paraghiaia	1.90
Altezza paramento verticale	7.00
Altezza baggioli+appoggi	0.35
Spessore zattera di fondazione	1.50
Ulteriori informazioni	
Inclinazione in pianta del paramento	60
Presenza di un solo muro (si, no)	no

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

Carichi verticali (KN)

P1	P2	P3
3855	915	1972

Forze longitudinali (KN)

Frenatura	Sisma L
384	479

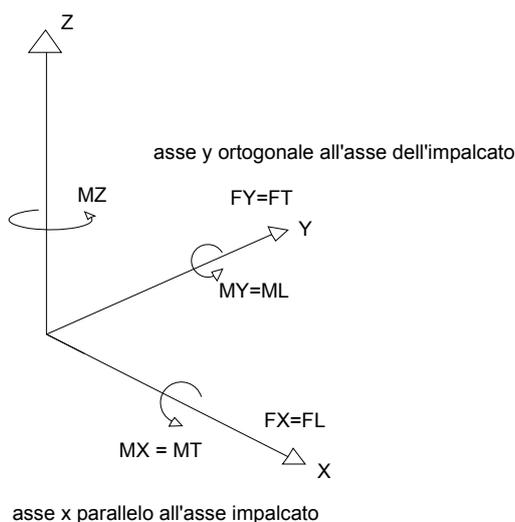
Forze trasversali (KN) e relativi bracci (m)

Vento	Hv	Sisma T	Hs
64	2.73	479	1.47

Momenti trasversali (KNxm)

M3 (es)	M3 (amp)	M vento	M sisma T
13762	-13762	175	705

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_{xm}) eseguito su una larghezza di 26.90m (larghezza media interna tra i muri andatori):

SLE

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	59
R2	Peso terreno a tergo	123
R3	Peso sovraccarico a tergo	65
N_{tot}		59

Carichi orizzontali longitudinali Fx		
S1	Spinta statica sovraccarico	44
S2	Spinta statica terreno	41
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
S_{tot}		85

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	41
M2	Momento spinta statica terreno	26
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
M_{tot}		68

SLU

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	79
R2	Peso terreno a tergo	166
R3	Peso sovraccarico a tergo	87
N_{tot}		79

Carichi orizzontali longitudinali Fx		
S1	Spinta statica sovraccarico	59
S2	Spinta statica terreno	56
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
S_{tot}		115

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	56
M2	Momento spinta statica terreno	35
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
M_{tot}		91

SLV

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	59
R2	Peso terreno a tergo	123
R3	Peso sovraccarico a tergo	0
N_{tot}		59

Carichi orizzontali longitudinali Fx		
S1	Spinta statica sovraccarico	0
S2	Spinta statica terreno	41
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	6
S4	Forze d'inerzia sul terreno	0
S5	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0
S6	Incremento di spinta sismica	6
S_{tot}		53

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	0
M2	Momento spinta statica terreno	26
M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	6
M4	Momento forze d'inerzia terreno	0
M5	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
M6	Momento incremento spinta sismica	8
M_{tot}		39

Ripartendo le caratteristiche di sollecitazione sulla larghezza considerata di 26.90m (larghezza di calcolo), le caratteristiche di sollecitazione massime a metro lineare risultano:

	SLE	SLU	SLV
N (KN/m)	21.9	29.5	21.9
T (KN/m)	31.6	42.7	19.8
M (KNxm/m)	25.1	33.9	14.7

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)	6742	9239	4770
FL (KN)	384	518	479

Si riporta di seguito alla base del paramento il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione globali (esprese in t e t_{xm}) eseguito su una larghezza di 26.90:

SLE

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	59
R2	Peso proprio paramento	894
R3	Reazione impalcato	674
R4	Peso terreno a tergo	575
R5	Peso sovraccarico a tergo	65
N_{tot}		1627

Carichi orizzontali longitudinali Fx		
S1	Spinta statica sovraccarico	204
S2	Spinta statica terreno	909
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	0
S4	Forze d'inerzia sul paramento	0
S5	Forze d'inerzia sul terreno	0
S6	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0
S7	Incremento di spinta sismica	0
S8	Azione longitudinale impalcato	38
S_{TOT}		1151

Momenti flettenti longitudinali My			
Z _s	M1	Momento spinta statica sovraccarico	909
4.5	M2	Momento spinta statica terreno	2696
3.0	M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	0
8.0	M4	Momento forze d'inerzia paramento	0
3.5	M5	Momento forze d'inerzia terreno	0
4.5	M6	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
4.5	M7	Momento incremento spinta	0
5.9	M8	Momento impalcato	491
7.35	M9	Momento peso paraghiaia	-42
3.4	M_{TOT}		4053

SLU

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	79
R2	Peso proprio paramento	1207
R3	Reazione impalcato	924
R4	Peso terreno a tergo	776
R5	Peso sovraccarico a tergo	87
N_{tot}		2211

Carichi orizzontali longitudinali Fx		
S1	Spinta statica sovraccarico	276
S2	Spinta statica terreno	1227
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	0
S4	Forze d'inerzia sul paramento	0
S5	Forze d'inerzia sul terreno	0
S6	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0
S7	Incremento di spinta sismica	0
S8	Azione longitudinale impalcato	52
S_{TOT}		1554

Momenti flettenti longitudinali My			
Z _s	M1	Momento spinta statica sovraccarico	1227
4.5	M2	Momento spinta statica terreno	3639
3.0	M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	0
8.0	M4	Momento forze d'inerzia paramento	0
3.5	M5	Momento forze d'inerzia terreno	0
4.5	M6	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
4.5	M7	Momento incremento spinta	0
5.9	M8	Momento impalcato	667
7.35	M9	Momento peso paraghiaia	-57
3.4	M_{TOT}		5476

SLV

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	59
R2	Peso proprio paramento	894
R3	Reazione impalcato	477
R4	Peso terreno a tergo	575
R5	Peso sovraccarico a tergo	0
N_{tot}		1430

Carichi orizzontali longitudinali Fx		
S1	Spinta statica sovraccarico	0
S2	Spinta statica terreno	909
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	6
S4	Forze d'inerzia sul paramento	90
S5	Forze d'inerzia sul terreno	0
S6	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0
S7	Incremento di spinta sismica	127
S8	Azione longitudinale impalcato	48
S_{TOT}		1180

Momenti flettenti longitudinali My			
Z _s	M1	Momento spinta statica sovraccarico	0
4.5	M2	Momento spinta statica terreno	2696
3.0	M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	47
8.0	M4	Momento forze d'inerzia paramento	315
3.5	M5	Momento forze d'inerzia terreno	0
4.5	M6	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
4.5	M7	Momento incremento spinta	756
5.9	M8	Momento impalcato	500
7.35	M9	Momento peso paraghiaia	-42
3.5	M_{TOT}		4271

Ripartendo le caratteristiche di sollecitazione sulla larghezza considerata di 26.90, le caratteristiche di sollecitazione massime a metro lineare risultano:

	SLE	SLU	SLV
N (KN/m)	605	822	532
T (KN/m)	428	578	439
M (KNxm/m)	1507	2036	1588

Data l'inclinazione del paramento rispetto al viadotto è necessario incrementare i momenti flettenti della proiezione sull'ortogonale del momento torcente agente sull'impalcato:

$$M_t \perp = M_t \times \cos 60$$

ottenendo

	SLE	SLU	SLV
M _t (KNxm)	13762	18579	705
M _t ⊥ (KNxm)	6881	9289	353
ΔM (KNxm/m)	256	345	13
M _d (KNxm/m)	1763	2381	1601

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 :

ST09 - Sottovia Svincolo San Vincenzo Nord - A12 - Lotto2 - Spalle					
	N (KN)	FL (KN)	FT (KN)	ML (KNm)	MT (KNm)
PESO SPALLA	17401			-11365	0
PESO TERRENO - Peso di volume 2 t/m ³	5746			-14824	0
PESO SOVRACCARICO - Q = 2x26,9x1,2 = 65 t, eccentricità el = -2,58, et = 0	646			-1666	0
SPINTA STATICA TERRENO - Ko = 0,426		12868	7429	44609	25755
SPINTA STATICA SOVRACCARICO - Ko = 0,426		2386	1378	12407	7163
PESO PROPRIO IMPALCATO (PRIMA FASE) - R1 = 3855 KN	3855			-2775	0
SOVRACCARICHI PERMANENTI IMPALCATO (SECONDA FASE) - R2 = 915 KN	915			-659	0
CARICHI MOBILI - R3 = 1972 KN, M3T = 13762 KNm	1972			-1420	13762
FRENATURA - Ff L = 384 KN		384		3401	
VENTO - Fv T = 64 KN, MvT = 175 KNm			64		742
FORZA D'INERZIA LONGITUDINALE IMPALCATO - FSL = 479 KN		479		4243	
FORZA D'INERZIA TRASVERSALE IMPALCATO - FST = 479 KN, MS T = 705 KNm			479		4947
FORZE D'INERZIA SPALLA - C = 0,1005g		1749		6006	
FORZE D'INERZIA TERRENO - C = 0,1005g		577		3436	
FORZE D'INERZIA SOVRACCARICO - C = 0,1005g		65		675	
INCREMENTO SPINTA SISMICA TERRENO Ksis - Ka = 0,06	1805	1120		9386	5823
INCREMENTO SPINTA SISMICA SOVRACCARICO Ksis - Ka = 0,06		335	215	1740	1120

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	30041	15638	8845	28063	43685
sle 02	30534	15254	8845	24307	47126
slu 01 (A1 STR) - frenatura	40692	21112	11947	37554	59042
slu 02 (A1 STR)	41358	20593	11947	32715	63686
slu 01 (A2 GEO) - frenatura	30634	16054	9064	29826	46441
slu 02 (A2 GEO)	31201	15612	9064	25507	50398
sl	27916	16901	8607	34620	31819
st	27916	14078	11355	20876	45967

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.