



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 S.P. LA FONTANACCIA al
km. 8+849,10
RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

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

RIFERIMENTO ELABORATO				DATA:		REVISIONE	
WBS	DIRETTORIO		FILE		FEBBRAIO 2011	n.	data
	codice	commessa	N.Prog.	unita'		n. progressivo	
ST04	1	2	1	2	0	1	STR660--
					SCALA:	-	

 ingegneria europea	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

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

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.....	35
08.01	COMBINAZIONI DI CARICO.....	36
08.02	GEOMETRIA	37
08.03	PARAGHIAIA.....	38
08.04	PARAMENTO VERTICALE.....	39
08.05	CARICHI IN FONDAZIONE	40

01. GENERALITA'

Oggetto della presente relazione tecnica sono i calcoli strutturali per il dimensionamento degli interventi di ampliamento ed adeguamento antisismico dell'opera ST04 – Sottovia La Fontanaccia 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 30.0m e luce di calcolo asse appoggio - asse appoggio pari a circa 28.6m, semplicemente appoggiato su due spalle. L'impalcato è costituito da 12 travi prefabbricate e precomprese a T 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 1,50 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

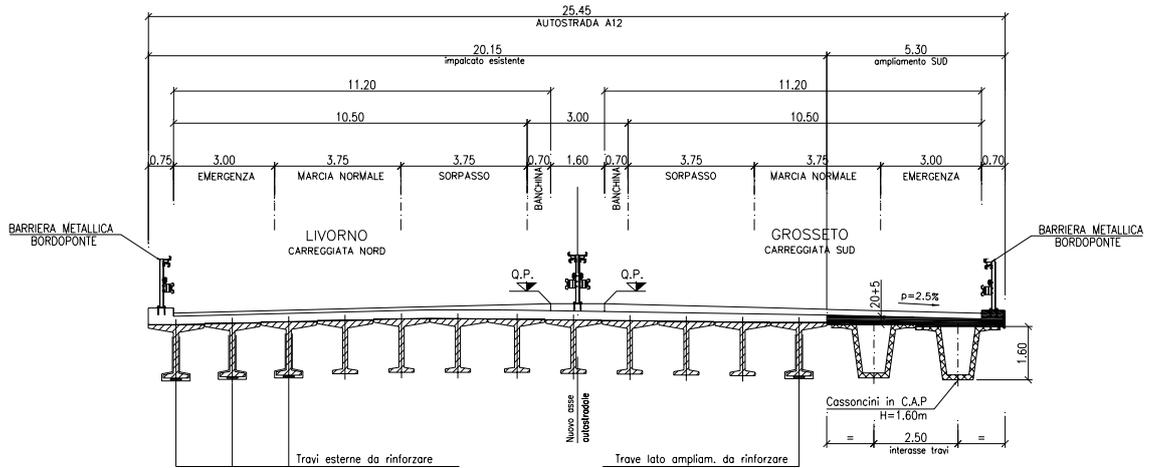
E' previsto sul lato della esistente carreggiata Sud un ampliamento di larghezza 5,30 m.

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.

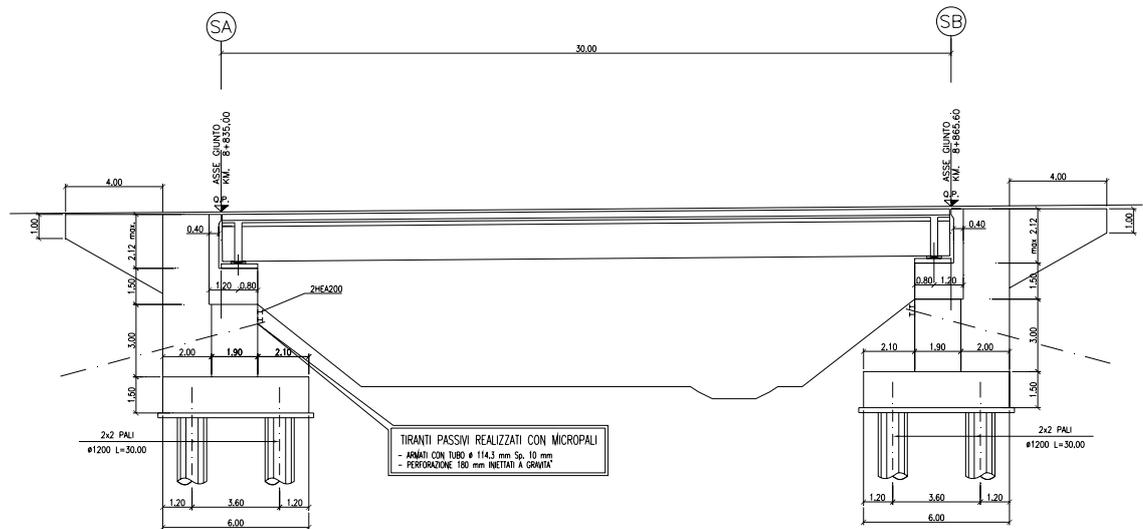
Gli ampliamenti delle spalle saranno realizzati con struttura analoga a quella esistente, ovvero con una trave cuscino di altezza 1,50 m e spessore 1,90 m, realizzata su due pilastri rettangolari di dimensioni 1,00x1,90 m.

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 Φ 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 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	0.6949	0.57
y _G	0.843	1.012
J _{yy}	0.2218	0.1916

fase 2-3	T1 Trave ampliamento	T2 Trave esistente
A	1.20	0.89
y _G	1,225	1.281
J _{yy}	0,4639	0.3035

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

$$g_{1,1} = 0.6949 \times 25 = 17,37 \text{ kN/m}$$

- Soletta dell' ampliamento

$$g_{1,2} = 0.25 \times \frac{5.30}{2} \times 25 = 16,56 \text{ kN/m}$$

- Travi esistenti

$$g_{1,1} = 0.57 \times 25 = 14.25 \text{ kN/m}$$

- Soletta esistente

$$g_{1,2} = 0.25 \times 1.675 \times 25 = 10.47 \text{ kN/m}$$

Il carico complessivo dell'impalcato risulta:

$$g_1 = 17.37 \times 2 + 14.25 \times 12 + 25 \times 25.45 \times 0.25 = 364.8 \text{ KN/m}$$

Il carico gravante sulla spalla risulta:

$$R(g_1) = 364.8 \times 30 / 2 = 5472 \text{ KN}$$

05.02 CARICHI DI FASE 2

05.02.01 SOVRACCARICHI PERMANENTI (g₂)

Il progetto in esame prevede :

- Cordolo esterno esistente $g_{2,1} = 0,75 \times 0,30 \times 25 = 5,63 \text{ kN/m}$
- 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 22.40 m, il carico permanente complessivo di seconda fase è pari a:

$$g_2 = 5,63 + 12,00 + 5,25 + 3 \times 1,50 + 3,00 \times 22,40 = 94,58 \text{ KN/m}$$

Il carico sulle travi di bordo risulta:

$$g_2 \text{ (trave esistente)} = 25 \times 0,75 \times 0,3 + 3 \times 0,91 + 1,50 = 9,9 \text{ KN/m}$$

$$g_2 \text{ (trave ampliamento)} = 25 \times 0,70 \times 0,3 + (2,65 - 0,7) \times 3 + 1,5 = 12,6 \text{ KN/m}$$

Il carico di seconda fase gravante sulla spalla risulta:

$$R(g_2) = 94,58 \times 30 / 2 = 1419 \text{ KN}$$

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 :

$$A_c = 20 \times \frac{530}{2} = 5300 \text{ cm}^2$$

$$u = 265 \text{ cm}$$

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

$$k_h = 0,725$$

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

$$A_c = 20 \times \frac{530}{2} = 5300 \text{ cm}^2$$

$$u = 265 \text{ cm}$$

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

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

U.R. 75 %

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

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

- Carichi di 3 fase

$$A_c = 20 \times \frac{530}{2} = 5300 \text{ cm}^2$$

$$u = 265 \text{ cm}$$

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

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

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 24.00m (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:

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

$$R (q_k) = (9 \times 3 + 2.5 \times 21.0) \times 30 / 2 = 1193 \text{ KN}$$

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

$$q_3 = 0.6 \times 2 \times 300 + 0.10 \times 9.00 \times 3.00 \times 30/2 = 401 \text{ kN}$$

che si ripartisce tra gli appoggi nel seguente modo:

$$q_3 \text{ (trave esistente)} = 401 \times (25.45 - 5.3) / 25.45 / 2 = 26.5 \text{ KN}$$
$$q_3 \text{ (trave ampliamento)} = 401 \times 5.3 / 25.45 / 2 = 41.8 \text{ KN}$$

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 :

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

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:

$$h = 1.60 + 0.25 + 0.10 + 3.00 = 4.95 \text{ m}$$

$$H_t (\text{vento}) = 1.5 \times 4.95 \times 30 / 2 = 111 \text{ KN}$$

$$M_t (\text{vento}) = 111 \times 2.83 = 315 \text{ KN} \times \text{m}$$

essendo

$$d = 2.83 \text{ la distanza della risultante della forza dalla testa del paramento}$$

Tale forza si ripartisce tra gli appoggi nel seguente modo:

Ponte carico

$$q_5 (\text{trave esistente}) = q_5 (\text{trave ampliamento}) = 111 / (12 + 2) = 7.9 \text{ KN}$$

Ponte scarico

$$q_5 (\text{trave esistente}) = q_5 (\text{trave ampliamento}) = 7.9 \times 1.95 / 4.95 = 3.1 \text{ KN}$$

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°16' 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:

$$a_g = 0.109$$

$$S = 1.5$$

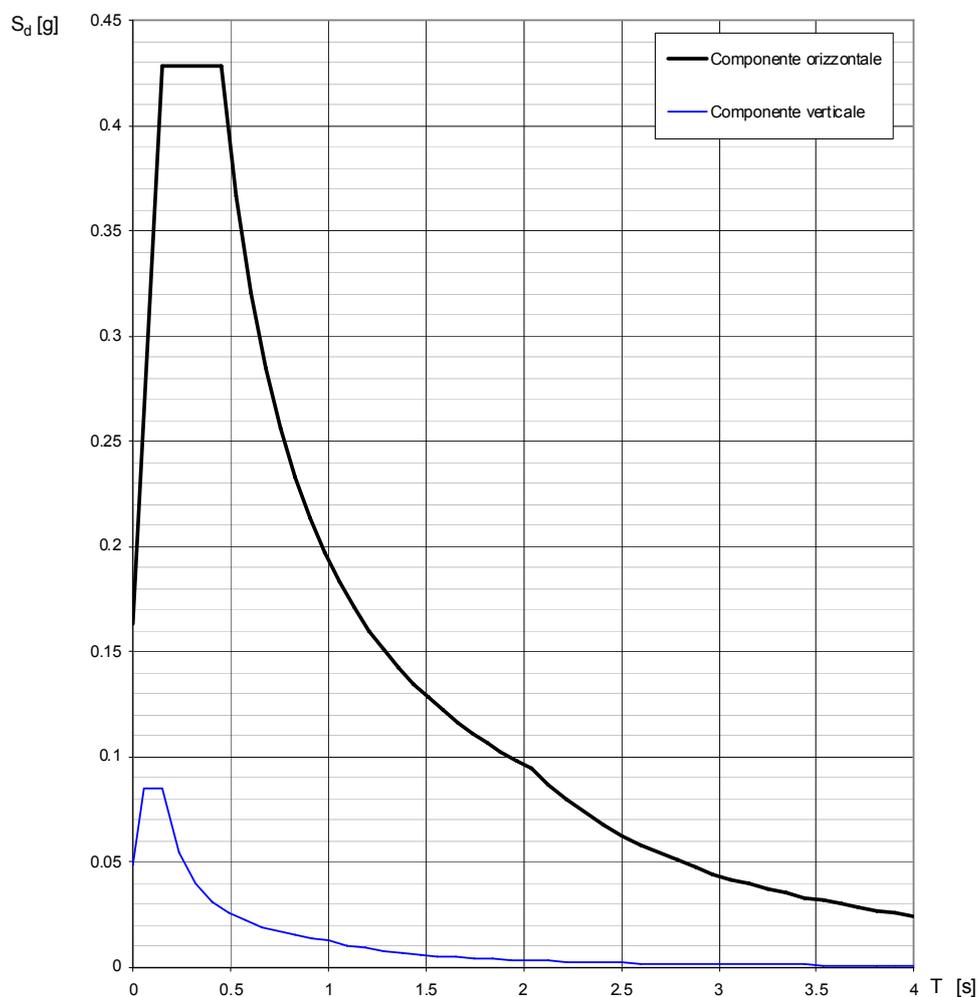
$$F_l (\text{sisma}) = F_t (\text{sisma}) = 0.109 \times 1.5 \times 6891 = 1127 \text{KN}$$

essendo

$$R(g_1+g_2) = 6891 \text{KN}$$

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	0.109 g
F_0	2.621
T_C^*	0.283 s
S_S	1.500
C_C	1.592
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
\square	1.000
T_B	0.150 s
T_C	0.451 s
T_D	2.036 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	0.163
$T_B \leftarrow$	0.150	0.428
$T_C \leftarrow$	0.451	0.428
	0.526	0.367
	0.602	0.321
	0.677	0.285
	0.753	0.257
	0.828	0.233
	0.904	0.214
	0.979	0.197
	1.055	0.183
	1.130	0.171
	1.206	0.160
	1.281	0.151
	1.357	0.142
	1.432	0.135
	1.507	0.128
	1.583	0.122
	1.658	0.116
	1.734	0.111
	1.809	0.107
	1.885	0.102
	1.960	0.098
$T_D \leftarrow$	2.036	0.095
	2.129	0.087
	2.223	0.080
	2.316	0.073
	2.410	0.068
	2.503	0.063
	2.597	0.058
	2.691	0.054
	2.784	0.051
	2.878	0.047
	2.971	0.045
	3.065	0.042
	3.158	0.039
	3.252	0.037
	3.345	0.035
	3.439	0.033
	3.532	0.032
	3.626	0.030
	3.719	0.028
	3.813	0.027
	3.906	0.026
	4.000	0.025

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.

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

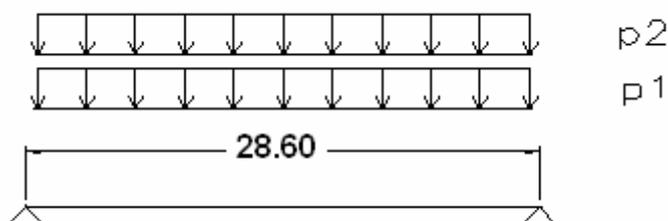
06. CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

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

$$p_1 = 17.37 \text{ kN/m}$$

$$p_2 = 16.56 \text{ kN/m}$$

$$P = 33.93 \text{ kN}$$

Risulta :

	FASE 1	travi ampliamento			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	3469	-	0	485
	SLE (FR)	3469	-	0	485
	SLE (R)	3469	-	0	485
SLU (STR)	STR1	4683	-	0	655
	STR2	4683	-	0	655
	STR3	4683	-	0	655
	STR4	4683	-	0	655

Travi esistenti

$$p_1 = 14.25 \text{ kN/m}$$

$$p_2 = 10.47 \text{ kN/m}$$

$$P = 24.72 \text{ kN}$$

Risulta :

	FASE 1	travi esistenti			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	2527	-	0	353
	SLE (FR)	2527	-	0	353
	SLE (R)	2527	-	0	353
SLU (STR)	STR1	3411	-	0	477
	STR2	3411	-	0	477
	STR3	3411	-	0	477
	STR4	3411	-	0	477

06.01.02 FASE 2

Travi dell' ampliamento

$$g_2 = 12.60 \text{ kN/m}$$

Risulta :

	FASE 2	travi ampliamento			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	1288	-	0	180
	SLE (FR)	1288	-	0	180
	SLE (R)	1288	-	0	180
SLU (STR)	STR1	1739	-	0	243
	STR2	1739	-	0	243
	STR3	1739	-	0	243
	STR4	1739	-	0	243

Travi esistenti

$$g_2 = 9,90 \text{ kN/m}$$

Risulta :

	FASE 2	travi esistenti			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	1012	-	0	142
	SLE (FR)	1012	-	0	142
	SLE (R)	1012	-	0	142
SLU (STR)	STR1	1366	-	0	192
	STR2	1366	-	0	192
	STR3	1366	-	0	192
	STR4	1366	-	0	192

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 :

$$\begin{aligned}\varepsilon &= - 0.000275 \\ A_c &= 5300 \text{ cm}^2 \\ E &= 10085 \text{ MPa}\end{aligned}$$

-SLE

$$\begin{aligned}N &= - 0.000275 \times 10085 \times 5300/10 = - 1470 \text{ kN} \quad \text{compressione} \\ M &= 1470 \times (1.75 - 1.225) = 772 \text{ kNm}\end{aligned}$$

-SLU

$$\begin{aligned}N &= - 1.2 \times 1470 = - 1764 \text{ kN} \quad \text{compressione} \\ M &= 1.2 \times 772 = 926 \text{ kNm}\end{aligned}$$

06.01.03 FASE 3

Travi dell' ampliamento

$$Q_1 = 2 \times (150 + 1.05 \times 150 / 2.50) = 426 \text{ KN}$$

$$q_1 = 9 \times 1.95 = 17.55 \text{ KN/m}$$

	FASE 3	travi ampliamento			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	0	0	0	0
	SLE (FR)	3002	160	0	420
	SLE (R)	4840	213	0	677
SLU (STR)	STR1	0	0	0	0
	STR2	6534	288	0	914
	STR3	4053	216	0	567
	STR4	4053	216	0	567

Travi esistenti

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

$$q_1 = 9 \times 1.68 = 15.12 \text{ KN/m}$$

	FASE 3	travi esistenti			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	0	0	0	0
	SLE (FR)	2227	113	0	311
	SLE (R)	3691	150	0	516
SLU (STR)	STR1	0	0	0	0
	STR2	4983	203	0	697
	STR3	3007	152	0	420
	STR4	3007	152	0	420

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

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

$$A_c = 5300 \text{ cm}^2$$

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

-SLE (QP)

$$N = \pm 0.5 \times 0.00015 \times 13051 \times 5300 / 10 = \pm 519 \text{ kN}$$

$$M = \pm 519 \times (1.75 - 1.225) = \pm 272 \text{ kNm}$$

-SLE (FR,R)

$$N = \pm 0.6 \times 0.00015 \times 13051 \times 5300 / 10 = \pm 622 \text{ kN}$$

$$M = \pm 622 \times (1.75 - 1.225) = \pm 326 \text{ kNm}$$

-SLU

$$N = \pm 0.72 \times 0.00015 \times 13051 \times 5300 / 10 = \pm 747 \text{ kN}$$

$$M = \pm 747 \times (1.75 - 1.225) = \pm 392 \text{ kNm}$$

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	698.0	0.0	0.0	520.0	0.0	0.0
Carichi mobili Qik	426.0	0.0	0.0	300.0	0.0	0.0
Carichi mobili qik	263.0	0.0	0.0	227.0	0.0	0.0
Frenamento (q3)	0.0	41.8	0.0	0.0	26.5	0.0
Centrifuga (q4)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Vento ponte scarico (q5)	0.0	0.0	3.1	0.0	0.0	3.1
Vento ponte carico (q5)	0.0	0.0	7.9	0.0	0.0	7.9
El+0,3Et (q6)	0.0	114.1	34.2	0.0	85.0	25.5
0,3El+Et (q6)	0.0	34.2	114.1	0.0	25.5	85.0

Gruppo	Combinazione	Travi ampliamento			Travi esistenti		
		N kN	Hlong kN	Htrasv kN	N kN	Hlong kN	Htrasv kN
SLU (STR)	STR1	942	0	12	702	0	12
	STR2	1628	0	7	1231	0	7
	STR3	1271	63	7	946	40	7
	STR4	1271	0	7	946	0	7
SLU(GEO)	GEO1	698	0	4	520	0	4
	GEO2	1490	0	6	1126	0	6
	GEO3	1186	54	6	883	34	6
	GEO4	1186	0	6	883	0	6
SISMA (SLV)	El+0,3Et (q6)	836	114	34	625	85	26
	0,3El+Et (q6)	836	34	114	625	26	85

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

$$\begin{aligned} M &= 3469 \text{ kNm} && \text{SLE} \\ V &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= 4683 \text{ kNm} && \text{SLU} \\ V &= 0 \end{aligned}$$

- Fase 2

$$\begin{aligned} N &= - 1470 \text{ kN} \\ M &= 1288 + 772 = 2060 \text{ kNm} && \text{SLE} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= - 1764 \text{ kN} \\ M &= 1739 + 926 = 2665 \text{ kNm} && \text{SLU} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Fase 3

$$\begin{aligned} N &= - 622 \text{ kN} \\ M &= 4840 + 326 = 5166 \text{ kNm} && \text{SLE} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= - 747 \text{ kN} \\ M &= 6534 + 392 = 6926 \text{ kNm} && \text{SLU} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

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 = 485 kN

M = 0 kNm SLU
V = 655 kN

- Fase 2

N = -1470 kN
M = 772 kNm SLE
V = 180 kN

N = -1764 kN
M = 926 kNm SLU
V = 243 kN

- Fase 3

N = - 622 kN
M = 326 kNm SLE
V = 677 kN

N = - 747 kN
M = 392 kNm SLU
V = 914 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.

L'analisi per i carichi di seconda e terza fase (sovraccarichi permanenti e accidentali), viene eseguito omogeneizzando la sezione della soletta (C29/35) al calcestruzzo delle travi prefabbricate (C45/55) attraverso un coefficiente di omogeneizzazione che risulta pari al rapporto tra i moduli elastici dei due materiali:

$$n_s = E_c \text{ C29/35} / E_c \text{ C45/55} = 32588/36416 = 0.90$$

L'area dei trefoli anch'essa omogeneizzata al calcestruzzo della trave verrà moltiplicata per un fattore di omogeneizzazione pari a:

$$n_a = E_a / E_c \text{ C45/55} = 206000/36416 = 5.65$$

07.03.01 SEZIONE DI MEZZERIA

SOTTOVIA FONTANACCIA - TRAVE ESISTENTE - SEZIONE DI MEZZERIA

Htrave (m)	1.6
Hsoletta (m)	0.25
Bsoletta (m)	1.675
ns	0.9
Asol (m ²)	0.376875
na	5.65
Aa (m ²)	0.00364
Aa* (m ²)	0.016926
ya (m)	0.210
To (N/mm ²)	1350
A trefolo (cm ²)	1.4

num. fila	FILA 1	FILA 2	FILA 3	FILA 4	FILA 5	FILA 6
num. trefoli	10	8	2	2	2	2
y fila (m)	0.05	0.095	0.14	0.185	0.23	1.55
A trefoli (cm ²)	14	11.2	2.8	2.8	2.8	2.8

CADUTE DI TENSIONE

Rilassamento		(N/mm ²)	70.2
Ritiro (‰)	0.3	(N/mm ²)	61.8
Fluage	2.3		

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED INERZIALI

	solo cls	con armatura	trave+soletta
A (m ²)	0.5700	0.5869	0.9638
Yss (m)	/	/	0.573
Ys (m)	0.588	0.611	0.323
Yi (m)	1.012	0.989	1.277
ec (m)	/	0.778	1.066
J (m ⁴)	0.1916	0.2047	0.3311
Wss (m ³)	/	/	0.5775
Ws (m ³)	0.3259	0.3350	1.0241
Wi (m ³)	0.1893	0.2070	0.2593
Wa (m ³)	/	0.2630	0.3105

PRECOMPRESSIONE

Data l'eccentricità dei trefoli rispetto al baricentro della trave:

$$e = 0.989 - 0.210 = 0.778 \text{ m}$$

per effetto della precompressione si verificano le seguenti caratteristiche di sollecitazione:

$$N = 26 \times 140 \times 1350 / 1000 = 4914 \text{ KN}$$

$$M = - 4914 \times 0.778 = - 3824 \text{ KNxm}$$

CARICHI DI FASE 1

Con riferimento ai paragrafi precedenti in fase 1 le caratteristiche di sollecitazione massime in mezzeria risultano :

$$M = 1457 + 1070 = 2527 \text{ kNm} \quad \text{SLE}$$
$$V = 0$$

$$M = 3411 \text{ kNm} \quad \text{SLU}$$
$$V = 0$$

CADUTE DI TENSIONE

Lo stato di sollecitazione della trave è influenzato dalle seguenti cadute di tensione:

- Rilassamento dell'acciaio
- Ritiro
- Fluage

che, per tener conto della durata dei fenomeni e dell'interferenza con le fasi costruttive, sono state suddivise in tre quote:

	RILASSAMENTO ACCIAIO	RITIRO CLS.	FLUAGE CLS.
PRIMA QUOTA	100%	30%	30%
SECONDA QUOTA		30%	30%
TERZA QUOTA		40%	40%

Secondo quanto riportato nelle relazioni di calcolo dei viadotti della tratta in oggetto, le cadute di tensione risultano rispettivamente pari a:

- 70.2 N/mm^2 (rilassamento pari al 5.2%)
- 61.8 N/mm^2 (ritiro pari a 0.3%)
- $2.3 \times \sigma_a \times n_a$ (fluage con coefficiente di viscosità $\Phi=2.3$)

dove σ_a è la compressione del calcestruzzo in corrispondenza del baricentro dei trefoli e n_a è il coefficiente di omogenizzazione dei trefoli, pari a 5.65.

CARICHI DI FASE 2

Con riferimento ai paragrafi precedenti in fase 2 le caratteristiche di sollecitazione massime in mezzeria risultano :

$$M = 1012 \text{ kNm} \quad \text{SLE}$$
$$V = 0 \text{ kN}$$

$$M = 1366 \text{ kNm} \quad \text{SLU}$$
$$V = 0 \text{ kN}$$

CARICHI DI FASE 3

Con riferimento ai paragrafi precedenti in fase 3 le caratteristiche di sollecitazione massime in mezzeria risultano :

$$M = 3691 \text{ kNm} \quad \text{SLE}$$
$$V = 0 \text{ kN}$$

$$M = 4983 \text{ kNm} \quad \text{SLU}$$
$$V = 0 \text{ kN}$$

SOLLECITAZIONI E TENSIONI	N(KN)	M (KNxm)	sigma (N/mm2)			
			ss	s	i	a
1) PRECOMPRESSIONE to	4914	-3826	/	-3.0	26.8	22.9
2) PESO PROPRIO	/	1457	/	4.3	-7.0	-5.5
3) PR. QUOTA CADUTA TENSIONE	-570	443	/	0.4	-3.1	-2.7
4) PESO SOLETTA	/	1070	/	3.2	-5.2	-4.1
5) SECONDA QUOTA CADUTA TENSIONE	-219	170	/	0.1	-1.2	-1.0
6) SOVRACCARICO PERMANENTE	/	1012	1.6	1.0	-3.9	-3.3
7) TERZA QUOTA CADUTA TENSIONE	-211	225	0.2	0.0	-1.1	-0.9
8) SOVRACC. ACCIDENTALE	/	3691	5.8	3.6	-14.2	-11.9

TENSIONI RISULTANTI NELLE VARIE FASI	sigma (N/mm2)				
	ss	s	i	a	s
FASE 1 (1+2)	/	1.30	19.81	17.38	-1095.3
FASE 2 (1+2+3+4)	/	4.85	11.53	10.65	-1073.2
FASE 3 (1+2+3+4+5+6)	1.58	5.97	6.43	6.37	-1039.6
FASE 4 (1+2+3+4+5+6+7+8)	7.48	9.58	-8.88	-6.46	-1112.1

Le massime tensioni di compressione risultano inferiori al valore limite di normativa (vedi par. 4.1.2.2.5.1) pari a:

$$\sigma_c \text{ max (soletta) } = 7.48 \text{ N/mm}^2 < 0.45 f_{ck} C_{29/35} = 13.07 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_c \text{ max (trave) } = 9.58 \text{ N/mm}^2 < 0.45 f_{ck} C_{45/55} = 20.54 \text{ N/mm}^2$$

La massima tensione di trazione dei trefoli a perdite avvenute risulta anch'essa inferiore al limite di normativa (vedi par. 4.1.2.2.5.2) pari a:

$$\sigma_s \text{ max (trefoli) } = 1112 \text{ N/mm}^2 < 0.8 f_{p(1)k} = 1280 \text{ N/mm}^2$$

SLU

Il momento di calcolo massimo per la verifica allo stato limite ultimo della sezione di mezzeria risulta pari a:

$$M_d = 3411 + 1366 + 4983 = 9760 \text{ KNxm}$$

Il momento di rottura della sezione viene calcolato a partire dalle seguenti tensioni di calcolo:

$$f_{sd} = 1800 / 1.15 = 1565 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{cd} = 0.83 \times 0.85 \times 35 / 1.5 = 16.46 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza dei 24 trefoli localizzati nella metà inferiore della trave è pari a:

$$T_u = 24 \times 140 \times 1565 / 1000 = 5258 \text{ KN}$$

$$y \text{ (trefoli) } = [14 \times 5 + 11.2 \times 9.5 + 2.8 \times (14 + 18.5 + 23.0)] / 33.6 \cong 10 \text{ cm}$$

L'altezza della zona compressa alla rottura della trave è pari a:

$$x = 5258000 / (16.46 \times 1680) = 190 \text{ mm} = 19.0 \text{ cm}$$

Il braccio della coppia di rottura risulta pari a:

$$z = 160 + 25.0 - 10.0 - 19.0 / 2 = 165.5 \text{ cm}$$

Il momento di rottura della sezione risulta pertanto pari a:

$$M_u = T_u \times z = 5258 \times 1.655 = 8702 \text{ KNxm}$$

La verifica a rottura per flessione in mezzeria non risulta soddisfatta essendo:

$$M_d = 9760 \text{ KNxm} > 8702 \text{ KNxm}$$

$$\gamma_s = M_u / M_d = \mathbf{0.89} < \mathbf{1.00}$$

VERIFICA TRAVE RINFORZATA

Si ripete la verifica considerando il contributo delle lamine di rinforzo (6x100x1.2mm)

$$f_{sd} = 2000 / 1.1 / 1 * 0.85 = 1545 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza lamine carbonio})$$

$$T_u (\text{lamine}) = 6 \times 100 \times 1.2 \times 1545 / 1000 = 1112 \text{ KN}$$

La forza resistente a trazione (trefoli+lamine) risulta:

$$T_u \text{ tot} = 5258 + 1112 = 6370 \text{ KN}$$

$$z = 5258 \times 10 / 6370 = 8.25 \text{ m}$$

L'altezza della zona compressa alla rottura della trave è pari a:

$$x = 6370000 / (16.46 \times 1680) = 230 \text{ mm} = 23.0 \text{ cm}$$

Il braccio della coppia di rottura risulta pari a:

$$z = 160 + 25.0 - 8.25 - 23.0 / 2 = 165.25 \text{ cm}$$

Il momento di rottura della sezione risulta pertanto pari a:

$$M_u = T_u \times z = 6370 \times 1.6525 = 10526 \text{ KNxm}$$

La verifica a rottura per flessione in mezzeria risulta pertanto soddisfatta essendo:

$$M_d = 9760 \text{ KNxm} < 10526 \text{ KNxm}$$

$$\gamma_s = M_u / M_d = \mathbf{1.08} > \mathbf{1.00}$$

07.03.02 SEZIONE DI APPOGGIO

Con riferimento ai paragrafi precedenti le sollecitazioni massime risultano :

- Fase 1

$$\begin{aligned} M &= 0 \text{ kNm} & \text{SLE} \\ V &= 353 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= 0 \text{ kNm} & \text{SLU} \\ V &= 477 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Fase 2

$$\begin{aligned} M &= 0 \text{ kNm} & \text{SLE} \\ V &= 142 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= 0 \text{ kNm} & \text{SLU} \\ V &= 192 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Fase 3

$$\begin{aligned} M &= 0 \text{ kNm} & \text{SLE} \\ V &= 516 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= 0 \text{ kNm} & \text{SLU} \\ V &= 697 \text{ kN} \end{aligned}$$

SLE

Il taglio massimo risulta pertanto pari a:

$$T_{\max} = 1011 \text{ KN}$$

Considerando lo spessore minimo dell'anima della trave pari a 54cm, la sollecitazione massima di taglio risulta pari a:

$$\tau = 1011000 / (0.9 \times 540 \times 1550) = 1.34 \text{ N/mm}^2$$

Dalla verifica delle staffe (st Φ 12/12.5/2bracci+ st Φ 12/25/2bracci) risulta:

$$\sigma_{st} = 1.34 \times 540 \times 1000 / (12 \times 2 \times 113) = 267 \text{ N/mm}^2$$

SLU

Il taglio di calcolo massimo per la verifica allo stato limite ultimo risulta pari a:

$$T_d = 1366 \text{ KN}$$

Il taglio resistente della sezione viene calcolato assumendo per l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo un valore di calcolo pari a:

$$\cotg\theta = 1.0$$

Si ha pertanto il seguente valore

$$T_r = \min (V_{rzd}, V_{rzd}) = 1414 \text{ KN}$$

dove

$$V_{rzd} = 0.9d \times A_{sw}/s \times f_{yd} \times \cotg\theta / 1000 = 1414 \text{ KN}$$

$$V_{rzd} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times \cotg\theta / (1 + \cotg\theta^2) / 1000 = 4870 \text{ KN}$$

Essendo:

$$d = 1550 \text{ mm}$$

$$A_{sw} = 2 \times 113 = 226 \text{ mm}^2$$

$$s = 1000/12 = 83.33 \text{ mm}$$

$$f_{yd} = 373.9 \text{ N/mm}^2$$

$$b_w = 540 \text{ mm}$$

$$\alpha_c = 1$$

$$f_{cd} = 0.5f_{cd} = 12.93 \text{ N/mm}^2$$

La verifica a taglio allo SLU della sezione in asse appoggi risulta pertanto soddisfatta essendo:

$$T_d = 1366 \text{ KN} < 1414 \text{ KNxm}$$

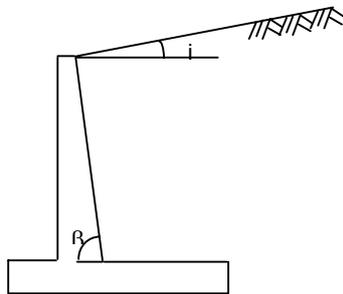
$$\gamma_s = T_r / T_d = \mathbf{1.04} > \mathbf{1.00}$$

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)

$K_h = 0.1635$ Coefficiente sismico orizzontale ($ag \times S$)

$\theta = 0.1620$ (rad)

.....

$K_s = 0.351$ (spinta sismica)

$K_s - K_a = 0.105$ (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	0.40
Spessore paramento verticale	1.90
Distanza asse appoggi - filo paraghiaia	0.70
Lunghezza suola esterna	2.10
Lunghezza suola interna	2.00
Dimensioni trasversali (m)	
Larghezza esterna spalla	25.50
Larghezza media interna tra i muri andatori	25.50
Larghezza zattera di fondazione	25.75
Dimensioni verticali (m)	
Altezza paraghiaia	2.20
Altezza paramento verticale	4.50
Altezza baggioli+appoggi	0.35
Spessore zattera di fondazione	1.50
Ulteriori informazioni	
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)

P1	P2	P3
5472	1419	2393

Forze longitudinali (KN)

Frenatura	Sisma L
401	1127

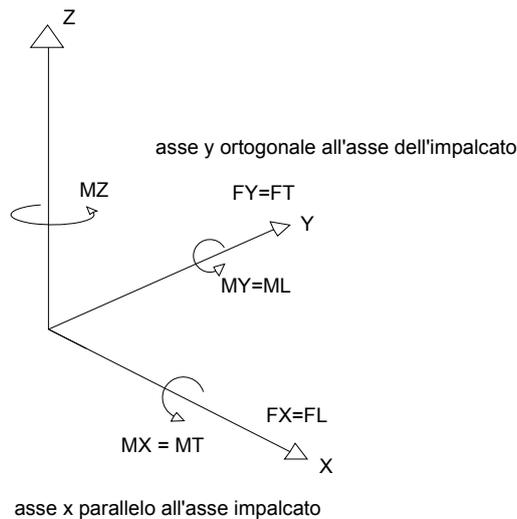
Forze trasversali (KN) e relativi bracci (m)

Vento	Hv	Sisma T	Hs
111	2.83	1127	1.63

Momenti trasversali (KNxm)

M3 (es)	M3 (amp)	M vento	M sisma T
13234	-13309	315	1839

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 txm) eseguito su una larghezza di 25.50m:

SLE

Carichi verticali		Carichi orizzontali longitudinali Fx		Z _s	Momenti flettenti longitudinali My	
R1	Peso proprio paraghiaia	S1	Spinta statica sovraccarico	1.1	M1	Momento spinta statica sovraccarico
R2	Peso terreno a tergo	S2	Spinta statica terreno	0.7	M2	Momento spinta statica terreno
R3	Peso sovraccarico a tergo	S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	1.1	M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia
		S4	Forze d'inerzia sul terreno	1.1	M4	Momento forze d'inerzia terreno
		S5	Forze d'inerzia sul sovraccarico	1.1	M5	Momento forze d'inerzia sovraccarico
		S6	Incremento di spinta sismica	1.5	M6	Momento incremento spinta sismica
N_{tot}		S_{tot}		0.9	M_{tot}	
	56		100			91

SLU

Carichi verticali		Carichi orizzontali longitudinali Fx		Z _s	Momenti flettenti longitudinali My	
R1	Peso proprio paraghiaia	S1	Spinta statica sovraccarico	1.1	M1	Momento spinta statica sovraccarico
R2	Peso terreno a tergo	S2	Spinta statica terreno	0.7	M2	Momento spinta statica terreno
R3	Peso sovraccarico a tergo	S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	1.1	M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia
		S4	Forze d'inerzia sul terreno	1.1	M4	Momento forze d'inerzia terreno
		S5	Forze d'inerzia sul sovraccarico	1.1	M5	Momento forze d'inerzia sovraccarico
		S6	Incremento di spinta sismica	1.5	M6	Momento incremento spinta sismica
N_{tot}		S_{tot}		0.9	M_{tot}	
	76		136			123

SLV

Carichi verticali		Carichi orizzontali longitudinali Fx		Z _s	Momenti flettenti longitudinali My	
R1	Peso proprio paraghiaia	S1	Spinta statica sovraccarico	1.1	M1	Momento spinta statica sovraccarico
R2	Peso terreno a tergo	S2	Spinta statica terreno	0.7	M2	Momento spinta statica terreno
R3	Peso sovraccarico a tergo	S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	1.1	M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia
		S4	Forze d'inerzia sul terreno	1.1	M4	Momento forze d'inerzia terreno
		S5	Forze d'inerzia sul sovraccarico	1.1	M5	Momento forze d'inerzia sovraccarico
		S6	Incremento di spinta sismica	1.5	M6	Momento incremento spinta sismica
N_{tot}		S_{tot}		0.9	M_{tot}	
	56		75			68

Ripartendo le caratteristiche di sollecitazione sulla larghezza considerata di 25.50m (larghezza di calcolo), le caratteristiche di sollecitazione massime a metro lineare risultano:

	SLE	SLU	SLV
N (KN/m)	22.0	29.7	22.0
T (KN/m)	39.4	53.2	29.3
M (KNxm/m)	35.8	48.3	26.5

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)	9284	12748	6891
FL (KN)	401	541	1127

Si riporta di seguito alla base del paramento il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione globali (esprese in t e t_m) eseguito su una larghezza di 25.50:

SLE

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	56
R2	Peso proprio paramento	545
R3	Reazione impalcato	928
R4	Peso terreno a tergo	683
R5	Peso sovraccarico a tergo	102
N_{tot}		1530

Carichi orizzontali longitudinali Fx		
S1	Spinta statica sovraccarico	146
S2	Spinta statica terreno	488
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	40
S_{TOT}		674

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	488
M2	Momento spinta statica terreno	1090
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	334
M9	Momento peso paraghiaia	-42
M_{TOT}		1870

SLU

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	76
R2	Peso proprio paramento	736
R3	Reazione impalcato	1275
R4	Peso terreno a tergo	923
R5	Peso sovraccarico a tergo	138
N_{tot}		2086

Carichi orizzontali longitudinali Fx		
S1	Spinta statica sovraccarico	197
S2	Spinta statica terreno	659
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	54
S_{TOT}		910

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	659
M2	Momento spinta statica terreno	1472
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	454
M9	Momento peso paraghiaia	-57
M_{TOT}		2528

SLV

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	56
R2	Peso proprio paramento	545
R3	Reazione impalcato	689
R4	Peso terreno a tergo	683
R5	Peso sovraccarico a tergo	0
N_{tot}		1290

Carichi orizzontali longitudinali Fx		
S1	Spinta statica sovraccarico	0
S2	Spinta statica terreno	488
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	9
S4	Forze d'inerzia sul paramento	89
S5	Forze d'inerzia sul terreno	0
S6	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0
S7	Incremento di spinta sismica	120
S8	Azione longitudinale impalcato	113
S_{TOT}		819

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	0
M2	Momento spinta statica terreno	1090
M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	51
M4	Momento forze d'inerzia paramento	201
M5	Momento forze d'inerzia terreno	0
M6	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
M7	Momento incremento spinta	535
M8	Momento impalcato	650
M9	Momento peso paraghiaia	-42
M_{TOT}		2485

Ripartendo le caratteristiche di sollecitazione sulla larghezza considerata di 25.50, le caratteristiche di sollecitazione massime a metro lineare risultano:

	SLE	SLU	SLV
N (KN/m)	600	818	506
T (KN/m)	264	357	321
M (KNxm/m)	733	991	974

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 04 - Sottovia La Fontanaccia - A12 - Lotto2 - Spalle					
	N (KN)	FL (KN)	FT (KN)	ML (KNm)	MT (KNm)
PESO SPALLA	11805			-721	0
PESO TERRENO - Peso di volume 2 t/m ³	6834			-13668	0
PESO SOVRACCARICO - Q = 2x25,5x2 = 102 t, eccentricità el = -2, et = 0	1020			-2040	0
SPINTA STATICA TERRENO - Ko = 0,426		7312	0	19985	0
SPINTA STATICA SOVRACCARICO - Ko = 0,426		1783	0	7312	0
PESO PROPRIO IMPALCATO (PRIMA FASE) - R1 = 5472 KN	5472			547	0
SOVRACCARICHI PERMANENTI IMPALCATO (SECONDA FASE) - R2 = 1419 KN	1419			142	0
CARICHI MOBILI - R3 = 2393 KN, M3T = 13234 KNm	2393			239	13234
FRENATURA - Ff L = 401 KN		401		2543	
VENTO - Fv T = 1111 KN, MvT = 315 KNm			111		1022
FORZA D'INERZIA LONGITUDINALE IMPALCATO - FSL = 1127 KN		1127		7154	
FORZA D'INERZIA TRASVERSALE IMPALCATO - FST = 1127 KN, MS T = 1836 KNm			1127		8991
FORZE D'INERZIA SPALLA - C = 0,1635g			1930		4704
FORZE D'INERZIA TERRENO - C = 0,1635g			1117		5419
FORZE D'INERZIA SOVRACCARICO - C = 0,1635g			167		1368
INCREMENTO SPINTA SISMICA TERRENO Ksis - Ka = 0,105		1794	141	7354	577
INCREMENTO SPINTA SISMICA SOVRACCARICO Ksis - Ka = 0,105		437	34	1794	141

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	28344	9495	67	14279	10539
sle 02	28943	9095	67	11795	13847
slu 01 (A1 STR) - frenatura	38478	12819	100	19325	14319
slu 02 (A1 STR)	39285	12278	100	15945	18785
slu 01 (A2 GEO) - frenatura	29192	9823	87	15520	12211
slu 02 (A2 GEO)	29880	9362	87	12665	16016
sl	25530	12162	1294	25496	5907
st	25530	8767	4315	12048	19690

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.