



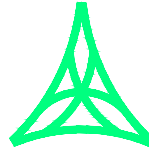
REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA

DIREZIONE CENTRALE
INFRASTRUTTURE, MOBILITA', PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E LAVORI PUBBLICI

SOGGETTO DELEGATARIO:



PROGETTAZIONE:



S.p.A. AUTOVIE VENETE

34123 TRIESTE - Via V. Locchi, 19 - tel. 040/3189111
 Società soggetta all'attività di direzione e coordinamento da parte di
 Friulia S.p.A. - Finanziaria Regionale Friuli-Venezia Giulia

CONCESSIONARIA AUTOSTRADE
 A4 VENEZIA - TRIESTE
 A23 PALMANOVA - UDINE
 A28 PORTOGRUARO - CONEGLIANO

COLLEGAMENTO TRA LA S.S. 13 PONTEBBANA E LA A23 TANGENZIALE SUD DI UDINE (II LOTTO)

AGGIORNAMENTO PROGETTO DEFINITIVO dd.14.12.2006

OPERE D'ARTE MINORI

Opera n°32: Allargamento ponticello esistente
 Aggiornamento relazione tecnica e di calcolo

TEMATICA

H

N. ALLEGATO e SUB.ALL.

14.01 . 10

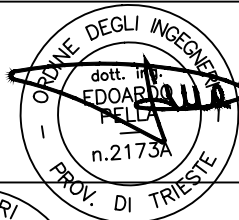
REV.	DATA	DESCRIZIONE	DF REDATTO	FA VERIFICATO	EP APPROVATO
3					
2					
1					
0	30/08/12	EMISSIONE			

COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE GENERALE:

S.p.A. AUTOVIE VENETE :

dott. ing. Edoardo PELLA

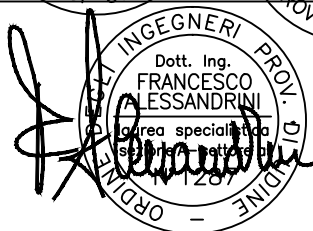
dott. ing. Stefano DI SANTOLO



PROGETTAZIONE SPECIALISTICA:

Strutture :

dott. ing. Francesco ALESSANDRINI



IL CAPO COMMESSA:

dott. ing. Edoardo PELLA

IL DIRETTORE DELL'AREA OPERATIVA:

dott. ing. Enrico RAZZINI

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

NOME FILE:
 1207H1401100.doc
 1207H1401100.pdf

DATA PROGETTO:
30.08.2012

312TN

CODICE MASTRO

12

ANNO

07

N.PROGETTO

0

REVISIONE

INDICE

1. NOTE GENERALI SULLE ANALISI.....	2
1.1. DURABILITÀ	2
2. CALCOLO SOMMARIO DELL'IMPALCATO.....	3
2.1. ANALISI SOMMARIA DEI CARICHI.....	3
2.1.1. CARICHI MOBILI VERTICALI	3
2.1.2. FRENAMENTO	3
2.1.3. VENTO.....	3
2.1.4. URTO CONTRO IMPALCATO	4
2.1.5. AZIONE INERZIALE SISMICA	4
2.2. ANALISI E VERIFICA DELL'IMPALCATO.....	4
2.2.1. VERIFICA A FLESSIONE (SLE).....	7
2.2.2. TABULATO DI INPUT DELL'ANALISI	9
2.2.3. TABULATO DI VERIFICA DELLA TRAVE (FASE FINALE).....	19
2.2.4. VERIFICA DELLA SOLETTA DI IMPALCATO.....	24
2.2.5. VERIFICA PER AZIONI D'URTO	25
2.2.5.1. Urto contro le barriere di sicurezza	25
2.2.6. CONSIDERAZIONI SUI DISPOSITIVI DI VINCOLO.....	25
3. CALCOLO SOMMARIO DELLA SPALLA "A"	26
3.1. AZIONI DIRETTE VERSO IL CANALE.....	27
3.2. AZIONI DIRETTE VERSO IL TERRAPIENO.....	27
3.3. VERIFICHE DI RESISTENZA DELL'ELEVAZIONE	28
3.3.1. VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA SOLETTA DI FONDAZIONE.....	28
3.3.2. VERIFICHE GEOTECNICHE	30
4. CALCOLO SOMMARIO DELLA SPALLA "B"	37

1. NOTE GENERALI SULLE ANALISI

Il dimensionamento degli elementi strutturali dell'opera in esame è stato condotto, in sede di progettazione definitiva, ai sensi del D.M. 16.01.1996 e dell'O.P.C.M. 3274/03 e succ. modif. ed integrazioni.

L'entrata in vigore delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni", di cui al D.M. 14.01.2008 ha modificato in parte l'entità dei carichi di progetto, così come la modalità di esecuzione di alcune verifiche di sicurezza.

Nel seguito si evidenziano i principali aspetti interessati da queste modifiche, e come queste incidano su quanto già dimensionato e verificato.

In particolare si assume per gli elementi strutturali in esame:

Vita nominale 50 anni
Classe d'uso IV

Nel seguito sono evidenziati in **rosso** le grandezze modificate rispetto quanto previsto nella relazione di calcolo.

1.1. DURABILITÀ

Al fine di garantire i requisiti di durabilità i materiali previsti dovranno avere le seguenti caratteristiche:

Calcestruzzo delle strutture di fondazione	C25/30	XC2
Calcestruzzo delle elevazioni delle spalle	C32/40	XC3
Calcestruzzo delle travi prefabbricate	C45/55	XC3

Calcestruzzo della soletta di impalcato	C32/40	XF4
Calcestruzzo per cordoli e velette	C32/40	XC4 - XF4
Acciaio da c.a.	B 450 C	
Acciaio da c.a.p.	in trefoli a basso rilassamento	
Acciaio da carpenteria	S 355 J2	

2. CALCOLO SOMMARIO DELL'IMPALCATO

Si riporta nel seguito l'analisi strutturale dell'impalcato in travi prefabbricate in c.a.p., e le verifiche della trave maggiormente sollecitata.

L'analisi è condotta col programma di calcolo ENG 8.3 della SigmaC Soft, modulo "Ponti", che permette l'analisi di impalcati da ponte realizzati affiancando travi prefabbricate e collegate in seconda fase da una soletta in c.a., aventi schema statico di asta su 2 appoggi.

2.1. ANALISI SOMMARIA DEI CARICHI

2.1.1. Carichi mobili verticali

Le azioni previste dal D.M. 14.01.2008 (nel seguito NTC08) sono, per il caso in esame:

Corsia 1	carico tandem Stesa uniforme	$Q_{1k} = 600 \text{ kN}$ su 4 impronte $q_{1k} = 9 \text{ kN/mq}$
Corsia 2	carico tandem Stesa uniforme	$Q_{2k} = 400 \text{ kN}$ su 4 impronte $q_{2k} = 2.5 \text{ kN/mq}$
Corsia 3	carico tandem Stesa uniforme	$Q_{2k} = 200 \text{ kN}$ su 4 impronte $q_{2k} = 2.5 \text{ kN/mq}$
Spazio restante	Stesa uniforme	$q_{rk} = 2.5 \text{ kN/mq}$

Nel caso specifico si focalizza l'attenzione solo nella zona in allargamento, che impegna una larghezza complessiva di circa 6m: si considerano quindi solo le prime 2 corsie.

2.1.2. Frenamento

L'azione di frenamento è pari a:

$$Q_{3,NTC08} = 0.6 \cdot 600 + 0.1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 9.2 = 385 \text{ kN}$$

L'azione centrifuga è pari a:

$$Q_{4,NTC08} = 0.2 \cdot Q_v = 0.2 \cdot (600 + 400) = 200 \text{ kN}$$

2.1.3. Vento

L'azione del vento calcolata secondo quanto previsto dalle NTC08 è pari a:

Zona 1	$q_b = 0.39 \text{ kN/mq}$
Classe di rugosità	D
Classe di esposizione	II
Coefficiente di esposizione	$C_e(z=10\text{m}) = 2.35$
Coefficiente di forma	$C_p = 1.4$ (travi isolate, $\phi=1$)

$$Q = 0.39 \cdot 2.35 \cdot 1.4 = 1.28 \text{ kN/mq}$$

$$\text{Altezza "parete"} = H = 0.65 + 0.25 + 0.1 + 3.0 = 4.0 \text{ m}$$

$$Q_v = 4.0 \cdot 1.28 = 5.2 \text{ kN/m}$$

2.1.4. Urto contro impalcato

L'impalcato permette lo scavalco di un canale: non è quindi prevista la possibilità di urto contro l'impalcato. Va considerata invece la possibilità di urto contro i dispositivi di ritenuta posti all'estradosso del ponte; l'azione è di 100 kN, applicata al singolo montante, ad un'altezza dal piano viario pari al minimo tra 1.00m e l'altezza massima della barriera.

2.1.5. Azione inerziale sismica

L'azione sismica legata all'inerzia dell'impalcato dipende dal comportamento del sistema terreno-spalla-impalcato.

Nel caso in esame l'impalcato è vincolato longitudinalmente ad una spalla, e trasversalmente ad entrambe. Il comportamento di insieme è sostanzialmente rigido, e si può assumere che la struttura si muova assieme al terreno: la pseudoaccelerazione di progetto è quindi calcolata per $q=1$, ed è pari ad a_{max} ($=0.270g$) in direzione trasversale, mentre in direzione longitudinale si tiene conto della minima flessibilità della spalla.

2.2. ANALISI E VERIFICA DELL'IMPALCATO

Si riportano nel seguito i risultati dell'analisi dell'impalcato, condotto col programma di calcolo ENG 8.3 "Ponti", software che permette la modellazione di impalcati da ponte in travi prefabbricate affiancate, collegate con getto di seconda fase, in cui la ripartizione trasversale è stimata col metodo di Massonet.

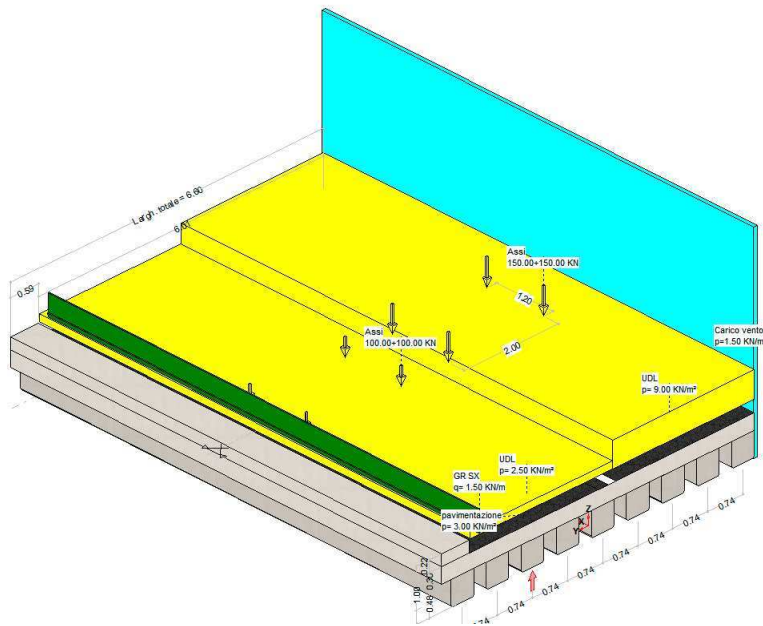


Figura 1: vista 3D dell'impalcato

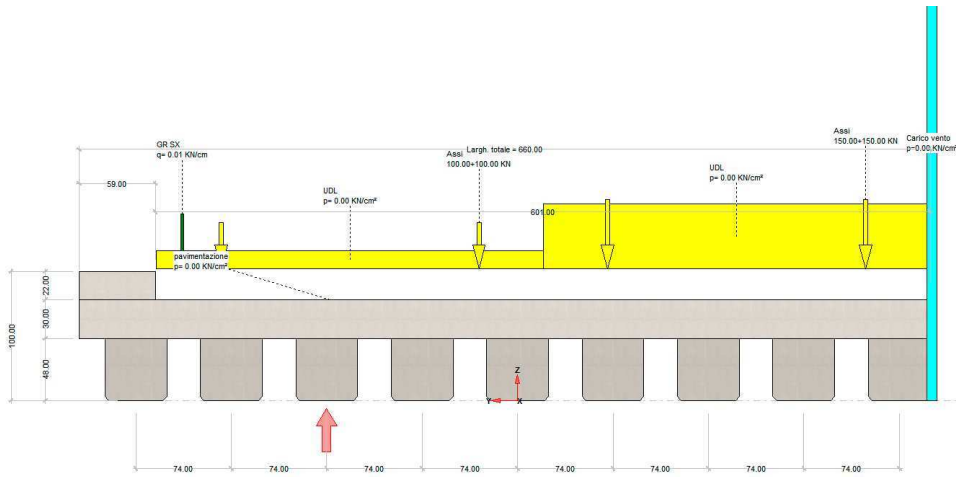


Figura 2: sezione trasversale dell'impalcato, con evidenziata la trave più sollecitata (oggetto di verifica)

I principali risultati dell'analisi sono riportati nelle figure seguenti.

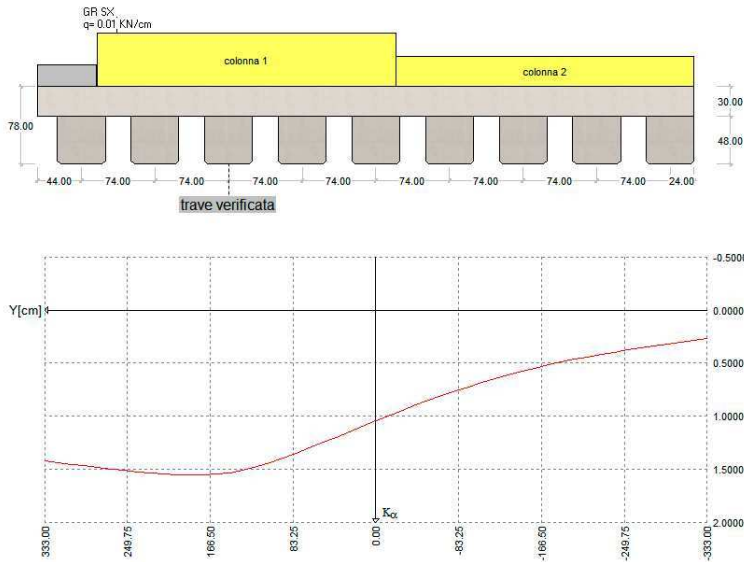


Figura 3: diagramma di ripartizione trasversale – coefficienti di Massonet

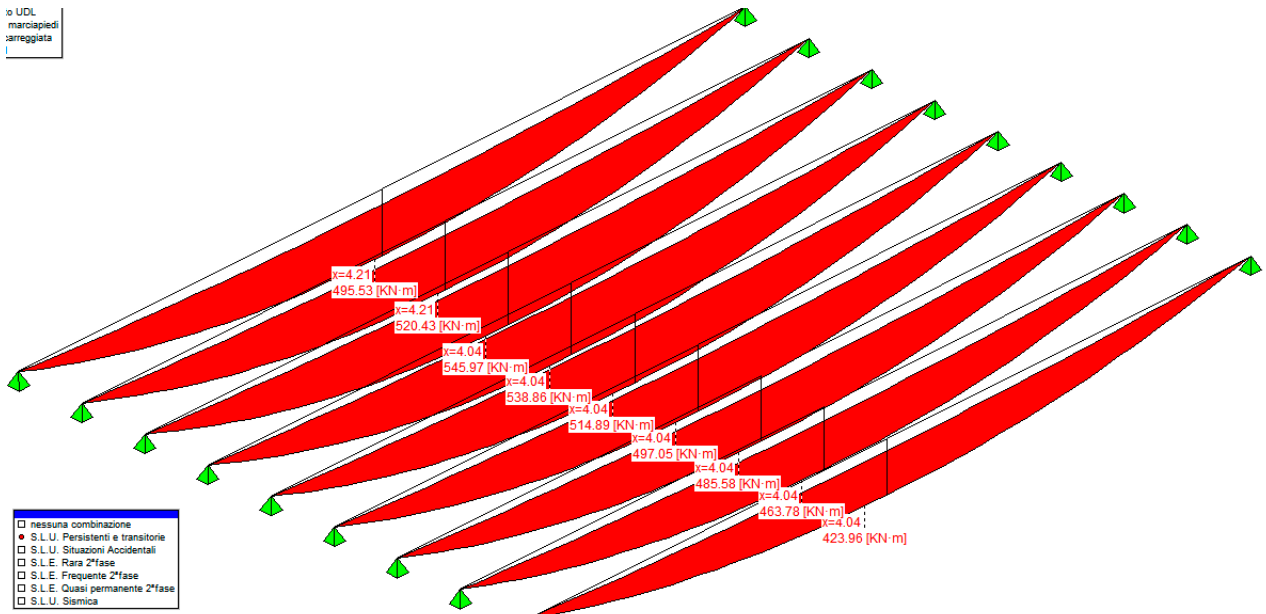


Figura 4: diagramma momento flettente nelle travi, in [kNm], valutato allo SLU

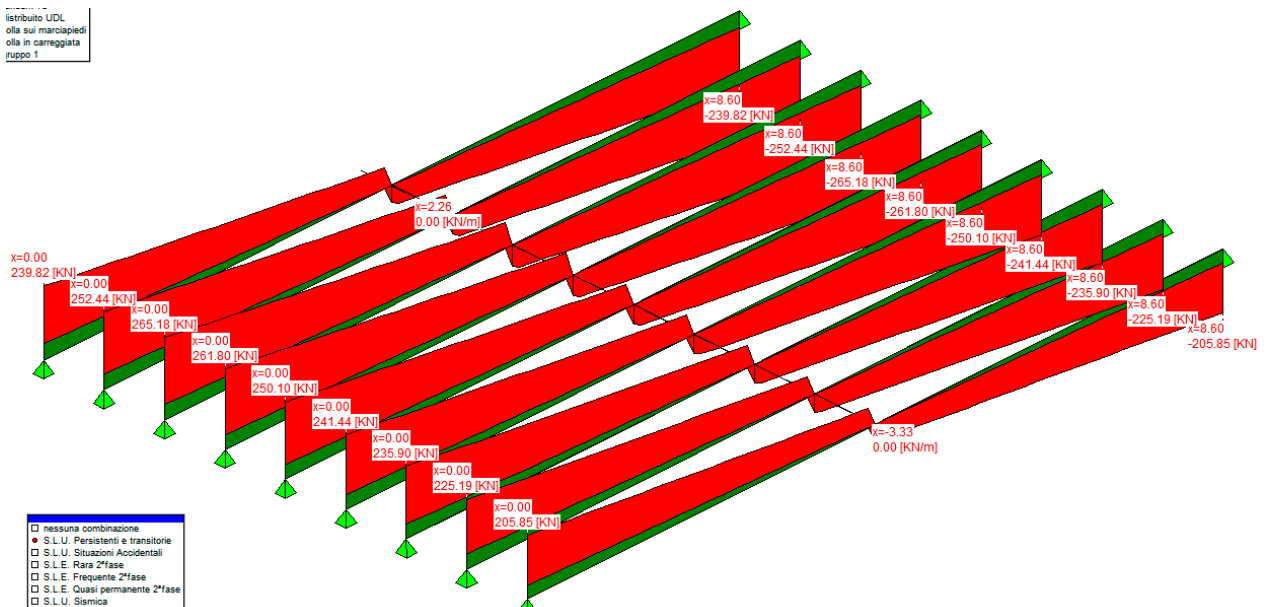


Figura 5: diagramma del taglio nelle travi, espresso in [kN], valutato allo SLU

La trave maggiormente sollecitata è la n. 7, evidenziata nelle figure precedenti. Si riportano nel seguito i principali risultati delle verifiche condotte nelle diverse combinazioni di carico.

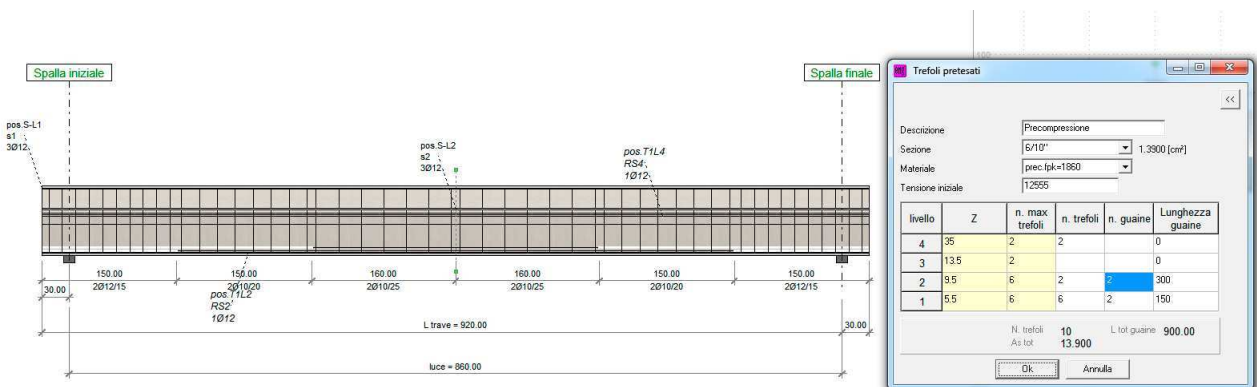


Figura 6: sezione longitudinale della trave, con evidenziati i trefoli presenti

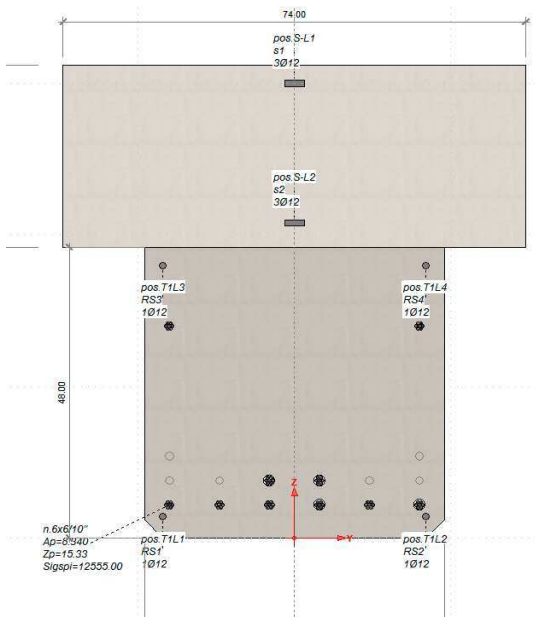


Figura 7: sezione trasversale della trave, in mezzeria

2.2.1. Verifica a flessione (SLE)

Si riportano nei grafici seguenti le verifiche delle sezioni della trave in esame.

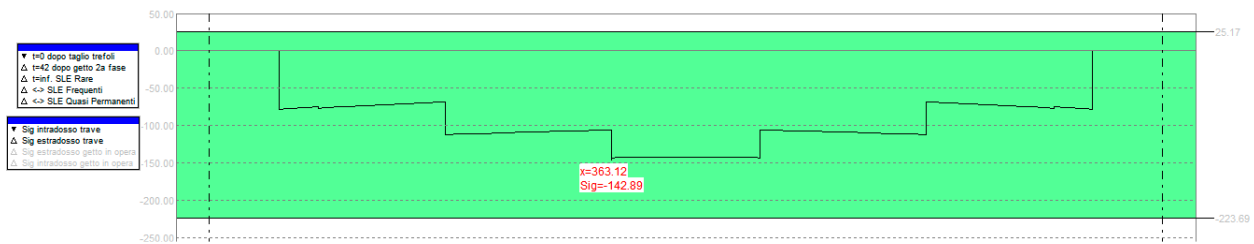


Figura 8: fase 1 – taglio dei trefoli. Tensioni all'intradosso della trave [kN/mq]

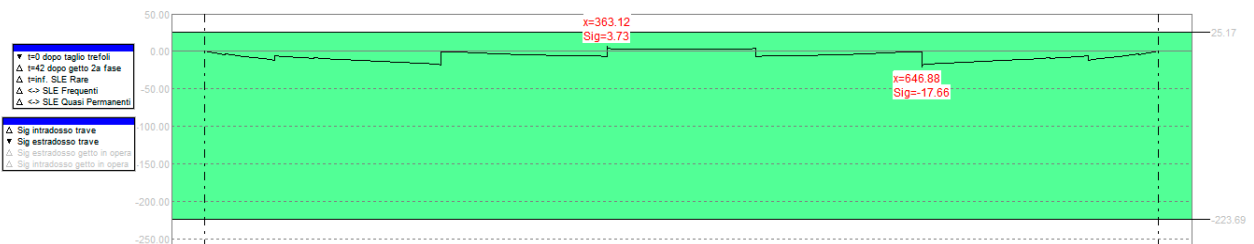


Figura 9: fase 1 – taglio dei trefoli. Tensioni all'estradosso della trave [kN/mq]

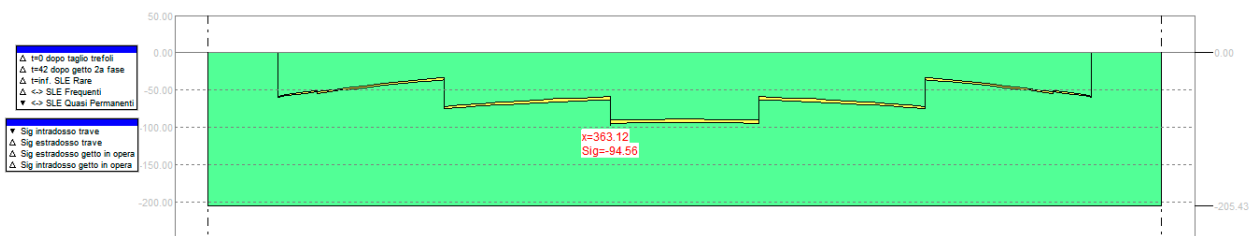


Figura 10: SLE, c.c. Quasi permanente – tensione all'intradosso della trave

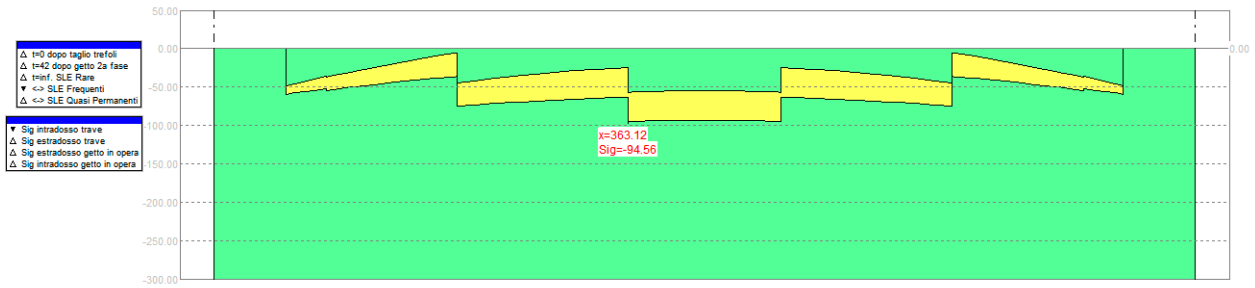


Figura 11: SLE, c.c. Frequente – tensione all'intradosso della trave

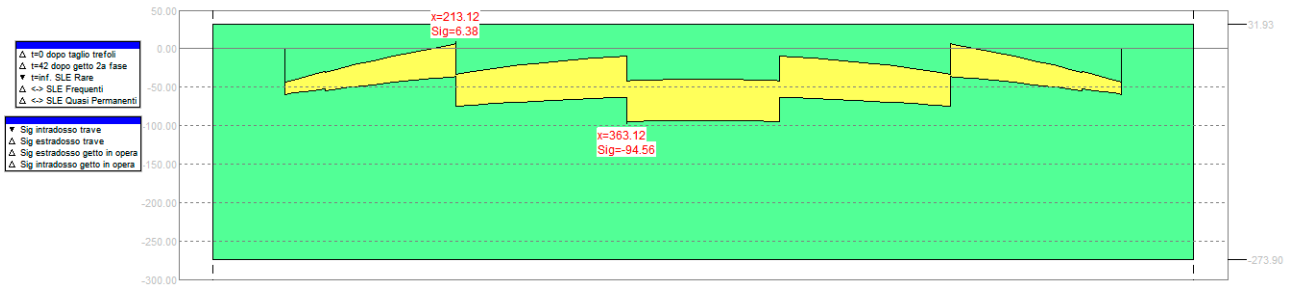


Figura 12: SLE, c.c. Rara – tensione all'intradosso della trave

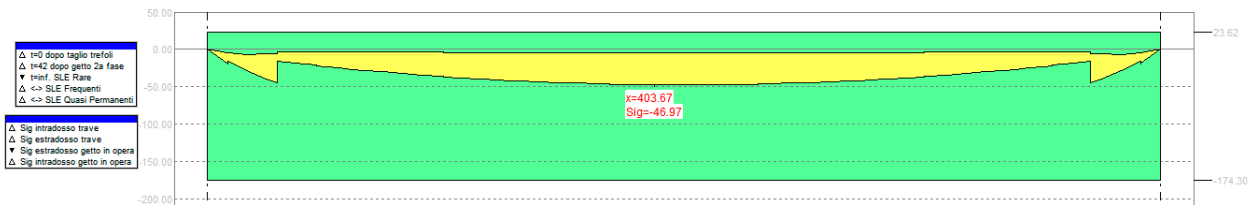


Figura 13: SLE, c.c. Rara – tensione all'estradosso della soletta

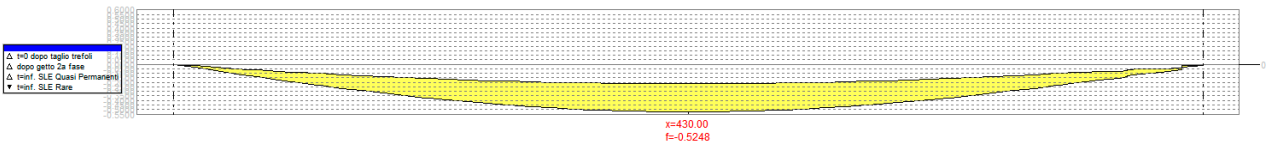


Figura 14: SLE, c.c. Rara – spostamento verticale [cm]

Le verifiche allo Stato Limite Ultimo portano ad avere i seguenti risultati:

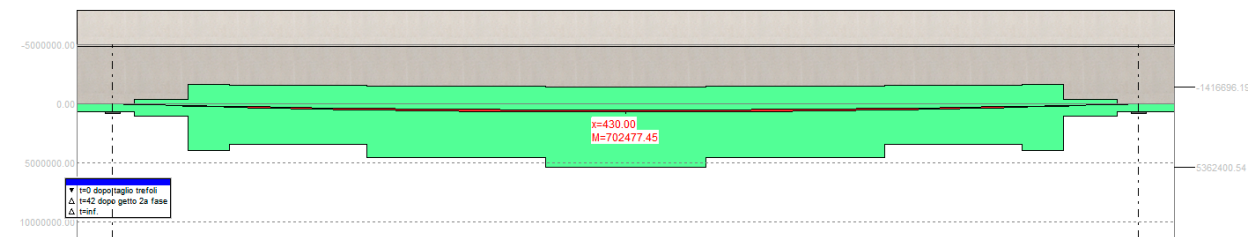


Figura 15: SLU, in fase iniziale (taglio trefoli) – verifica flessionale [kNm]

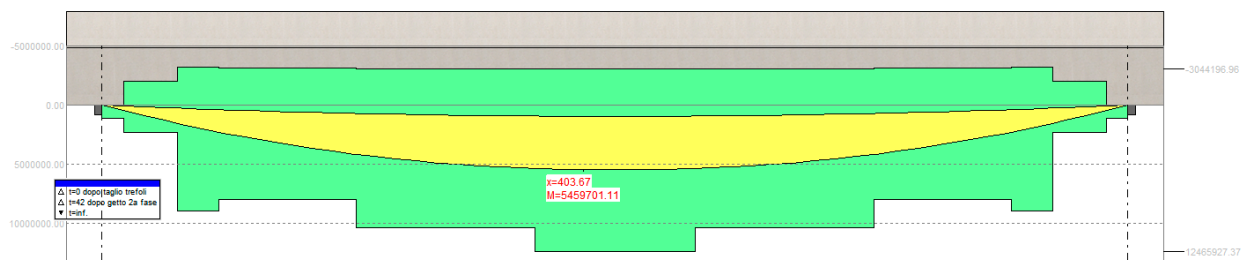


Figura 16: SLU, in fase finale – verifica flessionale [kNm]

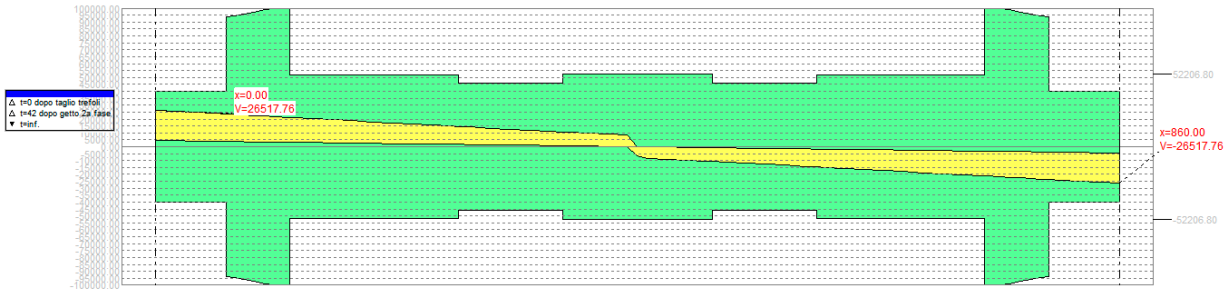


Figura 17: SLU, in fase finale – verifica a taglio [kN]

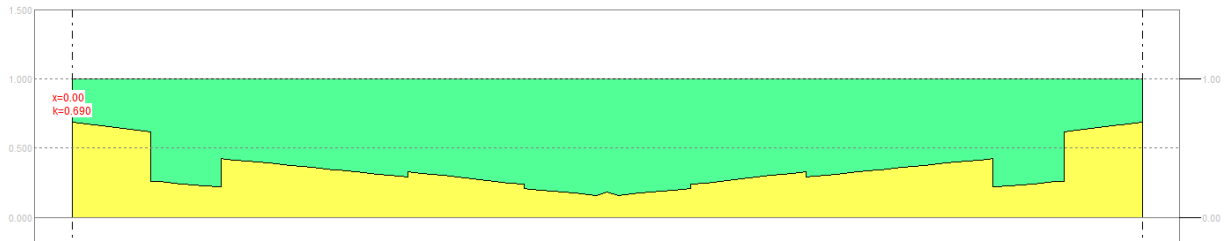


Figura 18: SLU, in fase finale – verifica combinata a taglio+torsione

Le verifiche risultano quindi soddisfatte; le caratteristiche di armatura della trave esaminata sono mantenute poi per tutte le travi dell'impalcato.

Si riporta nel seguito il tabulato di input dell'analisi ed il tabulato di verifica della trave.

2.2.2. Tabulato di input dell'analisi

AESSE
Tangenziale Udine Sud
Opera 32

Archivio: Z:\disk_r\1800_1899\1849_Udine Sud\2.Definitivo\Relazioni lavoro\Materiale calcolo\opera 32\impalcato.SIG
Data di stampa: 19/10/2012 alle: 13:44:20
CodDoc:
SIGMAC ed. 8.3 - 07/2012 - SIGMAC SOFT - programma calcolo ponti
Unità correnti: lunghezza= m forza= KN

Dati impalcato

Tipo di impalcato: travi in c.a.p. più soletta collaborante

Dati geometrici

Luce di calcolo	8.60
Larghezza cordolo sinistro	0.59
Larghezza carreggiata	6.01
Larghezza cordolo destro	0.00
Larghezza fuori tutto impalcato	6.60
Numero travi	9
Tipo trave	H40-*modif.*
Interasse travi	0.74
Larghezza travi	0.48
Lunghezza retrotrave	0.30
Lunghezza ringrosso	0.00
Lunghezza svasatura	0.00
Eccentricità travi-soletta	0.10
Spessore medio soletta	0.30
Spessore minimo soletta	0.30
Luce di calcolo soletta	0.36
Larghezza marciapiede sinistro	0.00
Dist. marciapiede sinistro	0.00
Larghezza marciapiede destro	0.00
Dist. marciapiede destro	0.00
Spessore medio cordoli	0.22

Trave prefabbricata H40-*modif.*

Altezza della sezione	0.48
Spessore complessivo anime	7000.00
Area sezione di calcestruzzo	0.23
Ordinata y baricentro	0.24
Ascissa x baricentro	0.00
J baricentro	0.00
Coefficiente torsionale	0.01

Parametri dei materiali

Ritiro differenziale trave - soletta	0.00000
Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave	1.00
E trave/soletta (calcolo frecce)	3E7
Peso specifico trave prefabbricata	24.5250
Peso specifico calcestruzzo getto in opera	24.5250

Normativa di riferimento

DM 14/01/2008 - Norme tecniche per le costruzioni

Carichi applicati
 Carichi permanenti
 Distribuiti uniformi
 Peso unitario pavimentazione = 3.00 [KN/m²]
 Peso totale pavimentazione = 155.06 [KN]
 Peso dei cordoli

	peso lineare [KN/m]	peso totale [KN]
cordolo sinistro	3.18	27.38

Peso totale cordoli = 27.38
 Carichi lineari di 2a fase sull'impalcato (extra2)

n.	Descrizione	[KN/m]	Ecc. Y	X'i	Rif.X'i	X'f	Rif.X'f
1	GR SX	1.50	2.60	-0.30	Appoggio iniziale	-0.30	Appoggio finale

Carichi mobili
 Categoria ponte : Stradale 1a categoria

Numero assi per corsia: 2

corsia	Nome	carico asse Q	P	α_0	α_1
1	Corsia 1	300.00	9.00	1.00	1.00
2	Corsia 2	200.00	2.50	1.00	1.00
3	Corsia 3	100.00	2.50	1.00	1.00

Carico folla sui marciapiedi = 5.00 [KN/m²]
 Coefficienti di combinazione
 Stati Limite Ultimi

	$\gamma_{sup.}$	$\gamma_{inf.}$
Coeff. sicurezza carichi permanenti strutturali	1.35	1.00
Coeff. sicurezza carichi permanenti non strutturali	1.50	0.00
Coeff. sicurezza carichi traffico	1.35	0.00
Coeff. sicurezza carichi vento	1.50	0.00

Stati Limite di Esercizio

Carico	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
LM1/UDL	0.40	0.40	0.00
LM1/TS	0.75	0.75	0.00
forze orizzontali	0.00	0.00	0.00
carico pedonale	0.00	0.00	0.00
LM4 folla	0.00	0.75	0.00
LM3	0.00	0.00	0.00
asse singolo LM2	0.00	0.75	0.00
vento	0.60	0.20	0.00
termico	0.60	0.60	0.50

Metodo di Massonnet

L	8.60
B	3.33
L1	1.00
B1	0.74
Ap	0.4495
Dp	0.43
Jp	0.023032
Cp	0.009233
Ae	0.3000
De	0.15
Je	0.002250
Ce	0.002250
Teta	0.747
Radice alfa	0.938

Coefficienti di Massonnet

Trave verificata: 7 y= 1.48

Y=	3.33	2.50	1.67	0.83	0.00	-0.83	-1.67	-2.50	-3.33
K ₀	1.605	1.825	1.927	1.671	1.184	0.683	0.244	-0.137	-0.495
K ₁	1.413	1.494	1.528	1.340	1.034	0.758	0.552	0.414	0.320
K ₋₁	1.425	1.514	1.553	1.361	1.043	0.753	0.533	0.380	0.269

Y=	3.33	2.50	1.67	0.83	0.00	-0.83	-1.67	-2.50	-3.33
\square_1	-0.037	-0.029	-0.015	0.020	0.104	0.020	-0.015	-0.029	-0.037

Applicazione dei carichi alla trave

Lunghezza trave in asse	9.20	[m]
Peso trave (sezione filante)	5.63	[KN/m]
Peso totale trave prefabb.	51.78	[KN]
Peso soletta gravante sulla trave	5.44	[KN/m]
Peso pavimentazione sulla trave	1.96	[KN/m]

Striscie per calcolo effetti pavimentazione e folla in carreggiata :

striscia	ecc. Y	Larghezza	K Massonnet
1	2.66	0.30	1.497
2	2.36	0.30	1.528
3	2.06	0.30	1.551
4	1.76	0.30	1.557
5	1.46	0.30	1.531
6	1.16	0.30	1.465
7	0.86	0.30	1.369
8	0.56	0.30	1.258
9	0.26	0.30	1.142
10	-0.04	0.30	1.026
11	-0.35	0.30	0.916
12	-0.65	0.30	0.812
13	-0.95	0.30	0.718
14	-1.25	0.30	0.634
15	-1.55	0.30	0.560
16	-1.85	0.30	0.494

striscia	ecc. Y	Larghezza	K Massonnet
17	-2.15	0.30	0.437
18	-2.45	0.30	0.388
19	-2.75	0.30	0.344
20	-3.05	0.30	0.304

Fase 2: carichi lineari

n.	Descrizione	[KN/m]	Ecc. Y	K Massonnet	□ Massonnet
1	GR SX	1.500	2.60	1.504	-0.030

peso cordoli

Descrizione	[KN/m]	Ecc. Y	K Massonnet	□ Massonnet
cordolo sinistro	3.183	3.10	1.449	-0.035

Disposizione carichi mobili per massimo effetto sulla trave 7

Descrizione	Q·□ [KN]	q·□ [KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	Ka
Corsia 1	300.00	27.00	1.30	3.00	1.501
Corsia 2	200.00	7.50	-1.70	3.00	0.525
Zona Rimanente	0.00	0.02	2.81	0.01	1.481

Disposizione carichi mobili per calcolo M max su traverso (sez. Y=0)

Carichi non presenti

Disposizione carichi mobili per calcolo M min su traverso (sez. Y=0)

Sollecitazioni sulla trave n. 7

Valori caratteristici sollecitazioni

Al taglio trefoli ed in opera

Sez.X	Descrizione	peso trave		peso soletta+traversi	
		M	V	M	V
0.00	appoggio	0.00	24.20	0.00	23.41
1.50		29.95	15.76	28.97	15.24
3.00		47.27	7.32	45.73	7.08
4.30	mezzeria	52.04	0.00	50.33	0.00
4.50		51.90	-1.13	50.21	-1.09
6.00		43.89	-9.57	42.45	-9.26
6.55	mezzeria	37.77	-12.66	36.54	-12.25
7.50		23.20	-18.01	22.44	-17.42
8.60	appoggio	0.00	-24.20	0.00	-23.41

Seconda fase - carichi permanenti

Sez.X	Descrizione	peso cordoli		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	2.20	2.63
1.50		2.73	1.43	2.19
3.00		4.30	0.67	1.12
4.30	mezzeria	4.74	0.00	0.00
4.50		4.73	-0.10	-0.18
6.00		4.00	-0.87	-1.44
6.55	mezzeria	3.44	-1.15	-1.85
7.50		2.11	-1.64	-2.39
8.60	appoggio	0.00	-2.20	-2.63

Sez.X	Descrizione	permanentemente portati		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	9.49	-0.12
1.50		11.74	6.18	-0.11
3.00		18.54	2.87	-0.07
4.30	mezzeria	20.40	0.00	0.00
4.50		20.35	-0.44	0.01
6.00		17.21	-3.75	0.09
6.55	mezzeria	14.81	-4.97	0.10
7.50		9.10	-7.06	0.11
8.60	appoggio	0.00	-9.49	0.12

Seconda fase - carichi da traffico

Sez.X	Descrizione	Tandem-TS		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	114.80	-13.43
1.50		139.81	93.28	-13.13
3.00		215.22	71.75	-9.67
4.30	mezzeria	228.31	-53.10	-4.73
4.50		229.36	-55.97	6.02
6.00		201.41	-77.49	8.24
6.55	mezzeria	174.94	-85.38	8.16
7.50		108.83	-99.02	18.09
8.60	appoggio	0.00	-114.80	13.43

Sez.X	Descrizione	Distribuito-UDL		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	21.26	-1.59
1.50		26.31	14.49	-0.45
3.00		41.53	9.02	-0.85
4.30	mezzeria	45.71	3.93	-1.22
4.50		45.60	-5.82	1.22
6.00		38.56	-10.35	0.62
6.55	mezzeria	33.18	-12.34	0.37
7.50		20.38	-16.17	0.76
8.60	appoggio	0.00	-21.26	1.59

Sez.X	Descrizione	Folla marciapiedi		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	0.00	0.00
1.50		0.00	0.00	0.00
3.00		0.00	0.00	0.00
4.30	mezzeria	0.00	0.00	0.00
4.50		0.00	0.00	0.00

Sez.X	Descrizione	Folla marciapiedi		
		M	V	T
6.00		0.00	0.00	0.00
6.55	mezzeria	0.00	0.00	0.00
7.50		0.00	0.00	0.00
8.60	appoggio	0.00	0.00	0.00

Sez.X	Descrizione	gruppol (tab. 5.1.IV)		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	136.07	-15.02
1.50		166.12	107.77	-13.58
3.00		256.75	80.77	-10.52
4.30	mezzeria	274.03	-49.17	-5.95
4.50		274.96	-61.79	7.24
6.00		239.97	-87.84	8.87
6.55	mezzeria	208.12	-97.72	8.53
7.50		129.21	-115.19	18.86
8.60	appoggio	0.00	-136.07	15.02

Valori di combinazione

Combinazioni SLU

Al taglio dei trefoli

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,1} \}$$

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0.00	appoggio	0.00	32.67
1.50		40.43	21.28
3.00		63.82	9.88
4.30	mezzeria	70.25	0.00
4.50		70.07	-1.52
6.00		59.25	-12.92
6.55	mezzeria	50.99	-17.10
7.50		31.32	-24.32
8.60	appoggio	0.00	-32.67

Al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0.00	appoggio	0.00	64.28
1.50		79.54	41.86
3.00		125.55	19.43
4.30	mezzeria	138.20	0.00
4.50		137.85	-2.99
6.00		116.56	-25.41
6.55	mezzeria	100.31	-33.63
7.50		61.62	-47.84
8.60	appoggio	0.00	-64.28

Seconda fase P/T

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0.00	appoggio	0.00	265.18	-17.65
1.50		325.10	198.55	-16.15
3.00		505.77	133.67	-13.08
4.30	mezzeria	545.14	-66.38	-8.03
4.50		545.95	-87.21	9.60
6.00		471.73	-150.80	10.53
6.55	mezzeria	408.14	-174.56	9.67
7.50		252.56	-216.15	23.07
8.60	appoggio	0.00	-265.18	17.65

Combinazioni SLE

Al taglio dei trefoli

$$E_d = E\{ G_{1k,1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0.00	appoggio	0.00	24.20
1.50		29.95	15.76
3.00		47.27	7.32
4.30	mezzeria	52.04	0.00
4.50		51.90	-1.13
6.00		43.89	-9.57
6.55	mezzeria	37.77	-12.66
7.50		23.20	-18.01
8.60	appoggio	0.00	-24.20

Al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0.00	appoggio	0.00	47.61
1.50		58.92	31.00
3.00		93.00	14.39
4.30	mezzeria	102.37	0.00
4.50		102.11	-2.21
6.00		86.34	-18.82
6.55	mezzeria	74.30	-24.91
7.50		45.64	-35.43
8.60	appoggio	0.00	-47.61

Seconda fase - S.L.E. Rara 2ªfase

$$E_d = E \{ \sum G1_{k,2}^{a_{fase}} + \sum G2_{k,2}^{a_{fase}} + Q_{k,grupp1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0.00	appoggio	0.00	147.76	2.51
1.50		180.59	115.39	2.08
3.00		279.59	84.30	1.05
4.30	mezzeria	299.17	-49.17	0.00
4.50		300.04	-62.33	7.08
6.00		261.18	-92.47	7.51
6.55	mezzeria	226.37	-103.84	6.78
7.50		140.42	-123.89	16.59
8.60	appoggio	0.00	-147.76	12.51

Seconda fase - S.L.E. Frequente 2ªfase

$$E_d = E \{ \sum G1_{k,2}^{a_{fase}} + \sum G2_{k,2}^{a_{fase}} + \Psi_1 \cdot Q_{k,grupp1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0.00	appoggio	0.00	106.30	2.51
1.50		129.85	83.37	2.08
3.00		200.87	60.96	1.05
4.30	mezzeria	214.66	-38.25	0.00
4.50		215.34	-44.85	4.84
6.00		187.69	-66.88	5.08
6.55	mezzeria	162.73	-75.09	4.52
7.50		100.99	-89.43	11.60
8.60	appoggio	0.00	-106.30	8.19

Seconda fase - S.L.E. Quasi permanente 2ªfase

$$E_d = E \{ \sum G1_{k,2}^{a_{fase}} + \sum G2_{k,2}^{a_{fase}} + \Psi_2 \cdot Q_{k,grupp1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0.00	appoggio	0.00	11.69	2.51
1.50		14.47	7.61	2.08
3.00		22.84	3.54	1.05
4.30	mezzeria	25.14	0.00	0.00
4.50		25.08	-0.54	-0.16
6.00		21.21	-4.62	-1.36
6.55	mezzeria	18.25	-6.12	-1.75
7.50		11.21	-8.70	-2.27
8.60	appoggio	0.00	-11.69	-2.51

Sollecitazioni sulla soletta

Valori caratteristici M

Effetto globale

Carichi permanenti

Sez.	Descrizione	peso cordoli	Perm Portati
-3.33	estremità dx	0.00	0.00
-3.00		-0.05	0.02
-2.00		-0.17	0.09
-1.00		-0.31	0.10
0.00	asse travi	-0.48	0.10
1.00		-0.62	0.16
2.00		-0.55	0.33
3.00		0.29	0.04
3.33	estremità sx	0.00	0.00

Carichi da traffico

Sez.	Descrizione	Tandem-TS	
		Mmax	Mmin
-3.33	estremità dx	0.00	0.00
-3.00		5.18	-2.53
-2.00		18.13	-6.70
-1.00		19.90	-5.19
0.00	asse travi	0.00	5.22
1.00		3.16	-7.65
2.00		8.62	-6.83
3.00		0.00	-1.30
3.33	estremità sx	0.00	0.00

Sez.	Descrizione	Distribuito-UDL	
		Mmax	Mmin
-3.33	estremità dx	0.00	-0.29
-3.00		0.10	-0.69
-2.00		1.28	-1.86
-1.00		1.43	-2.11
0.00	asse travi	0.00	-1.89
1.00		11.65	-2.39
2.00		3.05	-1.65
3.00		0.00	-0.57
3.33	estremità sx	0.00	0.00

Effetto locale

Luce Soletta	0.36
Carico per ruota - schema 2	200.00
Interasse ruote	2.00
Dimensioni impronta ruota LX x BY	0.35x0.60
Larghezza impronta a metà spessore soletta	0.90
Lunghezza influenza	2.00

Momento flettente trasversale [KN·m/m] (positivo tende le fibre inferiori):

	M max	M min
effetto locale permanenti strutturali	0.12	-0.08
effetto locale permanenti non strutturali	0.05	-0.03
effetto locale LM2	1.20	-1.20

M tot. effetto locale	1.37	-1.31
-----------------------	------	-------

Combinazioni SLU - Effetto globale + effetto locale
Persistenti/Transitorie

$$E_d = E \{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E \{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E \{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$E_d = E \{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-3.33	estremità dx	1.85	-1.78
-3.00		8.97	-6.06
-2.00		27.97	-13.42
-1.00		30.37	-11.95
0.00	asse travi	2.32	-0.64
1.00		21.25	-15.96
2.00		17.35	-13.88
3.00		2.30	-4.08
3.33	estremità sx	1.85	-1.78

Combinazioni SLE - Effetto globale + effetto locale
Combinazioni Rare

$$E_d = E \{ \sum G_{1k,2}^{a_{fase}} + \sum G_{2k,2}^{a_{fase}} + Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-3.33	estremità dx	1.37	-1.31
-3.00		6.63	-4.49
-2.00		20.70	-9.94
-1.00		22.48	-8.86
0.00	asse travi	1.65	-0.49
1.00		15.72	-11.83
2.00		12.81	-10.14
3.00		1.70	-2.96
3.33	estremità sx	1.37	-1.31

Combinazioni Frequenti

$$E_d = E \{ \sum G_{1k,2}^{a_{fase}} + \sum G_{2k,2}^{a_{fase}} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-3.33	estremità dx	1.07	-1.01
-3.00		4.98	-3.18
-2.00		15.10	-6.86
-1.00		16.35	-5.98
0.00	asse travi	1.78	-0.49
1.00		7.64	-8.18
2.00		8.53	-7.07
3.00		1.39	-1.93
3.33	estremità sx	1.07	-1.01

Combinazioni Quasi Permanenti

$$E_d = E \{ \sum G_{1k,2}^{a_{fase}} + \sum G_{2k,2}^{a_{fase}} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-3.33	estremità dx	0.17	-0.11
-3.00		0.15	-0.13
-2.00		0.09	-0.19
-1.00		-0.05	-0.33
0.00	asse travi	-0.21	-0.49
1.00		-0.29	-0.57
2.00		-0.05	-0.33
3.00		0.49	0.21
3.33	estremità sx	0.17	-0.11

Azioni sugli appoggi

Forze Orizzontali

Azione del vento :		
Altezza barriera		3.00
Pressione cinetica		1.50
Forza totale sull'impalcato Fyw		55.20
Azione longitudinale di frenamento q3 :		
Forza totale sull'impalcato Fxq		383.22
Azione centrifuga Q4 :		
Raggio di curvatura		100.00
Forza totale sull'impalcato Fyq		100.00

Valori caratteristici reazioni verticali

Carichi di 1a fase

Trave	peso trave	peso soletta+traversi
1	25.89	20.65
2	25.89	25.04
3	25.89	25.04
4	25.89	25.04
5	25.89	25.04
6	25.89	25.04
7	25.89	25.04
8	25.89	25.04
9	25.89	27.41

Carichi permanenti di 2a fase

Trave	peso cordoli	permanenti portati+extra2
1	0.24	9.66
2	0.34	9.83
3	0.48	9.97
4	0.72	10.07

Trave	peso cordoli	permanenti portati+extra2
5	1.08	10.14
6	1.61	10.17
7	2.36	10.15
8	3.33	10.05
9	4.45	9.81

Carichi da traffico

Trave	Tandem-TS	Distribuito-UDL	Folla Marciapiedi
1	88.45	10.27	0.00
2	96.80	11.87	0.00
3	102.75	13.58	0.00
4	104.74	15.35	0.00
5	108.46	17.64	0.00
6	114.12	20.12	0.00
7	114.80	21.26	0.00
8	105.74	20.09	0.00
9	95.08	18.39	0.00

Combinazioni

Combinazioni SLU P/T

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} + \gamma_Q \cdot Q_{k,gruppo\ 1} + \psi_0 \cdot \gamma_W \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} + \gamma_W \cdot W_k + \psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \}$$

Trave	Rz max	Rz min
1	210.92	77.65
2	230.67	83.96
3	241.41	84.37
4	246.97	84.84
5	255.67	85.43
6	267.42	86.20
7	270.86	87.17
8	258.20	88.33
9	245.86	92.69

Reazione laterale su spalla Ry = 92.34

Reazione longitudinale totale Rx = 517.35

SLE Rare

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + Q_{k,gruppo\ 1} + \psi_{0,N} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + W_k + \psi_0 \cdot Q_{k,gruppo\ 2} \}$$

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + Q_{k,gruppo\ 2} + \psi_{0,N} \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max	Rz min
1	155.16	56.44
2	169.78	61.10
3	177.71	61.39
4	181.82	61.72
5	188.26	62.15
6	196.96	62.72
7	199.51	63.45
8	190.14	64.31
9	181.03	67.57

Reazione laterale su spalla Ry = 66.56

Reazione longitudinale totale Rx = 383.22

SLE Frequenti

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo\ 1} + \psi_2 \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + \psi_1 \cdot W_k + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo\ 2} \}$$

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo\ 2} + \psi_2 \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max	Rz min
1	126.89	56.44
2	138.45	61.10
3	143.88	61.39
4	146.42	61.72
5	150.56	62.15
6	156.35	62.72
7	158.05	63.45
8	151.65	64.31
9	146.23	67.57

Reazione laterale su spalla Ry = 5.52

Reazione longitudinale totale Rx = 0.00

SLE Quasi permanenti

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo\ 1} + \psi_2 \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo\ 2} + \psi_2 \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max	Rz min
1	56.44	56.44
2	61.10	61.10
3	61.39	61.39
4	61.72	61.72
5	62.15	62.15
6	62.72	62.72
7	63.45	63.45
8	64.31	64.31
9	67.57	67.57

Reazione laterale su spalla Ry = 0.00

Reazione longitudinale totale Rx = 0.00

Azione sismica

Parametri per la determinazione dell'azione sismica

Categoria di sottosuolo

B

Categoria topografica

T1

Coeff. di combinazione sismica carichi da traffico $\psi_E = 0.2$

Forze orizzontali :

	η	a_g/g	T_c^*	F_0
SLE	1.00	0.250	0.200	2.450
SLU	1.00	0.232	0.349	2.541

Forze verticali :

	η
SLE	0.70
SLU	0.70

Coefficiente di struttura $q = 1.50$

Dati Spalla

Altezza 1.00

B Trasversale 6.00

B Longitudinale 0.90

Classe calcestruzzo C28/35 E = 32588107.82

Spettro di risposta

L'accelerazione orizzontale degli elementi della struttura soggetti all'azione sismica viene calcolata con un modello a mensola. La mensola è rappresentata dall'insieme spalla-fondazione, alla cui sommità è presente una massa rappresentata dall'impalcato. La massa della spalla-fondazione viene concentrata a metà altezza.

Peso Impalcato 1121.75

Peso Carichi Mobili 1317.63

Aliquota Carichi Mobili 0.20

Peso Totale Struttura 1385.27

Massa Struttura [Kg massa] 141210.49

Rigidità 875989.32

Periodo fondamentale [s] 0.0266

Peso spalla 132.44

Massa spalla [Kg massa] 13500.00

Modulo elastico spalla 32588108

Momento d'inerzia trasversale 16.20

Momento d'inerzia longitudinale 0.36

Rigidità trasversale 1583782039.99

Rigidità longitudinale 35635095.90

Periodo fondamentale (componente trasversale) [s] 0.0019

Periodo fondamentale (componente longitudinale) [s] 0.0128

Valore massimo del coeff. di amplificazione topografica S_t 1.00

Forze orizzontali

Valori per SLE

$S_a = 1.155$

$C_c = 1.518$

$T_B = 0.101$

$T_C = 0.304$

$T_D = 2.600$

Componente trasversale SLE

Spettro di risposta elastico in accelerazione $S_{e\ SLE,y} = 0.2967$

Forza sismica totale esercitata sugli appoggi $F_{E\ SLE,y} = +411.01$

Componente longitudinale SLE

Spettro di risposta elastico in accelerazione $S_{e\ SLE,x} = 0.3417$

Forza sismica totale esercitata sugli appoggi $F_{E\ SLE,x} = +473.39$

Valori per SLU

$S_a = 1.164$

$C_c = 1.358$

$T_B = 0.158$

$T_C = 0.474$

$T_D = 2.528$

Componente trasversale SLU

Spettro di risposta elastico in accelerazione $S_{e\ SLU,y} = 0.2752$

Forza sismica totale esercitata sugli appoggi $F_{E\ SLU,y} = +381.16$

Componente longitudinale SLU

Spettro di risposta elastico in accelerazione $S_{e\ SLU,x} = 0.3038$

Forza sismica totale esercitata sugli appoggi $F_{E\ SLU,x} = +420.89$

Forze verticali

$T_B = 0.050$

$T_C = 0.150$

$T_D = 1.000$

Valori per SLE

$S_a = 1.000$

Fattore di amplificazione spettrale massima $F_v = 1.654$

Spettro di risposta elastico in accelerazione $S_{ve} = 0.2690$

Valori per SLU

$S_a = 1.000$

Fattore di amplificazione spettrale massima $F_v = 1.652$

Spettro di risposta elastico in accelerazione $S_{ve} = 0.2484$

Azioni sismiche SLE

Trave 7

Azione sismica caratteristica

Sez.	Descrizione	Mmax	Vmax	Tmax
0.00	appoggio	0.00	23.28	-0.13
1.50		28.68	16.19	-0.17
3.00		44.98	9.17	-0.28
4.30	mezzeria	49.05	-2.65	-0.32
4.50		49.01	-4.07	0.35
6.00		41.84	-11.03	0.11
6.55	mezzeria	36.10	-13.61	-0.01
7.50		22.25	-18.07	0.40
8.60	appoggio	0.00	-23.28	0.13

Sez.	Descrizione	Mmin	Vmin	Tmin
0.00	appoggio	0.00	-15.96	-0.68
1.50		-19.74	-10.39	-0.56
3.00		-31.16	-4.82	-0.28
4.30	mezzeria	-34.30	0.00	0.00
4.50		-34.22	0.74	0.04
6.00		-28.93	6.31	0.36
6.55	mezzeria	-24.90	8.35	0.47
7.50		-15.29	11.87	0.61
8.60	appoggio	0.00	15.96	0.68

Combinazione

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2}^a_{fase} + \sum G2_{k,2}^a_{fase} + \Psi_{2,E} \cdot Q_{k,gruppo 1} \pm E_{SLE} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Vmax	Tmax
0.00	appoggio	0.00	39.22	2.38
1.50		48.42	26.70	1.91
3.00		76.12	14.51	0.77
4.30	mezzeria	83.33	-2.65	-0.56
4.50		83.21	-5.78	0.43
6.00		70.76	-17.73	-1.24
6.55	mezzeria	60.98	-22.19	-1.76
7.50		37.53	-30.01	-1.87
8.60	appoggio	0.00	-39.22	-2.38

Sez.	Descrizione	Mmin	Vmin	Tmin
0.00	appoggio	0.00	-4.26	1.84
1.50		-5.27	-2.77	1.52
3.00		-8.32	-1.29	0.59
4.30	mezzeria	-9.16	0.00	0.00
4.50		-9.14	0.20	-0.12
6.00		-7.73	1.68	-0.99
6.55	mezzeria	-6.65	2.23	-1.28
7.50		-4.08	3.17	-1.66
8.60	appoggio	0.00	4.26	-1.84

Traverso

Azione sismica caratteristica

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-3.33	estremità dx	0.00	0.00
-3.00		0.28	-0.18
-2.00		1.02	-0.48
-1.00		1.09	-0.45
0.00	asse travi	-0.10	0.08
1.00		0.67	-0.67
2.00		0.57	-0.52
3.00		0.09	-0.02
3.33	estremità sx	0.00	0.00

Combinazione

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2}^a_{fase} + \sum G2_{k,2}^a_{fase} + \Psi_{2,E} \cdot Q_{k,gruppo 1} \pm E_{SLE} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-3.33	estremità dx	0.00	0.00
-3.00		0.28	-0.32
-2.00		1.20	-0.93
-1.00		1.16	-1.09
0.00	asse travi	-0.29	-0.67
1.00		2.54	-1.61
2.00		0.96	-1.10
3.00		0.41	0.17
3.33	estremità sx	0.00	0.00

Appoggi

Azione sismica caratteristica

Azione verticale [KN]

Trave	valori massimi		valori minimi	
	Permanenti	Traff. $\Psi_E=0.20$	Permanenti	Traff. $\Psi_E=0.20$
1	5.15	1.80	-5.15	0.00
2	5.58	1.98	-5.58	0.00
3	5.60	2.12	-5.60	0.00
4	5.63	2.19	-5.63	0.00
5	5.67	2.30	-5.67	0.00
6	5.72	2.45	-5.72	0.00
7	5.79	2.48	-5.79	0.00
8	5.87	2.30	-5.87	0.00
9	6.17	2.07	-6.17	0.00

Azione orizzontale [KN]

Permanenti	trasversale su ogni spalla		longitudinale intero impalcato	
	Permanenti	Traff. $\Psi_E=0.20$	Permanenti	Traff. $\Psi_E=0.20$
166.40		64.06	383.32	90.05

Combinazione sismica

Azione verticale [KN]

Trave	Rz vert.max	Rz vert. min
1	83.14	51.29
2	90.40	55.53
3	92.38	55.79
4	93.57	56.09
5	95.35	56.48
6	97.74	57.00
7	98.93	57.66

Trave	Rz vert.max	Rz vert. min
8	97.64	58.45
9	98.49	61.40

Azione orizzontale [KN]

	reazioni massime	reazioni minime
Reazione longitudinale totale	473.37	-473.37
Reazione trasversale su ogni pila	230.46	-230.46

Azioni sismiche SLU

Trave 7

Azione sismica caratteristica

Sez.	Descrizione	Mmax	Vmax	Tmax
0.00	appoggio	0.00	21.49	-0.12
1.50		26.48	14.94	-0.16
3.00		41.52	8.47	-0.26
4.30	mezzeria	45.28	-2.44	-0.30
4.50		45.25	-3.75	0.32
6.00		38.63	-10.19	0.10
6.55	mezzeria	33.32	-12.56	-0.01
7.50		20.54	-16.68	0.37
8.60	appoggio	0.00	-21.49	0.12

Sez.	Descrizione	Mmin	Vmin	Tmin
0.00	appoggio	0.00	-14.73	-0.62
1.50		-18.23	-9.59	-0.52
3.00		-28.77	-4.45	-0.26
4.30	mezzeria	-31.67	0.00	0.00
4.50		-31.59	0.69	0.04
6.00		-26.71	5.82	0.34
6.55	mezzeria	-22.99	7.71	0.43
7.50		-14.12	10.96	0.56
8.60	appoggio	0.00	14.73	0.62

Combinazione

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + \psi_{2,E} \cdot Q_{k,grupp0} \pm E_{SLU} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Vmax	Tmax
0.00	appoggio	0.00	85.05	2.39
1.50		105.13	56.46	1.92
3.00		165.67	28.20	0.79
4.30	mezzeria	181.94	-2.44	-0.54
4.50		181.55	-7.68	0.40
6.00		153.89	-35.70	-1.25
6.55	mezzeria	132.51	-46.06	-1.76
7.50		81.47	-64.05	-1.90
8.60	appoggio	0.00	-85.05	-2.39

Sez.	Descrizione	Mmin	Vmin	Tmin
0.00	appoggio	0.00	44.58	1.89
1.50		55.16	29.03	1.56
3.00		87.07	13.48	0.62
4.30	mezzeria	95.84	0.00	0.00
4.50		95.60	-2.07	-0.12
6.00		80.84	-17.62	-1.02
6.55	mezzeria	69.57	-23.33	-1.31
7.50		42.73	-33.17	-1.71
8.60	appoggio	0.00	-44.58	-1.89

Traverso

Azione sismica caratteristica

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-3.33	estremità dx	0.00	0.00
-3.00		0.26	-0.16
-2.00		0.94	-0.44
-1.00		1.01	-0.42
0.00	mezzeria	-0.09	0.07
1.00		0.62	-0.61
2.00		0.52	-0.48
3.00		0.08	-0.02
3.33	estremità sx	0.00	0.00

Combinazione

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + \psi_{2,E} \cdot Q_{k,grupp0} \pm E_{SLU} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-3.33	estremità dx	0.00	0.00
-3.00		0.26	-0.31
-2.00		1.12	-0.90
-1.00		1.08	-1.06
0.00	mezzeria	-0.30	-0.68
1.00		2.49	-1.56
2.00		0.91	-1.06
3.00		0.41	0.17
3.33	estremità sx	0.00	0.00

Appoggi

Azione sismica caratteristica

Azione verticale [KN]

Trave	valori massimi		valori minimi	
	Permanenti	Traff. $\psi_s=0.20$	Permanenti	Traff. $\psi_s=0.20$
1	4.64	1.62	-4.64	0.00
2	5.02	1.79	-5.02	0.00
3	5.05	1.91	-5.05	0.00

Trave	valori massimi		valori minimi	
	Permanenti	Traff. $\Psi_s=0.20$	Permanenti	Traff. $\Psi_s=0.20$
4	5.08	1.97	-5.08	0.00
5	5.11	2.07	-5.11	0.00
6	5.16	2.21	-5.16	0.00
7	5.22	2.24	-5.22	0.00
8	5.29	2.07	-5.29	0.00
9	5.56	1.87	-5.56	0.00

Azione orizzontale [KN]

Permanenti	trasversale su ogni spalla	longitudinale intero impalcato	
	Traff. $\Psi_s=0.20$	Permanenti	Traff. $\Psi_s=0.20$
154.32	59.41	340.81	80.07

Combinazione sismica

Azione verticale [KN]

Trave	Rz vert.max	Rz vert. min
1	82.45	51.80
2	89.65	56.08
3	91.61	56.34
4	92.79	56.65
5	94.56	57.04
6	96.93	57.56
7	98.11	58.23
8	96.84	59.03
9	97.68	62.01

Azione orizzontale [KN]

	reazioni massime	reazioni minime
Reazione longitudinale totale	420.87	-420.87
Reazione trasversale su ogni pila	213.73	-213.73

2.2.3. Tabulato di verifica della trave (fase finale)

AESSE

Tangenziale Udine Sud

Verifica elemento precompresso

Codice di calcolo: TCAP ed. 8.3 - 07/2012 - SIGMAC SOFT

Unità correnti: lunghezza= cm forza= daN

Dati trave

Dati geometrici

Prima fase

Sbalzo sinistro = 60.00

Sbalzo destro = 60.00

Seconda fase

appoggio	X	luce campata
1	0.00	
2	860.00	860.00

Armature trave prefabbricata

Armature di precompressione pretesate

Precompressione

trefoli : 6/10" area = 139.000 [mm²]

acciaio : prec.fpk=1860

tensione di tesatura = 12555.00

$A_p = 13.900$ $N_p = 174514.50$ [daN] $Z_{g,p} = 12.20$

quota Z	n. trefoli	n. guaine	L guaine
35.00	2		
13.50			
9.50	2	2	300.00
5.50	6	2	150.00
N. trefoli=	10	L tot guaine=	900.00

Armatura lenta

Armatura longitudinale :

pos.		armatura	Y	Z	x iniziale	x finale
TLL1	RS1	1Ø12	-21.00	3.50	18.00	842.00
TLL1	(simmetrica)				18.00	842.00
TLL2	RS2	1Ø12	21.00	3.50	18.00	842.00
TLL2	(simmetrica)				18.00	842.00
TLL3	RS3	1Ø12	-21.00	45.00	18.00	842.00
TLL3	(simmetrica)				18.00	842.00
TLL4	RS4	1Ø12	21.00	45.00	18.00	842.00
TLL4	(simmetrica)				18.00	842.00

Armatura trasversale :

pos.		armatura	X iniziale	X finale	
TLS1		2Ø12/15.00	-30.00	120.00	trave+colleg. con soletta
TLS1	(simmetrica)		740.00	890.00	
TLS2		2Ø10/20.00	120.00	270.00	trave+colleg. con soletta
TLS2	(simmetrica)		590.00	740.00	
TLS3		2Ø10/25.00	270.00	430.00	trave+colleg. con soletta
TLS3	(simmetrica)		430.00	590.00	

armatura longit. appoggio :

n. barre	Ø	lunghezza	quota Z

n. barre	Ø	lunghezza	quota Z
2	16	192	3

Armature getto in opera
Armatura longitudinale :

pos.		armatura	Y	Z	x iniziale	x finale
S-L1	s1	3Ø12	0.00	75.00	18.00	842.00
S-L2	s2	3Ø12	0.00	52.00	18.00	842.00

Dati dei materiali

Calcestruzzo travi prefabbricate

Calcestruzzo	C45/55
resistenza caratteristica $R_{ck28,cub}$	550.00
resistenza al taglio dei trefoli $R_{ck1,cub}$	385.00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1.500
modulo elastico	364161.14
peso specifico	0.0025
ritiro totale	-0.00030
% ritiro prima del taglio trefoli	25.5%
% ritiro taglio trefoli-getto soletta	25.5%
% ritiro da getto soletta a t=inf.	49%
coeff. di viscosità	2.300
% viscosità taglio trefoli-getto soletta	33%
% viscosità da getto soletta a t=inf.	67%

Calcestruzzo getto in opera

Calcestruzzo	C28/35
resistenza caratteristica $R_{ck28,cub}$	350.00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1.5
modulo elastico	325881.08
peso specifico	0.0025
coeff. di omogeneizzazione con cls travi	0.895

Acciaio per armatura lenta

tipo acciaio	B450C
tensione di snervamento f_{yk}	4500.00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1.15
modulo elastico	2100000.00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6

Acciaio per armatura da precompressione

tipo acciaio	prec.fpk=1860
tensione di snervamento f_{yk}	16740.00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1.15
modulo elastico	2060000.00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6
% rilasciam. prima del taglio trefoli	41.4%
% rilasciam. taglio trefoli-getto soletta	25.9%
% rilasciam. da getto soletta a t=inf.	32.7%

Sollecitazioni esterne

Combinazioni di 2a fase

SLU Persistenti/Transitorie n. 1

SLE Rare n. 1

SLE Frequenti n. 1

SLE Quasi permanenti n. 1

Risultati delle verifiche

Deformazioni dell'impalcato

modulo elastico = 364161.14

Prima fase

H40-*modif.* :

	accorciamento	rotaz. testata	rotaz. testata	freccia in
	[cm]	sinistra [rad]	destra [rad]	mezzzeria [cm]
al taglio trefoli	-0.1125	0.00239	-0.00239	0.5879
al getto soletta	-0.2167	0.00235	-0.00235	0.5861
dopo maturazione	-0.2176	0.00236	-0.00236	0.5871

Seconda fase

Spostamenti X in asse appoggi [cm] :

	dopo maturazione	postesi e	
	soletta	cambio vincoli	t=inf.
Spalla iniziale	0.0000	0.0000	0.0000
Spalla finale	0.0000	0.0000	-0.0452

Rotazioni in asse appoggi [rad] :

	dopo maturazione	postesi e	
	soletta	cambio vincoli	t=inf.
Spalla iniziale	0.00000	-0.00008	0.00123
Spalla finale	0.00000	0.00008	-0.00123

Frecce in mezzzeria [cm] :

campata		dopo maturazione	postesi e	t=inf.	t=inf.
	X	soletta	cambio vincoli	comb. rara max	comb. rara min
1	430.00	0.5871	-0.2735	-0.2735	-0.5840

Verifica sezione X=0.00 - appoggio

Prima fase: sola trave

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z
1	-21.00	0.00
2	-24.00	3.00
3	-24.00	48.00

n.	Y	Z
4	24.00	48.00
5	24.00	3.00
6	21.00	0.00

A = 2295.000
 $J_f = 437583.8294$
 $Z_g = 24.09$

<nessuna armatura di precompressione attiva>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	3.00	4.021	2Ø16 armatura longit. appoggio

Sezione ideale (n=15.000)	A_{id}	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	2355.319	463726.2000	23.55

Verifica tensionale

Sollecitazioni	$M_{esterno}$
prima del getto	0.00
dopo getto 2a fase	0.00

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
prima del getto	0.00	0.00
dopo getto 2a fase	0.00	0.00

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{long,inf}$
prima del getto	11935.74	0.00
dopo getto 2a fase	11935.74	0.00

Verifica a rottura per flessione
 <sollecitazioni flettenti nulle>

Verifica a rottura per taglio

Calcestruzzo:	θ [rad]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0.785	70.00		0.15080

d	K	A_{s1}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
45.00	1.667	0.000	0.0000	0.00	1.000

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}
16027.73	23897.96	183341.80

$V_{Rd,max} = 6427.90 < 23897.96$

Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	0.00	0.00
getto in opera	0.00	0.00

Verifica in esercizio
 Sezione di calcolo :

n.	Y	Z	
1	-21.00	0.00	
2	-24.00	3.00	
3	-24.00	48.00	
4	24.00	48.00	
5	24.00	3.00	
6	21.00	0.00	fine prefabb.
7	-21.00	0.00	
8	-37.00	78.00	getto in opera
9	37.00	78.00	(m=1.000)
10	37.00	48.00	
11	-37.00	48.00	
12	-37.00	78.00	

A = 4515.000
 $J_f = 2312509.1292$
 $Z_g = 43.22$

<nessuna armatura di precompressione attiva>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	3.00	4.021	2Ø16 armatura longit. appoggio

Sezione ideale (n=15.000)	A_{id}	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	4575.319	2408806.0000	42.69

Verifica tensionale

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48.9%	301.97	2.4%
rilassamento acciaio	24.1%	147.33	1.2%
viscosità cls	100.0%	548.65	4.4%

Tensioni sul cls - H40-*modif.* :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Frequenti	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00	0.00

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Frequenti	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00	0.00

Tensioni sugli acciai :

	σ_{sp}	$\sigma_{long,inf}$
t=inf.-senza carichi	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	0.00	0.00
t=inf.-SLE Frequenti	0.00	0.00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00

Momenti di rottura per flessione retta
<sollecitazioni flettenti nulle>

Verifica rottura per taglio

Calcestruzzo:	θ [rad]	b_w	Staffe:	A_{SH}
	0.785	70.00		0.15080

d	K	A_{s1}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
75.00	1.516	0.000	0.0000	0.00	1.000

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}
23182.88	39829.93	305569.70

$V_{Rd,max} = 26517.76 < 39829.93$

Trazione per taglio ($V=26517.76$) = 13258.88 [daN]

Verifica rottura per torsione

Calcestruzzo:	θ [rad]	f'_{cd}	Staffe parete:	A_{SH}
	0.785	129.34		0.07540

A_k	t_{min}	u_k	σ_{cp}	α_c
2361.000	16.15	195.00	0.00	1.000

T_{Rcd}	T_{Rsd}
4931817.00	1393162.00

$T_{Rd,max} = 176499.40 < 1393162.48$

Trazione per torsione ($T=1393162.48$) = 57532.12 [daN]

Trazione per torsione ($T=176499.40$) = 7288.73 [daN]

Sforzo di precompressione presente = 0.00 [daN]

armatura longitudinale minima ($T=T_{Rd,max}=176499.40$) = 1.863 [cm²]

Verifica a taglio/torsione

$T_{Rd}/T_{Rd} + V_{Rd}/V_{Rd} = 33763.68/1393162.48 + 26517.76/39829.93 = 0.690$

Verifica sezione $X=655.00$ - mezzeria

Prima fase: sola trave

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z
1	-21.00	0.00
2	-24.00	3.00
3	-24.00	48.00
4	24.00	48.00
5	24.00	3.00
6	21.00	0.00

$A = 2295.000$

$J_f = 437583.8294$

$Z_g = 24.09$

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	35.00	2.780
2	9.50	0.000
3	5.50	5.560

$A_p = 8.340$

$Z_{g,p} = 15.33$

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	3.50	1.131	1012 RS1
2	3.50	1.131	1012 RS2
3	45.00	1.131	1012 RS3
4	45.00	1.131	1012 RS4

Sezione ideale (n=6.000)	A_{id}	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	2372.183	462706.5000	23.91

Verifica tensionale

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25.5%	157.59	1.3%
rilassamento acciaio	30.6%	187.06	1.5%

Sollecitazioni	$M_{esterno}$	$N_{precomp.}$	$M_{precomp.}$
----------------	---------------	----------------	----------------

Sollecitazioni	M _{esterno}	N _{precomp.}	M _{precomp.}
t=0 dopo taglio trefoli	377694.02	-101834.35	-891749.40
prima del getto	377694.02	-97564.96	-854362.94
dopo getto 2a fase	743045.09	-97545.10	-854189.03

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
t=0 dopo taglio trefoli	-17.13	-68.53
prima del getto	-17.24	-64.84
dopo getto 2a fase	-36.26	-45.96

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{long,inf}$	$\sigma_{long,sup}$
t=0 dopo taglio trefoli	11897.70	-388.67	-122.06
prima del getto	11400.65	-368.19	-121.28
dopo getto 2a fase	11441.27	-271.51	-221.21

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25.5%	157.59	1.3%
rilassamento acciaio	19.1%	117.02	0.9%
viscosità cls	30.2%	237.30	1.9%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0.1%	0.85	0.0%
rilassamento acciaio	0.1%	0.42	0.0%
viscosità cls	0.1%	1.11	0.0%

Verifica a rottura per flessione

$\Delta\epsilon$ armature pretese: $\epsilon_{sp,2=15.33}=0.00568$

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	$Z_{\epsilon sup}$	ϵ_{inf}	$Z_{\epsilon inf}$
(+)	36.53	3702542.00	-0.00347	48.00	0.01000	3.50
(-)	9.81	-1696807.00	0.01000	45.00	-0.00279	0.00

$M_{d,max} = 1003110.87 < 3702541.98$

Verifica a rottura per taglio

Calcestruzzo:	θ [rad]	b_w	Staffe:	A_{SW}
	0.381	70.00		0.07854

d	K	A_{s1}	ρ_1	σ_{cp}	α_c
45.00	1.667	5.042	0.0016	-42.51	1.164

V_{rd}	V_{rd}	V_{rd}
36114.64	31117.08	147222.40

$V_{rd,max} = 3363.44 < 36114.64$

Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	-36.67	-43.14
getto in opera	-2.16	-0.36

Verifica in esercizio

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z	
1	-21.00	0.00	
2	-24.00	3.00	
3	-24.00	48.00	
4	24.00	48.00	
5	24.00	3.00	
6	21.00	0.00	fine prefabb.
7	-21.00	0.00	
8	-37.00	78.00	getto in opera
9	37.00	78.00	(m=0.895)
10	37.00	48.00	
11	-37.00	48.00	
12	-37.00	78.00	

A = 4281.637

$J_f = 2198746.4607$

$Z_g = 42.14$

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	35.00	2.780
2	9.50	0.000
3	5.50	5.560

$A_p = 8.340$

$Z_{g,p} = 15.33$

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	3.50	1.131	1012 RS1
2	3.50	1.131	1012 RS2
3	45.00	1.131	1012 RS3
4	45.00	1.131	1012 RS4
5	75.00	3.393	3012 s1
6	52.00	3.393	3012 s2

Sezione ideale (n=6.000)	A_{id}	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	4399.535	2288516.0000	41.93

Verifica tensionale

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\frac{\Delta\sigma_{sp}}{\sigma_{spi}}$
ritiro cls	48.9%	301.97	2.4%
rilassamento acciaio	24.1%	147.33	1.2%
viscosità cls	69.7%	548.65	4.4%

Tensioni sul cls - H40-*modif.* :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-35.33	-35.33	-37.18	-37.18
t=inf.-SLE Rare	-35.33	-41.37	4.28	-37.18
t=inf.-SLE Frequenti	-35.33	-39.68	-7.38	-37.18
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-35.33	-35.84	-33.85	-37.18

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-3.54	-3.54	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	-3.54	-35.52	0.00	-4.57
t=inf.-SLE Frequenti	-3.54	-26.54	0.00	-3.06
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-3.54	-6.15	0.00	0.00

Tensioni sugli acciai :

	σ_{sp}	$\sigma_{long,inf}$	$\sigma_{long,sup}$
t=inf.-senza carichi	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	11634.22	261.71	-7.53
t=inf.-SLE Frequenti	11589.85	197.59	-7.53
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	11489.13	52.05	-7.53

Momenti di rottura per flessione retta
presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta\epsilon_{sp}$
Precompressione	15.33	0.00557

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	Z _{esup}	ϵ_{inf}	Z _{inf}
(+)	62.67	8016794.00	-0.00259	78.00	0.01000	3.50
(-)	13.58	-3125927.00	0.01000	75.00	-0.00221	0.00

$M_{d,max} = 4081359.30 < 8016793.73$

Verifica rottura per taglio

Calcestruzzo:	θ [rad]	b_w	Staffe:	A_{SW}
	0.381	70.00		0.07854

d	K	A_{s1}	ρ_1	σ_{cp}	α_c
75.00	1.516	16.257	0.0031	-20.84	1.081

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}
39593.07	51861.89	227713.80

$V_{Rd,max} = 17456.24 < 51861.89$

Trazione per taglio ($V=17456.24$) = 21820.30 [daN]

Verifica rottura per torsione

Calcestruzzo:	θ [rad]	f'_{cd}	Staffe parete:	A_{SW}
	0.381	129.34		0.03927

A_k	t_{min}	u_k	σ_{cp}	α_c
2361.000	16.15	195.00	-20.84	1.081

T_{Rcd}	T_{Rsd}
3675242.00	1814014.00

$T_{Rd,max} = 96664.42 < 1814013.65$

Trazione per torsione ($T=1814013.65$) = 187279.05 [daN]

Trazione per torsione ($T=96664.42$) = 9979.65 [daN]

Sforzo di precompressione presente = -89222.15 [daN]

<armatura longitudinale non necessaria>

Verifica a taglio/torsione

$T_{Rd}/T_{Rd} + V_{Rd}/V_{Rd} = -23417.05/1814013.65 + -17456.24/51861.89 = 0.349$

2.2.4. Verifica della soletta di impalcato

La soletta di seconda fase funge da collegamento per le travi superiori; di fatto, stante l'interasse delle travi principali, non è soggetta a significative sollecitazioni indotte dai carichi mobili (Schema di carico 2 e 3), che verranno quindi trascurati.

Dall'analisi globale dell'impalcato si possono dedurre le seguenti sollecitazioni (valutate per una striscia di soletta di larghezza unitaria):

Sezione tipo $B = 1.00\text{m}$ $H = 0.30\text{m}$ $A_{s,\text{inf}} = 5 \Phi 12$ $A_{s,\text{sup}} = 5 \Phi 12$

c.c. SLE-Rara $M_{SD} = +22 \text{ kNm/m}$
 $\sigma_{\text{cls}} = -3.64 \text{ MPa}$ $\sigma_{\text{acc}} = 180 \text{ MPa}$

c.c. SLE-Frequente $M_{SD} = +16 \text{ kNm/m}$
 $\sigma_{\text{cls}} = -2.64 \text{ MPa}$ $\sigma_{\text{acc}} = 131 \text{ MPa}$

c.c. SLE-Q. Permanente $M_{SD} = +1 \text{ kNm/m}$
 $\sigma_{\text{cls}} = -0.17 \text{ MPa}$ $\sigma_{\text{acc}} = 9 \text{ MPa}$

La verifica a fessurazione è soddisfatta in quanto la tensione massima nell'acciaio (=131 MPa) è inferiore al limite ammesso per il caso in esame (ambiente aggressivo e armatura poco sensibile), che corrisponde a 160 MPa nella c.c. quasi permanente.

c.c. SLU $M_{SD} = +29 \text{ kNm/m}$ $M_{RD} = +58 \text{ kNm/m}$

2.2.5. Verifica per azioni d'urto

2.2.5.1. Urto contro le barriere di sicurezza

È interessato da tale azione il cordolo posto all'estremità della soletta superiore; la sezione resistente ha larghezza di 0.70m, ed altezza di 0.40m.

Le azioni da applicare al cordolo nella c.c. eccezionale sono:

$M_{SD,\text{max}} = 100 \cdot (1 + 0.10 + 0.15) = 125 \text{ kNm/m}$ $V_{SD,\text{max}} = +100 \text{ kN/m}$

La sezione di incastro ha un'ampiezza minima di $(0.2 + 2 \cdot 0.25)$ ed è armata con barre $\Phi 12/15$; la resistenza è pari a:

$M_{Rd} \approx 0.9 \cdot 640 \cdot (5 \cdot 110) \cdot 450 = 142 \text{ kNm}$ $> M_{SD,\text{max}}$
 $V_{Rd} = [(2 \cdot 150 + 200) \cdot 0.9 \cdot 640] \cdot 0.49 / 1000 = 141 \text{ kN}$ $> V_{SD,\text{max}}$

2.2.6. Considerazioni sui dispositivi di vincolo

Le travi vanno a poggiare su degli appoggi in gomma armata di dimensioni 30x15x3.5cm; i carichi di progetto afferenti a ciascuno di questi sono:

carico permanente caratteristico $P_k = 68 \text{ kN}$
 carico accidentale caratteristico $Q_k = 137 \text{ kN}$

Massimo carico allo SLE $N_{SD,SLE} = 200 \text{ kN}$
 Massimo carico allo SLU $N_{SD,SLU} = 271 \text{ kN}$

Rotazione agli appoggi $\vartheta = 0.0013 \text{ rad}$

Gli appoggi previsti sono del tipo "ALGABLOC NB 150x300", che garantiscono una carico verticale massimo di 530 kN.

Le azioni orizzontali in direzione longitudinale (frenamento, sisma) si scaricano sulla spalla e da lì sul terreno di rilevato.

Frenamento: $Q_3 = 384 \text{ kN}$
 Azione inerziale longitudinale: $E_L = 421 \text{ kN}$

Il trasferimento di queste azioni alla spalla avviene tramite il paraghiaia, diviso dal traverso di testata da un nastro in gomma non armata da 20mm di spessore.

Le azioni orizzontali in direzione trasversale (vento, sisma, urto) si scaricano sulla spalla e da lì sul terreno di rilevato.

Centrifuga: $Q_4 = 200 \text{ kN / spalla}$
 Vento: $Q_5 = 28 \text{ kN / spalla}$
 Azione inerziale longitudinale: $E_T = 191 \text{ kN / spalla}$

L'azione è trasferita ad dei respingenti laterali in acciaio, ottenuto con un profilo HEM 200 in acciaio S355 J2.

3. CALCOLO SOMMARIO DELLA SPALLA "A"

Si riporta nel seguito l'analisi strutturale della spalla "A", soggetta al nuovo set di azioni trasmesse dall'impalcato e dal terreno retrostante. La spalla è collegata direttamente all'impalcato tramite il paraghiaia, strutturalmente unito alla soletta di impalcato.

L'effetto del carico mobile applicato al terrapieno è ragguagliato ad un sovraccarico uniformemente distribuito di 20 kN/mq, valore questo determinabile considerando la diffusione dell'azione "concentrata" in sommità nel volume del rilevato (come definita dalla Circolare 617/09 al p.to C5.1.3.3.7.1) con la teoria dell'elasticità (Boussinesq).

Opera	32							
	Verifica spalla							
Elementi	largh	lungh	altezza	p.s.	XG	ZG	N _{Sk}	M _{O,Sk}
	m	m	m	kn/mc	m	m	kN	kNm
muro frontale	6	0.9	0.56	25	1.25	1.18	-76	-95
paraghiaia	6	0.4	0.82	25	1.50	1.31	-49	-74
terreno monte	6	1	1.38	18	2.20	1.59	-149	-328
terreno valle	0	0.8	0	18	0.40	0.90	0	0
terreno lato	0	2.7	0	18	1.35	0.90	0	0
soletta	6	2.7	0.9	25	1.35	0.45	-365	-492
							-638	-988
Dati terreno								
Angolo di attrito di calcolo		fi =	35 °				d =	2.28
Coefficiente di spinta attiva		Ka =	0.271				l =	6
Coefficiente di spinta a riposo		K0 =	0.426					
Coeff. di spinta sismico (M/O)		K =	0.313					
peso di volume		g =	18 kN/mc					
Sovraccarico accidentale medio		q =	20 kN/mq					

Sisma	a _{max} =	0.27						
	β _m =	1						
	Kh =	0.27						
		V _{Sk}	M _{Sk}					
		kN	kNm					
Spinta del terreno monte		114	87					
Spinta del terreno monte		0	0					
Spinta del terreno valle		-18	-5					
Spinta accidentale		117	133					
Incremento di spinta		54	74	(Seed&Whitman modificato)				
Inerzia spalla		172	150					

Si considerano due situazioni di carico: nella prima le azioni orizzontali longitudinali sono dirette verso il centro del canale, nella seconda sono rivolte verso il terrapieno.

Nel primo caso l'intensità (complessiva) delle azioni va divisa tra le 2 spalle, in virtù del contrasto presente nella spalla opposta; nel secondo caso invece agisce il carico completo.

3.1. AZIONI DIRETTE VERSO IL CANALE

Carichi da impalcato							
	N_{SK}	$H_{long,K}$	$H_{trasv,K}$	$M_{22,K}$	XG	ZG	$M_{SK, valle}$
	kN	kN	kN	kNm	m	m	kNm
peso proprio	-510				1.0	1.46	-510
mobili	-1080			0	1.0	1.46	-1080
mobili	0			0	1.0	1.46	0
frenamento		192		0	1.0	1.46	280
centrifuga			200	140	1.0	1.46	0
vento			28	32.2	1.0	1.46	0
sisma		211	191		1.0	1.46	307

Approccio 2	Combinazione 1		
DATI RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO VERTICALE			
	Massimo carico verticale	Minimo carico verticale	Sismica
$N_{SD} =$	-3008 kN	-1148 kN	-1148 kN
$H_{long,D} =$	553 kN	513 kN	533 kN
$H_{trasv,D} =$	312 kN	312 kN	243 kN
$M_{33,SD} =$	-2811 kNm	-1616 kNm	-886 kNm
$M_{22,SD} =$	237 kNm	237 kNm	45 kNm
$E2_{long} =$	0.416 m	-0.057 m	0.579 m
$E2_{trasv} =$	-0.079 m	-0.207 m	-0.039 m

3.2. AZIONI DIRETTE VERSO IL TERRAPIENO

Carichi da impalcato							
	N_{SK}	$H_{long,K}$	$H_{trasv,K}$	$M_{22,K}$	XG	ZG	$M_{SK, valle}$
	kN	kN	kN	kNm	m	m	kNm
peso proprio	-510				1.0	1.46	-510
mobili	-1080			0	1.0	1.46	-1080
mobili	0			0	1.0	1.46	0
frenamento		-384		0	1.0	1.46	-561
centrifuga			200	140	1.0	1.46	0
vento			28	32.2	1.0	1.46	0
sisma		-421	191		1.0	1.46	-615

Approccio 2	Combinazione 1		
DATI RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO VERTICALE			
	Massimo carico verticale	Minimo carico verticale	Sismica
$N_{SD} =$	-3008 kN	-1148 kN	-1148 kN
$H_{long,D} =$	-225 kN	-265 kN	-98 kN
$H_{trasv,D} =$	312 kN	312 kN	243 kN
$M_{33,SD} =$	-3946 kNm	-1994 kNm	-1808 kNm
$M_{22,SD} =$	237 kNm	237 kNm	45 kNm
$E2_{long} =$	0.038 m	-0.387 m	-0.224 m
$E2_{trasv} =$	-0.079 m	-0.207 m	-0.039 m

3.3. VERIFICHE DI RESISTENZA DELL'ELEVAZIONE

Le dimensioni della parete in elevazione non subiscono modifiche.

Considerata la geometria della parete, si analizza una striscia verticale di larghezza unitaria, avente schema statico a mensola.

La situazione di carico più gravosa è quella in cui l'azione orizzontale è rivolta verso il canale.

La sezione di incastro ha spessore di 0.90m, ed è armata con ($\Phi 20/20$) verso monte, e $\Phi 20/20$ verso valle.

Allo SLE si ha:

SLE-rara	$N_{SD} = -286 \text{ kN/m}$	$M_{SD} = 93 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -1.1 \text{ MPa}$	$\sigma_{acc} = 11 \text{ MPa}$
SLE-freq.	$N_{SD} = -241 \text{ kN/m}$	$M_{SD} = 75 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -1.0 \text{ MPa}$	$\sigma_{acc} = 31 \text{ MPa}$
SLE-q.perm.	$N_{SD} = -106 \text{ kN/m}$	$M_{SD} = 19 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -0.3 \text{ MPa}$	$\sigma_{acc} < 0 \text{ MPa}$

La verifica di fessurazione è soddisfatta, in quanto lo stato tensionale nelle barre d'acciaio nelle due combinazioni di carico di controllo è inferiore al limite ammesso per il caso in esame ($\sigma_{acc} < 160 \text{ MPa}$):

Allo SLU si ha:

$N_{SD,max} = -386 \text{ kN/m}$	$M_{SD} = 126 \text{ kNm/m}$ $V_{SD} = 77 \text{ kN/m}$	$M_{RD} = 657 \text{ kNm/m}$	C.S. = 5.2
	resistenza a taglio senza armatura trasversale		$V_{RD1} = 318 \text{ kN/m} > V_{SD}$
$N_{SD,min} = -106 \text{ kN/m}$	$M_{SD} = 62 \text{ kNm/m}$ $V_{SD} = 76 \text{ kN/m}$	$M_{RD} = 547 \text{ kNm/m}$	C.S. = 8.8
	resistenza a taglio senza armatura trasversale		$V_{RD1} = 282 \text{ kN/m} > V_{SD}$

Allo SLV si ha:

$N_{SD,max} = -106 \text{ kN/m}$	$M_{SD} = 48 \text{ kNm/m}$ $V_{SD} = 53 \text{ kN/m}$	$M_{RD} = 547 \text{ kNm/m}$	C.S. > 10
	resistenza a taglio senza armatura trasversale		$V_{RD1} = 282 \text{ kN/m} > V_{SD}$

3.3.1. Verifiche di resistenza della soletta di fondazione

Si riportano negli schemi seguenti il calcolo delle sollecitazioni agenti al piede della fondazione nelle 3 combinazioni di carico allo SLU più significative:

cc1	massimo carico verticale + massima azione orizzontale
cc2	minimo carico verticale + massima azione orizzontale
cc3	combinazione di carico sismica

Calcolo pressioni ai vertici				
Larghezza fondazione	B =	2.7	m	
Lunghezza fondazione	L =	6	m	
Spessore fondazione	H =	0.9	m	
Spessore terreno valle	tv =	0	m	
Spessore terreno monte	tm =	1.38	m	
carico N _{SD}	N _{SD} =	-3008	-1148	-1148 kN
larghezza ridotta B'	B' =	1.869	2.814	1.542 m
lunghezza ridotta L'	L' =	5.842	5.587	5.922 m
pressione media massima	p =	-276	-73	-126 kPa
pres. di calcolo dir long. (valle)	pd =	-253	-51	-103 kPa
Mensola in direzione longitudinale (valle)		L =	0.8	m
Momento di progetto	M =	-88	kNm/m	
Taglio di progetto	V =	-220	kN/m	
Mensola in direzione longitudinale (monte)		L =	1	m
Momento di progetto	M =	20	-13	22 kNm/m
Taglio di progetto	V =	1	-17	67 kN/m

Figura 19: caso di azioni dirette VERSO IL CANALE

Calcolo pressioni ai vertici				
Larghezza fondazione	B =	2.7	m	
Lunghezza fondazione	L =	6	m	
Spessore fondazione	H =	0.9	m	
Spessore terreno valle	tv =	0	m	
Spessore terreno monte	tm =	1.38	m	
carico N _{SD}	N _{SD} =	-3008	-1148	-1148 kN
larghezza ridotta B'	B' =	2.624	3.473	3.148 m
lunghezza ridotta L'	L' =	5.842	5.587	5.922 m
pressione media massima	p =	-196	-59	-62 kPa
pres. di calcolo dir long. (valle)	pd =	-174	-37	-39 kPa
Mensola in direzione longitudinale (valle)		L =	0.8	m
Momento di progetto	M =	-63	kNm/m	
Taglio di progetto	V =	-157	kN/m	
Mensola in direzione longitudinale (monte)		L =	1	m
Momento di progetto	M =	-60	-61	-41 kNm/m
Taglio di progetto	V =	-134	-41	-42 kN/m

Figura 20: caso di azioni orizzontale dirette VERSO IL TERRAPIENO

Mensola in direzione longitudinale (valle)

La sezione tipo è armata con $\Phi 20/20$ al lembo inferiore e superiore.

$$M_{SD} = -88 \text{ kNm/m}$$

$$V_{SD} = 220 \text{ kN/m}$$

$$M_{rd} \approx -0.9 \cdot 391 \cdot (314/0.2) \cdot 840 = -464 \text{ kNm}$$

$$V_{rd1} = 266 \text{ kN/m}$$

senza armatura a taglio

$$C.S. = 5.2$$

Verifica a taglio per sezioni rettangolari secondo le NTC 2008					
base	1000	mm			N. barre zona tesa
altezza	900	mm	d	840	mm
fck	25	MPa	As	1570	mmq
fyk	450	MPa	e	45.00	°
fyd	391	MPa			
$\gamma_c =$	1.50		COEFF.	0.9	=0.8 per setti in cond sismiche
$\gamma_s =$	1.15				=0.9 altrove
					$\Phi 8 =$
					$\Phi 10 =$
					$\Phi 12 =$
					$\Phi 14 =$
					$\Phi 16 =$
					$\Phi 18 =$
					$\Phi 20 =$
					$\Phi 22 =$
Armatura	staffe	As	110	mmq	$\Phi 24 =$
		passo	200	mm	$\Phi 26 =$
		n	2.0		$\Phi 30 =$
	piegati	As	314	mmq	$\Phi 32 =$
		alfa	45	°	
		passo	600	mm	
		n	2.50		
		d, pieg	900	mm	
Carico assiale	N=		0	kN	
Resistenza SENZA armatura a taglio			$V_{RD1} =$	266.8	kN
					$v = 0.318$ N/mm ²

Allo SLE si ha:

SLE-rara	$M_{SD} = -58$ kNm/m	$\sigma_{cls} = -0.8$ MPa	$\sigma_{acc} = 47$ MPa
SLE-freq.	$M_{SD} = -47$ kNm/m	$\sigma_{cls} = -0.7$ MPa	$\sigma_{acc} = 39$ MPa
SLE-q.perm.	$M_{SD} = -18$ kNm/m	$\sigma_{cls} = -0.3$ MPa	$\sigma_{acc} = 15$ MPa

La verifica a fessurazione è soddisfatta in quanto la tensione nelle barre è inferiore al limite ammesso col metodo tabellare ($\sigma_{acc} < 160$ MPa)

Mensola in direzione longitudinale – lato monte

La sezione tipo è armata con ($\Phi 20/20$) al lembo superiore ed inferiore.

$M_{SD} = -61$ kNm/m	$M_{rd} \approx -0.9 \cdot 391 \cdot (314/0.2) \cdot 840 = -464$ kNm	C.S. = 7.6
$V_{SD} = 134$ kN/m	$V_{rd1} = 405$ kN/m	senza armatura a taglio

Allo SLE si ha:

SLE-rara	$M_{SD} = 38$ kNm/m	$\sigma_{cls} = -0.5$ MPa	$\sigma_{acc} = 31$ MPa
SLE-freq.	$M_{SD} = 28$ kNm/m	$\sigma_{cls} = -0.4$ MPa	$\sigma_{acc} = 23$ MPa
SLE-q.perm.	$M_{SD} = 1$ kNm/m	$\sigma_{cls} = -0.1$ MPa	$\sigma_{acc} = 1$ MPa

La verifica a fessurazione è soddisfatta in quanto la tensione nelle barre è inferiore al limite ammesso col metodo tabellare ($\sigma_{acc} < 160$ MPa)

3.3.2. Verifiche geotecniche

Si riporta nelle schede seguenti il calcolo della capacità portante della soletta di fondazione nelle (3+3) combinazioni di carico considerate.

Azioni dirette verso il canale

$p_{max} = 253$ kPa	<	$q_{UD} = 573$ kPa
$p_{max} = 51$ kPa	<	$q_{UD} = 281$ kPa
$p_{max} = 103$ kPa	<	$q_{UD} = 168$ kPa

Azioni dirette verso il canale

$p_{max} = 174$ kPa	<	$q_{UD} = 648$ kPa
$p_{max} = 37$ kPa	<	$q_{UD} = 400$ kPa
$p_{max} = 39$ kPa	<	$q_{UD} = 324$ kPa

Terreno di fondazione								
ang. attrito φ'	coesione c'	coes. non dr cu	coeff. mat. angolo attrito	coeff. mat. coesione	KN/m ³ fondazione γ	m larghezza B		
35	0	0	1	1	19	6		
0.610865								
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d = 35.00^\circ$		c'_d	0 kPa		
					c_{ud}	0 kPa		
Terreno laterale								
ang. attrito φ'	coesione c'	coes. non dr cu	coeff. mat. angolo attrito	coeff. mat. coesione	KN/m ³ laterale γ	m profondità D	m lunghezza L	
35	0	0	1	1	18	1	2.7	
0.610865								
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d = 35.00^\circ$		c'_d	0 kPa		
					c_{ud}	0 kPa		
Carico verticale (V)		3008 kN						
Carico orizzontale (H _B)		553 kN		(agente in direzione parallela a "B")				
Carico orizzontale (H _L)		312 kN		(agente in direzione parallela ad "L")				
Risultante orizzontale		635 kN						
Eccentricità "e _B "		0.42 m						
Eccentricità "e _L "		0.08 m						
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B' =	5.160 m		m _B =	1.3299				
L' =	2.540 m		m _L =	1.6701				
A' =	13.106 mq							
$\theta =$	60.5685131 °		\rightarrow m =	1.412				
a _{lat} =	9.02	(=e ^{T tg φ_d})						
a _{fond} =	9.02	(=e ^{T tg φ_d})						
			s_q	d_q	i_q	b_q	g_q	z_q
N _{q,lat} =	33.30		2.422	1.100	0.715	1.000	1.000	1.00
N _{q,fond} =	33.30				0.715			
			s_c / s'_c	d_c / d'_c	i_c / i'_c	b_c / b'_c	g_c / g'_c	z_c
N _{c,lat} =	46.12		2.467	1.067	0.707	1.000	1.000	1.00
N _{c,fond} =	46.12		0.406	0.067	1.000	0.000	0.000	
			s_y	d_y	i_y	b_y	g_y	z_y
N _{y,lat} =	33.92		0.187	1.000	0.564	1.000	1.000	1.00
N _{y,fond} =	33.92							
In condizioni drenate:								
L →	0	contributo coesivo						
	176	contributo terreno di fondazione						
	1142	contributo terreno laterale						
					$\gamma_R =$	2.30		
q _{ult} =	1318	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud} =	573 kPa	
Q _{ult} =	17275	kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	7511 kN	

Terreno di fondazione								
ang. attrito φ'	coesione c'	coes. non dr cu	coeff. mat. angolo attrito	coeff. mat. coesione	KN/m ³ fondazione γ	m larghezza B		
35	0	0	1	1	19	6		
0.610865								
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d = 35.00^\circ$		c'_d	0 kPa		
					c_{ud}	0 kPa		
Terreno laterale								
ang. attrito φ'	coesione c'	coes. non dr cu	coeff. mat. angolo attrito	coeff. mat. coesione	KN/m ³ laterale γ	m profondità D	m lunghezza L	
35	0	0	1	1	18	1	2.7	
0.610865								
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d = 35.00^\circ$		c'_d	0 kPa		
					c_{ud}	0 kPa		
Carico verticale (V)		1148 kN						
Carico orizzontale (H _B)		513 kN		(agente in direzione parallela a "B")				
Carico orizzontale (H _L)		312 kN		(agente in direzione parallela ad "L")				
Risultante orizzontale		600 kN						
Eccentricità "e _B "		0.06 m						
Eccentricità "e _L "		0.21 m						
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B' =	5.880 m		m _B =	1.2794				
L' =	2.280 m		m _L =	1.7206				
A' =	13.406 mq							
$\theta =$	58.6925711 °		\rightarrow m =	1.399				
a _{lat} =	9.02	(=e ^{T tg φ_d})						
a _{fond} =	9.02	(=e ^{T tg φ_d})						
N _{q,lat} =	33.30		s _q	d _q	i _q	b _q	g _q	z _q
N _{q,fond} =	33.30		2.806	1.100	0.355	1.000	1.000	1.00
					0.355			
N _{c,lat} =	46.12		s _c / s' _c	d _c / d' _c	i _c / i' _c	b _c / b' _c	g _c / g' _c	z _c
N _{c,fond} =	46.12		2.862	1.067	0.335	1.000	1.000	1.00
			0.516	0.067	1.000	0.000	0.000	
N _{y,lat} =	33.92		s _y	d _y	i _y	b _y	g _y	z _y
N _{y,fond} =	33.92		-0.032	1.000	0.169	1.000	1.000	1.00
In condizioni drenate:								
L →	0	contributo coesivo						
	-10	contributo terreno di fondazione						
	657	contributo terreno laterale						
					$\gamma_R =$	2.30		
q _{ult} =	646	kPa	Capacità portante unitaria di progetto		q _{ud} =	281	kPa	
Q _{ult} =	8667	kN	Capacità portante di progetto		Q _{ud} =	3768	kN	

Terreno di fondazione								
ang. attrito	coesione	coes. non dr	coeff. mat.	coeff. mat.	KN/m ³	m		
φ'	c'	cu	angolo attrito	coesione	γ	B		
35	0	0	1	1	19	6		
0.610865								
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d=$	35.00 °	c' _d	0 kPa		
					c _{ud}	0 kPa		
Terreno laterale								
ang. attrito	coesione	coes. non dr	coeff. mat.	coeff. mat.	KN/m ³	m	m	
φ'	c'	cu	angolo attrito	coesione	γ	D	L	
35	0	0	1	1	18	1	2.7	
0.610865								
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d=$	35.00 °	c' _d	0 kPa		
					c _{ud}	0 kPa		
Carico verticale (V)		1148 kN						
Carico orizzontale (H _B)		533 kN		(agente in direzione parallela a "B")				
Carico orizzontale (H _L)		243 kN		(agente in direzione parallela ad "L")				
Risultante orizzontale		586 kN						
Eccentricità "e _B "		0.58 m						
Eccentricità "e _L "		0.04 m						
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B' =	4.840 m		m _B =	1.3512				
L' =	2.620 m		m _L =	1.6488				
A' =	12.681 mq							
$\theta =$	65.491286 °		\rightarrow m =	1.402				
a _{lat} =	9.02	(=e ^{T tg φ_d})						
a _{fond} =	9.02	(=e ^{T tg φ_d})						
			s _q	d _q	i _q	b _q	g _q	z _q
N _{q,lat} =	33.30		2.294	1.100	0.367	1.000	1.000	0.61
N _{q,fond} =	33.30				0.367			
			s _c / s' _c	d _c / d' _c	i _c / i' _c	b _c / b' _c	g _c / g' _c	z _c
N _{c,lat} =	46.12		2.334	1.067	0.348	1.000	1.000	0.91
N _{c,fond} =	46.12		0.369	0.067	1.000	0.000	0.000	
			s _y	d _y	i _y	b _y	g _y	z _y
N _{y,lat} =	33.92		0.261	1.000	0.180	1.000	1.000	0.61
N _{y,fond} =	33.92							
In condizioni drenate:								
L	0	contributo coesivo						
	45	contributo terreno di fondazione						
	341	contributo terreno laterale						
					γ _R =	2.30		
q _{ult} =	386	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud} =	168	kPa
Q _{ult} =	4898	kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	2129	kN

Terreno di fondazione								
ang. attrito φ'	coesione c'	coes. non dr cu	coeff. mat. angolo attrito	coeff. mat. coesione	KN/m ³ fondazione γ	m larghezza B		
35	0	0	1	1	19	6		
0.610865								
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d=$	35.00 °	c'_d	0 kPa		
					c_{ud}	0 kPa		
Terreno laterale								
ang. attrito φ'	coesione c'	coes. non dr cu	coeff. mat. angolo attrito	coeff. mat. coesione	KN/m ³ laterale γ	m profondità D	m lunghezza L	
35	0	0	1	1	18	1	2.7	
0.610865								
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d=$	35.00 °	c'_d	0 kPa		
					c_{ud}	0 kPa		
Carico verticale (V)		3008 kN						
Carico orizzontale (H _B)		225 kN		(agente in direzione parallela a "B")				
Carico orizzontale (H _L)		312 kN		(agente in direzione parallela ad "L")				
Risultante orizzontale		385 kN						
Eccentricità "e _B "		0.04 m						
Eccentricità "e _L "		0.08 m						
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B'=	5.920 m		m _B =	1.3002				
L'=	2.540 m		m _L =	1.6998				
A'=	15.037 mq							
$\theta=$	35.797403 °		\rightarrow	m=	1.563			
a _{lat} =	9.02	(=e ^{T tg φ_d})						
a _{fond} =	9.02	(=e ^{T tg φ_d})						
			s_q	d_q	i_q	b_q	g_q	z_q
N _{q,lat} =	33.30		2.632	1.100	0.807	1.000	1.000	1.00
N _{q,fond} =	33.30				0.807			
			s_c / s'_c	d_c / d'_c	i_c / i'_c	b_c / b'_c	g_c / g'_c	z_c
N _{c,lat} =	46.12		2.683	1.067	0.801	1.000	1.000	1.00
N _{c,fond} =	46.12		0.466	0.067	1.000	0.000	0.000	
			s_y	d_y	i_y	b_y	g_y	z_y
N _{y,lat} =	33.92		0.068	1.000	0.704	1.000	1.000	1.00
N _{y,fond} =	33.92							
In condizioni drenate:								
L →	0	contributo coesivo						
	91	contributo terreno di fondazione						
	1400	contributo terreno laterale						
					$\gamma_R =$	2.30		
q _{ult} =	1491	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud} =	648 kPa	
Q _{ult} =	22426	kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	9751 kN	

Terreno di fondazione								
ang. attrito	coesione	coes. non dr	coeff. mat.	coeff. mat.	KN/m ³	m		
φ'	c'	cu	angolo attrito	coesione	γ	larghezza		
35	0	0	1	1	19	B		
0.610865								
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d = 35.00^\circ$		c'_d	0	kPa	
					c_{ud}	0	kPa	
Terreno laterale								
ang. attrito	coesione	coes. non dr	coeff. mat.	coeff. mat.	KN/m ³	m	m	
φ'	c'	cu	angolo attrito	coesione	γ	profondità	lunghezza	
35	0	0	1	1	18	D	L	
0.610865								
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d = 35.00^\circ$		c'_d	0	kPa	
					c_{ud}	0	kPa	
Carico verticale (V)		1148 kN						
Carico orizzontale (H _B)		265 kN		(agente in direzione parallela a "B")				
Carico orizzontale (H _L)		312 kN		(agente in direzione parallela ad "L")				
Risultante orizzontale		409 kN						
Eccentricità "e _B "		0.39 m						
Eccentricità "e _L "		0.21 m						
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B' =	5.220 m		m _B =	1.3040				
L' =	2.280 m		m _L =	1.6960				
A' =	11.902 mq							
$\theta =$	40.3432073 °							
		→		m =	1.532			
a _{lat} =	9.02	(=e ^{π tg φ_d)}						
a _{fond} =	9.02	(=e ^{π tg φ_d)}						
N _{q,lat} =	33.30	s_q	d_q	i_q	b_q	g_q	z_q	
N _{q,fond} =	33.30	2.603	1.100	0.509	1.000	1.000	1.00	
				0.509				
N _{c,lat} =	46.12	s_c / s'_c	d_c / d'_c	i_c / i'_c	b_c / b'_c	g_c / g'_c	z_c	
N _{c,fond} =	46.12	2.653	1.067	0.494	1.000	1.000	1.00	
		0.458	0.067	1.000	0.000	0.000		
N _{y,lat} =	33.92	s_y	d_y	i_y	b_y	g_y	z_y	
N _{y,fond} =	33.92	0.084	1.000	0.327	1.000	1.000	1.00	
In condizioni drenate:								
L	0	contributo coesivo						
	46	contributo terreno di fondazione						
	873	contributo terreno laterale						
					$\gamma_R =$	2.30		
q _{ult} =	919	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud} =	400 kPa	
Q _{ult} =	10943	kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	4758 kN	

Terreno di fondazione								
ang. attrito	coesione	coes. non dr	coeff. mat.	coeff. mat.	KN/m ³	m		
φ'	c'	cu	angolo attrito	coesione	γ	B		
35	0	0	1	1	19	6		
0.610865								
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d = 35.00^\circ$		c'_d	0 kPa		
					c_{ud}	0 kPa		
Terreno laterale								
ang. attrito	coesione	coes. non dr	coeff. mat.	coeff. mat.	KN/m ³	m	m	
φ'	c'	cu	angolo attrito	coesione	γ	D	L	
35	0	0	1	1	18	1	2.7	
0.610865								
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d = 35.00^\circ$		c'_d	0 kPa		
					c_{ud}	0 kPa		
Carico verticale (V)		1148 kN						
Carico orizzontale (H _B)		98 kN		(agente in direzione parallela a "B")				
Carico orizzontale (H _L)		243 kN		(agente in direzione parallela ad "L")				
Risultante orizzontale		262 kN						
Eccentricità "e _B "		0.23 m						
Eccentricità "e _L "		0.04 m						
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B' =	5.540 m		m _B =	1.3211				
L' =	2.620 m		m _L =	1.6789				
A' =	14.515 mq							
$\vartheta =$	21.9638351 °		→ m =	1.629				
a _{lat} =	9.02	(=e ^{T tg φ_d})						
a _{fond} =	9.02	(=e ^{T tg φ_d})						
			s_q	d_q	i_q	b_q	g_q	z_q
N _{q,lat} =	33.30		2.481	1.100	0.656	1.000	1.000	0.61
N _{q,fond} =	33.30				0.656			
			s_c / s'_c	d_c / d'_c	i_c / i'_c	b_c / b'_c	g_c / g'_c	z_c
N _{c,lat} =	46.12		2.526	1.067	0.645	1.000	1.000	0.91
N _{c,fond} =	46.12		0.423	0.067	1.000	0.000	0.000	
			s_y	d_y	i_y	b_y	g_y	z_y
N _{y,lat} =	33.92		0.154	1.000	0.506	1.000	1.000	0.61
N _{y,fond} =	33.92							
In condizioni drenate:								
L	0	contributo coesivo						
	86	contributo terreno di fondazione						
	659	contributo terreno laterale						
					$\gamma_R =$	2.30		
q _{uit} =	744	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud} =	324	kPa
Q _{uit} =	10801	kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	4696	kN

La capacità portante delle fondazioni (Q_{ud}) è quindi sempre superiore al corrispondente valore sollecitante (V).

La combinazione di carico più gravosa per la verifica a scorrimento è quella sismica; si ha quindi:

$$N_{sd,min} = 1148 \text{ kN}$$

$$V_{H,max} = 533 \text{ kN}$$

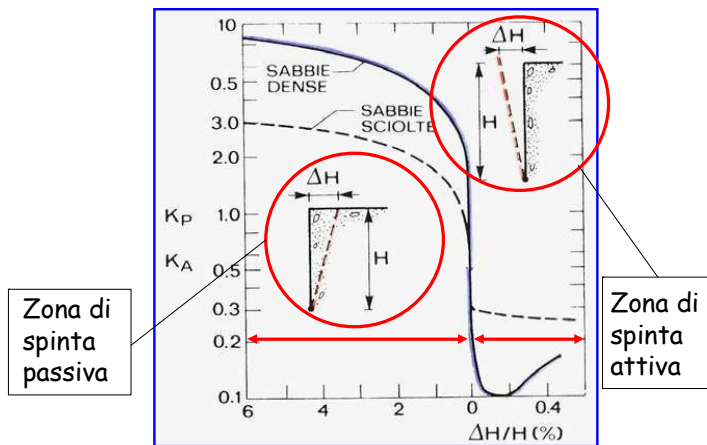
$$V_{H,attr} = 1148 * \tan(2/3 * 35^\circ) = 495 \text{ kN}$$

Per il soddisfacimento della verifica a scorrimento si può sfruttare la resistenza passiva del terreno antistante la struttura di contrasto (spalla tipo "B")

$$R_{pass} = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * K_p (\delta=0) * L = 0.5 * 18 * 2.3^2 * 3.68 * 6 = 1051 \text{ kN}$$

$$R_{pass,nec} = 1.1 * 533 - 495 = 92 \text{ kN} \quad \rightarrow K = 0.09$$

Lo spostamento associato a tale richiesta è stimabile con le relazioni presenti in letteratura:



Per $K_p = 0.09$, in caso di sabbie dense (quale può essere considerato il terreno di riporto che dovrà essere adeguatamente costipato), il rapporto $\Delta H/H$ è praticamente nullo, e quindi non si ha lo sviluppo di significativi spostamenti permanenti al piede.

4. CALCOLO SOMMARIO DELLA SPALLA "B"

La spalla "B" ha le stesse dimensioni della spalla "A" già esaminata, ed è soggetta ad un set di azioni di minore intensità: le verifiche risultano quindi soddisfatte.