



REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA

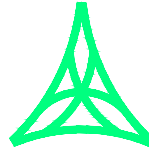
DIREZIONE CENTRALE
INFRASTRUTTURE, MOBILITA', PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E LAVORI PUBBLICI

SOGGETTO DELEGATARIO:



FRIULI venezia giulia
STRaDE S.p.A.

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 PRINCIPALI

Opera n°4: Sovrappasso per la S.C.Basagliapenta - Nespeledo
 Aggiornamento relazione tecnica e di calcolo

TEMATICA

G

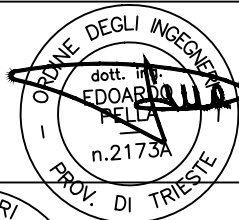
N. ALLEGATO e SUB.ALL.

02.01 . 10

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

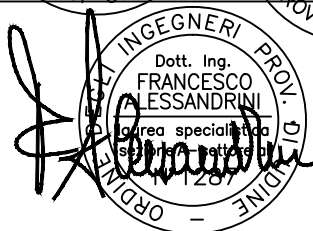
COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE GENERALE:

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:
 1207G0201100.doc
 1207G0201100.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
1.2. EFFETTI SULL'IMPALCATO.....	3
1.2.1. CARICHI MOBILI VERTICALI	3
1.2.2. VERIFICHE LOCALI DELLO SBALZO D'IMPALCATO	7
1.2.3. CARICO DA FRENAMENTO E CENTRIFUGA	9
1.2.4. AZIONE D'URTO	9
1.2.5. CONSIDERAZIONI SUI DISPOSITIVI DI VINCOLO	10
1.2.6. AZIONE DEL VENTO	10
1.2.7. AZIONE SISMICA.....	10
1.3. EFFETTI SULLE PILE	11
1.3.1. CARICHI MOBILI (VERTICALI ED ORIZZONTALI)	11
1.3.2. AZIONI SISMICHE.....	15
1.3.3. FONDAZIONI.....	15
1.4. EFFETTI SULLE SPALLE	20
1.4.1. VERIFICHE DI RESISTENZA DELL'ELEVAZIONE	22
1.4.2. VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA SOLETTA DI FONDAZIONE.....	22
1.4.3. VERIFICHE GEOTECNICHE	24

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	C32/40	XC2
Calcestruzzo delle elevazioni delle spalle	C32/40	XC4
Calcestruzzo delle elevazioni delle pile	C32/40	XC4
Calcestruzzo delle strutture di impalcato	C35/45	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

1.2. EFFETTI SULL'IMPALCATO

1.2.1. 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	$Q_{1k} = 600$ kN su 4 impronte $q_{1k} = 9$ kN/mq
Corsia 2	carico tandem Stesa uniforme	$Q_{2k} = 400$ kN su 4 impronte $q_{2k} = 2.5$ kN/mq
Spazio restante (2.5m)	Stesa uniforme	$q_{rtk} = 2.5$ kN/mq

Le azioni, applicate ad una trave continua su 4 appoggi (quale quella in esame), con luci di 12.5/20.5/12.5m, portano ad avere i seguenti stati di sollecitazione nelle 3 sezioni di controllo più significative (mezzeria campata laterale S1, appoggio su pila S2, mezzeria campata centrale S3).

Sezione S1	$M_{SD,K} = +2992$ kNm	→	$M_{SD,SLU} = +4039$ kNm
Sezione S2	$M_{SD,K} = -4257$ kNm	→	$M_{SD,SLU} = -5747$ kNm
Sezione S3	$M_{SD,K} = +3603$ kNm	→	$M_{SD,SLU} = +4864$ kNm

Le corrispondenti sollecitazioni determinate nel documento "originario" sono pari a:

Sezione S1	$M_{SD,K} = +2465$ kNm	→	$M_{SD,SLU} = +3698$ kNm
Sezione S2	$M_{SD,K} = -4121$ kNm	→	$M_{SD,SLU} = -6182$ kNm
Sezione S3	$M_{SD,K} = +3199$ kNm	→	$M_{SD,SLU} = +4798$ kNm

La variazione iniziale rispetto la situazione iniziale è quindi pari a:

Sezione S1	$\Delta s_{le} = +21.4\%$	$\Delta s_{lu} = +9.2\%$
Sezione S2	$\Delta s_{le} = +3.3\%$	$\Delta s_{lu} = -7.1\%$
Sezione S3	$\Delta s_{le} = +12.6\%$	$\Delta s_{lu} = +1.4\%$

Sollecitazioni flettenti nella sezione di verifica

COND.	S1	S2	S3
c.c.1	-472	-6267	2867
c.c.2 (N_{prec})	-27359	-25055	-22246
c.c.2 (M_{prec})	-1420	15060	-6150
c.c.3	-140	-1789	839
c.c.4 (N_{term})	666	968	968
	-333	-484	-484
c.c.4 (M_{term})	1180	1943	1943
c.c.5	+2992 -1723	+703 -4257	+3603 -659

Calcolo degli effetti dovuti ai carichi mobili

SEZ	S1	S2	S3
M_{MOB}	2992 (-1723)	703 (-4257)	3603 (-659)
$\Delta \sigma_s$	2.87 (-1.65)	0.36 (-2.20)	3.45 (-0.63)
$\Delta \sigma_i$	-3.89 (2.24)	-0.39 (2.35)	-4.69 (0.86)

Tensioni nei lembi delle sezioni, nella c.c. SLE-A2 (rara)

	Massimo momento positivo			Minimo momento negativo		
Tensione al lembo superiore a perdite avvenute	1.99	5.19	0.46	1.99	5.19	0.46
PERMANENTI	-0.13	-0.62	0.8	-0.13	-0.62	0.8
TERMICI	-1.03	-0.56	1.72	-1.03	-0.56	1.72
MOBILI	2.87	0.36	3.45	-1.65	-2.2	-0.63
Tensioni al lembo superiore nella c.c. RARA	4.11	4.59	5.74	-0.41	2.03	1.66
	3.10	3.77	5.83	-1.42	1.21	1.75
Tensione al lembo inferiore a perdite avvenute	5.95	-0.06	6.23	5.95	-0.06	6.23
PERMANENTI	0.18	0.67	-1.09	0.18	0.67	-1.09
TERMICI	1.64	0.84	-2.67	1.64	0.84	-2.67
MOBILI	-3.89	-0.39	-4.69	2.24	2.35	0.86
Tensioni al lembo inferiore nella c.c. RARA	3.22	0.72	-1.15	9.35	3.46	4.40
	1.26	-0.28	2.05	7.39	2.46	7.60

La massima tensione di compressione nel cls è pari a 9.35 MPa, mentre quella in trazione raggiunge il valore di 1.42 MPa.

Il quantitativo di armatura posizionato nelle diverse sezioni è pari a:

H =	0.8	1.3	0.8	0.8	1.3	0.8
b sup =	11.7	6.2	11.7	11.7	6.2	11.7
b inf =	6.2	6.2	6.2	6.2	6.2	6.2
Xinf 1 =			0.201			
Xinf 2 =		0.106				
Xsup 1 =				0.036		
Xsup 2 =				0.190		
TR,sup =				174		
				3164		
TR,inf =			1434			
		186				
σ_{amm}	250	250	250	250	250	250
As, sup >	0	0	0	12654	0	0
As, inf >	0	746	5736	0	0	0

SEZIONE S1 – SUPERIORE

$$Tr=3164 \text{ kN} \quad A_{L,min} = 12654 \text{ mm}^2$$

$$A_{L,eff} = 16960 \text{ mm}^2 \quad (32\Phi 26)$$

SEZIONE S2 – INFERIORE

$$Tr=186 \text{ kN} \quad A_{L,min} = 746 \text{ mm}^2$$

$$A_{L,eff} = 6400 \text{ mm}^2 \quad (32\Phi 16)$$

SEZIONE S3 – INFERIORE

$$Tr=1434 \text{ kN} \quad A_{L,min} = 5736 \text{ mm}^2$$

$$A_{L,eff} = 13000 \text{ mm}^2 \quad (12\Phi 16+20\Phi 26)$$

Tensioni nei lembi delle sezioni, nella c.c. frequente

Le sollecitazioni ed il corrispondente stato tensionale nella c.c. frequente sono:

	Massimo momento positivo			Minimo momento negativo		
Tensione al lembo superiore a perdite avvenute	1.99	5.19	0.46	1.99	5.19	0.46
PERMANENTI	-0.13	-0.62	0.8	-0.13	-0.62	0.8
TERMICI	-1.03	-0.56	1.72	-1.03	-0.56	1.72
MOBILI	2.87	0.36	3.45	-1.65	-2.2	-0.63
Tensioni al lembo superiore nella c.c. FREQUENTE	3.50	4.56	4.71	0.11	2.64	1.65
	4.53	5.12	2.99	1.14	3.20	-0.07
Tensione al lembo inferiore a perdite avvenute	5.95	-0.06	6.23	5.95	-0.06	6.23
PERMANENTI	0.18	0.67	-1.09	-1.14	1.44	-0.99
TERMICI	1.64	0.84	-2.67	-1.33	-1.76	-3.36
MOBILI	-3.89	-0.39	-4.69	2.24	2.35	0.86
Tensioni al lembo inferiore nella c.c. FREQUENTE	4.03	0.74	0.29	5.83	2.26	4.21
	2.39	-0.10	2.96	7.16	4.02	7.57

Le sezioni sono generalmente tutte compresse; in 2 casi il lembo estremo della sezione S2 ed S3 va in trazione, ma con valore inferiore alla tensione "limite" per la formazione delle fessure.

Nella c.c. quasi permanente si ha:

	Massimo momento positivo			Minimo momento negativo		
Tensione al lembo superiore a perdite avvenute	1.99	5.19	0.46	1.99	5.19	0.46
PERMANENTI	-0.13	-0.62	0.8	-0.13	-0.62	0.8
TERMICI	-1.03	-0.56	1.72	-1.03	-0.56	1.72
MOBILI	2.87	0.36	3.45	-1.65	-2.2	-0.63
Tensioni al lembo superiore nella c.c. QUASI PERM.	1.86	4.57	1.26	1.86	4.57	1.26
	1.86	4.57	1.26	1.86	4.57	1.26
Tensione al lembo inferiore a perdite avvenute	5.95	-0.06	6.23	5.95	-0.06	6.23
PERMANENTI	0.18	0.67	-1.09	-1.14	1.44	-0.99
TERMICI	1.64	0.84	-2.67	-1.33	-1.76	-3.36
MOBILI	-3.89	-0.39	-4.69	2.24	2.35	0.86
Tensioni al lembo inferiore nella c.c. QUASI PERM.	6.13	0.61	5.14	4.81	1.38	5.24
	6.13	0.61	5.14	4.81	1.38	5.24

Si ha quindi:

nella c.c. frequente stato limite di apertura delle fessure
→ verificato, la tensione di trazione è inferiore a $f_{ctm}/1.2$
nella c.c. quasi perm. stato limite di decompressione
→ verificato, la sezione è interamente compressa

Verifiche sezionali allo SLU - Pressoflessione

Si riporta la tabella già presente nella relazione di calcolo (§7.8), modificando i valori delle sollecitazioni dovute ai carichi mobili, ed i coefficienti parziali sulle azioni.

SEZ	S1	S2	S3
1.0/1.35 M _{Gk1}	-472	-6267	3870
1.0/1.5 M _{Gk2}	-140	-1789	1258
+0.72 M _{term}	850	1400	1400
1.2/0.85 M _{P*k}	1940	-2620	923
1.35 M _{mob}	4040	948	4864
Msoll_{NTC08}	6218	-8328	12315
Msoll_{DM96}	6136	-11475	13611
Mrd	12228	-33766	19657

SEZ	S1	S2	S3
1.00/1.35 M _{Gk1}	-638	-8460	2867
1.0/1.5 M _{Gk2}	-210	-2683	839
0.0 M _{term}	0	0	0
1.2/0.85 M _{P*k}	1374	-3700	654
1.35 M _{mob}	-2326	-5747	-890
Msoll_{NTC08}	-1800	-20590	+3470
Msoll_{DM96}	-2570	-21964	+5196
Mrd	-6252	-33766	+19657

Le sollecitazioni di pressoflessione interessanti le sezioni sono quindi sostanzialmente simili, se non inferiori, a quelle definite nella relazione di calcolo condotta con le norme precedenti alle NTC08: le verifiche sono quindi soddisfatte.

Verifiche sezionali allo SLU –Taglio e torsione

Le sollecitazioni taglianti riportate nella relazione sono dovute principalmente a tre componenti: il peso proprio G1, il carico permanente portato G2, ed i carichi accidentali.

Da un'analisi su travi su 4 appoggi simili a quella in esame, la percentuale dovuta a tali contributi è, in via approssimata, di circa:

azione G1 p = 50 %
azione G2 p = 10 %
azione Q1/2 p = 40 %

L'azione di progetto massima per la sezione T3 (più significativa) è pari a 3607 kN; applicando le NTC08 si ha:

$$V_{SK,DM96} \approx 3607 / 1.5 = 2404 \text{ kN}$$

$$V_{SD,NTC08} = 1.35*(0.5* V_{SK,DM96}) + 1.5*(0.1* V_{SK,DM96}) + 1.35* V_{SK,NTC08,MOBILI} =$$

$$= 1.35*(0.5*2404) + 1.5*(0.1*2404) + 1.35*1473 = 3972 \text{ kN} \quad \Delta_{NTC08-DM96} = +11\%$$

in cui "1473" rappresenta il taglio dovuto ai carichi mobili definiti dalle NTC08.

La resistenza a taglio della sezione, valutata ai sensi delle NTC08, è pari a 7593 kN, superiore al valore sollecitante stimato.

Verifica a taglio per sezioni rettangolari secondo le NTC 2008						
base	6200	mm			N. barre zona tesa	
altezza	800	mm	d	700	mm	Φ8 = 0
fck	35	MPa	As	6400	mmq	Φ10 = 0
fyk	450	MPa	θ	21.80	°	Φ12 = 0
fyd	391	MPa				Φ14 = 0
γ _c =	1.50		COEFF.	0.9	=0.8 per setti in cond sismiche	Φ16 = 32
γ _s =	1.15				=0.9 altrove	Φ18 = 0
						Φ20 = 0
						Φ22 = 0
Armatura	staffe	As	154	mmq		Φ24 = 0
		passo	150	mm		Φ26 = 0
		n	12.0			Φ30 = 0
	piegati	As	314	mmq		Φ32 = 0
		alfa	60	°		
		passo	600	mm		
		n	0.00			
		d, pieg	1350	mm		
Carico assiale	N=		15507	kN		
Resistenza SENZA armatura a taglio			V _{RD1} =	3707.1	kN	v = 0.854 N/mmq
Resistenza CON armatura a taglio			V _{RSD,st} =	7593.4	kN	v _{eq} = 1.75 N/mmq
			V _{RCD,st} =	15762.2	kN	

Per quanto riguarda la verifica a torsione, la sollecitazione massima, per impalcati di limitato sviluppo, è data dal contributo del carico mobile. Nel caso in esame si ha:

$$T_{SD} \approx 2322 \cdot 1.35 = 3135 \text{ kNm}$$

Verifica a torsione per sezioni rettangolari secondo le NTC 2008						
base	6200	mm			N. barre perimetrali	
altezza	800	mm	Ac	4960000	mmq	Φ8 = 0
fck	35	MPa	u	14000	mm	Φ10 = 0
fyd	450	MPa	c	50	mm	Φ12 = 0
fcd	19.83	MPa	d	350	mm	Φ14 = 0
			t	354.29	mm	Φ16 = 64
γ _c =	1.50		A	4270000	mmq	Φ18 = 0
γ _s =	1.15					Φ20 = 0
						Φ22 = 0
Armatura	staffe	As	200	mmq		Φ24 = 0
		passo	150	mm		Φ26 = 0
		n	2			
	long	As	200	mmq		
		n	64			
		cotg(θ)	1.00			
Resistenza del calcestruzzo		TR,cd		15002	kNm	AI = 0.914
						As = 2.667
Resistenza delle staffe		TR,sd		10248	kNm	cotg(θ) = 0.59
Resistenza delle barre longit.		TR,ld		3514	kNm	

1.2.2. Verifiche locali dello sbalzo d'impalcato

Le sollecitazioni che interessano la sezione di incastro dello sbalzo dell'impalcato sono:

Opera	4					
Verifica sbalzo dell'impalcato						
Condizione di carico	Carico verticale	Posizione	Diffusione	Carico orizzontale	Quota	Diffusione
	<i>kN/m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>kN/m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>
peso proprio	22.34	1.375	1	0	0	1
marciapiede	7.6	2.2	1	0	0	1
parapetto + rete	5	2.75	1	1.5	1.6	1
veletta	2	2.8	1	0	0	1
guard-rail	1.5	1.55	1	0	0	1
pavimentazione	2.07	0.575	1	0	0	1
impronta di carico #1	300	1	2.75	0	0	1
impronta di carico #2	200	0.9	1.39	0	0	1
urto	0	0	1	100	1.3	1.50

	SLE-QP				SLE-FR				SLE-RR			
	Y_e/Y_q	N_{SD}	V_{SD}	M_{SD}	Y_e/Y_q	N_{SD}	V_{SD}	M_{SD}	Y_e/Y_q	N_{SD}	V_{SD}	M_{SD}
		<i>kN/m</i>	<i>kN/m</i>	<i>kNm/m</i>		<i>kN/m</i>	<i>kN/m</i>	<i>kNm/m</i>		<i>kN/m</i>	<i>kN/m</i>	<i>kNm/m</i>
peso proprio	1	0.00	22.34	30.72	1	0.00	22.34	30.72	1	0.00	22.34	30.72
marciapiede	1	0.00	7.60	16.72	1	0.00	7.60	16.72	1	0.00	7.60	16.72
parapetto + barriera	1	1.50	5.00	16.15	1	1.50	5.00	16.15	1	1.50	5.00	16.15
veletta	1	0.00	2.00	5.60	1	0.00	2.00	5.60	1	0.00	2.00	5.60
guard-rail	1	0.00	1.50	2.33	1	0.00	1.50	2.33	1	0.00	1.50	2.33
pavimentazione	1	0.00	2.07	1.19	1	0.00	2.07	1.19	1	0.00	2.07	1.19
impronta di carico #1	0	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	81.68	81.68	1	0.00	108.90	108.90
impronta di carico #2	0	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00
urto	0	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00
		1.50	40.51	72.71		1.50	122.19	154.39		1.50	149.42	181.61
	SLU				c.c. ECCEZIONALE							
	Y_e/Y_q	N_{SD}	V_{SD}	M_{SD}	Y_e/Y_q	N_{SD}	V_{SD}	M_{SD}				
		<i>kN/m</i>	<i>kN/m</i>	<i>kNm/m</i>		<i>kN/m</i>	<i>kN/m</i>	<i>kNm/m</i>				
peso proprio	1.35	0.00	30.16	41.48	1	0.00	22.34	30.72				
marciapiede	1.5	0.00	11.40	25.08	1	0.00	7.60	16.72				
parapetto + barriera	1.5	2.25	7.50	24.23	1	1.50	5.00	16.15				
veletta	1.5	0.00	3.00	8.40	1	0.00	2.00	5.60				
guard-rail	1.5	0.00	2.25	3.49	1	0.00	1.50	2.33				
pavimentazione	1.5	0.00	3.11	1.79	1	0.00	2.07	1.19				
impronta di carico #1	1.35	0.00	147.02	147.02	0	0.00	0.00	0.00				
impronta di carico #2	0	0.00	0.00	0.00	1	0.00	143.96	129.57				
urto	0	0.00	0.00	0.00	1	66.67	0.00	86.67				
		2.25	204.44	251.47		68.17	184.48	288.94				

La sezione resistente ha larghezza unitaria ($b=1.00m$), altezza di $0.45m$, ed è armata con $1\Phi 26/20$ superiori, e $\Phi 16/20$ inferiori.

Verifica tensionale allo SLE

c.c. rara	$M_{sd} = -182 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -6.92 \text{ MPa}$	$\sigma_{acc} = 199 \text{ MPa}$
c.c. freq	$M_{sd} = -155 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -5.89 \text{ MPa}$	$\sigma_{acc} = 169 \text{ MPa}$
c.c. quasi perm.	$M_{sd} = -73 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -2.77 \text{ MPa}$	$\sigma_{acc} = 80 \text{ MPa}$

Verifica di fessurazione

Per ambiente aggressivo ed armatura poco sensibile, la verifica tabellare porta ad avere:

c.c. freq.	$\sigma_{acc,max} = 169 \text{ MPa} < \min [194;240] = 194 \text{ MPa}$
c.c. quasi perm.	$\sigma_{acc,max} = 80 \text{ MPa} < \min [160;160] = 160 \text{ MPa}$

Verifica di resistenza allo SLU

$M_{sd} = -252 \text{ kNm/m}$	$M_{rd} = -378 \text{ kNm/m}$	C.S. = 1.50
$V_{sd} = 205 \text{ kN/m}$	$V_{rd} = 233 \text{ kN/m}$	C.S. = 1.13

Verifica di resistenza nella c.c. eccezionale

Msd = -289 kNm/m Mrd (Nsd = 70 kN) = -429 kNm/m C.S. = 1.48
Vsd = 185 kN/m Vrd = 350 kN/m C.S. = 1.89

1.2.3. Carico da frenamento e centrifuga

L'azione di frenamento è pari a:

$$Q_{3,NTC08} = 0.6 \cdot 600 + 0.1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 48.1 = 490 \text{ kN}$$
$$Q_{3,DM90} = 180 \text{ kN}$$

L'azione centrifuga è nulla, in quanto il raggio di curvatura è superiore a 1500m.

Effetto sulle pile

L'azione data dal frenamento, ed agente sulla singola pila, è pari a circa $\frac{1}{4}$ dell'azione complessiva:

$$Q_{3,pila,NTC08} = 490 / 4 = 123 \text{ kN}$$

L'azione orizzontale longitudinale di progetto, dimensionante per l'elemento in esame, è la componente sismica, di intensità pari a 723 kN.

Tale valore è superiore all'azione di progetto allo SLU del frenamento ($=1.35 \cdot 123 = 166 \text{ kN}$): l'adeguamento normativo non incide quindi sul dimensionamento della pila.

Effetto sulle spalle

L'azione data dal frenamento, ed agente sulla singola spalla, è pari a circa $\frac{1}{4}$ dell'azione complessiva:

$$Q_{3,pila,NTC08} = 490 / 4 = 123 \text{ kN}$$

L'azione orizzontale longitudinale di progetto, dimensionante per l'elemento in esame, è la componente sismica, di intensità pari a 723 kN.

Tale valore è superiore all'azione di progetto allo SLU del frenamento ($=1.35 \cdot 123 = 166 \text{ kN}$): l'adeguamento normativo non incide quindi sul dimensionamento della pila.

1.2.4. Azione d'urto

L'impalcato permette lo scavalco del nuovo asse viario da parte di una strada secondaria: l'intersezione avviene in corrispondenza della campata centrale.

Le campate laterali scavalcano invece due strade ad uso agricolo, garantendo un'altezza netta superiore a 6.00m.

L'altezza minima netta tra impalcato (in corrispondenza della campata centrale) e piano viabile inferiore è di 5.70m circa.

La corrispondente azione dovuta all'urto di un veicolo contro l'impalcato è pari a:

posizione a 5.0m dall'asse pila FH = $1000 \cdot 0.30 \cdot \cos(10^\circ) = 295 \text{ kN}$
FV = $1000 \cdot 0.30 \cdot \sin(10^\circ) = 52 \text{ kN}$

posizione in mezzeria campata FH = $1000 \cdot 0.10 \cdot \cos(10^\circ) = 98 \text{ kN}$
FV = $1000 \cdot 0.10 \cdot \sin(10^\circ) = 18 \text{ kN}$

Tale azione va combinata con i carichi variabili amplificati del coefficiente Ψ_{2i} , che nel caso in esame vale 0.

La variazione di momento flettente nella travata è di -96 kNm in mezzeria, e di +115 kNm in asse pila: data l'entità delle variazioni (se raffrontate alle sollecitazioni indotte dai carichi di progetto), si può omettere la verifica nella c.c. eccezionale.

Il momento flettente indotto dalla componente orizzontale è di 789 kNm, ben assorbibile dalla piastra in c.a.; le tensioni agenti ottenute considerando come resistente solo la "soletta" superiore sono:

$$W = b \cdot H^2 / 6 = 0.2 \cdot 11.7^2 / 6 = 4.5630 \text{ m}^3$$

$$\sigma = 789 / 4.5630 = 173 \text{ kN/mq} = 0.173 \text{ N/mm}^2 < f_{ctd}$$
$$\tau \approx 228000 / (200 * 11600 * 0.9) = 0.109 \text{ N/mm}^2 < u_{min} = 0.035 * 1.131 * 5.91 = 0.234 \text{ N/mm}^2$$

1.2.5. Considerazioni sui dispositivi di vincolo

È previsto l'utilizzo di isolatori sismici tipo "FIP SI-N 600/56", con capacità di spostamento di 100mm. L'azione dovuta al frenamento sul singolo appoggio è pari a:

$$H_{LQ3} = 1.35 * 490 / 16 = 42 \text{ kN}$$

La resistenza del dispositivo è di 402 kN, superiore alle azioni sollecitanti.

I carichi verticali a cui sono sottoposti gli appoggi subiscono inoltre un incremento di valore (dato dal maggiore effetto dei carichi mobili), la cui entità è (in prima battuta) simile a quella evidenziata per il taglio massimo (circa +11%).

Si ha quindi:

$$P_{max,SLU} \approx (1+0.11) * [1.5 * 2025] = 3372 \text{ kN}$$

Da catalogo, tali dispositivi hanno una resistenza al carico verticale di 10310 kN, ben superiore a quella richiesta.

In condizioni sismiche tale valore scende a 6410 kN, comunque superiore all'azione sollecitante di progetto.

L'azione orizzontale indotta dall'urto di un veicolo contro l'impalcato è pari a 57 kN/appoggio (=228/4), inferiore alla resistenza del singolo dispositivo, e alle azioni orizzontali massime considerate in sede di progetto.

1.2.6. Azione del vento

L'azione del vento considerata nella relazione di calcolo è ragguagliata ad una pressione uniforme di intensità pari a 2.5 kN/mq.

Tale carico è superiore a quello determinabile applicando le NTC08.

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

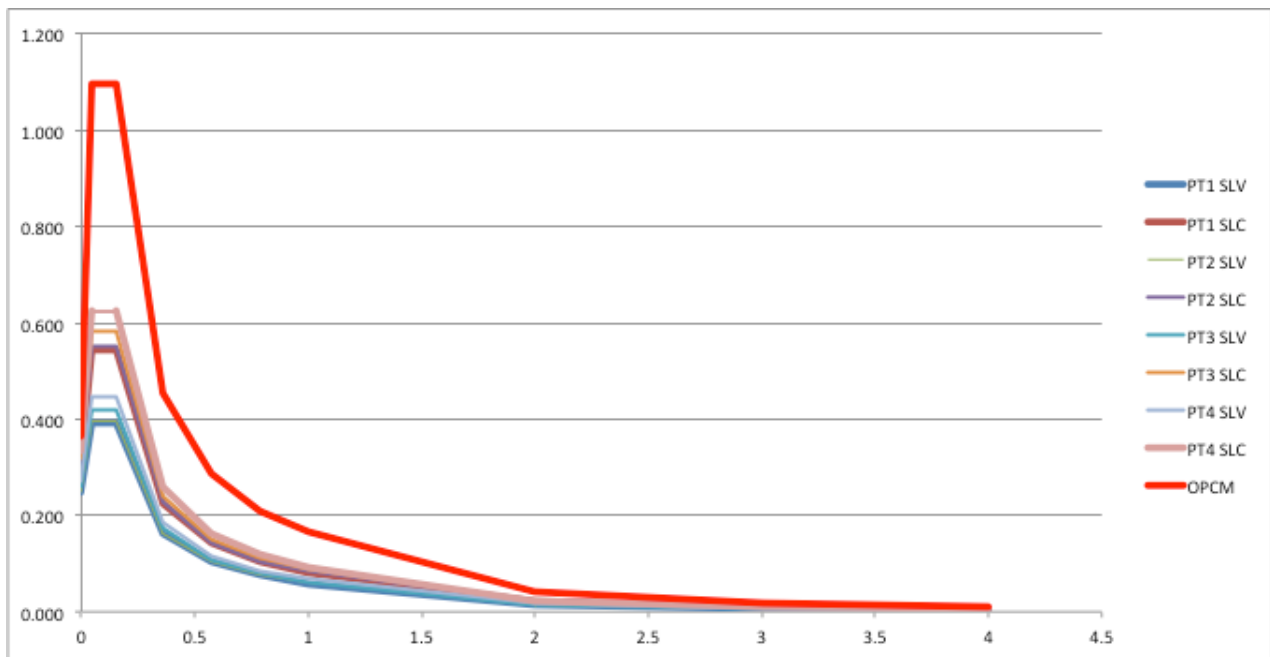
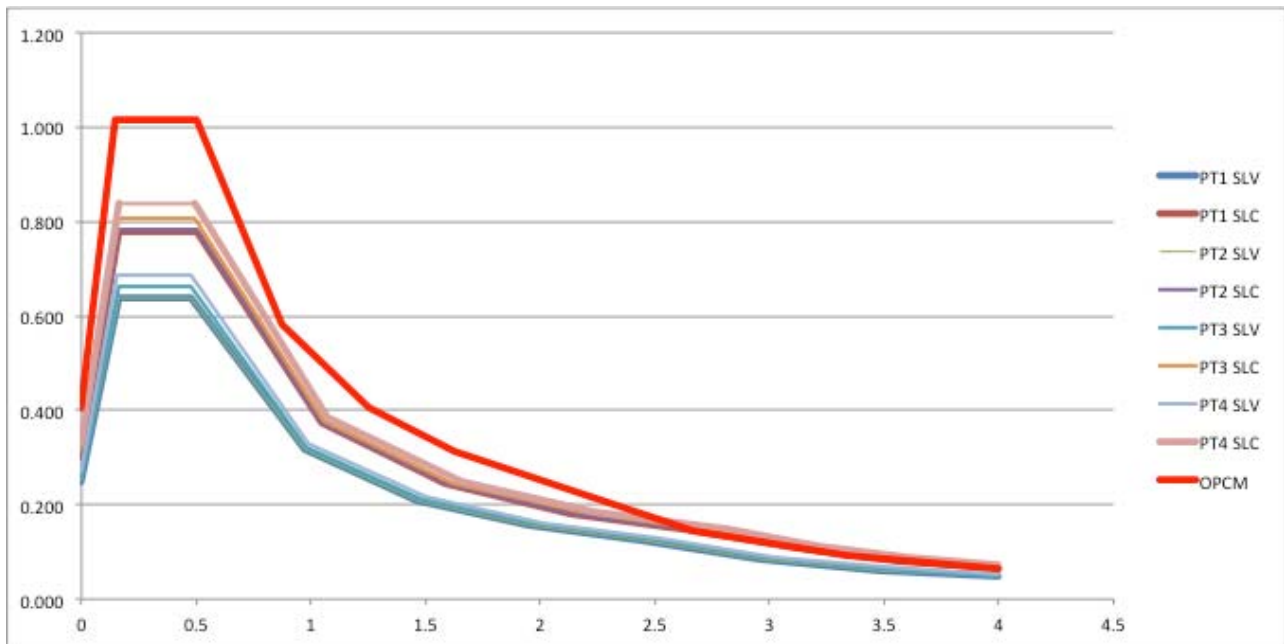
$$Q = 0.39 * 2.35 * 1.4 = 1.28 \text{ kN/mq} \ll 2.5 \text{ kN/mq}$$

1.2.7. Azione sismica

L'azione sismica assunta nella relazione di calcolo è sensibilmente cambiata nel passaggio normativo dalla OPCM 3274/03 alle NTC08.

Assumendo per l'opera in esame una vita nominale di 50 anni, ed una classe d'uso IV, si possono determinare gli spettri di progetto elastico (per $q=1$) relativi a 4 zone poste lungo lo sviluppo della tratta in esame, da Basagliapenta (punto 1) a Udine sud (punto 4), e confrontarli con quello utilizzato per il calcolo del ponte e dei suoi elementi strutturali.

I grafici riportano gli spettri di progetto elastico orizzontale (il primo) e verticale (il secondo) nei punti di controllo, come definiti dalla OPCM 3274/03.



Come si vede l'ordinata spettrale che caratterizza l'azione sismica di progetto, calcolata con le NTC08, è sempre inferiore a quella considerata nel calcolo del ponte (a meno di periodo di vibrazione molto elevati, oltre 2.5s).

Ciò permette di affermare che le sezioni previste per la struttura del ponte sono compatibili anche con il nuovo quadro normativo.

1.3. EFFETTI SULLE PILE

1.3.1. Carichi mobili (verticali ed orizzontali)

Le modifiche più significative nelle sollecitazioni agenti sulle pile, legate al nuovo quadro normativo, sono relative a:

1. modifica delle azioni dovute al carico mobile;
2. modifica dell'azione di frenamento;
3. modifica dell'azione sismica

Come già osservato, l'azione sismica si riduce di circa il 30% per effetto della diversa accelerazione alla base; il carico verticale indotto da mezzi mobili è leggermente inferiore rispetto quanto già considerato, mentre aumenta l'azione di frenamento.

Considerando quindi solo i contributi "positivi", l'incremento di sollecitazione nella sezione di controllo (base dell'elevazione) è pari a:

Sezione A

frenamento $\Delta V_x = 123 \cdot 1.35 - 45 \cdot 1.5 = +99 \text{ kN}$
 $\Delta M_{3A} = 99 \cdot 3.5 / 2 = +174 \text{ kNm}$

Momento torcente $\Delta N_A = (2593 \cdot 1.35 - 1881 \cdot 1.5) / 3.70 = \pm 183 \text{ kN}$

Sezione B

frenamento $\Delta V_x = 123 \cdot 1.35 - 45 \cdot 1.5 = +99 \text{ kN}$
 $\Delta M_{3B} = 99 \cdot 7.5 = +743 \text{ kNm}$

Momento torcente $\Delta M_{2B} = (2593 \cdot 1.35 - 1881 \cdot 1.5) = +679 \text{ kNm}$

La resistenza flessionale della sezione, evidenziata nei domini che seguono (ricavati dalla relazione di calcolo, in cui è evidenziata la coppia sollecitante flessionale) garantisce dei coefficienti di sicurezza sufficienti a rendere soddisfatta la verifica, anche tenendo conto degli incrementi di sollecitazione sopra riportati.

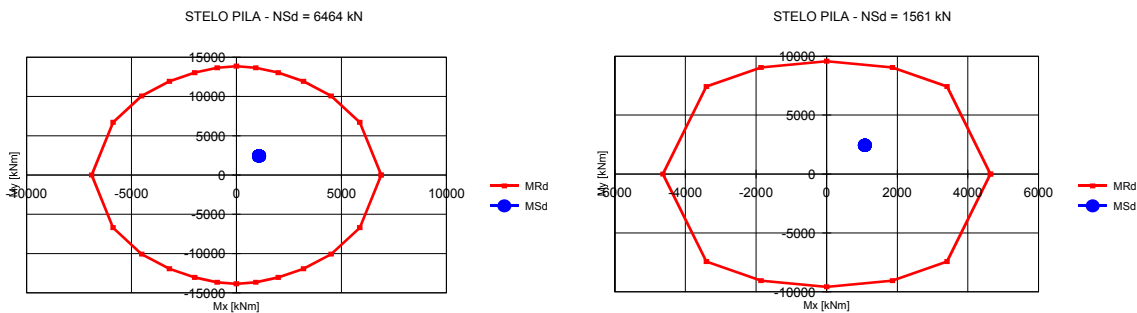


Figura 1: domini di resistenza allo SLU della sezione A; con "MSd" è indicata la coppia (Mx,My) sollecitante considerata nella relazione di calcolo

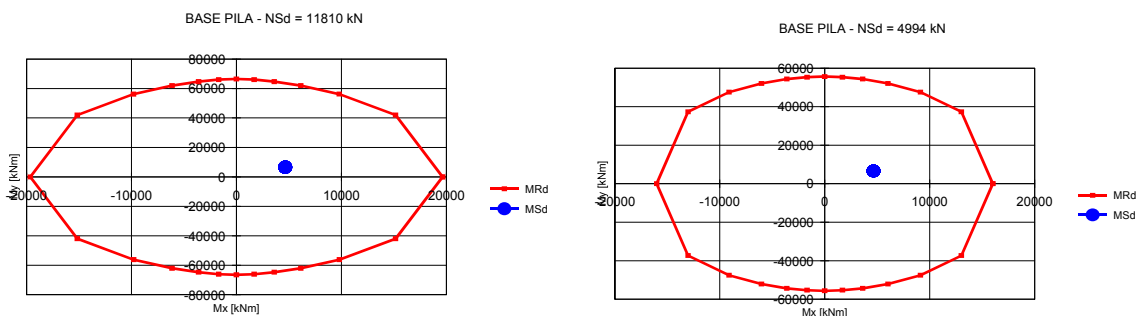


Figura 2: domini di resistenza allo SLU della sezione B; con "MSd" è indicata la coppia (Mx,My) sollecitante considerata nella relazione di calcolo

La verifica a taglio per le 2 sezioni porta inoltre ad avere:

Sezione A – dim. 250x140

As = 40 $\Phi 26$ – staffe $\Phi 12/25$ (a 7 bracci) in direzione “2” – staffa $\Phi 16/25$ (a 2 bracci) in direzione “3”

$$N_{SD} = 0 \text{ kN}$$

$$V_{SD2} = 312+99 = 411 \text{ kN}$$

$$V_{SD3} = 173 \text{ kN}$$

$$V_{RD1,2} = 1031 \text{ kN}$$

$$V_{RD1,3} = 910 \text{ kN}$$

$$V_{RSD,2} = 1410 \text{ kN}$$

$$V_{RSD,3} = 1352 \text{ kN}$$

Verifica a taglio per sezioni rettangolari secondo le NTC 2008					
base	2500	mm			N. barre zona tesa
altezza	1400	mm	d	1300	mm
fck	28	MPa	As	7950	mmq
fyk	450	MPa	θ	45.00	°
fyd	391	MPa			
γ_c	1.50		COEFF.	0.9	=0.8 per setti in cond sismiche
γ_s	1.15				=0.9 altrove
					$\Phi 8 = 0$
					$\Phi 10 = 0$
					$\Phi 12 = 0$
					$\Phi 14 = 0$
					$\Phi 16 = 0$
					$\Phi 18 = 0$
					$\Phi 20 = 0$
					$\Phi 22 = 0$
Armatura	staffe	As	110	mmq	$\Phi 24 = 0$
		passo	250	mm	$\Phi 26 = 15$
		n	7.0		$\Phi 30 = 0$
	piegati	As	314	mmq	$\Phi 32 = 0$
		alfa	60	°	
		passo	600	mm	
		n	0.00		
		d, pieg	1850	mm	
Carico assiale	N=		0	kN	
Resistenza SENZA armatura a taglio			$V_{RD1} =$	1031.1	kN
					$v = 0.317 \text{ N/mm}^2$
Resistenza CON armatura a taglio			$V_{RSD, st} =$	1410.1	kN
			$V_{RCD, st} =$	11602.5	kN
					$v_{eq} = 0.434 \text{ N/mm}^2$

Verifica a taglio per sezioni rettangolari secondo le NTC 2008					
base	1400	mm			N. barre zona tesa
altezza	2500	mm	d	2400	mm
fck	28	MPa	As	2650	mmq
fyk	450	MPa	θ	45.00	°
fyd	391	MPa			
γ_c	1.50		COEFF.	0.9	=0.8 per setti in cond sismiche
γ_s	1.15				=0.9 altrove
					$\Phi 8 = 0$
					$\Phi 10 = 0$
					$\Phi 12 = 0$
					$\Phi 14 = 0$
					$\Phi 16 = 0$
					$\Phi 18 = 0$
					$\Phi 20 = 0$
					$\Phi 22 = 0$
Armatura	staffe	As	200	mmq	$\Phi 24 = 0$
		passo	250	mm	$\Phi 26 = 5$
		n	2.0		$\Phi 30 = 0$
	piegati	As	314	mmq	$\Phi 32 = 0$
		alfa	60	°	
		passo	600	mm	
		n	0.00		
		d, pieg	1850	mm	
Carico assiale	N=		0	kN	
Resistenza SENZA armatura a taglio			$V_{RD1} =$	910.3	kN
					$v = 0.271 \text{ N/mm}^2$
Resistenza CON armatura a taglio			$V_{RSD, st} =$	1352.3	kN
			$V_{RCD, st} =$	11995.2	kN
					$v_{eq} = 0.402 \text{ N/mm}^2$

Sezione B – dim. 500x140

As = 122 $\Phi 26$ – staffe $\Phi 12/25$ (a 11 bracci) in direzione “2” – staffa $\Phi 16/25$ (a 2 bracci) in direzione “3”

$$N_{SD} = 0 \text{ kN}$$

$$V_{SD2} = 621 + 99 = 720 \text{ kN}$$

$$V_{SD3} = 426 \text{ kN}$$

$$V_{RD1,2} = 2444 \text{ kN}$$

$$V_{RD1,3} = 1674 \text{ kN}$$

$$V_{RSD,2} = 2215 \text{ kN}$$

$$V_{RSD,3} = 2761 \text{ kN}$$

Verifica a taglio per sezioni rettangolari secondo le NTC 2008						
base	5000	mm			N. barre zona tesa	
altezza	1400	mm	d	1300	mm	Φ8 = 0
fck	28	MPa	As	26500	mmq	Φ10 = 0
fyk	450	MPa	θ	45.00	°	Φ12 = 0
fyd	391	MPa				Φ14 = 0
γ _c =	1.50		COEFF.	0.9	=0.8 per setti in cond sismiche	Φ16 = 0
γ _s =	1.15				=0.9 altrove	Φ18 = 0
						Φ20 = 0
						Φ22 = 0
Armatura	staffe	As	110	mmq		Φ24 = 0
		passo	250	mm		Φ26 = 50
		n	11.0			Φ30 = 0
	piegati	As	314	mmq		Φ32 = 0
		alfa	60	°		
		passo	600	mm		
		n	0.00			
		d, pieg	1850	mm		
Carico assiale	N=		0	kN		
Resistenza SENZA armatura a taglio			V _{RD1} =	2444.9	kN	v = 0.376 N/mmq
Resistenza CON armatura a taglio			V _{RSD,st} =	2215.9	kN	v _{eq} = 0.341 N/mmq
			V _{RCD,st} =	23205.0	kN	

Verifica a taglio per sezioni rettangolari secondo le NTC 2008						
base	1400	mm			N. barre zona tesa	
altezza	5000	mm	d	4900	mm	Φ8 = 0
fck	28	MPa	As	5830	mmq	Φ10 = 0
fyk	450	MPa	θ	45.00	°	Φ12 = 0
fyd	391	MPa				Φ14 = 0
γ _c =	1.50		COEFF.	0.9	=0.8 per setti in cond sismiche	Φ16 = 0
γ _s =	1.15				=0.9 altrove	Φ18 = 0
						Φ20 = 0
						Φ22 = 0
Armatura	staffe	As	200	mmq		Φ24 = 0
		passo	250	mm		Φ26 = 11
		n	2.0			Φ30 = 0
	piegati	As	314	mmq		Φ32 = 0
		alfa	60	°		
		passo	600	mm		
		n	0.00			
		d, pieg	1850	mm		
Carico assiale	N=		0	kN		
Resistenza SENZA armatura a taglio			V _{RD1} =	1674.3	kN	v = 0.244 N/mmq
Resistenza CON armatura a taglio			V _{RSD,st} =	2761.0	kN	v _{eq} = 0.402 N/mmq
			V _{RCD,st} =	24490.2	kN	

Nella c.c. sismica, utilizzando il massimo taglio agente considerato in sede di progetto, si ha:

Sezione A – dim. 250x140

$$N_{SD} = 0 \text{ kN}$$

$$V_{SD2} = 636 \text{ kN}$$

$$V_{SD3} = 472 \text{ kN}$$

$$V_{RD1,2} = 1031 \text{ kN}$$

$$V_{RD1,3} = 910 \text{ kN}$$

$$V_{RSD,2} = 1410 \text{ kN}$$

$$V_{RSD,3} = 1352 \text{ kN}$$

Sezione B – dim. 500x140

$$N_{SD} = 0 \text{ kN}$$

$$V_{SD2} = 1619 \text{ kN}$$

$$V_{SD3} = 1194 \text{ kN}$$

$$V_{RD1,2} = 2444 \text{ kN}$$

$$V_{RsD,2} = 2215 \text{ kN}$$

$$V_{RD1,3} = 1674 \text{ kN}$$

$$V_{RsD,3} = 2761 \text{ kN}$$

1.3.2. Azioni sismiche

Come evidenziato nel precedente punto §2.1 lo spettro di risposta di progetto valutato con le NTC08 presenta ordinate inferiori rispetto a quello definito dalla OPCM 3274/03: le conseguenti azioni saranno quindi inferiori.

1.3.3. Fondazioni

La fondazione della pila è costituita da un plinto a base rettangolare di lati 7.0x10.0m, con spessore costante di 1.5m.

Le combinazioni di carico considerate sono elencate nel seguito, e derivano (in parte) dalle sollecitazioni agenti nella sezione A, calcolate in precedenza; nella c.c. sismica si è già tenuto conto della riduzione (forfettaria) delle azioni del 30%.

Riepilogo sollecitazioni alla base della fondazione					
	P1	V2	V3	M2	M3
combinazione	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLE Q. Perm.	-9443	345	0	0	3056
SLE Frequente	-9307	373	0	1945	3310
	-10898	373	0	1945	3310
	-9443	437	0	0	4028
SLE Rara	-9262	399	170	4359	3538
	-9307	512	170	3711	4749
	-10898	512	170	3711	4749
SLU	-6831	471	256	6149	4181
	-6893	624	256	5268	5816
	-6893	474	426	7033	4208
	-15786	497	256	6149	4403
	-15126	650	256	5268	6038
	-15126	500	426	7033	4430
SLV	-8441	1154	836	9062	8836
	-11109	1154	836	9062	8836

Negli schemi che seguono si riporta il calcolo della capacità portante Q_{UD} della fondazione, condotto secondo l'Approccio 2 Combinazione 1.

Terreno di fondazione								
ang. attrito φ'	coesione c'	coes. non dr c_u	coeff. mat. angolo attrito	coeff. mat. coesione	KN/m ³ γ	m B		
35	0	0	1	1	19	7		
0.610865								
$tg\varphi_d$	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 c_u	coeff. mat. angolo attrito	coeff. mat. coesione	KN/m ³ γ	m D	m L	
30	0	0	1	1	18	3.5	10	
0.523599								
$tg\varphi_d$	0.57735027		$\varphi_d = 30.00^\circ$		c'_d	0	kPa	
					c_{ud}	0	kPa	
Carico verticale (V)		6831	kN					
Carico orizzontale (H _B)		650	kN					(agente in direzione parallela a "B")
Carico orizzontale (H _L)		426	kN					(agente in direzione parallela ad "L")
Risultante orizzontale		777	kN					
Eccentricità "e _B "		0.88	m					
Eccentricità "e _L "		1.03	m					
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B' =	5.232	m		m _B =	1.6028			
L' =	7.941	m		m _L =	1.3972			
A' =	41.548	mq						
$\vartheta =$	56.759783	°		\rightarrow m =	1.541			
a _{lat} =	6.13	(=e ^{T_g φ_d})						
a _{fond} =	9.02	(=e ^{T_g φ_d})						
N _{q,lat} =	18.40		s_q	d_q	i_q	b_q	g_q	z_q
N _{q,fond} =	33.30		1.461	1.299	0.830	1.000	1.000	1.00
					0.830			
N _{c,lat} =	30.14		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		1.476	1.200	0.824	1.000	1.000	1.00
			0.132	0.200	1.000	0.000	0.000	
N _{y,lat} =	15.07		s_y	d_y	i_y	b_y	g_y	z_y
N _{y,fond} =	33.92		0.736	1.000	0.736	1.000	1.000	1.00
In condizioni drenate:								
L →	0	contributo coesivo						
	914	contributo terreno di fondazione						
	1826	contributo terreno laterale						
						$\gamma_R =$	2.30	
q _{ult} =	2740	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud} =	1191	kPa
Q _{ult} =	113836	kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	49494	kN

Terreno di fondazione								
ang. attrito φ'	coesione c'	coes. non dr c_u	coeff. mat. angolo attrito	coeff. mat. coesione	KN/m ³ γ	m B		
35	0	0	1	1	19	7		
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 c_u	coeff. mat. angolo attrito	coeff. mat. coesione	KN/m ³ γ	m D	m L	
30	0	0	1	1	18	3.5	10	
0.523599								
tg φ_d	0.57735027		$\varphi_d = 30.00^\circ$		c'_d	0	kPa	
					c_{ud}	0	kPa	
Carico verticale (V)		15786	kN					
Carico orizzontale (H _B)		650	kN					(agente in direzione parallela a "B")
Carico orizzontale (H _L)		426	kN					(agente in direzione parallela ad "L")
Risultante orizzontale		777	kN					
Eccentricità "e _B "		0.38	m					
Eccentricità "e _L "		0.45	m					
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B' =	6.235	m		m _B =	1.5937			
L' =	9.109	m		m _L =	1.4063			
A' =	56.795	mq						
$\theta =$	56.759783	°		\rightarrow m =	1.537			
a _{lat} =	6.13	(=e ^{T tg φ_d})						
a _{fond} =	9.02	(=e ^{T tg φ_d})						
N _{q,lat} =	18.40		s_q	d_q	i_q	b_q	g_q	z_q
N _{q,fond} =	33.30		1.479	1.299	0.925	1.000	1.000	1.00
					0.925			
N _{c,lat} =	30.14		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		1.494	1.200	0.923	1.000	1.000	1.00
			0.137	0.200	1.000	0.000	0.000	
N _{y,lat} =	15.07		s_y	d_y	i_y	b_y	g_y	z_y
N _{y,fond} =	33.92		0.726	1.000	0.880	1.000	1.000	1.00
In condizioni drenate:								
L →	0	contributo coesivo						
	1284	contributo terreno di fondazione						
	2061	contributo terreno laterale						
						$\gamma_R =$	2.30	
q _{ult} =	3344	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud} =	1454	kPa
Q _{ult} =	189939	kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	82582	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	7		
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	
30	0	0	1	1	18	3.5	10	
0.523599								
tg φ_d	0.57735027		$\varphi_d = 30.00^\circ$		c'_d	0	kPa	
					c_{ud}	0	kPa	
Carico verticale (V)		8441 kN						
Carico orizzontale (H _B)		1154 kN		(agente in direzione parallela a "B")				
Carico orizzontale (H _L)		836 kN		(agente in direzione parallela ad "L")				
Risultante orizzontale		1425 kN						
Eccentricità "e _B "		1.07 m						
Eccentricità "e _L "		1.05 m						
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B' =	4.853 m		m _B =	1.6197				
L' =	7.906 m		m _L =	1.3803				
A' =	38.369 mq							
$\theta =$	54.0790473 °		\rightarrow	m =	1.537			
a _{lat} =	6.13	(=e ^{Tg φ_d})						
a _{fond} =	9.02	(=e ^{Tg φ_d})						
			s_q	d_q	i_q	b_q	g_q	z_q
N _{q,lat} =	18.40		1.430	1.299	0.753	1.000	1.000	0.64
N _{q,fond} =	33.30				0.753			
			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} =	30.14		1.443	1.200	0.743	1.000	1.000	0.92
N _{c,fond} =	46.12		0.123	0.200	1.000	0.000	0.000	
			s_y	d_y	i_y	b_y	g_y	z_y
N _{y,lat} =	15.07		0.754	1.000	0.626	1.000	1.000	0.64
N _{y,fond} =	33.92							
In condizioni drenate:								
L →	0	contributo coesivo						
	475	contributo terreno di fondazione						
	1042	contributo terreno laterale						
					$\gamma_R =$	2.30		
q _{ult} =	1516	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud} =	659	kPa
Q _{ult} =	58168	kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	25291	kN

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

$$N_{sd,min} = 8441 \text{ kN}$$

$$V_{H,max} = 1425 \text{ kN}$$

$$V_{H,attr} = 8441 * \tan(2/3 * 35^\circ) = 3643 \text{ kN}$$

$$C.S. = V_{H,attr} / V_{H,max} = 2.55 > 1.1 \quad \text{approccio 2 - comb. 1}$$

Per quanto attiene la verifica di resistenza delle sezioni del plinto, le pressioni massime agenti sul terreno sono riportate nella tabella seguente:

Calcolo pressioni sul terreno (approssimata)							lato B		lato L	
combinazione	Bx	Ly	Ex	Ey	ux	uy	sigmaMax	sigmaMin	sigmaMax	sigmaMin
	m	m	m	m	m	m	kPa	kPa	kPa	kPa
SLE rara max N	7	10	0.513	0.471	0	0	-190	-74	-170	-95
SLE rara min N	7	10	0.513	0.471	0	0	-224	-87	-200	-112
SLU max N	7	10	0.884	1.030	0	0	-172	-24	-158	-37
SLU min N	7	10	0.612	0.764	0	0	-344	-107	-329	-122
SLV max N	7	10	1.047	1.074	0	0	-229	-12	-198	-43
SLV min N	7	10	1.047	1.074	0	0	-301	-16	-261	-56

Le sollecitazioni che nascono all'incastro delle due mensole (una in direzione X, longitudinale, e l'altra in direzione Y) sono stimabili adottando uno schema semplificato di trave semplicemente incastrata.

Calcolo sollecitazioni all'incastro delle mensole del plinto								
combinazione	Hp	Ht	q ₁	dx	pt1	pt2	M _{SD}	V _{SD}
	m	m	kN/mq	m	kN/mq	kN/mq	kNm/m	kN/m
SLE rara max N	1.5	0	37.5	2.8	-190	-144	-539	-363
SLE rara min N	1.5	0	37.5	2.8	-224	-169	-660	-446
SLU max N	1.5	0	37.5	2.8	-172	-112	-448	-292
SLU min N	1.5	0	37.5	2.8	-344	-249	-1077	-725
SLV max N	1.5	0	37.5	2.8	-229	-142	-637	-414
SLV min N	1.5	0	37.5	2.8	-301	-187	-884	-579

combinazione	Hp	Ht	q ₁	dy	pt1	pt2	M _{SD}	V _{SD}
	m	m	kN/mq	m	kN/mq	kN/mq	kNm/m	kN/m
SLE rara max N	1.5	0	37.5	2.5	-170	-151	-394	-307
SLE rara min N	1.5	0	37.5	2.5	-200	-178	-484	-378
SLU max N	1.5	0	37.5	2.5	-158	-128	-345	-263
SLU min N	1.5	0	37.5	2.5	-329	-277	-857	-664
SLV max N	1.5	0	37.5	2.5	-198	-159	-462	-353
SLV min N	1.5	0	37.5	2.5	-261	-210	-645	-495

Sezione mensola direzione "2" (B) – dim. 100x150

As,sup = 5 Φ20 – As,inf = 5 Φ26

Barre piegate Φ20/40 – interasse di posa = 60cm – inclinazione = 60°

c.c. rara $M_{SD} = -660 \text{ kNm}$ $\sigma_{cls} = -3.03 \text{ MPa}$ $\sigma_{acc} = 185 \text{ MPa}$

La verifica a fessurazione può ritenersi soddisfatta, in quanto la tensione limite per il caso in esame è pari a:

c.c. frequente $\sigma_{acc} < \min [220;280] = 220 \text{ MPa}$

c.c. q.perm. $\sigma_{acc} < \min [194;240] = 194 \text{ MPa}$

Nella c.c. rara la tensione nell'acciaio raggiunge il valore di 185 MPa, già inferiore a quanto previsto per la ben meno gravosa c.c. quasi permanente: la verifica può quindi considerarsi soddisfatta.

c.c. SLU $M_{SD} = 1077 \text{ kNm}$ $M_{RD} = 1448 \text{ kNm}$ C.U. = 0.74 < 1.00

$V_{SD} = 725 \text{ kN}$

resistenza a taglio senza armatura trasversale $V_{RD1} = 405 \text{ kN} < V_{SD}$

resistenza a taglio con armatura trasversale $V_{RSD} = 850 \text{ kN} > V_{SD}$

Verifica a taglio per sezioni rettangolari secondo le NTC 2008					
base	1000	mm			N. barre zona tesa
altezza	1500	mm	d	1440	mm
fck	25	MPa	As	2650	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
					$\Phi 8 = 0$
					$\Phi 10 = 0$
					$\Phi 12 = 0$
					$\Phi 14 = 0$
					$\Phi 16 = 0$
					$\Phi 18 = 0$
					$\Phi 20 = 0$
					$\Phi 22 = 0$
Armatura	staffe	As	200	mmq	$\Phi 24 = 0$
		passo	250	mm	$\Phi 26 = 5$
		n	0.0		$\Phi 30 = 0$
	piegati	As	314	mmq	$\Phi 32 = 0$
		alfa	60	°	
		passo	600	mm	
		n	2.50		
		d, pieg	1350	mm	
Carico assiale	N=		0	kN	
Resistenza SENZA armatura a taglio		$V_{RD1} =$	405.3	kN	$v = 0.281$ N/mmq
Resistenza CON armatura a taglio		$V_{RSD, st} =$	0.0	kN	$v_{eq} = 0$ N/mmq
		$V_{RCD, st} =$	4590.0	kN	
		$V_{RSD, pieg} =$	849.7	kN	$v_{eq} = 0.59$ N/mmq
		$V_{RCD, pieg} =$	7240.0	kN	

Sezione mensola direzione "3" (B) – dim. 100x150

$A_{s, sup} = 5 \Phi 20$ – $A_{s, inf} = 5 \Phi 26$

Barre piegate $\Phi 20/40$ – interasse di posa = 60cm – inclinazione = 60°

c.c. rara $M_{SD3} = -484$ kNm $\sigma_{cls} = -2.22$ MPa $\sigma_{acc} = 136$ MPa

La verifica a fessurazione può ritenersi soddisfatta, in quanto la tensione limite per il caso in esame è pari a:

c.c. frequente $\sigma_{acc} < \min [220; 280] = 220$ MPa

c.c. q.perm. $\sigma_{acc} < \min [194; 240] = 194$ MPa

Nella c.c. rara la tensione nell'acciaio raggiunge il valore di 136 MPa, inferiore a quanto previsto per la ben meno gravosa c.c. quasi permanente: la verifica può quindi considerarsi soddisfatta ed essere omessa.

c.c. SLU $M_{SD3} = 857$ kNm $M_{RD3} = 1448$ kNm C.U. = 0.60 < 1.00

$V_{SD3} = 664$ kN

resistenza a taglio senza armatura trasversale $V_{RD1} = 405$ kN < V_{SD3}

resistenza a taglio con armatura trasversale $V_{RSD} = 850$ kN > V_{SD3}

1.4. EFFETTI SULLE SPALLE

Si riportano nel seguito le verifiche di stabilità e resistenza della spalla; 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" (impronte di carico di 3x2.2m per i carichi tandem) in sommità nel volume del rilevato.

Opera	4							
	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	12.3	1.4	7.2	25	3.70	5.60	-3100	-11469
	12.3	0.72	7.2	12.5	2.76	4.40	-797	-2200
muro ala sx	0	5.6	8.5	25	7.20	6.25	0	0
muro ala dx	0	5.6	8.5	25	7.20	6.25	0	0
paragliaia	12.3	0.7	1.3	25	5.45	9.85	-280	-1525
terreno monte	12.3	5.1	8.5	18	6.95	6.25	-9598	-66704
terreno valle	12.3	2.28	0	18	1.14	2.00	0	0
terreno lato	0	9.5	0	18	4.75	2.00	0	0
soletta	12.3	9.5	2	25	4.75	1.00	-5843	-27752
							-19617	-109649
Dati terreno								
Angolo di attrito di calcolo		fi =	35 °				d =	10.5
Coefficiente di spinta attiva		Ka =	0.271				l =	12.3
Coefficiente di spinta a riposo		K0 =	0.426					
Coeff. di spinta sismico (M/O)		K =	0.313					
peso di volume		g =	18 kN/mc					
angolo fondazione		alfa	0.00 °					
Sovraccarico accidentale medio		q =	20 kN/mq					

Sisma	a _{max} =	0.249						
	β _m =	1						
	Kh =	0.249						
		V _{SK}	M _{SK}					
		kN	kNm					
Spinta del terreno monte		3154	11040					
Spinta del terreno monte		0	0					
Spinta del terreno valle		-180	-120					
Spinta accidentale		700	3675					
Incremento di spinta		489	3081	Mononobe-Okabe				
Inerzia spalla		4885	22273					
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	-1035	7			3.9	9.2	-3972	
perm portati	-222	2			3.9	9.2	-847	
precompressione	-104				3.9	9.2	-406	
temp	-551	723	562	1073	3.9	9.2	4503	
mobili	-1392	41		2548	3.9	9.2	-5052	
mobili	304	41		2548	3.9	9.2	1563	
frenamento		123			3.9	9.2	1132	
centrifuga			0	0	3.9	9.2	0	
vento			175	324	3.9	9.2	0	
sisma (70%)	156	466	395		3.9	9.2	4897	

Approccio 2	Combinazione 1		
DATI RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO VERTICALE			
	Massimo carico verticale	Minimo carico verticale	Sismica
$N_{SD} =$	-30878 kN	-21031 kN	-21087 kN
$H_{long,D} =$	6125 kN	5017 kN	9184 kN
$H_{trav,D} =$	937 kN	937 kN	2141 kN
$M_{33,SD} =$	-135290 kNm	-92237 kNm	-71412 kNm
$M_{22,SD} =$	5213 kNm	5213 kNm	7218 kNm
$E2_{long} =$	0.369 m	0.364 m	1.363 m
$E2_{trav} =$	-0.169 m	-0.248 m	-0.342 m

La spinta del terreno è stata valutata considerando l'attivazione dello stato limite di spinta attiva: questo è tanto più ragionevole nella combinazione di carico sismica (che è quella dimensionante per l'opera), in cui l'elevata altezza della parete, associata alla rotazione della soletta di fondazione, porta ad avere degli spostamenti dell'ordine di 10/20mm. Questa entità di spostamento è compatibile con l'attivazione della spinta attiva, sulla base delle indicazioni fornite dalla norma UNI EN 1997-1:2004, Appendice C.

1.4.1. 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 sezione di incastro ha spessore di 2.12m, ed è armata con ($\Phi 26/20 + \Phi 20/40$) verso monte, e $\Phi 20/20$ verso valle.

Allo SLE si ha:

SLE-rara	$N_{SD} = -608$ kN/m	$M_{SD} = 1261$ kNm/m	$\sigma_{cls} = -3.2$ MPa	$\sigma_{acc} = 115$ MPa
SLE-freq.	$N_{SD} = -561$ kN/m	$M_{SD} = 1147$ kNm/m	$\sigma_{cls} = -2.9$ MPa	$\sigma_{acc} = 104$ MPa
SLE-q.perm.	$N_{SD} = -495$ kN/m	$M_{SD} = 747$ kNm/m	$\sigma_{cls} = -1.9$ MPa	$\sigma_{acc} = 53$ 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 (ambiente ordinario, armatura non sensibile):

c.c. frequente	$\sigma_{acc} < \min [220;280] = 220$ MPa
c.c. q.perm.	$\sigma_{acc} < \min [194;240] = 194$ MPa

Allo SLU si ha:

$N_{SD,max} = -470$ kN/m	$M_{SD} = 1638$ kNm/m	$M_{RD} = 3170$ kNm/m	C.S. = 1.94
	$V_{SD} = 452$ kN/m		
	resistenza a taglio senza armatura trasversale $V_{RD1} = 611$ kN/m $> V_{SD}$		
$N_{SD,min} = -816$ kN/m	$M_{SD} = 1638$ kNm/m	$M_{RD} = 3507$ kNm/m	C.S. = 2.14
	$V_{SD} = 452$ kN/m		
	resistenza a taglio senza armatura trasversale $V_{RD1} = 662$ kN/m $> V_{SD}$		

Allo SLV si ha:

$N_{SD,max} = -459$ kN/m	$M_{SD} = 1822$ kNm/m	$M_{RD} = 3159$ kNm/m	C.S. = 1.73
	$V_{SD} = 463$ kN/m		
	resistenza a taglio senza armatura trasversale $V_{RD1} = 610$ kN/m $< V_{SD}$		

1.4.2. 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 =	9.5	m		
Lunghezza fondazione	L =	12.3	m		
Spessore fondazione	H =	2	m		
Spessore terreno valle	tv =	0	m		
Spessore terreno monte	tm =	8.5	m		
carico N _{SD}	N _{SD} =	-30878	-21031	-21087	kN
larghezza ridotta B'	B' =	8.763	8.772	6.773	m
lunghezza ridotta L'	L' =	11.962	11.804	11.615	m
pressione media massima	p =	-295	-203	-268	kPa
pres. di calcolo dir long. (valle)	pd =	-245	-153	-218	kPa
Mensola in direzione longitudinale (valle)		L =	2.28	m	
Momento di progetto	M =	-766	kNm/m		
Taglio di progetto	V =	-672	kN/m		
Mensola in direzione longitudinale (monte)		L =	5.1	m	
Momento di progetto	M =	-164	1623	1885	kNm/m
Taglio di progetto	V =	-250	510	399	kN/m

Mensola in direzione longitudinale (valle)

La sezione tipo è armata con $\Phi 26/20 + \Phi 20/40$ al lembo inferiore, e $\Phi 26/20$ superiormente; in corrispondenza dell'incastro si dispongono ferri $\Phi 20/60 \times 60 \text{ cm}$ piegati a 60° .

$$\begin{aligned}
 M_{SD} &= -766 \text{ kNm/m} & M_{rd} &\approx -0.9 \cdot 391 \cdot (530/0.2 + 314/0.4) \cdot 1900 = -2296 \text{ kNm} & C.S. &= 2.99 \\
 V_{SD} &= 672 \text{ kN/m} & V_{rd1} &= 506 \text{ kN/m} & & \text{senza armatura a taglio} \\
 & & V_{rSD} &= 776 \text{ kN/m} & & \text{resistenza ferri piegati (per } \cotg \vartheta = 1.0) \\
 & & V_{rCD} &= 6056 \text{ kN/m} & &
 \end{aligned}$$

Verifica a taglio per sezioni rettangolari secondo le NTC 2008						
base	1000	mm			N. barre zona tesa	
altezza	2000	mm	d	1900	mm	
fck	25	MPa	As	3435	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	
					$\Phi 8 =$ 0	
					$\Phi 10 =$ 0	
					$\Phi 12 =$ 0	
					$\Phi 14 =$ 0	
					$\Phi 16 =$ 0	
					$\Phi 18 =$ 0	
					$\Phi 20 =$ 2.5	
					$\Phi 22 =$ 0	
Armatura	staffe	As	154	mmq	$\Phi 24 =$ 0	
		passo	150	mm	$\Phi 26 =$ 5	
		n	0.0		$\Phi 30 =$ 0	
	piegati	As	314	mmq	$\Phi 32 =$ 0	
		alfa	60	°		
		passo	600	mm		
		n	1.67			
		d, pieg	1850	mm		
Carico assiale	N=		0	kN		
Resistenza SENZA armatura a taglio			$V_{RD1} =$	506.8	kN	$v = 0.267$ N/mmq
Resistenza CON armatura a taglio			$V_{RSD, st} =$	0.0	kN	$v_{eq} = 0$ N/mmq
			$V_{RCD, st} =$	6056.3	kN	
			$V_{RSD, pieg} =$	776.4	kN	$v_{eq} = 0.409$ N/mmq
			$V_{RCD, pieg} =$	9552.8	kN	

Allo SLE si ha:

SLE-rara	$M_{SD} = -443$ kNm/m	$\sigma_{cls} = -1.2$ MPa	$\sigma_{acc} = 73$ MPa	
SLE-freq.	$M_{SD} = -426$ kNm/m	$\sigma_{cls} = -1.2$ MPa	$\sigma_{acc} = 70$ MPa	$\omega_d = 0.04$ mm
SLE-q.perm.	$M_{SD} = -393$ kNm/m	$\sigma_{cls} = -1.1$ MPa	$\sigma_{acc} = 65$ MPa	$\omega_d = 0.03$ mm

Mensola in direzione longitudinale – lato monte

La sezione tipo è armata con ($\Phi 26/20 + \Phi 20/40$) al lembo superiore, e $\Phi 26/20$ inferiormente; in corrispondenza dell'incastro si dispongono ferri $\Phi 20/60 \times 60$ cm piegati a 60° .

$M_{SD} = +1885$ kNm/m	$M_{rd} \approx +0.9 \cdot 391 \cdot (530/0.2 + 314/0.4) \cdot 1900 = +2296$ kNm	C.S. = 1.21
$V_{SD} = 510$ kN/m	$V_{rd1} = 506$ kN/m	senza armatura a taglio
	$V_{rSD} = 776$ kN/m	resistenza ferri piegati (per $\cotg \vartheta = 1.0$)
	$V_{rCD} = 6056$ kN/m	

Allo SLE si ha:

SLE-rara	$M_{SD} = 603$ kNm/m	$\sigma_{cls} = -1.6$ MPa	$\sigma_{acc} = 99$ MPa
SLE-freq.	$M_{SD} = 556$ kNm/m	$\sigma_{cls} = -1.5$ MPa	$\sigma_{acc} = 91$ MPa
SLE-q.perm.	$M_{SD} = 284$ kNm/m	$\sigma_{cls} = -0.8$ MPa	$\sigma_{acc} = 47$ MPa

Il momento sollecitante massimo è inferiore al momento critico di prima fessurazione, pari a:

$$M_{crit} = W \cdot f_{ctd} = (1.00 \cdot 2.0^2 / 6) \cdot 1197 = 798 \text{ kNm/m}$$

Non si ha quindi fessurazione della sezione nelle c.c. allo SLE.

1.4.3. Verifiche geotecniche

Si riporta nelle schede seguenti il calcolo della capacità portante Q_{UD} della soletta di fondazione nelle 3 combinazioni di carico considerate.

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	9.5		
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	2	12.3	
0.610865								
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d = 35.00^\circ$		c'_d	0	kPa	
					c_{ud}	0	kPa	
Carico verticale (V)		30878	kN					
Carico orizzontale (H _B)		6125	kN					(agente in direzione parallela a "B")
Carico orizzontale (H _L)		937	kN					(agente in direzione parallela ad "L")
Risultante orizzontale		6196	kN					
Eccentricità "e _B "		0.37	m					
Eccentricità "e _L "		0.17	m					
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B' =	8.760	m		m _B =	1.5772			
L' =	11.960	m		m _L =	1.4228			
A' =	104.770	mq						
$\theta =$	81.3023464	°		\rightarrow m =	1.574			
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		1.513	1.126	0.589	1.000	1.000	1.00
					0.589			
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		1.529	1.084	0.577	1.000	1.000	1.00
			0.146	0.084	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		0.707	1.000	0.469	1.000	1.000	1.00
In condizioni drenate:								
L →	0	contributo coesivo						
	936	contributo terreno di fondazione						
	1203	contributo terreno laterale						
						γ _R =	1.40	
q _{ult} =	2140	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud} =	1528	kPa
Q _{ult} =	224158	kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	160113	kN

Terreno di fondazione								
ang. attrito φ'	coesione c'	coes. non dr c_u	coeff. mat. angolo attrito	coeff. mat. coesione	KN/m ³ fondazione γ	m larghezza B		
35	0	0	1	1	19	9.5		
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 c_u	coeff. mat. angolo attrito	coeff. mat. coesione	KN/m ³ laterale γ	m profondità D	m lunghezza L	
35	0	0	1	1	18	2	12.3	
0.610865								
tg φ_d	0.70020754		$\varphi_d = 35.00^\circ$		c'_d	0	kPa	
					c_{ud}	0	kPa	
Carico verticale (V)		21031	kN					
Carico orizzontale (H _B)		5017	kN		(agente in direzione parallela a "B")			
Carico orizzontale (H _L)		937	kN		(agente in direzione parallela ad "L")			
Risultante orizzontale		5104	kN					
Eccentricità "e _B "		0.36	m					
Eccentricità "e _L "		0.25	m					
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B' =	8.780	m		m _B =	1.5734			
L' =	11.800	m		m _L =	1.4266			
A' =	103.604	m ²						
$\theta =$	79.4210324	°		\rightarrow m =	1.568			
a _{lat} =	9.02	(=e ^{Tg φ_d})						
a _{fond} =	9.02	(=e ^{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		1.521	1.126	0.524	1.000	1.000	1.00
					0.524			
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		1.537	1.084	0.509	1.000	1.000	1.00
			0.149	0.084	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		0.702	1.000	0.394	1.000	1.000	1.00
In condizioni drenate:								
L →	0	contributo coesivo						
	783	contributo terreno di fondazione						
	1075	contributo terreno laterale						
						$\gamma_R =$	1.40	
q _{ult} =	1858	kPa	Capacità portante unitaria di progetto		q _{ud} =	1327	kPa	
Q _{ult} =	192524	kN	Capacità portante di progetto		Q _{ud} =	137517	kN	

Per il soddisfacimento della verifica a scorrimento si può sfruttare la resistenza passiva del terreno antistante la soletta, e la resistenza per attrito lungo le pareti laterali del volume in esame:

$$R_{pass} = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * K_p (\delta=0) * L = 0.5 * 18 * 2.0^2 * 3.68 * 12.3 = 1628 \text{ kN}$$

$$R_{lat} = [\frac{1}{2} * \gamma * H^2 * K_0 * \text{tg}(\frac{2}{3} * \Phi)] * L * T^2 = [0.5 * 18 * 10.5^2 * 0.426 * 0.43] * 6 * 2 = 2181 \text{ kN}$$

$$R_{pass,nec} = 1.1 * 9431 - 9101 - 2181 = -908 \text{ kN}$$

La verifica è quindi soddisfatta senza chiamare in gioco la resistenza passiva del terreno antistante la spalla.

Sarà comunque necessario provvedere ad una adeguata compattazione del terreno a lato della soletta di fondazione, per migliorare le caratteristiche di resistenza del terreno superficiale.