



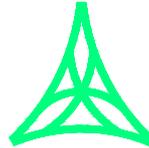
REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA

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 PRINCIPALI

Opera n°1: Viadotto sullo svincolo a rotatoria con la S.S. n.13
 Aggiornamento relazione tecnica e di calcolo

TEMATICA

G

N. ALLEGATO e SUB.ALL.

01.01 . 10

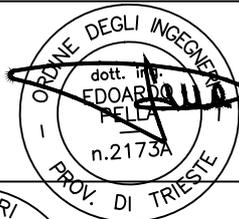
REV.	DATA	DESCRIZIONE	DF REDATTO	FA VERIFICATO	EP APPROVATO
3					
2					
1					
0	30/08/12	EMISSIONE			

COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE GENERALE:

S.p.A. AUTOVIE VENETE :

dott. ing. Edoardo PELLA

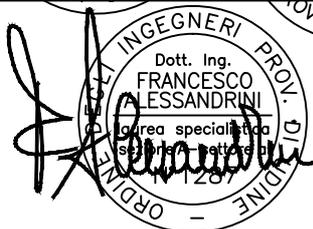
dott. ing. Stefano DI SANTOLO



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:
 1207G0101100.doc
 1207G0101100.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	5
1.2.3. CARICO DA FRENAMENTO E CENTRIFUGA	6
1.2.4. AZIONE D'URTO	7
1.2.5. CONSIDERAZIONI SUI DISPOSITIVI DI VINCOLO	8
1.2.6. AZIONE DEL VENTO	8
1.2.7. AZIONE SISMICA.....	8
1.3. EFFETTI SULLE PILE	9
1.3.1. CARICHI MOBILI (VERTICALI ED ORIZZONTALI)	9
1.3.2. AZIONI SISMICHE.....	10
1.3.3. FONDAZIONI.....	10
1.4. EFFETTI SULLE SPALLE	15
1.4.1. VERIFICHE DI RESISTENZA DELL'ELEVAZIONE	15
1.4.2. VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA SOLETTA DI FONDAZIONE.....	16
1.4.3. VERIFICHE GEOTECNICHE	18

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
Corsia 3	carico tandem Stesa uniforme	$Q_{3k} = 200$ kN su 4 impronte $q_{3k} = 2.5$ kN/mq
Spazio restante	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 26/33/26m, 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	$M_{SD,K} = +8952$ kNm	→	$M_{SD,SLU} = +12085$ kNm
Sezione S2	$M_{SD,K} = -9367$ kNm	→	$M_{SD,SLU} = -12645$ kNm
Sezione S3	$M_{SD,K} = +8881$ kNm	→	$M_{SD,SLU} = +11989$ kNm

Le corrispondenti sollecitazioni determinate nel presente documento sono pari a:

Sezione S1	$M_{SD,K} = +7163$ kNm	→	$M_{SD,SLU} = +10744$ kNm
Sezione S2	$M_{SD,K} = -9107$ kNm	→	$M_{SD,SLU} = -13660$ kNm
Sezione S3	$M_{SD,K} = +7047$ kNm	→	$M_{SD,SLU} = +10570$ kNm

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

Sezione S1	$\Delta s_{le} = +25.0\%$	$\Delta s_{lu} = +12.5\%$
Sezione S2	$\Delta s_{le} = +2.9\%$	$\Delta s_{lu} = -7.4\%$
Sezione S3	$\Delta s_{le} = +26.0\%$	$\Delta s_{lu} = +13.4\%$

Si riporta nel seguito una verifica sommaria delle 3 sezioni, in cui si considera un incremento delle sollecitazioni del 26% per le sezioni in campata (A1 ed A2) e del 3% per quella in appoggio.

Sollecitazioni flettenti nella sezione di verifica

COND.	S1	S2	S3
c.c.1	11507	-27246	10117
c.c.2 (N_{prec})	-65343	-58935	-53635
c.c.2 (M_{prec})	-29560	45252	-17101
c.c.3	2502	-5857	2196
c.c.4	2369	6059	6043
c.c.5	+8952 -2599	+1920 -9367	+8881 -2479

Calcolo degli effetti dovuti ai carichi mobili

SEZ	S1	S2	S3
M_{MOB}	8952 (-2599)	1920 (-9367)	8881 (-2497)
$\Delta \sigma_s$	3.58 (-1.04)	0.60 (-2.85)	3.55 (-0.99)

$\Delta\sigma_i$	-4.97 (1.44)	-0.60 (2.85)	-4.93 (1.38)
------------------	-----------------	-----------------	-----------------

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

SEZ	S1	S2	S3
σ_{sup}	5.34 (-0.23)	8.59 (1.29)	9.27 (2.31)
σ_{inf}	4.57 (13.62)	-0.01 (7.22)	-2.60 (10.43)

La massima tensione di compressione nel cls è pari a 13.62 MPa, mentre quella in trazione raggiunge il valore di 2.60 MPa.

Il quantitativo di armatura posizionato nelle sezioni S2 ed S3 è pari a:

SEZIONE S2

Tr=7 kN $A_{L,min} = 38 \text{ mm}^2$
 $A_{L,eff} = 19116 \text{ mm}^2$ (36 Φ 26, al netto delle barre longitudinali resistenti a torsione)

SEZIONE S3

Tr=2312 kN $A_{L,min} = 13212 \text{ mm}^2$
 $A_{L,eff} = 13680 \text{ mm}^2$ (36 Φ 22, al netto delle barre longitudinali resistenti a torsione)

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

Le sollecitazioni ed il corrispondente stato tensionale dovuto al carico mobile nella c.c. frequente sono:

SEZ	S1	S2	S3
M_{MOB}	5618 (-3088)	1162 (-5124)	5580 (-2369)
$\Delta\sigma_s$	2.24 (-1.23)	0.36 (-1.60)	2.23 (-0.95)
$\Delta\sigma_i$	-3.12 (1.71)	-0.36 (1.60)	-3.10 (1.32)

SEZ	S1	S2	S3
σ_{sup}	4.00 (-0.42)	8.35 (2.61)	7.95 (2.31)
σ_{inf}	6.42 (13.89)	0.23 (5.97)	-0.77 (10.37)

Le sezioni risultano in generale compresse, ad eccezione della sezione S3, il cui lembo inferiore è leggermente in trazione: l'entità di tale trazione è comunque inferiore al limite oltre il quale si ha la formazione delle fessure ($=f_{ctm}/1.2 = 2.79 \text{ MPa}$).

Si ha quindi:

- nella c.c. frequente stato limite di apertura delle fessure
→ verificato, non si ha formazione di fessure
- 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
1.35 M _{Gk1}	15535	-36782	13657
1.5 M _{Gk2}	3753	-8785	3294
1.2 M _{term}	2843	0	7252
0.85 M _{P*k}	-20388	34480	-11482
1.35 M _{mob}	12085	2592	11989
Msoll_{NTC08}	13828*	-8495*	24710*
Msoll_{DM96}	14153*	-13062*	24810*

SEZ	S1	S2	S3
1.35 M _{Gk1}	15535	-36782	13657
1.5 M _{Gk2}	3753	-8785	3294
1.2 M _{term}	2843	0	7252
0.85 M _{P*k}	-20388	34480	-11482
1.35 M _{mob}	-3508	-12645	-3347
Msoll_{NTC08}	-1765	-23732	9374
Msoll_{DM96}	115*	-28855*	10236*

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 = 60 %
azione G2 p = 10 %
azione Q1/2 p = 30 %

L'azione di progetto massima per la sezione T2 (più significativa) è pari a 7573 kN; applicando le NTC08 si ha:

$$V_{SK} \approx 7573 / 1.5 = 5048 \text{ kN}$$

$$V_{SD,NTC08} = 1.35 \cdot 3028 + 1.5 \cdot 505 + 1.35 \cdot 2052 = 7615 \text{ kN} \quad \Delta_{NTC08-DM90} = 0.56\%$$

in cui "2052" rappresenta il taglio dovuto ai carichi mobili definiti dalle NTC08.

La resistenza a taglio della sezione, valutata ai sensi delle NTC08, è pari a 8547 kN, superiore al valore sollecitante.

La variazione dell'azione torcente è dello stesso ordine di grandezza di quella rilevata per il taglio; considerato il coefficiente di sicurezza ottenuto nelle verifiche indicate in relazione, la limitata variazione dello stato di sollecitazione, e che le espressioni per il calcolo dei contributi resistenti sono di fatto inalterati tra i due testi normativi, la verifica può dirsi soddisfatta.

1.2.2. Verifiche locali dello sbalzo d'impalcato

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

$$Q_{3,NTC08} = 0.6 \cdot 600 + 0.1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 87.2 = 596 \text{ kN}$$

$$Q_{3,DM90} = 270 \text{ kN}$$

L'azione centrifuga è pari a:

$$Q_{4,NTC08} = 40 \cdot (600 + 400 + 200) / 900 = 53.3 \text{ kN}$$

$$Q_{4,DM90} = 1.00 \text{ kN/m}$$

Effetto sulle pile

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

$$Q_{3,pila,NTC08} = 596 / 4 = 149 \text{ kN}$$

L'azione orizzontale longitudinale di progetto, dimensionante per l'elemento in esame, è la componente sismica, di intensità pari a 793 kN.

Tale valore è ben superiore all'azione di progetto allo SLU del frenamento ($=1.35 \cdot 149 = 202 \text{ kN}$): l'adeguamento normativo non incide quindi sul dimensionamento della pila.

Analogo ragionamento può essere fatto in relazione alla forza centrifuga: la componente orizzontale trasversale data dal sisma allo SLV è di 995 kN, ben superiore all'azione centrifuga.

Effetto sulle spalle

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

$$Q_{3,pila,NTC08} = 596 / 4 = 149 \text{ kN}$$

L'azione orizzontale longitudinale di progetto, dimensionante per l'elemento in esame, è la componente sismica, di intensità pari a 795 kN.

Tale valore è ben superiore all'azione di progetto allo SLU del frenamento ($=1.35 \cdot 149 = 202 \text{ kN}$): l'adeguamento normativo non incide quindi sul dimensionamento della pila.

Analogo ragionamento può essere fatto in relazione alla forza centrifuga: la componente orizzontale trasversale data dal sisma allo SLV è di 979 kN, ben superiore all'azione centrifuga.

1.2.4. Azione d'urto

L'impalcato permette lo scavalco di una rotatoria stradale; in particolare la prima e la terza campata sono direttamente sovrastanti la sede stradale dello svincolo. L'altezza minima netta tra impalcato e piano viabile inferiore è di 5.27m, a circa 5.50m dall'asse della pila.

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

posizione a 5.5m dall'asse pila	$FH = 1000 \cdot 0.73 \cdot \cos(10^\circ) = 719 \text{ kN}$
	$FV = 1000 \cdot 0.73 \cdot \sin(10^\circ) = 127 \text{ kN}$

posizione in mezzeria campata	$FH = 1000 \cdot 0.40 \cdot \cos(10^\circ) = 393 \text{ kN}$
	$FV = 1000 \cdot 0.40 \cdot \sin(10^\circ) = 70 \text{ kN}$

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 +405 kNm in mezzeria, e di -335 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 2538 kNm, ben assorbibile dalla piastra in c.a.; le tensioni agenti ottenute considerando come resistente solo la "soletta" superiore sono:

$$W = b \cdot H^2 / 6 = 0.2 \cdot 15^2 / 6 = 7.500 \text{ m}^3$$

$$\sigma = 2538 \text{ e}6 / 7.5 = 338 \text{ kN/mq} = 0.338 \text{ N/mm}^2 < f_{ctd}$$

$$\tau \approx 585000 / (200 \cdot 15000 \cdot 0.9) = 0.2167 \text{ N/mm}^2 < u_{\min} = 0.035 \cdot 1.11 \cdot 5.91 = 0.229 \text{ N/mm}^2$$

1.2.5. Considerazioni sui dispositivi di vincolo

È previsto l'utilizzo di isolatori sismici tipo "FIP SI-N 900/84", con capacità di spostamento di 150mm. L'azione dovuta al frenamento/forza centrifuga sul singolo appoggio è pari a:

$$H_{LQ3} = 1.35 \cdot 596 / 8 = 100 \text{ kN}$$

$$H_{TQ4} = 1.35 \cdot 53.3 / 2 = 36 \text{ kN}$$

La resistenza del dispositivo è di 909 kN, ben 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 simile a quella evidenziata per il taglio massimo (circa +1%).

Si ha quindi:

$$P_{\max,SLU} \approx (1+0.01) \cdot [1.5 \cdot 6763] = 10245 \text{ kN}$$

Da catalogo, tali dispositivi hanno una resistenza al carico verticale di 21220 kN, ben superiore a quella richiesta.

In condizioni sismiche tale valore scende a 14980 kN, comunque superiore all'azione sollecitante di progetto.

L'azione orizzontale indotta dall'urto di un veicolo contro l'impalcato è pari a 293 kN/appoggio (=585/2), 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, $\phi=1$)

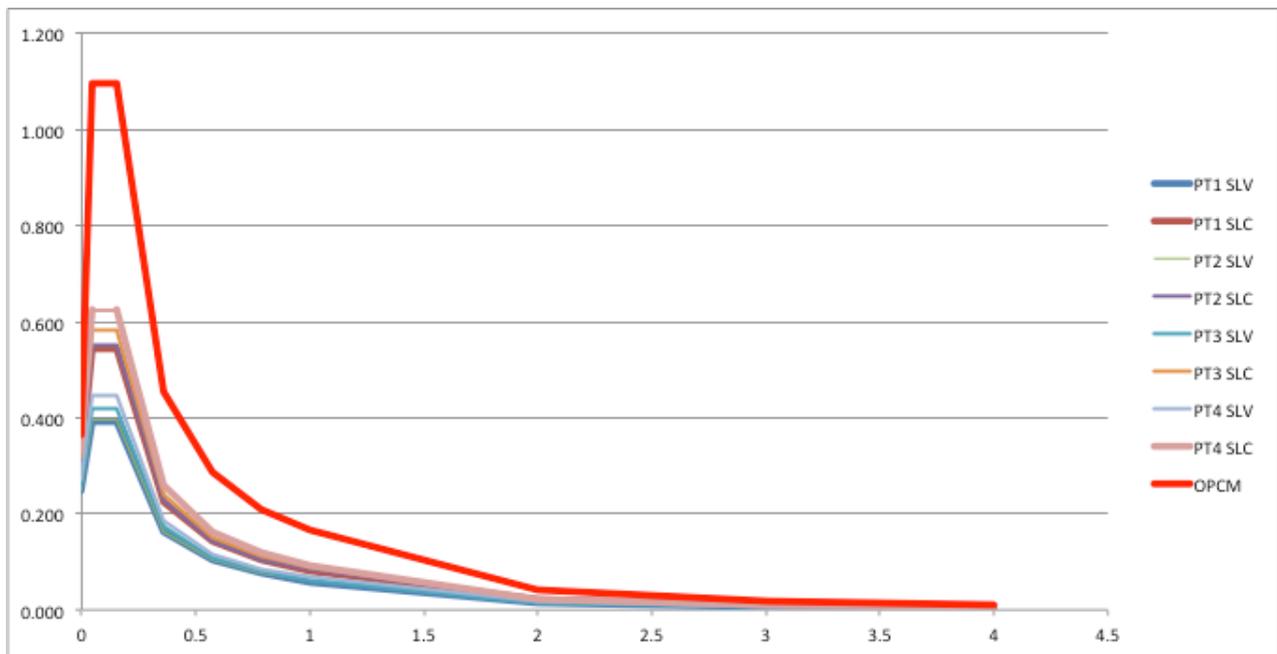
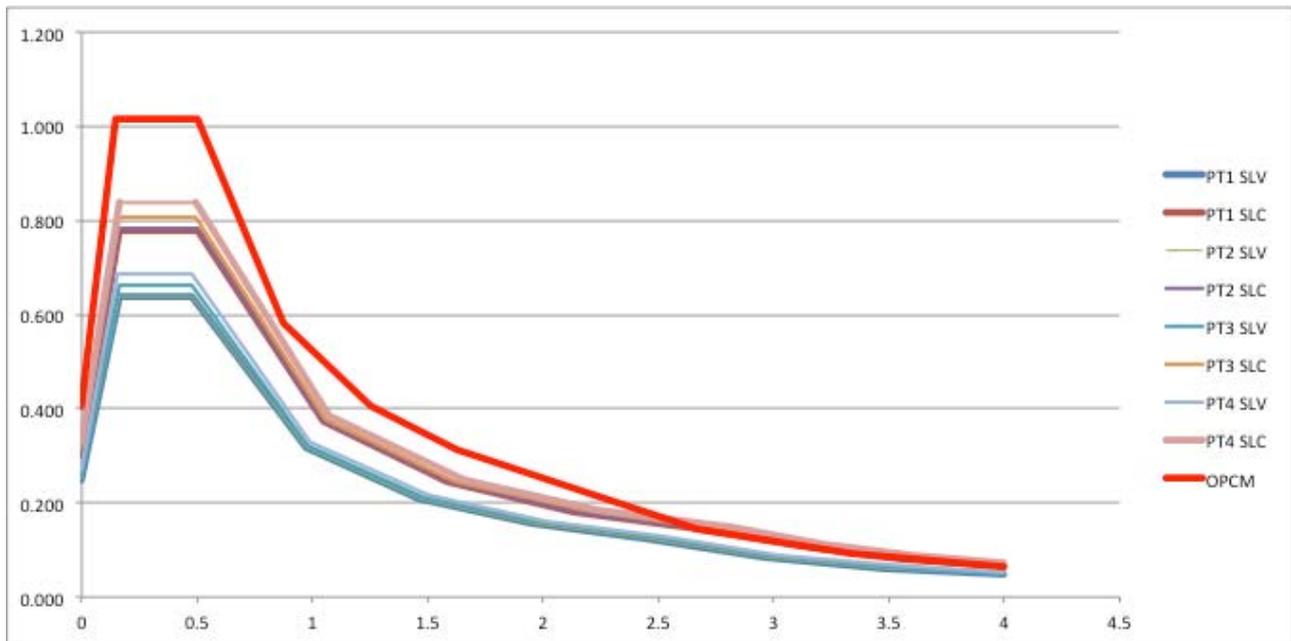
$$Q = 0.39 \cdot 2.35 \cdot 1.4 = 1.28 \text{ kN/mq} \ll 2.5 \text{ kN/mq}$$

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, e 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 periodi 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)

La variazione dell'intensità dei carichi mobili incide nella valutazione delle sollecitazioni nelle combinazioni di carico non sismiche.

Come si può osservare dai risultati delle verifiche riportati nella relazione (§8.4.1.1, §8.4.1.2, §8.4.1.3), il margine di sicurezza è significativo.

L'incremento del carico verticale di progetto (N_{SD}) non modifica significativamente il dominio di resistenza già calcolato; gli incrementi di taglio e momento flettente dati dal frenamento e l'azione centrifuga sono pari a:

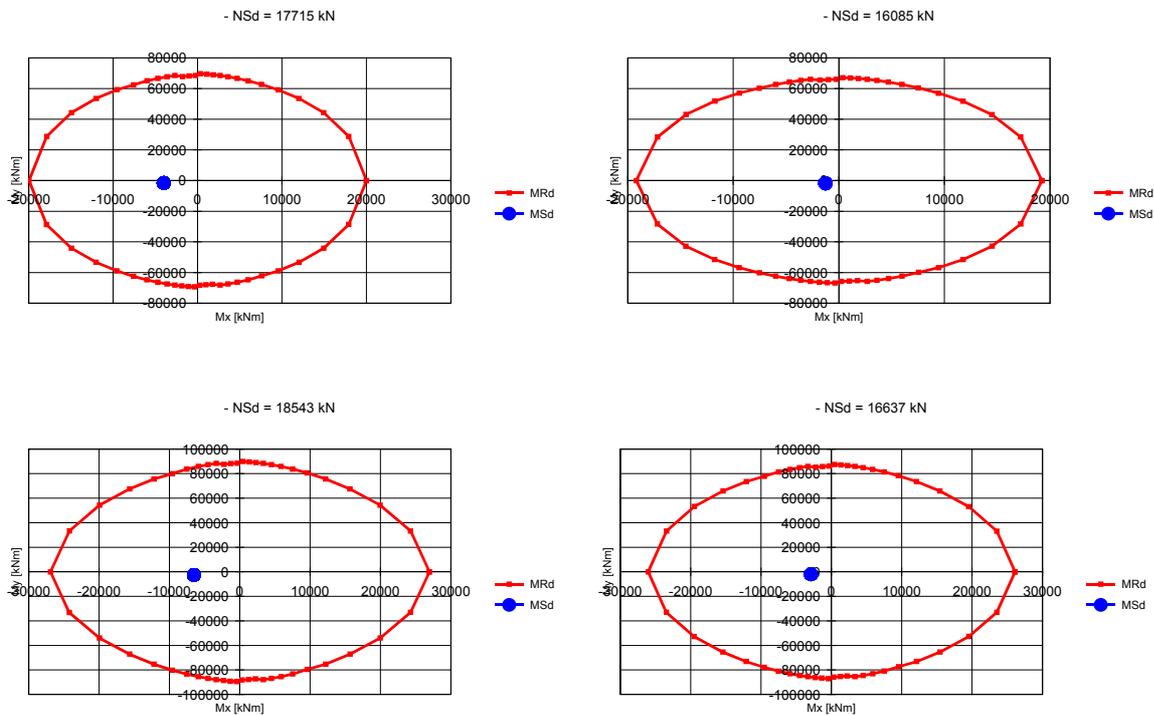
$$\Delta V_2 = 149 \cdot 1.35 - 68 \cdot 1.5 = +99 \text{ kN}$$

$$\Delta M_{3A} = 99 \cdot 5.08 = +502 \text{ kNm} \quad \Delta M_{3B} = 99 \cdot 8.08 = +800 \text{ kNm}$$

$$\Delta V_3 = 54 \cdot 1.35 - 15 \cdot 1.5 = +51 \text{ kN}$$

$$\Delta M_{3A} = 51 \cdot 5.08 = +259 \text{ kNm} \quad \Delta M_{3B} = 51 \cdot 8.08 = +412 \text{ kNm}$$

Si riportano i domini di resistenza delle sezioni di verifica A (sopra) e B (sotto), con evidenziata la coppia sollecitante di progetto; come si vede le variazioni indotte dal frenamento e dalla forza centrifuga sono ben assorbibili dalle sezioni.



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 sono quindi inferiori.

1.3.3. Fondazioni

La fondazione della pila è costituita da un plinto a base rettangolare di lati 8x10m, con spessore costante di 2.0m.

Rispetto i carichi rilevati nella relazione di calcolo, si evidenziano le seguenti variazioni:

1. il carico verticale massimo si modifica in proporzione dell'aumento dell'azione legata ai mezzi mobili:

$$V_{DM90} \approx (600+300+210) \cdot 1.24 + [(26/2-7.5)+(33/2-7.5)] \cdot (30+15+10.5) \cdot 1.24 = 2374 \text{ kN}$$

$$V_{NTC08} \approx (600+400+200) + [26/2+33/2] \cdot (27+8 \cdot 2.5) = 2587 \text{ kN}$$

2. l'azione orizzontale di frenamento aumenta:

$$\Delta V_2 = 149 - 68 = +81 \text{ kN}$$

$$\Delta M_{3P} = 81 \cdot 9.08 = +735 \text{ kNm}$$

3. l'azione centrifuga aumenta:

$$\Delta V_3 = 54 - 15 = +39 \text{ kN}$$

$$\Delta M_{3P} = 39 \cdot 9.08 = +355 \text{ kNm}$$

4. l'azione sismica si riduce.

Si riportano le combinazioni di carico considerate in relazione (per le verifiche geotecniche), e la loro espressione aggiornata (in rosso):

C1 1.0 Gkj + 1.3 Qkj
 A2+M2+R2 1.0 Gkj + 1.15 Qkj

C2 1.0 Gkj + 1.3 Ed
 A0+M2+R2 1.00 Gkj + 1.00 Ed

Le sollecitazioni alla base del plinto sono ricavabili da quelle riportate in relazione; in particolare le sollecitazioni nella c.c. sismica possono essere ridotte di circa il 30% (valore forfettario, sulla base degli spettri di progetto), mentre quelle allo SLU tengono conto dei coefficienti parziali dati dalla tab. 5.1.V.

Pila P1 – P2	P(kN)	T ₂ (kN)	T ₃ (kN)	M ₂ (kNm)	M ₃ (kNm)
c.c. esercizio	16380	±697	±353	±3388	±6589
A2+M2	16380 22113+288	±941±110	±459±45	±4404±408	±7577±845
c.c. sismica A0+M2	12843	±1346	±1276	±12034	±12629

Negli schemi che seguono si riporta il calcolo della capacità portante della fondazione Q_{UD}, che risulta essere sempre superiore al carico sollecitante.

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	1.25	1.25	19	8	
0.610865							
$tg\varphi_d$	0.56016603		$\varphi_d=$	29.26°	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	1.25	1.25	19	3	10
0.523599							
$tg\varphi_d$	0.46188022		$\varphi_d=$	24.79°	c'_d	0 kPa	
					c_{ud}	0 kPa	
Carico verticale (V)		16380 kN					
Carico orizzontale (H _B)		1051 kN		(agente in direzione parallela a "B")			
Carico orizzontale (H _L)		504 kN		(agente in direzione parallela ad "L")			
Risultante orizzontale		1166 kN					
Eccentricità "e _B "		0.29 m		=B/6			
Eccentricità "e _L "		0.51 m		=L/6			
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen							
B' =	7.412 m		m _B =	1.5476			
L' =	8.972 m		m _L =	1.4524			
A' =	66.502 mq						
$\vartheta =$	64.3802654°		\rightarrow	m =	1.530		
a _{lat} =	4.27	(=e ^{T tg φ_d})					
a _{fond} =	5.81	(=e ^{T tg φ_d})					
N _{q,lat} =	10.43		s _q	d _q	i _q	b _q	g _q
N _{q,fond} =	16.92		1.463	1.215	0.893	1.000	1.000
					0.893		1.000
N _{c,lat} =	20.42		s _c / s' _c	d _c / d' _c	i _c / i' _c	b _c / b' _c	g _c / g' _c
N _{c,fond} =	28.42		1.492	1.150	0.885	1.000	1.000
			0.165	0.150	1.000	0.000	0.000
N _{y,lat} =	6.53		s _y	d _y	i _y	b _y	g _y
N _{y,fond} =	13.38		0.670	1.000	0.830	1.000	1.000
							z _y
							1.000
In condizioni drenate:							
L	0	contributo coesivo					
	523	contributo terreno di fondazione					
	944	contributo terreno laterale					
					γ _R =	1.80	
q _{ult} =	1467	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud} =	815 kPa
Q _{ult} =	97557	kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	54199 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	1.25	1.25	19	8		
0.610865								
tg φ_d	0.56016603		$\varphi_d = 29.26^\circ$		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	1.25	1.25	19	3	10	
0.523599								
tg φ_d	0.46188022		$\varphi_d = 24.79^\circ$		c'_d	0	kPa	
					c_{ud}	0	kPa	
Carico verticale (V)		22401	kN					
Carico orizzontale (H _B)		1051	kN		(agente in direzione parallela a "B")			
Carico orizzontale (H _L)		504	kN		(agente in direzione parallela ad "L")			
Risultante orizzontale		1166	kN					
Eccentricità "e _B "		0.21	m		=B/6			
Eccentricità "e _L "		0.38	m		=L/6			
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B'	7.570	m		m _B	1.5499			
L'	9.248	m		m _L	1.4501			
A'	70.011	mq						
ϑ	64.3802654	°						
				m	1.531			
a _{lat}	4.27	(=e ^{T tg φ_d})						
a _{fond}	5.81	(=e ^{T tg φ_d})						
			s_q	d_q	i_q	b_q	g_q	z_q
N _{q, lat}	10.43		1.459	1.215	0.921	1.000	1.000	1.00
N _{q, fond}	16.92				0.921			
			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}	20.42		1.487	1.150	0.915	1.000	1.000	1.00
N _{c, fond}	28.42		0.164	0.150	1.000	0.000	0.000	
			s_γ	d_γ	i_γ	b_γ	g_γ	z_γ
N _{γ, lat}	6.53		0.673	1.000	0.873	1.000	1.000	1.00
N _{γ, fond}	13.38							
In condizioni drenate:								
L	0	contributo coesivo						
	565	contributo terreno di fondazione						
	971	contributo terreno laterale						
					$\gamma_R =$	1.80		
q _{ult}	1536	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud}	853	kPa
Q _{ult}	107531	kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud}	59739	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	1.25	1.25	19	8		
0.610865								
tg φ_d	0.56016603		$\varphi_d = 29.26^\circ$		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	1.25	1.25	19	3	10	
0.523599								
tg φ_d	0.46188022		$\varphi_d = 24.79^\circ$		c'_d	0 kPa		
					c_{ud}	0 kPa		
Carico verticale (V)		12843 kN						
Carico orizzontale (H _B)		1346 kN		(agente in direzione parallela a "B")				
Carico orizzontale (H _L)		1276 kN		(agente in direzione parallela ad "L")				
Risultante orizzontale		1855 kN						
Eccentricità "e _B "		0.94 m		=B/6				
Eccentricità "e _L "		0.98 m		=L/6				
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B' =	6.126 m		m _B =	1.5674				
L' =	8.033 m		m _L =	1.4326				
A' =	49.212 mq							
$\theta =$	46.5292724 °		\rightarrow m =	1.504				
a _{lat} =	4.27	(=e ^{T tg φ_d})						
a _{fond} =	5.81	(=e ^{T tg φ_d})						
			s_q	d_q	i_q	b_q	g_q	z_q
N _{q,lat} =	10.43		1.427	1.215	0.791	1.000	1.000	0.56
N _{q,fond} =	16.92				0.791			
			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} =	20.42		1.454	1.150	0.775	1.000	1.000	0.92
N _{c,fond} =	28.42		0.153	0.150	1.000	0.000	0.000	
			s_y	d_y	i_y	b_y	g_y	z_y
N _{y,lat} =	6.53		0.695	1.000	0.677	1.000	1.000	0.56
N _{y,fond} =	13.38							
In condizioni drenate:								
L →	0	contributo coesivo						
	204	contributo terreno di fondazione						
	454	contributo terreno laterale						
					$\gamma_R =$	1.80		
q _{ult} =	658	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q _{ud} =	366 kPa	
Q _{ult} =	32401	kN	Capacità portante di progetto			Q _{ud} =	18001 kN	

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

$$N_{sd,min} = 12843 \text{ kN}$$

$$V_{H,max} = 1855 \text{ kN}$$

$$V_{H,attr} = 12843 * \tan(2/3 * 29.9^\circ) = 4607 \text{ kN}$$

$$C.S. = V_{H,attr} / V_{H,max} = 2.48 > 1.1 \quad \text{approccio 1 - comb. 2}$$

Per quanto attiene la verifica di resistenza delle sezioni del plinto, si osserva che in generale le azioni che lo interessano non subiscono significativi cambiamenti ed anzi, nel caso sismico, vanno a ridursi; considerato inoltre il margine di sicurezza rilevabile nelle verifiche condotte in relazione (§ 8.5.2) si ritiene che le stesse possano considerarsi verificate anche a seguito dell'aggiornamento del calcolo al nuovo quadro normativo.

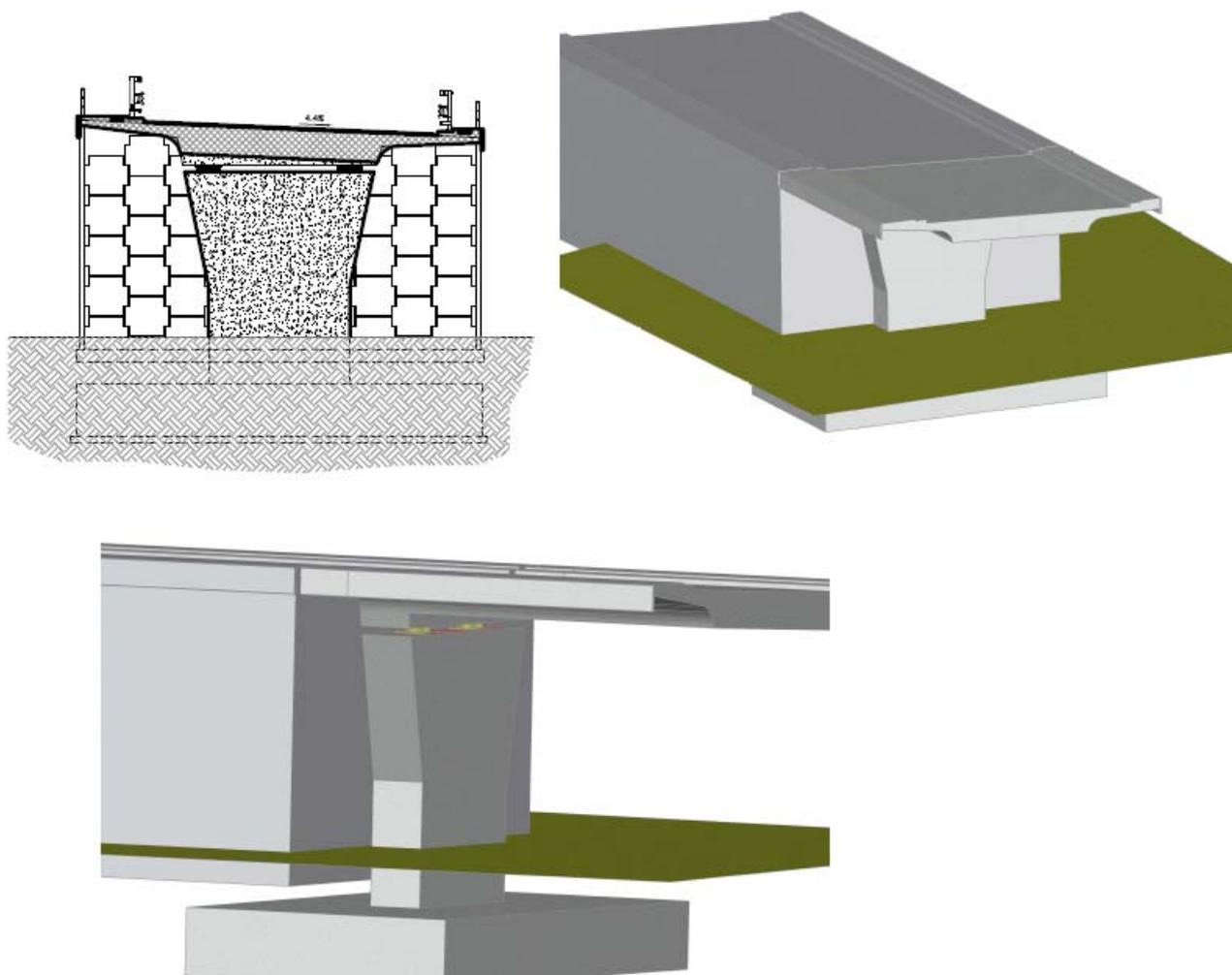
1.4. EFFETTI SULLE SPALLE

Il tener conto dell'effetto del sisma nel calcolo della capacità portante della fondazione della spalla comporta una riduzione della resistenza complessiva di circa il 35%, il che non permette di soddisfare la verifica di sicurezza.

Per questo motivo si prevede di modificare la struttura della spalla, sfruttando il sistema di sostegno delle terre del rilevato (terre armate).

In questo modo alla spalla è affidato il compito (prevalente) di assorbire i carichi trasmessi dall'impalcato, mentre il sistema in terra armata andrà a sostenere il terreno.

La geometria della spalla è riportata nella figura seguente:



1.4.1. Verifiche di resistenza dell'elevazione

La parete in elevazione ha dimensioni uguali a quella della pila; tenuto conto che le sollecitazioni agenti sono al più uguali (infatti non si hanno significative variazioni della rigidità del vincolo di base e degli appoggi) se non inferiori, le verifiche di resistenza possono essere omesse.

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

Opera 1 Verifica spalla

Elementi	largh m	lungh m	altezza m	p.s. kn/mc	XG m	ZG m	N _{SK} kN	M _{0,SK} kNm
muro frontale	5.3	1.6	8	25	4.00	6.00	-1696	-6784
	0.9	1.6	4.3	25	4.00	8.58	-155	-619
muro ala sx	0	0	8	25	0.00	0.00	0	0
muro ala dx	0	0	8	25	0.00	0.00	0	0
paragliaia	0	0	1.5	25	0.00	0.00	0	0
terreno monte	15.25	3.2	9.7	18	6.40	6.85	-8520	-54531
terreno valle	15.25	3.2	1.5	18	1.60	2.75	-1318	-2108
terreno lato	9.95	1.6	1.5	18	4.00	2.75	-430	-1719
soletta	8	15.25	2	25	4.00	1.00	-6100	-24400
dente	1.5	15.25	0	25	7.25	0.00	0	0
							-18219	-90162

Dati terreno

Angolo di attrito di calcolo	fi =	35 °	d =	11.7
Coefficiente di spinta	K =	0.426	l =	15.25
peso di volume	g =	18 kN/mc		
angolo fondazione	alfa	0.00 °		
Rinterro	H =	8.2 m		

Sovraccarico accidentale medio q = 20 kN/mq

Sisma

$$a_{max} = 0.248$$

$$\beta_m = 1$$

$$k_h = 0.248$$

	V _{Sk} kN	M _{Sk} kNm	
Spinta del terreno monte	684	798	
Spinta del terreno monte	3359	5879	
Spinta del terreno valle	-684	-798	
Spinta accidentale	455	797	
Incremento di spinta	0	0	(Seed&Whitman modificato)
Inerzia spalla	4803	21328	

Carichi da impalcato

	N _{SK} kN	H _{long,K} kN	H _{trasv,K} kN	M _{22,X} kNm	XG m	ZG m	M _{SK,valle}
peso proprio	-2503				4.3	10.79	-10638
perm portati	-544				4.3	10.79	-2312
precompressione	-366	171	22		4.3	10.79	290
temp	-227	-405	18		4.3	10.79	-5335
mobili	-1720			4679	4.3	10.79	-7310
mobili	273			4679	4.3	10.79	1160
frenamento		149			4.3	10.79	1608
centrifuga			54	29.7	4.3	10.79	0
vento		14	262	406.1	4.3	10.79	151
sisma (70%)	552.3	556.5	685.3		4.3	10.79	8352

Approccio 2

Combinazione 1

DATI RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO VERTICALE

Massimo carico verticale	Minimo carico verticale	Sismica	inclinazione	0.0000 °
$N_{SD} = -31824$ kN	-20295 kN	-20716 kN	cos(alfa) =	1
$H_{long,D} = 6302$ kN	4836 kN	9165 kN	sen(alfa) =	0
$H_{trasv,D} = 514$ kN	507 kN	2082 kN		
$M_{33,SD} = -141975$ kNm	-90328 kNm	-61170 kNm		
$M_{22,SD} = 6966$ kNm	6966 kNm	6945 kNm		
$E2_{long} = -0.461$ m	-0.451 m	1.047 m		
$E2_{trasv} = -0.219$ m	-0.343 m	-0.335 m		

Calcolo pressioni ai vertici

Larghezza fondazione	B =	8.0 m
Lunghezza fondazione	L =	15.25 m
Spessore fondazione	H =	2 m
Spessore terreno valle	tv =	1.5 m
Spessore terreno monte	tm =	9.7 m

carico N_{SD}	$N_{SD} =$	-31824	-20295	-20716 kN
larghezza ridotta B'	B' =	8.923	8.901	5.906 m
lunghezza ridotta L'	L' =	14.812	14.564	14.579 m
pressione media massima	p =	-240.8	-156.6	-240.6 kPa
pressione di calcolo dir long.	pd =	-217.8	-133.6	-217.6 kPa
pressione di calcolo dir trasv.	pd =	-242.9	-148.6	-160.6 kPa

Mensola in direzione longitudinale L = 3.2 m

Momento di progetto	M =	-1233 kNm/m
Taglio di progetto	V =	-771 kN/m

Mensola in direzione longitudinale L = 4.975 m

Momento di progetto	M =	-3006 kNm/m
Taglio di progetto	V =	-1208 kN/m

Mensola in direzione longitudinale

La sezione tipo è armata con $\Phi 26/20$ sul lembo inferiore, e $\Phi 20/20$ superiormente; in corrispondenza dell'incastro si dispongono ferri $\Phi 20/60 \times 80$ cm piegati a 60° .

$$M_{SD} = -1233 \text{ kNm/m} \quad M_{rd} \approx -0.9 \cdot 391 \cdot (5 \cdot 530) \cdot 1900 = -1772 \text{ kNm} \quad \text{C.S.} = 1.44$$

$$V_{SD} = 1416 \text{ kN/m} \quad V_{rd1} = 568 \text{ kN/m} \quad \text{senza armatura a taglio}$$

$$V_{rzd} = 1105 \text{ kN/m} \quad \text{resistenza ferri piegati (per } \cotg \vartheta = 2.5)$$

$$V_{rzd} = 6169 \text{ kN/m}$$

Allo SLE si ha:

SLE-rara	$M_{SD} = -791$ kNm/m	$\sigma_{cls} = -2.3$ MPa	$\sigma_{acc} = 162$ MPa	
SLE-freq.	$M_{SD} = -770$ kNm/m	$\sigma_{cls} = -2.2$ MPa	$\sigma_{acc} = 158$ MPa	$\omega_d = 0.09$ mm
SLE-q.perm.	$M_{SD} = -703$ kNm/m	$\sigma_{cls} = -2.0$ MPa	$\sigma_{acc} = 144$ MPa	$\omega_d = 0.08$ mm

Mensola in direzione trasversale

La sezione tipo è armata con $\Phi 26/15 + \Phi 26/30$ sul lembo inferiore, e $\Phi 20/15$ superiormente; in corrispondenza dell'incastro si dispongono ferri piegati $\Phi 26/60 \times 80$ cm.

$$M_{SD} = -3006 \text{ kNm/m} \quad M_{rd} \approx -0.9 \cdot 391 \cdot (530/0.15 + 530/0.3) \cdot 1900 = -3543 \text{ kNm} \quad \text{C.S.} = 1.17$$

$$V_{SD} = 1208 \text{ kN/m} \quad V_{rd1} = 568 \text{ kN/m} \quad \text{senza armatura a taglio}$$

Vr_{sd} = 1732 kN/m resistenza ferri piegati (per cotg ϑ = 2.5)
 Vr_{cd} = 7016 kN/m

Allo SLE si ha:

SLE-rara	M _{SD} = -2143 kNm/m	σ _{cls} = -4.6 MPa	σ _{acc} = 226 MPa	
SLE-freq.	M _{SD} = -2107 kNm/m	σ _{cls} = -4.5 MPa	σ _{acc} = 222 MPa	ω _d = 0.09mm
SLE-q.perm.	M _{SD} = -1970 kNm/m	σ _{cls} = -4.2 MPa	σ _{acc} = 207 MPa	ω _d = 0.08mm

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	8.2
0.610865	tgφ _d = 0.70020754		φ _{ds} = 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
30	0	0	1	1	18	3	15.45
0.523599	tgφ _d = 0.57735027		φ _{ds} = 30.00 °		c' _d = 0 kPa	c _{ud} = 0 kPa	

Carico verticale (V) 31824 kN
 Carico orizzontale (H_B) 6302 kN (agente in direzione parallela a "B")
 Carico orizzontale (H_L) 514 kN (agente in direzione parallela ad "L")
 Risultante orizzontale 6323 kN
 Eccentricità "e_B" 0.47 m
 Eccentricità "e_L" 0.22 m

Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen

B* = 7.260 m m_B = 1.6740
 L* = 15.010 m m_L = 1.3260
 A* = 108.973 mq
 ϑ = 85.3371966 ° → m = 1.672

a _{lat} = 6.13 (=e ^m tg φ _d)							
a _{fond} = 9.02 (=e ^m tg φ _d)							
N _{q,lat} = 18.40	s _q = 1.339	d _q = 1.218	i _q = 0.691	b _q = 1.000	g _q = 1.000	z _q = 1.000	
N _{q,fond} = 33.30			0.691				
N _{c,lat} = 30.14	s _c / s' _c = 1.349	d _c / d' _c = 1.146	i _c / i' _c = 0.679	b _c / b' _c = 1.000	g _c / g' _c = 1.000	z _c = 1.000	
N _{c,fond} = 46.12	0.097	0.146	1.000	0.000	0.000		
N _{y,lat} = 20.09	s _y = 0.807	d _y = 1.000	i _y = 0.553	b _y = 1.000	g _y = 1.000	z _y = 1.000	
N _{y,fond} = 45.23							

In condizioni drenate:

0	contributo coesivo
1392	contributo terreno di fondazione
1119	contributo terreno laterale

q_{ult} = 2511 kPa Capacità portante unitaria di progetto
 Q_{ult} = 273669 kN Capacità portante di progetto

Y_R = 2.30
 q_{ud} = 1092 kPa
 Q_{ud} = 118987 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	8.2
0.610865			$\varphi_{d'} = 35.00^\circ$		$c'_d = 0$ kPa	
tg φ_d	0.70020754			$c_{ud} = 0$ 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	15.45
0.523599			$\varphi_{d'} = 30.00^\circ$		$c'_d = 0$ kPa		
tg φ_d	0.57735027			$c_{ud} = 0$ kPa			

Carico verticale (V) 20295 kN
 Carico orizzontale (H_B) 2836 kN (agente in direzione parallela a "B")
 Carico orizzontale (H_L) 507 kN (agente in direzione parallela ad "L")
 Risultante orizzontale 2881 kN
 Eccentricità "e_B" 0.45 m
 Eccentricità "e_L" 0.35 m

Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen

B' = 7.300 m m_B = 1.6689
 L' = 14.750 m m_L = 1.3311
 A' = 107.675 mq
 $\theta = 79.8641409^\circ$ → m = 1.658

a _{lat} = 6.13 (=e ⁿ tg φ_d)						
a _{fond} = 9.02 (=e ⁿ tg φ_d)						
N _{q,lat} = 18.40	S _a	d _a	i _a	b _a	g _a	Z _a
N _{q,fond} = 33.30	1.347	1.218	0.776	1.000	1.000	1.00
			0.776			
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	1.357	1.146	0.767	1.000	1.000	1.00
	0.099	0.146	1.000	0.000	0.000	
N _{y,lat} = 20.09	S _y	d _y	i _y	b _y	g _y	Z _y
N _{y,fond} = 45.23	0.802	1.000	0.666	1.000	1.000	1.00

In condizioni drenate:

L	0	contributo coesivo
	1675	contributo terreno di fondazione
	1265	contributo terreno laterale

q_{ult} = 2939 kPa Capacità portante unitaria di progetto
 Q_{ult} = 316484 kN Capacità portante di progetto

Y_R = 2.30
 q_{ud} = 1278 kPa
 Q_{ud} = 137602 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	8.7
0.610865						
tg φ_d = 0.70020754		φ_{da} = 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
30	0	0	1	1	18	3.5	15.45
0.523599							
tg φ_d = 0.57735027		φ_{da} = 30.00 °		c'_d = 0 kPa		c_{ud} = 0 kPa	

Carico verticale (V)	20716 kN	
Carico orizzontale (H _B)	9165 kN	(agente in direzione parallela a "B")
Carico orizzontale (H _L)	2082 kN	(agente in direzione parallela ad "L")
Risultante orizzontale	9399 kN	
Eccentricità "e _B "	1.05 m	
Eccentricità "e _L "	0.34 m	
Inclinazione base "α"	0.00 °	

Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen

B' =	6.600 m	m _B =	1.6912 per carico H agente in direzione di B'
L' =	14.770 m	m _L =	1.3088 per carico H agente in direzione di L'
A' =	97.482 mq		
θ =	77.2014084 °	m =	1.672

a _{lat} =	6.13	(=e ^{π tg φ_d})					
a _{fond} =	9.02	(=e ^{π 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	1.256	1.240	0.364	1.000	1.000	0.65
				0.364			
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	1.264	1.161	0.344	1.000	1.000	0.92
		0.089	0.161	1.000	0.000	0.000	
N _{y,lat} =	20.09	s _y	d _y	i _y	b _y	g _y	z _y
N _{y,fond} =	45.23	0.866	1.000	0.199	1.000	1.000	0.65

In condizioni drenate:

L	0	contributo coesivo	
	315	contributo terreno di fondazione	
	424	contributo terreno laterale	
q _{ult} =	740 kPa	Capacità portante unitaria di progetto	Y _R = 2.30
Q _{ult} =	72103 kN	Capacità portante di progetto	q _{ud} = 322 kPa
			Q _{ud} = 31349 kN

La capacità portante delle fondazioni è quindi sempre superiore al corrispondente valore sollecitante.

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

$$N_{sd,min} = 20716 \text{ kN}$$

$$V_{H,max} = 9399 \text{ kN}$$

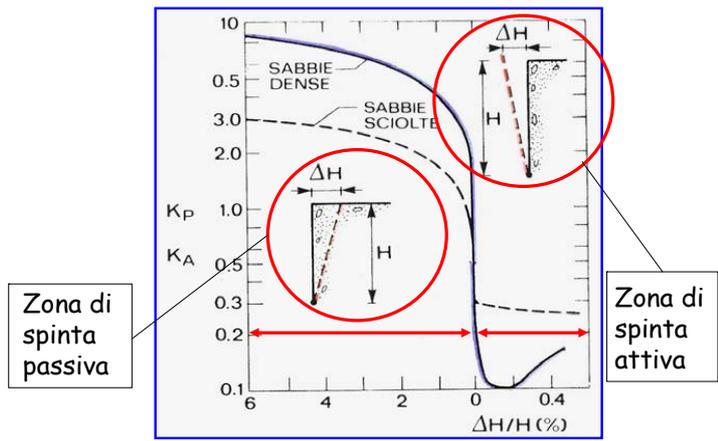
$$V_{H,attr} = 20716 * \tan(2/3 * 29.9^\circ) = 7516 \text{ kN}$$

Per il soddisfacimento della verifica a scorrimento si può sfruttare la resistenza passiva del terreno:

$$R_{pass} = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * K_p (\delta=0) * L = 0.5 * 18 * 3.5^2 * 3.00 * 15.25 = 5043 \text{ kN}$$

$$R_{pass,nec} = 1.1 * 9399 - 7516 = 2822 \text{ kN} \quad \rightarrow K = 1.68$$

Lo spostamento associato a tale coefficiente è stimabile dalle relazioni presenti in letteratura:



Per $K_p = 1.68$, in caso di sabbie dense, il rapporto $\Delta H/H$ è praticamente nullo, e quindi non si ha lo sviluppo di spostamenti permanenti al piede.