

Relazione tecnica integrativa

COMUNE DI FAENZA

Leopardi Ing. Daniela

committente

progettista strutturale

11

In riscontro a vostra richiesta di integrazione relativa a lavori di: "OPERE PER LA MEZZA IN SICUREZZA DELLA STRADA PROVINCIALE N.16 E REALIZZAZIONE DI PISTA....." da realizzare presso il comune di Faenza, committente: COMUNE DI FAENZA – PARMEGGIANI DAVIDE

› **3 specificare nel piano di manutenzione della struttura della passerella**

In relazione all'utilizzo ciclabile della della passerella soggetta quindi a carichi poco usuranti, si ritiene necessario da parte del progettista una supervisione da parte di tecnico specializzato del tavolato di calpestio con una cadenza semestrale

› **4 esplicitare la valutazione dei coefficienti sismici di cui al**

› **esplicitare gli schemi principali e le formulazioni adottate nelle verifiche**

La spinta del terreno è stata calcolata mediante la teoria di Coulomb ed i risultati sono stati confrontati mediante quelli individuati dal programma di calcolo prodotto dal Prof. Gelfi dell'università di Brescia per avere un confronto sui risultati, il foglio di calcolo excel prodotto dallo scrivente ha infatti permesso di eseguire un monitoraggio continuo sulle scelte geometriche da adottare nel dimensionamento della parete.

Tutti i dati introdotti fanno riferimento agli elementi geometrici che compongono la parete e sono descritti graficamente negli elaborati grafici.

Il foglio di calcolo presenta la descrizione di tutti i dati di ingresso e di passaggi eseguiti nel calcolo delle azioni e delle verifiche: descrizione, formula, risultato, unità di misura.

Tutti momenti sono ricavati come azione per braccio come indicato nelle opportune descrizioni allegate .

› **Evidenziare per i tratti iniziali della pista ciclabile in che modo si è tenuto conto del fattore di amplificazione ricavato a seguito degli studi.....**

Premesso che la verifica del muro di sostegno della pista ciclabile era stata eseguita mantenendo un notevole fattore di sicurezza in quanto erano state eseguite numerose schematizzazioni a favore di sicurezza:

- carico agente sulla pista ciclabile di intensità pari a 500daN/mq disposto in continuità lungo tutto il percorso, schematizzazione estremamente rara o quasi impossibile.

- angolo di attrito del terreno utilizzato per il calcolo della spinta è adottato pari a quello del terreno di riporto eventualmente aggiunto anche se si prevede un riempimento in terreno stabilizzato con parametri di buona qualità.

- L'azione della spinta al terreno dell'impalcato stradale (pari a 30KN/mq) è stata presa in considerazione nel calcolo della spinta delle terre anche se non sono state modifica le pendenza dello stesso e quindi non viene variato il sedime stradale considerato per tutta l'altezza della porzione di terreno inclinata (scelta progettuale adottata anche per evitare opere di puntellamento temporanee o interruzione del tracciato durante i lavori)

di conseguenza l'eliminazione di una di queste semplificazioni sarebbe sufficiente a compensare l'erronea assunzione di un coefficiente di amplificazione di 1,4 adottato in fase di verifica contro 1,7 individuato in fase di microzonizzazione sismica (che era stato erroneamente trascurato)

Di seguito si riporta un confronto tra le tre verifiche atto a dimostrare che tutte le verifiche eseguite conservano ampi margini verifica e comprendono al loro interno il soddisfacimento di azioni derivanti da amplificazione sismica maggiore pari a 1,7.

1_verifica eseguita in fase di progettazione con coefficiente di amplificazione sismica 1,4 $ag/g=0,205$ tipo C T1

2_verifica eseguita senza considerare il carico da impalcato stradale con coefficiente di amplificazione sismica 1,7 $a_g/g=0,205$ tipo C T1

3_verifica eseguita con impalcato stradale con coefficiente di amplificazione sismica 1,7 $a_g/g=0,205$ tipo C T1

Di seguito si riportano le verifiche:

1_verifica eseguita in fase di progettazione con coefficiente di amplificazione sismica 1,4 $a_g/g=0,205$ tipo C T1

Muro/Spalla - Unità di misura [kN, m] - File: 20151111_sezione b

File Armature Impostazioni Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : 20151111_muro tuliero

Altezza paraghiaia (m) h1 0 Angolo attrito interno φ^o 20 Impalcato
 Spessore paraghiaia (m) s1 0 Ang. attrito terra-muro δ^o 3 Ni 0 dN 0
 Inclinazione parete (%) i 0 Ang. attrito fondazione φ_f^o 10 Vi 1,5 kN
 Altezza parete (m) h2 3,2 Peso spec. terre [kN/m3] γ_t 18
 Spessore in testa (m) s2 0,35 Peso spec. muro [kN/m3] γ_m 25
 Spessore alla base (m) s3 0,35 Dati Sisma K_v 0,0090 K_h 0,0181
 Altezza fondazione (m) h3 0,4 N* lati terreno 2
 Sbalzo fond. contro terra L1 0,7
 Larghezza totale fond. L2 2,6

	Lungh.	Dislivello	q
Lato 1	3	0	5
Lato 2	2,5	0	30

Parete

St 55,06 kN
 Sq 13,04 kN
 Ss 0 kN
 Si 0 kN
 M 86,06 kNm
 N 28,76 kN
 V 70,25 kN
 ?

Fondazione

Ribaltamento		Scorrimento		Schiacciamento	
St	65,46 ?1	St	59,65 ?1	St	59,65 ?1
Sq	46,51	Sq	40,17	Sq	40,17
Ss	0	Ss	0	Ss	0
Si	0	Si	0	Si	0
Mr	154,9	V	101,6	M	93,72
Ms	155,5	N	99,54	N	99,54
Ms/Mr	1,004	c. scor.	0,1382	V	101,6

Sbalzi Fondazione

M valle 106,6
 M monte 16,56
 $\sigma_{t, valle}$ 0,1388 MPa
 $\sigma_{t, monte}$ 0
 % comp. 27,58

2_verifica eseguita con coefficiente di amplificazione sismica 1,7 ag/g=0,205 tipo C T1

Muro/Spalla - Unità di misura [kN, m] - File: - □ ×

File Armature Impostazioni Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

Altezza paraghiaia (m) h1 Angolo attrito interno φ°
 Spessore paraghiaia (m) s1 Ang. attrito terra-muro δ°
 Inclinazione parete (%) i Ang. attrito fondazione φ_f°
 Altezza parete (m) h2 Peso spec. terre [kN/m3] γ_t
 Spessore in testa (m) s2 Peso spec. muro [kN/m3] γ_m
 Spessore alla base (m) s3 Dati Sisma K_v K_h
 Altezza fondazione (m) h3 N° lati terreno
 Sbalzo fond. contro terra L1
 Larghezza totale fond. L2

Impalcato

Ni dN
 Vi kN



	Lungh.	Dislivello	q
Lato 1	3	0	5
Lato 2	2,5	0	30

Parete

St kN
 Sq kN
 Ss kN
 Si kN
 M kNm
 N kN
 V kN

Fondazione

Ribaltamento		Scorrimento		Schiacciamento	
St	<input type="text" value="65.46"/> ?1	St	<input type="text" value="60.29"/> ?3	St	<input type="text" value="60.29"/> ?3
Sq	<input type="text" value="46.51"/>	Sq	<input type="text" value="30.35"/>	Sq	<input type="text" value="30.35"/>
Ss	<input type="text" value="0"/>	Ss	<input type="text" value="15.98"/>	Ss	<input type="text" value="15.98"/>
Si	<input type="text" value="0"/>	Si	<input type="text" value="8.394"/>	Si	<input type="text" value="8.394"/>
Mr	<input type="text" value="146.8"/>	V	<input type="text" value="114.9"/>	M	<input type="text" value="103.4"/>
Ms	<input type="text" value="155.5"/>	N	<input type="text" value="95.70"/>	N	<input type="text" value="95.70"/>
Ms/Mr	<input type="text" value="1.059"/>	c. scor.	<input type="text" value="0.1175"/>	V	<input type="text" value="114.9"/>

Sbalzi Fondazione

M valle
 M monte

$\sigma_{t, valle}$ MPa
 $\sigma_{t, monte}$
 % comp.

Verifiche più gravose

3_verifica eseguita senza considerare il carico da impalcato stradale con coefficiente di amplificazione sismica 1,7
 $a_g/g=0,205$ tipo C T1

Muro/Spalla - Unità di misura [kN, m] - File: - □ ×

File Armature Impostazioni Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

Altezza paraghiaia (m) h1 **Angolo attrito interno** φ^o
Spessore paraghiaia (m) s1 **Ang. attrito terra-muro** δ^o
Inclinazione parete (%) i **Ang. attrito fondazione** φ_f^o
Altezza parete (m) h2 **Peso spec. terre [kN/m3]** γ_t
Spessore in testa (m) s2 **Peso spec. muro [kN/m3]** γ_m
Spessore alla base (m) s3 **Dati Sisma** K_v K_h
Altezza fondazione (m) h3 **N° lati terreno**
Sbalzo fond. contro terra L1

	Lungh.	Dislivello	q
Lato 1	3	0	5
Lato 2	2,5	0	0

Larghezza totale fond. L2

Impalcato

Ni dN
Vi kN

Parete

St kN
Sq kN
Ss kN
Si kN
M kNm
N kN
V kN

Fondazione

Ribaltamento		Scorrimento		Schiacciamento	
St	<input type="text" value="68,70"/> ?1	St	<input type="text" value="62,45"/> ?3	St	<input type="text" value="62,45"/> ?2
Sq	<input type="text" value="14,44"/>	Sq	<input type="text" value="9,628"/>	Sq	<input type="text" value="9,628"/>
Ss	<input type="text" value="0"/>	Ss	<input type="text" value="4,938"/>	Ss	<input type="text" value="11,26"/>
Si	<input type="text" value="0"/>	Si	<input type="text" value="8,394"/>	Si	<input type="text" value="8,394"/>
Mr	<input type="text" value="96,97"/>	V	<input type="text" value="85,31"/>	M	<input type="text" value="60,15"/>
Ms	<input type="text" value="155,5"/>	N	<input type="text" value="94,15"/>	N	<input type="text" value="102,9"/>
Ms/Mr	<input type="text" value="1,604"/>	c. scor.	<input type="text" value="0,1557"/>	V	<input type="text" value="91,62"/>

Sbalzi Fondazione

M valle
M monte
 $\sigma_{t, valle}$ MPa
 $\sigma_{t, monte}$
% comp.

Momento alla base della parete adottato per le verifiche : $106\text{KNm} > 105\text{KNm}$

Momento ribaltante adottato per le verifiche : $149\text{KNm} > 146\text{KNm}$

Spinta orizzontale per lo scorrimento adottata per le verifiche : $101\text{KN} > 95\text{KN}$

momento alla ciabatta : $135\text{KNm} > 115\text{KNm}$

L'utilizzo di un coefficiente di amplificazione sismica pari 1,7 non altera le verifiche effettuate e risulta essere compreso entro i margini di sicurezza considerati in fase di prima progettazione e verifica degli elementi.

Qualora si scelga di rimuovere la semplificazione di non considerare l'azione della spinta dell'impalcato stradale le azioni sulla parete diminuiscono fortemente e i coefficienti di sicurezza raggiungono valori pari a circa 2.

› 6_con riferimento alla passerella pedonale lignea:

illustrare la scelta progettuale di irrigidire la passerella.....

› esplicitare le azioni sui tiranti metallici, le verifiche di resistenza dei tiranti stessi e dei collegamenti

E' stato ritenuto necessario aggiungere gli irrigidimenti del piano di calpestio al fine di favorire una maggiore rigidità dell'elemento ponte in grado di garantirne un eventuale montaggio e successivo sollevamento sul torrente che ne eviti possibili perdite di squadri o torsioni durante il sollevamento e per garantire un ritegno flessotorsionale alle travi principali garantito anche dagli elementi 20x48, non si ritiene infatti che i tiranti metallici siano soggetti a forze o sollecitazioni, si ritengono le azioni orizzontali di vento e sisma influenti nella verifica degli elementi lignei.

In relazione a quanto esposto si ritiene che i tiranti possano essere ritenuti privi di azioni significative e comunque sicuramente estremamente ridotte nei confronti degli elementi e ancoraggi utilizzati.

Si riporta una verifica delle azioni orizzontali sulle travi in legno derivanti dal vento, a favore di sicurezza non si considera una eventuale collaborazione con la trave a fianco ad essa collegata dal tavolato e dagli elementi 20x48

$q_v = 80 \text{ daN/mq}$

TRAVE A CAMPATA SINGOLA lamellare GL24			
Caratteristiche			
resistenza caratteristica a flessione	f _{mk} =	240	daN/cm ²
resistenza caratteristica a taglio	f _{vk} =	27	daN/cm ²
coeff. Sicurezza lamellare	g _m =	1,45	
coeff. Modificazione perm.	k _{mod perm}	0,6	
coeff. Modificazione breve	k _{mod istantaneo}	0,9	neve
coeff. Deformazione	k _{def}	0,7	
coeff. Combinazione carichi variabili	ψ ₂ =	0	neve
res. flessione progetto	f _{md}	149	daN/cm ²
modulo elasticità	E=	110000	daN/cm ²
resistenza cart. A taglio	f _{vd} =	16,75862069	daN/cm ²
luce di calcolo	l _c =	19,50	m
carico permanente	q _p	0	daN/m
carico accidentale	q _a	80	daN/m
lunghezza di appoggio	l _a =	1,50	m
carico ultimo permanente	q _{1 perm} =	0	daN/m
carico ultimo accidentale istantaneo	q _{1 ist} =	180	daN/m
carico ultimo totale acc. + perm	q _{1 tot} =	180	daN/m
momento in campata	M=q _l ² /8	8556	daNm
taglio agli appoggi	V=q _l /2	1755	daN
modulo di resistenza minimo	W=	5743	cm ³
adotta sezione	base	altezza	cm
	148	22,00	
modulo di resistenza	W=	11939	cm ³
momento di inerzia	I=	131325	cm ⁴
tensione	f=	71,66	daN/cm ²
coeff. Sicurezza=		2,03	
def. campata permanenti istantaneo	f _r =	0,00	cm
def. campata permanenti finale	f _{r f} =	0,00	
def. campata accidentali istantaneo	f _r =	15,64	cm
def. campata accidentali finale	f _{r f} =	15,64	
freccia totale ist		15,64	125
freccia totale t inf.		15,64	125
REZZA DEFORMAZIONI SOMMATE IN CAMPATA			
famm (solai di piano) t=inf	f ₅₀₀ =	3,90	cm
famm (solai di piano) t=0	f ₃₅₀ =	5,57	cm
tensione taglio	T _u =	1755	daN
tensione di taglio di calcolo	tau=	0,80850737	daN/cm ²
taglio	f _{vd} =		daN/cm ²
verifica di stabilità flesso-torsionale			
rapporto luce/altezza	l _c /h=	89	> 15
altezza/larghezza	h/b=	0,15	< 3
verifica non necessaria			

› esplicitare le verifiche agli SLU e SLE delle travi 20x48 e 12x20

› **verifica trave orditura secondaria 12x20**

Schema statico di realizzazione: doppio appoggio

Schema di calcolo: doppio appoggio

Luce appoggi: 2,4m

Interasse travi: L1=0,9m

Classe di resistenza GL24

Coeff. Sicurezza materiale : 1.45

Classe di servizio: 3

Kmod (breve): 0,7

Kdef: 2

J21=0.2 (a favore di sicurezza)

Adotto trave 12x20 **verificato**

TRAVE A CAMPATA SINGOLA lamellare GL24			
Caratteristiche			
resistenza caratteristica a flessione	f _{mk} =	240	daN/cm ²
resistenza caratteristica a taglio	f _{vk} =	27	daN/cm ²
coeff. Sicurezza lamellare	g _m =	1,45	
coeff. Modificazione perm.	k _{mod perm}	0,6	
coeff. Modificazione breve	k _{mod istantaneo}	0,9	neve
coeff. Deformazione	k _{def}	0,7	
coeff. Combinazione carichi variabili	ψ ₂ =	0	neve
res. flessione progetto	f _{md}	149	daN/cm ²
modulo elasticita'	E=	110000	daN/cm ²
resistenza cart. A taglio	f _{vd} =	16,75862069	daN/cm ²
luce di calcolo	l _c =	2,40	m
carico permanente	q _p	60	daN/m
carico accidentale	q _a	500	daN/m
lunghezza di appoggio	l _a =	0,90	m
carico ultimo permanente	q _{1 perm} =	73	daN/m
carico ultimo accidentale istantaneo	q _{1 ist} =	675	daN/m
carico ultimo totale acc.+perm	q _{1 tot} =	748	daN/m
momento in campata	M=q _l ² /8	538	daNm
taglio agli appoggi	V=q _l /2	897,48	daN
modulo di resistenza minimo	W=	361	cm ³
adotto sezione	base	altezza	cm
	12	20,00	
modulo di resistenza	W=	800	cm ³
momento di inerzia	I=	8000	cm ⁴
tensione	f=	67,31	daN/cm ²
coeff. Sicurezza=		2,21	
def. campata permanenti istantaneo	f _r =	0,03	cm
def. campata permanenti finale	f _{rf} =	0,05	
def. campata accidentali istantaneo	f _r =	0,22	cm
def. campata accidentali finale	f _{rf} =	0,22	
freccia totale ist.		0,25	1970
freccia totale t. inf.		0,27	1992
REZZA DEFORMAZIONI SOMMATE IN CAMPATA			
famm (solai di piano) t=inf	f ₅₀₀ =	0,48	cm
famm (solai di piano) t=0	f ₃₅₀ =	0,69	cm
tensione taglio	T _u =	897	daN
tensione di taglio di calcolo	tau=	5,60925	daN/cm ²
taglio	f _{vd} =		daN/cm ²
verifica di stabilita' flessio-torsionale			
rapporto luce/altezza	l _c /h=	12	>15
altezza/ larghezza	h/b=	1,67	<3
verifica non necessaria			

› **verifica trave orditura secondaria 20x48**

Schema statico di realizzazione: doppio appoggio

Schema di calcolo: doppio appoggio

Luce appoggi: 2,4m

Interasse travi: $L1=2,4m$

Classe di resistenza GL24

Coeff. Sicurezza materiale : 1.45

Classe di servizio: 3

Kmod (breve): 0,7

Kdef: 2

$J21=0.2$ (a favore di sicurezza)

Adotto trave 20x48 **verificato**

TRAVE A CAMPATA SINGOLA lamellare GL24			
Caratteristiche			
resistenza caratteristica a flessione	fmk=	240	daN/cm ^q
resistenza caratteristica a taglio	fvk=	27	daN/cm ^q
coeff. Sicurezza lamellare	gm=	1,45	
coeff. Modificazione perm.	kmod perm	0,6	
coeff. Modificazione breve	kmod istantaneo	0,9	neve
coeff. Deformazione	kdef	0,7	
coeff. Combinazione carichi variabili	j2=	0	neve
res. flessione progetto	fmd	149	daN/cm ^q
modulo elasticita'	E=	110000	daN/cm ^q
resistenza cart. A taglio	fvd=	16,75862069	daN/cm ^q
luce di calcolo	lc=	2,40	m
carico permanente	qp	60	daN/m
carico accidentale	qa	500	daN/m
lunghezza di appoggio	la=	2,40	m
carico ultimo permanente	q1 perm=	194	daN/m
carico ultimo accidentale istantaneo	q1 ist=	1800	daN/m
carico ultimo totale acc.+perm	q1 tot=	1994	daN/m
momento in campata	$M=ql^2/8$	1436	daNm
taglio agli appoggi	$V=ql/2$	2393,28	daN
modulo di resistenza minimo	W=	964	cm ³
adotto sezione	base	altezza	cm
	20	48,00	
modulo di resistenza	W=	7680	cm ³
momento di inerzia	I=	184320	cm ⁴
tensione	f=	18,70	daN/cm ^q
coeff. Sicurezza=		7,97	
def. campata permanenti istantaneo	fr=	0,00	cm
def. campata permanenti finale	frF=	0,01	
def. campata accidentali istantaneo	fr=	0,03	cm
def. campata accidentali finale	frF=	0,03	
freccia totale ist		0,03	1/6381
freccia totale t.inf.		0,03	1/7795
REZZA DEFORMAZIONI SOMMATE IN CAMPATA			
famm (solai di piano) t=inf	f500=	0,48	cm
famm (solai di piano) t=0	f350=	0,69	cm
tensione taglio	Tu=	2393	daN
tensione di taglio di calcolo	tau=	3,7395	daN/cm ^q
taglio	fvd=		daN/cm ^q
verifica di stabilita' flesso-torsionale			
rapporto luce/altezza	lc/h=	5	>15
altezza\larghezza	h/b=	2,40	<3
verifica non necessaria			

- > 7_con riferimento alla passerella pedonale:
- > produrre le verifiche del collegamento bullonato.....

Si riporta la verifica delle bullonature:

adotto n.4 bulloni d16 con dado simplex di serraggio. Classe acciaio 8,8

forza di taglio totale $V_{ed}=2393\text{daN}$ (da verifica precedente)

modalità di rottura secondo Johansen= modo d

resistenza a taglio per singolo elemento $N_{rd}=1079\text{daN}$

interasse delle barre 110mm, n° efficace delle barre = 2,97

$V_{rd}=1079*2,97=3195\text{daN}$

verificato

verifica connessione per azione sul parapetto

azione spingente sul parapetto= 1,5kN/m

interasse controventi 20x48= 2,4

braccio = 1,64m

$M= 150*1,5*1,64*2,4=885\text{daN/m}$

braccio del connettore piu' alto= 0,44m

tensione di trazione al connettore piu' alto $N_{ed}= 885/0,44=2011\text{daN}$ (a favore di sicurezza non si considerano i restanti 3 connettori)

area dado simplex=20,16cmq

classe di servizio 3 durata azione istantanea $f_{cok}=240\text{daNcmq}$ $K_{mod}=0,9$ $f_{cd}=240*0,9=216\text{daNcmq}$

$N_{rd}=216*20,16=4354\text{daN}$

verificato

verifica a spacco cap.8,1,4 EC5

$w=1$

$h_e=370$

$h=480$

$b=200$

$F_{90rk}=14*200*1*\text{radq}(370/(1-370/480))=112507\text{N}$

$F_{90rd}=11250*0,7/1,5=4875\text{daN}>2393\text{daN}$

verificato

› produrre le principali verifiche relative al collegamento tra le travi lignee principali alle pareti-.....

schacciamento ortogonale delle fibre

carico verticale ultimo all' appoggio $F_{c90ed} = 11115 \text{ daN}$

$A_{ef} = 22 \times 48 \text{ cm} = 1056 \text{ cm}^2$ dimensione piastra aggiunta spessore 20mm

classe di servizio 3 $K_{mod} = 0,65$

$f_{c90d} = 27 \text{ daN/cm}^2 * 0,65 / 1,45 = 12,1 \text{ da/cm}^2$

$F_{c90} / A_{ef} = 11111 / 1056 = 10,52 \text{ daN/cm}^2 < 12,1 \text{ daN/cm}^2$

adotto $K_{c90} = 1$

verificato

verifica di contatto su muro in c.a.

Adotto a favore di sicurezza la stessa dimensione della piastra metallica di base

$A = 33 \times 24 \text{ cm} = 792 \text{ cm}^2$

$F_{c90ed} = 11115 \text{ daN}$

tensione di compressione $11115 / 792 = 14,03 \text{ daN/cm}^2$ carico estremamente ridotto per calcestruzzo classe C28/35

$F_{ck} = 280 \text{ daN/cm}^2$

verificato

verifica del collegamento del parapetto

adotto montante verticale ogni 50cm

azione orizzontale = 150 daN/m

altezza parapetto = 20cm

momento = $150 * 1,5 * 0,5 * 0,2 = 22,5 \text{ daN/m}$

adotto piastra di base quadrata con lato 10x10 braccio sulla vite 8cm

adotto n. 2 viti per lato tipo 6*120

azione verticale sulla vite $N_{ed} = 22,5 / 0,08 = 321 \text{ daN}$

azione per singola vite = $321 / 2 = 161 \text{ daN}$

$R_{crd} = 208 \text{ daN} > 161 \text{ daN}$

verificato

azione di taglio sulla vite = $150 * 1,5 * 0,5 / 4 = 28 \text{ daN}$

$F_{vrd} = 207 \text{ daN} > 28 \text{ daN}$ (modo e Johansen)

verificato

azione sulla piastra $M_{Ed} = 321 * 2 = 642 \text{ daNcm}$

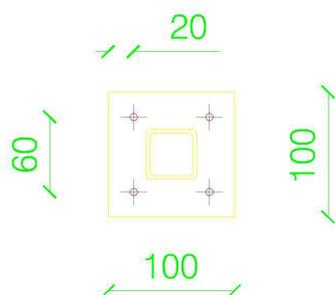
adotto piastra spessore 4mm 110x100x4 S275 $f_{md} = 275 / 1,05 = 2620 \text{ daN/cm}^2$

$W = 10 * 0,6^2 / 4 = 0,26 \text{ cm}^3$

$M_{rd} = 2600 * 0,26 = 680 \text{ daNcm} > 642 \text{ daNcm}$

verificato

PL 100x100x4



n.4 viti 6x120

montante 40x40x3



Relazione tecnica integrativa

COMUNE DI FAENZA

Leopardi Ing. Daniela

committente

progettista strutturale

11

In riscontro a vostra richiesta di integrazione relativa a lavori di: "OPERE PER LA MEZZA IN SICUREZZA DELLA STRADA PROVINCIALE N.16 E REALIZZAZIONE DI PISTA....." da realizzare presso il comune di Faenza, committente: COMUNE DI FAENZA – PARMEGGIANI DAVIDE

4_esplicitare la valutazione dei coefficienti sismici di cui al

Di seguito si riporta un confronto tra le tre verifiche atto a dimostrare che tutte le verifiche eseguite conservano ampi margini verifica e comprendono al loro interno il soddisfacimento di azioni derivanti da amplificazione sismica maggiore pari a 1,7.

Il Valore K_h è stato assunto di 0.117 in quanto il programma non accettava il valore Derivante dalla formula $K_h=0.233 \times 1.7 \times 0.31=0.123$, per cui si è pensato di inserire il valore limite accettato dal programma e inserire aumentati i valori di spinta sismica per il calcolo delle verifiche.

Tale semplificazione è comunque a favore di sicurezza perché i valori di spinta sismica adottati per le verifiche sono più elevati di quelli che si avrebbero avuti con il $K_h =0.123$.

3_verifica eseguita con impalcato stradale con coefficiente di amplificazione sismica 1,7 $ag/g=0,205$ tipo C T1 classe d'uso 3 $K_h=0,117$

Titolo: 20151111_muro tuliero

Impalcato: N_i 0, dN 0, V_i 1.5 kN

Dati Sisma: K_v 0.0587, K_h 0.1175

	Lungh.	Dislivello	q
Lato 1	3	0	5
Lato 2	2,5	0	30

Parete: St 50.06 kN, Sq 8.690 kN, Ss 34.71 kN, Si 8.028 kN, M 121.0 kNm, N 34.53 kN, V 102.9 kN

Fondazione:

Ribaltamento		Scorrimento		Schiacciamento	
St 65.46	?1	St 60.29	?3	St 60.29	?3
Sq 46.51		Sq 30.35		Sq 30.35	
Ss 0		Ss 21.44		Ss 21.44	
Si 0		Si 11.08		Si 11.08	
M_r 154.9		V 124.5		M 119.7	
M_s 155.5		N 94.65		N 94.65	
M_s/M_r 1.004		$c. scor.$ 0.1630		V 124.5	

Sbalzi Fondazione: M_{valle} 131.3, M_{monte} 16.56, t_{valle} 1.331 MPa, t_{monte} 0, % comp. 2.736

Verifiche più gravose

Nella verifica del muro adottato le seguenti caratteristiche (amplifico i dati del progetto iniziale del 30% che rappresenta l'aumento di spinta alla parete dovuto ai nuovi valori di azione sismica essendo tutte le forze linearmente dipendenti dall'azione di spinta del terreno)

Med parete = 137KNm < 133KNm (da relazione di calcolo iniziale) **non verificato**

adotto barre d16 con interasse 20cm anziché 30cm

di seguito si riporta nuova verifica armatura parete

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several data entry panels.

Titolo: [Empty field]

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	35	1	13,98	30
			2	3,93	5

Materiali:

Materiali	B450C	C28/35
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd} 15,87
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co} 0,6667
		τ_{c1} 1,971

Calcolo:

Metodo di calcolo: S.L.U.+ (selected), S.L.U.-, Metodo n

Tipo flessione: Retta (selected), Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

L_o: 0 cm **Col. modello**

Precompresso:

Other parameters:

- M_{xRd} 154,8 kNm
- σ_c -15,87 N/mm²
- σ_s 391,3 N/mm²
- ϵ_c 3,5 ‰
- ϵ_s 19,86 ‰
- d 30 cm
- x 4,494 x/d 0,1498
- δ 0,7

Med parete in mezzaria = 47KNm < 50KNm (da relazione di calcolo iniziale) **verificato**

Med mensola a valle = 175,5KNm < M_{rd} = 181,8KNm (da relazione di calcolo iniziale) **verificato**

forza di scorrimento sui pali: 131KN

(da relazione di calcolo iniziale)

Adotto 2 pali d400 /120 L=1,9

cu medio=50KPa

RVRd a taglio palo per rottura tipo palo corto RVRd=112,5KN

RVEd= 131*0,95/2=62 KN

verificato

Adotto 2 pali d400 /120 L=3,2m

cu medio=40KPa

RVRd a taglio palo per rottura tipo palo intermedio RVRd=115KN

RVEd= 131*0,95/2=62KN

verificato

Adotto nuovo interasse tra i pali pari a 0,95cm

carico verticale su metro di muro $N_{ed}=126\text{KN}$
interasse pali $i=0,95$ peso proprio= 13KN
carico su palo $=126*0,95+pp=151\text{KN}+13=132\text{KN}$

Sez. A diametro palo 400	Sez. B diametro palo 400
fi=34	fi=40
Profondità ghiaia 1,9m	Profondità ghiaia 3,1 m
$N_q=67,62$	$N_q=200,48$
$N_c=0$	$N_c=0$
$q_b=2245\text{KPa}$	$q_b=6656\text{KPa}$
$R_{\text{calcolo}}=282\text{KN}$	$R_{\text{calcolo}}=836\text{KN}$
$R_k=182\text{KN}$	$R_k=539,6\text{KN}$
Rrd=135KN	Rrd=400KN
Red=132KN	Red=132KN
verificato	verificato

Riassumando: l'errata assunzione di un valore di amplificazione sismica ha comportato la variazione delle armature alla parete del muro (passo barre d16 passato da interasse 30 a interasse 20) e la diminuzione dell'interasse dei pali che passa da $i=1,2\text{m}$ a $i=0,95\text{m}$

Qualora si scelga di rimuovere la semplificazione di non considerare l'azione della spinta dell'impalcato stradale le azioni sulla parete diminuiscono fortemente e i coefficienti di sicurezza raggiungono valori pari a circa 2.