Provincia di Chieti
Settore Lavori Pubblici

PROGETTO COMPLETAMENTO

LAVORI DI SISTEMAZIONE STRADA PROVINCIALE S.S. 650
FONDO VALLE TRIGNO SCHIAVI D'ABRUZZO

III° Lotto Funzionale

RECUPERO STATICO PONTE AL KM 1+296
RELAZIONE DI CALCOLO

STUDIOMONTEPARA
INGEGNERIA CIVILE

SEDE LEGALE
Via V. Simeoni n° 12
66036 Orsogna (CH)
Tel. 0871/869652
E-mail:
info@studiomontepara.it

SEDE OPERATIVA
Via Farini n° 80
43100 Parma
Tel. e Fax 0521/905904

Questo elaborato non puo' essere riprodotto ne' integralmente, ne' in parte per scopi diversi da quelli per cui e' stato fornito.

127	E	A	I	A	09.01	R0

Il Progettista
Prof. Ing. Antonio Montepara

Responsabile Unico del Procedimento

ALLEGATO
9.1

DATA : 17/03/2014

Revisione	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato
REV0					
REV1					
REV2					

Provincia di Chieti

PROVINCIA DI CHIETI

SETTORE LAVORI PUBBLICI

Lavori di Sistemazione Strada provinciale

"S.S. 650 Fondo Valle Trigno - Schiavi di Abruzzo"

RELAZIONE DI CALCOLO

RECUPERO STATICO PONTE AL KM 1+296

Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it

INDICE

1. RELAZIONE TECNICA GENERALE....3
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO....5
2.1 NORMATIVA DI CARATTERE GENERALE....5
2.2 NORMATIVA SPECIFICHE PER LE OPERE IN OGGETTO....5
3. MATERIALI....7
3.1 CALCESTRUZZO....7
3.2 ACCIAIO IN TONDI AD ADERENZA MIGLIORATA....8
4. ANALISI STRUTTURALE....9
5. SCHEMATIZZAZIONE DEI VINCOLI....9
6. DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE....9
7. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI PER LE ANALISI STATICA....10
7.1 PESO PROPRIO....10
7.2 CARICHI PERMANENTI....10
7.3 RITIRO E VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO....10
7.4 VARIAZIONI TERMICHE....11
7.5 AZIONI VARIABILI DDA TRAFFICO (Q1)....11
7.5.1 SCHEMI DI CARICO....12
7.6 INCREMENTO DINAMICO DEI CARICHI MOBILI DOVUTO AD AZIONI DINAMICHE (Q2)....14
7.7 AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE (Q3)....14
7.8 AZIONE CENTRIFUGA (Q4)....15
7.9 AZIONE DEL VENTO(Q5)....15
7.10 AZIONE DELLA NEVE (Q_{5_NEVE})....16
7.11 AZIONI SISMICHE (Q_6)....16
7.11.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI PONTI IN ZONA SISMICA....17
7.11.2 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA....18
7.11.3 SPETTRI DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO....18
7.11.4 SPETTRI DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITE ULTIMI....20
7.11.5 COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA E COMBINAZIONE CON LE ALTRE AZIONI....20
7.11.6 ANALISI STATICA LINEARE....21
7.11.7 CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA LONGITUDINALE....22
7.11.8 CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA TRASVERSALE....23
7.11.9 CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA VERTICALE....25
7.12 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q_7)....25
7.13 COMBINAZIONI DI CARICO....25

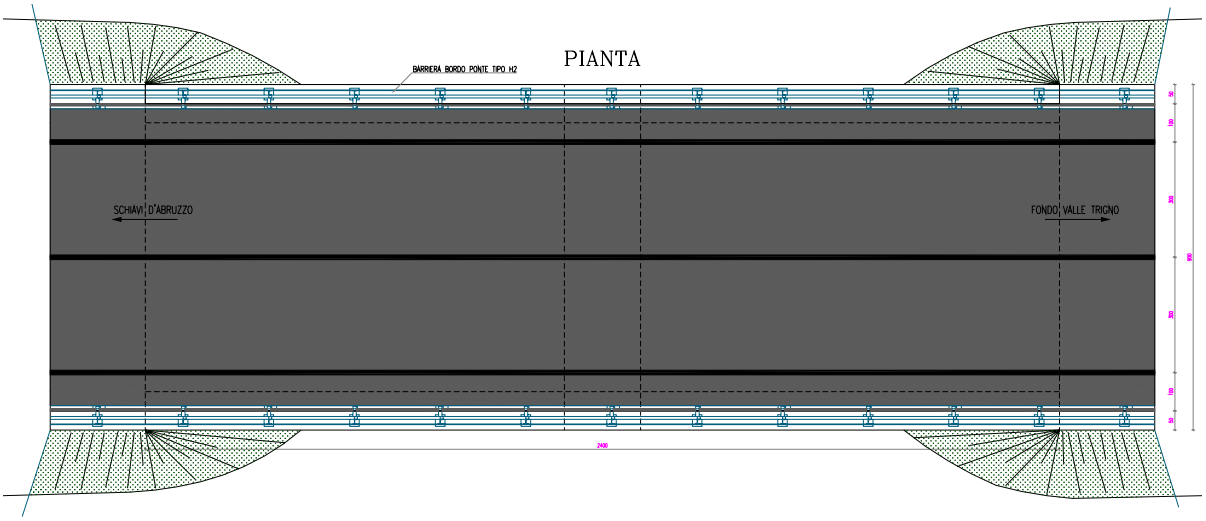
Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it

1. RELAZIONE TECNICA GENERALE

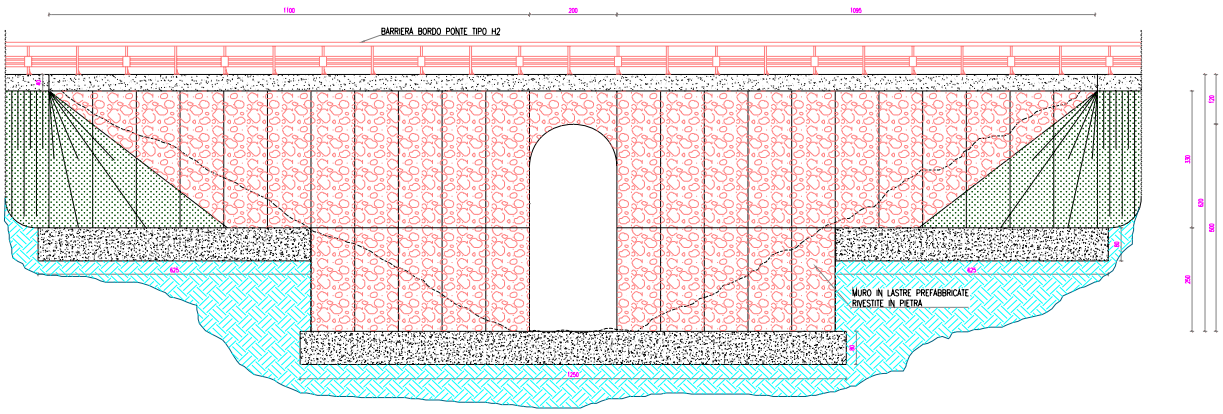
Il Piano Triennale della Viabilità 2008-2010 della Regione Abruzzo, approvato con delibera di C.R. n. 101/04 del 29.04.2008 prevede l'intervento di sistemazione della S.P. "S.S. 650 Fondo Valle Trigno – Schiavi Di Abruzzo".

Il progetto per un importo di 1,20 milioni di Euro prevede l'estensione degli intervento di riqualificazione funzionale della S.P. n. 206, per una lunghezza di 2612 m, nel tratto compreso tra la fine dell'intervento del II° Lotto ed il sito archeologico "Templi Italici" in direzione Schiavi d'Abruzzo.

La sistemazione della S.P. n. 206 di collegamento tra la S.S. 650 Fondo Valle Trigno e l'abitato di Schiavi Di Abruzzo consente di ridurre notevolmente i tempi di spostamento rispetto allo stato attuale, di migliorare il collegamento di tutti i paesi con la viabilità nazionale principale, di Schiavi d'Abruzzo con la frazione di Taverna e di accedere agevolmente ai Templi Italici sito archeologico di grande interesse per la Regione. Nell'ambito del III° Lotto di intervento è previsto il recupero statico del ponte ad arco ad unica campata posto al Km 1+296



PROSPETTO LATO VALLE E MONTE



Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it

Fig. 1 Planimetria e prospetto del ponte

Il ponte ha una lunghezza complessiva di 24 m con tipologia ad arco nella parte centrale con luce di 2.00 m.

L'impalcato e il corpo è costituito da un corpo monolitico in calcestruzzo non armato l'altezza misurata in verticale varia dai 90 cm in appoggio ai 580 cm nella sezione centrale.

Il recupero statico del manufatto consiste in un confinamento dei paramenti verticali dell'esistente con tiranti passivi in barre di acciaio diwidag ϕ22 L=250 cm ammorsati nel corpo del monolite e incernierati nel nuovo paramento verticato in calcestruzzo armato di spesso pari a 35 cm.

SEZIONE CORRENTE

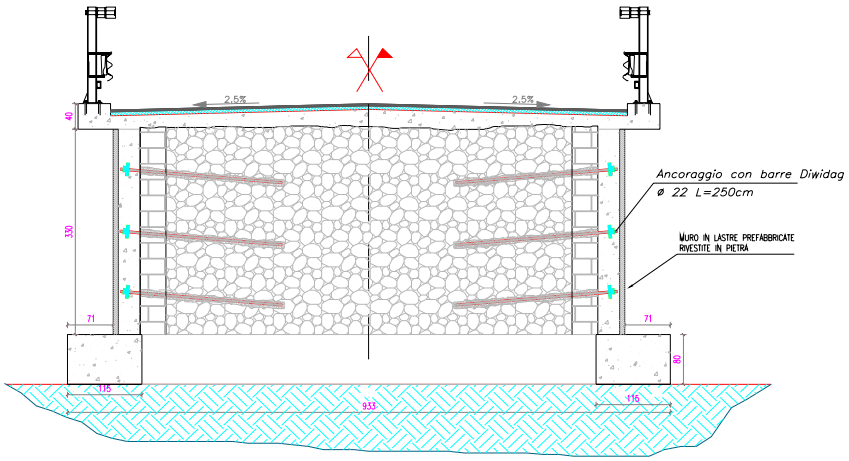


Fig. 2 Sezione trasversale del ponte

Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il progetto delle strutture e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore ed in particolare:

2.1 NORMATIVA DI CARATTERE GENERALE

Legge n°1086 del 5 novembre 1971
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

2.2 NORMATIVA SPECIFICHE PER LE OPERE IN OGGETTO

D.Min.LL.PP. 11 marzo 1988
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Circ. Min.LL.PP. 24 settembre 1988 n°30483 AA.GG./STC.
Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione, di cui al decreto ministeriale 11 marzo 1988.

D.Min.LL.PP. 14 febbraio 1992
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

Circ. Min.LL.PP. 24 giugno 1993 n°37406 AA.GG./STC.
Istruzioni per l'applicazione delle " Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al decreto ministeriale 14 febbraio 1992.

D.Min.LL.PP. 9 gennaio 1996
Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.

Circ. Min.LL.PP. 15 ottobre 1996 n°252 AA.GG./STC.
Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996.

D.Min.LL.PP. 16 gennaio 1996
Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

Circ. Min.LL.PP. 4 luglio 1996 n°156 AA.GG./STC.
Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.

Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it

D.Min.LL.PP. 4 maggio 1990
Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali.

Circ. Min.LL.PP. 25 febbraio 1991 n°34233
Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali.

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 Marzo 2003
Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. (Ordinanza n. 3274).

Ministero Delle Infrastrutture e Dei Trasporti - Decreto 14 Settembre 2005
Norme Tecniche per le Costruzioni.

Ordinanza n. 3274 del 20 Marzo 2003. Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica

Ordinanza n. 3316. Modifiche ed integrazioni allrsquoordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003

D.M. del 14 Gennaio 2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni"

Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it

3. MATERIALI

Si precisano di seguito le caratteristiche meccaniche richieste ai materiali di previsto impiego.

3.1 CALCESTRUZZO

Calcestruzzo per le parti gettate in opera

Pile e Spalle - R_{ck} = 30 N/mm^2 - C25/30 N/mm^2

Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma_{m,c}} = 21.05$ N/mm^2 con $\gamma_{m,.c} = 1.9$

$f_{ctm} = 0.48 \cdot \sqrt{R_{ck}} = 3.03$ N/mm^2

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.12$ N/mm^2

Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{m,c}} = 1.33$ N/mm^2 con $\gamma_{m,.c} = 1.6$

Soletta impalcato, Baggioli – R_{ck} = 37 N/mm^2 - C30/37 N/m m^2

Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma_{m,c}} = 19.40$ N/mm^2 con $\gamma_{m,.c} = 1.9$

$f_{ctm} = 0.48 \cdot \sqrt{R_{ck}} = 2.92$ N/mm^2

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.04$ N/mm^2

Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{m,c}} = 1.27$ N/mm^2 con $\gamma_{m,.c} = 1.6$

Plinti di fondazione - R_{ck} = 25 N/mm^2 - C20/25 N/mm^2

Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma_{m,c}} = 15.79$ N/mm^2 con $\gamma_{m,.c} = 1.9$

$f_{ctm} = 0.48 \cdot \sqrt{R_{ck}} = 2.63$ N/mm^2

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.84$ N/mm^2

Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{m,c}} = 1.15$ N/mm^2 con $\gamma_{m,.c} = 1.6$

Pali di fondazione - R_{ck} = 25 N/mm^2 - C20/25 N/mm^2

Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma_{m,c}} = 13.16$ N/mm^2 con $\gamma_{m,.c} = 1.9$

Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it

$f_{ctm} = 0.48 \cdot \sqrt{R_{ck}} = 2.4$ N/mm^2

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.68$ N/mm^2

Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{m,c}} = 1.05$ N/mm^2 con $\gamma_{m,.c} = 1.6$

Le proprietà meccaniche assunte:

Modulo di elasticità E = 3.10 x10 ^{10} N/m^2

Coefficiente di Poisson v = 0.2

Deformazione per ritiro $\varepsilon = 3 \cdot 10^{-4}$

3.2 ACCIAIO IN TONDI AD ADERENZA MIGLIORATA

Si adotta acciaio B450 C (controllato in stabilimento) per tondi di diametro $\leq$ 26 mm, avente caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento: f_{yk} = 430 N/mm^2

Tensione caratteristica di rottura: f_{tk} = 540 N/mm^2

Tensione di snervamento di calcolo : $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{m,s}} = 373.91$ N/mm^2 con $\gamma_{m,.c} = 1.15$

Modulo di elasticità E = 2.10 x10 ^{11} N/m^2

Coefficiente di Poisson v = 0.3

Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it

4. ANALISI STRUTTURALE

Il ponte in oggetto viene studiato con uno schema statico costituto da paramenti verticali in calcestruzzo armato collegati in testa con un grigliato costituito da elementi isoparametrici a 8 nodi.

Le caratteristiche geometriche e meccaniche delle sezioni relative a ciascun concio sono riportate nella relazione di calcolo delle strutture.

5. SCHEMATIZZAZIONE DEI VINCOLI

L'impalcato in cls schematizzato a lastra è vincolato con la sottostruttura mediante nodi di continuità.

6. DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE

L'opera, nel suo complesso, è stata dimensionata in attuazione del DM 14/01/2008.

Alla luce delle nuove norme tecniche delle costruzioni 2008 si è proceduto ad effettuare un'analisi dei carichi agenti sull'impalcato e sulle pile, computando carichi permanenti strutturali e portati e considerando le opportune combinazioni di carico insieme alle azioni variabili da traffico.

Oggetto della presente relazione è la descrizione dell'analisi dei carichi effettuata sul ponte arrivando a determinare le sollecitazioni nei paramenti verticali e nella soletta di transizione.

Le sottostrutture sono dimensionate considerando le azioni permanenti ed accidentali agenti sull'impalcato e le azioni sismiche.

L'analisi è stata condotta in condizioni statiche lineari con verifiche allo stato limite ultimo considerando le azioni permanenti ed accidentali combinate secondo quando prescritto dalle "Norme tecniche per le costruzioni" (D.M. del 14/01/2008).

Per quanto concerne l'analisi sismica si è fatto sempre riferimento alle nuove norme tecniche del 2008 conducendo, grazie alla regolarità del ponte, un'analisi Statica equivalente.

Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it

7. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI PER LE ANALISI STATICA

Le azioni considerate nel calcolo del ponte stradale sono:

- azioni permanenti: peso proprio degli elementi strutturali e non (g_1) e carichi permanenti portati (g_2) (pavimentazione stradale, marciapiedi sicurvia, parapetti, attrezzature stradali etc..);
- distorsioni: ritiro (e_2),variazioni termiche (e_3) e viscosità (e_4);
- azioni variabili: i carichi variabili da traffico (q_1) sono definiti sono definiti dagli schemi di carico convenzionali e disposti su corsie convenzionali;
- incremento dinamico dei carichi mobili dovuto ad azioni dinamiche (q_2);
- azioni longitudinali di frenamento o di accelerazione (q_3);
- azione centrifuga (q_4);
- azioni di vento e neve (q_5);
- azioni sismiche (q_6);
- resistenze parassite dei vincoli (q_7).

7.1 PESO PROPRIO

Il peso proprio è stato calcolato considerando l'effettiva incidenza della soletta in c.a. .A partire dal peso specifico dell'acciaio e del cemento armato si è determinato il peso per unità di lunghezza dei singoli elementi strutturali.

7.2 CARICHI PERMANENTI

Per i carichi permanenti portati (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili) è assunto un carico pari a 45,75 kN/m applicato su un'impronta di larghezza pari alla sezione trasversale (12.00 m).

Pavimentazione: h=10 cm (2.5 kN/m^{2}x 9.00m)	=	22.50 kN/m
Barriera di sicurezza metallica (2x1.0)	=	2.00 kN/m
Marciapiede+Soletta	=	8.75 kN/m
Marciapiede	=	7.50 kN/m
Totale		40.75 kN/m

7.3 RITIRO E VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO

Gli effetti del ritiro e della viscosità interessano principalmente il cls, dipendono dall'umidità dell'ambiente, dalle dimensioni dell'elemento e dall'età del calcestruzzo utilizzato.

La tipologia di intervento non richiede la valutazione degli effetti indotti dal ritiro del cls.

Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it

7.4 VARIAZIONI TERMICHE

La tipologia di intervento non richiede la valutazione degli effetti indotti dalle variazioni termiche negli elementi strutturali adottati.

7.5 AZIONI VARIABILI DDA TRAFFICO (Q1)

I carichi accidentali agenti sull'impalcato sono definiti dal D.M. 14.01.2008 secondo gli schemi di carico convenzionali disposti su corsie convenzionali posizionati in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli ai fini della stabilità degli elementi dell'impalcato (travi, soletta, traversi).

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1° e 2° Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m. In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Per i ponti di 1ª Categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (Tab. 5.1.II – NTC 2008)

Corsia	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m^2]
1	300	9
2	200	2.50
3	100	2.50
Altre corsie	0	2.50

Tabella 6.I: - Intensità dei carichi per le diverse corsie

Nel caso in esame, data la larghezza della sede stradale di W=8.0 m, si considera una larghezza w_L delle corsie convenzionali sulla carreggiata pari a 3.0 m ed il massimo numero intero possibile di tali corsie sulla stessa risulta pari a 2. Le corsie convenzionali sono disposte in modo da non essere attigue l'une alle altre, ma lasciando un piccolo margine tra loro come mostrato in figura (Figura 5.1.1 – NTC 08).

Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it

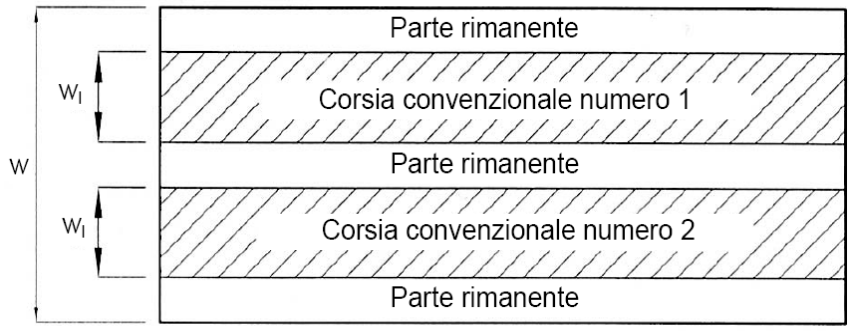


Figura 6.II - Esempio di numerazione delle corsie

CALCOLO DELLE CORSIE CONVENZIONALI			
Num corsie conv. (n_L)	Largh. di una corsia convenzionale (W_L) [m]	Largh. zona rimanente [m]	Larggh. di ogni striscia rimanente [m]
3	3	1,5	0,375

Tabella 6.III - Numero e larghezza delle corsie

I carichi variabili da traffico sono definiti da 6 schemi di carico disposti su corsie convenzionali in funzione della larghezza della geometria del ponte

7.5.1 SCHEMI DI CARICO

Le azioni variabili da traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti schemi di carico:

- ***Schema di Carico 1:***

È costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 6.IV. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it

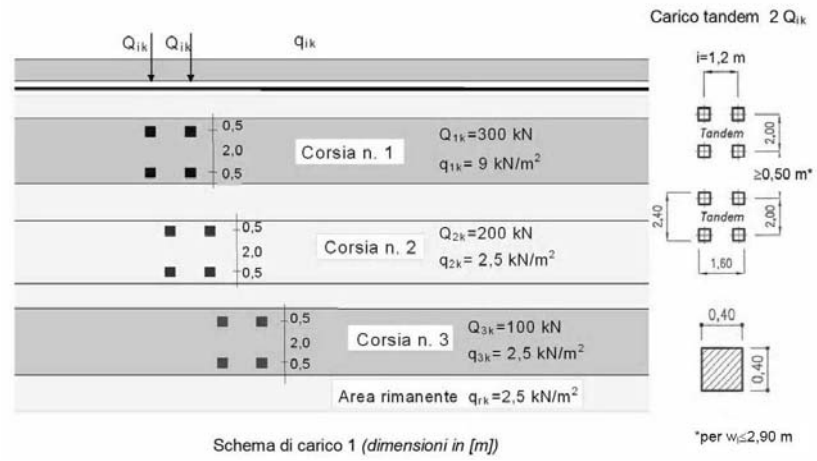


Figura 6.IV - Schema di carico 1

- ***Schema di Carico 2:***

È costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Fig. 6.V. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

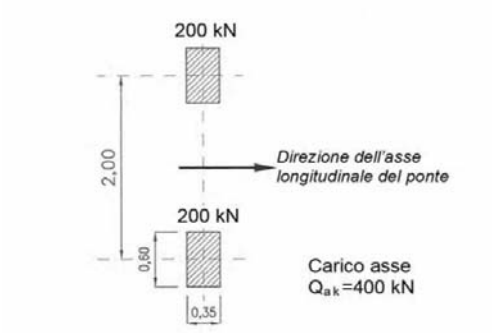


Figura 6.V - Schema di carico 2

- ***Schema di Carico 3:***

È costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

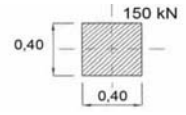


Figura 6.VI - Schema di carico 3

Schema di Carico 4:

È costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it

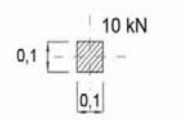


Figura 6.VII - Schema di carico 4

- ***Schema di Carico 5:***

È costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m2. Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m2. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.



Figura 6.VIII - Schema di carico 5

- ***Schemi di Carico 6.a, b, c:***

In assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai seguenti carichi $q_{L,a}$, $q_{L,b}$ e $q_{L,c}$

$$q_{L,a} = 128.95\left(\frac{1}{L}\right)^{0.25} \quad [kN/m]$$

$$q_{L,b} = 88.71\left(\frac{1}{L}\right)^{0.38} \quad [kN/m]$$

$$q_{L,c} = 77.12\left(\frac{1}{L}\right)^{0.38} \quad [kN/m]$$

7.6 INCREMENTO DINAMICO DEI CARICHI MOBILI DOVUTO AD AZIONI DINAMICHE (Q2)

L'entità dei carichi mobili deve essere maggiorata per tener conto degli effetti dinamici.

L'incremento q_2 è fornito da $q_2 = (\phi - 1)\cdot q_1$ ove ϕ, coefficiente dinamico, ha la seguente espressione:

Per la campata con luce da 24 m vale:

Φ = 1,4-[(24-10)/150]= 1,30

pertanto $q_2 = q_1 \cdot (1.3-1) = q_1 \cdot 0.3$;

7.7AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE (Q3)

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale per i ponti di 1ª categoria a

Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it

$$180kN \le q_3 = 0.6(2Q_{1k}) + 0.10q_{1k} \cdot W_1 \cdot L \le 900kN$$

mentre per i ponti di 2ª categoria è

$$144kN \le q_3 = 0.6(2Q_{1k}) + 0.10q_{1k} \cdot W_1 \cdot L \le 900kN$$

essendo W_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

Per la particolare disposizione dei vincoli tutta l'azione di frenatura o accelerazione, essendo una forza di tipo longitudinale, sarà assorbita dalla spalla.

AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE q3 SULLA PILA 2 FISSA						
Q_{1k} [kN]	q_{1k} [kN/m^2]	W_L	Lungh. zona caricata (L)	H_{FREN} [kN]	H punto applicazione [m]	M_{FREN} [kN*m]
300	9	3	0,4	361,08	16,31	5889

Tabella 6.IX - Azione longitudinale di frenamento

7.8AZIONE CENTRIFUGA (Q4)

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato nella tabella 5.I.III delle NTC 2008, essendo $Q_V = \sum_i 2 \cdot Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

Raggio di curvatura [m]	Q_4 [kN]
R≤200	$0,2 \cdot Q_V$
200≤R≤1500	$40 \cdot Q_V/R$
1500≤R	0

Tabella 6.X - Valori caratteristici delle forze centrifughe

Il carico concentrato Q_4, applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte. Nel caso in esame il ponte è in rettilineo è pertanto l'azione Q4 è nulla.

7.9AZIONE DEL VENTO(Q5)

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli

Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it

per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. L'azione del vento può essere valutata come azione dinamica mediante una analisi dell'interazione vento-struttura.

Si è assunta una pressione orizzontale p_V = 2500 N/m^2 agente sulla superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento ed assimilata ad una parete rettangolare continua di altezza h_{rett} = 3 m a partire dal piano stradale, e sul prospetto dell'impalcato assunto di altezza media pari a h_i = 3,75 m.

Il carico orizzontale applicato ai carichi mobili è pari a:

$$Q_{5\ carichi\ mobili} = p_V * h_{rett} = 2500*6.75 = 16875\ N/m$$

In fase di montaggio si considera una pressione cinetica del vento ridotta:

p_{wm} = pressione cinetica del vento in fase di montaggio = 0.25 x 2500 N/m^2 = 625 N/m^2

q_{wm} = 625 x 3.75 = 2343.75 N/m

7.10 AZIONE DELLA NEVE (Q_{5_NEVE})

Il calcolo risulta abbastanza agevole seguendo il capitolo 3.4 delle nuove norme tecniche. L'azione della neve risulterà nulla nelle verifiche a S.L.U.

7.11AZIONI SISMICHE (Q_6)

Per la determinazione dell'azione sismica si considerano le disposizioni del D.M. 14/01/08 e dell'O.P.C.M. 3274 del 2003 e s.m.i.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al 3.2.2 delle NTC 08), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R . In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T^*_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato alla presente norma, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di **a_g**, **F_o** e **T^*_C** necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

La struttura da ponte di progetto è sita in località Schiavi di Abruzzo (Chieti) a cui è associata una zona sismica 2 secondo la nuova classificazione (ordinanza n.3274 del 20 marzo 2003 e aggiornamento del 16 gennaio 2006).

7.11.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI PONTI IN ZONA SISMICA

In generale la struttura da ponte deve essere concepita e dimensionata in modo che sotto l'azione sismica di progetto per lo SLU dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativi stabile, nel quale la dissipazione sia limitata alle pile.

Il proporzionamento della struttura deve essere tale da favorire l'impegno plastico del maggior numero possibile di pile. Il comportamento inelastico dissipativi deve essere di tipo flessionale, con esclusione di possibili meccanismi di rottura per taglio.

Gli elementi ai quali non viene richiesta capacità dissipativa, e devono quindi mantenere un comportamento elastico sono: l'impalcato, gli apparecchi di appoggio, le strutture ed il terreno di fondazione, le spalle. Per garantirne il comportamento elastico, questi elementi devono essere progettati per resistere alle massime che gli elementi dissipativi possono loro trasmettere, adottando il criterio della "gerarchia delle resistenze".

La cinematica delle struttura deve essere tale da limitare l'entità degli spostamenti relativi tra le sue diverse parti, spostamenti la cui valutazione è caratterizzata da intrinseca incertezza, ciò che rende il loro assorbimento economicamente e tecnicamente impegnativo. In ogni caso, deve essere verificato che gli spostamenti relativi ed assoluti tra le parti siano tali da escludere martellamenti e/o perdite di appoggio.

Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it

7.11.2 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico mentre La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale.

7.11.3 SPETTRI DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}.

Tale spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale.

Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}.

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \le T < T_B \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_O} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B < T \le T_C \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O$$

$$T_C < T \le T_D \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D < T \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito analogamente dalle espressioni seguenti:

$$0 \le T < T_B \qquad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it

$$T_B < T \le T_C \qquad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C < T \le T_D \qquad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$$T_D < T \qquad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$$

Per la determinazione di questi parametri la normativa al punto 3.2.3 presenta una serie di formulazioni che permettono di arrivare al risultato.

Un metodo alternativo,è quello di utilizzare il software gratuito "Spettri NTC" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici il quale integrando un database di tutti i Comuni italiani, permette, di calcolare per ogni stato limite considerato, i parametri degli spettri di risposta corrispondenti.



Figura 6.XI - Schermata di avvio del programma "Spettri NTC"

Questi dati possono poi essere utilizzati per graficare gli spettri desiderati per poi andare ad intercettare una volta calcolato il periodo T, l'ordinata dello spettro di risposta corrispondente che permette di arrivare alla forzante sismica da applicare sulla pila.

Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it

SPETTRO ORIZZONTALE							
TIPO	a_g	F_0	T^*_C	S	T_B	T_C	T_D
long.	1,78	2,68	0,5	1,385	0,22	0,66	2,329
trasv.	1,78	2,68	0,50	1,41	0,22	0,66	2,33
SPETTRO VERTICALE							
a_g	F_0	F_V	T^*_C	S	T_B	T_C	T_D
1,78	2,68	1,54	0,50	1,00	0,05	0,15	1,00

Tabella 6.XII - Coefficienti degli spettri di progetto calcolati col software "Spettri NTC"

7.11.4 SPETTRI DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITE ULTIMI

Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule già presentate per gli stati limite di esercizio ηcon 1/q, dove q è denominato fattore di struttura

Questo fattore di struttura altro non è che un fattore riduttivo delle forze elastiche che permette di evitare il ricorso ad analisi non lineari e può variare in funzione della tipologia della struttura da ponte, della sua geometria, dello sforzo normale ridotto agente sulla pila e della classe di duttilità scelta.

7.11.5 COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA E COMBINAZIONE CON LE ALTRE AZIONI

Ai fini della recente norma l'azione sismica è caratterizzata da tre componenti traslazionali, due orizzontali ed una verticale, da considerare tra loro indipendenti. Essendo la struttura da ponte in zona sismica 2 è necessario considerare anche l'azione sismica verticale secondo quanto riportato al punto 7.2.1 delle NTC 2008.

Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it

L'analisi della risposta è stata eseguita in campo lineare pertanto è possibile calcolare la risposta separatamente per ciascuna componente e combinare gli effetti. Gli effetti massimi possono essere ottenuti utilizzando come azione di progetto la combinazione più sfavorevole tra:

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Per quanto riguarda la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, vale la relazione al punto 3.2.4 delle nuove norme tecniche:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

con $\psi_{2j} = 0.2$ per i carichi dovuti al transito dei mezzi

7.11.6 ANALISI STATICA LINEARE

Come recita il punto 7.9.4.1 delle nuove norme tecniche, i requisiti necessari per applicare l'analisi statica lineare possono ritenersi soddisfatti nei casi seguenti:

a) per entrambe le direzioni longitudinale e trasversale, in ponti a travate semplicemente appoggiate e purché la massa efficace di ciascuna pila non sia superiore ad 1/5 della massa di impalcato da essa portata;

b) nella direzione longitudinale, per ponti rettilinei a travata continua e purché la massa efficace complessiva delle pile facenti parte del sistema resistente al sisma non sia superiore ad 1/5 della massa dell'impalcato;

c) nella direzione trasversale, per ponti che soddisfino la condizione *b)* e siano simmetrici rispetto alla mezzeria longitudinale, o abbiano un'eccentricità non superiore al 5% della lunghezza del ponte. L'eccentricità è la distanza tra baricentro delle masse e centro delle rigidezze delle pile facenti parte del sistema resistente al sisma nella direzione trasversale.

Considerando che il viadotto in questione presenta una curvatura piuttosto elevata e che gli effetti centrifughi sono di modesta entità, si è optato comunque per un'analisi statica equivalente.

Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it

7.11.7 CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA LONGITUDINALE

Nella direzione longitudinale la forza equivalente all'azione sismica è data dall'espressione:

$$F = M \cdot S_d(T_1)$$

Il periodo fondamentale T_1 in corrispondenza del quale valutare la risposta spettrale in accelerazione $S_d(T_1)$ è dato dall'espressione:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}}$$

nella quale K_{eff} è la rigidezza secante complessiva delle pile ed è data da:

$$K_{eff} = \frac{3 \cdot E \cdot I_{eff}}{l^3}$$

La rigidezza degli elementi strutturali è stata valutata tenendo conto dell'effettivo stato di fessurazione delle pile che raggiungono lo stato limite ultimo alla base pertanto la rigidezza secante efficace è calcolata mediante l'espressione:

$$I_{eff} = \frac{\nu \cdot M_{Rd}}{E_c \cdot \phi_y}$$

nella quale ν = 1.20 è un fattore di correzione che tiene conto della maggiore rigidezza della parte di pila non fessurata, M_{Rd} è il momento resistente di progetto nella sezione di base, e ϕ_y la curvatura di snervamento.

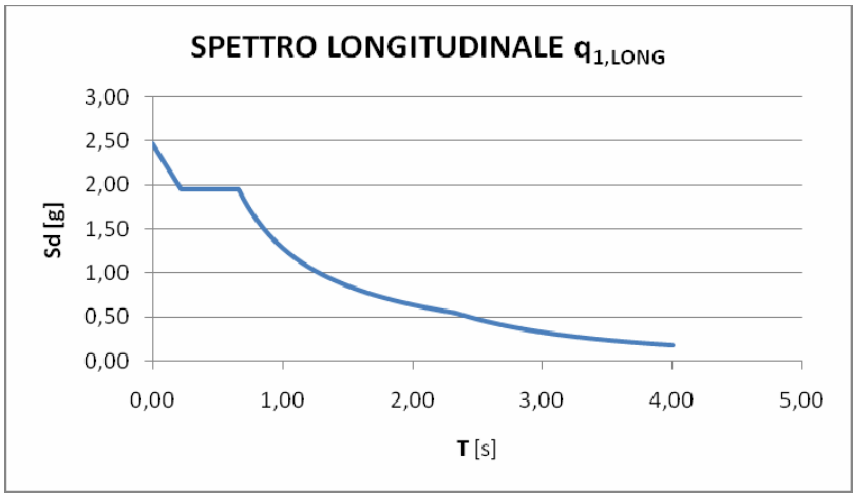


Grafico 6.XIV - Spettro di risposta q_1 per sisma longitudinale

Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it

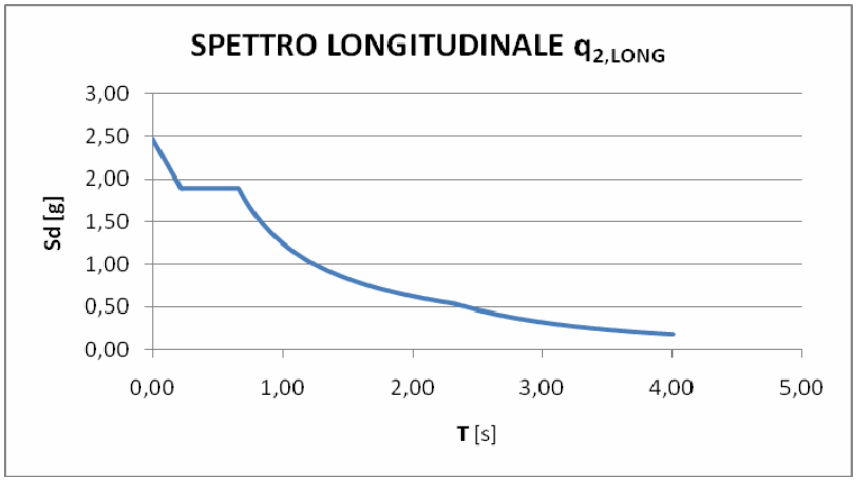


Grafico 6.XV - Spettro di risposta q_2 per sisma longitudinale

7.11.8 CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA TRASVERSALE

Nella direzione trasversale la forza equivalente all'azione sismica è data dall'espressione:

$$F_i = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot S_d(T_1)}{T^2 \cdot g^2} \cdot d_i \cdot G_i$$

In cui

$$d_i = \frac{P \cdot l^3}{3EI_{eff}}$$

è lo spostamento del grado di libertà i quando la struttura è soggetta ad un sistema di forze statiche trasversali $f_i = G_i$ e G_i è il peso della massa concentrata nel grado di libertà i.

Il periodo T_1 del ponte in direzione trasversale può essere valutato con l'espressione approssimata:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum G_i \cdot d_i^{\,2}}{g \cdot \sum G_i \cdot d_i}}$$

Ai fini del calcolo in direzione trasversale si è ritenuto opportuno come verifica, calcolare la risultante e i momenti applicati alla base della pila in due modi:

- il primo considerando tutta la massa concentrata in corrispondenza dell'impalcato per poi calcolarne l'equivalente azione sismica con le formulazioni di cui sopra

- il secondo considerando distintamente pila e impalcato e relative equivalenti azioni sismiche

Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it

Confrontando i risultati si vede come il primo metodo sia a favore di sicurezza e può quindi essere utilizzato come semplificazione.

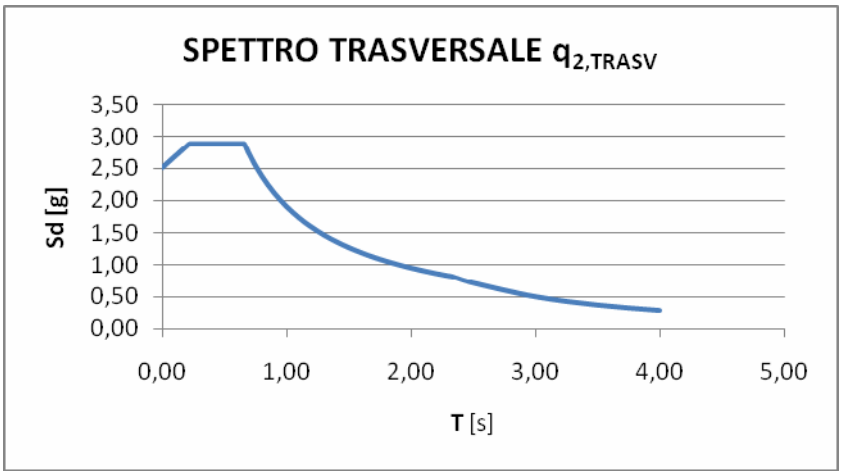


Grafico 6.XVI - Spettro di risposta q_2 per sisma trasversale

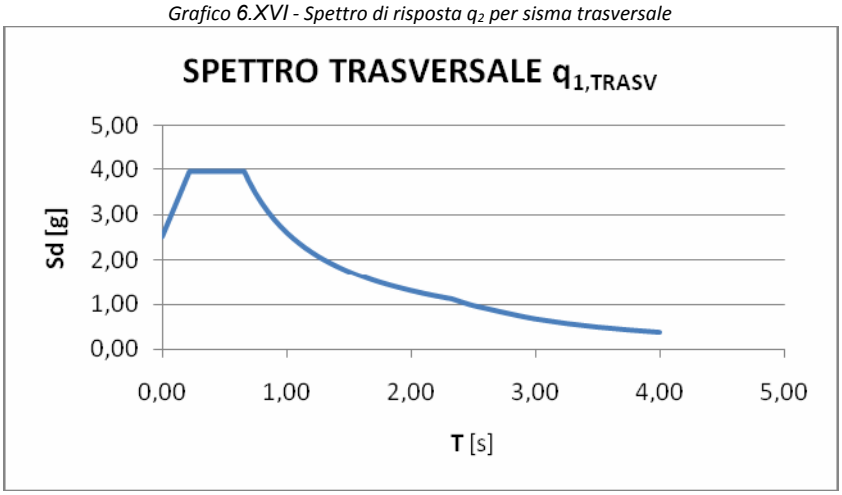


Grafico 6.XVII - Spettro di risposta q_1 per sisma trasversale

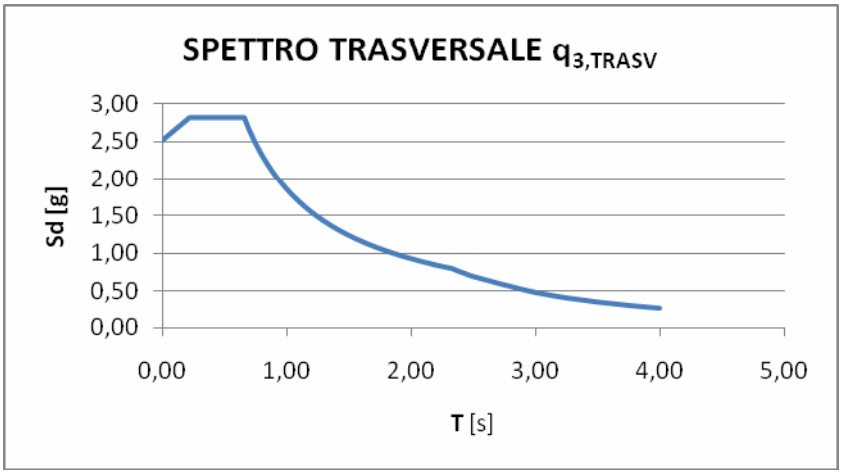


Grafico 6.XVIII - Spettro di risposta q_3 per sisma trasversale

Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it

7.11.9 CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA VERTICALE

Considerata la tipologia del ponte oggetto dell'intervento non è necessario considerare anche la componente sismica verticale.

7.12 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q_7)

Ogni vincolo mobile trasmette alle sottostrutture una forza pari al 3% del carico dovuto a pesi propri e permanenti. Le pile e le spalle sono soggette ad una forza, applicata al piano degli appoggi, di entità pari alla resistenza dei vincoli.

7.13 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al capitolo 2 delle nuove norme tecniche.

Per quanto riguarda gli stati limite ultimi dovremo effettuare le seguenti verifiche:

- ***Combinazione fondamentale***

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + ...$$

- ***Combinazione sismica***

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + ...$$

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare le seguenti combinazioni

Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it

	Carichi sulla carreggiata					*Carichi su marciapiedi e piste ciclabili*
	Carichi verticali			**Carichi orizzontali**		**Carichi verticali**
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente. distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m^2
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m^2
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m^2			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m^2
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3ª categoria
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella6.XX - Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Si arriva quindi a determinare le seguenti combinazioni di carico, con i coefficienti parziali di sicurezza γ e i coefficienti ψ ricavati rispettivamente dalle tabelle 6.*XXII* e *6.XXIII*

GRUPPO	COMBINAZIONI DI CARICO AGLI S.L.U.
1	$1{,}35g_1+1{,}5g_2+1{,}35q_{1_SCHEMA\ 1}+1{,}35*0{,}4*q_{1_SCHEMA\ 5}+1{,}5*0{,}6*q_{5_VENTO}+1{,}5q_7$
2a	$1{,}35g_1+1{,}5g_2+1{,}35*0{,}75q_{1_TANDEM}+1{,}35*0{,}4q_{1_DISTRIBUITO}+1{,}35q_3+1{,}5*0{,}6*q_{5_VENTO}+1{,}5q_7$
2b	$1{,}35g_1+1{,}5g_2+1{,}35*0{,}75q_{1_TANDEM}+1{,}35*0{,}4q_{1_DISTRIBUITO}+1{,}35q_4+1{,}5*0{,}6*q_{5_VENTO}+1{,}5q_7$
VENTO	$1{,}35g_1+1{,}5g_2+1{,}5*q_{5_VENTO}+1{,}5q_7$
E1	$g_1+g_2+0{,}2*(q_{1_SCHEMA\ 1}+q_{1_SCHEMA\ 5}+q_3+q_4)+E_x+0{,}3E_y+0{,}3E_z$
E2	$g_1+g_2+0{,}2*(q_{1_SCHEMA\ 1}+q_{1_SCHEMA\ 5}+q_3+q_4)+0{,}3E_x+E_y+0{,}3E_z$
E3	$g_1+g_2+0{,}2*(q_{1_SCHEMA\ 1}+q_{1_SCHEMA\ 5}+q_3+q_4)+0{,}3E_x+0{,}3E_y+E_z$

Tabella 6.XXI - Combinazioni di carico utilizzate ai fini del calcolo delle azioni

Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it

		Coefficiente	EQU[1]	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Carichi permanenti non strutturali[2]	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_{Q}	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90 1,00[3]	1,00 1,00[4]	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}$, $\gamma_{\varepsilon 3}$, $\gamma_{\varepsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

(1) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
(2) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
(3) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
(4) 1,20 per effetti locali

Tabella6.XXII - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Azioni	*Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)*	*Coefficiente ψ_0 di combinazione*	*Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)*	*Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)*
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem) Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti Schemi 3 e 4 (carichi concentrati) Schema 2	0,75 0,40 0,40 0,0	0,75 0,40 0,40 0,75	0,0 0,0 0,0 0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE Esecuzione	 0,6 0,8	 0,2 ----	 0,0 0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Tabella 6.XXIII - Coefficienti ψ le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Prof. Ing. Antonio Montepara Via Simeoni n. 12 66036 Orsogna (CH)– Tel. 0871869652 emaill info@studiomontepara.it