

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA AV/AC VERONA - PADOVA

SUB TRATTA VERONA – VICENZA

1° SUB LOTTO VERONA - MONTEBELLO VICENTINO

IN INTERFERENZE VIARIE

IN16 - INTERFERENZA CON SEDE AUTOSTRADALE AL km. 6+220,00

PONTE SCAVALCO CANALE ROSELLA – RELAZIONE DI CALCOLO

GENERAL CONTRACTOR		ITALFERR S.p.A.	SCALA:
ATI bonifica Progettista integratore Franco Persio Bocchetto Dottore in Ingegneria Civile iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma al n° 8664 – Sez. A settore Civile ed Ambientale	Consorzio IRICAV DUE Il Direttore		-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I N 0 D	0 0	D	I 2	C L	I N 1 6 0 X	0 0 1	A

ATI bonifica	VISTO ATI BONIFICA	
	Firma	Data
	Ing. F.P. Bocchetto	Maggio 2015

Progettazione

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
A	EMISSIONE	F. Galdiero	Maggio 2015	S. Grimaldi	Maggio 2015	P. Polidori	Maggio 2015	Alberto Checchi iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma al n° 12414 – Sez. A settore Civile ed Ambientale Maggio 2015

File: IN0D00DI2CLIN160X001A_00A .DOCX	CUP: J41E91000000009	n. Elab.:
	CIG: 3320049F17	

Sommario

1	PREMESSA.....	3
2	SCOPO DEL DOCUMENTO.....	3
2.1	Unità di misura.....	3
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	3
3.1	Documenti Referenziati	3
4	ALLEGATI.....	4
5	MATERIALI UTILIZZATI.....	5
5.1	Calcestruzzo C32/40 MPA.....	5
5.2	Acciaio in barre ad aderenza migliorata B450 C	6
6	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	7
6.1	Stratigrafia e parametri geotecnici di progetto.....	7
6.2	Interazione terreno-struttura	8
6.3	Classificazione sismica.....	8
7	ANALISI DEI CARICHI	9
7.1	G1+G2 Azione permanente e permanente portato	9
7.2	Q+q Azione da traffico	10
7.3	Q2 -Coefficiente di incremento dinamico addizionale	12
7.4	Q3 - Azioni longitudinale di accelerazione o di frenamento	12
7.5	Q5 – Azione del vento	13
7.6	Q6 – Azione sismica	17
7.7	Q7 – Resistenza passiva dei vincoli	22
7.8	Q8 – Ritiro e Viscosità del calcestruzzo	22
7.9	Effetti della temperatura.....	29
7.10	Cedimenti differenziali	29
7.11	Azione sui parapetti	29
7.12	Azioni in fase di costruzione	30
8	COMBINAZIONI DI CARICO.....	30
9	CONFIGURAZIONI E FASI DI CALCOLO	34
10	FONDAZIONI.....	43

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: OPERE D'ARTE: IN16 PONTE ROSELLA RELAZIONE DI CALCOLO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IN160X00 1A	Pag. 3 di 43

1 PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi al Progetto Definitivo della tratta AV/AC Verona-Padova, subtratta Verona Porta Vescovo – Montebello Vicentino.

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

La presente relazione ha per oggetto le analisi e le verifiche del cavalcavia inquadrato come IN16-OPERA 1 della tratta A.V./A.C. Verona-Padova, subtratta Verona Porta Vescovo – Montebello Vicentino.

Il cavalcavia è costituito da impalcato a travi prefabbricati precomprese con travi di fondazioni su micropali.

2.1 UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura usate nella relazione:

- lunghezze [m]
- forze [kN]
- momenti [kNm]
- tensioni [Mpa]

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

Si riporta nel seguito l'elenco delle leggi e dei decreti di carattere generale, assunti come riferimento.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: OPERE D'ARTE: IN16 PONTE ROSELLA RELAZIONE DI CALCOLO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IN160X00 1A	Pag. 4 di 43

- Legge 5-1-1971 n° 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”.
- Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. 14 gennaio 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009,n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- UNI EN 1992-1-1 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- UNI EN 206-1-2001: Calcestruzzo. “Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

Si riporta, ora, l'elenco delle norme tecniche, delle circolari e delle istruzioni F.S. delle quali si è tenuto conto.

- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A: Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie;
- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A: Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario;
- Manuale di progettazione ITALFERR.

4 ALLEGATI

Il presente documento è corredato dai seguenti allegati

- IN13 Opera 1
- PROFILI GEOTECNICI

5 MATERIALI UTILIZZATI

5.1 CALCESTRUZZO C32/40 MPA

Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_c = 33300 \text{ N/mm}^2$
Modulo di Poisson	$\nu = 0.20$
Densità di Massa	$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$
Coefficiente di espansione termica:	$\alpha = 1.00\text{E-}05 \text{ m/}^\circ\text{C}$

Stato Limite Ultimo

Resistenza di calcolo a compressione semplice	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m,$
dove $\alpha_{cc} = 0.85$ e $\gamma_m = 1.5$	$f_{cd} = 18.1 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_m,$
	$f_{ctd} = 1.40 \text{ N/mm}^2$

Stati Limite di Esercizio

Tensioni limite di compressione:	
in combinazione di carico rara:	$\sigma_c = 0.60 f_{ck} = 19.2 \text{ Mpa}$
in combinazione di carico quasi permanente:	$\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$

Stato limite apertura delle fessure

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

I valori limite sono pari a:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Nel caso in esame le verifiche a fessurazione sono condotte in condizioni ambientali aggressive e considerando un'armatura poco sensibile, pertanto si adotteranno i valori limite:

$$w_2 = 0.3 \text{ mm} \quad \text{per la combinazione di carico frequente}$$

$$w_1 = 0.2 \text{ mm} \quad \text{per la combinazione di carico quasi permanente}$$

Stato Limite Ultimo

età del cls in giorni, all'inizio del ritiro $t_s = 2 \text{ gg}$,

età del cls in giorni, al momento del carico $t_0 = 2 \text{ gg}$,

età del cls in giorni per calcolo da ritiro $t = 365 \text{ gg/a} \times 150 \text{ a} = 54750 \text{ gg}$,

5.2 ACCIAIO IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA B450 C

B450 C (controllato in stabilimento)

$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$ tensione caratteristica di snervamento

$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 391 \text{ MPa}$ tensione caratteristica di calcolo

$E_s = 210'000 \text{ MPa}$ modulo elastico

$\sigma_s = 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$ tensione limite

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: OPERE D'ARTE: IN16 PONTE ROSELLA RELAZIONE DI CALCOLO	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IN160X00 1A		Pag. 7 di 43

6 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

6.1 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Le caratteristiche geotecniche del volume di terreno che interagisce con l'opera sono riportate di seguito.

IN13	Parametri geotecnici terreno di posa fondazione	Parametri geotecnici terreno laterale
Opera 1	Sabbie medio grosse piu' o meno limose	Rilevato ferroviario

I parametri geotecnici di riferimento per i terreni presenti in sito sono:

	Parametri geotecnici terreno in sito				
	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (KPa)	Φ' (°)	v	E_d (MPa)
Sabbie medio grosse piu' o meno limose	18.60	0.00	34	0.3	70-100

I parametri geotecnici del rilevato ferroviario sono

$\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0.00 \text{ kPa}$	coesione drenata

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: OPERE D'ARTE: IN16 PONTE ROSELLA RELAZIONE DI CALCOLO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IN160X00 1A	Pag. 8 di 43

6.2 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

Di seguito sono trattati gli aspetti di natura geotecnica riguardanti l'interazione terreno-struttura relativamente all'opera in esame. Il modello utilizzato è quello di suolo alla Winkler. Il valore della costante di sottofondo k_w è stato valutato con la formulazione di Vesic:

$$k_w = E / [(1 - \nu^2) \cdot B \cdot l] = 5200 \text{ kN/m}^3$$

avendo assunto, per l'opera in esame, un modulo elastico del terreno pari a:

$$E = 70 \text{ MPa,}$$

6.3 CLASSIFICAZIONE SISMICA

Il valore dell'accelerazione orizzontale massima in condizioni sismiche è stato definito in accordo al D.M. 14 gennaio 2008.

La categoria di suolo di fondazione viene definita sulla base della conoscenza di V_{s30} , ricavato dalle indagini sismiche eseguite nelle campagne geognostiche. In particolare, nel caso in esame si considera una categoria di suolo di **tipo C**: "Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille mediamente consistenti, con spessori variabili da diverse decine di metri fino a centinaia di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi fra 180 m/s e 360 m/s (ovvero resistenza penetrometrica NSPT < 50 o coesione non drenata $70 < c_u < 250$ kPa).

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: OPERE D'ARTE: IN16 PONTE ROSELLA RELAZIONE DI CALCOLO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IN160X00 1A	Pag. 9 di 43

7 ANALISI DEI CARICHI

7.1 G1+G2 AZIONE PERMANENTE E PERMANENTE PORTATO

I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e dalle sovrastrutture. Essi sono valutati moltiplicando il volume calcolato geometricamente per i pesi specifici dei materiali. Nel caso in esame, si prendono in considerazione i seguenti pesi specifici e azioni permanenti portate.

Peso proprio componenti in calcestruzzo armato

Elementi in calcestruzzo armato	$\gamma_c = 25 \text{ kN/mc}$ Peso specifico
---------------------------------	---

Carichi permanenti portati

In funzione degli elementi applicati, si considerano i seguenti carichi permanenti portati:

Cordoli laterali in calcestruzzo armato	$G_{\text{cordolo}} = 4,25 \text{ kN/mq}$
Pavimentazione (spessore medio di 11cm)	$G_{\text{pavimentazione}} = 2,50 \text{ kN/mq}$
Barriera	$G_{\text{Barriera}} = 7,00 \text{ kN/m}$
Rete di protezione marciapiedi	$G_{\text{rete}} = 1,5000 \text{ kN/m}$

7.2 Q+Q AZIONE DA TRAFFICO

I carichi accidentali agenti sull'impalcato sono definiti dalle NTC 2008 per ponti di "la" categoria e vanno posizionati in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli ai fini della valutazione della resistenza e stabilità degli elementi dell'impalcato (travi, soletta, traversi e controventi).

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico pertinenti con la tipologia in esame.

Schema di carico 1

E' costituito da carichi concentrati su due assi in tandem (automezzo convenzionale Q_{1k} di 600 kN dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, distanti 1.20 m in senso longitudinale e con interasse ruote in senso trasversale di 2.00 m), applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m e da carichi uniformemente distribuiti sull'intera larghezza della corsia convenzionale come mostrato nella seguente figura. 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.

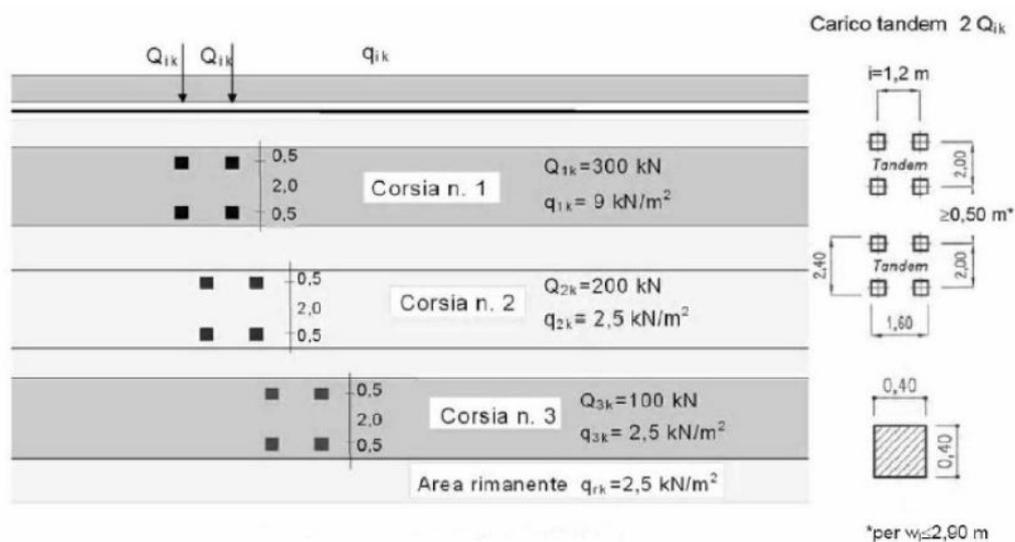


Figura 7.1 : Carichi da traffico

Le larghezze "w" delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie, vengono definite sulla base delle indicazioni fornite nel prospetto seguente (Fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.I delle NTC2008).

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_l = 2$	w/2	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

Tabella 7.1: numero corsie convenzionali

Nel caso in esame, essendo la massima ampiezza trasversale dell'impalcato pari a 12,90m, è possibile ricavare il numero di corsie convenzionali mediante il seguente rapporto:

$$w = 12,70 / 3,00 = 4 \text{ (corsie convenzionali ciascuna di ampiezza 3,00m).}$$

La disposizione e la numerazione delle corsie viene determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vengono scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come Corsia 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come Corsia 2, ecc. Poiché la carreggiata dell'impalcato da ponte non è divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale essa viene interamente divisa in corsie convenzionali in numero pari a 4.

Schema di carico 2

E' 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. 5.1.2 delle NTC 2008. 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.

Schema di carico 5

E' 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. Nel caso in esame, in via del tutto cautelativa, sarà applicato un carico da folla, sulle zone dei marciapiedi.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: OPERE D'ARTE: IN16 PONTE ROSELLA RELAZIONE DI CALCOLO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IN160X00 1A	Pag. 12 di 43

7.3 Q2 -COEFFICIENTE DI INCREMENTO DINAMICO ADDIZIONALE

Il coefficiente di incremento dinamico addizionale da applicare alle azioni indotte dai carichi mobili è valutato secondo NTC 2008: per l'analisi globale dell'impalcato e nell'ipotesi di pavimentazione di media rugosità si assume $q_2 = 1$; effetti locali in prossimità di interruzioni della continuità strutturale e della soletta che possono richiedere l'adozione di coefficienti superiori all'unità verranno eventualmente analizzati in sede di verifica della soletta.

7.4 Q3 - AZIONI LONGITUDINALE DI ACCELERAZIONE O DI FRENAMENTO

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

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10 q_{1k} \cdot w \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Nel caso in esame, il carico Q_{1k} assume il valore di 300kN per asse e il valore q_{1k} assume il valore di 9,00kN/mq per la prima corsia convenzionale. Ne consegue una azione complessiva di frenamento pari a :

$$q_3 = 0.6 \times (2 \times 300) + 0.10 \times 9 \times 3 \times 100 = 630 \text{ kN}$$

7.5 Q5 – AZIONE DEL VENTO

Poiché l'azione del vento non desta fenomeni dinamici nelle strutture del ponte, né l'orografia dà luogo ad azioni anomale del vento, essa può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile).

Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

In funzione della zona dove sarà realizzato il ponte, si individuano i seguenti parametri con periodo di ritorno di $T_R = 100$ anni.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s [1/s]
1	25	1000	0,01
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			200
T_R (Tempo di ritorno)			100
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_s (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$v_b (T_R = 50$ [m/s])	25,000		
$\alpha_R (T_R)$	1,03924		
$v_b (T_R) = v_b \times \alpha_R$ [m/s])	25,981		

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
c_e (coefficiente di esposizione)
c_p (coefficiente di forma)
c_d (coefficiente dinamico)



Figura 7.2 Velocità del vento

La velocità di riferimento di progetto è data dall'espressione:

$$V_r = v_b \cdot c_r$$

dove:

v_b = velocità base di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni;

c_r = coefficiente di ritorno fornito dalla espressione:

$c_r = 0.75$	per	$T_R = 1$ anno
$c_r = 0.75 + 0.0652 \ln(T_R)$	per	$1 \text{ anno} < T_R < 5$ anni
$c_r = 0.75 \cdot \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$	per	$5 \text{ anni} \leq T_R < 50$ anni
$c_r = 0.65 \cdot \sqrt{1 - 0.138 \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$	per	$T_R \geq 50$ anni

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	421,88
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

In mancanza di analisi specifiche che tengano conto della direzione di provenienza del vento e della rugosità e topografia del terreno che circonda la costruzione, la velocità media del vento, l'intensità di turbolenza e la pressione cinetica di picco del vento dipendono da tre parametri: il fattore di terreno k_r , la lunghezza di rugosità z_0 e l'altezza minima z_{min} , definiti nella tabella 3.II delle NTC 2008, in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Essa è assegnata mediante gli schemi in Figura 3.3 delle NTC 2008, in funzione della posizione geografica del sito e della classe di rugosità del terreno definita nella Tabella 3.III in riferimento alle NTC 2008.

Categoria di esposizione

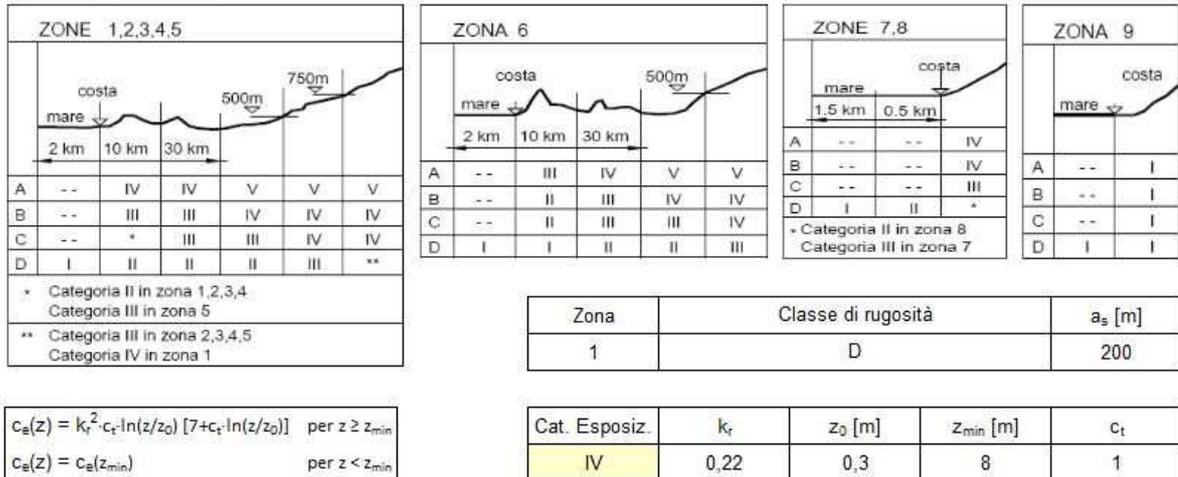


Figura 7.3 Categoria di esposizione

Applicando la relazione di calcolo del coefficiente di esposizione con i parametri individuati emerge che il valore di C_e è pari a:

$C_e = 1.99$

L'azione di picco del vento, agente sul viadotto, può essere valutata considerando due particolari condizioni di carico:

- Ponte scarico
- Ponte carico

In funzione della particolare condizione, cambia il rapporto tra la massima ampiezza di impalcato e la superficie verticale investita dal vento. Nel primo caso non sono presenti veicoli; nel secondo caso sono presenti veicoli di altezza convenzionale pari a 3,00m. Il coefficiente amplificativo assume il seguente andamento.

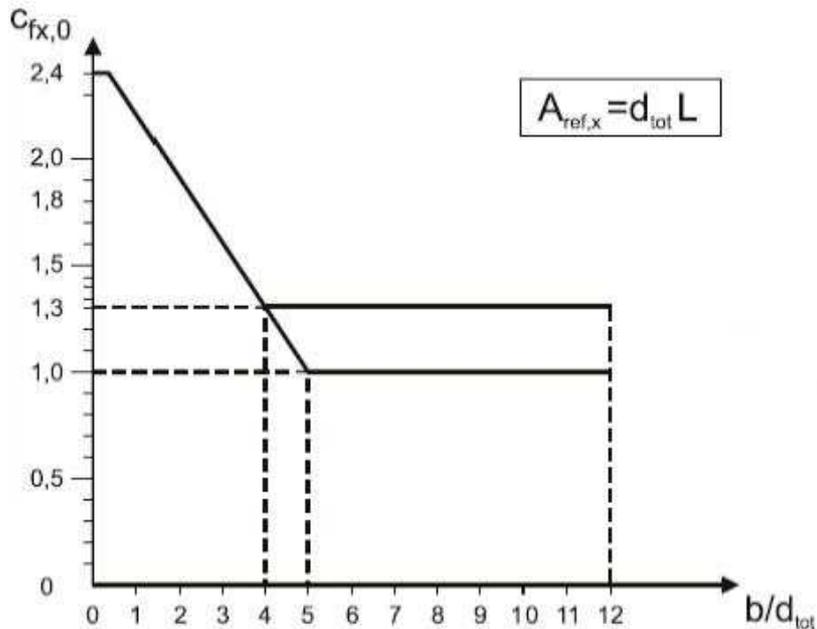


Figura 7.4 Coefficiente amplificativo del carico da vento

In particolare, si ottengono i seguenti valori:

$b/d_{tot} = 5,18$ (ponte scarico);

$b/d_{tot} = 2,67$ (ponte carico);

$b = 16,50$ m (ampiezza massima impalcato)

$d_{tot} = 3,18$,m (ponte scarico);

$d_{tot} = 6,18$,m (ponte carico); considerando un veicolo di altezza 3.00m.

$C_f = 1,30$ (ponte scarico);

$C_f = 1,80$ (ponte carico);

Infine, quindi le pressioni di picco agenti, assumono i seguenti valori.

$Q_{5\text{-ponte scarico}} = 1092\text{N/mq}$ (ponte scarico);

$Q_{5\text{-ponte carico}} = 1511\text{N/mq}$ (ponte carico).

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: OPERE D'ARTE: IN16 PONTE ROSELLA RELAZIONE DI CALCOLO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IN160X00 1A	Pag. 17 di 43

7.6 Q6 – AZIONE SISMICA

L'analisi sismica del viadotto, è stata condotta con riferimento alle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. del 14 gennaio 2008" in quanto tali opere risultano d'importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali si è valutato il rispetto dei diversi stati limite considerati, sono state valutate a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, definita in termini d'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 NTC2008) e di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità d'eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- ✓ a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- ✓ FO 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.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR sono riportate nella Tabella 3.2.1 delle NTC2008; in particolare per lo stato limite ultimo si considera una probabilità del 10% per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV); per quanto riguarda gli stati limite d'esercizio si considerano lo stato limite d'operatività (SLO), con la probabilità di con la probabilità di superamento del 81% e lo stato limite di danno (SLD), con la probabilità di superamento del 63%.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: OPERE D'ARTE: IN16 PONTE ROSELLA RELAZIONE DI CALCOLO	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IN160X00 1A		Pag. 18 di 43

La zona del sito dove sarà realizzata l'opera avrà le seguenti caratteristiche di accelerazione al sito, in funzione dei diversi stati limite.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,029	2,604	0,217
SLD	201	0,034	2,631	0,237
SLV	1898	0,062	2,819	0,317
SLC	2475	0,065	2,854	0,323

Tabella 7.2: Accelerazione sismica al suolo

Classe d'uso

Le azioni sismiche sono state calcolate ipotizzando la "vita nominale" dell'opera pari a 100 anni e la "classe d'uso" IV, come definite al punto 2.4 delle NTC2008.

Stato limite in fase sismica

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali.

Gli stati limite ultimi presi in considerazione sono:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Le principali categorie di sottosuolo individuate per la presente fase di progettazione, sono le seguenti.

Categoria del sottosuolo D : Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).

Categoria topografiche T2 : Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$

Componenti dell'azione sismica

La risposta valutata mediante l'analisi dinamica lineare viene dunque calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti principali. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 E_x + 0,30 E_y + 0,30 E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi, assunti con segno positivo e negativo, e conseguente individuazione degli effetti più gravosi

Definizione degli spettri elastici

Lo spettro di risposta elastico è costituito da una forma spettrale, moltiplicata per il valore dell'accelerazione massima del terreno che caratterizza il sito.

Il coefficiente di smorzamento viscoso della struttura è pari al 5%.

Impalcato : coefficiente di struttura q per le componenti orizzontali/verticali: per le verifiche allo SLV si applica un coefficiente di struttura $q = 1$, il che equivale a considerare la risposta elastica lineare anche in condizioni ultime; lo spettro di progetto viene quindi a coincidere con lo spettro di risposta elastica.

Seguono i digrammi dei differenti spettri di risposta per gli stati limite di verifica presi in considerazione:

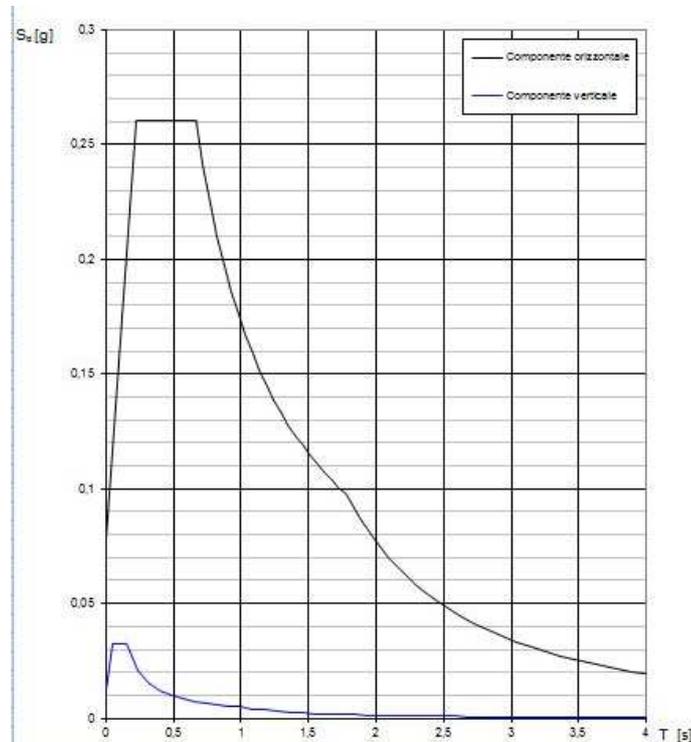


Figura 7.5 SLV - Spettro elastico per componenti orizzontali e verticali

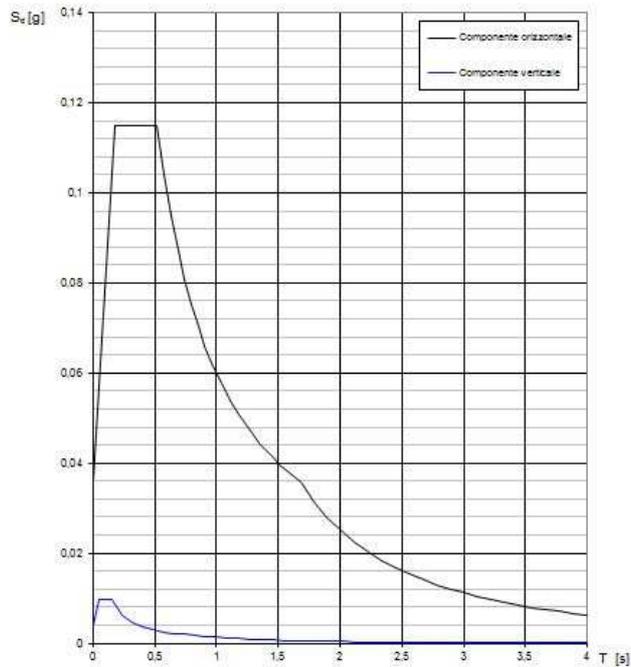


Figura 7.6 SLD - Spettro elastico per componenti orizzontali e verticali

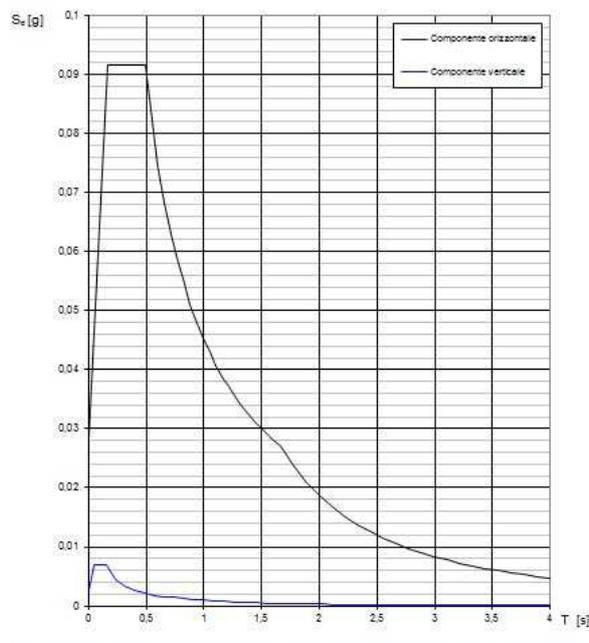


Figura 7.7 SLO - Spettro elastico per componenti orizzontali e verticali

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: OPERE D'ARTE: IN16 PONTE ROSELLA RELAZIONE DI CALCOLO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IN160X00 1A	Pag. 22 di 43

7.7 Q7 – RESISTENZA PASSIVA DEI VINCOLI

Così come previsto dall'attuale normativa vigente (NTC2008), nel calcolo delle pile, delle spalle, delle fondazioni, e degli stessi apparecchi di appoggio, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli. Nel caso di appoggi in gomma dette forze andranno valutate sulla base delle caratteristiche dell'appoggio e degli spostamenti previsti..

Nel caso in esame, vista la tipologia dei vincoli riportata nel relativo paragrafo, si ipotizza una resistenza passiva dei vincoli pari alla seguente espressione:

$$q7_{\text{Attrito}} = 3\% G_k \text{ (azioni permanenti agenti sugli appoggi).}$$

7.8 Q8 – RITIRO E VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO

Le azioni da ritiro e viscosità sono valutate secondo le più recenti indicazioni contenute nelle NTC 2008 e relativa circolare 02/02/2009n°617.

In particolare modo, la deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

dove:

ϵ_{cs} è la deformazione totale per ritiro;

ϵ_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento;

ϵ_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: OPERE D'ARTE: IN16 PONTE ROSELLA RELAZIONE DI CALCOLO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IN160X00 1A	Pag. 23 di 43

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \epsilon_{c0} = 0,000192$$

Il valore di ϵ_{c0} deducibile dalla tabella 11.2.Va delle NTC2008. In particolare, in funzione della classe di resistenza della soletta e della percentuale di umidità relativa (assunta pari al 80%), la deformazione ϵ_{c0} assume il valore di :

$$\epsilon_{c0} = -0,026\%$$

Il valore di k_h è deducibile in funzione del valore del parametro "ho" che assume il valore di :

$$h_o = 2A_c/u = 343 \text{ mm}$$

con A_c : area sezione calcestruzzo : 350 x 16500 = 5775000mm

con u : perimetro calcestruzzo esposto: 33700mm

Dalla tabella 11.2.Vb delle NTC 2008, è possibile ricavare il valore di k_h .

$$k_h = 0.74.$$

Lo sviluppo nel tempo della deformazione ϵ_{cd} è valutato come:

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) \epsilon_{cd,\infty}$$

dove la funzione di sviluppo temporale assume la forma

$$\beta_{ds}(t - t_s) = (t - t_s) / [(t - t_s) + 0,04 h_o^{3/2}]$$

in cui:

t è l'età del calcestruzzo nel momento considerato (in giorni);

t_s è l'età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento (normalmente il termine della maturazione, espresso in giorni);

h_o è la dimensione fittizia (in mm) pari al rapporto $2A_c / u$,

Infine, il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\epsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} = 0,000055$$

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: OPERE D'ARTE: IN16 PONTE ROSELLA RELAZIONE DI CALCOLO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IN160X00 1A	Pag. 24 di 43

Ai fini, pertanto, della valutazione dell'azione da ritiro, si puo', pertanto, considerare un valore complessivo di :

$$\epsilon_{cs} = 0,000223$$

In sede di progettazione, per considerare l'applicazione del ritiro, è possibile convertire tale valore in una variazione termica di contrazione. Assunto il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo pari a un valor medio di $10 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}$, la variazione termica impressa assume il valore di :

$$\Delta t = - 27^{\circ}.$$

In merito all'effetto della viscosità, si tiene conto di quanto riportato nelle più recenti versioni dell'Eurocodice 4. Le NTC, al paragrafo 11.2.10.7, rimandano, infatti, all'UNI EN 1992-1-1 per valutazioni accurate del coefficiente di viscosità a tempo infinito; i coefficienti di viscosità sono valutati nel seguente modo:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad \text{Coefficiente di viscosità}$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad \text{Coefficiente nominale di viscosità}$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

- RH umidità relativa in %;
- $\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$ coefficiente che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità
- $\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})}$ coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'età del calcestruzzo al momento del carico sul coefficiente nominale di viscosità.
- $\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3}$ coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo l'applicazione del carico
- t età del calcestruzzo, in giorni, al momento considerato;
- t₀ età del calcestruzzo, in giorni, al momento dell'applicazione del carico; t - t₀ la durata non corretta del carico, in giorni;
- β_H coefficiente dipendente dall'umidità relativa (RH in %) e dalla dimensione fittizia dell'elemento (h₀ in millimetri):

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa (B.8)}$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad \text{per } f_{cm} \geq 35 \text{ MPa}$$

Sulla base di quanto esposto, la variazione del coefficiente di viscosità in funzione del tempo assume il seguente andamento.

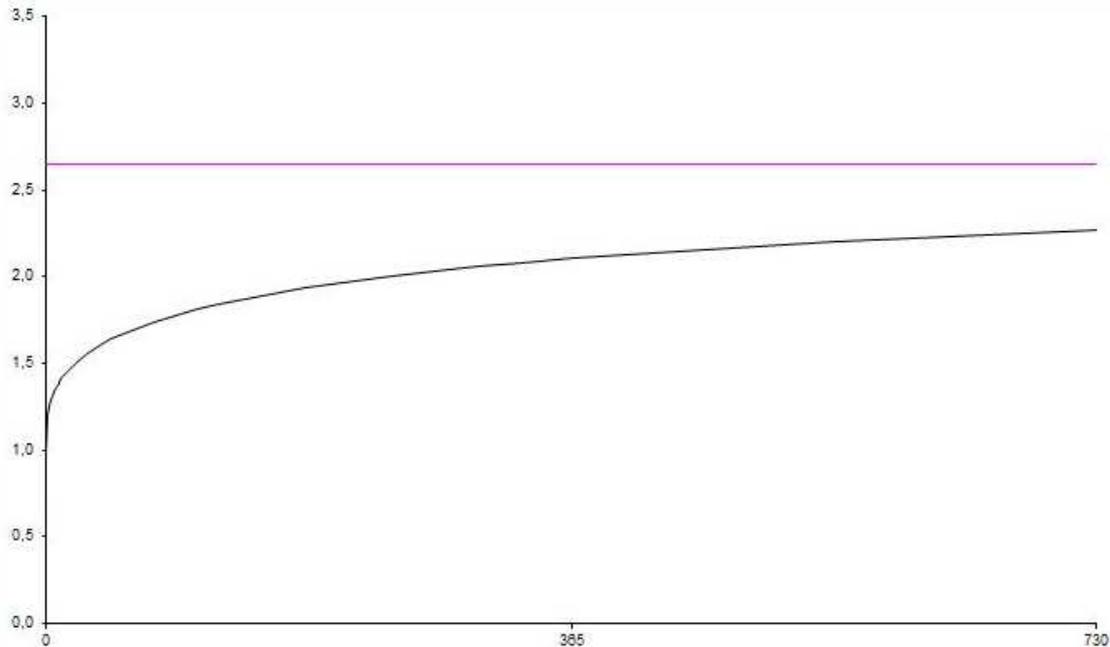


Figura 7.8 Umidità 80% - Andamento del coefficiente di viscosità in funzione del tempo

Asse X(orizzontale) : tempo espresso i giorni.

Asse Y (verticale) : coefficiente di viscosità.

Si considerano le seguenti fasi temporali.

- Condizione a tempo infinito con data di applicazione del carico a fine maturazione del calcestruzzo; $\phi = 2.63$ (coefficiente di viscosità);
- Condizione a tempo infinito con tempo t_0 di applicazione dell'azione da ritiro; $\phi = 3.26$ (coefficiente di viscosità);

Sulla base di quanto riportato in normativa (EC4), si procede con l'applicazione dei dovuti coefficienti correttivi della viscosità.

I coefficienti correttivi sono definiti nella seguente tabella.

Coefficiente correttivo Ψ_L dipendente dal tipo di azione considerata		
nr.	Tipo di azione	EC1-2
1	Carichi permanenti e presollecitazioni con cavi dopo che la connessione trave-soletta sia divenuta efficace	1,10
2	Presollecitazione con cavi prima che la connessione trave-soletta sia divenuta efficace (soletta post-connessa)	1,00
3	Effetti isostatici ed iperstatici del ritiro	0,55

Tabella 7.3: Coefficienti correttivi viscosità

Si individuano tre condizioni progettuali. La prima con sola applicazione dei carichi permanenti dopo la maturazione del calcestruzzo. La seconda, caratterizzata dall'applicazione dei carichi permanenti prima che il vincolo della soletta sia diventata efficace. La terza, caratterizzata dagli effetti del ritiro. I relativi coefficienti di omogenizzazione sono così definiti.

Condizioni iniziali

	Mpa	
Ea	210000	Modulo elastico acciaio
Rck	40	Calcestruzzo soletta
fck	33,2	Calcestruzzo soletta
fcm	41,2	Calcestruzzo soletta
Ecm	33643	Modulo elastico calcestruzzo
		Coeff. Omogenizz. Iniziale
n0	6,24	

Azioni di tipo 1 (rif. Tabella 5.4)

	Mpa	
Ea	210000	Modulo elastico acciaio
Rck	40	Calcestruzzo soletta
fck	33,2	Calcestruzzo soletta
fc _m	41,2	Calcestruzzo soletta
E _{cm}	8640	Modulo elastico calcestruzzo
n- inf-1	24,30	Coeff. Omogenizz. n-inf 1

Azioni di tipo 2 (rif. Tabella 5.4)

	Mpa	
Ea	210000	Modulo elastico acciaio
Rck	40	Calcestruzzo soletta
fck	33,2	Calcestruzzo soletta
fc _m	41,2	Calcestruzzo soletta
E _{cm}	9266	Modulo elastico calcestruzzo
n- inf-2	22,70	Coeff. Omogenizz. n-inf 2

Azioni di tipo 3 (rif. Tabella 5.4)

	Mpa	
Ea	210000	Modulo elastico acciaio
Rck	40	Calcestruzzo soletta
fck	33,2	Calcestruzzo soletta
fc _m	41,2	Calcestruzzo soletta
E _{cm}	12054	Modulo elastico calcestruzzo
n- inf-3	17,40	Coeff. Omogenizz. n-inf 3

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: OPERE D'ARTE: IN16 PONTE ROSELLA RELAZIONE DI CALCOLO	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IN160X00 1A		Pag. 29 di 43

7.9 EFFETTI DELLA TEMPERATURA

Gli effetti delle differenze di temperatura tra la soletta di impalcato e la struttura metallica sottostante sono stati analizzati ipotizzando una temperatura media agente nell'asse baricentro della trave pari a $\Delta T = +/- 15^\circ$.

7.10 CEDIMENTI DIFFERENZIALI

Gli effetti dovuti ai cedimenti differenziali dei vincoli sono stati tenuti in considerazione, assumendo un abbassamento del generico appoggio intermedio pari a $1/5000 L$, con L = luce maggiore tra le campate adiacenti ($L=60m$).

7.11 AZIONE SUI PARAPETTI

Si tiene conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN.

Così come previsto dall'attuale normativa vigente, la forza è considerata distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 , h_2 , dove h_1 = (altezza della barriera - 0,10m), $h_2 = 1,00m$. Nel progetto dell'impalcato è stata considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dal Secondo Schema di Carico, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e posto nella posizione più gravosa.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: OPERE D'ARTE: IN16 PONTE ROSELLA RELAZIONE DI CALCOLO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IN160X00 1A	Pag. 30 di 43

7.12 AZIONI IN FASE DI COSTRUZIONE

Durante la prima fase di costruzione, nelle fasi di getto, si considera un carico accidentale di 100 DaN/m² che simula la presenza di operai e/o accumulo locale di materiale nella zona esterna della predalle. Oltre a tale carico, sussiste il peso proprio della soletta in fase di getto e l'azione del vento in fase di montaggio.

8 COMBINAZIONI DI CARICO

Conformemente alla Normativa vigente in accordo al § 2.5.3 del D.M. 14/01/08 "Combinazioni delle azioni", sono state considerate le seguenti combinazioni di carico in modo da garantire la sicurezza:

- combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}\psi_{01}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

- combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

- combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

- combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

- combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

In particolare, in merito a quanto definito nel cap.5 delle NTC 2008, il gruppo di azioni da applicare per la progettazione dei ponti è definita nella tabella riportata di seguito.

<i>Carichi sulla carreggiata</i>						<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
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 $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ^(*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 ^(***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

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

Tabella 8.1: Gruppo di azioni per ponti

Al gruppo di azioni di tabella 6.1 sono associati i seguenti coefficienti di combinazione.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	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

Tabella 8.2: Coefficienti di combinazioni per lo stato limite ultimo

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)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
Vento q_3	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
Neve q_3	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Temperatura	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_k	0,6	0,6	0,5

Tabella 8.3: Coefficienti di combinazioni per lo stato limite di servizio

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: OPERE D'ARTE: IN16 PONTE ROSELLA RELAZIONE DI CALCOLO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IN160X00 1A	Pag. 33 di 43

È stata svolta una preliminare analisi di sensibilità della struttura nei confronti dei carichi applicati per identificare quali di questi producano effetti non trascurabili per l'analisi globale e le verifiche di sicurezza delle membrature allo SLU e allo SLS.

E' emerso quanto segue:

- Le azioni orizzontali da traffico (frenatura), le azioni centrifughe e le azioni da attrito, producono sulla sovrastruttura effetti del tutto trascurabili e vengono considerate solamente nella progettazione degli apparecchi d'appoggio e della sottostruttura.

Pertanto, ai fini del dimensionamento dell'impalcato, sono state considerate le seguenti principali combinazioni di carico per l'impalcato.

Stato limite di resistenza(SLU)

$$1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.2 E2 + 1.35 (Q + q) + 1.50 \times 0.60 Q5 + 1.20 \times 0.60 E3 + 1.20 \times 0.60 E5$$

$$1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.2 E2 + 1.35 \times (0.75 Q + 0.40q) + 1.50 Q5 + 1.20 \times 0.60 E3 + 1.20 \times 0.60 E5$$

$$1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.2 E2 + 1.35 \times (0.75 Q + 0.40q) + 1.50 \times 0.60 Q5 + 1.20 E3 + 1.20 \times 0.60 E5$$

$$1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.2 E2 + 1.35 \times (0.75 Q + 0.40q) + 1.50 \times 0.60 Q5 + 1.20 \times 0.60 E3 + 1.20 E5$$

$$G1 + G2 + Q8 + 0.50 E3$$

I coefficienti di combinazione dei carichi tipo G sono da intendersi pari a 1 se l'effetto è favorevole mentre i coefficienti dei carichi tipo Q sono da intendersi pari a 0 se l'effetto è favorevole.

Stato limite di servizio(SLS)

$$G1 + G2 + E2 + (Q + q) + 0.60 Q5 + 0.60 E3 + 0.60 E5 \text{ (limitation of tension) (caratteristica)}$$

$$G1 + G2 + E2 + (0.75 Q + 0.40q) + 0.50 E3 \text{ (limitation of web breathing) (frequente)}$$

$$G1 + G2 + E2 + 0.50 E3 \text{ (limitation of cracks) (quasi permanente)}$$

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: OPERE D'ARTE: IN16 PONTE ROSELLA RELAZIONE DI CALCOLO	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IN160X00 1A		Pag. 34 di 43

Stato limite sismica

Conformemente alla Normativa vigente, sono state considerate le seguenti combinazioni di carico significative:

- combinazione sismica, impiegata per gli SLU e SLS connessi all'azione sismica E.

$$E + G1 + G2 + P + \psi21Qk1 + \psi22Qk2 + \dots$$

È stato considerato nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico, in quanto il ponte non è situato in zona urbana di intenso traffico.

Stato limite di fatica

(0.7 Q + 0.4 q) (Verifiche allo stato limite di fatica per vita illimitata – Modello 1)

Dove :

- Q+q sono le azioni da traffico;
- Q5 è l'azione del vento;
- Q8 è l'azione urto;
- E2 +E4 è l'applicazione di ritiro e viscosità;
- E3 è l'applicazione di variazioni termiche;
- E5 è l'applicazione di cedimenti vincolari;

9 CONFIGURAZIONI E FASI DI CALCOLO

Nello sviluppo del progetto definitivo, i calcoli svolti tengono conto delle eventuali differenti configurazioni di lavoro che possono verificarsi per un determinato componente strutturale. Qualora la generica configurazione di lavoro dovesse modificare lo schema statico oppure le caratteristiche geometriche e statiche degli elementi (rigidezza, materiale, ecc.), saranno svolte verifiche e analisi in funzione di ogni scenario significativo.

La valutazione delle sollecitazioni e delle deformazioni massime viene effettuata facendo riferimento a tre configurazioni principali in funzione del tempo, corrispondenti alla sequenza di costruzione ed al grado di maturazione del getto di calcestruzzo e quindi ai diversi livelli di rigidezza e caratteristiche statiche delle sezioni.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: OPERE D'ARTE: IN16 PONTE ROSELLA RELAZIONE DI CALCOLO	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL IN160X00 1A		Pag. 35 di 43

Le tre configurazioni si suddividono in :

Configurazione 1: La sezione resistente è costituita dalla sola parte travi.

Configurazione 2: La sezione resistente è costituita dalla sezione composta travi prefabbricate-calcestruzzo a lungo termine (t_{inf}). Viene utilizzata per valutare a lungo termine gli effetti delle seguenti azioni permanenti di progetto:

G : carichi permanenti portati (pavimentazione, sicurvia, cordoli, parapetti, ecc.);
 ε : ritiro del calcestruzzo;

Gli effetti della deformazione viscosa del calcestruzzo sull'impalcato da ponte vengono presi in considerazione usando differenti moduli di omogeneizzazione "n" per il calcestruzzo dipendenti dal tipo di carico applicato.

In questo modo le configurazioni di calcolo si suddividono ulteriormente in :

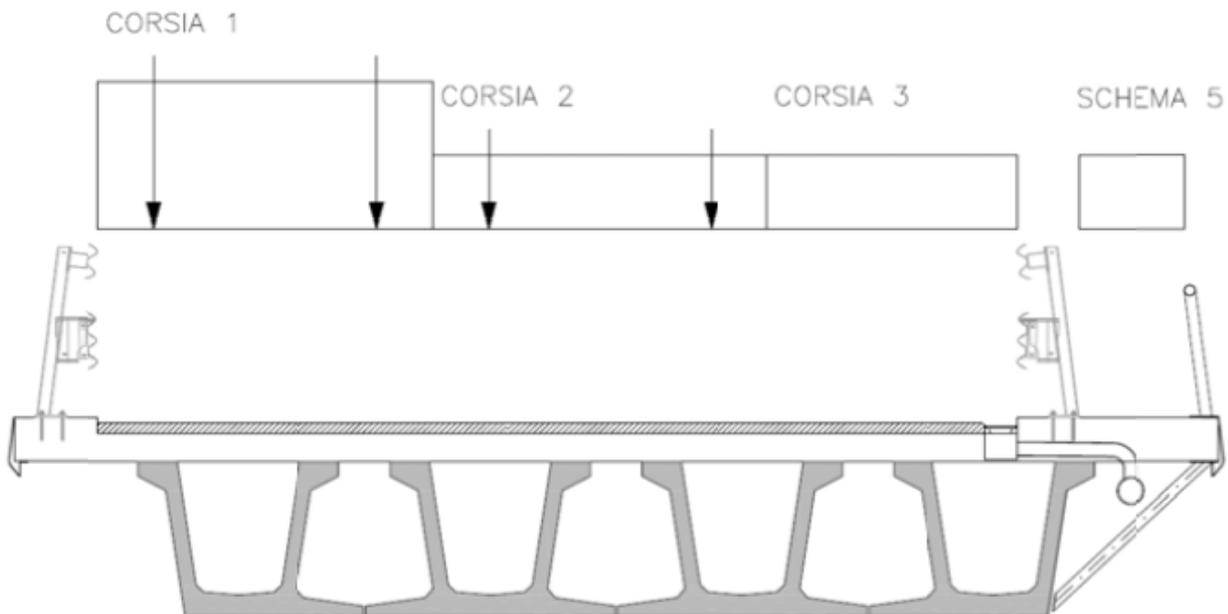
Configurazione 2.1: Per computare i fenomeni "lenti" associati ai carichi permanenti G, si adotta un valore del modulo elastico del calcestruzzo a tempo infinito $E_{inf.1}$ a cui corrisponde un coefficiente di omogeneizzazione $n_{inf.1}$.

Configurazione 2.2: Anche gli effetti del ritiro sono da considerarsi lenti in quanto concomitanti agli effetti viscosi; per tale motivo essi vengono valutati con le caratteristiche di resistenza della sezione in fase 2; per essi si adotta un valore del modulo elastico del calcestruzzo a tempo infinito $E_{inf.2}$ a cui corrisponde un coefficiente di omogeneizzazione $n_{inf.2}$.

Configurazione 3: La sezione resistente è costituita dalla sezione composta travi prefabbricate-calcestruzzo a breve termine (t_0). Sarà utilizzata per valutare a breve termine le seguenti azioni permanenti e variabili:

G: carichi permanenti portati (pavimentazione, sicurvia, cordoli, parapetti, ecc.);
 ε : variazioni termiche differenziali;
Q1 carichi mobili;
Q2 effetto dinamico dei carichi mobili;
Q5 azioni del vento;
Q6 azioni sismiche;

Definizione delle sezioni di calcolo



L'impalcato viene realizzato con travi in semplice appoggio collaboranti tra loro grazie all'azione della soletta.

Per la ricerca delle sollecitazioni nei vari elementi componenti l'impalcato si ricorre al metodo di Massonnet che permette, mediante l'ausilio di opportuni coefficienti, di risolvere la ripartizione dei carichi e conoscere le sollecitazioni.

Questo metodo fu proposto da Guyon nel 1946 per un grigliato di travi prive di rigidità torsionale, ripreso da Massonnet nel 1950 per tener conto della torsione, infine esteso da Bares; questi ultimi Autori hanno sistemato in modo definitivo la materia in un libro ("Les calculs des grillages de ponts et dalles orthotropes selon la Méthod Guyon – Massonnet – Bares", Dunod, Parigi, 1966) che fornisce un gran numero di tabelle direttamente utilizzabili dal progettista e che ne ha agevolato una larga diffusione.

Nel grigliato ortotropo il procedimento di Massonnet trae origine dallo studio di un graticcio appoggiato in corrispondenza degli estremi delle travi principali longitudinali e libero sugli altri estremi; graticcio che si suppone equivalente ad una piastra ortotropa. Se si osserva un graticcio di travi si constata che si tratta di una struttura a travi bidirezionali a direzioni per lo più ortogonali. Il comportamento dell'impalcato dipende essenzialmente dalle rigidità flessionali e torsionali dei due ordini di travi e dalla loro reciproca influenza. Si può, pertanto, pensare di assimilare l'impalcato ad una piastra ortotropa nella quale la caratterizzazione di comportamento nelle due direzioni sia data

dalle rigidezze flessionali e torsionali anziché dai legami costitutivi dei materiali. Il metodo di Massonnet considera l'impalcato reale come una lastra rettangolare di larghezza teorica:

$$2 \times B = n \times i$$

$n = n.\text{travi}$, $i = \text{interasse travi}$

e lunghezza pari alla luce di calcolo; tiene conto della differente deformabilità della lastra in senso longitudinale e in senso trasversale.

Si considera una condizione di carico

$$p(x;e) = P_m \text{ sen } (\pi x/l)$$

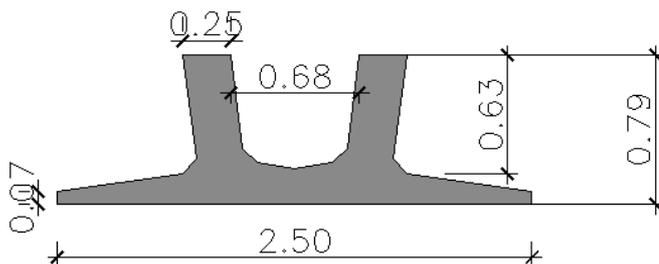
variabile con legge sinusoidale ed agente parallelamente all'asse x con eccentricità e; per tale carico la deformata ha una legge $w(x,y;e)$ che si ottiene integrando l'equazione di Huber. Esprimendo in serie di Levy, la deformata assume la forma

$$w(x,y;e) = w(1/2,y;e) \text{ sen } (\pi x/l)$$

considerando una condizione di carico avente la stessa legge di variazione e lo stesso P_m ma distribuito su tutta la larghezza dell'impalcato

$$p(x;e) = (P_m/2b) \text{ sen } (\pi x/l)$$

La sezione di calcolo è la seguente:



Mentre, su una fascia di travi pari a 4, si considera la seguente distribuzione dei carichi.

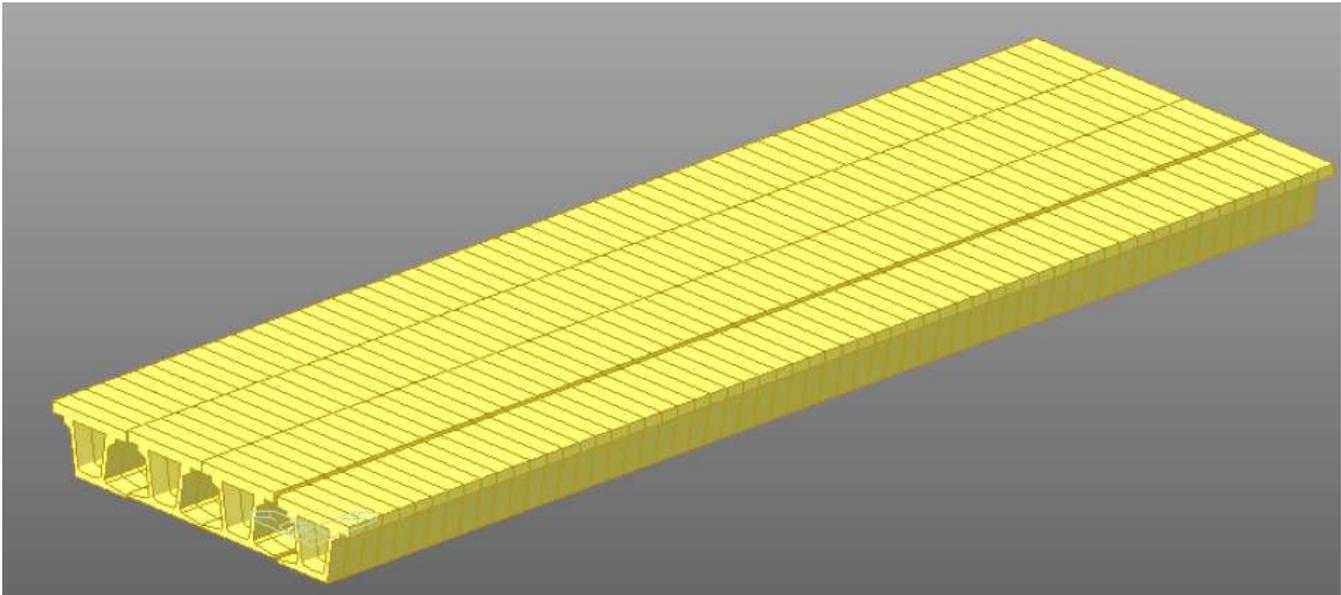
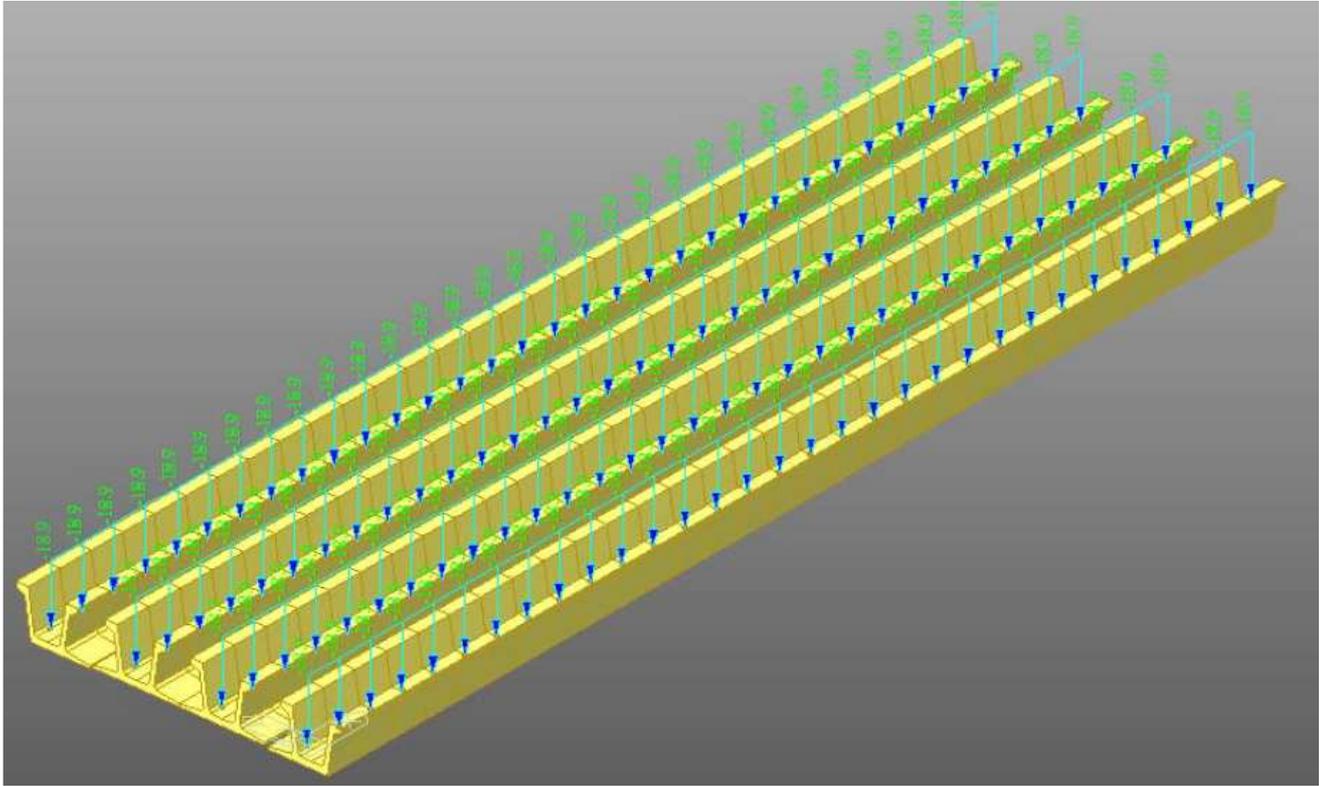
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO

Titolo:
OPERE D'ARTE: IN16 PONTE ROSELLA
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN0D 00 DI2 CL IN160X00 1A

Pag.
38 di 43



Si sono utilizzati i seguenti coefficienti di omogeneizzazione da utilizzare per omogeneizzare la soletta nella fase 2 e nella fase 3.

Fase 2 Ecs = 10078 MPa Ect= 11799 MPa n=Ect/Ecs=1.171

Fase 3 Ecs = 34077 MPa Ect= 36283 MPa n=Ect/Ecs=1.065

Le seguenti tabelle riportano le massime sollecitazioni determinate sul traverso in oggetto. Risulta

Fase	Carico	Positivi			Negativi		
		M [KNm]	T [KN]	N[KN]	M [KNm]	T [KN]	N[KN]
2	Peso proprio	38.18	152.70	0.00	-249.50	-152.29	0.00
2	Sovraccarichi permanenti	62.31	179.39	0.00	-343.11	-97.12	0.00
3	Traffico	271.45	107.08	0.00	-692.76	-426.64	0.00
3	Vento	9.45	2.55	0.00	-34.99	-19.66	0.00

Che combinati agli SLU danno:

SLU		Positivi			Negativi		
Fase	Carico	M [KNm]	T [KN]	N[KN]	M [KNm]	T [KN]	N[KN]
2	Peso proprio	51.5	206.1	0.0	-336.8	-205.6	0.0
2	Sovraccarichi permanenti	93.5	269.1	0.0	-514.7	-145.7	0.0
3	Traffico	352.9	139.2	0.0	-900.6	-554.6	0.0
3	Vento	14.2	3.8	0.0	-52.5	-29.5	0.0
TOT		512.1	618.3	0.0	-1804.6	-935.4	0.0

Che combinati agli SLE danno:

SLEr		Positivi			Negativi		
Fase	Carico	M [KNm]	T [KN]	N[KN]	M [KNm]	T [KN]	N[KN]
2	Peso proprio	38.2	152.7	0.0	-249.5	-152.3	0.0
2	Sovraccarichi permanenti	62.3	179.4	0.0	-343.1	-97.1	0.0
3	Traffico	271.5	107.1	0.0	-692.8	-426.6	0.0
3	Vento	9.5	2.6	0.0	-35.0	-19.7	0.0
TOT		381.4	441.7	0.0	-1320.4	-695.7	0.0

SLEf		Positivi			Negativi		
Fase	Carico	M [KNm]	T [KN]	N[KN]	M [KNm]	T [KN]	N[KN]
2	Peso proprio	38.2	152.7	0.0	-249.5	-152.3	0.0
2	Sovraccarichi permanenti	62.3	179.4	0.0	-343.1	-97.1	0.0
3	Traffico	203.6	80.3	0.0	-519.6	-320.0	0.0
3	Vento	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
TOT		304.1	412.4	0.0	-1112.2	-569.4	0.0

SLEqp		Positivi			Negativi		
Fase	Carico	M [KNm]	T [KN]	N[KN]	M [KNm]	T [KN]	N[KN]
2	Peso proprio	38.2	152.7	0.0	-249.5	-152.3	0.0
2	Sovraccarichi permanenti	62.3	179.4	0.0	-343.1	-97.1	0.0
3	Traffico	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	Vento	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
TOT		100.5	332.1	0.0	-592.6	-249.4	0.0

I trefoli utilizzati per la verifica della travi è di seguito riportata.

Tipo acciaio : 6/10" stabilizzato.

Numero trefoli : 56

Per contenere le tensioni entro i limiti consentiti dalle norme vengono disposte verso le sezioni di estremità della trave 28 guaine che annullano ivi l'effetto di altrettanti trefoli. La lunghezza delle guaine (L guaine) e' quella reale, cioè misurata dalla testata del manufatto.

quota z	n.trefoli	n.guaine	L guaine
80.00			
60.00	2		
43.50			
37.50			
31.50			
25.50	2		
20.50	2		
15.50	10	8	100.00
10.50	18	10	300.00
5.50	20	10	500.00

In assenza di dati sperimentali afferenti al lotto considerato, la caduta

di tensione $\Delta\sigma_{pr}$ per rilassamento al tempo t ad una temperatura di 20 °C

può assumersi pari ai valori calcolati con le seguenti formule:

$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \rho_{1000} e^{\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5}$	Classe 2	Trecce, filo o trefolo stabilizzato	$[\rho_{1000} = 2,5]$
---	-------------	---	-----------------------

dove:

σ_{pi} è la tensione iniziale nel cavo; ρ_{1000} è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 °C e a partire da una tensione iniziale pari a 0,7 della resistenza f_p del campione provato; $\mu = \sigma_{pi}/f_p$;

f_p è la resistenza caratteristica dell'acciaio da precompressione;

t è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

La caduta finale per rilassamento può essere valutata con le formule

sopra scritte per un tempo $t = 500000$ ore.

Si ottiene così:

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \rho_{1000} e^{9.1u} (t/1000)^{0.75(1-u)} 10^{-5} = 06.66 \times 2.5 \times e^{6.825} (500)^{0.75(1-0.75)} 10^{-5} =$$

$$= 4.87\%$$

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: OPERE D'ARTE: IN16 PONTE ROSELLA RELAZIONE DI CALCOLO	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	IN0D 00 DI2 CL IN160X00 1A	Pag. 43 di 43

10 FONDAZIONI

I plinti risultano tutti di tipo “tozzo”, quindi verificabili con un modello “puntone-tirante”. A favore di sicurezza si è comunque deciso di considerare due tipi di comportamento strutturale: a puntone-tirante ed una modellazione a plate nel modello agli elementi finiti globale. Per poter tenere conto di tutte le combinazioni di carico.

Per la verifica sismica dei plinti si sono considerati in maniera cautelativa i risultati dell'analisi dinamica ottenuti con un fattore di struttura $q=1.5$, amplificati del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} pari a 1,1 per la classe CD “B” per il rispetto della gerarchia delle resistenti prevista al punto § 3.2.4 NTC 14/01/2008.

L'analisi è condotta nell'ipotesi di spalla rigida, giustificata dalla dimensione della zattera di fondazione e dal sistema di fondazione rappresentato da elementi di fondazione del tipo profondo.

Dalle analisi di calcolo, la fondazione è costituito da trave su micropali.