



Regione del Veneto

Progettazione, costruzione e gestione Itinerario della Valsugana Valbrenta - Bassano Superstrada a pedaggio



PROPOSTA DI FINANZA DI PROGETTO

ai sensi della L.R.V. n° 15 / 2002 e D.Lgs n° 163 / 2006
avviso BURV n° 71 del 28/08/2009

PROGETTO PRELIMINARE

PROPONENTE: COSTITUENDO CONSORZIO TRA



PIZZAROTTI



PROGETTAZIONE:

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
Dott. Ing. Gianfranco ZOLETTO



Sistema di esazione a cura di:



PROGETTO PRELIMINARE

VIABILITA' COMPLEMENTARE A SERVIZIO DEL TRAFFICO LOCALE

Collegamento Castelfranco V./Bassano del G. - OPERE D'ARTE

Relazione tecnica

ALL N

B.05.02.RE.01

SCALA:

-

DATA:

Dicembre 2009

COMMESSA:

ACSF291C.000C

REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	AUTORIZZATO
0	Dicembre 2009	Prima emissione	L. Tesser	L. Tesser	G. De Staola

INDICE

1. PREMESSE	1
2. RIFERIMENTI NORMATIVI.....	1
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	2
3.1 CALCESTRUZZO	2
3.1.1 Calcestruzzo per opere di fondazione (pali e plinti)	2
3.1.2 Calcestruzzo per opere in elevazione (pile e spalle).....	3
3.1.3 Calcestruzzo per impalcato (soletta)	3
3.2 ACCIAIO DA C.A.	3
3.3 ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA	4
4. SCHEMATIZZAZIONE GEOTECNICA E SCELTA FONDAZIONI	4
5. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE.....	6
6. ANALISI DEI CARICHI	8
6.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI G_1	8
6.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI G_2	8
6.3 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO	8
6.3.1 Carichi da traffico verticali	8
6.4 INCREMENTO DINAMICO.....	9
6.5 AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE.....	10
6.6 AZIONE CENTRIFUGA	10
6.7 AZIONE DELLA NEVE	10
6.8 AZIONE DEL VENTO	10
6.9 AZIONI SISMICHE	12
6.10 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI.....	15
6.10.1 Azioni sui parapetti. Urto di veicolo in svio	15
6.10.2 Altre azioni variabili	15
6.11 COMBINAZIONI DEI CARICHI.....	15
6.12 VERIFICHE DI SICUREZZA	18
6.12.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi.....	18
6.12.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio	18
6.12.3 Verifiche allo stato limite di fatica	18
6.12.4 Verifiche allo stato limite di fessurazione	19
6.12.5 Verifiche allo stato limite di deformazione.....	20
6.12.6 Verifiche delle azioni sismiche	20
6.12.7 Verifiche in fase di costruzione	20
6.13 MODELLO DI CALCOLO	20
6.13.1 Caratteristiche geometriche	20
6.13.2 Carichi agenti.....	21
6.14 REAZIONI VINCOLARI SLU	25
6.15 VERIFICHE SLU.....	25
6.15.1 Sollecitazioni risultanti: momento positivo	25
6.15.2 Sollecitazioni risultanti: momento negativo.....	25
6.15.3 Verifiche della sezione in acciaio.....	26

1. PREMESSE

La presente relazione tecnica è parte integrante del progetto preliminare relativo alla Proposta di finanza di progetto denominata "Itinerario della Valsugana - Bassano Est - Superstrada a pedaggio".

Vengono di seguito riportati i calcoli di predimensionamento del sovrappasso RFI (in corrispondenza della viabilità complementare, nel collegamento Castelfranco Veneto - Bassano del Grappa) nel comune di Cassola (VI).

La piattaforma stradale di progetto è di tipo C1 ad una carreggiata e ad una corsia per senso di marcia.

Il ponte di progetto presenta un impalcato a struttura mista acciaio - calcestruzzo, composto da due travi a cassone in acciaio, collegate mediante traversi ad anima piena; la soletta in c.a., solidarizzata ai traversi mediante pioli in acciaio elettrosaldati all'ala superiore degli stessi, costituisce il piano viabile.

Le suddette travi a cassone potranno, in alternativa, essere realizzate con sezioni a doppio T affiancate e solidarizzate mediante calastrelli.

Le pile in calcestruzzo sono fondate su pali.

Le spalle sono costituite da setti in c.a. su pali.

Nella presente progettazione, vengono utilizzati i seguenti parametri:

- carico ponte di 1^a categoria
- utilizzo del Metodo di calcolo semiprobabilistico agli stati limite secondo quanto previsto dal Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni" emanato dal Ministero delle Infrastrutture
- vita nominale $V_n \geq 50$ anni
- classe d'uso IV; coefficiente d'uso $C_u = 2.00$
- periodo di riferimento ai fini del calcolo delle azioni sismiche $V_r = V_n \cdot C_u = 50 \cdot 2.00 = 100$ anni

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

Il progetto è stato redatto nel rispetto della seguente normativa.

Per il calcolo delle strutture:

- DM 14 gennaio 2008 - "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Per la durabilità delle opere:

- UNI EN 206-6 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- UNI 11104 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1
- "Linee guida sul calcestruzzo strutturale" - Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP. febbraio 2008

Le campate in superamento della linea ferroviaria e quelle adiacenti e le relative strutture di sostegno, saranno progettate nel rispetto delle normative ferroviarie vigenti:

- Manuale di Progettazione di Ponti di RFI S.p.A. edizione 17.12.2002;
- Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo del 13.01.1997 – Testo aggiornato dell'Istruzione n. I/SC/PS-OM/2298 del 02-06-1995 Sovraccarichi per il calcolo dei Ponti Ferroviari;
- Istruzione n. 40/b del 01.03.1982 "Prove sui materiali – Prelievo, confezionamento, individuazione e spedizione dei campioni all'Istituto Sperimentale" e successivi aggiornamenti;
- Istruzione n. 44/a del 01.09.1971 e successivi aggiornamenti, avente per oggetto "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo di cavalcavia e passerelle pedonali sovrastanti la sede ferroviaria";
- Istruzione n. 44/b del 16.12.1997 avente per oggetto "Istruzioni Tecniche per manufatti sotto binario da costruire in zona sismica";
- Istruzione n. 44/e del 14.03.2002 avente per oggetto "Istruzione Tecnica per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti negli impalcati ferroviari e nei Cavalcavia";
- Istruzione n. 44/f del 30.01.1992 – Verifiche a fatica dei ponti ferroviari metallici;
- Istruzione n. 44/m del 10.04.2000 relativa al collaudo dei materiali ed alla costruzione delle travate metalliche e miste acciaio-clc per ponti ferroviari e cavalcaferrovia;
- Istruzione n. 44/s del 25.07.2000 avente ad oggetto "Specifiche di Istruzione Tecnica per saldatura ad arco di strutture destinate ai ponti ferroviari";
- Istruzione n. 44/v del 14.03.2001 avente per oggetto "Specifiche di istruzione tecnica per la corrosione di opere metalliche nuove e per la manutenzione di quelle esistenti" e successive modifiche ed integrazioni.

Per quanto non contemplato nelle presenti norme si fa riferimento agli Eurocodici ed alla letteratura tecnica consolidata.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Calcestruzzo per opere di fondazione (pali e plinti)

classe di resistenza	C25/30 MPa
resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}(5\%) = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,80 \text{ MPa}$
fattore di sicurezza parziale del materiale	$\gamma_c = 1,5$ $\alpha = 0,85$
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14,17 \text{ MPa}$

allo Stato Limite Ultimo	
resistenza di calcolo a trazione allo Stato Limite Ultimo	$f_{ctd} = f_{ctk}(5\%) / \gamma_c = 1,20 \text{ MPa}$
classe di esposizione UNI EN 206-6	XC2
classe di consistenza	S4

3.1.2 Calcestruzzo per opere in elevazione (pile e spalle)

classe di resistenza	C32/40 MPa
resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 32 \text{ MPa}$
resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$
resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3,02 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}(5\%) = 0,7 \cdot f_{ctm} = 2,12 \text{ MPa}$
fattore di sicurezza parziale del materiale	$\gamma_c = 1,5$ $\alpha = 0,85$
resistenza di calcolo a compressione allo Stato Limite Ultimo	$f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18,13 \text{ MPa}$
resistenza di calcolo a trazione allo Stato Limite Ultimo	$f_{ctd} = f_{ctk}(5\%) / \gamma_c = 1,41 \text{ MPa}$
classe di esposizione UNI EN 206-6	XC4/XF2
classe di consistenza	S4

3.1.3 Calcestruzzo per impalcato (soletta)

classe di resistenza	C32/40 MPa
resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 32 \text{ MPa}$
resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$
resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3,02 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}(5\%) = 0,7 \cdot f_{ctm} = 2,12 \text{ MPa}$
fattore di sicurezza parziale del materiale	$\gamma_c = 1,5$ $\alpha = 0,85$
resistenza di calcolo a compressione allo Stato Limite Ultimo	$f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18,13 \text{ MPa}$
resistenza di calcolo a trazione allo Stato Limite Ultimo	$f_{ctd} = f_{ctk}(5\%) / \gamma_c = 1,41 \text{ MPa}$
classe di esposizione UNI EN 206-6	XC4/XF4
classe di consistenza	S4

3.2 Acciaio da c.a.

classe acciaio	B450C
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
modulo di elasticità	$E_s = 206000 \text{ MPa}$
fattore di sicurezza parziale del materiale	$\gamma_s = 1,15$
resistenza di calcolo allo Stato Limite	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ MPa}$

Ultimo	
rapporti minimi da soddisfare	$A_{gk} > 7,5 \%$ $1,15 \leq (f_t / f_y)_k < 1,35$ $(f_y / f_{y,nom})_k \leq 1,25$

3.3 Acciaio da carpenteria metallica

Classe acciaio	S355J0W - S355J2W tipo Corten UNI-EN 10025-5
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 510 \text{ MPa}$
Modulo di elasticità	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
Modulo di elasticità trasversale	$G = E_s / (2(1+\nu)) = 80769 \text{ MPa}$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$
Coeff. di espansione termica lineare	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Peso specifico	$\gamma = 78,50 \text{ kN/m}^3$
Fattore di sicurezza parziale del materiale	$\gamma_s = 1,05$
Resistenza di calcolo allo Stato Limite Ultimo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 338 \text{ MPa}$

4. SCHEMATIZZAZIONE GEOTECNICA E SCELTA FONDAZIONI

Sotto il profilo geotecnico da quanto disponibile in letteratura e come evidenziato nella relazione geologica e geotecnica, si può ipotizzare che l'orizzonte più superficiale sia generalmente caratterizzato da una granulometria relativamente più fine, talora con una matrice sabbiosa limosa significativa, e da gradi di addensamento relativamente minori, ipotesi che si può ritenere particolarmente valida specie nella zona della pianura pedemontana dove per tale orizzonte si possono considerare spessori nell'ordine dei 2-3 metri. Per l'orizzonte superficiale possono cautelativamente indicarsi i seguenti parametri geotecnici:

Peso di volume $\gamma = 19 \text{ kN/ m}^3$

Angolo di attrito $\phi' = 30^\circ \div 32^\circ$

Al di sotto di questo strato si hanno depositi ghiaiosi sabbiosi sottostanti, caratterizzati da una granulometria più grossolana e da uno stato di addensamento maggiore a cui si possono invece cautelativamente indicare i seguenti parametri geotecnici:

Peso di volume $\gamma = 19 \text{ kN/ m}^3$

Angolo di attrito $\phi' = 35^\circ$

Per l'opera in questione si rende necessario prevedere fondazioni profonde su pali di tipo trivellato, con asporto di terreno, di diametro di 1200 mm, da

STATO LIMITE ULTIMOCoefficients parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati		
		γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)
Base	γ_b	1.00	1.45	1.15	1.00	1.70	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1.00	1.45	1.15	1.00	1.45	1.15

Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.7	1.65	1.6	1.55	1.5	1.45	1.4
ξ_4	1.7	1.65	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

N° Prove in sito	1	$\xi_3 =$	1.70
		$\xi_4 =$	1.70

RESISTENZA LATERALE	$R_{cs,calc}$	7758 kN
RESISTENZA PUNTA	$R_{cb,calc}$	8058 kN

RESISTENZA DI PROGETTO PER APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 1

RESISTENZA CARATTERISTICA LATERALE	$R_{cs,calc}/\xi_4$	$R_{ck} =$	4564 kN
COEFFICIENTE PARZIALE	γ_s		1
RESISTENZA DI PROGETTO LATERALE		$R_{cd} =$	4564 kN

RESISTENZA CARATTERISTICA DI PUNTA	$R_{cb,calc}/\xi_4$	$R_{ck} =$	4740 kN
COEFFICIENTE PARZIALE	γ_s		1
RESISTENZA DI PROGETTO LATERALE		$R_{cd} =$	4740 kN

APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 1: RESISTENZA DI PROGETTO = 9303.6 kN

RESISTENZA DI PROGETTO PER APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 2

RESISTENZA CARATTERISTICA LATERALE	$R_{cs,calc}/\xi_4$	$R_{ck} =$	4564 kN
COEFFICIENTE PARZIALE	γ_s		1.45
RESISTENZA DI PROGETTO LATERALE		$R_{cd} =$	3147 kN

RESISTENZA CARATTERISTICA DI PUNTA	$R_{cb,calc}/\xi_4$	$R_{ck} =$	4740 kN
COEFFICIENTE PARZIALE	γ_s		1.7
RESISTENZA DI PROGETTO LATERALE		$R_{cd} =$	2788 kN

APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 1: RESISTENZA DI PROGETTO = 5935.5 kN

RESISTENZA DI PROGETTO PER APPROCCIO 2

RESISTENZA CARATTERISTICA LATERALE	$R_{cs,calc}/\xi_4$	$R_{ck} =$	4564 kN
COEFFICIENTE PARZIALE	γ_s		1.15
RESISTENZA DI PROGETTO LATERALE		$R_{cd} =$	3968 kN

RESISTENZA CARATTERISTICA DI PUNTA	$R_{cb,calc}/\xi_4$	$R_{ck} =$	4740 kN
COEFFICIENTE PARZIALE	γ_s		1.35
RESISTENZA DI PROGETTO LATERALE		$R_{cd} =$	3511 kN

APPROCCIO 2: RESISTENZA DI PROGETTO = 7479.5 kN

5. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Si tratta di un ponte stradale a impalcato metallico con soletta collaborante in c.a., con lunghezza di calcolo pari a 284m su 7 campate. La sezione trasversale è costituita da 2 travi a cassone in acciaio tipo Corten, ad altezza variabile. I traversi sono solidarizzati alla soletta in c.a. mediante pioli tipo Nelson. Le giunzioni principali tra i conci sono previste mediante giunti bullonati.

lunghezza complessiva [m]	284
livellotta	0.7%
raggio di curvatura minimo [m]	440

campata 1 (nord) [m]	32
campata 2 [m]	40
campata 3 [m]	40
campata 4 - centrale [m]	60
campata 5 [m]	40
campata 6 [m]	40
campata 7 (sud) [m]	32
altitudine sul livello del mare del piano stradale [m]	111
altezza pile * [m]	7.3
altezza spalle * [m]	7.25
altezza massima rispetto al suolo [m]	11

* altezza pile e spalle misurata da intradosso ponte a sommità plinto di fondazione

Come detto nelle premesse, si ribadisce che le travi a cassone potranno, in alternativa, essere realizzate con sezioni a doppio T affiancate e solidarizzate mediante calastrelli.

Caratteristiche principali:

- impalcato composto da due travi a cassone parallele con interasse 15m
- travi a cassone ad altezza variabile $h = 2.00 \div 3.00\text{m}$
- traversi ad anima piena, interasse $\sim 8.0\text{m}$
- larghezza soletta 13.50m
- larghezza di carreggiata 10.50m
- spessore soletta impalcato in calcestruzzo $s = 0.30\text{m}$ (compreso lo spessore delle lastre predalles, pari a 5cm)

Per motivi di realizzabilità e di trasporto, le travi vengono prefabbricate in conci di lunghezza variabile ed inferiore a 15m.

I suddetti conci vengono quindi assemblati in opera mediante giunti bullonati. Il montaggio dell'impalcato avverrà attraverso sollevamento dal basso mediante autogru di adeguata portata.

L'impalcato in conglomerato cementizio è previsto gettato in opera utilizzando coppelle prefabbricate autoportanti in c.a..

Le spalle sono realizzate in c.a. ed ancorate al terreno mediante fondazioni profonde.

Le pile, a sezione rettangolare, sono realizzate in c.a.; gli stessi sono incastrati alla base su plinti rigidamente ancorati al terreno mediante fondazioni profonde.

Per le caratteristiche geometriche di impalcato e sottostrutture si rimanda agli elaborati grafici allegati al presente progetto preliminare.

6. ANALISI DEI CARICHI

6.1 Carichi permanenti strutturali G_1

I carichi vengono calcolati in automatico dal software di calcolo utilizzato, si riportano di seguito i dati principali.

Acciaio strutturale (includendo quindi trasversi, irrigidimenti, bulloneria):

$$\gamma = 78.50 \text{ kN/m}^3$$

$$G_1 \text{ acciaio strutturale: } 5 \text{ kN/m}^2$$

Soletta in c.a.:

$$\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$$

essendo lo spessore pari a 0.3m (incluso lo spessore delle predalles, pari a 5cm), si considerano:

$$G_1 \text{ soletta in c.a.: } 25.00 * 0.3 = 7.50 \text{ kN/m}^2$$

6.2 Carichi permanenti non strutturali G_2

Conglomerato bituminoso (si considera lo spessore medio):

$$0,19\text{m} * 25,00\text{kN/m}^3 = 4,75\text{kN/m}^2$$

Parapetto e rete di protezione (su entrambi i lati):

$$2 * 0.50\text{kN/m}^2 * 4,50 = 4,50\text{kN/m}$$

Barriere di sicurezza in acciaio:

$$2 * 1,50\text{kN/m} = 3,00\text{kN/m}$$

6.3 Azioni variabili da traffico

6.3.1 Carichi da traffico verticali

Le larghezze w_l delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero intero possibile di tali corsie su di essa sono indicati in fig.5.1.1 e tab.5.1.I del DM 14.01.2008.

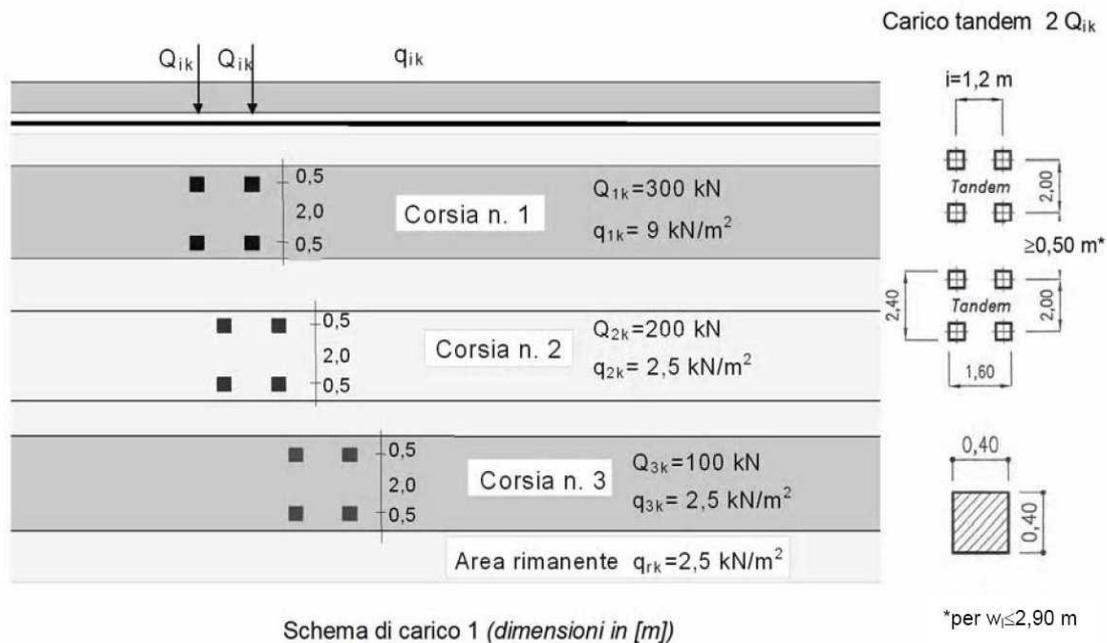
Nel caso in oggetto la carreggiata è larga 10,5m per cui:

$$w = 10,5\text{m}$$

$$w_l = 3.00\text{m}$$

$$n_l = \text{Int} (w/3) = \text{Int} (10,5/3) = 3$$

$$L_{\text{rim}} = w - 3.00 * n_l = 10,5 - 3.00 * 3 = 1.50\text{m} \text{ (larghezza della zona rimanente)}$$



La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le condizioni di progetto più sfavorevoli.

Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli.

Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applicano gli schemi di carico di seguito riportati (cfr. 5.1.3.3.3.).

Schema di carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40m e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato nella figura allegata. 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.

Schema di carico 2: è da assumere a riferimento solo per verifiche locali; si considererà nelle successive fasi della progettazione.

Schema di carico 3: è da assumere a riferimento solo per verifiche locali; si considererà nelle successive fasi della progettazione.

Schema di carico 4: è da assumere a riferimento solo per verifiche locali; si considererà nelle successive fasi della progettazione.

Schema di carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5.00 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2.50 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.

Schema di carico 6.a, b, c: carichi da adottare per luci maggiori di 300m; non riguarda il caso in oggetto.

6.4 Incremento dinamico

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.

6.5 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione

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

$$180\text{kN} \leq q_3 = 0.60 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L \leq 900\text{kN}$$

$$q_3 = 0.60 \cdot (2 \cdot 300) + 0.10 \cdot 9.00 \cdot 3.00 \cdot 284 = 1126.80\text{kN}$$

$$q_3 = 900\text{kN}$$

6.6 Azione centrifuga

L'asse planimetrico longitudinale è una clotoide che raccorda due curve con $R=440\text{m}$. Si assume quindi $R=440\text{m}$.

$$200 \leq R \leq 1500$$

$$Q_v = \sum_i 2 \cdot Q_{ik} = 2 \cdot 300 + 2 \cdot 200 + 2 \cdot 100 = 1200\text{kN}$$

$$Q_4 = 40 \cdot Q_v / R = 40 \cdot 1200 / 440 = 109,1\text{kN}$$

Il carico concentrato Q_4 , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

6.7 Azione della neve

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico; per la zona in oggetto risulta inferiore ai carichi stradali, di conseguenza risulta non dimensionante per le strutture del ponte.

$$q = \mu \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

Comune di Cassola (VI) in Zona I - Alpina, $a_s = 111\text{m}$

$$\mu = 0.8$$

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \text{ (essendo } a_s < 200\text{m)}$$

$$C_E = 1.1$$

$$C_t = 1$$

$$q = 0,8 \cdot 1,50 \cdot 1,1 \cdot 1 = 1,32 \text{ kN/m}^2$$

6.8 Azione del vento

L'azione del vento è assimilata ad una pressione statica equivalente con valore caratteristico pari a

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

q_b pressione cinetica di riferimento

C_e coefficiente di esposizione

C_p coefficiente di forma

C_d coefficiente dinamico

$$v_b = v_{b,0} \text{ per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \text{ per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

zona 1 regione Veneto (tab. 3.3.1)

$$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 1000 \text{ m}$$

$$a_s = 111 \text{ m}$$

$$\text{quindi } v_b = 25 \text{ m/s}$$

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} * 1,25 * 25^2 = 0,39 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza "z" sul suolo del punto considerato (nel caso in oggetto $z=13\text{m}$), dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Nel caso in oggetto, essendo $z \leq 200\text{m}$, valgono le formule:

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t * \ln(z/z_0)] \text{ per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \text{ per } z < z_{\min}$$

Vengono quindi determinati i seguenti parametri:

Classe D - classe di rugosità del terreno tab. 3.3.III

Categoria II - categoria di esposizione fig. 3.3.2

$$k_r = 0.19 \text{ tab. 3.3.II}$$

$$z_0 = 0.05 \text{ m tab. 3.3.II}$$

$$z_{\min} = 4.00 \text{ m tab. 3.3.II}$$

$$c_t = 1 \text{ coefficiente di topografia}$$

Essendo $z = 13\text{m}$ sul piano campagna, risulta:

$$c_e(13) = 0.19^2 * 1 * \ln(13/0.05) * [7 + 1 * \ln(13/0.05)] = 2,521$$

Il coefficiente di forma c_p viene valutato in base a quanto previsto nelle "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008" al punto C.3.3.10.4.1-2

Indicate con:

S = la superficie delimitata dal contorno della trave;

Sp = la superficie della parte piena della trave;

$$\varphi = S_p / S = 1 \text{ rapporto per trave isolata ad anima piena}$$

La pressione totale si considera agente solo su Sp e si valuta utilizzando il seguenti valori del coefficiente c_p :

$$c_p = 2,4 - \varphi = 2,4 - 1 = 1,4$$

$$c_d = 1 \text{ coefficiente dinamico}$$

Risulta quindi:

$$p = q_b c_e c_p c_d = 0,39 * 2,521 * 1,4 * 1 = 1,38 \text{ kN/m}^2$$

Il valore della pressione, così determinato, si applica alle superfici verticali della struttura.

Relativamente all'azione del vento sulle barriere laterali del ponte, non viene applicato alcun coefficiente di riduzione.

Viene inoltre considerata la pressione del vento sulle pile.

Nelle successive fasi della progettazione verranno presi in considerazione i fenomeni di interazione vento-struttura di natura aeroelastica, torsionali e di distacco dei vortici.

6.9 Azioni sismiche

La norma DM 14.01.2008 prevede, per l'opera in oggetto, di considerare i seguenti parametri:

- vita nominale $V_n \geq 50$ anni;
- classe d'uso IV; $C_u = 2,00$;
- $V_r = V_n \cdot C_u = 50 \cdot 2,00 = 100$ anni periodo di riferimento ai fini del calcolo delle azioni sismiche.

L'accelerazione di progetto si calcola utilizzando il foglio elettronico messo a punto e distribuito dal Ministero delle Infrastrutture che fornisce i seguenti dati per il caso in oggetto:

- Comune di Cassola (VI)
- $V_n = 50$ anni
- $C_u = 2$

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
11,8004

LATITUDINE
45,7345

Ricerca per comune

REGIONE
Veneto

PROVINCIA
Vicenza

COMUNE
Cassola

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

Nodi del reticolo intorno al sito



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE {

- SLO - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU {

- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno S

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0,071	2,444	0,257
SLD	101	0,092	2,401	0,271
SLV	949	0,241	2,389	0,319
SLC	1950	0,315	2,386	0,332

L'ordinanza OPCM 3274/2003 s.m.i. classifica il Comune di Cassola in zona 3.

La deliberazione DGRV 03.12.2003 n.67 recepisce l'OPCM 3274, senza modifiche.

Nel calcolo si utilizzeranno i seguenti parametri:

SLV = stato limite ultimo di riferimento (Salvaguardia della vita umana)

$a_g = 0.241g$ accelerazione orizzontale massima

$F_o = 2.389$ (≥ 2.20) fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima

$T_C^* = 0.319$

Categoria di sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

$S_T = 1$ coefficiente di amplificazione topografica - categoria topografica T1

coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S :

$$1.00 \leq (1.70 - 0.60 \cdot F_o \cdot a_g / g) = S_s = 1.35 \leq 1.50$$

$$S_s = 1.35$$

$$S = S_s \cdot S_T = 1.35$$

$$C_c = 1.05 (T_c^*)^{-0.33} = 1.531$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* = 1,531 \cdot 0,319 = 0.488$$

$$T_B = T_c / 3 = 0.163$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 = 2,564$$

Lo spettro di progetto per gli stati limite ultimi, si ottiene dallo spettro elastico, con le ordinate ridotte sostituendo nelle seguenti formule η con $1/q$.

Nella verifica delle pile, si considera $q=1.5$.

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

$$T_B \leq T < T_c \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c T_D}{T^2} \right)$$

Per il calcolo di S_d , ci si pone nel tratto orizzontale dello spettro:

$$S_d = a_g \cdot S \cdot 1/q \cdot F_o = 5.1 \text{ ms}^{-2}$$

Si riporta l'analisi sismica semplificata.

Peso dell'impalcato agente su ciascuna delle singole pile della campata centrale:

$$G_1 + G_2 = (40/2 + 60/2) / 2 \cdot 250 = 6250 \text{ kN}$$

Peso della metà superiore della singola pila:

$$G_{1\text{pila}} = 1293 \text{ kN}$$

Calcolo la forza sismica trasversale alla base del plinto della pila, prendendo l'accelerazione massima tra T_B e T_C :

$$F = S_d \cdot W / g = (6250 + 1293) / 9.81 \cdot 5.1 \cdot 8.8 = 34509 \text{ kN}$$

Sforzo normale sul singolo palo dovuto al carico G_1 e G_2 :

$$N = (6250 + 5473) / 6.0 = 1954 \text{ kN}$$

Sforzo normale sul singolo palo dovuto al momento M_y :

$$N = (34508) / 3.6 / 3 = 3195 \text{ kN}$$

Lo sforzo normale sul singolo palo risulta quindi:

$$N_{\text{max}} = 1953 + 3195 = 5148 \text{ kN}$$

$$N_{\text{min}} = 1953 - 3195 = -1242 \text{ kN}$$

6.10 Resistenze passive dei vincoli

Nel caso delle pile, delle spalle, delle fondazioni, degli stessi apparecchi d'appoggio e, se del caso, dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli.

Nel caso in oggetto si adottano apparecchi d'appoggio in acciaio-teflon e si utilizza un coefficiente d'attrito che fornisce una forza equivalente al 4% dei carichi permanenti.

6.10.1 Azioni sui parapetti. Urto di veicolo in svio

Verifiche locali che saranno prese in conto nelle successive fasi della progettazione.

6.10.2 Altre azioni variabili

Nelle successive fasi della progettazione si valuterà la necessità di considerare le azioni variabili per quanto di pertinenza al caso in oggetto.

6.11 Combinazioni dei carichi

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

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 $2,5 \text{ kN/m}^2$
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

La Tab. 5.1.V. fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		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	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	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					

Nella Tab. 5.1.V il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_p=1$

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

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
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	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

Combinazione fondamentale utilizzata per gli stati limite ultimi:

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

Si descrivono di seguito i coefficienti di sicurezza e di combinazione utilizzati nelle due combinazioni di carico base prese in considerazione.

SLU-CB01 in cui si considera Q_{k1} = carico variabile da traffico e Q_{k2} = carico variabile da vento. Si considera $\psi_{02} = 0,6$ (tabella 5.1.VI).

SLU-CB02 in cui si considera Q_{k1} = carico variabile da vento e Q_{k2} = carico variabile da traffico. Si considera ψ_{02} variabile in funzione dei differenti gruppi di azioni (tabella 5.1.VI).

Sono stati utilizzati i coefficienti ψ_0 di combinazione previsti dalla normativa (tabella 5.1.VI).

carichi		combinazione SLU-CB01	combinazione SLU-CB02
carichi permanenti G_1	favorevoli	1,00	1,00
	sfavorevoli	1,35	1,35
carichi permanenti non strutturali G_2	favorevoli	0,00	0,00
	sfavorevoli	1,50	1,50
carichi variabili da traffico	favorevoli	0,00	0,00
	sfavorevoli	1,35	1,35 * ψ_{02}
carichi variabili (p.e. vento)	favorevoli	0,00	0,00
	sfavorevoli	1,50 * ψ_{02}	1,50
distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	/	/
	sfavorevoli		
ritiro e viscosità, variazioni termiche, cedimenti vincolari	favorevoli	/	/
	sfavorevoli		

In questa fase preliminare della progettazione si considerano come azioni di base:

- Carichi da traffico (SLU-CB1)

- Vento (SLU-CB2)

Si riportano le combinazioni di carico applicate al modello:

$$SLU-CB01 = 1,35 \cdot G_1 + 1,50 \cdot G_2 + 1,35 \cdot q_{\text{traffico}} + 1,50 \cdot 0,60 \cdot q_{\text{vento}}$$

$$SLU-CB02 = 1,35 \cdot G_1 + 1,50 \cdot G_2 + 1,50 \cdot q_{\text{vento}}$$

Nelle successive fasi della progettazione saranno sviluppate le combinazioni relative a tutte le possibili permutazioni degli indici.

6.12 Verifiche di sicurezza

Si devono effettuare le verifiche allo stato limite ultimo, ivi compresa la verifica allo stato limite di fatica, ed agli stati limite di servizio riguardanti gli stati di fessurazione e di deformazione.

6.12.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

Si deve verificare che:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d = valore di progetto degli effetti delle azioni

R_d = corrispondente resistenza di progetto.

6.12.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

Si deve verificare che:

$$E_d \leq C_d$$

dove:

E_d = valore di progetto dell'effetto dell'azione determinato sulla base delle combinazioni di carico;

C_d = valore nominale o una funzione di certe proprietà materiali legate agli effetti progettuali delle azioni considerate.

6.12.3 Verifiche allo stato limite di fatica

Verifiche per vita illimitata

Le verifiche a fatica per vita illimitata vanno condotte, per dettagli caratterizzati da limite di fatica ad ampiezza costante, controllando che il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{\text{max}} = (\sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{min}})$ indotto nel dettaglio stesso dallo spettro di carico significativo risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso. Ai fini del calcolo del $\Delta\sigma_{\text{max}}$ si possono impiegare, in alternativa, i modelli di carico di fatica 1 e 2, disposti sul ponte nelle due configurazioni che determinano la tensione massima e minima, rispettivamente, nel dettaglio considerato.

Il modello di carico di fatica 1 è costituito dallo schema di carico 1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e i valori dei carichi distribuiti ridotti del 70%.

Per verifiche locali si deve considerare, se più gravoso, il modello costituito dall'asse singolo dello schema di carico 2, considerato autonomamente, con valore del carico ridotto del 30%.

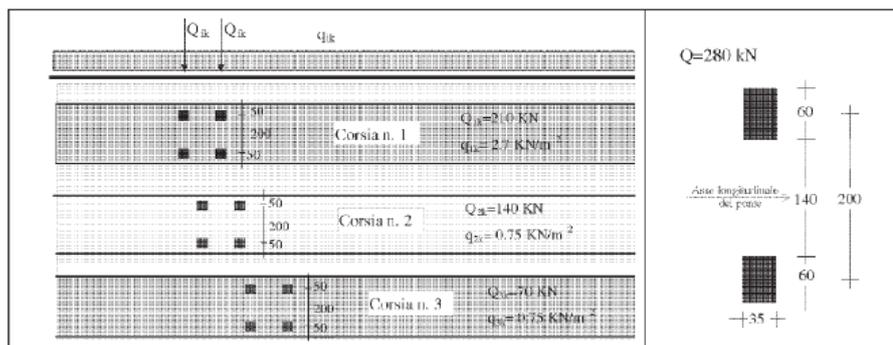


Figura 5.1.4 Modello di carico di fatica n. 1

Quando siano necessarie valutazioni più precise, in alternativa al modello semplificato n.1, derivato dal modello di carico principale, si può impiegare il modello di carico a fatica n. 2 riportato nella Tab. 5.1.VII, applicato sulla corsia lenta.

Verifiche a danneggiamento

Le verifiche a danneggiamento consistono nel verificare che nel dettaglio considerato lo spettro di carico produca un danneggiamento:

$$D \leq 1$$

D = danneggiamento valutato mediante la legge di Palmgren-Miner, considerando la curva S-N caratteristica del dettaglio e la vita nominale dell'opera.

Le verifiche saranno condotte considerando lo spettro di tensione indotto nel dettaglio dal modello di fatica semplificato n. 3 (cfr. fig. 5.1.5.), o, in alternativa, quando siano necessarie valutazioni più precise, dallo spettro di carico equivalente costituente il modello di fatica n. 4 (Tab. 5.1.VIII, Tab. 5.1.IX, Tab. 5.1.X).

6.12.4 Verifiche allo stato limite di fessurazione

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture viene prefissato uno stato limite di fessurazione, commisurato alle condizioni ambientali e di sollecitazione, nonché alla sensibilità delle armature alla corrosione.

Strutture in calcestruzzo armato ordinario. Per le strutture in cls armato ordinario, devono essere rispettate le limitazioni di cui alla Tab. 4.1.IV per armatura poco sensibile.

Strutture in calcestruzzo armato precompresso. Valgono le limitazioni della Tab. 4.1.IV per armature sensibili.

Tabella 4.1.IV – 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	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

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

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

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

$$w_d = 1.7 w_m$$

$$w_m = \varepsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

6.12.5 Verifiche allo stato limite di deformazione

Le deformazioni della struttura non devono arrecare disturbo al transito dei carichi mobili alle velocità di progetto della strada.

Si limitano le frecce per carichi da traffico a:

$$f = L/500$$

6.12.6 Verifiche delle azioni sismiche

Le verifiche nei riguardi delle azioni sismiche vanno svolte secondo i criteri ed i metodi esposti nel paragrafo 3.2 della norma.

6.12.7 Verifiche in fase di costruzione

Le verifiche di sicurezza vanno svolte anche per le singole fasi di costruzione dell'opera, tenendo conto dell'evoluzione dello schema statico e dell'influenza degli effetti differiti nel tempo.

Vanno verificate anche le eventuali centine e le altre attrezzature provvisorie previste per la realizzazione dell'opera.

Tutte le verifiche riportate nel presente paragrafo saranno prese in conto nelle successive fasi della progettazione.

Si riportano, di seguito, i calcoli di predimensionamento sviluppati per l'opera d'arte in oggetto.

6.13 Modello di calcolo

Il calcolo della struttura tiene conto della modalità costruttiva della stessa; si procederà per sovrapposizione degli effetti tenendo conto delle due fasi distinte:

- I fase: messa in opera delle travi e dei traversi, getto delle solette al di sopra delle strutture metalliche. In questa fase le sollecitazioni derivanti dal peso proprio della soletta in c.a. agiscono sulle sole travi metalliche
- II fase: dopo la maturazione delle solette, si procede alla stesura del manto di pavimentazione, alla installazione dei parapetti e alle finiture. In questa fase la travata si comporta come un sistema misto acciaio - calcestruzzo: le due sezioni, di materiale diverso, sono rese solidali fra di loro e formano quindi un'unica sezione resistente. Successivamente al collaudo statico, il ponte viene aperto ai carichi di esercizio.

6.13.1 Caratteristiche geometriche

In questa fase preliminare, si considera che il ponte sia rettilineo.

Viadotto a 7 campate realizzato in struttura mista acciaio- calcestruzzo.

Caratteristiche principali:

- ponte a trave continua su 7 campate con lunghezza di calcolo di 284m= (32m+ 40m +40m+ 60m+ 40m+ 40m+ 32m)
- pendenza longitudinale livellata 0.7%
- impalcato composto da due travi a cassone parallele con interasse 15m con le seguenti caratteristiche:
 - altezza variabile travi $h= 2.0\div 3.0\text{m}$
 - base inferiore travi $B_i= 1.50\text{m}$
 - base superiore travi $B_s= 1.50\text{m}$
 - spessore anima 20mm
 - spessore piattabanda superiore 40mm
 - spessore piattabanda inferiore 40mm
- soletta in c.a.:
 - spessore 0,3m (incluso lo spessore delle predalles, pari a 5cm)
 - larghezza soletta in c.a. 13.50m
 - larghezza carreggiata 10,5m
- traversi ad anima piena:
 - interasse 8.0m

6.13.2 Carichi agenti

Si determinano le forze agenti sull'impalcato riconducendole a forze e coppie agenti sull'asse di simmetria.

6.13.2.1 Carichi permanenti strutturali G_1

Il peso proprio della struttura è calcolato in automatico dal programma.

E' stato incrementato del 20% per tenere conto di bulloneria e fazzolettame.

peso proprio dell'acciaio $\gamma= 78,50 \text{ kN/m}^3$

G1 impalcato: 82.5 kN/m

G1 soletta cls: 101.25kN/m

G1 marciapiedi rialzati: 15kN/m

totale G1 impalcato: 198.75kN/m

6.13.2.2 Carichi permanenti non strutturali G_2

G2 asfalto: $25*0.19*10.5= 49.88\text{kN/m}$

G2 barriera: $2*4.5*0.5= 4.5\text{kN/m}$

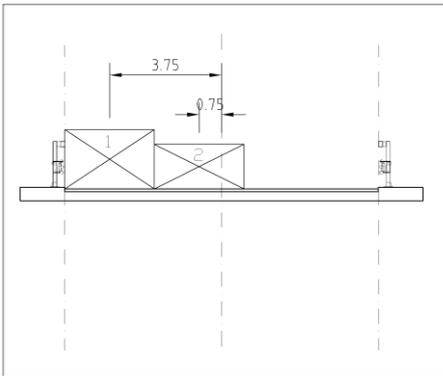
G2 GuardRail: $2*1.50= 3\text{kN/m}$

totale G2 impalcato: 53.75kN/m

6.13.2.3 Carichi da traffico

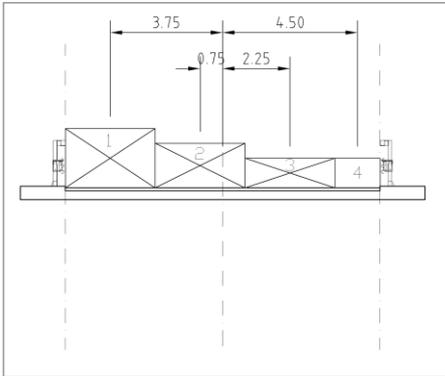
Si fanno tre ipotesi di distribuzione trasversale dei carichi.

Schema di carico "eccentrico 1":



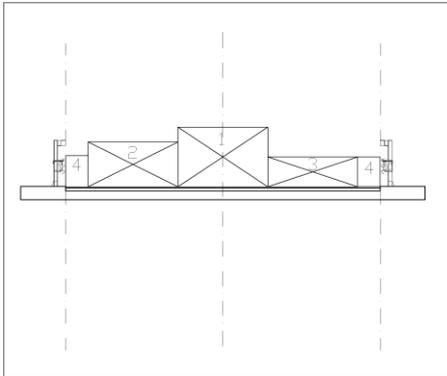
- Corsia 1: $Q_{1k} = 300\text{kN}$, $q_{1k} = 9\text{kN/m}^2$
 - eccentricità 3,75m
 - $q_{1k} * 3,00 = 9 * 3,00 = 27,00\text{kN/m}$
 - $q_{1k} * 3 * 3,75 = 101,25\text{kNm/m}$
 - $2 * Q_{1k} = 600\text{kN}$
 - $2 * Q_{1k} * 3,75 = 2250\text{kNm}$
- Corsia 2: $Q_{2k} = 200\text{kN}$, $q_{2k} = 2,5\text{kN/m}^2$
 - eccentricità 0,75m
 - $q_{2k} * 3,00 = 2,5 * 3,00 = 7,5\text{kN/m}$
 - $q_{2k} * 3 * 0,75 = 5,625\text{kNm/m}$
 - $2 * Q_{2k} = 400\text{kN}$
 - $2 * Q_{2k} * 0,75 = 300\text{kNm}$
- nell'area rimanente non viene applicato alcun carico
- per questa distribuzione trasversale dei carichi risultano quindi
 - 34,5kN/m
 - 106,9kNm/m
 - carichi tandem concentrati Q_{1k} Q_{2k} , per un totale di 1000kN
 - 2550kNm dovuti ai carichi Q_{1k} Q_{2k}

Schema di carico "eccentrico 2":



- Corsia 1: $Q_{1k} = 300\text{kN}$, $q_{1k} = 9\text{kN/m}^2$
 - eccentricità 3.75m
 - $q_{1k} * 3,00 = 27,00\text{kN/m}$
 - $q_{1k} * 3 * 3.75 = 101.25\text{kNm/m}$
 - $2 * Q_{1k} = 600\text{kN}$
 - $2 * Q_{1k} * 3.75 = 2250\text{kNm}$
- Corsia 2: $Q_{2k} = 200\text{kN}$, $q_{2k} = 2,5\text{kN/m}^2$
 - eccentricità 0.75m
 - $q_{2k} * 3,00 = 2,5 * 3,00 = 7,5\text{kN/m}$
 - $q_{2k} * 3 * 0.75 = 5.625\text{kNm/m}$
 - $2 * Q_{2k} = 400\text{kN}$
 - $2 * Q_{2k} * 0.75 = 300\text{kNm}$
- Corsia 3: $Q_{3k} = 100\text{kN}$, $q_{3k} = 2,5\text{kN/m}^2$
 - eccentricità -2.25m
 - $q_{3k} * 3,00 = 7,5\text{kN/m}$
 - $q_{3k} * 3 * -2.25 = -16.875\text{kNm/m}$
 - $2 * Q_{3k} = 200\text{kN}$
 - $2 * Q_{3k} * -2.25 = -450\text{kNm}$
- area rimanente: $q_{rk} = 2,5\text{kN/m}^2$, su una larghezza di 1.5m
 - eccentricità = -4,5m
 - $q_{rk} * 1.5 = 5\text{kN/m}$
 - $q_{rk} * 2,00 * -4,5 = -16.875\text{kNm/m}$
- per questa distribuzione trasversale dei carichi risultano quindi
 - 45.75kN/m
 - 73.125kNm/m
 - carichi tandem concentrati Q_{1k} Q_{2k} Q_{3k} , per un totale di 1200kN
 - 2100kNm dovuti ai carichi Q_{1k} Q_{2k} Q_{3k}

Schema di carico "simmetrico 1":



- Corsia 1: $Q_{1k} = 300\text{kN}$, $q_{1k} = 9\text{kN/m}^2$
 - eccentricità 0m
 - $q_{1k} * 3,00 = 9 * 3,00 = 27,00\text{kN/m}$
 - $Q_{1k} * 2 = 600\text{kN}$
- Corsia 2: $Q_{2k} = 200\text{kN}$, $q_{2k} = 2,5\text{kN/m}^2$
 - eccentricità 3m
 - $q_{2k} * 3,00 = 2,5 * 3,00 = 7,5\text{kN/m}$
 - $q_{2k} * 3 * 3 = 2,5 * 3 * 3 = 22,5\text{kNm/m}$
 - $2 * Q_{2k} * 3,00 = 1200\text{kNm}$
- Corsia 3: $Q_{3k} = 100\text{kN}$, $q_{3k} = 2,5\text{kN/m}^2$
 - eccentricità -3m
 - $q_{3k} * 3,00 = 2,5 * 3,00 = 7,5\text{kN/m}$
 - $q_{3k} * 3 * -3 = -22,5\text{kNm/m}$
 - $2 * Q_{3k} * -3,00 = -600\text{kNm}$
- area rimanente: $q_{rk} = 2,5\text{kN/m}^2$, su una larghezza di $0,75\text{m} + 0,75\text{m}$
 - eccentricità = 0m
 - $q_{rk} * 1,5 = 2,5 * 1,5 = 3,75\text{kN/m}$
- per questa distribuzione trasversale dei carichi risultano quindi
 - $45,75\text{kN/m}$
 - 0kNm/m
 - carichi tandem concentrati Q_{1k} , Q_{2k} , Q_{3k} per un totale di 1200kN
 - 600kNm carico tandem

6.13.2.4 Carichi da vento

$$p = 1,38\text{kN/m}^2$$

Forza orizzontale dovuta al vento:

$$(4,5 + 3) * 1,38 = 10,35\text{kN/m}$$

6.14 Reazioni vincolari SLU

OutputCase	F2	F3	M1	M2	F3Max palo	F3Min palo
Text	KN	KN	KN-m	KN-m	kN	kN
combo N max pila	477,737	18101,91	4442,959	-263,37	3428,369	2605,599
combo vento	796,229	16802,55	7404,931	-438,95	3486,066	2114,782
combo M max campata	477,737	17502,78	4442,959	-263,37	3328,516	2505,746
combo sisma trasversale					5148	1242

6.15 Verifiche SLU

Si riportano di seguito le sollecitazioni derivanti dall'analisi della struttura mediante il software sap2000.

6.15.1 Sollecitazioni risultanti: momento positivo

Si riportano di seguito le sollecitazioni nella mezzeria della campata centrale, derivanti dallo schema di carico "eccentrico 2".

Momento massimo positivo dovuto all'azione del carico permanente G1 sulla singola trave:

$$MG1 = 19519.24 \text{ kNm}$$

Momento massimo positivo dovuto all'azione del carico permanente G2 sulla singola trave:

$$MG2 = 5634.80 \text{ kNm}$$

Momento massimo positivo dovuto all'azione del sovraccarico distribuito q, sulla singola trave:

$$Mq = 6821 \text{ kNm}$$

Momento massimo positivo dovuto all'azione dei tandem, sulla singola trave:

$$Mtandem = 6726 \text{ kNm}$$

Risulta quindi un momento massimo

$$M_{max} = 1.35 * MG1 + 1.50 * MG2 + 1.35 * Mq + 1.35 * Mtandem = 53093 \text{ kNm}$$

6.15.2 Sollecitazioni risultanti: momento negativo

Si riportano di seguito le sollecitazioni in corrispondenza dell'appoggio della campata centrale, derivanti dallo schema di carico "eccentrico 2".

$$MG1 = -25239.26 \text{ kNm}$$

$$MG2 = -7286 \text{ kNm}$$

$$Mq = -7764.29 \text{ kNm}$$

Risulta quindi un momento minimo:

$$M_{min} = 1.35 * MG1 + 1.50 * MG2 + 1.35 * Mq = -55483.88 \text{ kNm}$$

6.15.3 Verifiche della sezione in acciaio

Si riporta la verifica a momento positivo per la sezione in mezzeria.

$$A = 2260 \text{ cm}^2$$

$$J = 16 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$W = 165488 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = M/W = 53093/165488 = 321 \text{ MPa} < f_{yd}/\gamma_m = 338 \text{ MPa}$$

Si riporta la verifica a momento negativo per la sezione di appoggio.

$$A = 2076 \text{ cm}^2$$

$$J = 28 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$W = 188790 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = M/W = -55483/188790 = -294 \text{ MPa} < f_{yd}/\gamma_m = 338 \text{ MPa}$$