

FATTIBILITA' PONTE SUL TORRENTE MARINELLA

RELAZIONE TECNICA PROGETTO DEFINITIVO

CONSULENZA:



Via Frassina, 21
54031 Nazzano – Carrara
P. IVA n°: 00262540453
Tel. 0585.855624

Fax 0585.855617

E-Mail: home@ambientesc.it

www.ambientesc.it



STO HENG S.R.L.
ARCHITETTURA
INGEGNERIA
CONSULENZA

Via Degli Artigiani

54100 MASSA (MS) ITALY

Tel.: 0585-810138

Fax: 0585-42007

E-Mail: stoheng@stoheng.net

www.stoheng.net

PROGETTISTA:

ING. MOSTI ILARIA

PROPRIETÀ:



OGGETTO:

**RELAZIONE PRELIMINARE PONTE SUL MARINELLA – COMUNE DI
PRATO- ZONA INTERPORTO DELLA TOSCANA CENTRALE**

COMMESSA:

4221

N° DOCUMENTO:

4221-RS-01

REV.:

0

DATA:

GIUGNO 2017

Fg.

1

di

Sommario

1	INTRODUZIONE	3
1.1	PREMESSA	3
1.2	LOCALIZZAZIONE	3
1.3	NORMATIVA	3
2	PRESCRIZIONI GENERALI	4
•	<i>Dati di INPUT</i>	4
•	<i>Geometria della sede stradale</i>	4
•	<i>Altezza libera</i>	4
•	<i>Problemi idraulici</i>	4
3	DESCRIZIONE DELL' OPERA	5
3.1	DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	5
3.2	MATERIALI IMPIEGATI	5
3.3	ANALISI DEI CARICHI	6
3.3.1	CARICHI PERMANENTI	6
3.3.2	CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO	6
•	<i>Diffusione dei carichi concentrati</i>	7
•	<i>Categoria stradale</i>	8
3.3.3	AZIONE DI NEVE E VENTO Q5	10
3.3.4	AZIONI SISMICHE Q6	12
•	<i>Zona sismica</i>	12
•	<i>Categoria di suolo</i>	12
•	<i>Categoria topografica</i>	12
•	<i>Vita nominale</i>	12
•	<i>Classi d'uso</i>	13
•	<i>Vita di riferimento</i>	13
•	<i>Stati limite e relative probabilità di superamento</i>	14
•	<i>Accelerazioni di riferimento</i>	14
4	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	14
5	PRESCRIZIONI SOLETTA	15
5.1	PREDIMENSIONAMENTO	15
5.2	SPESSORE RICOPRIMENTO	15
6	PRESCRIZIONI TRAVI	15
6.1	PREDIMENSIONAMENTO	15
7	FASCICOLO DEI CALCOLI	15
8	GESTIONE DELLE OPERE IDRAULICHE	15

1 INTRODUZIONE

1.1 PREMESSA

In questo lavoro si vuole studiare la fattibilità della realizzazione di un ponte con impalcato in struttura mista acciaio-calcestruzzo sul torrente Marinella, zona Interporto della Toscana Centrale, Comune di Prato.

Il ponte è in rettilineo ed è lungo complessivamente 40 m, le pile, non interferenti con gli argini, sono alte 5,00 m

Alla presente relazione sono allegati due elaborati grafici:

1. Disegni d'assieme
5. Pianta/Sezioni

1.2 LOCALIZZAZIONE

Il ponte sul torrente Marinella, di nuova realizzazione, è ubicato in prossimità dell'Interporto della Toscana Centrale spa, e risulta indispensabile per il progetto di ampliamento dello stesso.



1.3 NORMATIVA

Le verifiche delle strutture del ponte sono state effettuate applicando le prescrizioni contenute nel Capitolo 5 delle N.T.C. 2008 e nelle relative Istruzioni per l'applicazione, di cui alla Circ. Min. 02/02/2009, n. 617.

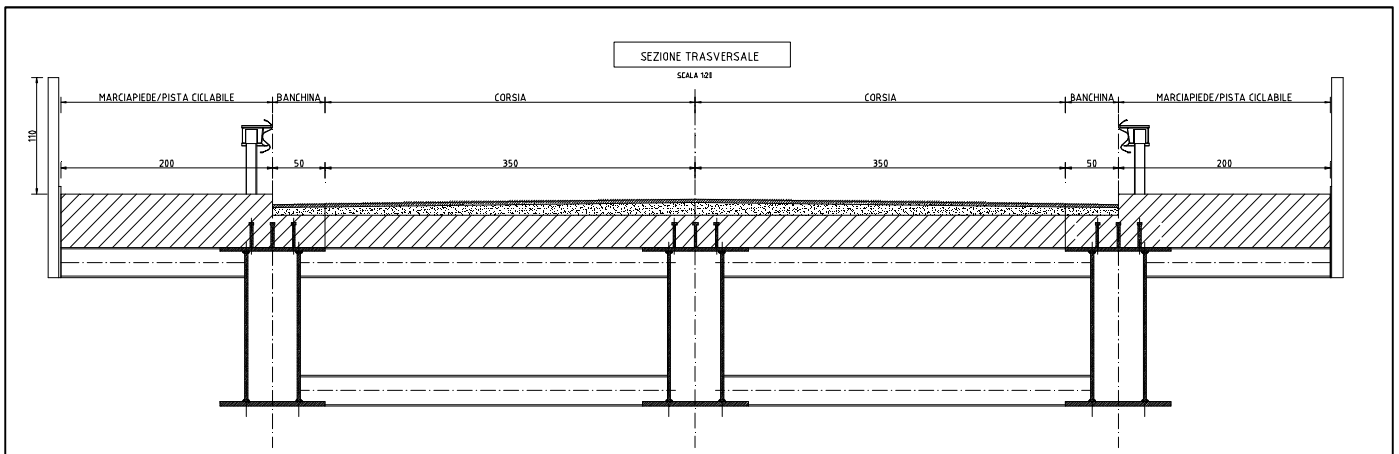
2 PRESCRIZIONI GENERALI

• Dati di INPUT

- Terreno limo argilloso, si presume di cat.C (da verificare con la Relazione Geologica);
- Ponte di Seconda categoria (D.M. 14/01/2008);
- Vn 50 anni;
- Classe uso 2;
- Tipo di strada: Locale;
- Pendenza massima ponte circa 10%.

• Geometria della sede stradale

Le caratteristiche compositive della sede stradale sono riportate nella figura sottostante.



• Altezza libera

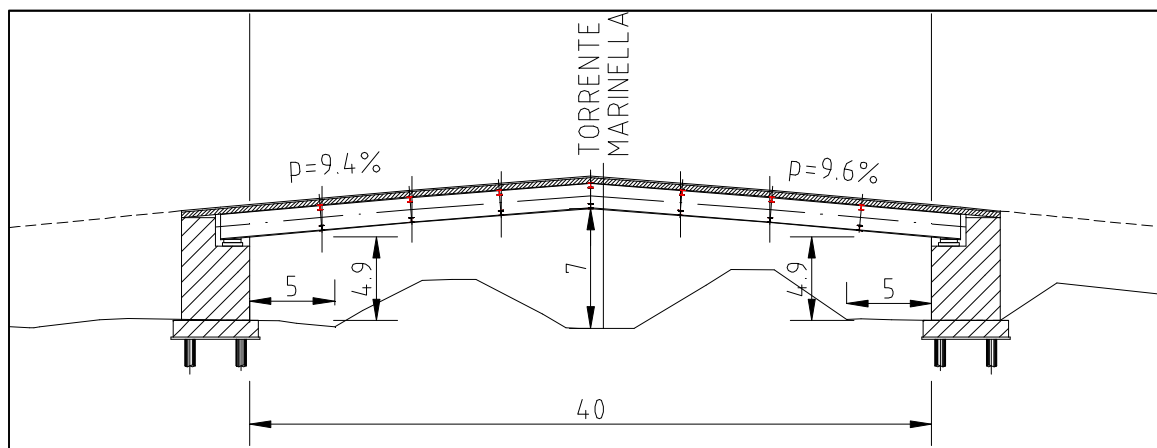
Le arginature sul torrente sul Marinella sono classificate in III categoria idraulica.

Per consentire la manutenzione delle arginature con i mezzi d'opera consortili, nel passaggio sotto l'impalcato è stata garantita l'altezza e la larghezza di transito non inferiore a 4 m.

• Problemi idraulici

Dal momento che il ponte in progetto scavalca un corso d'acqua (torrente Marinella), il progetto è corredato di una relazione inerente i problemi idrogeologici, idrografici e idraulici.

Per quanto riguarda la progettazione oltre a considerare un franco normale minimo sopra argine di 3,00 m, è stato considerato che il dislivello tra fondo e sotto trave sia non inferiore a 7 m, come prescritto al p.to C 5.1.2.4. Della Circ. Min. 02/02/2009, n. 617. Tali ipotesi risultano valide anche con l'analisi idraulica effettuata dall'Ing. Alessio Gabbrielli, in quanto il livello idrometrico duecentennale non raggiunge la sommità arginale.



3 DESCRIZIONE DELL' OPERA

3.1 DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

L'opera, di lunghezza complessiva pari a 40 m (asse strutturale delle spalle) è costituita da un'unica campata. Il ponte è sostenuto da due pile alte 5,00 m.

L'impalcato presenta una larghezza complessiva di 12 metri nella quale la sezione stradale è larga complessivamente 8 metri.

La struttura portante è costituita da 3 travi metalliche con sezione trasversale a doppio H simmetrica. La sezione trasversale del viadotto risulta irrigidita in corrispondenza delle pile e delle spalle con traversi a sezione trasversale a H.

Nelle zone intermedie, ad interassi regolari, si posizionano telai trasversali costituiti da profili ad H.

Le pile sono costituite da un fusto a sezione rettangolare posto in asse con il viadotto. Esse sono fondate su plinti a pianta rettangolare che scaricano il peso su pali di fondazione (da verificare con la relazione geologica).

Nei grafici sotto riportati vengono riportati le sezioni significative del ponte.

3.2 MATERIALI IMPIEGATI

Calcestruzzo della soletta C 32/40

Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck}=0.83 R_{ck} = 33 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica media	$f_{cm}= f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2 = 41 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}= 0.30 f_{ck}^{2/3} = 3.08 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}= 0.70 f_{ctm} = 2.15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm}= 1.2 f_{ctm} = 3.69 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E=22000 (f_{ctm}/10)^{0.3} = 33345 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo cilindrica	$f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_m = 18.7 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / 1.5 = 1.43 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo delle pile e delle spalle C28/35

Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck}=35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck}=0.83 R_{ck} = 29 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica media	$f_{cm}= f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2 = 37 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}= 0.30 f_{ck}^{2/3} = 2.83 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}= 0.70 f_{ctm} = 1.98 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm}= 1.2 f_{ctm} = 3.39 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E=22000 (f_{ctm}/10)^{0.3} = 32575 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo cilindrica	$f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_m = 16.43 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / 1.5 = 1.32 \text{ N/mm}^2$

Acciaio da cemento armato B450C

Tensione caratteristica a rottura	$f_{sk}=540 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a snervamento	$f_{syk}=450 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{syk} = f_{yk}/1.15 = 391.3 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità normale	$E_s=210000 \text{ N/mm}^2$

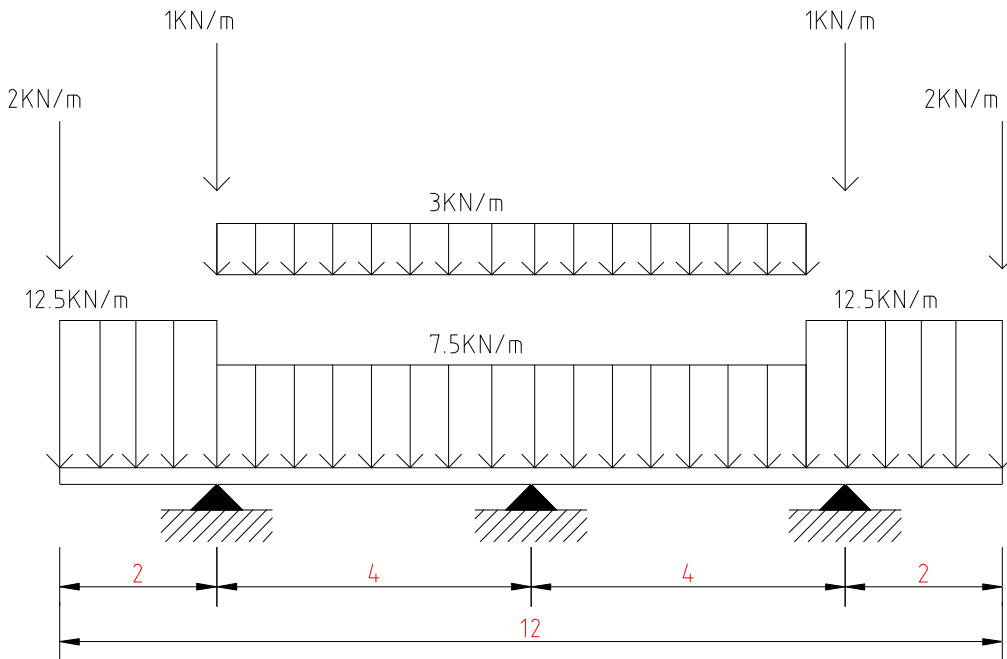
Acciaio strutturale per profilati e piastre (piattabande, anime, piastre collegamento)

Acciaio	S355J
Tensione di snervamento	$F_{yk}=345 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento	$f_{yk}=335 \text{ N/mm}^2$
Bulloni	Cl.10.9
Dadi	Cl.10

3.3 ANALISI DEI CARICHI

3.3.1 CARICHI PERMANENTI

1. Calcestruzzo	$25\text{KN/mc} \times 0.3 \times 1 =$	7.5 KN/m
2. Calcestruzzo marciapiede	$25\text{KN/mc} \times 0.5 \times 1 =$	12.5 KN/m
3. pavimentazione stradale	$3\text{KN/mq} \times 1 =$	3 KN/m
4. Fascione in alluminio		3KN/m
5. Parapetto		
6. Barriera bordo ponte		



3.3.2 CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO

I carichi variabili da traffico sono definiti nel 5.1.3.3.3 della NTC 2008.

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

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti.

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 costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. 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 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

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

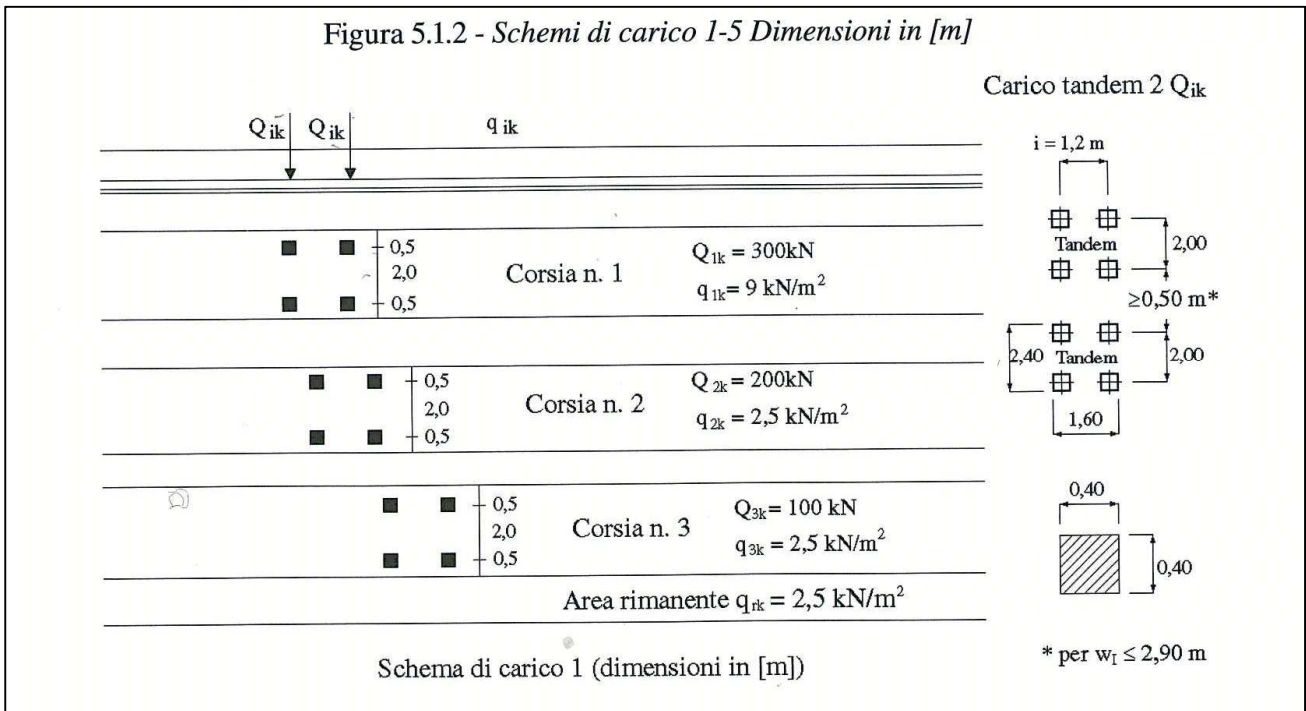


Figura 3.5 carichi variabili da traffico secondo il D.M. 2008

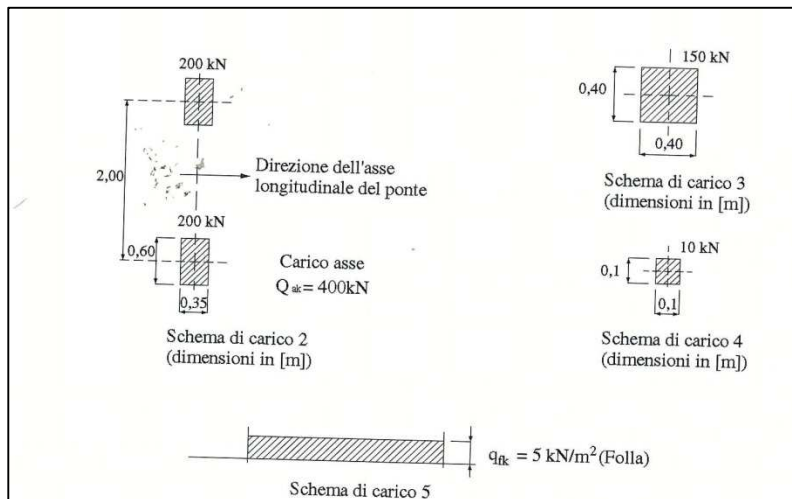


Figura 3.6 impronte di carico relative agli schemi dei carichi da traffico

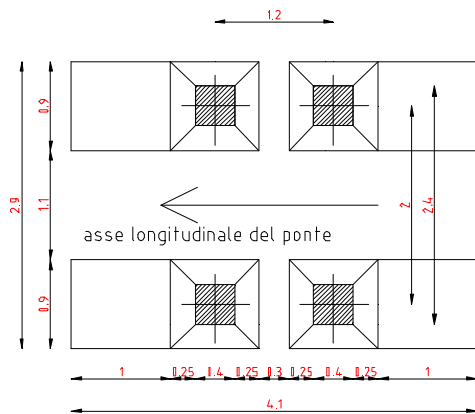
- **Diffusione dei carichi concentrati**

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante.

Per tener conto dell'effetto lastra, si aumenta la lunghezza delle impronte di carico di una lunghezza pari alla metà dell'interasse fra gli appoggi.

IMPRONTA CARICHI 1

IMPRONTA SCHEMA DI CARICO 1

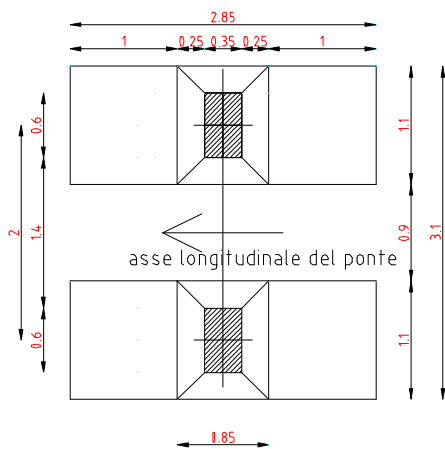


Il carico agente su una striscia di profondità pari a 4.1 m vale:

$300\text{KN}/(0.9 \cdot 4.1) = 81.30\text{KN/mq}$ → considerando una striscia trasversale di larghezza pari a 1 m, l'impronta di carico 1 si traduce in due carichi distribuiti su una lunghezza di 0,9 m, pari a 81.30KN/mq posti ad 1,1 m di distanza l'uno dall'altro.

IMPRONTA CARICHI 2

IMPRONTA SCHEMA DI CARICO 2



Il carico agente su una striscia di profondità pari a 3.1 m vale:

$200\text{KN}/(1.1 \cdot 2.85) = 63.80 \text{ KN/mq}$ → considerando una striscia trasversale di larghezza pari a 1 m, l'impronta di carico 2 si traduce in due carichi distribuiti su una lunghezza di 1,10 m, pari 63.80 KN/mq posti ad 0,90 m di distanza l'uno dall'altro.

- *Categoria stradale*

Il ponte in progetto è stato considerato di 2° categoria.

Per le diverse corsie si prevedono i seguenti carichi, come riportato nella Tabella 5.1.II del D.M. 08

Tabella 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia numero 1	300	9,00
Corsia numero 2	200	2,50
Corsia numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Per i ponti di 2^a categoria si devono considerare sulla corsia 1 un carico asse $Q_{1k} = 240$ kN ed un carico distribuito $q_{1k} = 7,20$ [kN/m²]. Sulle altre corsie vanno applicati i carichi associati ai ponti di 1^a categoria.

• **Diffusione Dei Carichi Da Traffico**

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

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi sui marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (sch. 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (schema di carico 5)	Frenature q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema 5 con valore di comb. 2.5 kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratter.		
2b	Valore frequente				Valore caratter.	
3 [*]						Schema 5 con valore caratter. 5.0 kN/m ²
4 [**]			Schema 5 con valore caract. 5.0 kN/m ²			Schema 5 con valore caratter. 5.0 kN/m ²
5 [***]	da definirsi per progetto	Valore caratter.				

[*] 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

3.3.3 AZIONE DI NEVE E VENTO Q5

Le azioni della neve (che si considera non concomitante con i carichi da traffico) e del vento vengono determinate come indicato ai paragrafi 3 e 4 del capitolo 13 del Manuale.

L'azione del vento viene assimilata a un carico orizzontale statico con direzione perpendicolare all'asse del ponte.

Tale azione agisce sulla proiezione nel piano verticale delle superfici degli elementi strutturali del ponte direttamente investite e su una parete rettangolare continua verticale alta 3,00 m, che convenzionalmente rappresenta i carichi che transitano sul ponte (fig. 12).

• Carico Neve

Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$
	$q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s > 200 \text{ m}$

q_s (carico neve sulla copertura [N/mq]) = $\mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$ μ_i (coefficiente di forma) q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq]) C_E (coefficiente di esposizione) C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

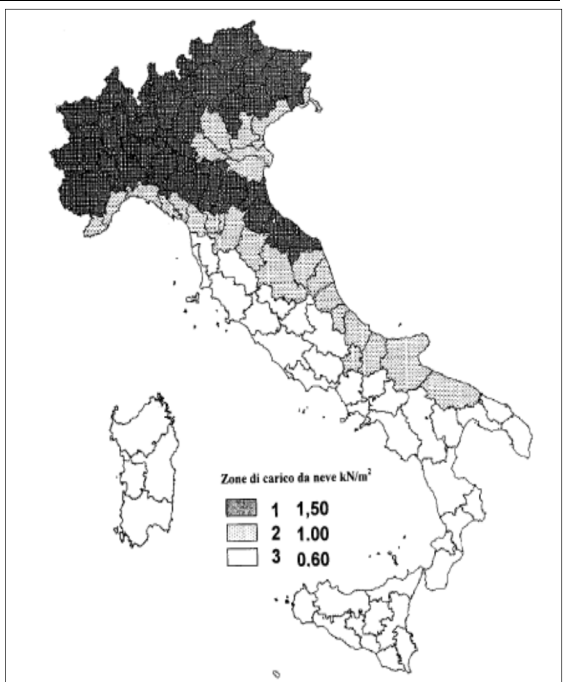
a_s (altitudine sul livello del mare [m])	61
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1,00

Coefficiente termico $C_t=1$

Coefficiente di esposizione $C_e=1$

Valore del carico della neve al suolo

q_s (val. della neve al suolo [kN/mq])	1,00
--	------



• Carico Vento

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
3	27	500	0,02
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			61
T_R (Tempo di ritorno)			100
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$			
\underline{v}_b ($T_R = 50$ [m/s])			27,000
α_R (T_R)			1,0392 4
v_b (T_R) = $\underline{v}_b \times \alpha_R$ [m/s]			28,059



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)

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$$

$$(\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	492,08
--------------	--------

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.

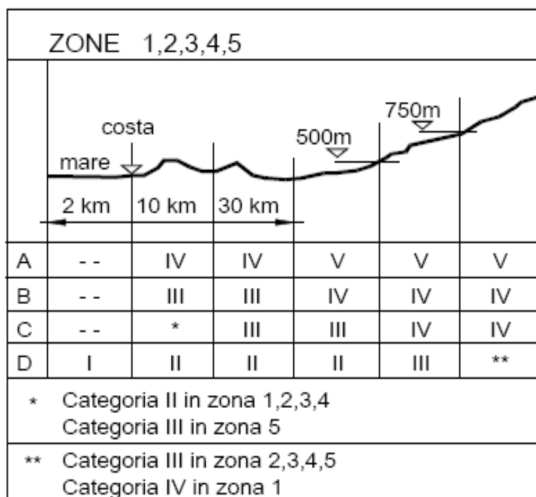
Coefficiente dinamico

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

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive



Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
3	B	61

$C_e(z) = k_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + C_t \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$
$C_e(z) = C_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	C_t
IV	0,2 2	0,3	8	1

z [m]	C _e
z ≤ 8	1,634
z = 0	1,634
z = 0	1,634

Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture non stagne

3.3.4 AZIONI SISMICHE Q6

Vengono considerate solo le masse relative ai pesi propri e ai sovraccarichi permanenti, rispettando le prescrizioni del paragrafo 3.2 delle N.T.C. 2008.

- **Zona sismica**

Il sito ricade dal punto di vista sismico, in **zona 3** come stabilito dalla Deliberazione della Giunta Regionale della Toscana del 19/06/2006, n. 431, e per esso è possibile assumere le coordinate geografiche seguenti 43°.85559; 11°.13969, ai fini della determinazione degli spettri sismici secondo la norma NTC. 2008.

La categoria di suolo e la categoria topografica non sono state desunte da relazione geologica del sito.

- **Categoria di suolo**

La **categoria del terreno è la "C"** la cui definizione alla tabella 3.2ii della ntc 2008 è "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori de VS,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s, (ovvero 15 <NSPT > 50 nei terreni a grana grossa e 70<cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina)."

- **Categoria topografica**

Essendo il sito sostanzialmente pianeggiante, la categoria topografica è la **T1** ovvero secondo la tabella 3.2VI, "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ".

La categoria di suolo e la categoria topografica sono stati estrapolati dalla relazione geologica presentata con la costruzione dell'intero fabbricato.

- **Vita nominale**

La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

	TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale V_N (in anni)
1	<i>Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva</i>	≥ 10
2	<i>Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale</i>	≥ 50
3	<i>Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica</i>	≥ 100

Nel nostro caso $V_N > =50$ anni

- **Classi d'uso**

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Considerando le costruzioni previste nel progetto si prevede una **Classe II**.

- **Vita di riferimento**

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale $N V$ per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_u

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_u	0,7	1,0	1,5	2,0

Nel nostro caso $V_R = 1$

- **Stati limite e relative probabilità di superamento**

Nel D. M. 14_01_2008 sono definiti quattro stati limite:

Stati Limite	P_{VR} Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R		
Stati limite di esercizio	SLO	81%	Stato Limite di Operatività
	SLD	63%	Stato Limite di Danno
Stati limite ultimi	SLV	10%	Stato Limite di salvaguardia della Vita
	SLC	5%	Stato Limite di prevenzione del Collasso

- **Accelerazioni di riferimento**

SLO	$A_g = 0.4767$	$F_O = 2.53$
SLD	$A_g = 0.5738$	$F_O = 2.57$
SLV	$A_g = 1.3214$	$F_O = 2.45$

4 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Le sollecitazioni sono ottenute con carichi già fattorizzati allo stato limite ultimo (2.5.1 NTC 2008)

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

Con:

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	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

5 PRESCRIZIONI SOLETTA

NOTA: Le verifiche in questa fase sono state svolte solo in fase di esercizio e non in fase transitoria di getto.

5.1 PREDIMENSIONAMENTO

La soletta è l'elemento orizzontale a forma di lastra (o piastra) che sorregge i carichi verticali derivanti dai pesi propri degli elementi e dai carichi accidentali.

La soletta è stata progettata in c.a. tramite l'utilizzo di lastre tralicciate (predalles); queste sono elementi progettati e realizzati con la funzione specifica di cassero a perdere, per cui una volta effettuato il getto di completamento del calcestruzzo esse diventano collaboranti con la struttura stessa. La larghezza delle predalles utilizzate nella progettazione del ponte oggetto di questa relazione saranno di 120 cm.

In una prima analisi è stata utilizzata uno spessore della soletta di 30 cm.

5.2 SPESSORE RICOPRIMENTO

In accordo con la norma UNI EN 206 sono state individuate le classi di esposizione XC4, XD2, XS1. Considerando che:

- La vita utile di progetto della struttura è di $V_r = 50$ anni
- La classe di resistenza è C32/40
- L'elemento ha forma simile a soletta

La classe strutturale dell'elemento sarà S4 quindi il ricoprimento minimo definito dall'Eurocodice 2 è di 35 mm.

Al ricoprimento minimo così ottenuto deve essere aggiunto un margine di sicurezza che può essere assunto pari a 5 mm in quanto si adotteranno sistemi di controllo dello spessore del ricoprimento (distanziatori).

Questo ricoprimento minimo verrà utilizzato sia per la realizzazione della soletta gettata in opera che per l'armatura costituente le predalles.

6 PRESCRIZIONI TRAVI

NOTA: Le verifiche in questa fase sono state svolte solo in fase di esercizio e non in fase transitoria di getto.

6.1 PREDIMENSIONAMENTO

A favore di sicurezza è stata svolta la verifica delle travi senza considerare la collaborazione con la soletta in c.a.

In fase di progetto definitivo verranno svolte tutte le verifiche come richiesto dal D.M. 14/01/2008.

7 FASCICOLO DEI CALCOLI

Per i calcoli preliminari della soletta, delle travi e delle pile vedere Fascicolo di Calcolo 4221-RS-02.

Le verifiche delle fondazioni sono state omesse, dovranno essere fatte previa acquisizione della Relazione Geologica del terreno che interessa la zona all'atto della stesura del progetto esecutivo.

8 GESTIONE DELLE OPERE IDRAULICHE

Il mantenimento in piena efficienza delle arginature necessita di:

- Sfalciatura della vegetazione sulle sommità e sulle scarpate;
- Verifica della quota delle sommità arginali ed eventuale esecuzione di ricariche in sommità per mantenere la quota di progetto assegnata;
- Ripristino di piccoli scoscendimenti e/o movimenti franosi, mantenimento della copertura erbacea;
- Eliminazione di tane di animali;
- Verifica della funzionalità e controllo dello stato conservativo dei manufatti attraversanti il corpo arginale che spesso costituiscono punti di criticità singolare all'interno del corpo arginale;
- Mantenimento di rampe e viabilità di servizio e controllo dei dispositivi anti-traffico quali sbarre, catene etc. etc.

A tali attività di manutenzione ordinaria si abbinano quelle di controllo e monitoraggio, normalmente prodromiche a puntuali interventi di manutenzione, che riguardano:

- la presenza di erosioni sui fianchi del rilevato;
- il corretto funzionamento degli organi di regolazione dei manufatti di derivazione e scarico;
- la presenza di scoscendimenti, crolli, erosioni, tane di animali;
- la funzionalità degli accessi (rampe, sbarre, manutenzione cartellonistica adeguata, rimozione di veicoli che possono inibire l'accessibilità etc.);
- la formazione di fontanazzi (durante il servizio di piena)
- la presenza di filtrazioni attraverso il corpo arginale (durante il servizio di piena).

Per garantire quanto sopra riportato, ossia le attività di gestione delle opere idrauliche, le opere progettate, pur comportando modifiche alla sponda in sinistra idrografica, garantiscono la continuità dei percorsi, individuati al piede delle arginature (Vedi elaborati grafici allegati). Nel passaggio sotto l'impalcato è stata garantita l'altezza e la larghezza di transito non inferiore a 4 m.

Il percorso sulla sommità arginale, interrotto in corrispondenza del ponte, è garantito attraverso le necessarie rampe di collegamento fra la pista al piede dell'argine e la sommità (vedi grafico).

E' inoltre previsto, per la conservazione delle opere idrauliche e la minimizzazione degli interventi, il rivestimento delle arginature nel tratto sottostante il nuovo ponte con materiali inerti naturali caratterizzate dall'essere permeabili ed in grado di subire assestamenti senza danni.

Le acque meteoriche della piattaforma stradale verranno convogliate, mediante tegoloni in cemento, nel sottostante torrente.



E' inoltre prevista, la piantumazione, nella zona a sinistra andando da Prato verso Calenzano, di alberature che garantiscano zone d'ombre alla futura zona di sosta camper.