



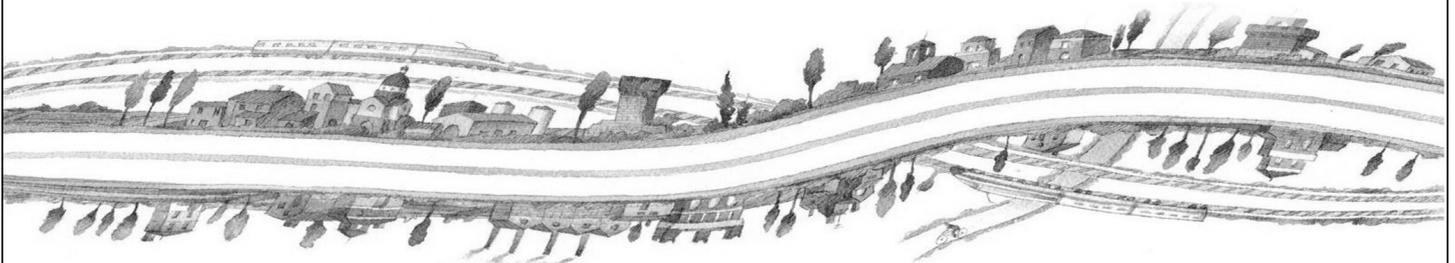
AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

CODICE C.U.P. E81B08000060009

PROGETTO DEFINITIVO

ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE) OPERE STRUTTURALI

- OPERE D'ARTE MAGGIORI - CAVALCAVIA VIABILITA' INTERFERITE
- VCV20 - ADEGUAMENTO CAVALCAVIA VIA POGGIO RENATICO
- RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E SOTTOSTRUTTURE



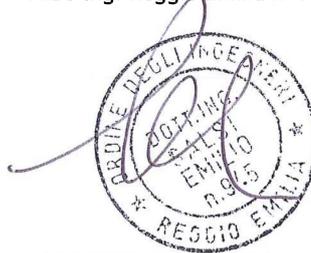
IL PROGETTISTA

Ing. Antonio De Fazio
Albo Ing. Bologna n° 3696



RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Emilio Salsi
Albo Ing. Reggio Emilia n° 945



IL CONCESSIONARIO

Autostrada Regionale
Cispadana S.p.A.
IL PRESIDENTE
Graziano Pattuzzi

G										
F										
E										
D										
C										
B										
A	17.04.2012	EMISSIONE		GADOTTI	DE FAZIO SALS					
REV.	DATA	DESCRIZIONE		REDAZIONE	CONTROLLO APPROVAZIONE					
IDENTIFICAZIONE ELABORATO					DATA: MAGGIO 2012					
NUM. Progr.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.	SCALA:
3049	PD	0	V45	VCV20	0	OM	RC	01	A	

INDICE

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO	5
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	6
4. INCIDENZE	7
5. DATI DI BASE	8
5.1. Dati Generali	8
5.2. Apertura limite delle fessure	8
5.3. Dati Sismici	11
5.4. Parametri geotecnici	11
6. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA	12
6.1. MODELLO DI CALCOLO	12
6.2. ANALISI DEI CARICHI	13
6.2.1. PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE	14
6.2.2. CARICHI PERMANENTI PORTATI	14
6.2.3. DISTORSIONI E PRESOLLECITAZIONI DI PROGETTO	14
6.2.4. RITIRO E VISCOSITA'	15
6.2.5. VARIAZIONI TERMICHE	15
6.2.6. CEDIMENTI VINCOLARI	16
6.2.7. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO	17
6.2.8. INCREMENTO DINAMICO ADDIZIONALE	23
6.2.9. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE	24
6.2.10. AZIONE CENTRIFUGA	24
6.2.11. AZIONE DEL VENTO	24
6.2.12. CARICO DA NEVE	28
6.2.13. AZIONI SISMICHE	29
6.2.14. URTI	38
6.2.15. CARICO DA FATICA	38
6.3. COMBINAZIONI DI CARICO	39
6.4. ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI	42

6.4.1.	SOLETTA DELL'IMPALCATO.....	43
6.4.2.	TRAVI METALLICHE PRINCIPALI	46
6.4.3.	DIAFRAMMI METALLICI TRASVERSALI	51
6.4.4.	SPALLE.....	53
6.4.5.	PARAGHIAIA	60
6.4.6.	PILE.....	61
6.5.	DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI.....	63
6.5.1.	SOLETTA DELL'IMPALCATO.....	63
6.5.2.	TRAVI METALLICHE PRINCIPALI	71
6.5.3.	DIAFRAMMI METALLICI TRASVERSALI	78
6.5.4.	SPALLE.....	80
6.5.5.	PARAGHIAIA	88
6.5.6.	PILE.....	90
6.5.7.	VERIFICHE DI DEFORMABILITA'	97
6.5.8.	APPARECCHI DI APPOGGIO	98
6.5.9.	GIUNTI DI DILATAZIONE	103

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo è relativa al progetto definitivo del cavalcavia V45 – VCV20 - ADEGUAMENTO CAVALCAVIA VIA POGGIO RENATICO inserito nell'intervento di realizzazione della nuova Autostrada Regionale Cispadana, infrastruttura stradale di categoria A, avente origine in corrispondenza del casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 "Autostrada del Brennero" e termine al casello di Ferrara Sud sulla A13 "Autostrada Bologna-Padova". Il presente cavalcavia rientra nella categoria stradale PODERALE con una larghezza della carreggiata di 6 m costituita da due corsie, con una corsia per senso di marcia; e a fianco delle corsie carrabili due marciapiedi.

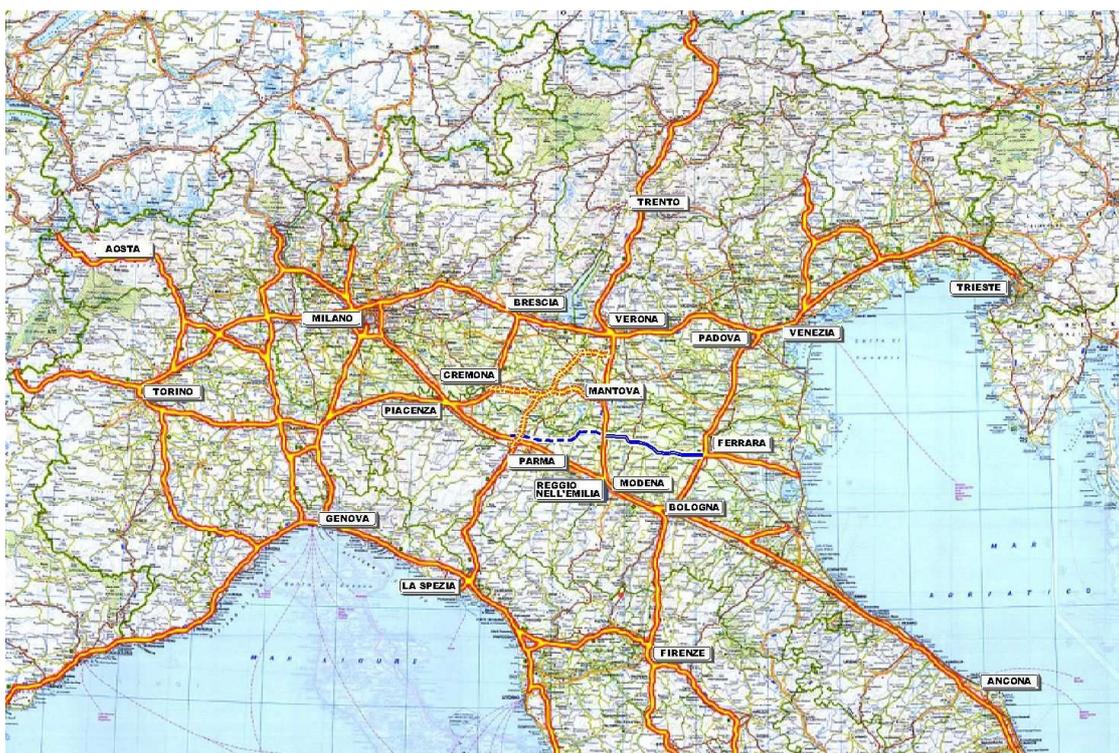


FIGURA 1-1 – L'AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA (TRATTO BLU CONTINUO), INSERITA NELLA RETE AUTOSTRADALE NAZIONALE

Il ponte in oggetto è di 1° categoria con vita nominale di 100 anni e si sviluppa su 3 campate, le due campate laterali hanno una luce di 25.00 m mentre quella centrale è di 47.00 m. La struttura portante è composta da 2 travi principali realizzate in acciaio con piatti saldati e collegate tra loro tramite diaframmi reticolari metallici

secondari trasversali. Le travi principali continue sono vincolate alle estremità su spalle ed in posizione intermedie su pile realizzate in cemento armato ordinario gettato in opera. L'altezza del basamento delle spalle dove appoggiano le travi metalliche è pari a 2 m mentre l'altezza delle pile risulta di 7.4 m. Il ponte scavalca l'autostrada e l'angolo di incidenza tra l'asse stradale del ponte rispetto l'asse dell'autostrada è di circa 90°

L'impalcato viene realizzato mediante il getto in opera di una soletta su lastre predalle. A maturazione avvenuta, tale soletta risulta collaborante con le travi metalliche principali mediante idonea connessione alla piattabanda superiore.

L'intervento è geograficamente localizzato tramite le seguenti coordinate: +44° 47' 41.29" latitudine NORD, 11° 33' 41.48" longitudine EST.

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione illustrativa.

2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

Si rimanda all'elaborato PD_0_0000_0000_0_GE_KT_01.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Si rimanda all'elaborato PD_0_0000_0000_0_GE_TB_01.

4. INCIDENZE

Si forniscono qui di seguito le incidenze d'armatura relative ai singoli elementi costituenti l'Opera:

Cod Wbs	Descrizione Opera	Parte d'opera	Incidenza kg/mc							Incidenza kg/mq
			Pali	Fondazione	Elevazione	Baggioli e ritegni	Soletta di transizione	Soletta Marciapiede su Spalla	Soletta (escluso predalles)	
V45 - VCV20	Cavalcavia alla progr.62+866	SPALLA PASSANTE (su 2 file di pali)	130	50	80	200	70	100	N/A	N/A
		PILA su Pali	130	65	70	200	N/A	N/A	N/A	N/A
		IMPALCATO	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	125	245

5. DATI DI BASE

5.1. Dati Generali

- Luce (interasse appoggi): 25.0 m – 47.0 m – 25.0 m
- Impalcati: 1
- Larghezza impalcato singolo: 10 m
- N° Corsie per impalcato (Effettive): 2
- N° Corsie per impalcato (di Calcolo): 2
- Travi: acciaio (n°2)
- Spalle: passanti
- Appoggi: isolatori elastomerici in gomma

5.2. Apertura limite delle fessure

Al Cap.3 si rimanda all'elaborato relativo alla tabella materiali in cui è stabilita, per ogni calcestruzzo, la Classe di Esposizione.

Per i pali di fondazione delle spalle e delle pile oltre che per la zattera di fondazione delle pile si hanno indicazioni in merito alla classe di esposizione ottenute in seguito ad indagini chimiche eseguite lungo il tracciato autostradale. Per questi elementi non si ha una classe di esposizione uguale per tutti i manufatti ma è funzione della loro posizione; per la classe di esposizione dei pali di fondazione di spalle e pile e per le zattere di fondazione delle pile si rimanda alle indicazioni contenute nell'elaborato PD_0_0000_0000_0_GE_TB_01 dal titolo "TABELLA MATERIALI E CLASSI DI ESPOSIZIONE CALCESTRUZZO".

La classe di esposizione, ai sensi della Tab. 4.1.III della Norma, qualifica automaticamente la 'Condizione ambientale'.

Tale dato – assieme alla tipologia di armatura 'sensibile' o 'poco sensibile', va inserito nella Tab. 4.1.IV della Norma. In tale Tabella va inoltre considerato che l'armatura è del tipo 'poco sensibile'.

Conseguentemente a quanto sopra, per lo Stato Limite di apertura delle fessure si ha:

TAB. 5.2-1

Elemento	Classe Esposizione	Condizione	Armatura	Combinazione	wd <
Pali pile	XC2*	Ordinaria	poco sensibile	frequente	w ₃
				quasi permanente	w ₂
Pali spalle	XC2*	Ordinaria	poco sensibile	frequente	w ₃
				quasi permanente	w ₂
Zattera pile	XC2*	Ordinaria	poco sensibile	frequente	w ₃
				quasi permanente	w ₂
Zattera spalla	XC4 + XD3	Molto aggressiva	poco sensibile	frequente	w ₁
				quasi permanente	w ₂
Soletta transizione	XC2	Ordinaria	poco sensibile	frequente	w ₃
				quasi permanente	w ₂
Elevazione pile	XC4	Aggressiva	poco sensibile	frequente	w ₂
				quasi permanente	w ₁
Elevazione spalla	XC4 + XD3	Molto aggressiva	poco sensibile	frequente	w ₁
				quasi permanente	w ₁
Soletta impalcato	XC4	Aggressiva	poco sensibile	frequente	w ₂
				quasi permanente	w ₁
Lastre predalle	XC3	Ordinaria	poco sensibile	frequente	w ₃
				quasi permanente	w ₂
Cordolo guardrail	XC4 + XD3	Molto aggressiva	poco sensibile	frequente	w ₁
				quasi permanente	w ₁

(*) Si riporta la classe di esposizione in funzione della progressiva lungo il tracciato autostradale:

da PK 0+000 A PK 9+500 classe di esposizione XC2
 da PK 9+500 A PK 12+900 classe di esposizione XA1
 da PK 12+900 A PK 15+000 classe di esposizione XC2
 da PK 15+000 A PK 15+800 classe di esposizione XA1
 da PK 15+800 A PK 20+400 classe di esposizione XC2
 da PK 20+400 A PK 35+000 classe di esposizione XA1
 da PK 35+000 A PK 48+700 classe di esposizione XA2
 da PK 48+700 A PK 48+900 classe di esposizione XA1
 da PK 48+900 A PK 56+300 classe di esposizione XA2
 da PK 56+300 A PK 59+600 classe di esposizione XA1
 da PK 59+600 A PK 65+500 classe di esposizione XC2

La progressiva adottata per il manufatto è PK62+866

In sintesi, tenuto conto di quanto al par. 4.1.2.2.4.1 della Norma, l'apertura limite delle fessure risulta:

- Pali pile (armatura ordinaria)
Comb. frequente: 0,4 mm; Comb. quasi permanente: 0,3 mm
- Pali spalle (armatura ordinaria)
Comb. frequente: 0,4 mm; Comb. quasi permanente: 0,3 mm
- Zattera pile (armatura ordinaria)
Comb. frequente: 0,4 mm; Comb. quasi permanente: 0,3 mm
- Zattera spalle (armatura ordinaria)
Comb. frequente: 0,2 mm; Comb. quasi permanente: 0,2 mm
- Soletta transizione (armatura ordinaria)
Comb. frequente: 0,4 mm; Comb. quasi permanente: 0,3 mm
- Elevazioni pile (armatura ordinaria)
Comb. frequente: 0,3 mm; Comb. quasi permanente: 0,2 mm
- Elevazioni spalle (armatura ordinaria)
Comb. frequente: 0,2 mm; Comb. quasi permanente: 0,2 mm
- Soletta impalcato (armatura ordinaria)
Comb. frequente: 0,3 mm; Comb. quasi permanente: 0,2 mm
- Lastre predalle (armatura ordinaria)
Comb. frequente: 0,4 mm; Comb. quasi permanente: 0,3 mm
- Cordolo guardrail (armatura ordinaria)
Comb. frequente: 0,2 mm; Comb. quasi permanente: 0,2 mm

5.3. Dati Sismici

- Vita nominale: 100 anni
- Classe d'uso: IV \Rightarrow CU = 2.0
- Probabilità di superamento 'PVR' per lo Stato SLD : 63%
- Probabilità di superamento 'PVR' per lo Stato SLV : 10%
- Probabilità di superamento 'PVR' per lo Stato SLC : 5%
- Periodo di Ritorno per lo Stato SLD 'TR' < 2475 anni = $-VR / \ln(1-PVR) = 201$ anni
- Periodo di Ritorno per lo Stato SLV 'TR' < 2475 anni = $-VR / \ln(1-PVR) = 1898$ anni
- Periodo di Ritorno per lo Stato SLC 'TR' < 2475 anni = $-VR / \ln(1-PVR) = 2475$ anni
- Longitudine : 11°33' 41.48"; Latitudine 44°47' 4 1.29"
- Tipo di Suolo: 'D' (vedi elaborato 0586_PD_0_V45_V0000_0_GT_RB_01)'

5.4. Parametri geotecnici

I parametri necessari a definire le caratteristiche del terreno a tergo della spalla (materiale da rilevato) sono estratti dal Documento '0406_PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_03_A "Relazione di verifiche geotecniche".

Si assume:

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3 ; \varnothing = 38.0^\circ [\text{M1}] ; \varnothing' = 32.01^\circ [\text{M2}]$$

dove:

γ : peso specifico del terrapieno

\varnothing : angolo d'attrito caratteristico del terrapieno

\varnothing' : angolo d'attrito efficace del terrapieno

Le curve di portanza, di sollecitazione e di deformazione dei pali sono estratte dalla Relazione Geotecnica dell'Opera.

6. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA

6.1. MODELLO DI CALCOLO

Per le analisi delle sollecitazioni delle travi principali vengono implementati tre modelli monodimensionali; ciascuno modella la trave con elementi beam ed è relativo ad una precisa fase della vita dell'opera. I modelli si differenziano per la rigidità della soletta collaborante con le travi metalliche come descritto sotto:

- FASE 1 – calcestruzzo fresco, modulo elastico nullo;
- FASE 2 – modulo di elasticità secante del calcestruzzo per azioni di breve durata;
- FASE 3 – modulo di elasticità del calcestruzzo ridotto per azioni permanenti.

Le sollecitazioni totali sulle travi longitudinali sono determinate sommando i contributi relativi alle 3 fasi di calcolo.

Per le analisi dei diaframmi e per calcolare in che modo si distribuiscono tra le travi principali i carichi presenti sull'impalcato si implementa un sottomodello che considera le possibili posizioni dei carichi concentrati lungo la sezione trasversale in modo da cogliere il massimo carico possibile per ciascuna trave combinando i carichi delle corsie che ci stanno compatibilmente con la larghezza della carreggiata. In questo sottomodello fatto con elementi beam, le travi longitudinali sono state modellate con delle molle che descrivono la flessibilità del ponte lungo lo sviluppo longitudinale.

Per le analisi delle sollecitazioni sulla soletta dell'impalcato è stata eseguita una modellazione agli elementi finiti di una porzione significativa del ponte. La soletta è modellata con elementi plate in appoggio sulle travi principali; tale modellazione permette la determinazione delle azioni interne nelle due direzioni principali in particolar modo per i carichi variabili concentrati in fase 2.

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state eseguite con l'ausilio del seguente programmi:

Straus 7 Release: 2.3.7

Implementato e sviluppato da:

G+D Computing

Suite 1 Level /, 541 Kent St,

Sydney NSW 2000 Australia

Tel +61 2 9264 2977

Fax +61 2 9264 2066

Email strand7@gd.com.au

Distribuito in Italia da:

HSH srl

Via N. Tommaseo 13,

35131 Padova Italia

Tel +39 049 875 2724

Fax +39 049 875 8747

Email hsh@iperv.it

I programmi vengono usati dalla scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo, tali da verificarne l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuarne eventuali vizi ed anomalie; a tal proposito si evidenzia che Il programma dispone di una serie di test riportati in un VERIFICATION MANUAL che contiene ben 144 test di validazione organizzati in modo sistematico per trattare la casistica delle applicazioni fondamentali del codice. Gli esempi sono strutturati sulla falsariga dei cosiddetti 'benchmark', utilizzando, ove esistenti, i problemi di riferimento proposti da organizzazioni internazionali ben note quali ad esempio la NAFEMS.

6.2. ANALISI DEI CARICHI

Si riporta di seguito in dettaglio l'analisi di tutti carichi considerati nel progetto del ponte in oggetto, sia in termini di azioni esterne che in termini di deformazioni impresse.

6.2.1. PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE

Il peso proprio degli elementi strutturali in cemento armato è stato valutato considerando un peso specifico del materiale pari a 25 kN/mc. Nei modelli di calcolo il peso proprio degli elementi in CA è etichettato con la sigla ***g₁***.

Il peso proprio degli elementi strutturali in carpenteria metallica è stato valutato considerando un peso specifico del materiale pari a 78.5 kN/mc. Nei modelli di calcolo il peso proprio degli elementi metallici è etichettato con la sigla ***P prop.***

6.2.2. CARICHI PERMANENTI PORTATI

Sulla parte centrale carrabile dell'impalcato è stato considerato un carico permanente portato distribuito dal valore medio pari a 3,30 kN/mq mentre sulle porzioni laterali adibite a marciapiede è stato considerato un carico permanente portato distribuito dal valore medio pari a 7.5 kN/mq.

Avendo assunto la soletta gettata con uno spessore costante al fine del calcolo dei pesi propri degli elementi strutturali, la porzione superiore gettata per dare la pendenza all'impalcato viene considerata all'interno dei carichi permanenti portati. Questa scelta è a favore di sicurezza perché nelle verifiche si trascura una porzione resistente della solette che viene computata come peso.

Nei modelli di calcolo il carico permanente portato è etichettato con la sigla ***g₂***.

6.2.3. DISTORSIONI E PRESOLLECITAZIONI DI PROGETTO

Considerata la geometria del cavalcavia che viene realizzato con due campate laterali più corte di quella centrale si poteva configurare la situazione in cui, per determinate combinazioni di carico, si verificava il sollevamento delle estremità delle travi dall'appoggio sulle spalle. Per impedire il sollevamento si è scelto di mettere in opera le travi metalliche con uno stato sollecitante dato da una deformata impressa in fase di posa. Questa deformata fa sì che sulle spalle ci sia una forza verso il basso maggiore di quella che si avrebbe nel caso in cui si dovesse trattenere l'estremità dal sollevamento dovuto ai carichi sull'impalcato. Per ottenere tale forza di compressione sulle spalle si costruiscono le travi con le estremità più basse di circa 10 cm rispetto alla posizione definitiva. Le travi vengono messe in opera appoggiate sulle pile e, successivamente, alzando le estremità sulle spalle fino a raggiungere la forza di compressione necessaria sugli appoggi in corrispondenza delle spalle.

Nei modelli di calcolo la presollecitazione di progetto è etichettata con la sigla **presoll**.

6.2.4. RITIRO E VISCOSITA'

Per la valutazione degli effetti del ritiro si è fatto riferimento al paragrafo # 11.2.10.6 delle Norme Tecniche, la deformazione assiale per ritiro è data dalla somma del ritiro per essiccamento e del ritiro autogeno: $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$.

Con un'umidità relativa RH=60% il ritiro a tempo infinito per essiccamento è di 0.000336 mentre il ritiro autogeno a tempo infinito vale 0.000041. Il ritiro totale vale: 0.000377

Per tenere in considerazione gli effetti della viscosità nel caso di azioni di lunga durata si considera un modulo di elasticità del calcestruzzo ridotto secondo la seguente espressione (NTC2008 #11.2.10.7) indicata nel paragrafo C4.1.2.2.5 della Circolare n°617:

$$E_{cc} = \frac{E_{cm}}{\varphi \cdot (\infty, t_0)}$$

Ne segue che il modulo elastico finale è calcolato come segue:

$$\varepsilon_{c,t=\infty} = \varepsilon_{c,0} + \varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_c}{E_{cm}} + \frac{\sigma_c}{\frac{E_{cm}}{\varphi \cdot (\infty, t_0)}} = \frac{\sigma_c}{\frac{E_{cm}}{1 + \varphi \cdot (\infty, t_0)}} \Rightarrow E_{c,t=\infty} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi \cdot (\infty, t_0)}$$

Il valore di modulo elastico per la valutazione delle sollecitazioni a tempo infinito dovute ai carichi permanenti ai cedimenti vincolari vale 11850 MPa.

Nei modelli di calcolo la sollecitazione dovuta al ritiro è etichettata con la sigla ε_2 .

6.2.5. VARIAZIONI TERMICHE

Le variazioni termiche sono state considerate nel progetto secondo quanto previsto nel paragrafo 5.1.3.2 delle Norme Tecniche per il quale si rimanda all'apposita sezione e secondo quanto previsto nella UNI EN 1991-1-5 mediante le due diverse condizioni di carico seguenti:

- Variazione uniforme +44°C e -36°C per una escursione totale di 80°C utilizzata per il calcolo delle deformazioni massime longitudinali nel dimensionamento dei giunti di dilatazione. Per determinare l'entità di tale variazione di temperatura si utilizza la temperatura minima e massima all'ombra fornita dal DM del 14-01-2008 al paragrafo 3.5 e tramite la figura 6.1 riportata dall'Eurocodice 1991-1-5 si determina la corrispondente temperatura della struttura che vale +49°C e -11°C per impalcato tipo 2. Per completare la definizione dell'escursione massima si tiene conto di una temperatura iniziale di 15°C e un contributo integrativo di 10°C per considerare le condizioni di calibratura dei giunti.
- Variazione di temperatura ±10°C tra soletta e tra vi principali metalliche utilizzata per schematizzare il gradiente di temperatura derivante dalla diversa esposizione ai raggi solari. Questa condizione è prevista nella UNI EN 1991-1-5 per ponti a struttura composta (riportata in EN 1991-1-5 figura 6.2b).

Per il calcolo delle sollecitazioni si considerano per i coefficienti di dilatazione termica dei materiali i seguenti valori:

$$\alpha_{CLS} = 10 \cdot \frac{10^{-6}}{C^{\circ}}$$

$$\alpha_{ACCIAIO} = 12 \cdot \frac{10^{-6}}{C^{\circ}}$$

$$\alpha_{ACCIAIO-CLS} = 12 \cdot \frac{10^{-6}}{C^{\circ}}$$

Nei modelli di calcolo la sollecitazione dovuta alla variazione termica è etichettata con la sigla ΔT .

6.2.6. CEDIMENTI VINCOLARI

Secondo le indicazioni fornite dalle elaborazioni geotecniche è ipotizzabile un cedimento differenziale verticale di ciascun gruppo di pali che sostengono le spalle e le pile di circa $L / 5000$ dove L è la lunghezza media di due campate adiacenti.

Considerando la lunghezza media delle due campate adiacenti (laterale e centrale) si ipotizza quindi un cedimento differenziale di circa 7.2 mm; tuttavia nelle relazioni geotecniche emerge anche che per l'attivazione della portata di ciascun gruppo di pali ci sia un cedimento di circa 2 cm; ipotizzando a favore di sicurezza che il cedimento totale di ciascun gruppo di pali sia pari a quello differenziale e maggiorando

questa quantità a favore di sicurezza per i calcoli delle sollecitazioni si assume che il cedimento differenziale massimo tra le fondazioni sia di 3 cm.

Nei modelli di calcolo la sollecitazione dovuta ai cedimenti vincolari è etichettata con la sigla **cv**.

6.2.7. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

Il ponte oggetto della relazione è classificato come ponte di I° categoria con riferimento a quanto prescritto nel D.M. del 14 gennaio del 2008. Per la determinazione dei parametri di sollecitazione massimi sono stati considerati i seguenti carichi mobili:

- carichi concentrati da 300 kN su due assi tandem, applicati su impronte di pneumatico quadrata di lato 0.4 m un carico uniformemente distribuiti di 9 kN/m²;
- una condizione di carico sulla seconda corsia analoga alla precedente ma con i carichi concentrati di 200 kN e un carico distribuito di 2.50 kN/m²;
- un carico distribuito di 5 kN/m² su tutte le superfici dei marciapiedi e dei cordoli che diventa di 2.5 kN/m² per le combinazioni con gli altri carichi variabili.

Questi carichi si riferiscono allo schema di carico 1 previsto nel paragrafo # 5.1.3.3.5 del DM del 14-01-2008.

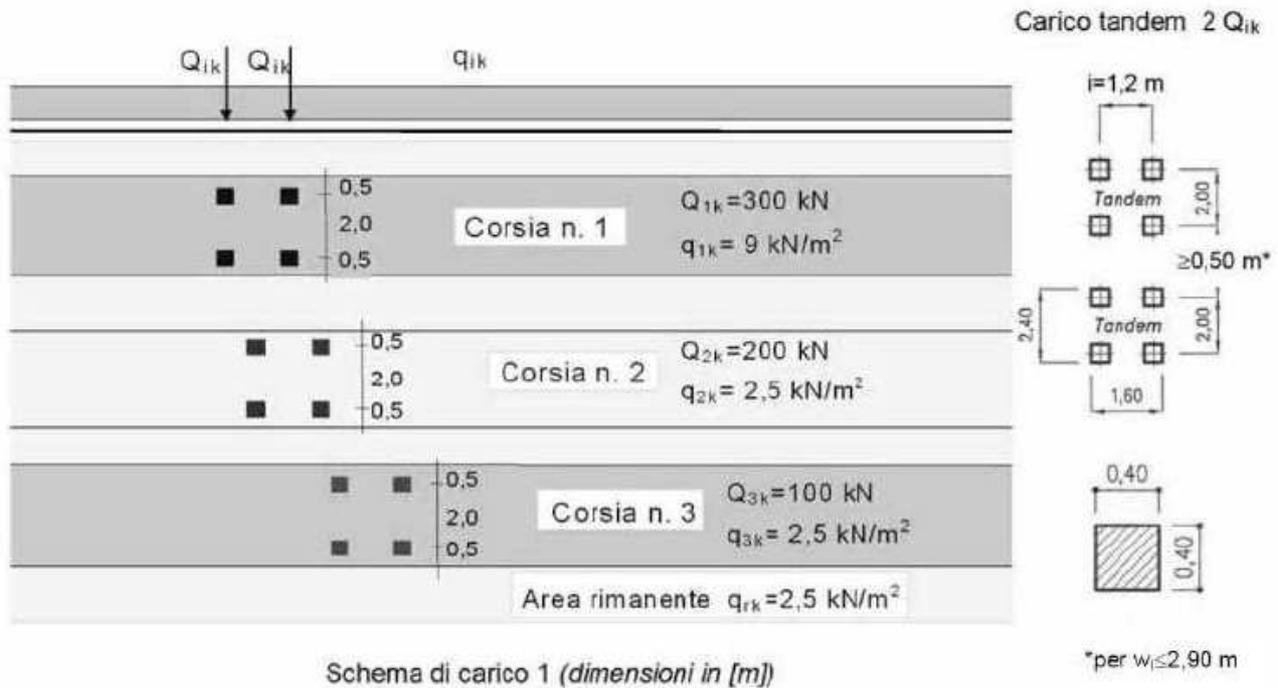


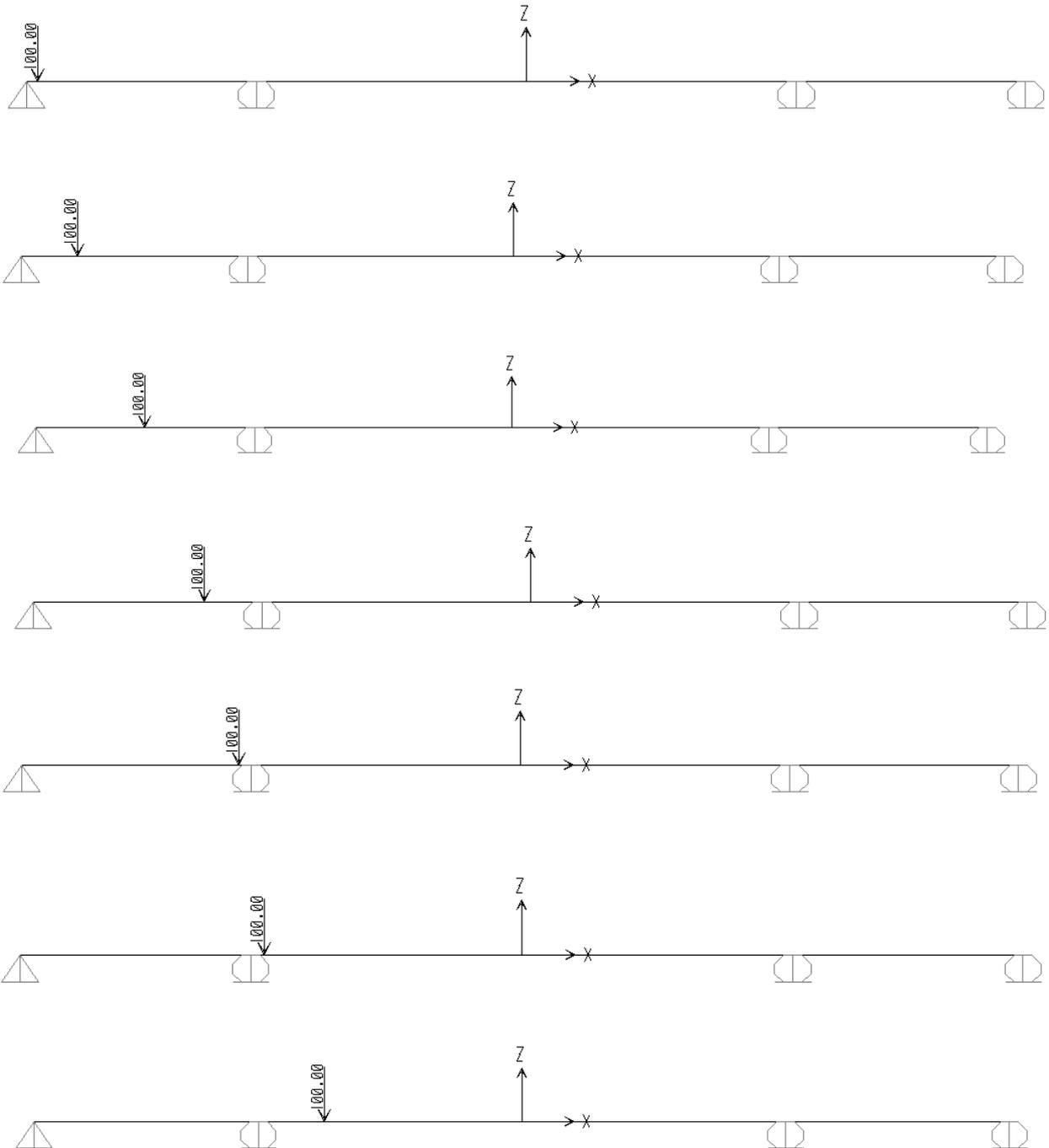
FIGURA 2 CARICHI DA TRAFFICO SULL'IMPALCATO

Le corsie di carico considerate sono 2 in quanto è il numero massimo compatibile con la larghezza della parte carrabile del ponte.

Per massimizzare le sollecitazioni i carichi distribuiti sono stati considerati agenti anche con una distribuzione a scacchiera sia in senso trasversale che longitudinale.

Tutti i carichi mobili sono stati combinati per massimizzare le diverse sollecitazioni negli elementi che compongono il ponte.

Si riportano alcune immagini che chiariscono la distribuzione dei carichi variabili sull'impalcato:



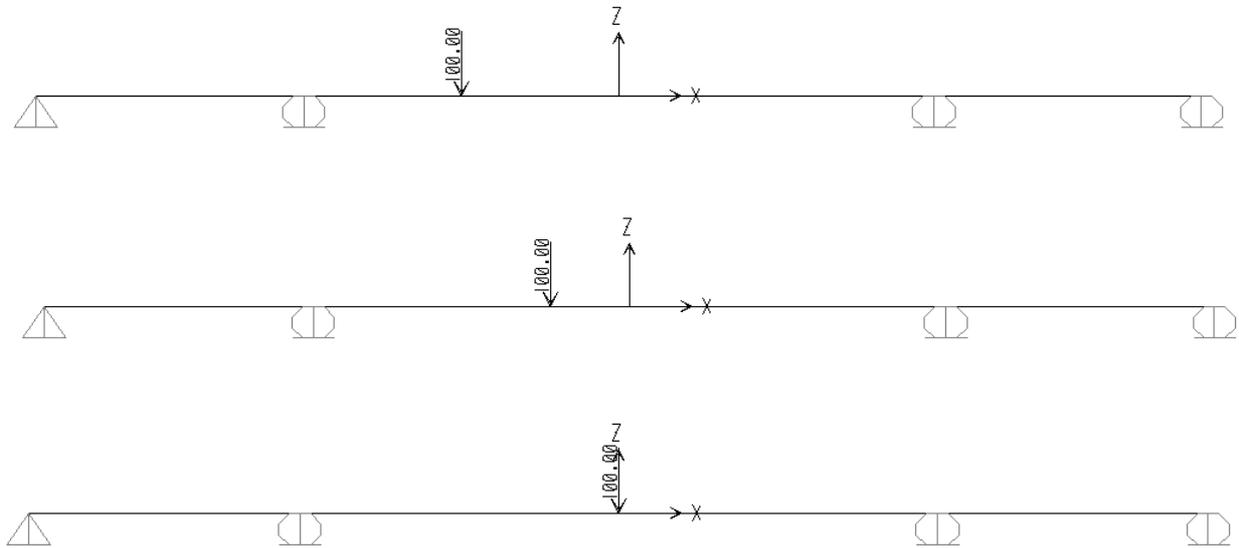


FIGURA 3 POSIZIONI DEI CARICHI CONCENTRATI VARIABILI DA TRAFFICO

Per il calcolo delle sollecitazioni dovute al carico variabile da traffico si considerano le posizioni illustrate sopra lungo ciascuna trave longitudinale; il carico concentrato è stato inserito come una forza concentrata al posto di due forze in corrispondenza degli assi del mezzo equivalente, questa scelta è a favore di sicurezza in quanto considera una concentrazione maggiore delle sollecitazioni; nel modello delle travi longitudinali viene inserito un carico concentrato di 100 kN che viene poi amplificato in funzione di quanto si distribuisce il carico sull'impalcato tra le travi metalliche. Per stabilire quanto carico concentrato compete a ciascuna trave si implementa un sottomodulo che considera le possibili posizioni dei carichi concentrati lungo la sezione trasversale in modo da cogliere il massimo carico possibile per ciascuna trave combinando i carichi delle corsie che ci stanno compatibilmente con la larghezza della carreggiata.

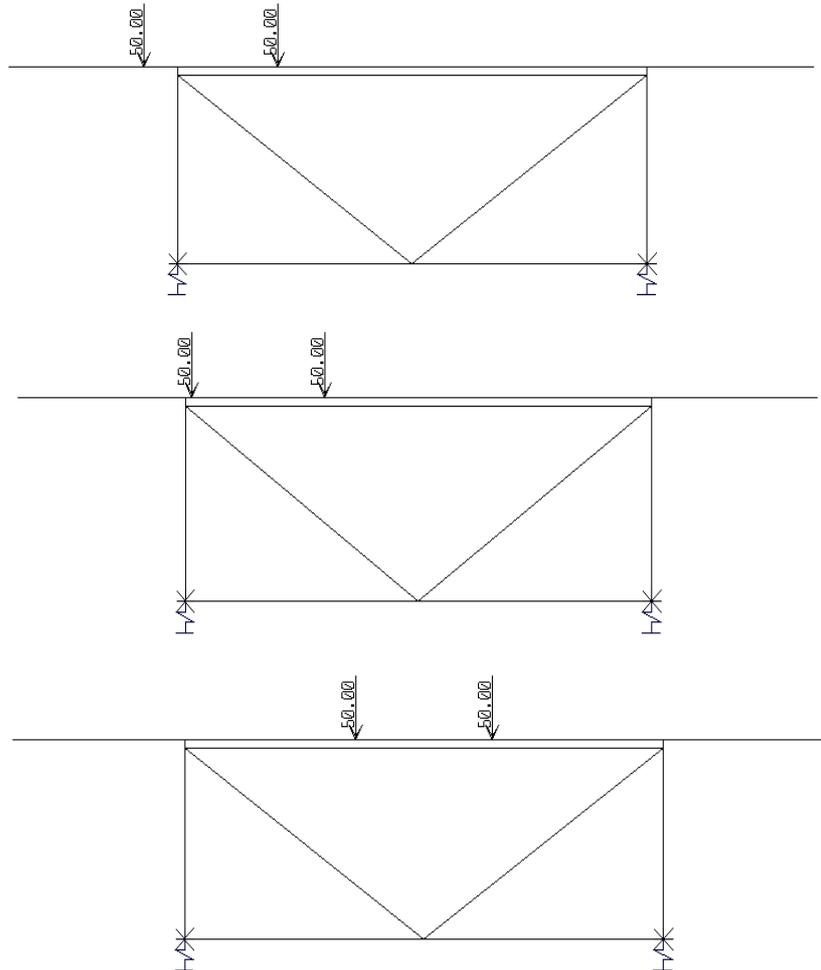


FIGURA 4 DISTRIBUZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI CONCENTRATI DA TRAFFICO

Per cogliere in maniera precisa la distribuzione delle forze, le travi longitudinali sono state modellate con delle molle che descrivono la flessibilità del ponte lungo lo sviluppo longitudinale.

Nelle combinazioni considerate per il calcolo delle sollecitazioni nelle travi longitudinali sono stati amplificati i carichi concentrati considerando il massimo carico che si può attribuire a ciascuna trave in funzione delle posizioni delle impronte lungo la sezione trasversale e delle differenti rigidità delle molle.

Sulla trave laterale si scarica al massimo il 85% del carico concentrato della prima corsia paria 600 kN più il 40% del carico concentrato della seconda corsia paria 400 kN per un totale di:

$$F = 0.85 \cdot 600 \cdot kN + 0.40 \cdot 400 \cdot kN = 670 \cdot kN$$

Quindi il carico concentrato nel modello della trave viene amplificato di 6.70 volte.

Analogamente a quanto fatto per i carichi concentrati è stato fatto per i carichi distribuiti, a titolo di esempio si riporta la scacchiera dei carichi variabili da traffico lungo lo sviluppo longitudinale del ponte:

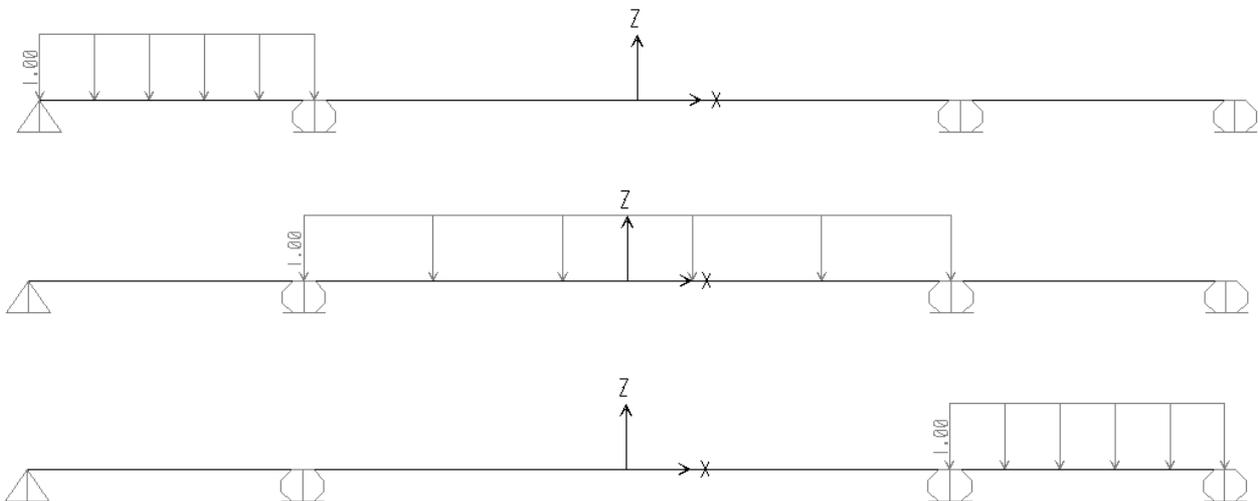


FIGURA 5 DISTRIBUZIONE A SCACCHIERA DEI CARICHI DISTRIBUITI DA TRAFFICO

In questo caso il carico distribuito unitario sulla trave laterale viene amplificato di 28.75 volte.

La soletta che appoggia sulle travi e collabora con esse a resistere ai carichi applicati viene verificata con dei sottomodelli specifici in modo da valutare la diffusione dei carichi da traffico (soprattutto quelli concentrati). Si riportano alcune immagini del modello con le impronte di carico concentrato da traffico:

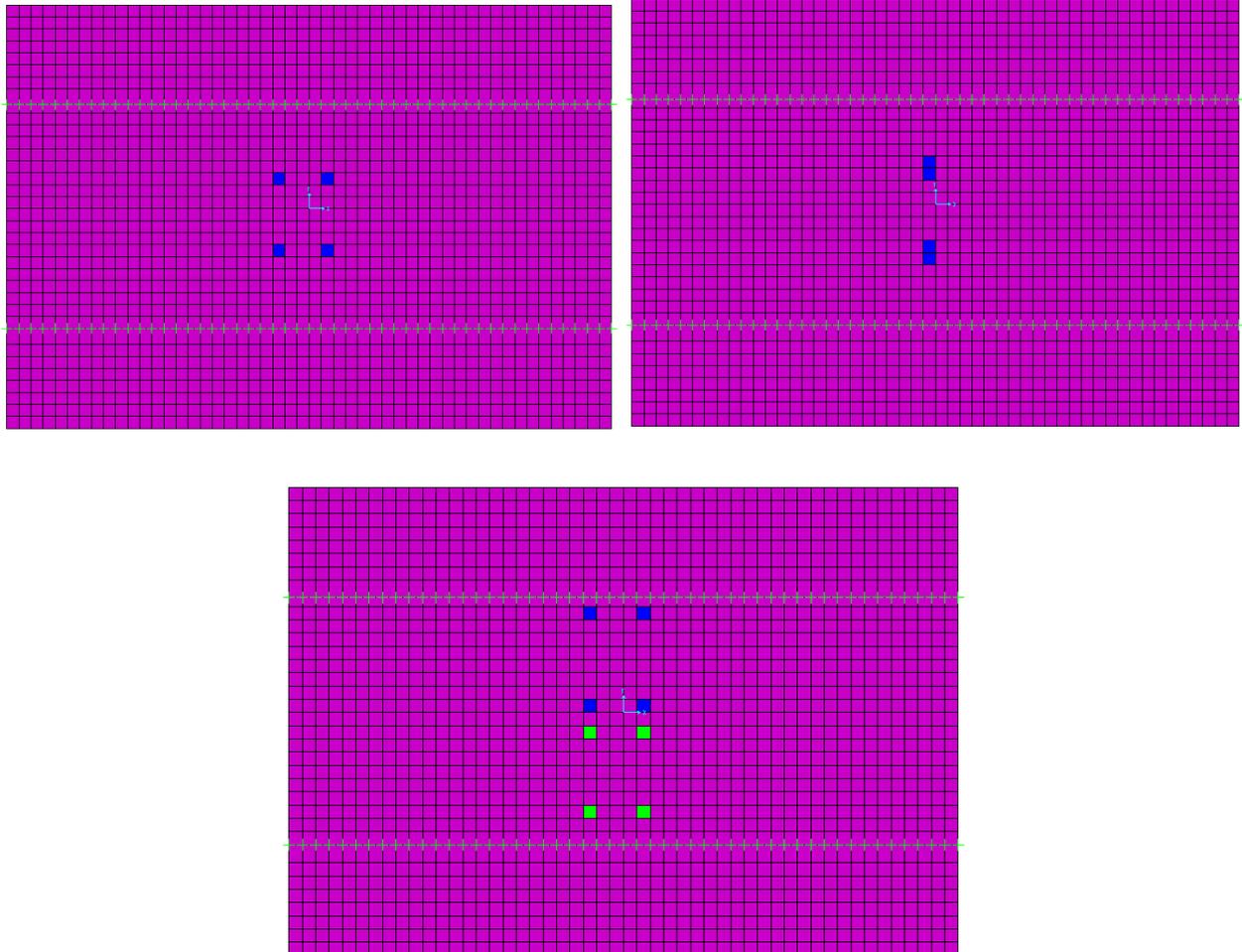


FIGURA 6 IMPRONTE DI CARICO CONCENTRATO

6.2.8. INCREMENTO DINAMICO ADDIZIONALE

Per calcolare le sollecitazioni in corrispondenza dei punti di discontinuità è stata considerata la condizione di carico che prevede un carico concentrato su un solo asse pari a 400 kN da incrementare con un coefficiente β_Q che varia tra 1.3 e 1.0 in una fascia compresa tra 0 m e 6 m dal punto di discontinuità.

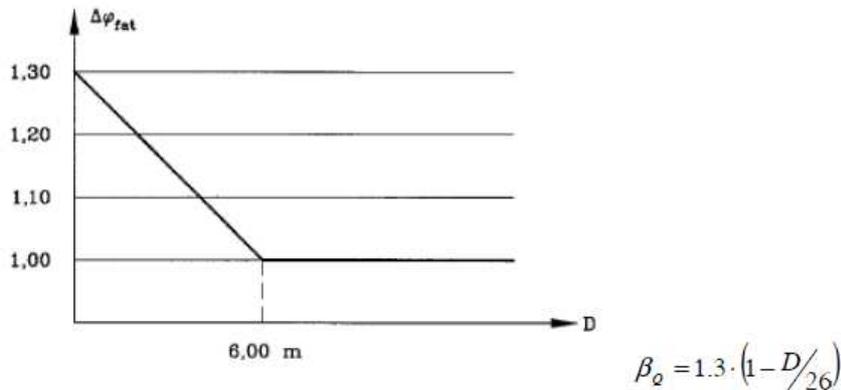


FIGURA 7 DISTRIBUZIONE DELL'INCREMENTO DINAMICO DEI CARICHI DA TRAFFICO

6.2.9. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE

La forza longitudinale di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n° 1. Tale forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata.

$$180 \cdot kN \leq 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \cdot kN$$

$$180 \cdot kN \leq 0.6 \cdot (2 \cdot 300 \cdot kN) + 0.10 \cdot 9 \cdot \frac{kN}{mq} \cdot 3.0 \cdot m \cdot 97 \cdot m = 622 \cdot kN \leq 900 \cdot kN$$

6.2.10. AZIONE CENTRIFUGA

Data lo sviluppo planimetrico rettilineo dell'asse stradale in corrispondenza del manufatto in oggetto, la forza centrifuga risulta nulla.

6.2.11. AZIONE DEL VENTO

Si determina di seguito la pressione esercitata dal vento in funzione della localizzazione del sito ove sorge la costruzione, dell'altitudine sul livello del mare, della rugosità del terreno e dell'altezza sul suolo del ponte.

Per il calcolo dell'azione trasversale totale si analizzano due situazioni limite:

- Vento a ponte scarico con superficie esposta pari all'altezza delle travi principali;
- Vento nella zona provvista di barriere laterali con superficie esposta pari all'altezza di 3 m; questa altezza corrisponde anche alla situazione di ponte carico con i mezzi pensanti in transito.

Il sito in cui si realizza la struttura ricade nella zona 2 caratterizzata dai seguenti parametri:

- velocità di riferimento $v_{b,0} = 25 \cdot \frac{m}{s}$
- altitudine di riferimento: $a_0 = 750 \cdot m$
- $K_a = 0.015 \cdot \frac{1}{s}$

La velocità del vento non subisce incrementi per l'altitudine del sito che risulta ad una quota media di circa 15 m sul livello del mare, che è inferiore a quella di riferimento ma la si incrementa con un coefficiente $\alpha_R = 1.039$ per tener conto di un tempo di ritorno di 100 anni.

Il coefficiente $\alpha_R = 1.039$ è determinato con l'espressione prevista dalla Circolare 617 del 2 febbraio 2009:

$$\alpha_R = 0.75 \cdot \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} = 0.75 \cdot \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{100} \right) \right]} = 1.039$$

La velocità del vento e il carico di riferimento risultano:

$$v_b = v_{b,0} \cdot \alpha_R = 25 \cdot \frac{m}{s} \cdot 1.039 = 25.98 \cdot \frac{m}{s}$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 422 \cdot \frac{N}{m^2}$$

Con una classe di rugosità del terreno **D** (aree prive di ostacoli, aperta campagna, aree agricole) e una distanza dal mare maggiore a 30 km e una quota inferiore ai 750 m la categoria di esposizione è la II caratterizzata dai parametri:

- $k_r = 0.19$
- $z_0 = 0.05 \cdot m$
- $z_{\min} = 4.0 \cdot m$

Il coefficiente di esposizione è costante al di sotto della z_{\min} e varia in maniera logaritmica con l'aumentare della quota. Si considera a favore di sicurezza che il coefficiente sia costante e pari al valore che assume in sommità:

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left(7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right) = 0.19^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{12}{0.05}\right) \cdot \left(7 + 1 \cdot \ln\left(\frac{12}{0.05}\right)\right) = 2.47$$

Con il coefficiente di esposizione è possibile calcolare il carico da vento:

$$q = q_b \cdot c_e \cdot c_d = 422 \cdot \frac{N}{m^2} \cdot 2.47 \cdot 1 = 1042 \cdot \frac{N}{m^2}$$

Il coefficiente di forma c_p vale:

$$c_p = -0.4 \quad \text{se} \quad \alpha \leq +20^\circ$$

$$c_p = +0.8 \quad \text{se} \quad \alpha \leq +60^\circ$$

Il carico dovuto al vento vale per le superfici sopravvento vale

$$q = q_b \cdot c_e \cdot c_d \cdot c_p = 422 \cdot \frac{N}{m^2} \cdot 2.47 \cdot 1 \cdot 0.8 = 0.834 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Il carico dovuto al vento vale per le superfici sottovento vale

$$q = q_b \cdot c_e \cdot c_d \cdot c_p = 422 \cdot \frac{N}{m^2} \cdot 2.47 \cdot 1 \cdot 0.4 = 0.417 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

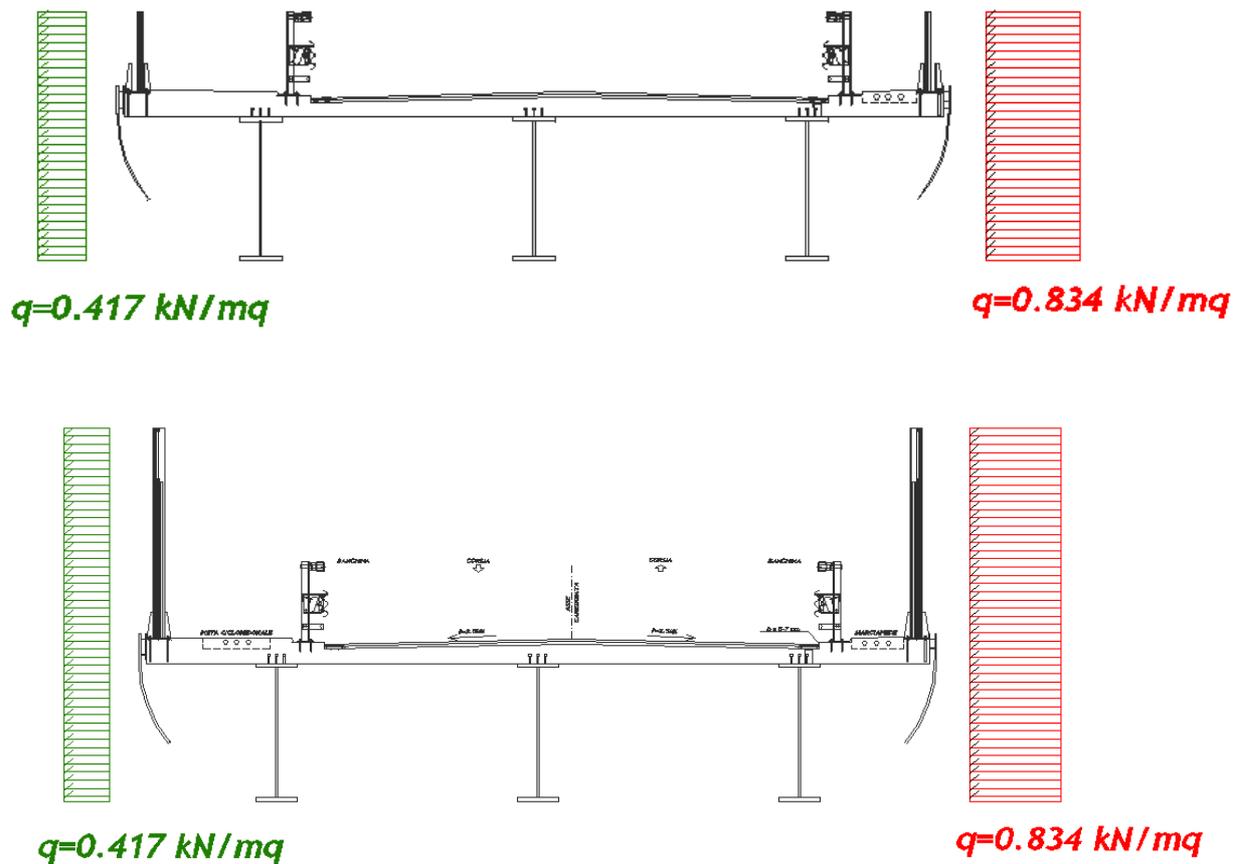


FIGURA 8 SCHEMI DEL CARICO DA VENTO

Per il calcolo delle sollecitazioni dovute al vento si considera una superficie esposta al vento di altezza complessiva minima di 3.0 m e massima di 6.0 m. L'altezza minima è relativa alla situazione con il ponte scarico senza barriere antirumore mentre quella massima considera la colonna di carico alta 3 m (si considera la stessa altezza di 3 m nel caso in cui sia presente la barriere antirumore). Il carico lineare complessivo sul ponte considerando la pressione e la depressione vale:

$$q_{\text{ponte scarico}} = \left(0.834 \cdot \frac{kN}{m^2} + 0.417 \cdot \frac{kN}{m^2} \right) \cdot 3.0 \cdot m = 3.75 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$q_{\text{ponte con barriere}} = \left(0.834 \cdot \frac{kN}{m^2} + 0.417 \cdot \frac{kN}{m^2} \right) \cdot 6.0 \cdot m = 7.50 \cdot \frac{kN}{m}$$

6.2.12. CARICO DA NEVE

Il sito in cui si realizza la struttura ricade nella Zona II Il valore caratteristico del carico da neve per questa area vale:

$$q_{sk} = 1.00 \cdot \frac{kN}{m^2} \text{ per } a < 200 \text{ m.s.l.m.}$$

Il carico da neve non è incrementato per la quota altimetrica del sito perché è inferiore alla quota di riferimento di 200 m sul livello del mare ma lo si incrementa con un coefficiente $\alpha_R = 1.128$ per tener conto di un tempo di ritorno di 100 anni.

Il coefficiente $\alpha_R = 1.128$ è determinato con l'espressione prevista dalla UNI 1991-1-3 – Appendice D:

$$\alpha_R = \frac{1 - V \cdot \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot \left[\ln \cdot \left(- \ln \cdot \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right) + 0.57722 \right]}{1 + 2.5923 \cdot V} = 1.128$$

Con:

$V = 0.6$ coefficiente di variazione dei massimi annuali

$T_R = 100$ anni

Il carico da neve sulla struttura è valutato mediante l'espressione:

$$q_s = \mu_1 \cdot q_{ref} = 0.8 \cdot (1.00 \cdot 1.128) \cdot \frac{kN}{m^2} = 0.90 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Dato che il carico neve è inferiore a quello da traffico e non viene combinato con quest'ultimo, è quindi possibile trascurare l'azione della neve.

6.2.13. AZIONI SISMICHE

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Tale valore è definito in termini di accelerazione massima attesa.

Per definire l'azione sismica alla quale è soggetta la struttura è necessario individuare la posizione del sito all'interno del reticolo nazionale di riferimento oltre che la categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche.

L'opera oggetto della presente relazione è sita ad una latitudine di $N+44^\circ 47' 41.29''$ e ad una longitudine $E +11^\circ 33' 41.48''$ e si trova su un terreno di classe **D** come si evince dalla relazione geotecnica, inoltre la struttura non si trova in prossimità di creste o pendii pertanto ricade nella categoria topografica T1 caratterizzata da un coefficiente di amplificazione topografico $S_T = 1$.

Le forme spettrali sono definite dalla normativa in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR a partire dai seguenti parametri su sito di riferimento rigido:

- a_g accelerazione massima al sito;

- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione

La vita di riferimento della struttura è stata calcolata secondo le indicazioni della tabella 2.4.I del D.M del 14 gennaio 2008 assumendo una vita nominale di 100 anni e secondo la tabella 2.4.II del D.M del 14 gennaio 2008 utilizzando il coefficiente d'uso 2 relativo alla classe d'uso IV.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite considerati sono i seguenti:

agli stati limite ultimi per le strutture

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 associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte di resistenza e rigidità per azioni verticali e margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

agli stati limite ultimi per gli apparecchi di appoggio

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ad esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite di esercizio adottati sono i seguenti:

Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti al suo funzionamento, subisce danni tali da non mettere a rischi gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile per nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

SLV – Periodo di ritorno di 1898 anni

$$a_g = 0.258 \cdot g$$

$$F_0 = 2.468$$

$$T_C^* = 0.287 \cdot s$$

SLC – Periodo di ritorno di 2475 anni

$$a_g = 0.286 \cdot g$$

$$F_0 = 2.441$$

$$T_C^* = 0.291 \cdot s$$

SLD – Periodo di ritorno di 201 anni

$$a_g = 0.102 \cdot g$$

$$F_0 = 2.574$$

$$T_C^* = 0.271 \cdot s$$

Queste terne di parametri sono stati definiti facendo la media pesata della posizione del sito rispetto ai 4 punti del reticolo di riferimento. I dati sono ottenuti con l'espressione:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

I punti del reticolo presi in considerazione per calcolare la media pesata dei 3 parametri sono il 15401, il 15402, il 15623 e il 15624. Si mostra la posizione del sito in cui viene realizzato il ponte in relazione ai 4 punti del reticolo di riferimento:



FIGURA 9 POSIZIONE DEL SITO SUL RETICOLO NAZIONALE

Poiché nella Tabella 1 dell'allegato B del D.M. del 14 gennaio 2008 i dati sono riportati per nove valori del periodo di ritorno (T_R 30 anni, 50 anni, 72 anni, 101 anni, 140 anni, 201 anni, 475 anni, 975 anni e 2475 anni) per poter calcolare i valori dei parametri da mediare al tempo di ritorno necessario si interpola con l'espressione:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

Per il sito in cui si realizza il ponte i parametri a_g , F_0 e T_C^* valgono:

TR [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0.039	2.547	0.256
50	0.051	2.469	0.271
72	0.060	2.495	0.279
101	0.073	2.529	0.272
140	0.085	2.613	0.264
201	0.102	2.574	0.271

475	0.148	2.590	0.271
975	0.199	2.537	0.278
2475	0.286	2.441	0.291

Per gli stati limite considerati i parametri che definiscono lo spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali sono i seguenti:

	SLD	
P_{Vr} =	63	%
T_R =	201	anni
a_g =	0.102	g
F₀ =	2.574	
T_C* =	0.271	s
S_s =	1.800	
S =	1.800	
η =	1.000	
C_C =	2.403	
T_B =	0.217	s
T_C =	0.650	s
T_D =	2.007	s

	SLV	
$P_{Vr} =$	10	%
$T_R =$	1898	anni
$a_g =$	0.258	g
$F_0 =$	2.468	
$T_C^* =$	0.287	s
$S_S =$	1.444	
$S =$	1.444	
$\eta =$	1.000	
$C_C =$	2.332	
$T_B =$	0.223	s
$T_C =$	0.670	s
$T_D =$	2.633	s

	SLC	
$P_{Vr} =$	5	%
$T_R =$	2476	anni
$a_g =$	0.286	g
$F_0 =$	2.441	
$T_C^* =$	0.291	s
$S_S =$	1.352	
$S =$	1.352	
$\eta =$	1.000	
$C_C =$	2.317	
$T_B =$	0.225	s
$T_C =$	0.674	s
$T_D =$	2.745	s

I tre spettri di risposta corrispondenti ai parametri riportati sopra sono:

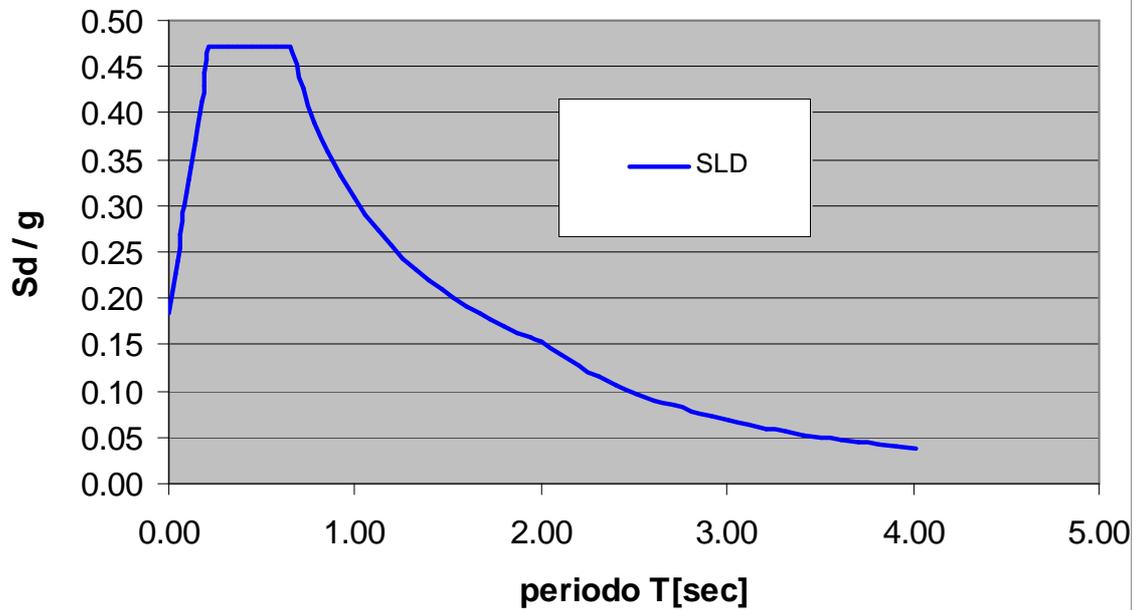


FIGURA 10 SPETTRO DI RIEPSOSTA ELASTICO - ACCELERAZIONE ORIZZONTALE ALLO SLD

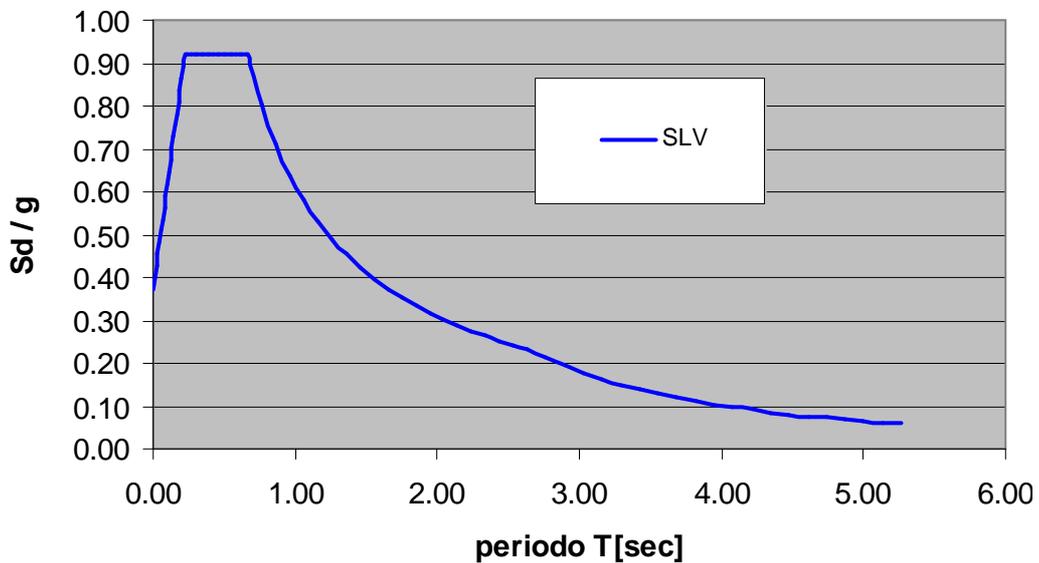


FIGURA 11 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO – ACCELERAZIONE ORIZZONTALE ALLO SLV

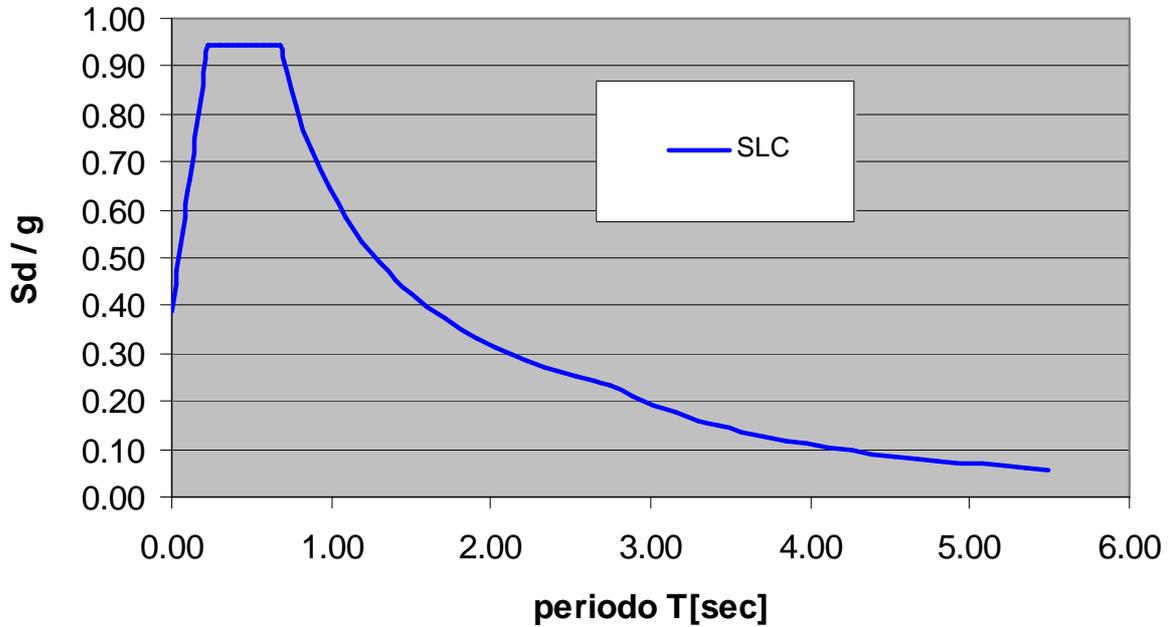


FIGURA 12 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO – ACCELERAZIONE ORIZZONTALE ALLO SLC

Per il dimensionamento degli apparecchi di appoggio e dei giunti si fa uso di spettri di risposta in spostamento come quelli riportati sotto e derivati dai dati illustrati in precedenza e calcolati con uno smorzamento del 15% dovuto alla natura degli appoggi delle travi:

**Spettro di risposta elastico in spostamento
 in [mm]**

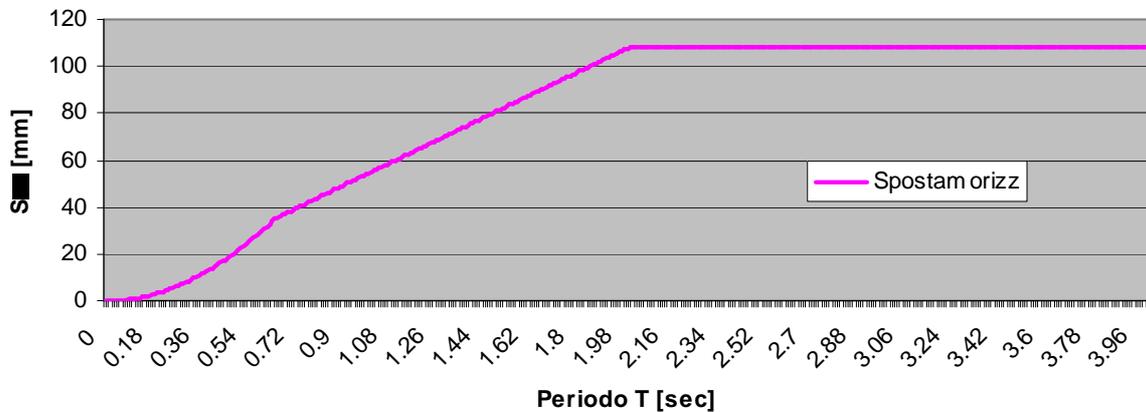


FIGURA 13 SPETTRO DI RISPOSTA IN SPOSTAMENTO ORIZZONTALE ALLO SLD

**Spettro di risposta elastico in spostamento
 in [mm]**

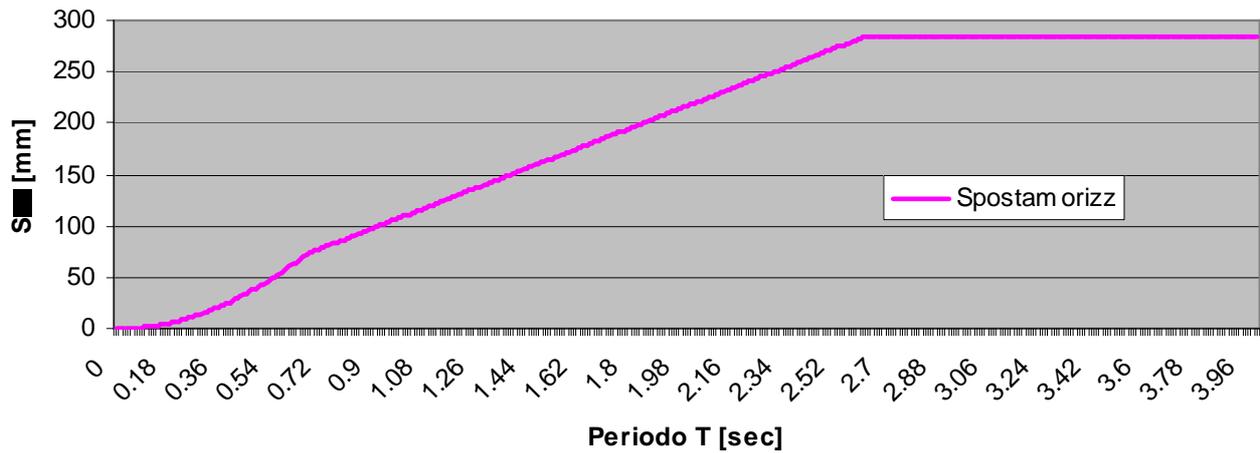


FIGURA 14 SPETTRO DI RISPOSTA IN SPOSTAMENTO ORIZZONTALE ALLO SLV

**Spettro di risposta elastico in spostamento
 in [mm]**

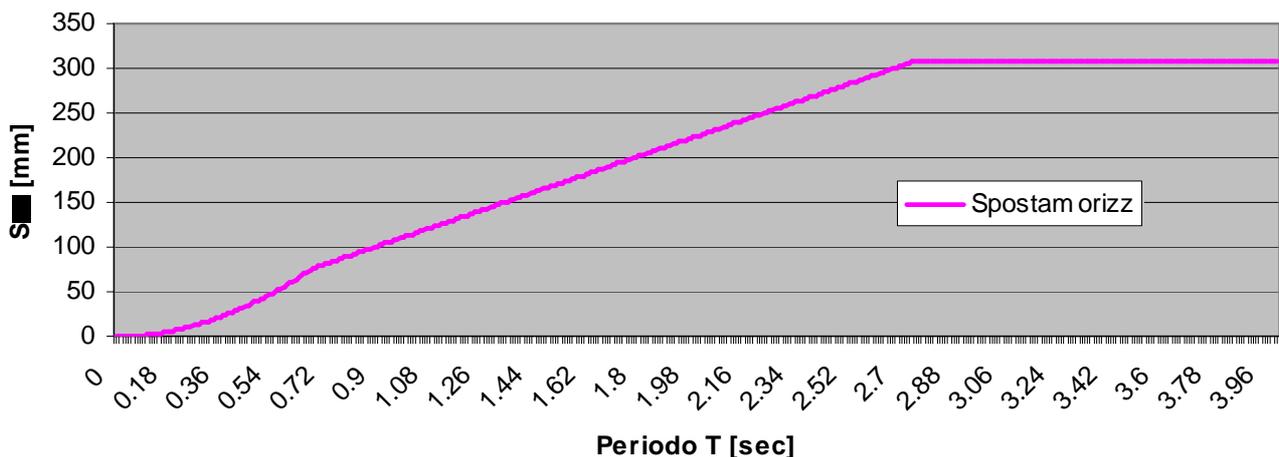


FIGURA 15 SPETTRO DI RISPOSTA IN SPOSTAMENTO ORIZZONTALE ALLO SLC

Questi spettri sono stati utilizzati per calcolare le sollecitazioni dovute al sisma. L'azione del sisma orizzontale viene considerata agente in due direzioni ortogonali con due combinazioni. La prima combinazione considera le sollecitazioni in una direzione e il 30 % delle sollecitazioni dovute

all'accelerazione nella direzione ortogonale la seconda combinazione inverte le percentuali delle accelerazioni.

La componente verticale del sisma non è stata considerata per il dimensionamento delle strutture portanti in virtù del fatto che il sito in cui viene realizzato il ponte ricade nella zona 3 (# 3.2.3.1 D.M 14 gennaio 2008 e #7.2.1 D.M 14 gennaio 2008).

La spinta delle terre dovuta al sisma è calcolata secondo quanto riportato nel D.M. del 14 gennaio 2008 al capitolo # 7.11. la spinta a tergo dei muri viene calcolata come una quota parte del peso W del volume di terreno potenzialmente instabile con i metodi pseudostatici (formulazione di Mononobe-Okabe).

6.2.14. URTI

La forza dovuta all'urto dei veicoli contro le pile è determinata dalla Tabella 3.6.III delle Norme Tecniche e vale:

Direzione parallela al senso di marcia $F_{d,x} = 1000 \cdot kN$

Direzione ortogonale al senso di marcia $F_{d,x} = 0.5 \cdot F_{d,x} = 500 \cdot kN$

Il punto di applicazione della forza dovuta all'urto è a 3.4 m dalla base delle pile.

La forza dovuta all'urto dei veicoli contro elementi strutturali orizzontali al di sopra della strada è determinata nel # 3.6.3.3.1 delle Norme Tecniche e vale:

$$F = r \cdot F_{d,x} = r \cdot 1000 \cdot kN$$

Con r compreso tra 0 e 1 per altezze comprese tra 6 m e 5 m rispettivamente; per valori intermedi di altezze si interpola linearmente. L'altezza minima prevista per i manufatti sopra l'autostrada è di 5.50 m pertanto la forza ha un valore compreso nell'intervallo $[0 \div 500]$ kN.

6.2.15. CARICO DA FATICA

Per il calcolo delle sollecitazioni da fatica per vita illimitata della struttura si assume lo schema di carico 1 di seguito illustrato con una riduzione dei carichi concentrati del 30% e con una riduzione dei carichi distribuiti del 70% ottenendo così i valori riportati di seguito:

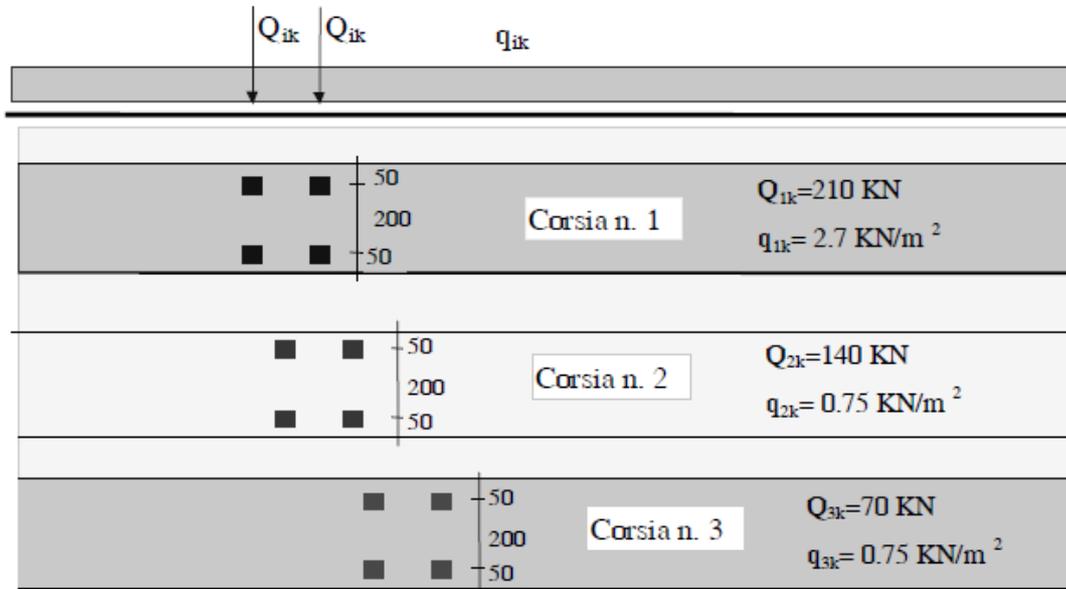


FIGURA 16 CARICHI PER L'ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI A FATICA

6.3. COMBINAZIONI DI CARICO

I singoli carichi precedentemente determinati vengono combinati in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto dalla normativa.

Le combinazioni di carico si differenziano a seconda dello stato limite considerato.

Le verifiche di resistenza sono condotte con le combinazioni previste per gli stati limite ultimi mentre le restanti sono condotte mediante le combinazioni previste per gli stati limite di esercizio.

Ciascuna combinazione di azioni è caratterizzata da precisi coefficienti di combinazione. Nelle combinazioni impiegate per le verifiche agli stati limite ultimi sono inoltre presenti i coefficienti parziali di sicurezza che dipendono dal tipo di azione considerata.

Le azioni considerate sono combinate con la formulazione seguente:

$$S_{d_SLU} = \gamma_{G1} \cdot P \text{ Prop} + \gamma_{G1} \cdot g_1 + \gamma_{G2} \cdot g_2 + \gamma_{\epsilon} \cdot \epsilon_2 + \gamma_{\epsilon} \cdot cv + \gamma_{\epsilon} \cdot Pr \text{ esoll} + \\ + \gamma_{Qi} \cdot \psi_i \cdot Q_{k,i} + \gamma_{Qi} \cdot \psi_i \cdot q_{k,i} + \gamma_{\Delta T} \cdot \Delta T$$

$$S_{d_SLE} = P Pr op + g_1 + \psi_i \cdot g_2 + \psi_i \cdot \varepsilon_2 + \psi_i \cdot cv + \psi_i \cdot Pr esoll + \\ + \psi_i \cdot Q_{k,i} + \psi_i \cdot q_{k,i} + \psi_i \cdot \Delta T$$

I coefficienti utilizzati nel combinare i carichi sono quelli previsti nel DM del 14-01-2008 e che vengono riportati sotto:

		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

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_5	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
Neve q_5	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Temperatura	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_k	0,6	0,6	0,5

Per i carichi permanenti portati sono stati utilizzati gli stessi coefficienti previsti per i pesi propri in quanto sono compiutamente definiti. Al fine di considerare il reale comportamento della struttura l'analisi strutturale,

e quindi la combinazione delle sollecitazioni, è stata condotta considerando tre fasi distinte della vita dell'opera:

- Fase 1: in questa fase la struttura portante è data dalle sole membrature in acciaio, i carichi considerati sono il peso proprio della carpenteria metallica e della soletta.
- Fase 2: in questa fase la struttura portante è quella composta sia dalle travi in acciaio che dalla soletta e sono considerati tutti i carichi variabili comprese le variazioni termiche.
- Fase 3: in questa fase si considerano gli effetti della viscosità e del ritiro che si hanno a tempo infinito sulla struttura.

Per le verifiche in condizioni sismiche si considera la seguente combinazione dei carichi:

$$S_{Sisma} = E_{(x,y)} + PPr op + G_1 + G_2 + \psi \cdot \varepsilon + \psi_{2i} \cdot Q_{k,i}$$

Con:

$E_{(x,y)}$ = azione sismica

$\psi_{2i} = 0.0$ come prescritto nel DM del 14-01-2008 # 5.1.3.8.

L'azione sismica è stata calcolata secondo le indicazioni del § 5.1.3.8 secondo il quale le masse associate ai carichi da traffico sono di regola nulle e dove si rimanda al § 3.2.4 solo in caso in casi particolari; i casi particolari indicati dalle Norme Tecniche sono ad esempio le zone di traffico intenso mentre secondo la EN-1998-2:2005 sono i ponti autostradali o le strade di importanza nazionale (si veda la Nota al § 4.1.2 (4)), tutti casi diversi dal manufatto in oggetto. I dati di traffico in possesso della committenza inoltre, evidenziano valori bassi del flusso di traffico per le opere in oggetto pertanto si ha una conferma sulla scelta di assumere come coefficiente di combinazione $\psi_{2i} = 0.0$ per la determinazione dell'azione sismica.

Nel § 2.5.3 si riporta la combinazione sismica da impiegare per le verifiche allo SLU e allo SLE e il coefficiente di combinazione da usare per i variabili è ψ_{2i} , tale coefficiente assume valore nullo per le azioni da traffico così come indicato nella Tabella 5.1.VI riportata nel § 5.1.3.12. Le indicazioni del § 5.1.3.8 sono congruenti con quanto riportato al § 5.1.3.12 e § 2.5.3.

Una norma di comprovata validità quale è l'Eurocodice 8 (EN-1998-2:2005) al § 4.1.2(1) e (4) indica che le azioni da considerare nella modellazione sismica sono quelle dei carichi permanenti assunti con i loro valori

caratteristici e i carichi da traffico assunti con il loro valore quasi permanente uguale a $\psi_{2j} Q_{k,1}$ con $\psi_{2j} = 0$ per ponti con normali condizioni di traffico come è il caso del manufatto in questione; la stessa norma al § 5.5 (1) indica per la combinazione sismica di assumere il carico caratteristico dell'azione da traffico scalato con il fattore ψ_{2j} .

L'Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1998 – 2 e approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 24/09/2010, indica che per i ponti stradali il coefficiente ψ_{2j} ha generalmente valore nullo confermando quanto indicato nell'Eurocodice 8 e solo per ponti con severe condizioni di traffico, o dove esplicitamente richiesto, è da adottare $\psi_{2j} = 0.2$.

Anche la norma di comprovata validità quale è l'Eurocodice 0 (EN 1990 – Annesso A2) nella Tabella A2.1 riporta per la condizione quasi permanente il valore del coefficiente di combinazione $\psi_{2j} = 0$ per i carichi da traffico.

I valori contenuti in questa tabella sono suscettibili di possibili modifiche a livello nazionale ma nell'Appendice nazionale contenente i parametri nazionali all'Appendice A2 della UNI-EN-1990, approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 24/09/2010, si indica che i valori raccomandati sono proprio quelli riportati dalla tabella citata in precedenza.

Per l'analisi sismica quindi non avendo avuto esplicite richieste in merito al valore di ψ_{2j} , essendo in condizioni di carico non severe e sulla base delle indicazioni contenute nelle norme citate sopra è stato assunto il coefficiente $\psi_{2j} = 0$.

6.4. ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Come accennato nel capitolo delle combinazioni di carico l'analisi strutturale dell'opera è stata eseguita considerando tre distinte fasi di vita del ponte a partire dal getto della soletta dell'impalcato:

- FASE 1 – la struttura portante dell'impalcato è rappresentata dalle sole membrature metalliche, il getto fresco della soletta rappresenta un carico;
- FASE 2 – la struttura portante è rappresentata sia dalle membrature metalliche che dalla soletta collaborante, si considerano tutti i carichi variabili di breve durata;

- FASE 3 – si considerano gli effetti a lungo termine a causa della viscosità e del ritiro del calcestruzzo della soletta collaborante, si considerano tutti i carichi di lunga durata.

Le azioni sollecitanti totali e le relative verifiche verranno condotte considerando i contributi delle tre fasi. Per poter considerare il diverso comportamento dell'opera durante le diverse condizioni sono stati implementati tre diversi modelli caratterizzati da inerzie delle sezioni differenti in base al contributo che in quella specifica fase può dare la soletta gettata di calcestruzzo.

In ogni fase i carichi sull'opera sollecitano le strutture e le verifiche sono condotte sommando su ogni elemento le tensioni date da queste sollecitazioni per ciascuna fase.

6.4.1. SOLETTA DELL'IMPALCATO

Le azioni sollecitanti interne la soletta dell'impalcato sono state determinate mediante una modellazione agli elementi finiti di una porzione significativa del ponte. Tale modellazione permette infatti la determinazione delle azioni interne nelle due direzioni principali in particolar modo per i carichi variabili concentrati in fase 2.

Vengono analizzate di seguito le sezioni più significative maggiormente sollecitate e si riportano alcune immagini del sottomodello utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni della soletta con l'involuppo del diagramma dei momenti flettenti sollecitanti:

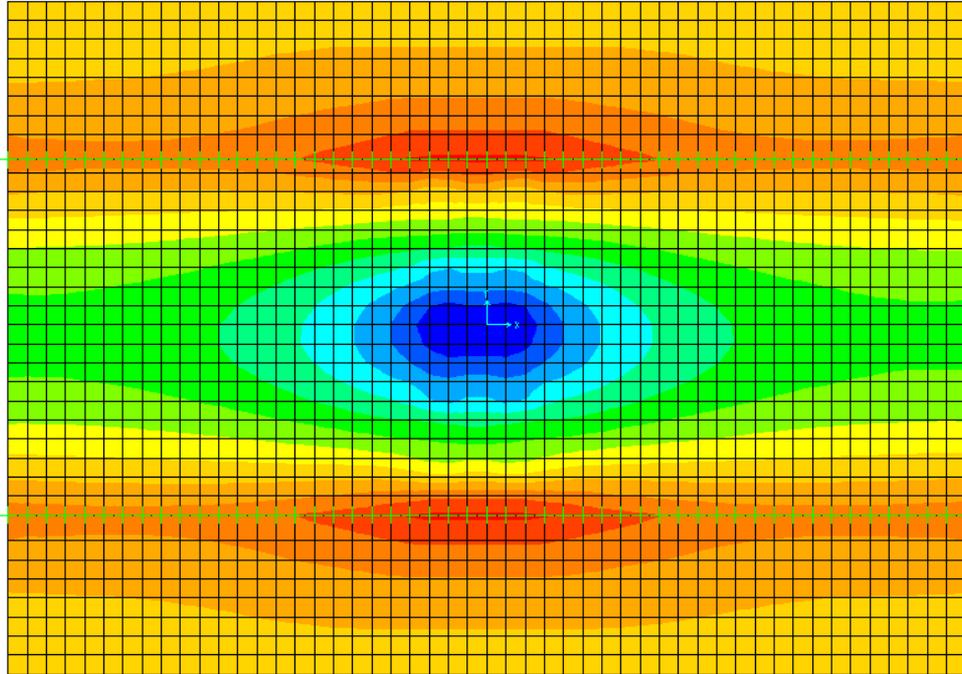


FIGURA 17 MOMENTO FLETTENTE - SOLLECITA LE FIBRE ORTOGOALI ALLE TRAVI PRINCIPALI

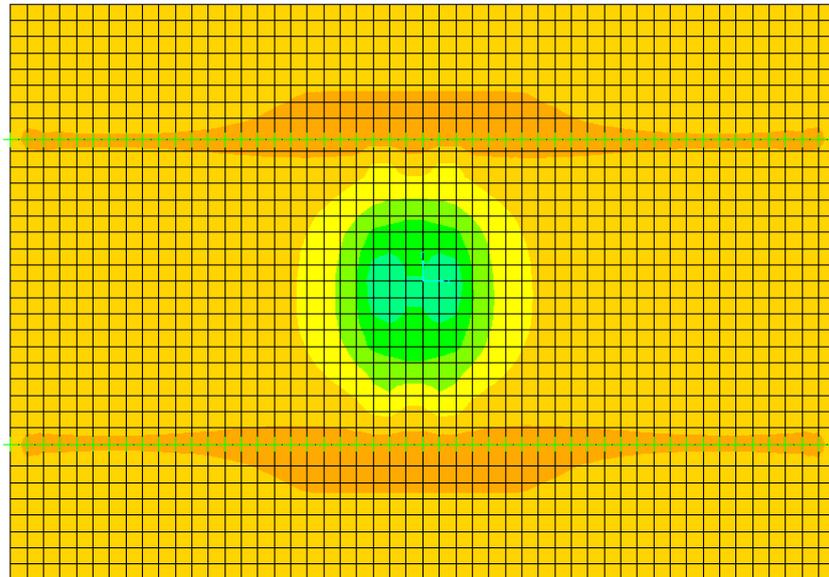


FIGURA 18 MOMENTO FLETTENTE - SOLLECITA LE FIBRE PARALLELE ALLE TRAVI PRINCIPALI

I momenti sono riportati con la seguente scala cromatica che ha per limite superiore e inferiore 175 kNm/m e -120 kNm/m rispettivamente.

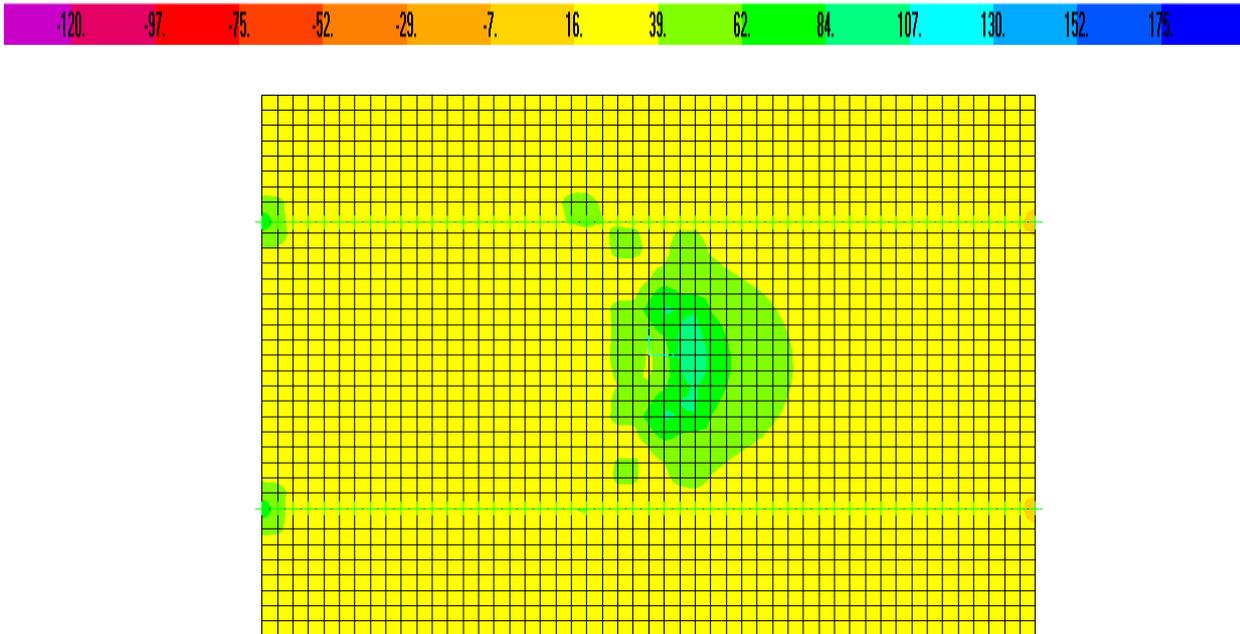


FIGURA 19 TAGLIO IN DIREZIONE VERTICALE LATO SEZIONE TRASVERSALE

I tagli sono riportati con la seguente scala cromatica che ha per limite superiore e inferiore 200 kN/m e -200 kN/m rispettivamente.



Le sollecitazioni sono state calcolate senza considerare alcuna diffusione dei carichi sulla soletta che si ha attraverso il manto che ricopre il cemento armato della soletta.

Si riportano i valori dell'involuppo delle sollecitazioni che si hanno sulla soletta gettata sopra le travi metalliche:

$$M_{Sd,transv}^- = 93.5 \cdot \frac{kNm}{m}$$

$$M_{Sd,transv}^+ = 190.2 \cdot \frac{kNm}{m}$$

$$M_{Sd,long}^- = -15.8 \cdot \frac{kNm}{m}$$

$$M_{Sd,long}^+ = 73.1 \cdot \frac{kNm}{m}$$

$$V_{Sd,trasv} = 228 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$V_{Sd,long} = 72 \cdot \frac{kN}{m}$$

6.4.2. TRAVI METALLICHE PRINCIPALI

Le azioni sollecitanti interne le singole travi principali sono state determinate mediante lo sviluppo di tre modelli unifilari ciascuno relativo ad una precisa fase. I modelli si differenziano per la rigidità della soletta:

- FASE 1 – calcestruzzo fresco, modulo elastico nullo;
- FASE 2 – modulo di elasticità secante del calcestruzzo per azioni di breve durata;
- FASE 3 – modulo di elasticità del calcestruzzo ridotto per azioni permanenti.

La ridistribuzione delle azioni dall'impalcato alla singola trave metallica principale è stata determinata mediante lo studio della sezione trasversale sempre nelle 3 fasi sopra descritte. Nei modelli impiegati le travi principali sono state vincolate a terra mediante opportuni appoggi elastici al fine di schematizzare la rigidità delle stesse travi principali.

La tensione sollecitante totale ciascun piatto metallico costituente la trave è quindi determinata sommando i contributi relativi alle 3 fasi di calcolo determinati come segue:

Sollecitazioni in fase 1:

- ***P Prop***: peso proprio delle strutture metalliche
- ***g₁***: peso proprio della soletta
- ***Presoll***: deformazione impressa alle travi metalliche per evitare la trazione all'appoggio sulle spalle.

La combinazione **env g₁+Presoll** rappresenta l'involuppo dei contributi del peso proprio della soletta **g₁** e della deformata iniziale impressa **Presoll**.

Sollecitazioni in fase 2:

- **env q**: inviluppo del carico distribuito da traffico combinato a scacchiera
- **env Q_i**: inviluppo del carico concentrato da traffico, combinato a scacchiera
- **ΔT**: variazioni termiche tra intradosso e estradosso del soppalco

Sollecitazioni in fase 3:

- **g₂**: permanenti portati;
- **ε₂**: permanenti portati;
- **cv**: cedimenti vincolari

La combinazione **env g₂-ε₂-cv** rappresenta l'involuppo dei contributi dei permanenti portati, del ritiro e dei cedimenti vincolari.

Le sezioni analizzate per il calcolo delle sollecitazioni sono 9 e si trovano nei seguenti punti dell'opera:

- Sezione 1: appoggio sulla spalla
- Sezione 2: sul primo quarto della campata laterale
- Sezione 3: a metà della campata laterale
- Sezione 4: sul terzo quarto della campata laterale
- Sezione 5: appoggio sulla pila
- Sezione 6: sul primo ottavo della campata centrale
- Sezione 7: sul primo quarto della campata centrale
- Sezione 8: sul terzo ottavo della campata centrale
- Sezione 9: sulla mezzeria della campata centrale

Si riporta l'immagine del ponte con le sezioni considerate sul prospetto del ponte:

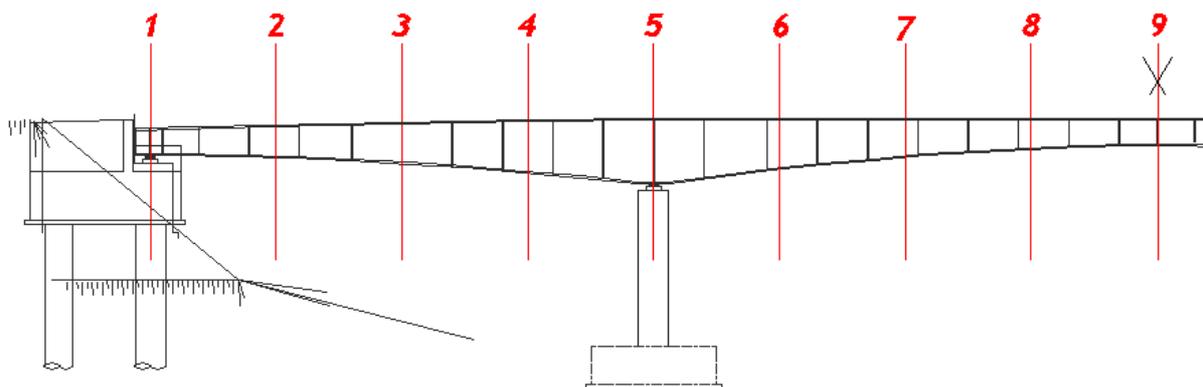


FIGURA 20 PROSPETTO DEL PONTE CON EVIDENZIATE LE SEZIONI DI ANALISI

Si riportano le tabelle delle sollecitazioni per ciascuna sezione considerata:

N° sezione di verifica	Fase considerata	distanza dal 1° appoggio [m]	Condizione di carico	Taglio		Momento	
				Vmin	Vmax	Mmin	Mmax
[-]	[-]	[m]	[-]	KN	KN	KN-m	KN-m
1	1	0	P Prop	-38	-38	0	0
1	1	0	env g_{1+} Presoll	-408	-314	0	0
1	2	0	env q	-332	-155	0	0
1	2	0	env Q_i	-629	133	0	0
1	2	0	DT	-68	68	-432	432
1	3	0	env $g_2-\epsilon_2$ -CV	-193	-146	1138	1365
N° sezione di verifica	Fase considerata	distanza dal 1° appoggio	Condizione di carico	Taglio		Momento	
[-]	[-]	[m]	[-]	Vmin	Vmax	Mmin	Mmax
[-]	[-]	[m]	[-]	KN	KN	KN-m	KN-m
2	1	5	P Prop	5	5	110	110
2	1	5	env g_{1+} Presoll	-62	-57	1159	1469
2	2	5	env q	-152	25	406	1514
2	2	5	env Q_i	-466	133	-831	2914
2	2	5	DT	-73	73	-324	324
2	3	5	env $g_2-\epsilon_2$ -CV	-15	-15	1355	1674
N° sezione di verifica	Fase considerata	distanza dal 1° appoggio	Condizione di carico	Taglio		Momento	
[-]	[-]	[m]	[-]	Vmin	Vmax	Mmin	Mmax
[-]	[-]	[m]	[-]	KN	KN	KN-m	KN-m
3	1	10	P Prop	60	60	-85	-85
3	1	10	env g_{1+} Presoll	199	284	716	775
3	2	10	env q	27	205	-311	1906

3	2	10	env Q_i	-276	204	-1662	3447
3	2	10	DT	-82	82	-216	216
3	3	10	env $g_2-\varepsilon_2-CV$	117	162	752	875
N° sezione	Fase	distanza dal	Condizione	Taglio		Momento	
di verifica	considerata	1° appoggio	di carico	Vmin	Vmax	Mmin	Mmax
[-]	[-]	[m]	[-]	KN	KN	KN-m	KN-m
4	1	15	P Prop	126	126	-659	-659
4	1	15	env g_{1+} Presoll	455	630	-2080	-1328
4	2	15	env q	207	384	-2150	1174
4	2	15	env Q_i	-118	394	-2493	2219
4	2	15	DT	-87	87	-108	108
4	3	15	env $g_2-\varepsilon_2-CV$	248	339	-1088	-615
N° sezione	Fase	distanza dal	Condizione	Taglio		Momento	
di verifica	considerata	1° appoggio	di carico	Vmin	Vmax	Mmin	Mmax
[-]	[-]	[m]	[-]	KN	KN	KN-m	KN-m
5	1	20	P Prop	203	203	-1682	-1682
5	1	20	env g_{1+} Presoll	711	976	-7098	-4974
5	2	20	env q	351	528	-4431	-220
5	2	20	env Q_i	18	649	-3324	-194
5	2	20	DT	-91	91	-4	4
5	3	20	env $g_2-\varepsilon_2-CV$	379	516	-4045	-2916
N° sezione	Fase	distanza dal	Condizione	Taglio		Momento	
di verifica	considerata	1° appoggio	di carico	Vmin	Vmax	Mmin	Mmax
[-]	[-]	[m]	[-]	KN	KN	KN-m	KN-m
6	1	25	P Prop	-161	-161	-524	-524
6	1	25	env g_{1+} Presoll	-976	-723	-412	-21
6	2	25	env q	-536	0	-1468	-680
6	2	25	env Q_i	-613	9	-1233	1660
6	2	25	DT	-11	11	-32	32
6	3	25	env $g_2-\varepsilon_2-CV$	-500	-370	-743	-481
N° sezione	Fase	distanza dal	Condizione	Taglio		Momento	
di verifica	considerata	1° appoggio	di carico	Vmin	Vmax	Mmin	Mmax
[-]	[-]	[m]	[-]	KN	KN	KN-m	KN-m
7	1	30	P Prop	-98	-98	232	232
7	1	30	env g_{1+} Presoll	-650	-482	3517	4365
7	2	30	env q	-367	0	-680	1185
7	2	30	env Q_i	-532	57	-985	3306
7	2	30	DT	-9	9	-65	65
7	3	30	env $g_2-\varepsilon_2-CV$	-333	-247	1188	1621
N° sezione	Fase	distanza dal	Condizione	Taglio		Momento	
di verifica	considerata	1° appoggio	di carico	Vmin	Vmax	Mmin	Mmax
[-]	[-]	[m]	[-]	KN	KN	KN-m	KN-m
8	1	35	P Prop	-44	-44	642	642

8	1	35	env g_{1+} Presoll	-325	-241	5640	7230
8	2	35	env q	-198	0	-680	2846
8	2	35	env Q_i	-438	138	-737	4393
8	2	35	DT	-6	6	-97	97
8	3	35	env $g_{2-\varepsilon_2}$ -CV	-167	-123	2152	2987
N° sezione di verifica	Fase considerata	distanza dal 1° appoggio	Condizione di carico	Taglio		Momento	
				Vmin	Vmax	Mmin	Mmax
[-]	[-]	[m]	[-]	KN	KN	KN-m	KN-m
9	1	40	P Prop	0	0	766	766
9	1	40	env g_{1+} Presoll	0	0	6347	8185
9	2	40	env q	-29	0	-680	3514
9	2	40	env Q_i	-335	232	-490	4763
9	2	40	DT	-4	4	-130	130
9	3	40	env $g_{2-\varepsilon_2}$ -CV	0	0	2391	3374

Per comodità di implementazione le condizioni di carico env g_{1+} Presolle env $g_{2-\varepsilon_2}$ -CV sono riportate già considerando i fattori parziali di sicurezza sui casi di carico.

Si riportano le sollecitazioni allo stato limite ultimo per ciascuna sezioni in ogni fase combinando i contributi riportati sopra:

	FASE 1			
	Vmin	Vmax	Mmin	Mmax
	KN	KN	KN-m	KN-m
Sezione 1	-446	-352	0	0
Sezione 2	-55	-51	1269	1618
Sezione 3	259	344	601	660
Sezione 4	581	756	-2739	-2217
Sezione 5	915	1179	-8780	-7244
Sezione 6	-1137	-884	-935	-728
Sezione 7	-748	-579	3749	4677
Sezione 8	-369	-285	6282	8097
Sezione 9	0	0	7114	9220
	FASE 2			
	Vmin	Vmax	Mmin	Mmax
	KN	KN	KN-m	KN-m
Sezione 1	-1379	107	-518	518
Sezione 2	-923	301	-1104	6367
Sezione 3	-444	650	-2922	7486
Sezione 4	-57	1155	-6398	4710
Sezione 5	389	1698	-10474	-554

Sezione 6	-1565	24	-3685	1600
Sezione 7	-1225	87	-2326	6141
Sezione 8	-866	193	-2030	9889
Sezione 9	-496	318	-1735	11329
FASE3				
	Vmin	Vmax	M3,min	M3,max
	KN	KN	KN-m	KN-m
Sezione 1	-193	-146	1138	1365
Sezione 2	-15	-15	1355	1674
Sezione 3	117	162	752	875
Sezione 4	248	339	-1088	-615
Sezione 5	379	516	-4045	-2916
Sezione 6	-500	-370	-743	-481
Sezione 7	-333	-247	1188	1621
Sezione 8	-167	-123	2152	2987
Sezione 9	0	0	2391	3374

Si riportano le sollecitazioni delle sezioni per le verifica a fatica:

FATICA				
	Vmin	Vmax	Mmin	Mmax
	KN	KN	KN-m	KN-m
Sezione 1	-540	47	0	0
Sezione 2	-372	101	-460	2494
Sezione 3	-185	204	-1256	2985
Sezione 4	-21	391	-2390	1905
Sezione 5	118	613	-3656	-202
Sezione 6	-590	7	-1303	958
Sezione 7	-483	40	-894	2670
Sezione 8	-366	96	-720	3929
Sezione 9	-243	163	-547	4388

6.4.3. DIAFRAMMI METALLICI TRASVERSALI

Le azioni sollecitanti interne ai diaframmi trasversali di collegamento tra le travi principali sono stati determinati per mezzo dello studio della sezione trasversale sempre nelle 3 fasi sopra descritte. Nei modelli impiegati le travi principali sono state vincolate a terra mediante opportuni appoggi elastici al fine di schematizzare la rigidezza delle stesse travi principali.

La tensione sollecitante totale ciascun piatto metallico costituente la trave è quindi determinata sommando i contributi relativi alle 3 fasi di calcolo combinandoli con lo stesso criterio adottato per le travi principali.

Si riportano i valori delle sollecitazioni massime dei traversi e delle diagonali e il diagramma delle azioni assiali per alcune condizioni di carico allo scopo di illustrare come lavorano i diaframmi:

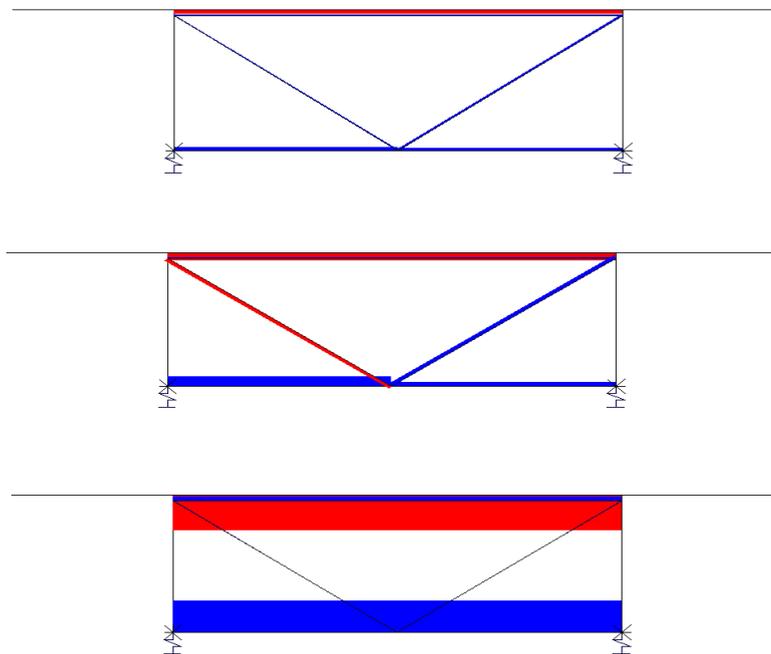


FIGURA 21 DIAGRAMMI AZIONE ASSIALE DEI DIAFRAMMI RETICOLARI

Il valore massimo delle sollecitazioni assiali dei diaframmi reticolari derivante dall'involuppo delle combinazioni allo stato limite ultimo sono:

$$N_{\text{traverso superiore}} = \pm 281 \cdot kN$$

$$N_{\text{diagonali}} = \pm 323 \cdot kN$$

$$N_{\text{traverso inferiore}} = 349 \cdot kN$$

6.4.4. SPALLE

Oltre ai carichi trasmessi dall'impalcato, le spalle risultano sollecitate orizzontalmente sia dalla spinta del terreno che dai carichi presenti sul terreno stesso.

La spalla è composta da una platea di base 5.6 m x 12.8 spessore 2 m sostenuta da 8 pali trivellati di diametro 120 cm..

La spalla deve resistere alle forze verticali dovute al peso del ponte e dei carichi sul suo impalcato oltre alle forze orizzontali dovute al sisma, al frenamento e all'accelerazione dei mezzi e al vento. Le sollecitazioni verticali e le spinte orizzontali parallele all'asse del ponte sono considerate per le verifiche di ribaltamento, le forze orizzontali ortogonali all'asse del ponte sono considerate per le verifiche alla traslazione che verranno esplicitate nel paragrafo dei pali. Si riportano le azioni considerate nelle verifiche sotto facendo riferimento allo schema seguente:

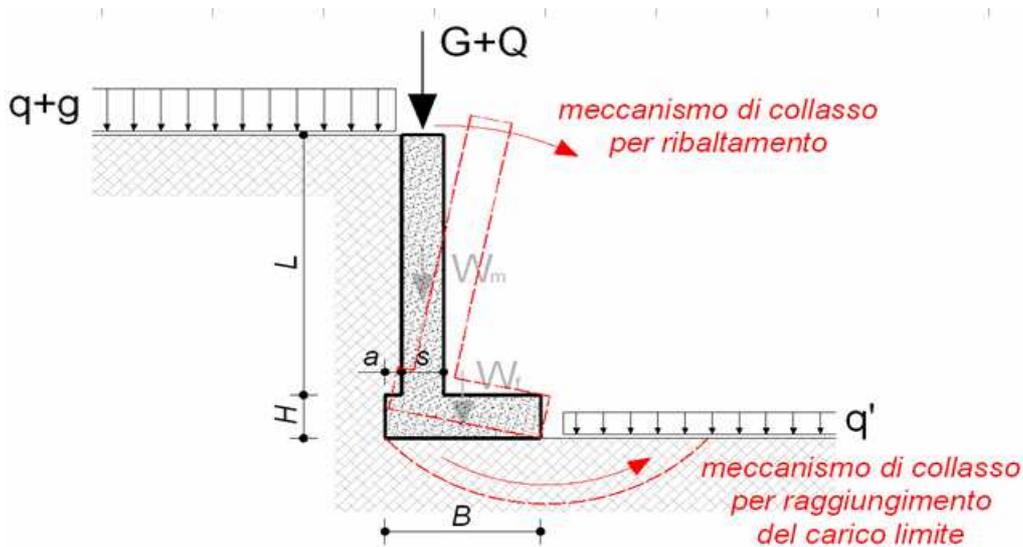


FIGURA 22 SCHEMA DELLE AZIONI

$a_g =$	0.258	g
$S =$	1.444	-
$a_{max} =$	0.373	g
$\gamma_{terreno} =$	19.5	kN/mc
$\varnothing A1 =$	38.0	°
$\varnothing A1 =$	0.663	rad

$\varnothing A2 =$	32.0	°
$\varnothing A2 =$	0.559	rad
ka A1 =	0.238	-
ka A2 =	0.307	-
k0 A1 =	0.384	-
k0 A2 =	0.470	-
g =	7	kN/mq
q =	30	kN/mq
Gmax =	996	kN
Qmax =	1922	kN
Fh sisma ±	1189	kN
Fh fren ±	621.9	kN

Le forze verticali derivano dai modelli di calcolo della struttura superiore del manufatto, le spinte orizzontali del sisma sono esplicitate nell'ultimo capitolo relativo al dimensionamento degli appoggi (le forze orizzontali del vento risultano meno gravose del sisma pertanto non sono riportate).

Per il calcolo delle spinta del terreno a tergo del muro si utilizza la formulazione di Mononobe- Okabe la quale per il manufatto oggetto della presente relazione prevede un coefficiente di spinta attiva pari a:

$$k_a = 0.587$$

$$k_{a, progetto} = 0.616$$

Per quanto riguarda i parametri utilizzati in condizione sismica si precisa che l'influenza del coefficiente sismico verticale K_v sul valore finale della spinta orizzontale secondo la formulazione di Mononobe- Okabe è di modesta entità, in ragione di tale considerazione è stato considerato un unico coefficiente di spinta in condizioni sismica incrementato del 5% rispetto al caso $k_v=0$, mentre si considera K_v per quanto riguarda le azioni inerziali innescate dai pesi propri degli elementi.

Si calcola la forza inerziale orizzontale e verticale che si ha a tergo del muro dovuta al sisma come percentuale del peso del volume potenzialmente instabile che in questo caso si assume pari al cuneo in stato di equilibrio limite attivo. Le spinte del cuneo di terreno dietro al muro sono date da:

$$F_h = k_h \cdot W .$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

con

$$W = Vol \cdot \gamma = 1031 \cdot kN$$

$$k_h = \beta \cdot \frac{a_{max}}{g} = \beta \cdot \frac{S_S \cdot S_T \cdot a_g}{g} = 0.345$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

La spinta attiva del terreno per la combinazione M1 è data dall'espressione:

$$\sigma_{H,a} = k_a \cdot \sigma_v = \frac{1 - \text{sen} \cdot \phi}{1 + \text{sen} \cdot \phi} \cdot (z \cdot \gamma)$$

Con $\phi_{M1} = 38^\circ$ e con $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$:

$$\sigma_{H,a} = k_a \cdot \sigma_v = \frac{1 - \text{sen} \cdot \phi}{1 + \text{sen} \cdot \phi} \cdot (z \cdot \gamma) = \frac{1 - \text{sen} \cdot 38}{1 + \text{sen} \cdot 38} \cdot 19.5 \cdot \frac{kN}{m^3} \cdot z = 0.238 \cdot 19.5 \cdot \frac{kN}{m^3} \cdot z = 4.64 \cdot \frac{kN}{m^2} \cdot z$$

Questa forza agisce ad un terzo della profondità considerata.

La spinta attiva del terreno per la combinazione M2 è data dall'espressione:

$$\sigma_{H,a} = k_a \cdot \sigma_v = \frac{1 - \text{sen} \cdot \phi}{1 + \text{sen} \cdot \phi} \cdot (z \cdot \gamma)$$

Con $\phi_{M2} = 32^\circ$ e con $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$:

$$\sigma_{H,a} = k_a \cdot \sigma_v = \frac{1 - \text{sen} \cdot \phi}{1 + \text{sen} \cdot \phi} \cdot (z \cdot \gamma) = \frac{1 - \text{sen} \cdot 32}{1 + \text{sen} \cdot 32} \cdot 19.5 \cdot \frac{kN}{m^3} \cdot z = 0.307 \cdot 19.5 \cdot \frac{kN}{m^3} \cdot z = 5.99 \cdot \frac{kN}{m^2} \cdot z$$

Questa forza agisce ad un terzo della profondità considerata.

La spinta a riposo del terreno per la combinazione M1 è data dall'espressione:

$$\sigma_{H,a} = k_0 \cdot \sigma_v = 1 - \text{sen} \cdot \phi \cdot (z \cdot \gamma)$$

Con $\phi_{M1} = 38^\circ$ e con $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$:

$$\sigma_{H,a} = k_a \cdot \sigma_v = 1 - \text{sen} \cdot \phi \cdot (z \cdot \gamma) = 1 - \text{sen} \cdot 38 \cdot 19.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot z = 0.384 \cdot 19.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot z = 7.49 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot z$$

Questa forza agisce ad un terzo della profondità considerata.

La spinta a riposo del terreno per la combinazione M2 è data dall'espressione:

$$\sigma_{H,a} = k_a \cdot \sigma_v = 1 - \text{sen} \cdot \phi \cdot (z \cdot \gamma)$$

Con $\phi_{M2} = 32^\circ$ e con $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$:

$$\sigma_{H,a} = k_a \cdot \sigma_v = 1 - \text{sen} \cdot \phi \cdot (z \cdot \gamma) = 1 - \text{sen} \cdot 32 \cdot 19.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot z = 0.470 \cdot 19.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot z = 9.17 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot z$$

Questa forza agisce ad un terzo della profondità considerata.

Il permanente portato g e i variabili q sul piano campagna producono una forza orizzontale su una striscia di un metro di muro pari a:

Combinazione M1 – spinta attiva:

$$g_{muro} = k_a \cdot g = 0.238 \cdot 7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1.67 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{muro} = k_a \cdot q = 0.238 \cdot 30 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 7.14 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Combinazione M1 – spinta a riposo

$$g_{muro} = k_a \cdot g = 0.384 \cdot 7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2.69 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{muro} = k_a \cdot q = 0.384 \cdot 30 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 11.52 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Queste due forze agiscono a metà della profondità considerata.

Combinazione M2 – spinta attiva:

$$g_{muro} = k_a \cdot g = 0.283 \cdot 7 \cdot \frac{kN}{m^2} = 1.98 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{muro} = k_a \cdot q = 0.283 \cdot 30 \cdot \frac{kN}{m^2} = 8.49 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Combinazione M2 – spinta a riposo:

$$g_{muro} = k_a \cdot g = 0.470 \cdot 7 \cdot \frac{kN}{m^2} = 3.29 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{muro} = k_a \cdot q = 0.470 \cdot 30 \cdot \frac{kN}{m^2} = 14.10 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Queste due forze agiscono a metà della profondità considerata.

Si assume la spinta attiva o a riposo nel caso in cui le pressioni generino un momento ribaltante concorde o discorde alle forze derivanti dall'impalcato.

Si riportano ora gli stati di sollecitazione considerati per le verifiche:

SLU - Statico		
A1 - Nmax	N = 12291	kN
	M = 5728	kNm
	V = 1786	kN
A1 - Nmin	N = 6093	kN
	M = 791	kNm
	V = 880	kN
A2 - Nmax	N = 9880	kN
	M = 5450	kNm
	V = 1788	kN

A2 - Nmin	N =	6093	kN
	M =	1005	kNm
	V =	828	kN
SLU - Sisma			
	N =	6093	kN
	Mneg =	-2546	kNm
	V =	1189	kN
	N =	6093	kN
	Mpos =	7787	kNm
	V =	3093	kN

La spalla appoggia su 8 pali di diametro 1.2 m e profondi 35 m disposti su due file da 4 distanti tra loro 3 diametri. Si riportano le sollecitazioni assiali massime per le sei combinazioni riportate sopra:

A1 - Nmax:

$$N_{sd} = 1934 \cdot kN$$

$$V_{sd} = 223.3 \cdot kN$$

A1 - Nmin:

Caso non significativo, sforzi minori del caso precedente.

A2 - Nmax:

$$N_{sd} = 1613 \cdot kN$$

$$V_{sd} = 223.6 \cdot kN$$

A2 - Nmin:

Caso non significativo, sforzi minori del caso precedente.

Sisma - Mneg:

$$N_{sd} = 585 \cdot kN \text{ per 4 pali}$$

$$N_{sd} = 938 \cdot kN \text{ per 4 pali}$$

$$V_{sd} = 148.6 \cdot kN$$

Sisma - Mpos:

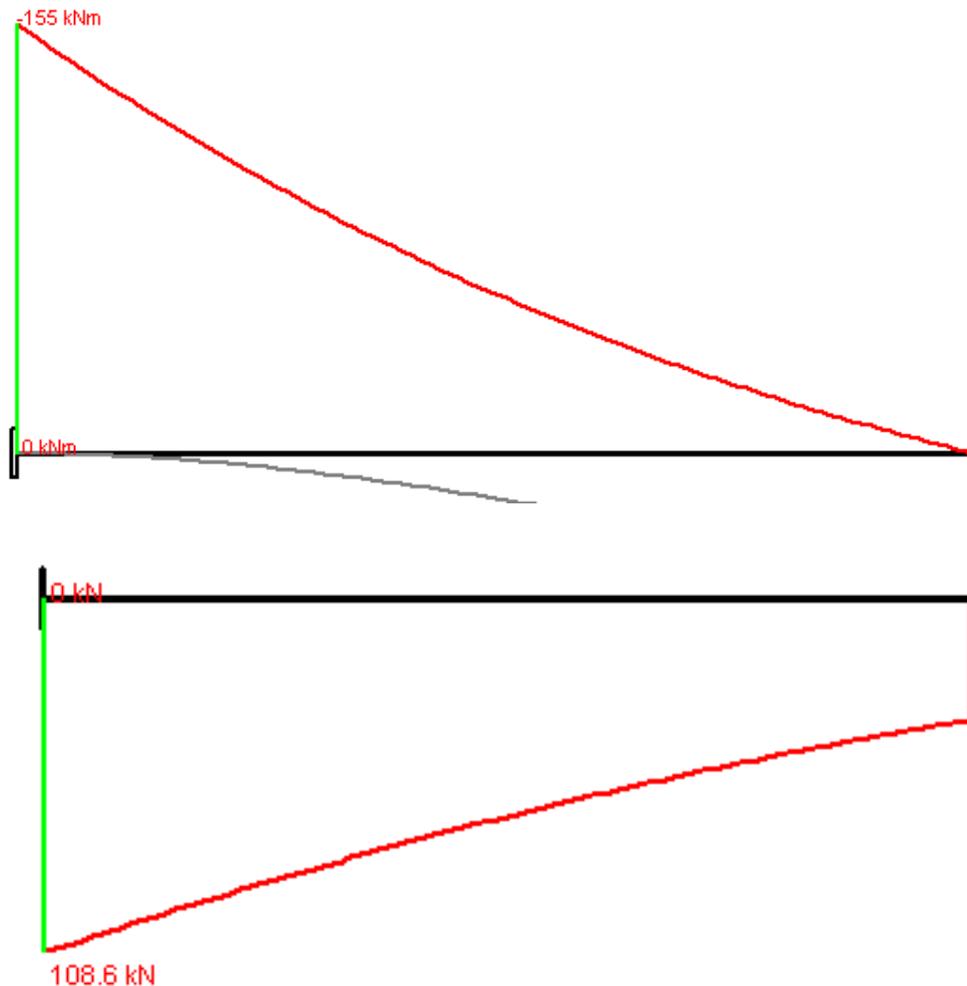
$$N_{sd} = 221 \cdot kN \text{ per 4 pali}$$

$$N_{sd} = 1302 \cdot kN \text{ per 4 pali}$$

$$V_{sd} = 386.6 \cdot kN$$

6.4.5. PARAGHIAIA

Sopra le zattere delle spalle si trova un muro paraghiaia alto circa 2.25 m e spesso 60 cm. Si riporta il diagramma del momento e del taglio sollecitanti allo stato limite ultimo calcolati con i valori di pressione del terreno a tergo indicati nel capitolo precedente:



6.4.6. PILE

Le forze verticali riportate successivamente derivano dai modelli di calcolo della struttura superiore del manufatto, le spinte orizzontali del sisma sono esplicitate nell'ultimo capitolo relativo al dimensionamento degli appoggi (le forze orizzontali del vento risultano meno gravose del sisma pertanto non sono riportate).

Le pile sono soggette alle seguenti sollecitazioni:

A1 - Nmax:

$$N_{Sd} = 20104 \cdot kN$$

$$M_{Sd,long} = 1700 \cdot kNm$$

$$M_{Sd,trasv} = 3400 \cdot kNm$$

$$V_{Sd,long} = 500 \cdot kN$$

$$V_{Sd,trasv} = 1000 \cdot kN$$

A1 - Nmin:

Caso non significativo, sforzi minori del caso precedente.

A2 - Nmax:

$$N_{Sd} = 16456 \cdot kN$$

$$M_{Sd,long} = 1700 \cdot kNm$$

$$M_{Sd,trasv} = 3400 \cdot kNm$$

$$V_{Sd,long} = 500 \cdot kN$$

$$V_{Sd,trasv} = 1000 \cdot kN$$

A2 - Nmin:

Caso non significativo, sforzi minori del caso precedente.

Sisma base pila

$$N_{Sd} = 7580 \cdot kN$$

$$V_{Sd,trasv} = 508 \cdot kN$$

$$M_{Sd,trasv} = 3092 \cdot kNm$$

$$V_{Sd,long} = 1692 \cdot kN$$

$$M_{Sd,long} = 10308 \cdot kNm$$

Sisma base zattera

$$N_{Sd} = 11164 \cdot kN$$

$$V_{Sd,trasv} = 909 \cdot kN$$

$$M_{Sd,trasv} = 5067 \cdot kNm$$

$$V_{Sd,long} = 3029 \cdot kN$$

$$M_{Sd,long} = 16889 \cdot kNm$$

Si riporta la sollecitazione su ciascuno dei 8 pali da 1.2 m di diametro e 42 m di lunghezza:

A1 - Nmax:

$$N_{Sd} = 2773 \cdot kN$$

$$V_{Sd} = 139 \cdot kN$$

A2 - Nmax:

$$N_{sd} = 2317 \cdot kN$$

$$V_{sd} = 139 \cdot kN$$

Sisma

$$N_{sd} = 2780 \cdot kN \text{ di compressione massima}$$

$$N_{sd} = 11 \cdot kN \text{ di compressione minima}$$

$$V_{sd} = 395.3 \cdot kN$$

6.5. DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI

L'analisi strutturale dell'opera è stata eseguita considerando tre distinte fasi di vita del ponte a partire dal getto della soletta dell'impalcato:

- FASE 0 – la struttura portante dell'impalcato è rappresentata dalle sole membrature metalliche, il getto fresco della soletta rappresenta un carico;
- FASE 1 – la struttura portante è rappresentata sia dalle membrature metalliche che dalla soletta collaborante, si considerano tutti i carichi variabili di breve durata;
- FASE 2 – si considerano gli effetti a lungo termine a causa della viscosità e del ritiro del calcestruzzo della soletta collaborante, si considerano tutti i carichi di lunga durata.

Le azioni sollecitanti totali e le relative verifiche verranno condotte considerando i contributi delle tre fasi.

6.5.1. SOLETTA DELL'IMPALCATO

Si verifica di seguito la resistenza della soletta confrontando le azioni sollecitanti con quelle resistenti in termini di momento flettente e di taglio nelle sezioni significative che sono la mezzeria della soletta tra una trave metallica e l'altra e la base dello sbalzo in prossimità della trave laterale.

Si riportano i valori dell'involuppo delle sollecitazioni:

$$M_{Sd,trasv}^- = 93.5 \cdot \frac{kNm}{m}$$

$$M_{Sd,trasv}^+ = 190.2 \cdot \frac{kNm}{m}$$

$$M_{Sd,long}^- = -15.8 \cdot \frac{kNm}{m}$$

$$M_{Sd,long}^+ = 73.1 \cdot \frac{kNm}{m}$$

$$V_{Sd,trasv} = 228 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$V_{Sd,long} = 72 \cdot \frac{kN}{m}$$

Verifiche a flessione all'attacco dello sbalzo:

La soletta considerata nel calcolo della resistenza è spessa 33 cm (lastra predalle da 9 cm più getto integrativo di 24 cm); è stato trascurato lo strato superiore della soletta gettato per dare la pendenza necessaria all'impalcato.

L'armatura all'attacco dello sbalzo è costituita da:

Armatura trasversale: barre superiori 3ø18/m compresi nei tralicci delle lastre

barre superiori 5ø16/m

barre inferiori 6ø20/m comprese nei tralicci delle lastre

barre diagonali dei tralicci 6 file ø12/20

Armature longitudinale: barre superiori 5ø14/m

barre inferiori 5ø16/m

Si riporta il dominio di resistenza all'attacco dello sbalzo delle sezioni trasversali e longitudinali:

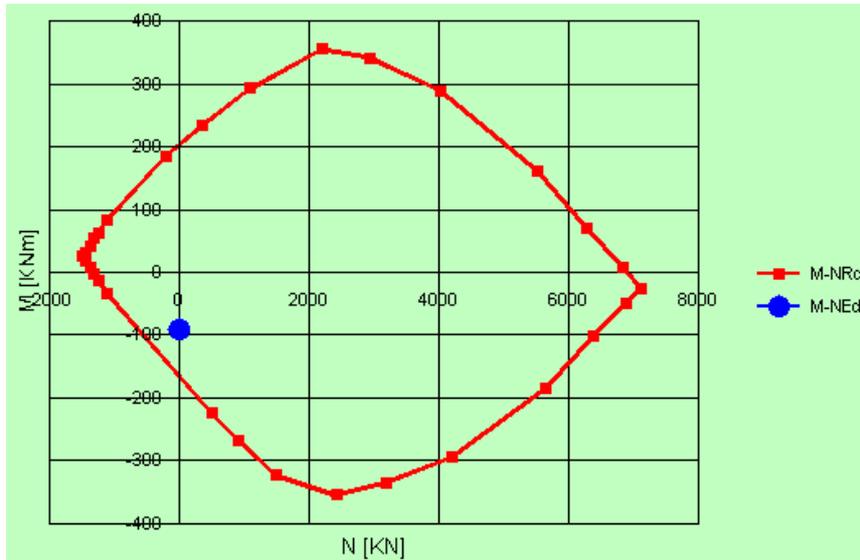


FIGURA 23 DOMINIO RESISTENTE SEZIONE TRASVERSALE ATTACCO DELLO SBALZO

$$M_{Sd,transv}^- < M_{Rd,transv}^- = -167.4 \cdot \frac{kNm}{m}$$

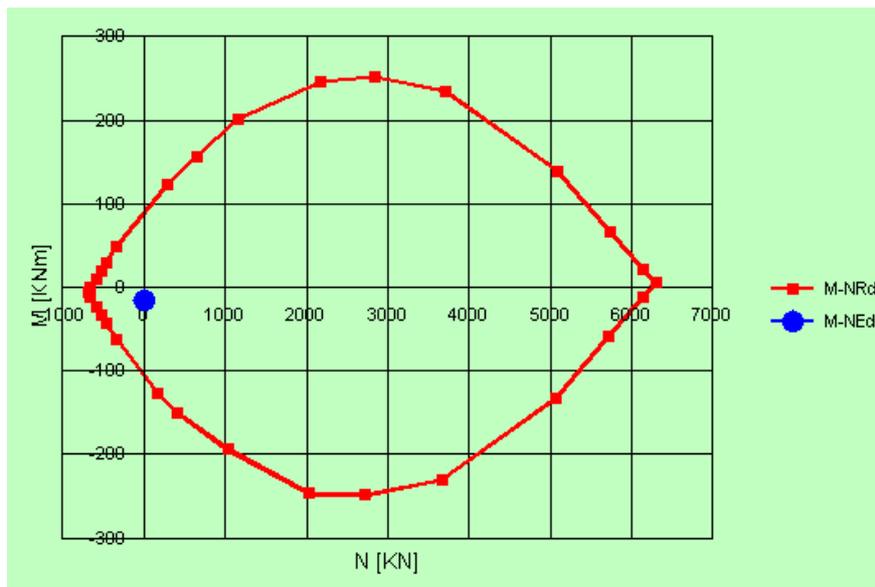


FIGURA 24 DOMINIO RESISTENTE SEZIONE LONGITUDINALE ATTACCO DELLA SBALZO

$$M_{Sd,long}^- < M_{Rd,long}^- = 106.4 \cdot \frac{kNm}{m}$$

Verifiche a flessione tra le travi metalliche:

La soletta considerata nel calcolo della resistenza è spessa 33 cm (lastra predalle da 9 cm più getto integrativo di 24 cm); è stato trascurato lo strato superiore della soletta gettato per dare la pendenza necessaria all'impalcato.

L'armatura della soletta in campata tra una trave e l'altra è costituita da:

Armatura trasversale: barre superiori 3 \varnothing 18/m compresi nei tralicci delle lastre
barre superiori 5 \varnothing 16/m
barre inferiori 6 \varnothing 20/m comprese nei tralicci delle lastre
barre integrative in campata 3 \varnothing 14/m
barre diagonali dei tralicci 6 file \varnothing 12/20

Armature longitudinale: barre superiori 5 \varnothing 14/m
barre inferiori 5 \varnothing 16/m

Si riporta il dominio di resistenza all'attacco delle sbalzo delle sezioni trasversali e longitudinali:

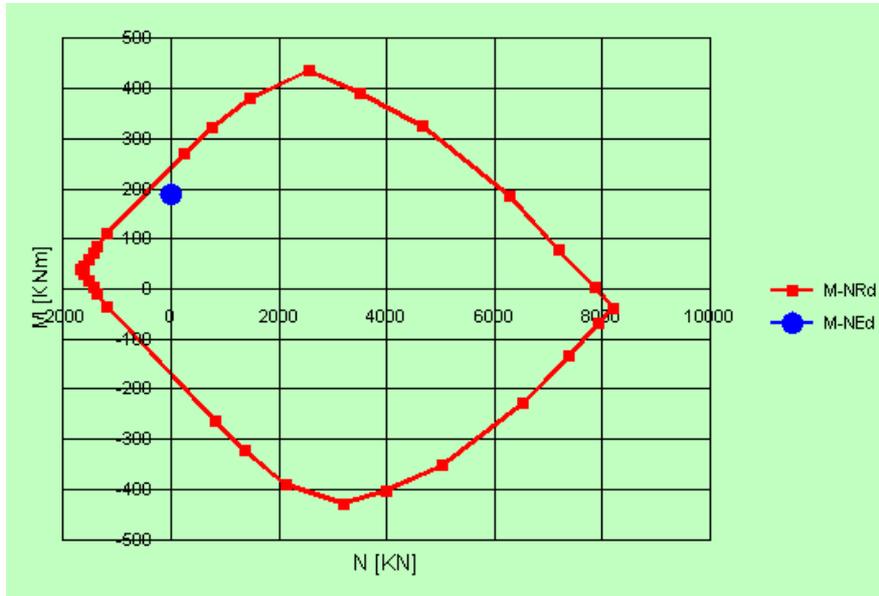


FIGURA 25 DOMINIO RESISTENTE SEZIONE TRASVERSALE CAMAPATA SOLETTA

$$M_{Sd,transv}^+ < M_{Rd,transv}^+ = 241.1 \cdot \frac{kNm}{m}$$

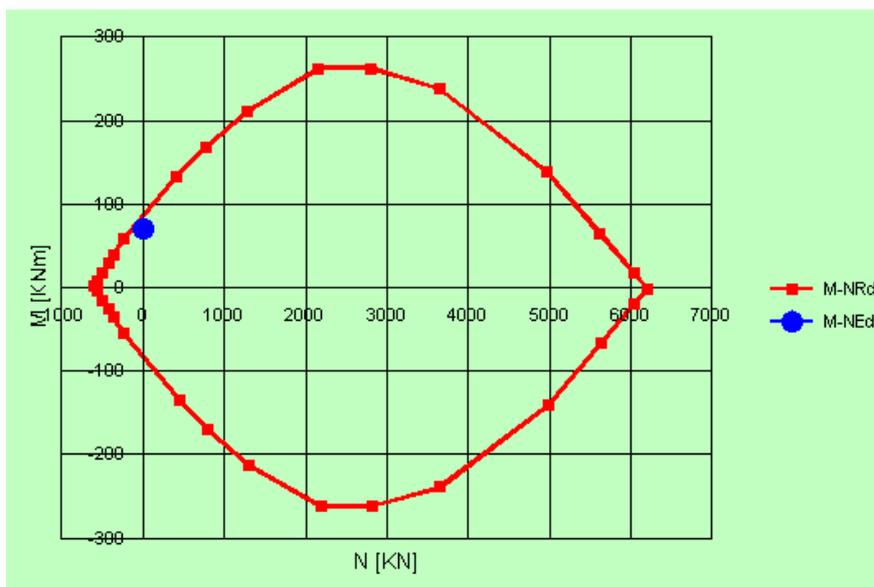


FIGURA 26 DOMINIO RESISTENTE SEZIONE LONGITUDINALE CAMAPATA SOLETTA

$$M_{Sd, long}^+ < M_{Rd, long}^+ = 93.6 \cdot \frac{kNm}{m}$$

Verifiche a taglio trasversale:

Per la verifica del taglio su utilizza l'espressione indicata nel DM del 14-01-2008 per sezioni armate con armature trasversali date dalle diagonali del traliccio, si riporta una sintesi del calcolo del taglio resistente:

$$\begin{aligned} A_{sw} &= 3917.8 \quad \text{mm}^2/\text{m} \\ \rho_w &= 0.00392 \quad - \\ A_{sw \text{ min}} &= 1500.0 \quad \text{mm}^2/\text{m} \\ \rho_{w \text{ min}} &= 0.0015 \quad - \\ \text{inclinazione bielle } \Theta &= 22 \quad ^\circ \\ \tan \Theta &= 0.404 \quad - \\ \cot \Theta &= 2.475 \quad - \\ \cot \alpha &= 0.58 \\ V_{rsd} &= 663.33 \quad \text{kN} \\ V_{rsc} &= 734.02 \quad \text{kN} \\ V_{rd} &= \mathbf{663.33} \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$V_{Rd, trasv} = 663.33 \cdot \frac{kN}{m}$$

Verifiche a taglio longitudinale

Per la verifica del taglio longitudinale su utilizza l'espressione indicata nel DM del 14-01-2008 per sezioni prive di armature trasversali, si riporta una sintesi del calcolo del taglio resistente:

$$\begin{aligned} k &= 1.976 \\ \sigma &= 0 \quad \text{Mpa} \\ k_1 &= 0.15 \quad - \\ v_{\text{min}} &= 0.550 \quad \text{Mpa} \end{aligned}$$

$$V_{rd,min} = 115.48 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = 123.66 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,trasv} = 123.66 \cdot \frac{kN}{m}$$

Verifiche a fessurazione

Verifiche sezione in campata tra le travi metalliche – combinazione frequente

Si riportano le verifiche di fessurazione allo stato limite di esercizio per la combinazione frequente in cui la soletta è sollecitata trasversalmente da un momento di $M_{sd,trasv} = 124 \text{ kNm}$ e longitudinalmente da un momento di $M_{sd,long} = 55 \text{ kNm/m}$.

Verifica della fessurazione in senso longitudinale:

Il momento di prima fessurazione risulta pari a 66.19 kNm pertanto la sezione non si fessura longitudinalmente.

Verifica della fessurazione in senso trasversale:

$k_1 =$	0.6	
$h_{c,eff} =$	74.4	mm
$A_{c,eff} =$	74421	mm ²
$\rho_{p,eff} =$	0.034	
$\alpha_e =$	6.061	
$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) =$	0.0006	
spaziatura orizzontale barre (baricentrico) =	100	mm
limite normativo del campo	240	mm
per barre ad aderenza migliorata $k_1 =$	0.8	
per flessione $k_2 =$	0.5	
$k_3 =$	3.4	
$k_4 =$	0.425	
distanza tra le fessure $s_{r,max} =$	217	mm

ampiezza caratteristica fessure $w_k =$ **0.217** mm
ampiezza delle fessure $w_m =$ mm

L'ampiezza delle fessure per la combinazione frequente è inferiore del limite previsto (per ampiezza limite relativa alla classe di esposizione si rimanda al capitolo 4.2)

Verifiche sezione in campata tra le travi metalliche – combinazione quasi permanente

Si riportano le verifiche di fessurazione allo stato limite di esercizio per la combinazione quasi permanente in cui la soletta è sollecitata trasversalmente da un momento di circa 36.1 kNm/m e longitudinalmente da un momento di 9 kNm/m

Verifica della fessurazione in senso longitudinale:

Il momento di prima fessurazione risulta pari a 66.19 kNm pertanto la sezione non si fessura longitudinalmente.

Verifica della fessurazione in senso trasversale

Il momento di prima fessurazione vale 93.17 kNm pertanto non si hanno fessurazioni in senso trasversale.

Verifiche sezione all'attacco dello sbalzo – combinazione frequente

Si riportano le verifiche di fessurazione allo stato limite di esercizio per la combinazione frequente in cui la soletta all'attacco dello sbalzo è sollecitata trasversalmente da un momento di 68 kNm/m e longitudinalmente da un momento di 22 kNm/m.

Verifica della fessurazione in senso longitudinale:

Il momento di prima fessurazione risulta pari a 66.19 kNm pertanto la sezione non si fessura longitudinalmente.

Verifica della fessurazione in senso trasversale

Il momento di prima fessurazione risulta pari a 81.36 kNm pertanto la sezione non si fessura trasversalmente.

Verifiche sezione all'attacco dello sbalzo – quasi permanente

Si riportano le verifiche di fessurazione allo stato limite di esercizio per la combinazione quasi permanente in cui la soletta all'attacco dello sbalzo è sollecitata trasversalmente da un momento di 37.4 kNm/m e longitudinalmente da un momento di 8 kNm/m

Verifica della fessurazione in senso longitudinale:

Il momento di prima fessurazione risulta paria 66.19 kNm pertanto la sezione non si fessura longitudinalmente.

Verifica della fessurazione in senso trasversale

Il momento di prima fessurazione risulta pari a 81.36 kNm pertanto la sezione non si fessura trasversalmente.

L'incidenza delle armature presenti nel getto è di 125 Kg/mc.

6.5.2. TRAVI METALLICHE PRINCIPALI

Le verifiche di resistenza delle travi principali si sviluppano in termini di tensioni nei singoli piatti. Nel calcolo della resistenza flessionale sono state considerate le proprietà elastiche della sezione completa o efficace in base alla classe di appartenenza.

Si riporta la tabella con le caratteristiche geometriche delle sezioni considerate:

Campata laterale		B o H	Sp	Aeff
		[mm]	[mm]	[mm²]
Sez. 1	Piatto inferiore	750	40	30 000
	Piatto superiore	700	25	15 113
	Anima	1430	20	28 600
	Soletta	2500	280	700 000
Sez. 2	Piatto inferiore	750	40	30 000
	Piatto superiore	700	25	15 113
	Anima	1580	20	31 600

	Soletta	4625	280	1 295 000
Sez. 3	Piatto inferiore	900	40	36 000
	Piatto superiore	700	30	21 000
	Anima	1850	20	37 000
	Soletta	4625	280	1 295 000
Sez. 4	Piatto inferiore	800	40	32 000
	Piatto superiore	700	30	21 000
	Anima	2150	20	43 000
	Soletta	3750	280	1 050 000
Sez. 5	Piatto inferiore	800	40	32 000
	Piatto superiore	750	40	30 000
	Anima	2520	20	50 400
	Soletta	3750	280	1 050 000
Campata centrale		B o H	Sp	Aeff
		[mm]	[mm]	[mm ²]
Sez. 6	Piatto inferiore	800	40	32 000
	Piatto superiore	700	40	28 000
	Anima	2100	20	42 000
	Soletta	3500	280	980 000
Sez. 7	Piatto inferiore	900	60	54 000
	Piatto superiore	700	40	28 000
	Anima	1720	20	34 400
	Soletta	4625	280	1 295 000
Sez. 8	Piatto inferiore	900	60	54 000
	Piatto superiore	700	40	28 000
	Anima	1500	20	30 000
	Soletta	4625	280	1 295 000
Sez. 9	Piatto inferiore	900	65	58 500
	Piatto superiore	700	40	28 000
	Anima	1420	25	35 500
	Soletta	4625	280	1 295 000

Il ponte viene suddiviso in 9 conci caratterizzati dallo stesso spessore dei piatti delle ali e dell'anima, i primi due conci costituiscono i tre quarti della campata laterale, il terzo concio è all'appoggio sulla pila mentre il quarto e il quinto realizzano la prima metà della campata centrale, i 4 conci rimanenti sono simmetrici ai primi 4. Gli spessori utilizzati nella verifica delle sezioni sono dati dagli spessori previsti per ciascun concio, nella prossima tabella si riporta le sezioni corrispondenti a ciascun concio con i relative spessori:

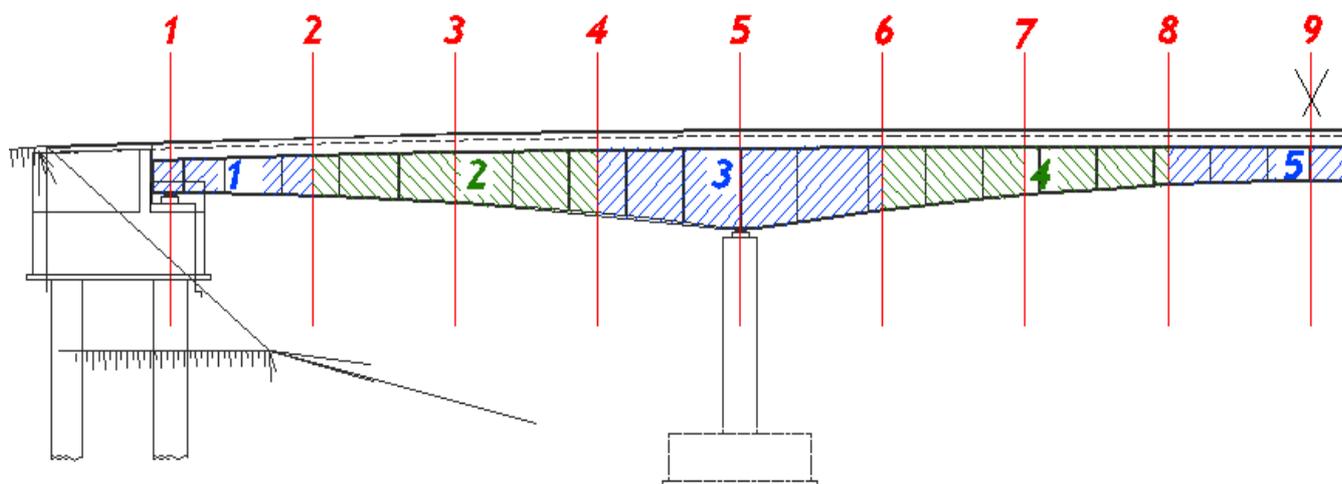


FIGURA 27 SUDDIVISIONE DELLE TRAVI IN CONCI

Concio	Sezioni relative
Primo concio	1 e 2
Secondo concio	2, 3 e 4
Terzo concio	4, 5 e 6
Quarto concio	6, 7 e 8
Quinto concio	8 e 9

	Sp ala sup	B ala sup	Sp ala inf	B ala inf	Sp anima
Primo concio	25	700	40	750	20
Secondo concio	30	700	40	900	20
Terzo concio	40	750	40	800	20
Quarto concio	40	700	60	900	20
Quinto concio	40	700	65	900	25

Con queste caratteristiche sono state calcolate le tensioni per ciascuna fase e vengono riportate di seguito per il minimo e il massimo valore delle sollecitazioni che derivano dall'involuppo delle combinazioni:

Sollecitazioni MINIME:

FASE 1		
Tensioni	$\sigma_{acc,inf}$	$\sigma_{acc,sup}$
Mmin	[Mpa]	[Mpa]
Sezione 1	0	0
Sezione 2	25	36
Sezione 3	8	11
Sezione 4	-35	-43
Sezione 5	-87	-91
Sezione 6	-12	-13
Sezione 7	39	60
Sezione 8	77	119
Sezione 9	85	137

FASE 2				
Tensioni	$\sigma_{acc,inf}$	$\sigma_{acc,sup}$	$\sigma_{cls,inf}$	$\sigma_{cls,sup}$
Mmin	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
Sezione 1	-8	-2	0	-1
Sezione 2	-15	-2	0	-1
Sezione 3	-40	-55	0	0
Sezione 4	-81	-101	0	0
Sezione 5	-104	-108	0	0
Sezione 6	-46	-50	0	0
Sezione 7	-19	-4	-1	-1
Sezione 8	-19	-3	-1	-1
Sezione 9	-15	-3	-1	-1

FASE 3				
Tensioni	$\sigma_{acc,inf}$	$\sigma_{acc,sup}$	$\sigma_{cls,inf}$	$\sigma_{cls,sup}$
Mmin	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
Sezione 1	20	13	1	1
Sezione 2	20	9	0	1
Sezione 3	-40	-55	0	0
Sezione 4	-81	-101	0	0
Sezione 5	-104	-108	0	0
Sezione 6	-46	-50	0	0
Sezione 7	10	6	0	0
Sezione 8	21	13	1	1
Sezione 9	22	15	1	1

TENSIONI TOTALI ACCIAIO E VERIFICA				
Tensioni	$\sigma_{acc,inf}$	$\sigma_{acc,sup}$	$\sigma_{rd,acc}$	Verifica
Mmin	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
Sezione 1	11	12	338.1	Verificato
Sezione 2	30	44	338.1	Verificato
Sezione 3	-72	-98	338.1	Verificato
Sezione 4	-196	-244	338.1	Verificato
Sezione 5	-296	-307	338.1	Verificato
Sezione 6	-104	-112	338.1	Verificato
Sezione 7	31	63	338.1	Verificato
Sezione 8	79	129	338.1	Verificato
Sezione 9	92	149	338.1	Verificato

TENSIONI TOTALI CLS E VERIFICA				
Tensioni	$\sigma_{cls,inf}$	$\sigma_{cls,sup}$	$\sigma_{ed,cls}$	Verifica
Mmin	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
Sezione 1	0	0	15.9	Verificato
Sezione 2	0	0	15.9	Verificato
Sezione 3	0	0	15.9	Verificato
Sezione 4	0	0	15.9	Verificato
Sezione 5	0	0	15.9	Verificato
Sezione 6	0	0	15.9	Verificato
Sezione 7	0	-1	15.9	Verificato
Sezione 8	0	0	15.9	Verificato
Sezione 9	0	0	15.9	Verificato

Sollecitazioni MASSIME:

FASE 1		
Tensioni	$\sigma_{acc,inf}$	$\sigma_{acc,sup}$
Mmax	[Mpa]	[Mpa]
Sezione 1	0	0
Sezione 2	32	46
Sezione 3	9	12
Sezione 4	-28	-35
Sezione 5	-72	-75
Sezione 6	-9	-10
Sezione 7	49	75
Sezione 8	99	154
Sezione 9	111	177

FASE 2				
Tensioni	$\sigma_{acc,inf}$	$\sigma_{acc,sup}$	$\sigma_{cls,inf}$	$\sigma_{cls,sup}$
Mmax	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
Sezione 1	8	2	0	1
Sezione 2	89	9	2	4
Sezione 3	77	11	2	4
Sezione 4	45	9	1	2
Sezione 5	-6	-6	0	0
Sezione 6	16	3	1	1
Sezione 7	49	10	2	3
Sezione 8	91	16	3	6
Sezione 9	100	20	3	7

FASE 3				
Tensioni	$\sigma_{acc,inf}$	$\sigma_{acc,sup}$	$\sigma_{cls,inf}$	$\sigma_{cls,sup}$
Mmax	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
Sezione 1	23	16	1	1
Sezione 2	25	11	1	1
Sezione 3	9	5	0	0
Sezione 4	-6	-4	0	0
Sezione 5	-6	-6	0	0
Sezione 6	-5	-3	0	0
Sezione 7	14	9	0	1
Sezione 8	29	18	1	1
Sezione 9	32	21	1	2

TENSIONI TOTALI ACCIAIO E VERIFICA				
Tensioni	$\sigma_{acc,inf}$	$\sigma_{acc,sup}$	$\sigma_{rd,acc}$	Verifica
Mmax	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
Sezione 1	32	18	338.1	Verificato
Sezione 2	146	66	338.1	Verificato
Sezione 3	95	28	338.1	Verificato
Sezione 4	10	-30	338.1	Verificato
Sezione 5	-83	-86	338.1	Verificato
Sezione 6	1	-9	338.1	Verificato
Sezione 7	112	94	338.1	Verificato
Sezione 8	219	188	338.1	Verificato
Sezione 9	242	219	338.1	Verificato

TENSIONI TOTALI CLS E VERIFICA				
Tensioni	$\sigma_{cls,inf}$	$\sigma_{cls,sup}$	$\sigma_{cd,cls}$	Verifica
Mmax	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
Sezione 1	1	2	15.9	Verificato
Sezione 2	2	5	15.9	Verificato
Sezione 3	2	4	15.9	Verificato
Sezione 4	1	2	15.9	Verificato
Sezione 5	0	0	15.9	Verificato
Sezione 6	0	1	15.9	Verificato
Sezione 7	2	4	15.9	Verificato
Sezione 8	4	7	15.9	Verificato
Sezione 9	4	8	15.9	Verificato

Si riportano le tensioni dovute all'azione di taglio calcolata avendo attribuito all'anima metallica la somma dei tagli calcolati nelle tre fasi:

Tensioni	$\tau_{min,acc}$	$\tau_{max,acc}$	$\tau_{rd,acc}$	Verifica
Vmin -Vmax	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
Sezione 1	-70.6	-13.7	195.2	Verificato
Sezione 2	-31.4	7.4	195.2	Verificato
Sezione 3	-1.8	31.2	195.2	Verificato
Sezione 4	18.0	52.3	195.2	Verificato
Sezione 5	33.4	67.3	195.2	Verificato
Sezione 6	-76.2	-29.3	195.2	Verificato
Sezione 7	-67.0	-21.5	195.2	Verificato
Sezione 8	-46.7	-7.2	195.2	Verificato
Sezione 9	-14.0	9.0	195.2	Verificato

Le ali e le anime delle travi metalliche sono verificate a fatica. Il coefficiente di sicurezza impiegato per le verifiche a fatica considera che le conseguenze della rottura per fatica siano significative e che la struttura sia sensibile alla rottura per fatica pertanto si ha che:

$$\gamma_{Mf} = 1.35$$

Si riporta la tabella con il confronto delle tensioni calcolate per la combinazione di carico a fatica e la massima tensione compatibile con il dettaglio costruttivo impiegato.

FATICA					
Tensioni	$\Delta\sigma_{acc,inf}$	$\Delta\sigma_{acc,sup}$	Classe dettaglio	$\Delta\sigma_{dettaglio}$	Verifica
Mmax	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
Sezione 1	0.00	0.00	80	43.67	Verificato
Sezione 2	41.28	4.31	80	43.67	Verificato
Sezione 3	43.53	6.32	80	43.67	Verificato
Sezione 4	40.72	7.75	80	43.67	Verificato
Sezione 5	26.98	5.49	80	43.67	Verificato
Sezione 6	22.01	4.26	80	43.67	Verificato
Sezione 7	28.69	5.66	80	43.67	Verificato
Sezione 8	42.97	7.69	80	43.67	Verificato
Sezione 9	43.65	8.68	80	43.67	Verificato

FATICA				
Tensioni	$\Delta\tau_{acc}$	Classe dettaglio	$\Delta\tau_{maxo}$	Verifica
Mmax	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
Sezione 1	21	100	35.19	Verificato
Sezione 2	15	100	35.19	Verificato
Sezione 3	11	100	35.19	Verificato
Sezione 4	10	100	35.19	Verificato
Sezione 5	10	100	35.19	Verificato
Sezione 6	14	100	35.19	Verificato
Sezione 7	15	100	35.19	Verificato
Sezione 8	15	100	35.19	Verificato
Sezione 9	11	100	35.19	Verificato

Le sezioni delle travi che costituiscono il ponte sono verificate.

6.5.3. DIAFRAMMI METALLICI TRASVERSALI

Le verifiche di resistenza degli elementi metallici costituenti i diaframmi trasversali si sviluppano di seguito confrontando le azioni sollecitanti con quelle resistenti. Si riporta una sintesi delle forze sollecitanti:

$$N_{traverso\ superiore} = \pm 281 \cdot kN$$

$$N_{diagonali} = \pm 323 \cdot kN$$

$$N_{\text{traverso inferiore}} = 349 \cdot kN$$

Il traverso superiore è realizzato con due profili UPN200 accoppiati, se ne riporta la verifica a trazione e a compressione:

$$N_{\text{traverso superiore}} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma} = 2177 \cdot kN$$

La resistenza nei confronti dell'instabilità vale:

2 UPN 200	Acciaio	S355 (Fe510)	f_y (N/mm ²)	355
$\gamma_{M1} = 1.1$	$\beta_A = 1.0$	$\varepsilon = 0.81$	$\lambda_1 = 93.9$	$\varepsilon = 76.4$
			Instabilità attorno all'asse	
			y - y	z - z
Snellezza	λ		64.94	135.27
Snellezza adimensionale	$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1 \beta_A^{0.5}$		0.85	1.7706
Curva di instabilità			c	c
Coefficiente di imperfezione	α		0.49	0.49
$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2)^2 + \bar{\lambda}]$			1.0204	2.4523
$\chi = 1 / [\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}]$			0.6309	0.241
$N_{b,Rd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1}$ (kN)			1311.144	500.927

Il traverso inferiore è realizzato con due profili UPN160 accoppiati, se ne riporta la verifica a trazione :

$$N_{\text{traverso inferiore}} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma} = 1623 \cdot kN$$

Le diagonali sono realizzate con due profili UPN220 accoppiati, se ne riporta la verifica a trazione e a compressione:

$$N_{\text{diagonali}} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma} = 2529 \cdot kN$$

La resistenza nei confronti dell'instabilità vale:

2 UPN 220		Acciaio	S355 (Fe510)	f_y (N/mm ²)	355
γ_{M1}	1.1	β_A	1.0	ε	0.81
				λ_1	93.9
				ε	76.4
Instabilità attorno all'asse					
y - y z - z					
Snellezza		λ		42.45	92.42
Snellezza adimensionale	$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1$	$\beta_A^{0.5}$		0.5557	1.2097
Curva di instabilità				c	c
Coefficiente di imperfezione	α			0.49	0.49
$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2)^2 + \bar{\lambda}^2]$				0.7415	1.479
$\chi = 1 / [\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}]$				0.8113	0.4292
$N_{b,Rd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1}$			(kN)	1958.563	1036.063

6.5.4. SPALLE

L'equilibrio rotazionale e la traslazione della spalla è garantito dalla portata dei pali di fondazione che lavorano assialmente e a taglio e flessione. Le sollecitazioni sui pali riportate nei capitoli precedenti sono ora verificate secondo due tipi di approccio:

Approccio 1 per le combinazioni statiche:

- Combinazione 1 (A1+M1+R1)
- Combinazione 2 (A2+M1+R2)

Approccio 2 per la combinazione sismica

- (A1+M1+R3)

Verifiche geotecniche:

La capacità portante dei pali trivellati è determinata sulla base delle indicazioni contenute nella relazione geotecnica di relativa all'opera in oggetto (vedi elaborato 0586_PD_0_V45_V0000_0_GT_RB_01).

Tutti i valori di portata dei pali tengono conto della resistenza flessionale dei pali calcolata considerando una armatura verticale di 40 barre $\varnothing 30$ e una armatura a taglio realizzata con spirale di diametro $\varnothing 12$ e passo 15 (in seguito si riportano le verifiche di resistenza del palo).

Combinazione slu A1+M1+R1

Nelle combinazioni allo stato limite ultimo combinate secondo (A1+M1+R1) la compressione massima dei pali vale 1934 kN e i pali sono soggetti ad una azione tagliante massima di 223.3 kN ciascuno.

La resistenza a compressione per pali di diametro 1.2 m e di lunghezza 35 m per la combinazione (A1+M1+R1) per palo singolo vale circa 4950 kN, riducendo la resistenza con un fattore 0.7 per considerare l'effetto della presenza di altri pali posizionati ad una distanza inferiore agli 8 diametri si ha una resistenza pari a 3465 kN.

La portata laterale di ciascun palo è funzione della resistenza a flessione del palo stesso. Il palo soggetto ad un taglio di 223.3 kN ha una resistenza a pressoflessione pari a:

$$M_{Rd}(N_{Sd} = 1934 \cdot kN) = 4748 \cdot kNm$$

Con questo momento resistente si ha una resistenza nei confronti dell'azione di taglio pari a 1071 kN tenendo anche conto della penalizzazione per l'effetto gruppo dei pali.

Combinazione slu A2+M1+R2

Nelle combinazioni allo stato limite ultimo combinate secondo (A2+M1+R2) la compressione massima dei pali vale 1613 kN e i pali sono soggetti ad una azione tagliante massima di 223.6 kN ciascuno.

La resistenza a compressione per pali di diametro 1.2 m e di lunghezza 35 m per la combinazione (A2+M1+R2) per palo singolo vale circa 2650 kN, riducendo la resistenza con un fattore 0.7 per considerare l'effetto della presenza di altri pali posizionati ad una distanza inferiore agli 8 diametri si ha una resistenza pari a 1855 kN.

La portata laterale di ciascun palo è funzione della resistenza a flessione del palo stesso. Il palo soggetto ad un taglio di 223.6 kN ha una resistenza a pressoflessione pari a:

$$M_{Rd}(N_{Sd} = 1616 \cdot kN) = 4697 \cdot kNm$$

Con questo momento resistente si ha una resistenza nei confronti dell'azione di taglio pari a 676 kN tenendo anche conto della penalizzazione per l'effetto gruppo dei pali.

Combinazione slu sismica A1+M1+R3

Nelle combinazioni allo stato limite ultimo per le azioni sismiche si ha, per la combinazione che massimizza le sollecitazioni, una compressione di 221 kN su 4 pali e una compressione di 1302 kN su gli altri 4 pali e tutti sono soggetti ad un taglio di 386.6 kN. La resistenza a compressione dei pali da 1.2 m di diametro e di 35 m di lunghezza valgono:

$$C_{Rd} = 2310 \cdot kN$$

I valori riportati tengono già conto di una riduzione che considera l'effetto gruppo dei pali.

La resistenza a flessione dei pali vale:

$$M_{Rd}(N_{Sd} = 1302 \cdot kN) = 4641 \cdot kNm$$

$$M_{Rd}(N_{Sd} = 221 \cdot kN) = 4418 \cdot kNm$$

Con questo momento resistente si ha una resistenza nei confronti dell'azione di taglio pari a 791 kN per i pali compressi con 221 kN e una resistenza nei confronti dell'azione di taglio pari a 822 kN per i pali compressi con 1302 kN tenendo anche conto della penalizzazione per l'effetto gruppo dei pali; il tagli resistente complessivo minimo vale 6328 kN contro uno sollecitante di 3093 kN.

Verifiche di resistenza del palo:

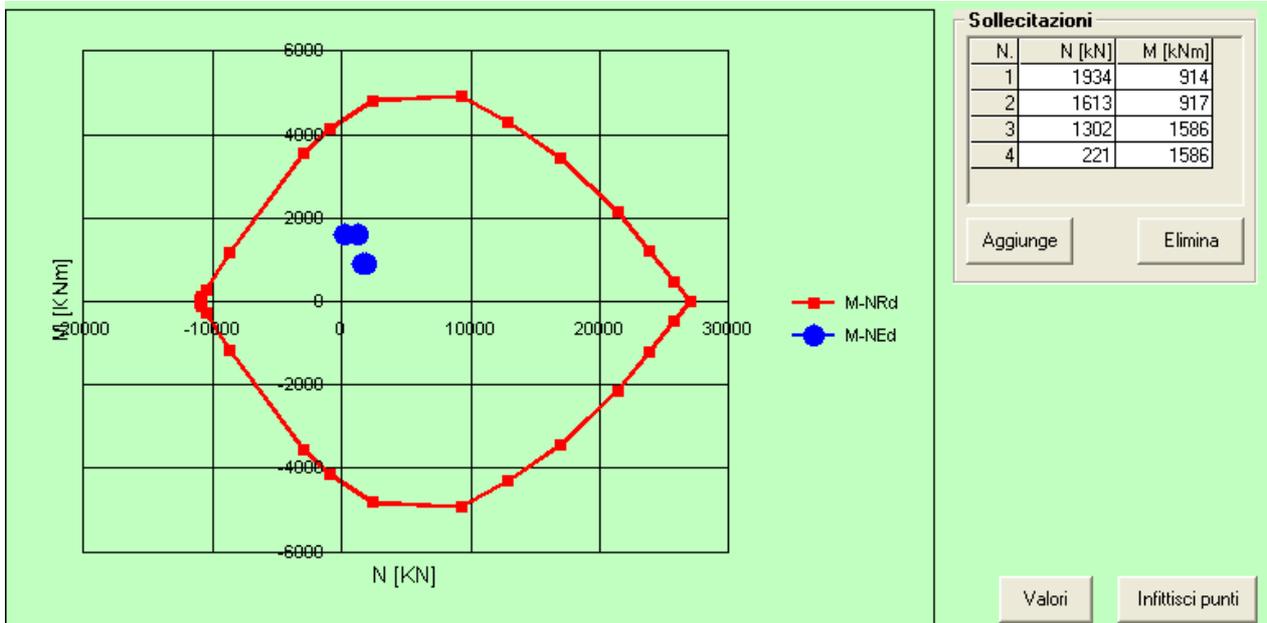
Per la verifica del taglio si utilizza l'espressione indicata nel DM del 14-01-2008 per sezioni armate con armature trasversali date dalle diagonali del traliccio, si riporta una sintesi del calcolo del taglio resistente:

$$\begin{aligned}
 A_{sw} &= 1508.0 \quad \text{mm}^2/\text{m} \\
 \rho_w &= 0.00129 \quad - \\
 A_{sw \min} &= 1755.0 \quad \text{mm}^2/\text{m} \\
 \rho_{w \min} &= 0.0015 \quad - \\
 \text{inclinazione bielle } \Theta &= 22 \quad ^\circ \\
 \tan \Theta &= 0.404 \quad - \\
 \cot \Theta &= 2.475 \quad - \\
 \cot \alpha &= 0.00 \\
 V_{rsd} &= 906.96 \quad \text{kN} \\
 V_{rsc} &= 1787. \quad \text{kN} \\
 V_{rd} &= \mathbf{906.96} \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{Rd, palo} = 907 \cdot \frac{kN}{m}$$

Il taglio resistente di ciascun palo vale 907 kN è

I pali sono soggetti ad un taglio massimo di 386.6 kN che provoca un momento flettente lungo il palo di 416 kNm ad una profondità di 9.5 m e 1586 kNm in sommità. La verifica di resistenza a pressoflessione condotta per valutare la portata laterale dei pali indica che la resistenza flessionale è maggiore di quella sollecitante dovuta alla azione orizzontale. Si riporta il dominio di resistenza a pressoflessione dei pali:



Verifiche di fessurazione del palo:

La fessurazione nei pali della spalla è controllata tramite il calcolo diretto. Nella combinazione più sfavorevole allo SLE la sollecitazione flessionale lungo il palo è di 185 kNm ad una profondità di 9.5 m e 706 kNm in sommità contestualmente ad una azione assiale pari a 1240 kN.

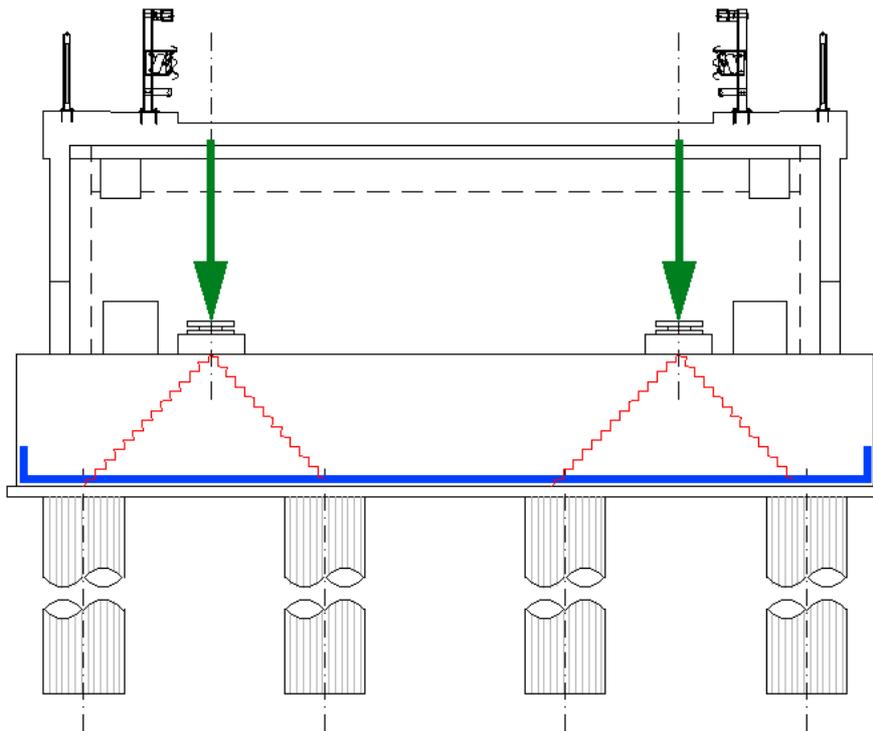
Si riporta il calcolo diretto dell'ampiezza delle fessure (combinazione frequente):

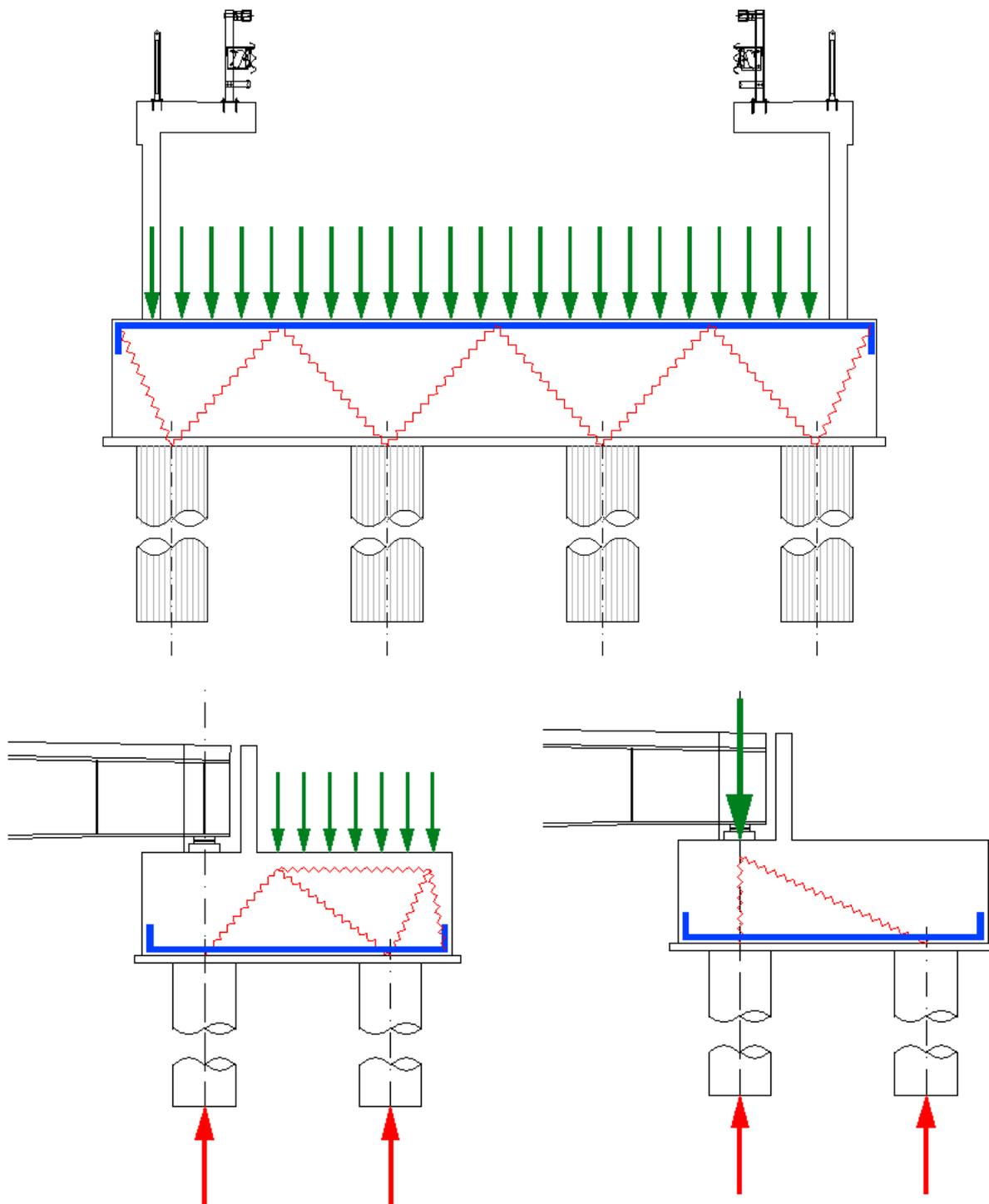
- k_t = 0.6
- h_{c,eff} = 169.4 mm
- A_{c,eff} = 182996 mm²
- ρ_{p,eff} = 0.077
- α_e = 6.452
- (e_{sm}-e_{cm}) = 0.0001
- spaziatura orizzontale barre (baricentrico) = 150 mm
- limite normativo del campo = 575 mm
- per barre ad aderenza migliorata k₁ = 0.8
- per flessione pura k₂ = 0.5
- k₃ = 3.4

	$k_4 =$	0.425	
distanza massima tra le fessure $s_{r,max} =$	406	mm	
ampiezza caratteristica fessure $w_k =$	0.052	mm	
ampiezza delle fessure $w_m =$	0.089	mm	

Verifiche di resistenza e fessurazione della zattera della spalla:

Per trasferire il carico delle travi e del terreno ai pali, visto che la zattera della spalla è un elemento tozzo, si prevedono degli schemi a puntone-tirante come quelli illustrati in seguito:





Le armature trasversali sono progettate con i primi due schemi mentre quelle longitudinali secondo i secondi due.

Le barre trasversali superiori e inferiori sono di diametro 20 mm disposte con un passo di 20 cm e sono soggette allo stato limite ultimo ad una tensione massima di 152.4 MPa e allo stato limite di esercizio per la combinazione frequente ad una tensione massima di 118 MPa.

Le barre longitudinali superiori e inferiori sono di diametro 20 mm disposte con un passo di 20 cm e sono soggette allo stato limite ultimo ad una tensione massima di 43.5 MPa e allo stato limite di esercizio per la combinazione frequente ad una tensione massima di 33.5 MPa.

La tensione di snervamento delle barre vale:

$$f_{yd} = \frac{450 \cdot \frac{N}{mm^2}}{1.15} = 391 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

La fessurazione è controllata, tramite il metodo indiretto previsto al paragrafo C.4.1.2.2.4 della Circolare applicativa n 617 limitando le tensioni e verificando che ci sia un passo minimo delle barre.

La tensione nelle barre di diametro massimo 20 mm è inferiore a 160 MPa e il passo è 200 mm pertanto si può considerare verificato il controllo delle fessurazioni per la classe di esposizione della zattera della spalla.

Per presidiare la zona di introduzione della forza alla sommità dei pali si prevedono 10 cavallotti di diametro 16 mm alti 1.8 m disposti metà lungo la direzione trasversale e metà lungo la direzione longitudinale.

L'incidenza delle armature presenti nei pali è di 130 Kg/mc.

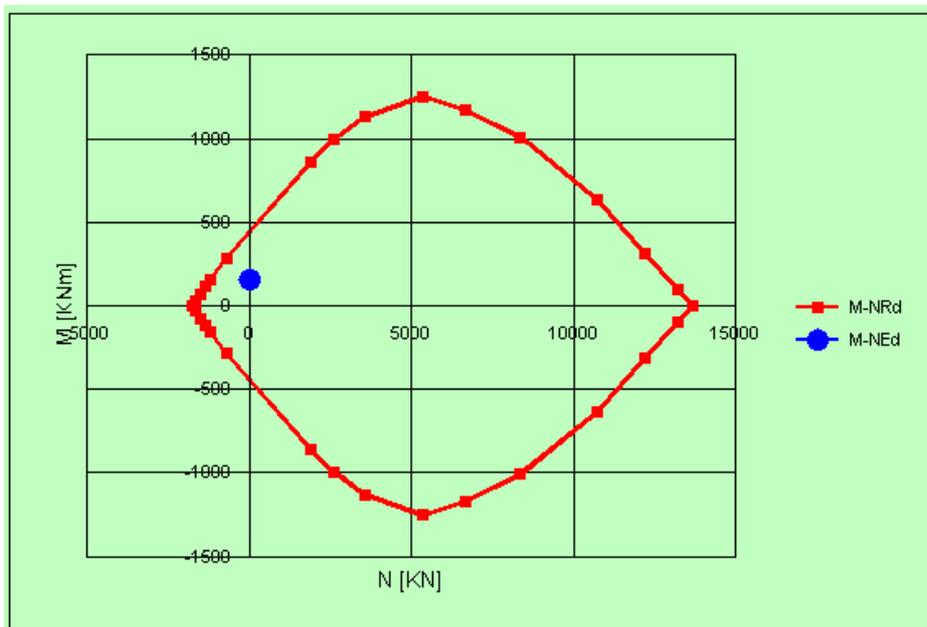
L'incidenza delle armature presenti nella zattera di fondazione è di 50 Kg/mc.

L'incidenza delle armature presenti nei ritegni è di 200 Kg/mc.

6.5.5. PARAGHIAIA

Verifiche di resistenza

Sopra le zattere delle spalle si trova un muro paraghiaia circa 2.25 m e spesso 60 cm sono soggetti allo stato limite ultimo ad un momento flettente di 313.6 kNm/m e ad un taglio 164.8 kN/m; si riporta la verifica a flessione e taglio per una sezione armata simmetricamente con barre verticali $\varnothing 24/20$ cm e barre orizzontali $\varnothing 12/20$ cm:



$$M_{Rd} = 446.5 \cdot kNm/m$$

Per la verifica del taglio si utilizza l'espressione indicata nel DM del 14-01-2008 per sezioni prive di armature trasversali specifiche per la resistenza al taglio, si riporta una sintesi del calcolo del taglio resistente:

Per la verifica del taglio longitudinale si utilizza l'espressione indicata nel DM del 14-01-2008 per sezioni prive di armature trasversali, si riporta una sintesi del calcolo del taglio resistente:

$$\begin{aligned}
 k &= 1.620 \\
 \sigma &= 0 \quad \text{Mpa} \\
 k_1 &= 0.15 \quad - \\
 v_{\min} &= 0.427 \quad \text{Mpa} \\
 V_{rd,\min} &= 222.05 \quad \text{kN} \\
 V_{rd} &= \mathbf{250.57} \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{Rd} = 250.577 \cdot \frac{kN}{m}$$

Verifiche di fessurazione

Caratteristiche ideali (sezione interamente reagente)

area ideale	$A_i = 670\,745$	mm ²
momento statico ideale	$S_i = 2.006E+08$	mm ³
distanza lembo sup da baricentro	$y_c = 299$	mm
distanza lembo inf da baricentro	$y'_c = 301$	mm
distanza armatura inf da baricentro	$y_s = 221$	mm
distanza armatura sup da baricentro	$y'_s = 219$	mm
momento d'inerzia ideale	$J_i = 2.142E+10$	mm ⁴

Momento di prima fessurazione [EC1992-1-1:2005 (3.23)]

$$M = \mathbf{228.51} \quad \text{kNm}$$

Il momento di prima fessurazione è maggiore di quello sollecitante per la combinazione frequente ($M_{sle} = 115$ kNm) pertanto si considera soddisfatta la verifica a fessurazione.

L'incidenza delle armature presenti nelle elevazioni della spalla è di 80 Kg/mc.

L'incidenza delle armature presenti nella soletta di transizione presente a tergo del paraghiaia è di 70 Kg/mc.

L'incidenza delle armature presenti nella soletta per il marciapiede in sommità del paraghiaia è di 100 Kg/mc.

6.5.6. PILE

L'equilibrio rotazionale e la traslazione della spalla è garantito dalla portata dei pali di fondazione che lavorano assialmente e a taglio e flessione.

Verifiche geotecniche:

La capacità portante dei pali trivellati è determinata sulla base delle indicazioni contenute nella relazione geotecnica di relativa all'opera in oggetto (vedi elaborato 0586_PD_0_V45_V0000_0_GT_RB_01).

Tutti i valori di portata dei pali tengono conto della resistenza flessionale dei pali calcolata considerando una armatura verticale di 40 barre $\varnothing 30$ e una armatura a taglio realizzata con spirale di diametro $\varnothing 12$ e passo 15 (in seguito si riportano le verifiche di resistenza del palo).

Combinazione slu A1+M1+R1

Nelle combinazioni allo stato limite ultimo combinate secondo (A1+M1+R1) la compressione massima dei pali vale 2773 kN e i pali sono soggetti ad una azione tagliante massima di 139 kN ciascuno.

La resistenza a compressione per pali di diametro 1.2 m e di lunghezza 42 m per la combinazione (A1+M1+R1) per palo singolo vale circa 5300kN, riducendo la resistenza con un fattore 0.7 per considerare l'effetto della presenza di altri pali posizionati ad una distanza inferiore agli 8 diametri si ha una resistenza pari a 3710 kN.

La portata laterale di ciascun palo è funzione della resistenza a flessione del palo stesso. Il palo soggetto ad un taglio di 139 kN ha una resistenza a pressoflessione pari a:

$$M_{Rd}(N_{Sd} = 2773 \cdot kN) = 4875 \cdot kNm$$

Con questo momento resistente si ha una resistenza nei confronti dell'azione di taglio pari a 1092 kN tenendo anche conto della penalizzazione per l'effetto gruppo dei pali.

Combinazione slu A2+M1+R2

Nelle combinazioni allo stato limite ultimo combinate secondo (A2+M1+R2) la compressione massima dei pali vale 2317 kN e i pali sono soggetti ad una azione tagliante massima di 139 kN ciascuno.

La resistenza a compressione per pali di diametro 1.2 m e di lunghezza 42 m per la combinazione (A2+M1+R2) per palo singolo vale circa 3600 kN, riducendo la resistenza con un fattore 0.7 per considerare l'effetto della presenza di altri pali posizionati ad una distanza inferiore agli 8 diametri si ha una resistenza pari a 2520 kN.

La portata laterale di ciascun palo è funzione della resistenza a flessione del palo stesso. Il palo soggetto ad un taglio di 139 kN ha una resistenza a pressoflessione pari a:

$$M_{Rd}(N_{Sd} = 2317 \cdot kN) = 4807 \cdot kNm$$

Con questo momento resistente si ha una resistenza nei confronti dell'azione di taglio pari a 689 kN tenendo anche conto della penalizzazione per l'effetto gruppo dei pali.

Combinazione slu sismica A1+M1+R3

Nelle combinazioni allo stato limite ultimo per le azioni sismiche si ha per la combinazione che massimizza il momento una compressione minima di 11 kN e una compressione massima di 2780 kN. La resistenza a compressione dei pali da 1.2 m di diametro e di 42 m di lunghezza valgono:

$$C_{Rd} = 3115 \cdot kN$$

I valori riportati tengono già conto di una riduzione che considera l'effetto gruppo dei pali.

La resistenza a flessione dei pali vale:

$$M_{Rd}(N_{Sd} = 11 \cdot kN) = 4376 \cdot kNm$$

$$M_{Rd}(N_{Sd} = 2780 \cdot kN) = 4876 \cdot kNm$$

Con questo momento resistente si ha una resistenza nei confronti dell'azione di taglio pari a 854 kN per i pali compressi con 2780 kN e una resistenza nei confronti dell'azione di taglio pari a 785kN per i pali compressi con 11 kN tenendo anche conto della penalizzazione per l'effetto gruppo dei pali; il taglio resistente complessivo minimo vale 6280 kN contro uno sollecitante di 3162 kN.

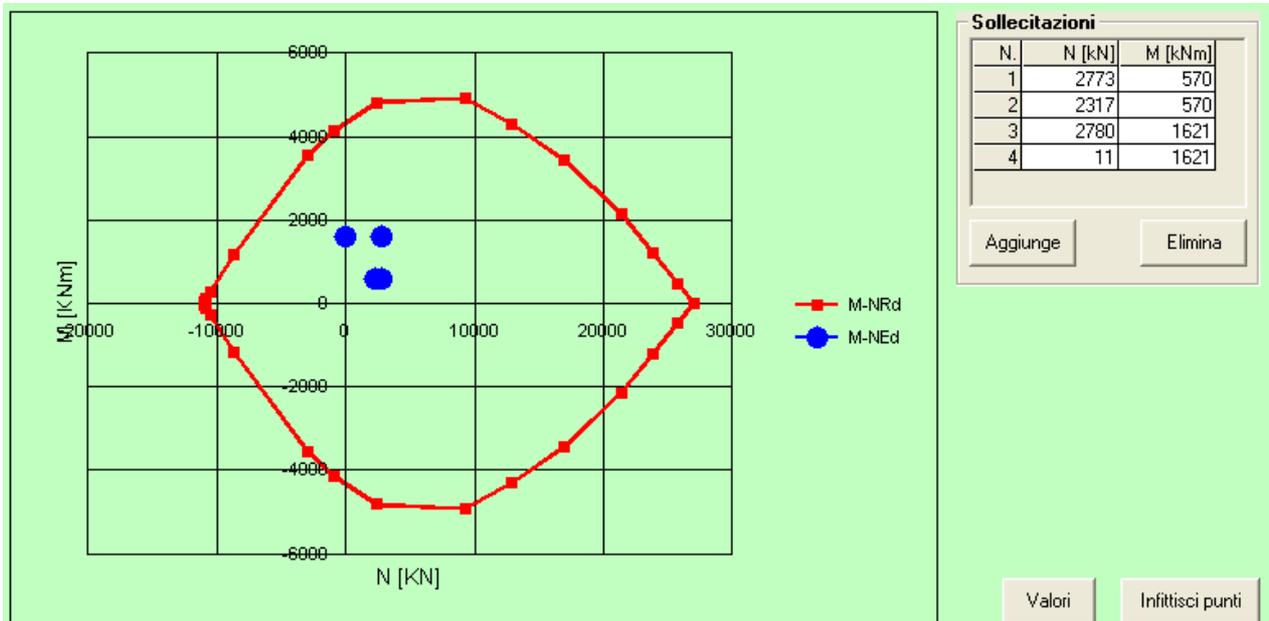
Verifiche di resistenza del palo:

Per la verifica del taglio su utilizza l'espressione indicata nel DM del 14-01-2008 per sezioni armate con armature trasversali date dalle diagonali del traliccio, si riporta una sintesi del calcolo del taglio resistente:

$$\begin{aligned}
 A_{sw} &= 1508.0 \quad \text{mm}^2/\text{m} \\
 \rho_w &= 0.00129 \quad - \\
 A_{sw \text{ min}} &= 1755.0 \quad \text{mm}^2/\text{m} \\
 \rho_{w \text{ min}} &= 0.0015 \quad - \\
 \text{inclinazione bielle } \Theta &= 22 \quad ^\circ \\
 \tan \Theta &= 0.404 \quad - \\
 \cot \Theta &= 2.475 \quad - \\
 \cot \alpha &= 0.00 \\
 V_{rsd} &= 906.96 \quad \text{kN} \\
 V_{rsc} &= 1787. \quad \text{kN} \\
 V_{rd} &= \mathbf{906.96} \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{Rd, palo} = 907 \cdot \frac{kN}{m}$$

I pali sono soggetti ad un taglio massimo di 395.3 kN che provoca un momento flettente lungo il palo di 425 kNm ad una profondità di circa 9.5 m e 1621 kNm in sommità. La verifica di resistenza a pressoflessione condotta per valutare la portata laterale dei pali indica che la resistenza flessionale è maggiore di quella sollecitante dovuta alla azione orizzontale. Si riporta il dominio di resistenza a pressoflessione dei pali:



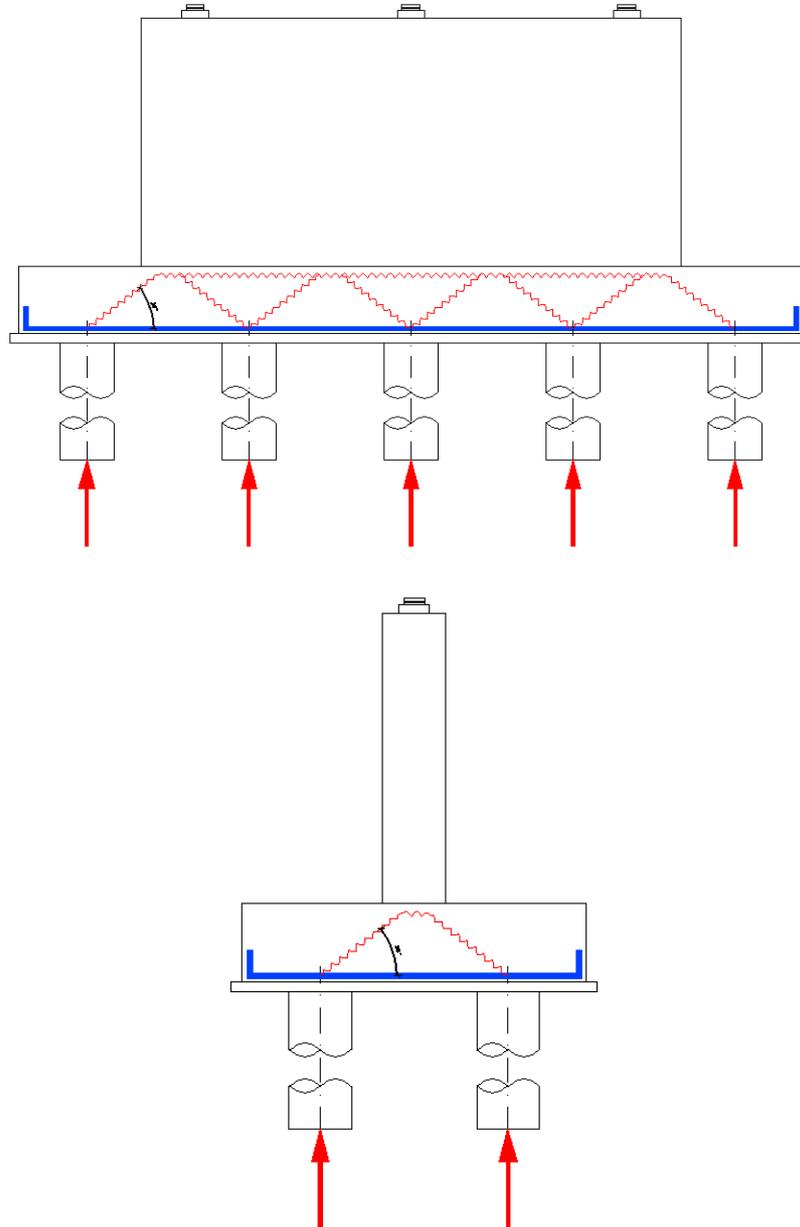
Verifiche di fessurazione del palo:

La fessurazione nei pali della spalla è controllata tramite il calcolo diretto. Nella combinazione più sfavorevole allo SLE la sollecitazione flessionale lungo il palo è di 45 kNm ad una profondità di circa 9.5 m e 171 kNm in sommità contestualmente ad una azione assiale pari a 1395kN.

Il momento di prima fessurazione vale 665 kNm (calcolato trascurando a favore di sicurezza l'azione assiale) pertanto si considera soddisfatta la verifica a fessurazione.

Verifiche di resistenza e fessurazione della zattera della pila:

Per trasferire il carico delle travi e del terreno ai pali, visto che la zattera della pila è un elemento tozzo, si prevedono degli schemi a puntone-tirante come quelli illustrati in seguito:



Le armature trasversali sono progettate con il primo schema mentre quelle longitudinali con il secondo.

Le barre sia trasversali che longitudinali, superiori e inferiori, sono di diametro 20 mm disposte con un passo di 20 cm e sono soggette allo stato limite ultimo ad una tensione massima di 188.1 MPa e allo stato limite di esercizio per la combinazione frequente ad una tensione massima di 136 MPa.

La tensione di snervamento delle barre vale:

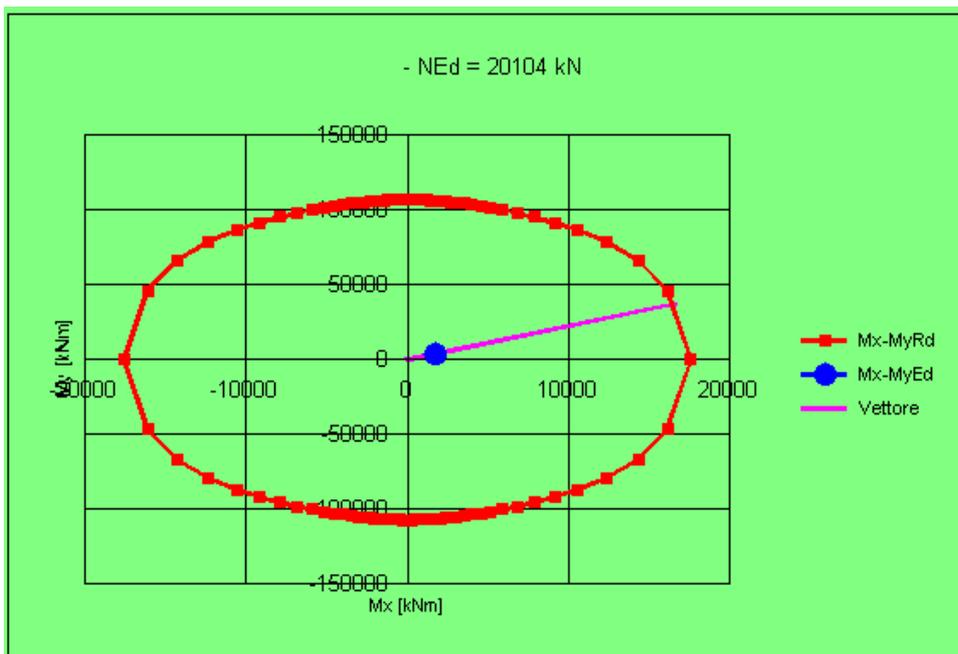
$$f_{yd} = \frac{450 \cdot \frac{N}{mm^2}}{1.15} = 391 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

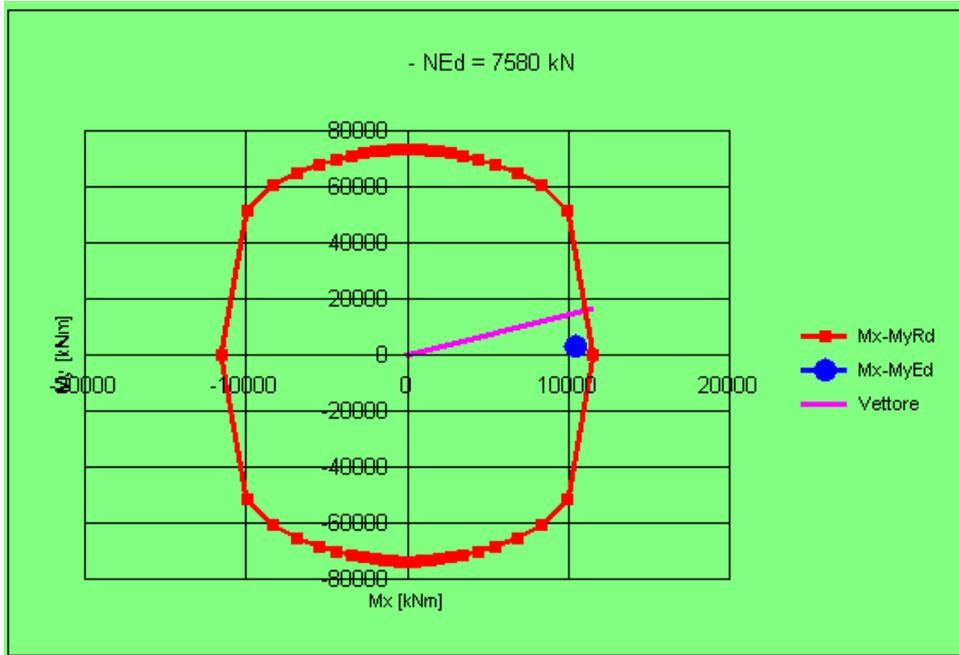
La fessurazione è controllata, tramite il metodo indiretto previsto al paragrafo C.4.1.2.2.4 della Circolare applicativa n 617 limitando le tensioni e verificando che ci sia un passo minimo delle barre.

La tensione nelle barre di diametro massimo 20 mm è inferiore a 200 MPa e il passo è 200 mm pertanto si può considerare verificato il controllo delle fessurazioni per la classe di esposizione della zattera della pila.

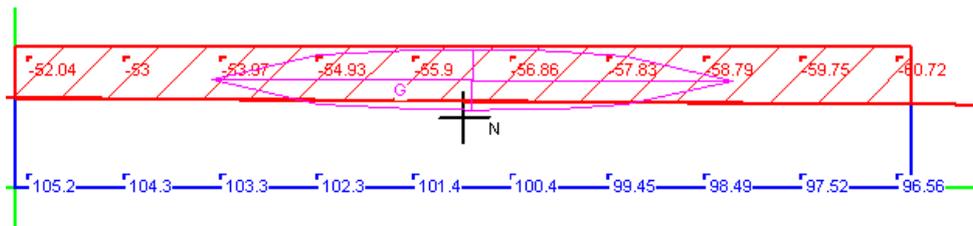
Per presidiare la zona di introduzione della forza alla sommità dei pali si prevedono 10 cavallotti di diametro 16 mm alti 1.8 m disposti metà lungo la direzione trasversale e metà lungo la direzione longitudinale.

L'elevazione della pila è realizzata con un setto spesso 1.2 m e largo 7.6 m armato con barre verticali 1ø24/20 cm sui due lati e barre orizzontali 1ø14/20 cm; si riporta il dominio di resistenza dell' elemento:





La fessurazione è controllata, tramite il metodo indiretto previsto al paragrafo C.4.1.2.2.4 della Circolare applicativa n 617 limitando le tensioni e verificando che ci sia un passo minimo delle barre.



La tensione nelle barre di diametro massimo 24 mm è inferiore a 160 MPa e il passo è 200 mm pertanto si può considerare verificato il controllo delle fessurazioni per la classe di esposizione dell'elevazione della pila.

L'incidenza delle armature presenti nei pali è di 130 Kg/mc.

L'incidenza delle armature presenti nella zattera di fondazione è di 65 Kg/mc.

L'incidenza delle armature presenti nelle elevazioni è di 70 Kg/mc.

L'incidenza delle armature presenti nei ritegni è di 200 Kg/mc.

6.5.7. VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Nelle combinazioni di carico allo stato limite di esercizio si verifica infine la deformata verticale del ponte. Nella prossima tabella si riporta il contributo dei diversi carichi per la deformata delle campate e la loro combinazione:

Condizione di	δ Campata	δ Campata
carico	laterale	centrale
[-]	[mm]	[mm]
P Prop	-0.6	9
env g1	2	77
env q	6.0	35.0
env Qi	10	31.4
DT	-0.4	2
env g2	1	29
SLE - frequente	12.1	153.8
$(L/\delta)_{frequente}$	2073	306
SLE - quasi perm	2.2	116
$(L/\delta)_{quasi\ permanente}$	11363.6	405.2

Il ponte è sufficientemente rigido in quanto lo spostamento verticale in mezzera delle due campate è inferiore a $L/300$ per la combinazione frequente e inferiore a $L/300$ per la combinazione quasi permanente.

6.5.8. APPARECCHI DI APOGGIO

Si riportano di seguito le azioni verticali sollecitanti alla base degli apparecchi di appoggio divise nelle diverse combinazioni di carico.

Nodo	Carico	Valore	R long	R trasv	R vert
[-]	[-]	[-]	KN	KN	KN
1	P Prop		0	0	39
1	g1		0	0	314
1	g2		0	0	139
1	env q	Max	0	0	334
1	env q	Min	0	0	131
1	env Qi	Max	0	0	627
1	env Qi	Min	0	0	-155
2	P Prop		0	0	41
2	g1		0	0	349
2	g2		0	0	156
2	env q	Max	0	0	332
2	env q	Min	0	0	155
2	env Qi	Max	0	0	629
2	env Qi	Min	0	0	-133
3	P Prop		0	0	41
3	g1		0	0	349
3	g2		0	0	156
3	env q	Max	0	0	332
3	env q	Min	0	0	-149
3	env Qi	Max	0	0	20
3	env Qi	Min	0	0	-124
4	P Prop		0	0	38
4	g1		0	0	314
4	g2		0	0	139



4	env q	Max	0	0	334
4	env q	Min	0	0	-168
4	env Qi	Max	0	0	25
4	env Qi	Min	0	0	-145
5	P Prop		0	0	341
5	g1		0	0	1 639
5	g2		0	0	863
5	env q	Max	0	0	1 269
5	env q	Min	0	0	387
5	env Qi	Max	0	0	691
5	env Qi	Min	0	0	47
6	P Prop		0	0	341
6	g1		0	0	1 639
6	g2		0	0	863
6	env q	Max	0	0	796
6	env q	Min	0	0	387
6	env Qi	Max	0	0	459
6	env Qi	Min	0	0	-62
7	P Prop		0	0	39
7	g1		0	0	325
7	g2		0	0	146
7	env q	Max	0	0	334
7	env q	Min	0	0	145
7	env Qi	Max	0	0	629
7	env Qi	Min	0	0	-143
8	P Prop		0	0	39
8	g1		0	0	325
8	g2		0	0	146
8	env q	Max	0	0	334
8	env q	Min	0	0	-159
8	env Qi	Max	0	0	22
8	env Qi	Min	0	0	-133
9	P Prop		0	0	343
9	g1		0	0	1 664

9	g2		0	0	873
9	env q	Max	0	0	1 279
9	env q	Min	0	0	385
9	env Qi	Max	0	0	696
9	env Qi	Min	0	0	47
10	P Prop		0	0	343
10	g1		0	0	1 664
10	g2		0	0	873
10	env q	Max	0	0	805
10	env q	Min	0	0	385
10	env Qi	Max	0	0	468
10	env Qi	Min	0	0	-64
13	P Prop		0	0	438
13	g1		0	0	1 675
13	g2		0	0	880
13	env q	Max	0	0	1 296
13	env q	Min	0	0	385
13	env Qi	Max	0	0	695
13	env Qi	Min	0	0	50
14	P Prop		0	0	438
14	g1		0	0	1 675
14	g2		0	0	880
14	env q	Max	0	0	812
14	env q	Min	0	0	385
14	env Qi	Max	0	0	480
14	env Qi	Min	0	0	-70

Le reazioni sono state riportate facendo riferimento ai nodi delle travi del manufatto nelle diverse fasi considerate e se ne riporta la descrizione:

Nodo 1: prima spalla della trave in fase 1

Nodo 2: prima spalla della trave in fase 2

Nodo 3: seconda spalla della trave in fase 2

Nodo 4: seconda spalla della trave in fase 1

Nodo 5: prima pila della trave in fase 2

Nodo 6: seconda pila della trave in fase 2

Nodo 7: prima spalla della trave in fase 3

Nodo 8: seconda spalla della trave in fase 3

Nodo 9: prima pila della trave in fase 3

Nodo 10: seconda spalla della trave in fase 3

Nodo 13: prima pila della trave in fase 1

Nodo 14: seconda pila della trave in fase 1

Si riporta una sintesi con il minimo e il massimo delle reazioni vincolari agli appoggi delle travi metalliche:

	SLE (comb. RARA)		SLU - A1		SLU - A2		SISMA	
	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN
SPALLE	1459	224	1969	128	1603	183	498	498
PILE	4946	2986	6677	2986	5632	2986	2986	2986

In caso di vento e sisma si hanno le seguenti sollecitazioni orizzontali massime sulle spalle e sulle pile:

Spalle:

Forza massima prima direzione: 1189 KN

Forza massima seconda direzione: 357 kN

Pile:

Forza massima prima direzione: 1132 KN

Forza massima seconda direzione: 340 kN

Si riporta una sintesi dei calcoli eseguiti per determinare le azioni orizzontali dovute al sisma (le forze orizzontali dovute al vento risultano essere meno gravose).

Forze su apparecchi di appoggio delle spalle e pile:

Lo spostamento massimo atteso allo stato limite di collasso è di 211 mm che sommato allo spostamento termico e allo spostamento per ritiro per la combinazione sismica da uno spostamento complessivo di 242 mm. Per avere uno spostamento tale in concomitanza di una forza verticale pari a 2986 kN si utilizza un dispositivo isolatore elastomerico tipo SI-N 700/160 capaci di uno spostamento laterale massimo di 300 mm, sia per le pile che per le spalle, di produzione della FIP, tuttavia sono impiegabili prodotti equivalenti. Questo dispositivo è in grado di resistere ad una forza verticale massima allo stato limite ultimo pari a 11370 kN pertanto soddisfa anche questa condizione dato che si ha una compressione massima di 6677 kN.

Forze su spalle e pile:

Lo spostamento massimo atteso allo stato limite di vita per il periodo del ponte è di 205 mm che sommato allo spostamento termico e a quello per ritiro per la combinazione sismica da uno spostamento complessivo di 236 mm.

La rigidezza di ciascuno degli 8 dispositivi scelte è pari a $K_e = 1.92$ kN/mm pertanto il periodo di oscillazione del ponte vale:

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \frac{\sqrt{M_{totale\ struttura}}}{\sqrt{n_{isolatori} \cdot K_e}} = 1.893 \cdot sec$$

Con questo periodo è stato verificato lo spostamento sismico atteso.

La forza sismica complessiva corrispondente a questo periodo per lo stato limite di vita vale 4529 kN.

La forza sismica viene distribuita proporzionalmente al numero degli smorzatori presenti sulle spalle e sulle pile incrementando, a favore di sicurezza, la forza sulle spalle in ragione di una maggior rigidezza del complesso della spalla rispetto alla pila

Su ciascuna pila sono presenti 2 isolatori pertanto la forza che vi compete vale 1132 KN. Sulla spalla sono presenti altri 2 isolatori pertanto la forza che vi compete vale 1189 kN ottenuta incrementando, a favore di sicurezza, la forza dei dispositivi di appoggio in ragione di una maggior rigidezza del complesso della spalla rispetto alla pila.

La forza sismica inerziale della zattera della spalla, della zattera della pila e della pila stessa vale:

$$E_{zattera\ spalla} = 1335 \cdot kN$$

$$E_{pila} = 560 \cdot kN$$

$$E_{zattera\ pila} = 1337 \cdot kN$$

6.5.9. GIUNTI DI DILATAZIONE

Per “capacità di spostamento” dei giunti di dilatazione posti alle estremità dell’impalcato si intende la capacità di deformarsi in allungamento (dilatazione), di accorciarsi (contrazione) e di deformarsi trasversalmente (scorrimento). I giunti previsti garantiscono:

- capacità di spostamento, senza danneggiarsi, l’assorbimento degli spostamenti longitudinali e trasversali dovuti al normale esercizio dell’opera (SLE) per le variazioni termiche, l’azione di frenatura, l’azione del vento, le azioni dei carichi mobili e quelle dovute ai carichi permanenti portati;
- capacità di spostamento, senza danneggiarsi, l’assorbimento degli spostamenti longitudinali e trasversali dovuti allo Stato Limite di Danno (SLD) in condizione sismica, opportunamente combinati con quelli derivanti dalle variazioni termiche e dai carichi permanenti portati;
- la fruibilità del ponte in condizioni sismiche violente (SLC) opportunamente combinato con le variazioni termiche e i carichi permanenti, anche se irreversibilmente danneggiati in termini di capacità di spostamento;
- l’assenza di fenomeni longitudinali di martellamento per un sisma violento (SLC) opportunamente combinato con le variazioni termiche e i carichi permanenti.

Si prevede pertanto l’adozione di giunti di dilatazione che presentino le seguenti caratteristiche:

- Capacità di spostamento longitudinale: +/- 135 mm;
- Capacità di scorrimento trasversale: +/- 100 mm;
- Carrabilità per spostamenti longitudinali: +/- 242 mm;
- Carrabilità per scorrimenti trasversali: +/- 211 mm.

tale da scongiurare fenomeni di martellamento in caso di sisma violento.

Il giunti di dilatazione previsto è tipo "RAN-P 500 TS" di produzione della FIP, tuttavia sono impiegabili prodotti equivalenti.