



Provincia di Pisa

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO RELATIVO ALL'APPALTO DEI LAVORI SP 27 DI MONTECASTELLI – PONTE SUL PAVONE KM 06+300 – CONSOLIDAMENTO MURO ANDATORE, RIPRISTINO PAVIMENTAZIONI E PARAPETTI.

PROGETTO DI VARIANTE



Descrizione elaborato

Relazione strutturale e di calcolo

Codice interno	Lotto	Livello	Ambito	Tipo	Numero	Rev.	Data
25039	LU	VR	STR	R	12	00	Novembre 2025

COMMITTENTE:

PROVINCIA DI PISA - SETTORE VIABILITA' TRASPORTI
PROTEZIONE CIVILE

Sede Legale: Piazza Vittorio Emanuele II 14 56125 Pisa (PI)
Tel. +39 050 929111
P.I. 01346390501
C.F. 80000410508
PEC: protocollo@provpisa.pcertificata.it

PROGETTAZIONE:



Ing. Matteo Pierami
Arch. Elena Vangelì

REV	DATA	MOTIVAZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	AUTORIZZATO
00	Novembre 2025	Prima emissione	Ing. G. Benedetti	Ing.N. Giusti	Ing.F. Lippi	Ing. A. Dami



PROVINCIA DI PISA

Provincia di Pisa

Settore Viabilità Trasporti Protezione Civile

LAVORI SP 27 DI MONTECASTELLI – PONTE SUL PAVONE KM 06+300 – CONSOLIDAMENTO MURO ANDATORE, RIPRISTINO PAVIMENTAZIONI E PARAPETTI

1 Sommario

1	Sommario.....	1
2	Premessa.....	2
3	Descrizione dell'opera.....	4
4	Aspetti generali sulla statica della struttura.....	4
5	Definizione dei carichi.....	5
6	Risultati dell'analisi.....	8
7	Conclusioni.....	11
8	Normativa di riferimento.....	12
8.1	Materiali allo stato di progetto.....	13
9	Analisi dei carichi.....	14
9.1	Carichi permanenti strutturali G1.....	14
9.2	Carichi permanenti portati G2.....	14
9.3	Carichi variabili.....	14
9.3.1	Azioni da traffico: carichi verticali.....	14
9.3.2	Azioni da traffico: azione longitudinale di frenamento o di accelerazione q3.....	15
9.3.3	Azioni della temperatura.....	16
9.3.4	Azioni sui parapetti e urto di veicoli in svio.....	17
10	Combinazione dei carichi.....	18
11	Stato di Progetto.....	18
12	Verifiche SLU cordolo.....	19
12.1	Modello di calcolo.....	19
12.2	Verifica a flessione del cordolo.....	19
12.3	Verifica a taglio del cordolo.....	20
12.4	Verifica a torsione del cordolo.....	21
13	Verifiche SLU soletta.....	22
13.1	Fase di getto.....	22
13.2	Fase di esercizio.....	24
13.2.1	Verifica a momento flettente.....	25
13.2.2	Verifica a taglio.....	25
13.2.3	Dimensionamento e verifica dell'armatura della trave di collegamento.....	26
13.2.4	Dimensionamento e verifica dei connettori nuovo impalcato-struttura esistente.....	27



PROVINCIA DI PISA

Provincia di Pisa

Settore Viabilità Trasporti Protezione Civile

LAVORI SP 27 DI MONTECASTELLI – PONTE SUL PAVONE KM 06+300 – CONSOLIDAMENTO MURO ANDATORE, RIPRISTINO PAVIMENTAZIONI E PARAPETTI

2 Premessa

La presente relazione generale è relativa al progetto esecutivo dei “Lavori SP 27 di Montecastelli – Ponte sul Pavone Km 06+300 – Consolidamento muro andatore, ripristino pavimentazioni e parapetti”.

Il ponte in oggetto è ubicato a Montecastelli, frazione di Castelnuovo su Strada Provinciale 27. Nell'immagine seguente viene riprodotta una vista area con l'ubicazione del manufatto in esame.



Figura 1: Vista area dell'area oggetto di intervento.

Si tratta di un ponte ad arco a via superiore costituito da tre campate di circa 15 metri di luce, a sesto ribassato, per una lunghezza totale dell'impalcato di circa 50 metri, con larghezza media dell'impalcato di circa 5,3 metri. La struttura è formata da volte a botte retta, ossia con generatrici normali alle fronti, in laterizio con tessitura di mattoni a vista, e pile e spalle in muratura di pietra da taglio. I muri di testa, ovvero le pareti di contenimento del timpano, sono anch'essi in muratura di pietrame squadrato, sovrastate da un cordolo in pietra squadrata aggettante. Il tratto di strada che interessa il ponte ha un andamento rettilineo con pendenza pressoché nulla. La sede stradale, con manto superficiale in asfalto, ne occupa integralmente la larghezza e risulta delimitata ai bordi da deboli barriere realizzate con parapetti leggeri composti da una ringhiera in profili piatti in ferro interrotta da pilastri in muratura.

Nell'immagine sottostante si riportano alcune viste rappresentativa del manufatto.



PROVINCIA DI PISA

Provincia di Pisa

Settore Viabilità Trasporti Protezione Civile

LAVORI SP 27 DI MONTECASTELLI – PONTE SUL PAVONE KM 06+300 – CONSOLIDAMENTO MURO ANDATORE, RIPRISTINO PAVIMENTAZIONI E PARAPETTI



Figura 2: Prospetto frontale



Figura 3: Particolare Pila 1



Figura 4: Particolare Pila 2



PROVINCIA DI PISA

Provincia di Pisa

Settore Viabilità Trasporti Protezione Civile

LAVORI SP 27 DI MONTECASTELLI – PONTE SUL PAVONE KM 06+300 – CONSOLIDAMENTO MURO ANDATORE, RIPRISTINO PAVIMENTAZIONI E PARAPETTI



Figura 5: Vista delle spalla



Figura 6: Vista intradosso arco

3 Descrizione dell'opera

Il manufatto è un ponte ad arco a via superiore costituito da tre campate di circa 15 metri di luce, a sesto ribassato, per una lunghezza totale dell'impalcato di circa 50 metri, con larghezza media dell'impalcato di circa 5,3 metri. La struttura è formata da volte a botte retta, ossia con generatrici normali alle fronti, in laterizio con tessitura di mattoni a vista, e pile e spalle in muratura di pietra da taglio. I muri di testa, ovvero le pareti di contenimento del timpano, sono anch'essi in muratura di pietrame squadrate, sovrastate da un cordolo in pietra squadrate aggettante. Il tratto di strada che interessa il ponte ha un andamento rettilineo con pendenza pressoché nulla. La sede stradale, con manto superficiale in asfalto, ne occupa integralmente la larghezza e risulta delimitata ai bordi da deboli barriere realizzate con parapetti leggeri composti da una ringhiera in profili piatti in ferro interrotta da pilastri in muratura.

4 Aspetti generali sulla statica della struttura

Introduzione

Il ponte in questione è formato da tre arcate in muratura di luce paragonabile ma non identica; al fine del presente studio, è stata esaminata una singola volta muraria, conformandone la geometria a quella di maggior luce. L'indagine sulla sicurezza della volta in muratura, quindi, è stata svolta considerando una porzione di essa compresa tra due piani paralleli al timpano e posti tra loro alla distanza di un metro. Ammettendo che si abbia, nel senso trasversale al ponte, una distribuzione simmetrica di azioni, esse vengono a comporsi in un sistema di forze agenti nel piano di mezzeria della porzione di volta considerata.

Il peso permanente è costituito da quello proprio della volta, del rinfiango, del timpano, del riempimento e del piano stradale.

Le azioni esercitate da questi vengono determinate immaginando di scomporre la volta in cunei mediante giunti fittizi, diretti normalmente al proprio asse e ammettendo, sotto tale ipotesi, che ogni cuneo porti oltre al peso proprio quello di tutta la struttura sovrapposta, nonché quello dei sovraccarichi compresi tra i piani verticali che passano per gli spigoli di estradosso del cuneo, condizione resa abbastanza plausibile dalla presenza di timpani massicci.

Nel procedimento grafico seguito, che segue l'impostazione alla base del metodo di *Durand-Claye* per la verifica degli archi, i volumi corrispondenti ai carichi agenti sulla volta sono stati omogenizzati al materiale della struttura in laterizio, così da risultare associati a carichi di ugual valore ma composti con lo stesso materiale della struttura portante. Operativamente, la rappresentazione grafica si è ottenuta moltiplicando le ordinate verticali di tali volumi per il rapporto tra il peso specifico del materiale di volta in volta considerato e quello corrispondente al materiale di riferimento; con ciò sono state disegnate le linee di carico e determinate le superfici di carico.



Analoga procedura è stata adottata per i sovraccarichi accidentali, ovvero l'entità del carico in questione è stato trasformato in un volume equivalente di materiale base della struttura.

Trattandosi di un ponte in muratura, nel quale tra il sovraccarico e la struttura è interposto il materiale di rinfiacco e di riempimento, l'azione prodotta dal carico tandem di normativa è stata sostituita da un carico ripartito sul piano stradale secondo due disposizioni: la prima corrispondente al ponte interamente carico, la seconda a un carico distribuito su metà arcata, il tutto a rappresentare le configurazioni richiamate nelle figure seguenti.

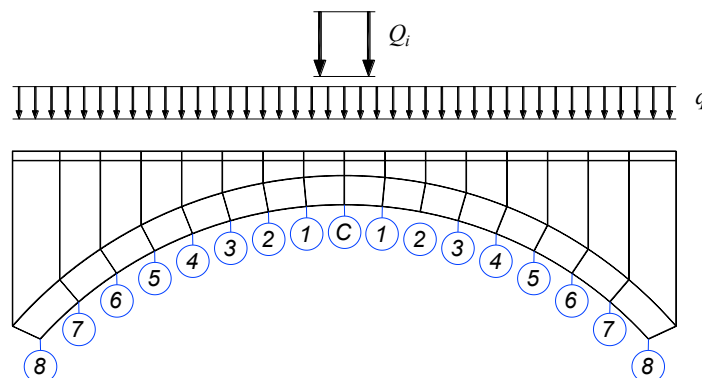


Fig. 1 – Disposizione N.1: carico simmetrico

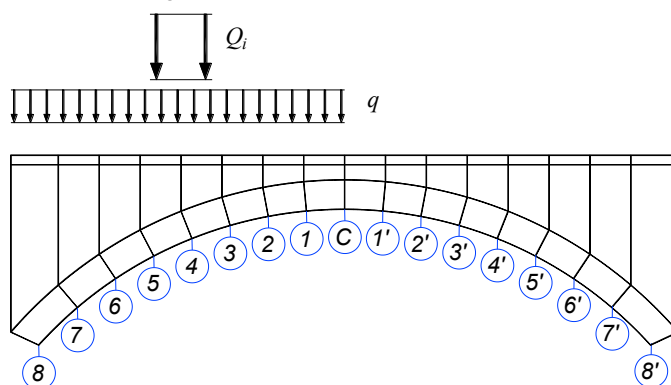


Fig. 2 – Disposizione N.2: carico non simmetrico

Considerazioni alla base della valutazione della sicurezza

Lo studio che segue è stato condotto in assenza di elaborati documentali che diano indicazione sull'esatta geometria dell'impianto strutturale del manufatto, se non limitatamente al suo aspetto esteriore. Mancano, inoltre, indicazioni di qualsiasi genere riferite alle qualità dei materiali impiegati, sia per la realizzazione della volta sia per gli elementi di completamento. Ciò premesso, la presente analisi deve essere interpretata come una prima indicazione di massima del comportamento della struttura, utile ma non esaustiva a definire un quadro delle sollecitazioni che gravano sul manufatto.

5 Definizione dei carichi

Azioni permanenti

Peso Proprio degli elementi strutturali (g_1)

Il peso proprio della volta in muratura è stato messo in conto considerando un peso specifico del materiale pari a 18 kN/m³.



Al fine del presente studio, si è ritenuto che l'elemento strutturale in questione abbia spessore costante sia in senso longitudinale sia trasversale, ipotesi coerente con l'andamento geometrico evidenziato dai prospetti del ponte.

Per le opere in progetto si è messo in conto un peso specifico del materiale pari a 25 kN/m^3 .

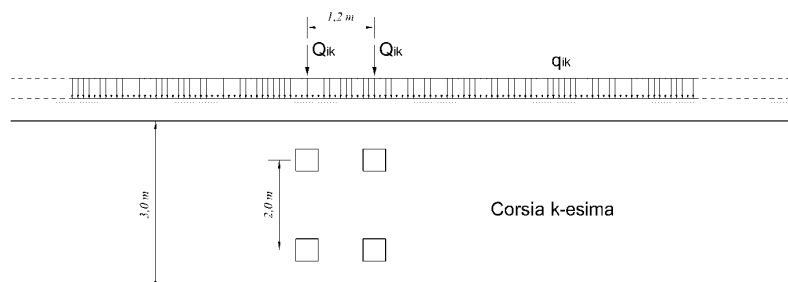
Carichi permanenti portati (g_2)

Tra la volta in muratura e il graticcio di impalcato, il corpo del ponte si compone di un elemento di rinfiango, di timpani e di un riempimento. Anche in virtù dell'assenza di una corretta geometria degli elementi in questione, si è ipotizzato un peso specifico omogeneo di intensità pari a 20 kN/m^3 .

Per la pavimentazione della sede stradale, il peso specifico medio a metro quadrato è stato assunto pari a 3 kN/m^2 , comprensivo del contributo degli elementi di finitura, quali barriere di sicurezza e servizi vari.

Azioni variabili da traffico

Al fine di valutare l'entità dei carichi mobili agenti sul ponte, si è tenuto conto delle indicazioni normative attuali relative ai *ponti stradali*.



L'intensità delle azioni caratterizzanti le varie corsie sono le seguenti:

Posizione	Carico asse [kN]	Carico distribuito [kN/m ²]
Corsia	300	9,00
Corsia numero 2	200	2,50
Corsia numero 3	100	2,50
Altre corsie	0	2,50

Ripartizione trasversale

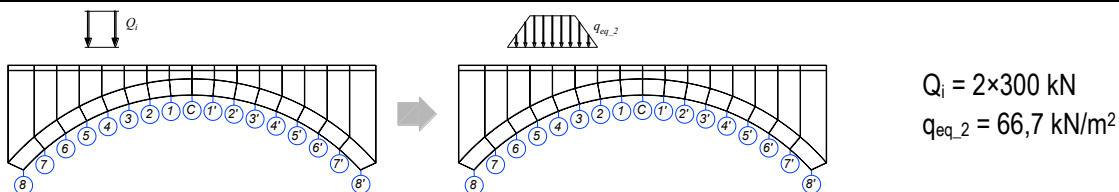
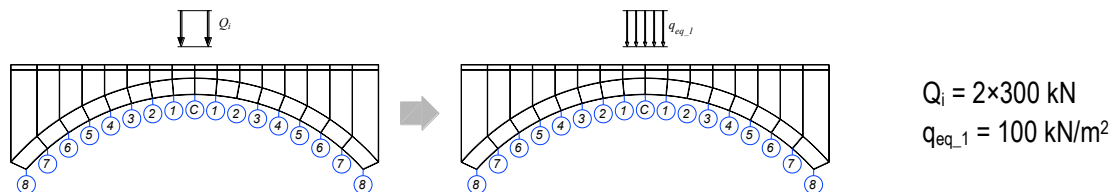
Poiché l'analisi è stata svolta considerando una striscia longitudinale di ponte larga un metro, si sono messe in conto le azioni associate alla corsia di maggior impegno, ritenute uniformemente distribuite sulla larghezza della striscia considerata.

Disposizione longitudinale



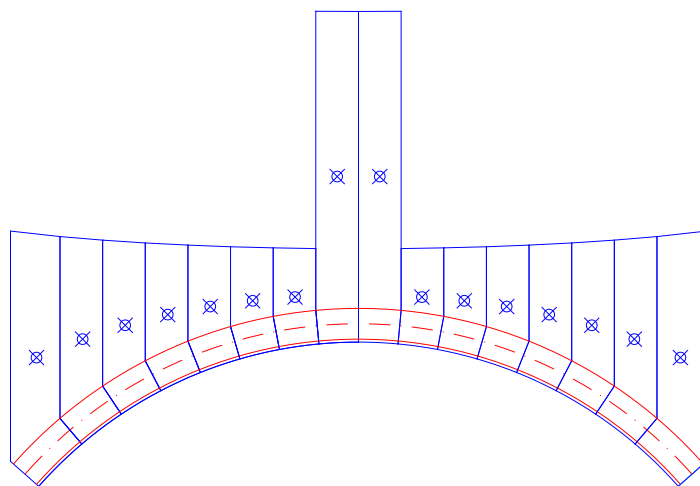
La disposizione longitudinale dei tali carichi concentrati e distribuiti, così come la loro frammentazione, considera due scenari di carico, il ponte interamente impegnato con il carico tandem in mezzzeria e il ponte caricato su metà campata con il carico tandem disposto ai quarti.

Il carico concentrato è stato quindi trasformato in un carico distribuito immaginando una diffusione di questo attraverso il corpo del ponte.



Superfici di carico

La rappresentazione dei carichi, sotto forma di superfici di carico, è riportata nelle figure seguenti.



Schema di Carico N.1: superfici dei carichi e posizione dei baricentri

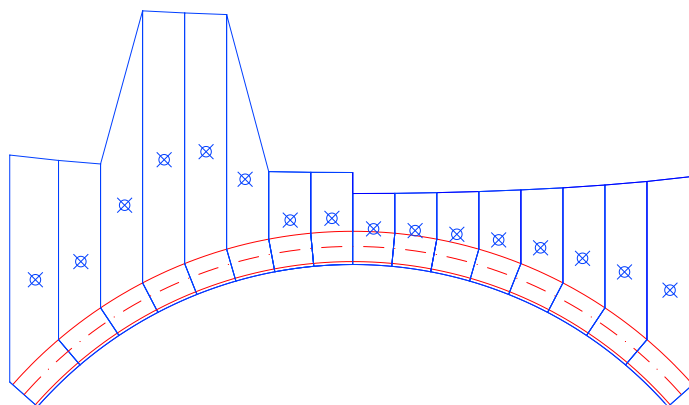


PROVINCIA DI PISA

Provincia di Pisa

Settore Viabilità Trasporti Protezione Civile

LAVORI SP 27 DI MONTECASTELLI – PONTE SUL PAVONE KM 06+300 – CONSOLIDAMENTO MURO ANDATORE, RIPRISTINO PAVIMENTAZIONI E PARAPETTI



Schema di Carico N.2: superfici dei carichi e posizione dei baricentri

Per le analisi, i coefficienti di amplificazione dei carichi sono stati sistematicamente assunti pari a $\gamma_i = 1,35$.

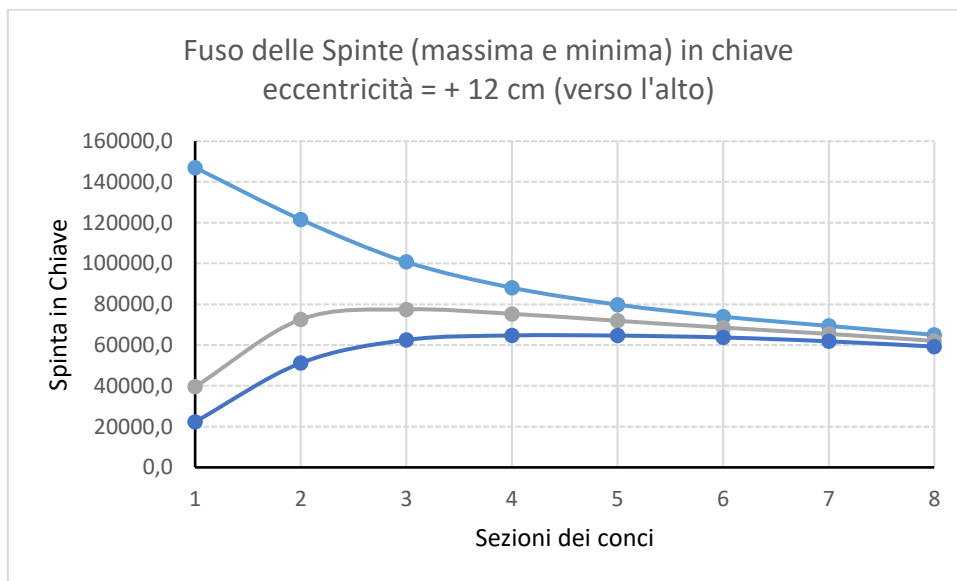
6 Risultati dell'analisi

Il procedimento seguito mira a individuare una possibile curva delle pressioni rispettosa dell'equilibrio, completamente interna alle superfici che delimitano inferiormente e superiormente la volta, e a valutare il massimo impegno del materiale in termini di tensioni normali.

Schema di carico N.1

Con lo Schema di carico N.1, il fuso delle spinte preso in considerazione, compatibile con l'equilibrio dei vari conci e definito a partire da un'eccentricità in chiave pari a 12 cm verso l'estradosso, è riprodotto nella figura seguente. L'intervallo dei valori compreso tra 64693,5 daN e 64994,9 daN è compatibile con una spinta rispettosa dell'equilibrio in tutte le sezioni dei conci. In base al principio della minima spinta, si assume un valore di calcolo pari a:

$$H_c = 64693,5 \text{ daN}$$





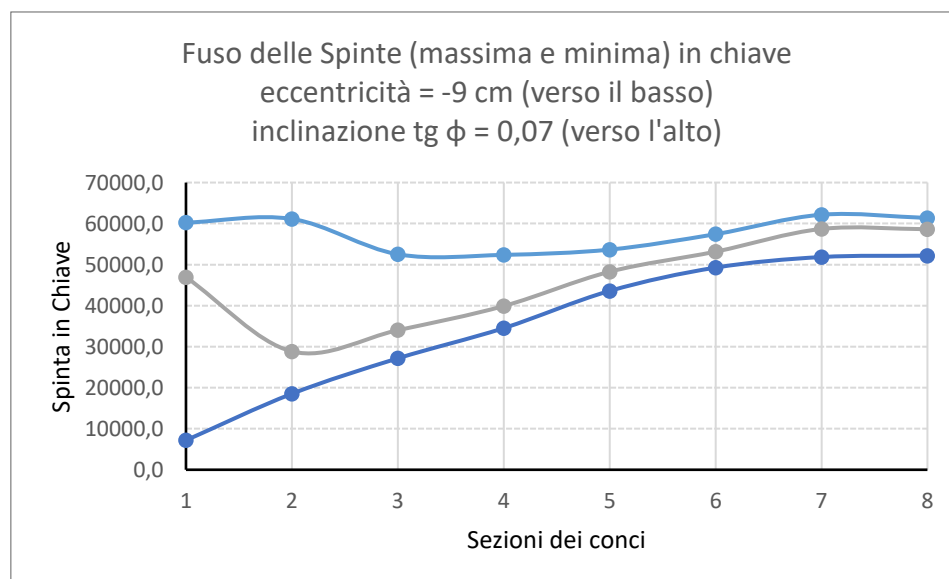
I valori dello sforzo normale (H_i), del taglio (V_i), dell'eccentricità del carico (e_i), della massima tensione di compressione ($\sigma_{\max}$), sia al netto dei coefficienti di amplificazione dei carichi sia al lordo di quest'ultimi (γ_i), e il parametro indicatore dell'inclinazione della spinta rispetto alla superficie dei conci sono riportati nella tabella seguente.

		Sez_1	Sez_2	Sez_3	Sez_4	Sez_5	Sez_6	Sez_7
H_i	[daN]	65704	66913	68411	70348	72939	76468	81293
V_i	[daN]	7871	5748	3706	1777	-69	-1974	-4263
e_i	[cm]	6,3	-3,5	-9,9	-13,0	-12,9	-9,4	-2,5
$\sigma_{\max}$	[daN/cm ²]	13,9	12,0	17,4	20,4	21,0	19,0	13,6
$\gamma \times \sigma_{\max}$	[daN/cm ²]	18,8	16,2	23,4	27,5	28,4	25,6	18,4
V_i / H_i	[%]	12,0	8,6	5,4	2,5	-0,1	-2,6	-5,2

Schema di carico N.2 (porzione sinistra del ponte)

Con lo Schema di carico N.2, il fuso delle spinte preso in considerazione, compatibile con l'equilibrio dei vari conci e definito a partire da un'eccentricità in chiave pari a 9 cm verso l'intradosso, è riprodotto nella figura seguente. Per la spinta in chiave è stata inoltre assunta un'inclinazione sull'orizzontale pari al 7%, a salire dal centro del ponte verso l'estremo. L'intervallo dei valori compreso tra 52181,6 daN e 52378,5 daN è compatibile con una spinta rispettosa dell'equilibrio in tutte le sezioni dei conci. In base al principio della minima spinta, si assume un valore di calcolo pari a:

$$H_c = 52181,6 \text{ daN}$$





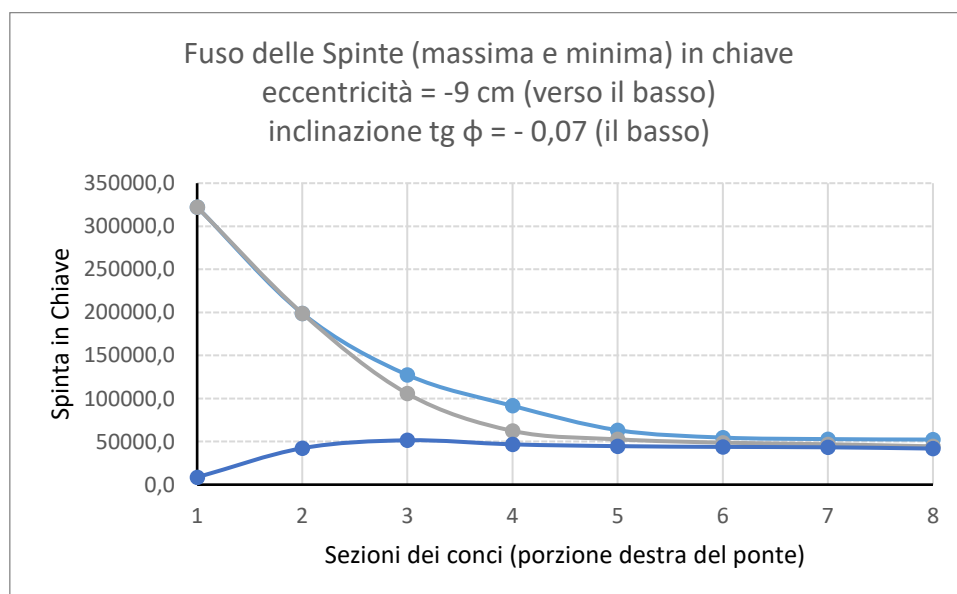
I valori dello sforzo normale (H_i), del taglio (V_i), dell'eccentricità del carico (e_i), della massima tensione di compressione ($\sigma_{\max}$), sia al netto dei coefficienti di amplificazione dei carichi sia al lordo di quest'ultimi (γ_i), e il parametro indicatore dell'inclinazione della spinta rispetto alla superficie dei conci sono riportati nella tabella seguente.

		Sez 1	Sez 2	Sez 3	Sez 4	Sez 5	Sez 6	Sez 7
H_i	[daN]	51982	52091	53526	57373	63241	69585	75872
V_i	[daN]	-4566	-5354	-2735	3014	8391	10252	8676
e_i	[cm]	0,2	10,1	17,8	19,7	8,9	-2,9	-24,7
$\sigma_{\max}$	[daN/cm ²]	7,4	13,3	19,6	23,5	15,3	12,0	44,6
$\gamma \times \sigma_{\max}$	[daN/cm ²]	9,9	18,0	26,4	31,8	20,6	16,2	60,2
V_i / H_i	[%]	-8,8	-10,3	-5,1	5,3	13,3	14,7	11,4

Schema di carico N.2 (porzione destra del ponte)

Sempre con lo Schema di carico N.2, con riferimento alla porzione destra del ponte (quella non caricata), si è tracciato un fuso delle spinte compatibile con i risultati ottenuti dalla porzione caricata, definito quindi a partire da un'eccentricità in chiave pari a 9 cm verso l'intradosso e un'inclinazione sull'orizzontale pari al 7%, a scendere dal centro del ponte verso l'estremo. L'intervallo dei valori compreso tra 51494,3 daN e 52322,3 daN è compatibile con una spinta rispettosa dell'equilibrio in tutte le sezioni dei conci. In coerenza con il valore assunto per la porzione sinistra soggetta al medesimo carico, si è assunto un valore di calcolo pari a:

$$H_c = 52181,6 \text{ daN}$$





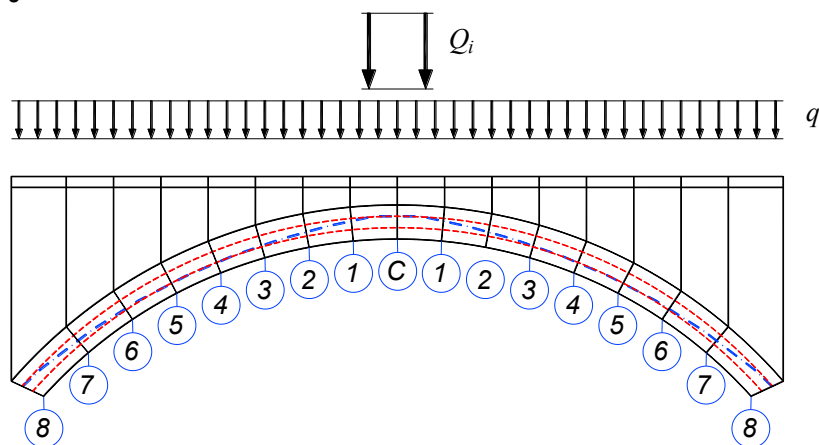
I valori dello sforzo normale (H_i), del taglio (V_i), dell'eccentricità del carico (e_i), della massima tensione di compressione ($\sigma_{\max}$), sia al netto dei coefficienti di amplificazione dei carichi sia al lordo di quest'ultimi (γ_i), e il parametro indicatore dell'inclinazione della spinta rispetto alla superficie dei conci sono riportati nella tabella seguente.

		Sez_1	Sez_2	Sez_3	Sez_4	Sez_5	Sez_6	Sez_7
H_i	[daN]	52575	53110	53879	55043	56828	59539	63568
V_i	[daN]	1812	57	-1513	-2833	-3897	-4797	-5794
e_i	[cm]	-12,7	-13,9	-11,7	-7,1	-0,6	7,2	16,0
$\sigma_{\max}$	[daN/cm ²]	15,1	16,0	14,8	12,2	8,3	13,2	21,2
$\gamma \times \sigma_{\max}$	[daN/cm ²]	20,3	21,6	20,0	16,4	11,2	17,9	28,7
V_i / H_i	[%]	3,4	0,1	-2,8	-5,1	-6,9	-8,1	-9,1

7 Conclusioni

Dallo studio sommario emergono alcune considerazioni conclusive in merito alla stabilità della volta.

- Lo schema di carico simmetrico non desta particolari problemi nella struttura, la curva delle pressioni, presa a riferimento, rimane sostanzialmente all'interno del nocciolo centrale d'inerzia delle sezioni (ad eccezione di una parte di estensione limitata dove questa cade circa a un centimetro al di fuori del limite sopra richiamato). L'andamento della curva in parola è riportato nella figura seguente.



- Lo schema di carico non simmetrico, invece, presenta una curva delle pressioni che, pur rimanendo integralmente all'interno della linea dell'arco, migra in più punti all'esterno del nocciolo centrale di inerzia, producendo parzializzazione delle sezioni resistenti e incrementi localizzati delle tensioni. Quest'ultime, tuttavia, mostrano valori compatibili con i limiti di resistenza di una muratura di buona qualità. L'andamento della curva delle pressioni è riportato nella figura seguente.

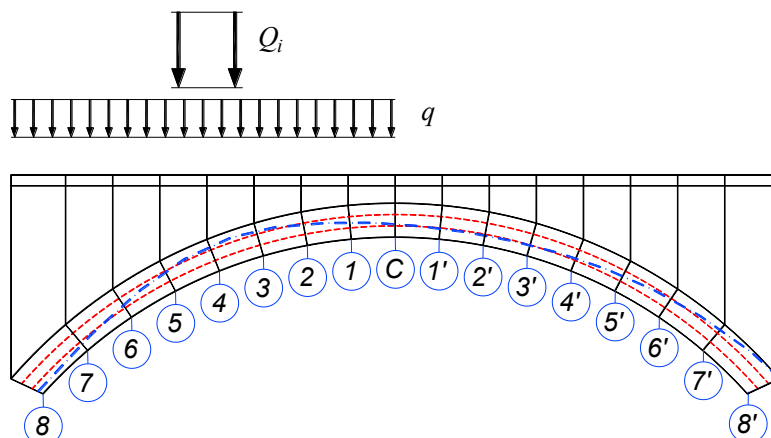


PROVINCIA DI PISA

Provincia di Pisa

Settore Viabilità Trasporti Protezione Civile

LAVORI SP 27 DI MONTECASTELLI – PONTE SUL PAVONE KM 06+300 – CONSOLIDAMENTO MURO ANDATORE, RIPRISTINO PAVIMENTAZIONI E PARAPETTI



- L'intervento in progetto, non altera in modo significativo il comportamento dell'arco nel suo complesso; l'eventuale variazione di carico, qualora dovesse verificarsi, risulterebbe di entità trascurabile rispetto ai pesi propri del ponte, così come ininfluenti risulteranno le variazioni delle rigidezze in gioco.
- La presenza del graticcio in calcestruzzo armato al disotto del piano viario produce un effetto positivo, oltre a fungere da protezione per il corpo stradale sottostante, essa rappresenta un utile dispositivo per la ripartizione dei carichi verticali prodotti dal traffico veicolare, principali responsabili dell'andamento oscillante della curva delle pressioni.

Alla luce delle varie considerazioni sopra richiamate, pur nei limiti di sviluppo del presente studio effettuato in assenza di dati precisi in merito alle dimensioni dell'impianto strutturale del ponte e quindi dei carichi nonché delle proprietà meccaniche dei materiali, è possibile osservare come l'intervento in progetto può essere classificato come un intervento migliorativo, non andando a pregiudicare in alcun modo il comportamento strutturale del manufatto e, al tempo stesso, riducendo in questo la propensione all'attivazione di vari meccanismi di collasso.

In definitiva, con le ipotesi assunte che necessitano di conferma, l'arco è risultato staticamente adeguato ai carichi per i ponti stradali previsti dalla normativa vigente.

Un'analisi di livello successivo, che consenta di valutare definitivamente la portata del manufatto in questione, potrà essere svolta solo disponendo di informazioni specifiche che, nel caso di ponti ad arco in muratura, si concretizzano con l'esatta geometria delle componenti dell'opera (quali: volta, rinfiango, riempimento, pile, spalle e fondazioni), nonché delle caratteristiche meccaniche dei diversi materiali impiegati, dati al momento non disponibili. Tali informazioni potranno essere rilevate durante le fasi esecutive del progetto di intervento locale qui proposto e consentiranno di poter estendere le verifiche anche alle spalle e alle fondazioni dell'opera, nonché per valutare il fattore di confidenza da applicare nelle valutazioni strutturali (in questa fase il fattore di confidenza è stato arbitrariamente assunto unitario).

Infine, trattandosi di una struttura massiccia in muratura, particolare cautela dovrà esser posta all'esposizione di questa nei confronti delle vibrazioni prodotte dal carico da traffico; in merito a questo, una limitazione degli effetti dinamici può prodursi solo ammettendo una riduzione della velocità di transito. Pertanto, al fine di una migliore conservazione dell'opera, si consiglia di limitare il traffico a una velocità di 30 km/h, al posto degli attuali 50 km/h.

8 Normativa di riferimento

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

- D. M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord.) Aggiornamento delle "Norme tecniche per le Costruzioni"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:



- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U 20 febbraio 2019 n. 42 – Suppl. Ord.) "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al D.M. 17 gennaio 2018 (Circolare applicativa NTC 2018)".

8.1 Materiale allo stato di progetto

Calcestruzzo strutturale travi tipo C32/40

Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 40,00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità normale certificato	$E_{cm} = 25000,00 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XS1
Classe di consistenza	S4
Diametro max aggregato	32 mm

Calcestruzzo strutturale cordolo tipo C32/40

Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 40,00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità normale certificato	$E_{cm} = 25000,00 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XS1
Classe di consistenza	S4
Diametro max aggregato	32 mm

Calcestruzzo strutturale soletta tipo C32/40

Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 40,00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità normale certificato	$E_{cm} = 25000,00 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XS1
Classe di consistenza	S4
Diametro max aggregato	32 mm

Armature per c.a. B450C

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450,00 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540,00 \text{ N/mm}^2$

Resina per ancorante chimico tipo WURTH WIT-VM 250

Resina vinilestere

Utilizzabile a temperature fino a -20°C (temperatura dell'ambiente di installazione o della cartuccia)

Tempi di lavorazione e di indurimento:		
Temperature nel fondo del foro	Tempi minimi di indurimento	
	calcestruzzo asciutto	calcestruzzo umido
da -10°C a -4°C	90 min ¹⁾	24 h ¹⁾
da -5°C a -1°C	90 min	14 h
da 0°C a $+4^\circ \text{C}$	45 min	7 h
da $+5^\circ \text{C}$ a $+9^\circ \text{C}$	25 min	2 h
da $+10^\circ \text{C}$ a $+19^\circ \text{C}$	15 min	80 min
da $+20^\circ \text{C}$ a $+29^\circ \text{C}$	6 min	45 min
da $+30^\circ \text{C}$ a $+34^\circ \text{C}$	4 min	25 min
da $+35^\circ \text{C}$ a $+39^\circ \text{C}$	2 min	20 min
$> +40^\circ \text{C}$	1,5 min	15 min
temperatura della cartuccia: tra $+5$ e $+40^\circ \text{C}$		

Omologazione: ETA-12/164, ETA-012/0166, ETA-16/0757



9 Analisi dei carichi

9.1 Carichi permanenti strutturali G1

I carichi permanenti strutturali sono stati determinati facendo riferimento al seguente peso per unità di volume del calcestruzzo:

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

9.2 Carichi permanenti portati G2

Pavimentazione stradale

Si è assunto un carico uniformemente distribuito sulla larghezza della carreggiata pari:

$$g_{2,pavimentazione} = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

Parapetti e guard rail.

L'incidenza delle barriere guard rail al metro lineare di sviluppo sono state assunte rispettivamente pari a:

$$g_{2,guardrail} = 1,50 \text{ kN/m}$$

9.3 Carichi variabili

9.3.1 Azioni da traffico: carichi verticali

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3.3 delle NTC2018, disposti su corsie convenzionali.

Le larghezze w_l ed il numero di tali corsie sulla carreggiata sono indicati nel prospetto seguente:

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

Nel caso specifico la larghezza della superficie carrabile è assunta pari a $w = 5,60 \text{ m}$. Risulta per il numero di corsie:

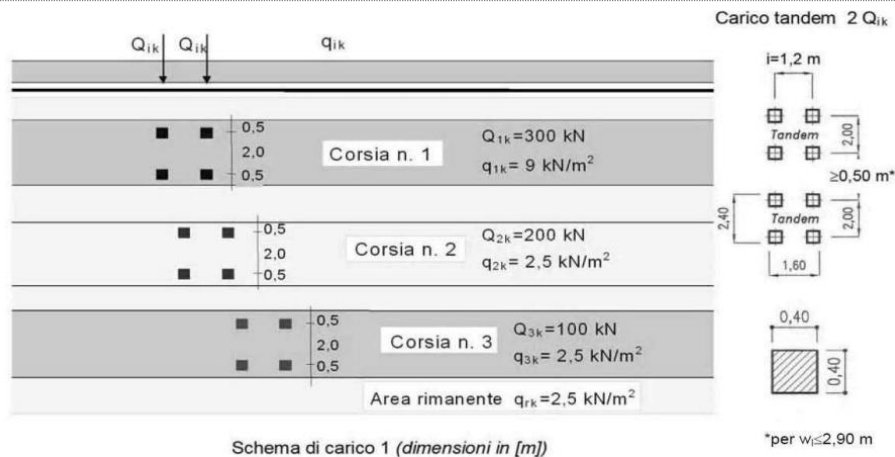
$$n = \text{int}(w/3) = 1 \quad \text{numero di corsie convenzionali}$$

$$w_r = w - 3 \times 1 = 2,60 \text{ m} \quad \text{larghezza della zona rimanente.}$$

Per il calcolo è stato assunto, a favore di sicurezza, un numero di corsie pari a 2 di larghezza 2,80 m.

Ai fini delle successive verifiche sono stati presi in considerazione gli schemi di carico riportati nel seguito:

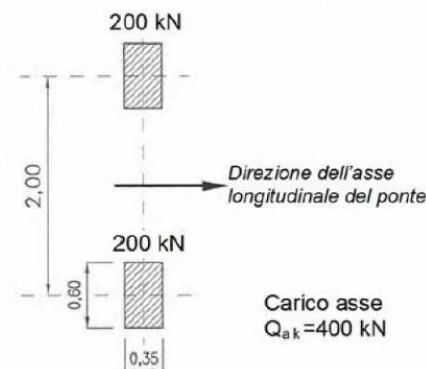
Schema di carico n.1: Costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come schematicamente mostrato nella figura seguente.



Le intensità dei carichi tandem e distribuiti sono forniti nella seguente tabella.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Schema di carico n.2: È costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m come schematicamente mostrato nella figura seguente. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali.



9.3.2 Azioni da traffico: azione longitudinale di frenamento o di accelerazione q_3

La forza di frenamento o di accelerazione viene valutata mediante l'espressione:

$$q_3 = 0,6 \times (2 \times Q_{1k}) + 0,10 \times q_{1k} \times w_1 \times L$$

nella quale

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

è il carico asse associato alla prima corsia convenzionale

$$q_{1k} = 9,00 \text{ kN/m}^2$$

è il carico distribuito associato alla prima corsia convenzionale

$$w_1 = 2,80 \text{ m}$$

è la larghezza della prima corsia convenzionale

$$L = 37,80 \text{ m}$$

è la luce di calcolo del ponte

$$q_3 = 460,00 \text{ kN}$$



9.3.3 Azioni della temperatura

L'azione della temperatura è applicata per mezzo di una componente di temperatura uniforme e una componente di temperatura variabile linearmente attraverso lo spessore dell'impalcato. Il valore della componente uniforme è stato determinato sulla base delle caratteristiche strutturali in accordo con le NTC 2018, tabella 3.5.II, che si riporta di seguito:

Tab. 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10\text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25\text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$

Nel caso in esame la componente uniforme è stata assunta pari a:

$$\Delta T_u = \pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$$

Per quanto riguarda le variazioni termiche differenziali, si fa riferimento all'approccio 1 in UNI EN 1991-1-5, considerando l'effetto delle differenze di temperatura locali attraverso una componente di variazione termica lineare equivalente.

I valori della differenza di temperatura equivalente vengono ricavati dalla seguente tabella:

Tipo di impalcato	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore
	$\Delta T_{M,heat}\text{ (}^{\circ}\text{C)}$	$\Delta T_{M,cool}\text{ (}^{\circ}\text{C)}$
Tipo 1: Impalcato di acciaio	18	13
Tipo 2: Impalcato a struttura composta	15	18
Tipo 3: Impalcato di calcestruzzo: - trave scatolare di calcestruzzo - trave di calcestruzzo - piastra di calcestruzzo	10 15 15	5 8 8
Nota 1 I valori forniti nel prospetto rappresentano i limiti superiori dei valori della componente di differenza di temperatura variabile linearmente per campioni rappresentativi della geometria del ponte. Nota 2 I valori forniti nel prospetto sono basati su una profondità di rivestimento di 50 mm per ponti stradali e ferroviari. Si raccomanda che, per altre profondità di rivestimento, questi valori siano moltiplicati per un fattore k_{sur}. I valori raccomandati per il fattore k_{sur} sono forniti nel prospetto 6.2.		

Per la variazione di temperatura lungo l'asse verticale si assume quindi:

$$\Delta T_{M,heat} = 15\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 8\text{ }^{\circ}\text{C}$$

Tale componente che tiene conto degli effetti giornalieri dell'esposizione al sole della struttura è stata applicata all'impalcato (parte più esposta della struttura), considerando l'intradosso ad una temperatura corrispondente alla temperatura media del ponte $T = \Delta T_u$ e l'estradosso ad una temperatura superiore di $\Delta T_{My} = 15$.

Per tener conto sia della variazione di temperatura ($\Delta T_{M,heat}$ e $\Delta T_{M,cool}$) sia della componente uniforme (ΔT_u) si possono utilizzare le seguenti relazioni di combinazione:

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \cdot \Delta T_u$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_u$$

$$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \cdot \Delta T_u$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_u$$

A favore di sicurezza è stato assunto $\omega_N = \omega_M = 1$, di conseguenza si ottengono le seguenti combinazioni:

$$\Delta T_{M,heat} + \Delta T_u$$

$$\Delta T_{M,cool} + \Delta T_u$$



9.3.4 Azioni sui parapetti e urto di veicoli in svio

La tipologia di barriera prevista in progetto è del tipo bordo ponte con classe di contenimento tipo H2.

Ai fini delle verifiche di resistenza del cordolo si assume un carico orizzontale, agente in corrispondenza della sommità della barriera di sicurezza, in grado di produrre la completa plasticizzazione dei montanti, le cui caratteristiche sono riportate nella tabella sottostante. Tale approccio ottempera quanto previsto dal § 4.7.3.3 della UNI EN 1991-2 così come emendato dall'appendice nazionale (G.U. 27 Marzo 2013, DM 31/07/2012).

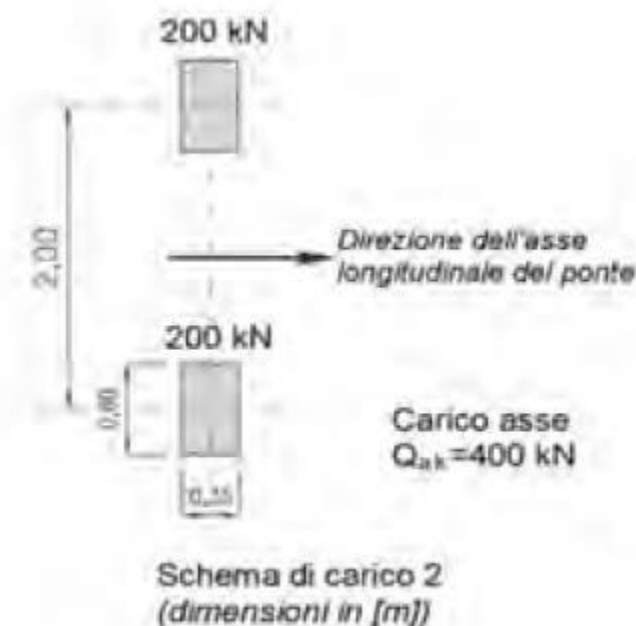
Nome Prodotto	Profilo Montante	Dimensioni Montante	Materiale	Res. Acciaio [n/mm ²]	Wpl [cm ³]	Mpl [kNm]
Classe H2 per bordo Ponte	Profilo HE	HEA 100	S275JR	275	83.01	22.83

Assunta un'altezza H di impatto pari a 100 cm, l'azione in grado di produrre la completa plasticizzazione del montante nella sua sezione di base risulta:

$$F = M_{\text{mpl}} / H_{\text{impatto}} = 34,24 \text{ kN.}$$

Dove M_{mpl} è il momento plastico amplificato di un fattore 1,5.

L'azione orizzontale derivante dall'urto viene associata al carico verticale dello schema di carico n.2 di cui al paragrafo 5.1.3.10 del D.M. 17/01/2018, costituito da due assi da 200 kN configurati come riportato nell'immagine seguente e disposti nella posizione più gravosa ai fini delle verifiche.



Le barriere di sicurezza stradali e gli elementi strutturali ai quali sono collegate devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta, per l'impiego specifico, dalle norme nazionali applicabili.

Nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una combinazione di carico nella quale al sistema di forze orizzontali, equivalenti

all'effetto dell'azione d'urto sulla barriera di sicurezza stradale, si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza alla barriera stessa e disposto nella posizione più gravosa.

Tale sistema di forze orizzontali potrà essere valutato dal progettista, alternativamente, sulla base:

- Delle risultanze sperimentali ottenute nel corso di prove d'urto al vero, su barriere della stessa tipologia e della classe di contenimento previste in progetto, mediante l'utilizzo di strumentazione idonea a registrare l'evoluzione degli effetti dinamici;



- Del riconoscimento di equivalenza tra il sistema di forze e le azioni trasmesse alla struttura, a causa di urti su barriere della stessa tipologia e della classe di contenimento previste in progetto, laddove tale equivalenza risulti da valutazioni teoriche e/o modellazioni numerico-sperimentali;

In assenza delle suddette valutazioni, il sistema di forze orizzontali può essere determinato con riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel meccanismo d'insieme della barriera e deve essere applicato ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 e h_2 , dove $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0,10\text{m})$ e $h_2 = 1,00$ m. Nel dimensionamento degli elementi strutturali ai quali è collegata la barriera si deve tener conto della eventuale sovrapposizione delle zone di diffusione di tale sistema di forze, in funzione della geometria della barriera e delle sue condizioni di vincolo. Per il dimensionamento dell'impalcato, le forze orizzontali così determinate devono essere amplificate di un fattore pari a 1,50.

Il coefficiente parziale di sicurezza per la combinazione di carico agli SLU per l'urto di veicolo in svio deve essere assunto unitario.

10 Combinazione dei carichi

Ai fini delle successive verifiche di resistenza e di stabilità si fa riferimento alle due combinazioni:

Combinazione fondamentale (urto del veicolo in svio)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

Combinazione sismica

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

11 Stato di Progetto

Il principale intervento costruttivo nell'opera consiste nella demolizione e nel rifacimento dell'impalcato, con la creazione di una nuova sede stradale. Come già illustrato precedentemente infatti, la parte superiore del ponte viene demolita, non solo negli elementi del parapetto e negli strati superficiali di asfalto stradale, ma anche di una porzione sottostante in modo da alloggiare un graticcio in calcestruzzo gettato in opera con sovrastante tappeto di usura.

Il graticcio è costituito da due cordoli laterali di dimensioni 40x35 cm e travi di collegamento di dimensioni 30x25 cm posizionate a passo 3,77 m. Sul cordolo viene alloggiata una barriera H2 bordo ponte in corten. Superiormente viene messo in opera il binder di spessore variabile da 10 a 17 cm così da poter dare una pendenza del 2,5%.

Sopra di essa viene gettato un tappeto di usura di spessore 3 cm e pendenza analoga al binder.

Per realizzare gli sbalzi dell'impalcato vengono posizionate dei moduli di predalle da ponte di larghezza 1,20 m, spessore 0,05 m ciascuno armata con tre tralicci H16,5 8/12/7,2. Vengono aggiunti inoltre Φ 20 passo 20 sulla soletta.

I cordoli laterali sono armati longitudinalmente con 6 Φ 18 e staffe Φ 12 passo 10 cm.

Trasversalmente il graticcio è collegato alla struttura sottostante mediante ancoraggi costituiti da ferri a U D12 passo 50 cm. Le travi di collegamento sono armate longitudinalmente con 8 Φ 18 e staffe Φ 10/10.

I materiali impiegati sono l'acciaio B450C e il calcestruzzo C32/40 (classe di consistenza S4 e classe di esposizione ambientale XF2). Il nuovo impalcato comprenderà una barriera stradale certificata di tipo H2 bordo ponte in acciaio corten coerente con la normativa, a filo con la carreggiata stradale, in sostituzione ai precedenti parapetti.

È importante precisare che verranno segnati dei punti di controllo al fine di mantenere il tracciato originario dell'opera.



PROVINCIA DI PISA

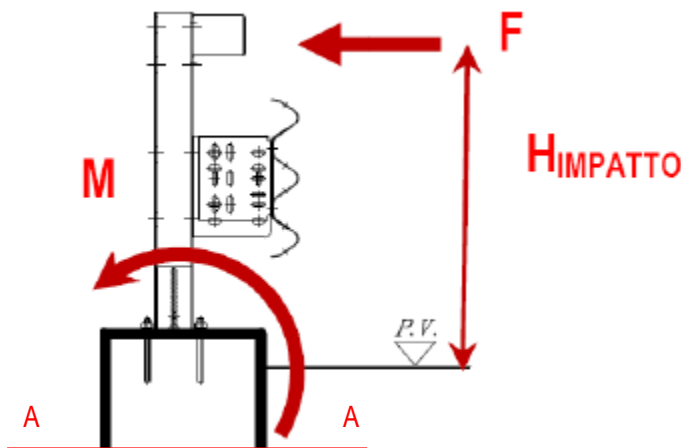
Provincia di Pisa
Settore Viabilità Trasporti Protezione Civile

LAVORI SP 27 DI MONTECASTELLI – PONTE SUL PAVONE KM 06+300 – CONSOLIDAMENTO MURO ANDATORE, RIPRISTINO PAVIMENTAZIONI E PARAPETTI

12 Verifiche SLU cordolo

12.1 Modello di calcolo

Ai fini delle verifiche di resistenza si fa riferimento allo schema di calcolo riportato nell'immagine sottostante.



Le verifiche vengono condotte in corrispondenza della sezione A-A di attacco del cordolo con la soletta.

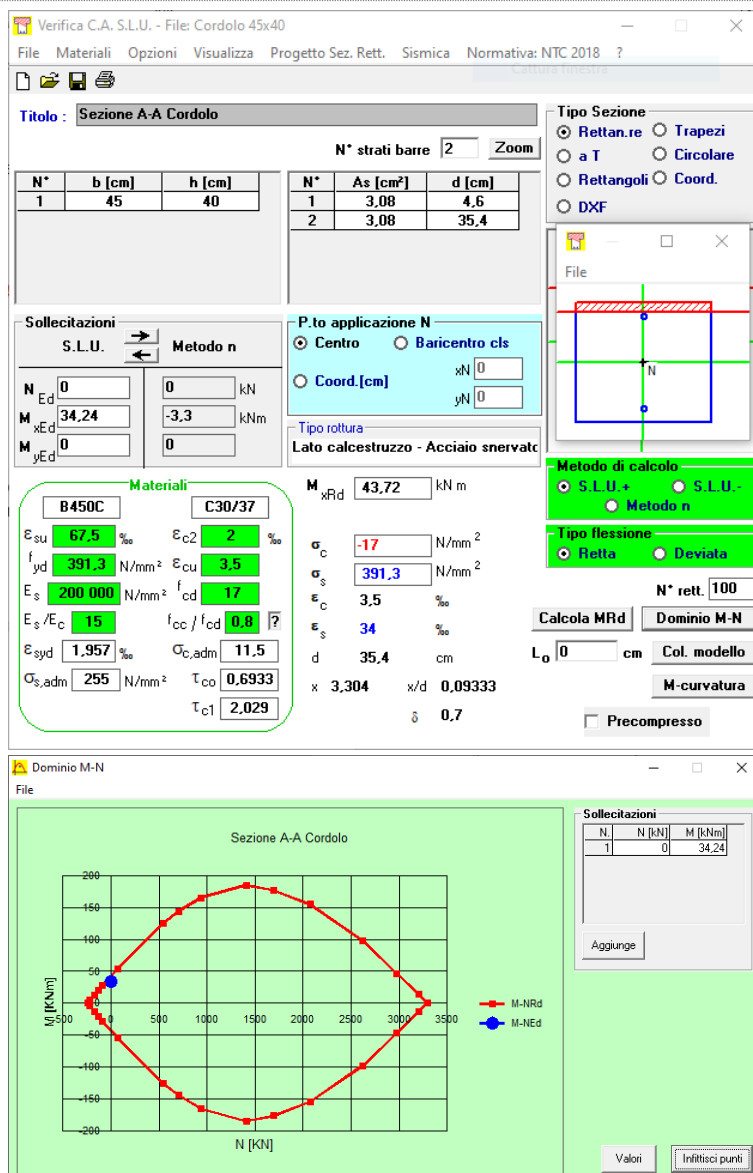
Ai fini delle verifiche sulla sezione A-A, si prendono in considerazione, come da Volume 1 dei Quaderni Tecnici ANAS, 4 montanti caricati.

$$\begin{aligned} M_{ed} &= M_{ampi} = 34,24 \text{ kNm} \\ V_{ed} &= M_{ampi} / H_{impatto} = 34,24 \text{ kN} \end{aligned}$$

La piastra di base del montante ha una larghezza di 0,25 m, diffondendo a 45° per un'altezza di 0,10 m, impone la verifica di una sezione orizzontale di 45x40 armata con 4Φ14 e non armata a taglio.

12.2 Verifica a flessione del cordolo

La verifica del cordolo viene effettuata con un calcestruzzo inferiore al C32/40, come effettivamente presente, a favore di sicurezza e risulta come in seguito:



La verifica risulta essere soddisfatta con un fattore di sicurezza **FS = 1,277**

12.3 Verifica a taglio del cordolo

La verifica del cordolo viene effettuata con un calcestruzzo inferiore al C32/40, come effettivamente presente, a favore di sicurezza e risulta come in seguito:



DATI SEZIONE RETTANGOLARE			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	450 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	400 mm	Classe cls	C28/35
Copriferro: c =	40 mm	fck	28 Mpa
DATI ARMATURA		fcd	16 Mpa
		Yc	1.5
Armatura Longitudinale			
Diametro armatura tesa=	14 mm	ACCIAIO	
N° barre tese =	2	fyk	450 Mpa
Diametro armatura compressa =	14 mm	fyd	391 Mpa
N° barre compresse =	2	Ys	1.15
Armatura Trasversale		AZIONI	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=	10 mm		
Passo armatura a Taglio=	200 mm	N _{Ed} =	0.00 kN
N° bracci delle staffe=	0	V=	34.24 kN
Inclinazione staffe : α=	90 °	γ _{Rd} =	1.00
Inclinazione puntone : θ=	45 °	V _{Ed} = V * γ _{Rd} =	34.24 kN
VERIFICA A TAGLIO			
Resistenza sezioni non armate a taglio	V _{Rd}		69.18 kN
V _{Rd} = {0.18·k·(100·ρ ₁ ·fck) ^{1/3} /γ _c +0.15·σ _{cp} }·b _w ·d ≥ (v _{min} + 0.15 · σ _{cp})·b _w ·d		NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO	

La verifica risulta essere soddisfatta con un fattore di sicurezza **FS = 2,020**

12.4 Verifica a torsione del cordolo

Viene preso come schema di vincolo il cordolo incastrato – incastrato in prossimità delle travi a passo 3,77 m, considerando un interasse dei montanti pari a 1,25 m x 3 = 3,75 m, potenzialmente entrano tutti all'interno di una campata andando a sollecitare il cordolo come in seguito.

La sollecitazione agente nel baricentro del cordolo risulta pari a:

$$M_{t,ed} = 4 \times V_{ed} \times (\text{himpatto} + 0.5 \times h_{cord}) = 4 \times 34,24 \times (1,00 + 0,50 \times 0,30) / 2 = 78,76 \text{ kNm}$$

La sezione di cordolo verificata risulta essere una sezione di 40x30 cm armata longitudinalmente con 6 Ø 18 e staffe Ø12/10 cm.

Il momento torcente resistente è stato calcolato come il minore tra quelli calcolati con le formule [4.1.35], [4.1.36], [4.1.37] delle NTC 2018.

$$T_{r,d} = \min (T_{r,sd} ; T_{r,ld} ; T_{r,cd}) = 85,49 \text{ kNm}$$

$$a_l = A_l / u_m = 1526 / 1240 = 1,231$$

$$a_s = A_s / s = 113 / 100 = 1,13$$

$$\cot \theta = (a_l / a_s)^{(1/2)} = 1,044$$

$$A = (400-40) \times (300-40) = 93600 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 113 \text{ mm}^2$$

$$S = 100 \text{ mm}$$

$$A_l = 1526 \text{ mm}^2$$

$$u_m = (400 - 40 + 300 - 40) \times 2 = 1240 \text{ mm}$$

$$t = 400 \times 300 / (400 \times 2 + 300 \times 2) = 85,71 \text{ mm}$$

$$T_{r,sd} = 2 \times A \times A_s / s \times f_{yd} \times \cot \theta = 2 \times 93600 \times 113 / 100 \times 450 / 1,15 \times 1,044 = 86,42 \text{ kNm}$$

$$T_{r,ld} = 2 \times A \times A_l / u_m \times f_{yd} / \cot \theta = 2 \times 93600 \times 1526 / 1240 \times 450 / 1,15 / 1,044 = 94,11 \text{ kNm}$$

$$T_{r,cd} = 2 \times A \times t \times f_{cd} \times \cot \theta / (1 + \cot \theta^2) = 2 \times 93600 \times 85,71 \times 0,5 \times 32 / 1,5 \times 1,044 / (1 + 1,044^2) = 85,49 \text{ kNm}$$



PROVINCIA DI PISA

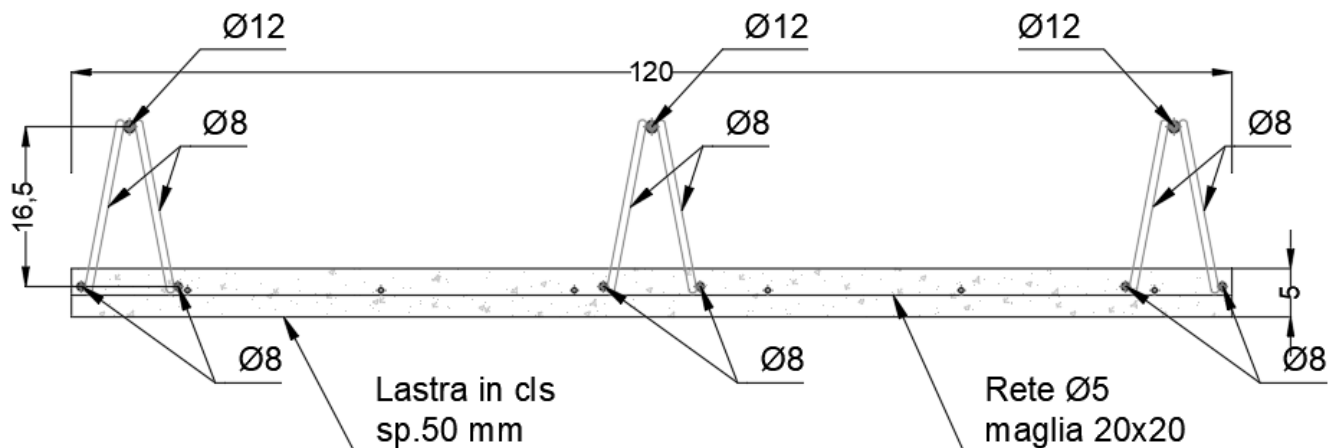
Provincia di Pisa
Settore Viabilità Trasporti Protezione Civile

LAVORI SP 27 DI MONTECASTELLI – PONTE SUL PAVONE KM 06+300 – CONSOLIDAMENTO MURO ANDATORE, RIPRISTINO PAVIMENTAZIONI E PARAPETTI

13 Verifiche SLU soletta

13.1 Fase di getto

La soletta viene gettata su moduli di predalla di larghezza 1,20m come nella figura seguente:



Lo sbalzo massimo preso in considerazione è di circa 70 cm. Quindi lo schema di calcolo viene idealizzato come una trave incastrata.

Il che produce un momento sulla sezione di appoggio pari a:

$$G1_{\text{cord}} = 1,20 \text{ m} \times 0,30 \text{ m} \times 0,40 \text{ m} \times 25,00 \text{ kN/m}^3 = 3,60 \text{ kN}$$

$$B_{\text{cord}} = 0,30 \text{ m} + 0,50 \times 0,40 \text{ m} = 0,50 \text{ m}$$

$$G1_{\text{sol}} = 1,20 \text{ m} \times 0,20 \text{ m} \times 0,30 \text{ m} \times 25,00 \text{ kN/m}^3 = 1,80 \text{ kN}$$

$$B_{\text{sol}} = 0,50 \times 0,30 \text{ m} = 0,15 \text{ m}$$

$$G1_{\text{pred}} = 1,20 \text{ m} \times 0,05 \text{ m} \times 0,70 \text{ m} \times 25,00 \text{ kN/m}^3 = 1,05 \text{ kN}$$

$$B_{\text{pred}} = 0,50 \times 0,70 \text{ m} = 0,35 \text{ m}$$

$$M_{\text{ed}} = 1,35 \times (0,50 \text{ m} \times 3,60 \text{ kN} + 0,15 \text{ m} \times 1,80 \text{ kN} + 0,35 \text{ m} \times 1,05 \text{ kN}) = 3,30 \text{ kNm}$$

$$F_{\text{ED}} = 3,30 \text{ kNm} / 0,16 \text{ m} = 20,63 \text{ kN}$$

L'armatura superiore del traliccio è costituita da barre n°3 $\phi 12$ ogni 120 cm ($3,39 \text{ cm}^2$)

Essendo

$$\sigma = 20630 / 339 = 60,84 \text{ MPa} < f_{yd} = 450 / 1,15 = 391 \text{ MPa}$$



Verifica C.A. S.L.U. - File: Tralici H165mm 8_12_7

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

TITOLO: Tre tralici H16.5 8/12/7.2

N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	120	5	1	3.39	-14

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -3.3 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
Rettang. re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.
DXF

Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U. -
Metodo n

Verifica

N° iterazioni: 3

Precompresso

Materiali

B450C C30/37

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

σ_c -0.8558 N/mm²
σ_s 54.7 N/mm²
ε_s 0.2735 ‰
d 19 cm
x 3.611 x/d 0.1901
δ 0.7

Verifica di stabilità dei diagonali

I diagonali del traliccio sono costituiti da due barre φ8.

Si effettua la verifica in corrispondenza dell'appoggio (lato sbalzo)

Il massimo sforzo di taglio in corrispondenza dell'appoggio risulta (n.6 barre):

$$V_{ED} = 1,35 \times (3,60 + 1,80 + 1,05)/6 = 1,08 \text{ kN}$$

Lo sforzo di compressione sul diagonale risulta:

$$N_{Ed} = V / \sin(\alpha)$$

Dove:

$\alpha = 60^\circ$ è l'inclinazione del traliccio

$$N_{Ed} = 1,24 \text{ kN}$$

Assunta una lunghezza libera di inflessione pari a 20 cm (lunghezza dei diagonali) risulta:

Verifica stabilità compressione		
A	50	mm²
J	201	mm⁴
Lo	200	mm
α	0.49	
γ _{M1}	1.1	
N _{cr}	1.04E+04	N
λ	0.00	
Φ	0.45	
χ	1.00	
N _{ed}	1.24	kN
N _{rd}	20.45	kN
FS	16.50	
Verifica	OK	



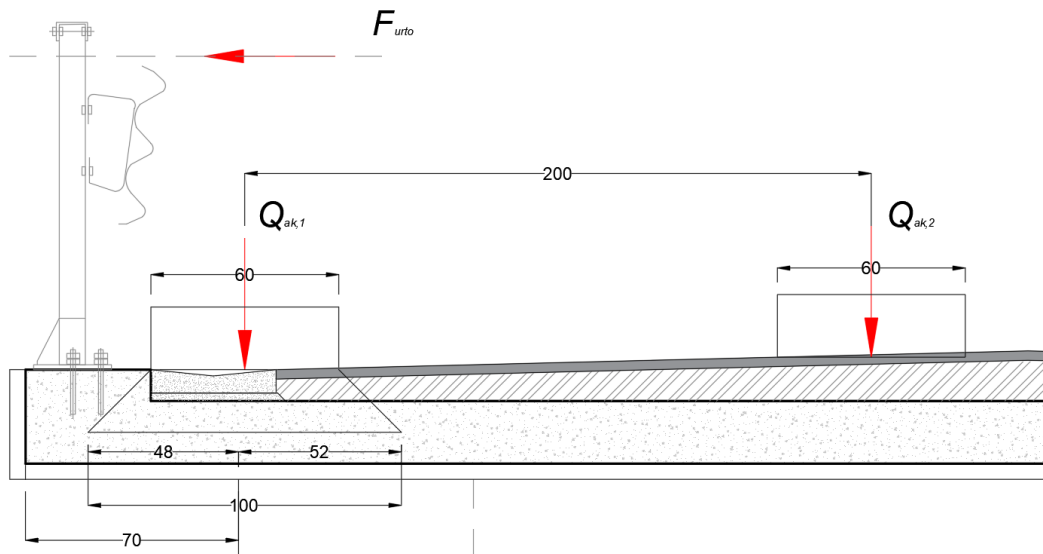
13.2 Fase di esercizio

In seguito si riporta la sezione tipo che dovrà essere verificata.

Come già riportato nel paragrafo precedente lo sbalzo massimo è di circa 0,70 m.

Il che produce un momento sulla sezione di appoggio pari a:

Nome	B	H	ρ	Carico	Braccio	Momento	Taglio
	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m]	[m]	[kNm/m]	[kN/m]
Cordolo	0,40	0,30	25,00	3,00	0,50	1,50	3,00
Soletta	0,30	0,20	25,00	1,50	0,15	0,23	1,50
Predalla1	0,70	0,05	25,00	0,88	0,35	0,31	0,88
Predalla2	0,05	0,35	25,00	0,44	0,73	0,32	0,44
Asfalto	0,30	0,13	18,00	0,70	0,15	0,11	0,70
Guard Rail	-	-	-	1,50	0,50	0,75	1,50



In aggiunta ai carichi G1 e G2 siamo nella situazione di urto, quindi con la forza orizzontale applicata ad un metro di altezza, oltre alle impronte dello schema di carico 2, disposte come in figura. Viene applicata una diffusione a 45° fino ad arrivare all'asse della soletta portando l'impronta ad una larghezza di 0,75m ed una lunghezza di 1,00 m.

Trasversalmente, come si vede dalla figura sopra riportata, la soletta si carica per 0,48 m / 1,00 m

Il tandem quindi applica un momento ad una sezione larga 0,75 m pari a:

$$M_{ak1} = 0,48 \text{ m} \times (200,00 \text{ kN} / 1,00 \text{ m}) \times 0,24 \text{ m} = 23,04 \text{ kNm}$$

Mentre, la forza orizzontale applica un momento, sempre ad una sezione di 0,75 m pari a:

$$M_{urto} = 34,24 \text{ kN} \times 1,00 \text{ m} = 34,24 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 1,35 \times (1,50 + 0,23 + 0,31 + 0,32) \times 0,75 + 1,50 \times (0,11 + 0,75) \times 0,75 + 1,35 \times 23,04 + 34,24 = 68,70 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = 1,35 \times (3,00 + 1,50 + 0,88 + 0,44) \times 0,75 + 1,50 \times (0,70 + 1,50) \times 0,75 + 1,35 \times 0,48 \times 200 = 224,37 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = 1,35 \times 34,24 \text{ kN} = 46,22 \text{ kN}$$



PROVINCIA DI PISA

Provincia di Pisa Settore Viabilità Trasporti Protezione Civile

LAVORI SP 27 DI MONTECASTELLI – PONTE SUL PAVONE KM 06+300 – CONSOLIDAMENTO MURO ANDATORE, RIPRISTINO PAVIMENTAZIONI E PARAPETTI

Al riguardo si assume una sezione resistente, andando a diffondere a 45 dalla piastra di base del montante fino a raggiungere l'asse della soletta sul ponte esistente, di 75x25 cm.

La sezione è armata con i tralicci presentati nella fase di getto, in più sono stati aggiunti dei $\phi 20/20$ per un totale ogni 120 cm di $3,39 \text{ cm}^2 + 18,84 \text{ cm}^2$. Quindi considerando una sezione di 75 cm sono stati presi in conto, come armatura superiore, $2,12 \text{ cm}^2 + 11,78 \text{ cm}^2$

Di seguito le verifiche di resistenza:

13.2.1 Verifica a momento flettente

La classe di c.a. utilizzata sarà la C32/40, a favore di sicurezza è stato utilizzato nel calcolo C30/37.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Sez 75x25

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Sez. 75 x 25

N° figure elementari: 1 **Zoom** **N° strati barre:** 3 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	75	25	1	2.12	5
			2	11.78	4
			3	2.01	22.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -46.22 0 kN
M_{Ed} -68.7 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

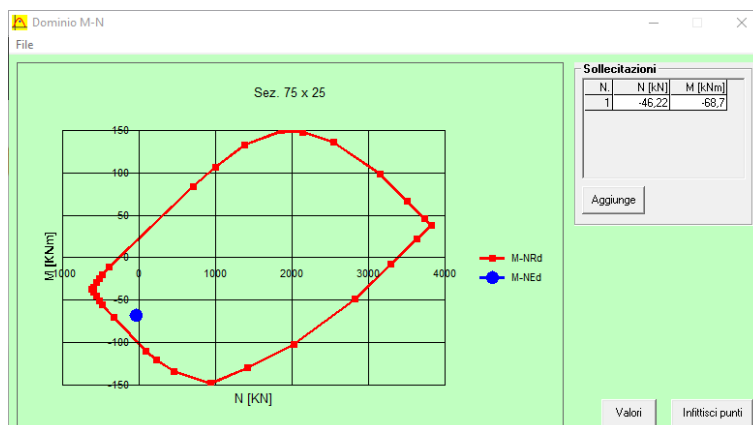
Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C30/37

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

Calcoli: M_{Rd} -98.37 kNm
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 13.77 ‰
d 21 cm
x 4.257 x/d 0.2027
 δ 0.7

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. - Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola M_{Rd} Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso



La verifica risulta essere soddisfatta con un fattore di sicurezza **FS = 1,432**

13.2.2 Verifica a taglio

I diagonali del traliccio sono costituiti da due barre $\phi 8$.



PROVINCIA DI PISA

Provincia di Pisa

Settore Viabilità Trasporti Protezione Civile

LAVORI SP 27 DI MONTECASTELLI – PONTE SUL PAVONE KM 06+300 – CONSOLIDAMENTO MURO ANDATORE, RIPRISTINO PAVIMENTAZIONI E PARAPETTI

Si effettua la verifica in corrispondenza dell'appoggio (lato sbalzo)

Il massimo sforzo di taglio in corrispondenza dell'appoggio risulta (n.6 barre x 0,75 / 1,20 = 3,75 barre):

$$V_{ED} = 224,37 \text{ kN}$$

DATI SEZIONE RETTANGOLARE			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	750 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	250 mm	Classe cls	
Copri ferro: c =	40 mm	fck	32 Mpa
DATI ARMATURA		fcd	18 Mpa
		Yc	1.5
Armatura Longitudinale			
Diametro armatura tesa=	20 mm	ACCIAIO	
N° barre tese =	3	fyk	450 Mpa
Diametro armatura compressa =	12 mm	fyd	391 Mpa
N° barre compresse =	2	Ys	1.15
Armatura Trasversale		AZIONI	
Diametro armatura a Taglio (/ alla sezione)=	8 mm		
Passo armatura a Taglio=	100 mm	N _{Ed} =	0.00 kN
N° bracci delle staffe=	3.75	V=	224.37 kN
Inclinazione staffe : α=	60 °	γ _{Rd} =	1.00
Inclinazione puntone : θ=	27 °	V _{Ed} = V * γ _{Rd} =	224.37 kN
VERIFICA A TAGLIO			
Resistenza sezioni non armate a taglio	V _{Rd}		99.89 kN
V _{Rd} = {0.18·k·(100·ρ _f ·f _{ck}) ^{1/3} /γ _c +0.15·σ _{cp} }·b _w ·d ≥ (v _{min} + 0.15 · σ _{cp})·b _w ·d		OCCORRE ARMATURA A TAGLIO	
Resistenza sezioni armate a taglio			
Resistenza per rottura armatura a taglio	V _{Rsd}		306.49 kN
V _{Rsd} = 0.9·d·A _{sw} /s·f _{yd} ·(ctgα+ctgθ)·sina			
Resistenza per sezioni armate a taglio	V _{Rcd}		672.81 kN
V _{Rcd} = 0.9·d·b _w ·α _c ·f _{cd} ·(ctgα+ctgθ)/(1+ctg ² θ)			SEZIONE VERIFICATA
V _{RD} = min (V _{Rsd} ,V _{Rcd}) > V _{Ed}			306.49 kN

La verifica risulta essere soddisfatta con un fattore di sicurezza **FS = 1,366**

Armatura trasversale piastre tralicciate

L'area dell'armatura trasversale minima deve essere non inferiore al 20% dell'area dell'armatura longitudinale.

Lo sbalzo è armato con barre φ14 di Area 1,54 cm² passo 60 cm.

Al metro si avranno 2,57 cm². Il 20% di 2,57 cm² è pari a 0,512 cm².

La rete elettrosaldata presente è di diametro φ6 e maglia 20x20 con un'area al metro pari a 1,42 cm² > 0,512 cm².

Alla luce di ciò si considera la sezione abbondantemente armata in direzione trasversale.

13.2.3 Dimensionamento e verifica dell'armatura della trave di collegamento

Per il dimensionamento della trave di collegamento si considera come sforzo normale sollecitante la forza orizzontale di n. 4 montanti:

$$Med = 4 \times 34,24 \text{ kN} = 136,96 \text{ kN}$$



PROVINCIA DI PISA

Provincia di Pisa Settore Viabilità Trasporti Protezione Civile

LAVORI SP 27 DI MONTECASTELLI – PONTE SUL PAVONE KM 06+300 – CONSOLIDAMENTO MURO ANDATORE, RIPRISTINO PAVIMENTAZIONI E PARAPETTI

Armando la trave di dimensione 21 cm x 30 cm con 4 D18 superiormente ed inferiormente, di seguito la verifica a sforzo normale:

$$N_{ed} = 136,96 \text{ kN} / 8 = 17,20 \text{ kN per barra}$$

$$N_{rd} = 450 \text{ N/mm}^2 \times 314 \text{ mm}^2 / 1.15 = 122,87 \text{ kN}$$

La verifica risulta essere soddisfatta con un fattore di sicurezza **FS = 7,140**

Il cordolo trasversale di collegamento poggia per tutta la sua lunghezza sulla struttura esistente che è incomprimibile. Nello stato di fatto l'impalcato esistente è poggiato sulla medesima struttura.

13.2.4 Dimensionamento e verifica dei connettori nuovo impalcato-struttura esistente

Il sistema di connessione tra il nuovo impalcato e la struttura esistente, è stato verificato attraverso la realizzazione di tacchi al di sotto della soletta.

Ai fini della determinazione dell'azione sismica, si è fatto riferimento ad una categoria topografica di tipo T1, essendo l'inclinazione media del pendio in corrispondenza dell'area di interesse inferiore ai 15°. Per quanto riguarda la categoria di sottosuolo, in assenza di indagini specifiche si è assunta, in maniera convenzionale, una categoria di tipo "B". Tale assunto trova una parziale giustificazione nella presenza di ammassi rocciosi affioranti in prossimità dell'area di intervento, inoltre, in favore di sicurezza, le forze d'inerzia sono state valutate in riferimento alla massima accelerazione spettrale considerando un fattore di struttura pari a 1,5.

Di seguito i parametri sismici considerati:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate LONGITUDINE 10,8738 LATITUDINE 43,2999

☒ Ricerca per comune REGIONE Toscana PROVINCIA Pisa COMUNE Pomarance

Elaborazioni grafiche:
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo:
☒ Sito esterno al reticolo
☐ Interpolazione su 3 nodi
☐ Interpolazione corretta

Interpolazione:
superficie rigata

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

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

Tabella parametri azione:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,045	2,469	0,228
SLD	50	0,058	2,501	0,243
SLV	475	0,140	2,481	0,273
SLC	975	0,175	2,515	0,280



FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLV** info

Risposta sismica locale
Categoria di sottosuolo: **B** info
Categoria topografica: **T1** info
 $S_B = 1,200$ $C_C = 1,426$ info
 $h/H = 0,000$ $S_T = 1,000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
☐ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1,000$ info
☒ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s **1,5** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale
Spettro di progetto Fattore q_v **1,5** $\eta = 1/q = 0,667$ info

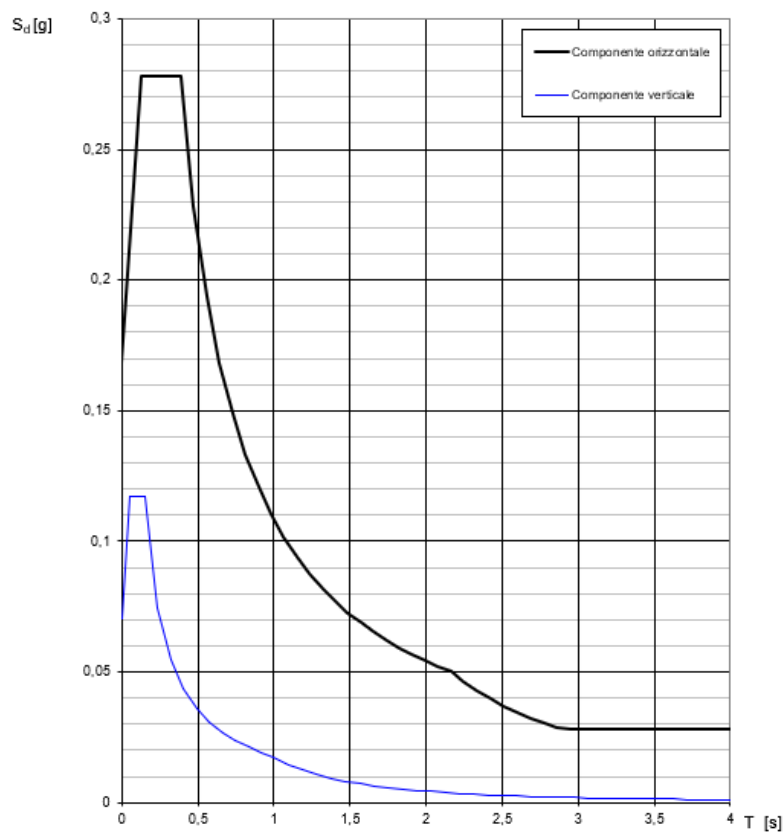
Elaborazioni
Grafici spettri di risposta
Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta
 $S_{d,h}$ [g]
 $S_{d,v}$ [g]
 S_e [g]

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

Spettro di risposta per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita SLV:



Dal grafico si evince che il plateau sismico è in corrispondenza del valore

$$S_d = 0,278 \text{ g}$$



PROVINCIA DI PISA

Provincia di Pisa

Settore Viabilità Trasporti Protezione Civile

LAVORI SP 27 DI MONTECASTELLI – PONTE SUL PAVONE KM 06+300 – CONSOLIDAMENTO MURO ANDATORE, RIPRISTINO PAVIMENTAZIONI E PARAPETTI

Calcolo del peso totale dell'intervento:

G1:

Struttura in CLS	3'179,40 kN
Usura + Binder	1'267,52 kN
Tacchi (ipotizzato)	50,00 kN

G2:

Guard rail	227,10 kN
------------	-----------

Totale G1+G2 4'724,02 kN

Ipotizzando che il riempimento abbia le seguenti caratteristiche.

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 22,5^\circ$$

Il coefficiente d'attrito tra nuovo impalcato e il riempimento viene considerato pari a $\mu = \tan(2/3 \cdot \varphi) = 0.268$

La forza d'attrito è pari a:

$$F_\mu = 0,268 \cdot 4'724,02 \text{ kN} = 1'265,80 \text{ kN}$$

La forza sismica a cui sarà sottoposto l'intero impalcato è pari a:

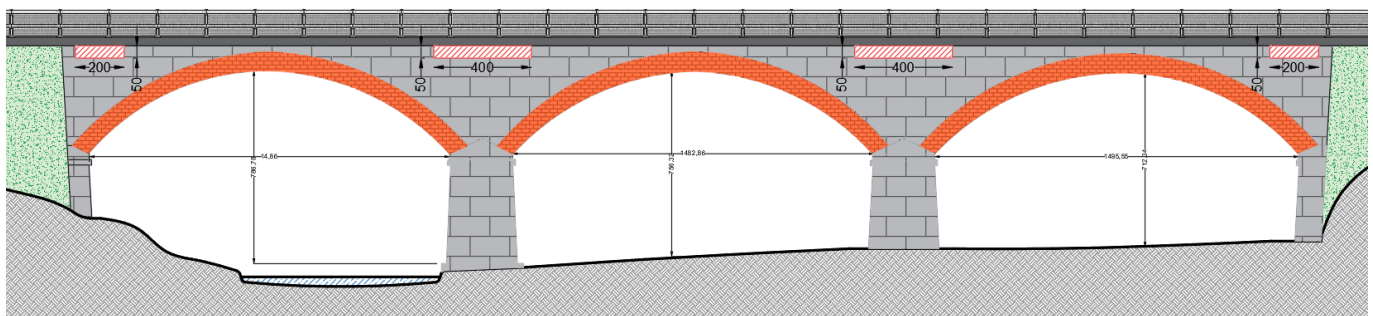
$$F_a = S_d \cdot W = 0,278 \cdot 4'724,02 \text{ kN} = 1'312,67 \text{ kN}$$

I tacchi saranno sottoposti alla forza risultante dalla seguente differenza:

$$\Delta F = F_a - F_\mu = 1'312,67 \text{ kN} - 1'265,80 \text{ kN} = 46,88 \text{ kN}$$

Verifica del tacco.

Si ipotizza di utilizzare 4 tacchi, due interni di dimensioni 4,00x0,30x0,50 m (Lu x La x H) e due esterni di dimensioni 2,00x0,30x0,50 m (Lu x La x H) come riportato nello schema seguente:



PROGETTAZIONE:



PROVINCIA DI PISA

Provincia di Pisa

Settore Viabilità Trasporti Protezione Civile

LAVORI SP 27 DI MONTECASTELLI – PONTE SUL PAVONE KM 06+300 – CONSOLIDAMENTO MURO ANDATORE, RIPRISTINO PAVIMENTAZIONI E PARAPETTI

Il coefficiente di spinta passivo pari a $K_p = 2,24$.

La pressione orizzontale sul tacco risulta pari a

$$\sigma_h = k_p H \gamma = 2,24 \cdot 0,50 \cdot 18 = 20,16 \text{ kN/m}^2$$

Di conseguenza la lunghezza necessaria al tacco per resistere all'azione sismica risulta pari a:

$$L_{min} = \frac{\Delta F}{\sigma_h \cdot H/2} = 9,3 \text{ m}$$

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza per i tacchi di lunghezza 4 m e 2 m.

Tacco L = 4 m:

Sollecitazioni all'incastro:

$$V_{Ed} = \sigma_h \cdot L \cdot \frac{H}{2} = 20,20 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \sigma_h \cdot L \cdot \frac{H}{2} \cdot \frac{H}{3} = 3,36 \text{ kN}$$

Verifica a flessione

Si ipotizzano ferri Ø14/20.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Tacco L=4m

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: _____

N° strati barre: 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	400	30	1	30,79	5
			2	30,79	25

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 **0** kN
M_{xEd} 0 **0** kNm
M_{yEd} 0 **0** kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C25/30

Proprietà materiali:
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

Calcoli:
M_{xRd} 301,6 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 18,83 ‰
d 25 cm
x 3,918 x/d 0,1567
 δ 0,7

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. - Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 cm **Col. modello**
M-curvatura
☐ Precompresso

Il momento resistente risulta pari a 301,6 kNm > M_{Ed} di conseguenza la verifica risulta soddisfatta.



Verifica a taglio

DATI SEZIONE RETTANGOLARE			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	400 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	300 mm	Classe cls	C25/30
Copri ferro: c =	50 mm	fck	25 Mpa
DATI ARMATURA		fcd	14 Mpa
		γc	1.5
Armatura Longitudinale			
Diametro armatura tesa=	14 mm	ACCIAIO	
N° barre tese =	20	fyk	450 Mpa
Diametro armatura compressa =	14 mm	fyd	391 Mpa
N° barre compresse =	20	Ys	1.15
Armatura Trasversale		AZIONI	
Diametro armatura a Taglio (/ alla sezione)=	0 mm	N _{Ed} =	0.00 kN
Passo armatura a Taglio=	0 mm	V=	20.20 kN
N° bracci delle staffe=	0	γ _{Rd} =	1.00
Inclinazione staffe : α=	45 °	V _{Ed} = V * γ _{Rd} =	20.20 kN
Inclinazione puntone : θ=	45 °		
VERIFICA A TAGLIO			
Resistenza sezioni non armate a taglio		V _{Rd}	83.75 kN
V _{Rd} = {0.18·k·(100·ρ ₁ ·fck) ^{1/3} /γc+0.15·σ _{cp} }·b _w ·d ≥ (v _{min} + 0.15 · σ _{cp})·b _w ·d		NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO	

La verifica risulta soddisfatta senza nessuna armatura specifica a taglio.

Tacco L = 2 m:

Sollecitazioni all'incastro:

$$V_{Ed} = \sigma_h \cdot L \cdot \frac{H}{2} = 10,10 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \sigma_h \cdot L \cdot \frac{H}{2} \cdot \frac{H}{3} = 1,68 \text{ kN}$$

Verifica a flessione

Si ipotizzano ferri Ø14/20.



Verifica C.A. S.L.U. - File: Tacco L=2m

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	200	30	1	15,39	5
			2	15,39	25

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 150,7 kNm
σ_c -14,17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 18,83 ‰
d 25 cm
x 3,918 x/d 0,1567
δ 0,7

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.
DXF

Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U. -
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso

Il momento resistente risulta pari a 150,7 kNm > M_{Ed} di conseguenza la verifica risulta soddisfatta.

Verifica a taglio

DATI SEZIONE RETTANGOLARE			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	200 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	300 mm	Classe cls	C25/30
Copri ferro: c =	50 mm	fck	25 Mpa
DATI ARMATURA		fcd	14 Mpa
		Yc	1.5
Armatura Longitudinale			
Diametro armatura tesa=	14 mm	ACCIAIO	
N° barre tese =	10	fyk	450 Mpa
Diametro armatura compressa =	14 mm	fyd	391 Mpa
N° barre compresse =	10	Ys	1.15
Armatura Trasversale		AZIONI	
Diametro armatura a Taglio (/ alla sezione)=	0 mm		
Passo armatura a Taglio=	0 mm	N _{Ed} =	0.00 kN
N° bracci delle staffe=	0	V=	10.10 kN
Inclinazione staffe : α=	45 °	γ _{Rd} =	1.00
Inclinazione puntone : θ=	45 °	V _{Ed} = V · γ _{Rd} =	10.10 kN
VERIFICA A TAGLIO			
Resistenza sezioni non armate a taglio		V _{Rd}	41.87 kN
$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO	

La verifica risulta soddisfatta senza nessuna armatura specifica a taglio.