



PROVINCIA DI
AREZZO (AR)

SETTORE VIABILITÀ - LL.PP. SERVIZIO
COORDINAMENTO LAVORI PUBBLICI E PNRR
DELLA LA PROVINCIA DI AREZZO



LAVORI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA DI RIPRISTINO DEL PONTE SULLA S.P.45
PONTE ALLA PIERA, KM. 5+400, LOCALITÀ LE STRETTE, COMUNE DI ANGHIANI
CUP: I97H21003470001



PROGETTO ESECUTIVO

COMMITTENTE
PROVINCIA DI AREZZO (AR)

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
ARCH. GIUSEPPINA BOCCHINI

RTP PROGETTAZIONE
CAPOGRUPPO

operating.studio

VIA FUCILARI, 43/A
84014 - NOCERA INFERIORE (SA)

OPERATING S.R.L.
Via Fucilari 43/A - 84014
Nocera Inferiore (SA)
P.IVA 05927360651

DIRETTORE TECNICO
ING. ANTONIO PAUCIULO

Antonio
Pauciulo
24.08.2026
15:20:02
GMT+01:00

MANDANTI

DOTT. GEOL. UMBERTO BORGIA

VIA PANORAMICA, 25/D
84125 - SALERNO (SA)

REDATTO |

ING. E. BELLO

VERIFICATO |

ING. F. PAUCIULO

APPROVATO |

ING. A. PAUCIULO

CODICE ELABORATO

SP45_PE_DOC_10

NOME ELABORATO

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO SOLETTA

DATA EMISSIONE

DICEMBRE 2023

GIUGNO 2024

REV

00

PRIMA EMISSIONE

01

SECONDA EMISSIONE

SCALA

-



SOMMARIO

1	PREMESSA	2
2	NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO	2
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE	3
3.1	SOLETTE DI RIPARTIZIONE IN C.A.	3
3.2	NUOVI CORDOLI DI ANCORAGGIO DELLE BARRIERE H2BP.....	8
4	APPROCCIO NORMATIVO	10
5	MODELLO DI CALCOLO	11
5.1	ANALISI DEI CARICHI	11
5.2	DEFINIZIONE IMPRONTA DI CARICO	13
5.3	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA SOLETTA	17
5.4	VERIFICHE SLE	21
6	CORDOLI E BARRIERE DI SICUREZZA	22
6.1	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	22
6.2	AZIONI	22
6.3	CALCOLO SOLLECITAZIONI AGENTI NELLA SEZIONE DI VERIFICA.....	25
6.4	VERIFICHE	28



1 PREMESSA

La presente nota riguarda le opere di tipo strutturale previste nei lavori di ripristino e consolidamento delle opere d'arte, in particolare la SP 45, ricadente nel territorio del Comune di Anghiari (AR).

Più in dettaglio le predette opere strutturali consistono, per entrambe le opere:

1. Soletta di ripartizione in c.a. H = 30 cm;
2. Opere di rinforzo della volta attraverso tessuto bidirezionale;

2 NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

Lo studio è stato redatto, come detto in premessa, in osservanza delle normative concernenti le costruzioni soggette alle azioni sismiche, nonché delle altre norme e raccomandazioni tecniche vigenti, e precisamente:

- *Legge 5 novembre 1971, n° 1086* - "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- *Legge 2 febbraio 1974, n° 64* - "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- *Circolare 14 febbraio 1974 del Ministero LL.PP., n°11951* - "Istruzioni per l'applicazione della Legge 5 novembre 1971, n° 1086".
- *UNI 11104 del 2004* - "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1".
- *D.P.R. n. 380 del 06.06.01* - Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.



- D.M. 17.01.2018 del Ministero delle Strutture – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le Costruzioni”.
- Circolare n° 7 del 21.01.2019 - “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 17 gennaio 2018”.

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE

3.1 SOLETTE DI RIPARTIZIONE IN C.A.

Per entrambi i ponticelli è prevista la realizzazione di solette in cls armato eseguito in opera, per l’intera larghezza delle carreggiate. Data la natura e lo stato di conservazione dell’opera si ritiene opportuno l’interruzione completa del traffico sul tratto interessato durante le fasi di svuotamento e riempimento del rinfranco. Queste lavorazioni dovranno avvenire contemporaneamente su tutta la sezione del ponte.

3

La necessità di eseguire dette solette nasce dall’esigenza di garantire una adeguata ripartizione dei carichi variabili da traffico stradale, con particolare riferimento a quelli concentrati dello schema tipo 1 – Q1k, sulla volta esistente in muratura e di mitigare il fenomeno delle infiltrazioni dal p. v. sulle volte, mediante l’esecuzione di adeguate impermeabilizzazioni delle solette stesse (unitamente ad un sistema di smaltimento delle acque di piattaforma con caditoie e discendenti pluviali).

Le diverse combinazioni dei carichi variabili agli SLU sono state studiate impiegando i coefficienti parziali di sicurezza di cui alla Tab. 5.1.V, adottando il Gruppo di Azioni 1 della Tab. 5.1.IV.



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

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 1- Combinazione dei carichi variabili agli SLU

Nella progettazione degli elementi portanti di un ponte gioca un ruolo fondamentale la posizione del carico. A differenza della progettazione “classica” degli edifici per i ponti si vanno a definire i carichi come viaggianti per natura intrinseca dell’opera.

Al fine di valutare lo spessore idoneo della soletta per una corretta ripartizione dei carichi sono state considerate le combinazioni più sfavorevoli dei pesi propri e delle azioni variabili da traffico come previste per gli schemi di carico M1 e M2 previsti dal paragrafo 5.1.3.3 del D.M. 17/01/2018.

La soletta si schematizza, fissata una unità di lunghezza, come una trave su più appoggi (che rappresentano le travi longitudinali o comunque gli elementi portanti della soletta stessa) assegnando agli stessi la condizione di vincolo elastico (con una rigidezza “k” che tiene conto delle proprietà meccaniche dei riempimenti presenti al di sotto).

Il p. v. ha una larghezza di circa di 6 mt, conseguentemente sono definibili due carreggiate come da Tab. 5.1.I di seguito riportata.



Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

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	$w - (3,00 \times n_l)$

Tabella 2 - Numero e larghezza corsie da norma

A valle di ciò sono individuabili sono due corsie di carico.

Per le impronte di carico, si prevede una diffusione a 45° dei carichi fino alla linea media della soletta così da andare a definire la vera impronta di calcolo "s". Per fare ciò si dovrà andare a ipotizzare un'altezza della soletta, base, binder e tappetino di usura per poi verificare che tali ipotesi siano corrette.

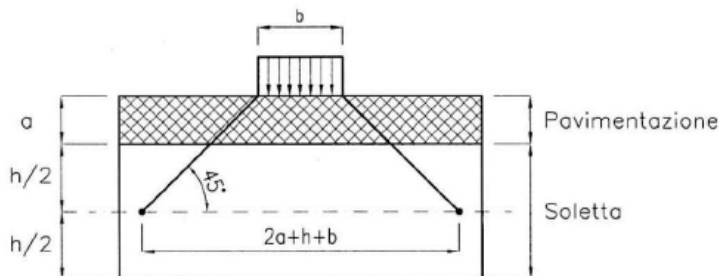


Figura 1 - Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

Calcolata l'impronta è possibile valutare effettivamente il carico agente sulla soletta che sarà definito come

$$q_k = \frac{Q_k}{a*B}$$

A tali carichi vanno ovviamente sommate le azioni uniformemente distribuite, applicate su un'area larga 3 metri, di entità dipendente dalla colonna di carico considerata.



Si procede applicando prima lo schema di carico 1 che prevede carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrato e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti.

I carichi considerati sono quelli previsti al punto 5.1.3.3.5 delle NTC 2018, per la Corsia Numero 1 e per la Corsia Numero 2, e precisamente:

Corsia Numero 1 = 2 assali in tandem da 300 kN + carico distribuito da 9 kN/m²

Corsia Numero 2 = 2 assali in tandem da 200 kN + carico distribuito da 2.5 kN/m²

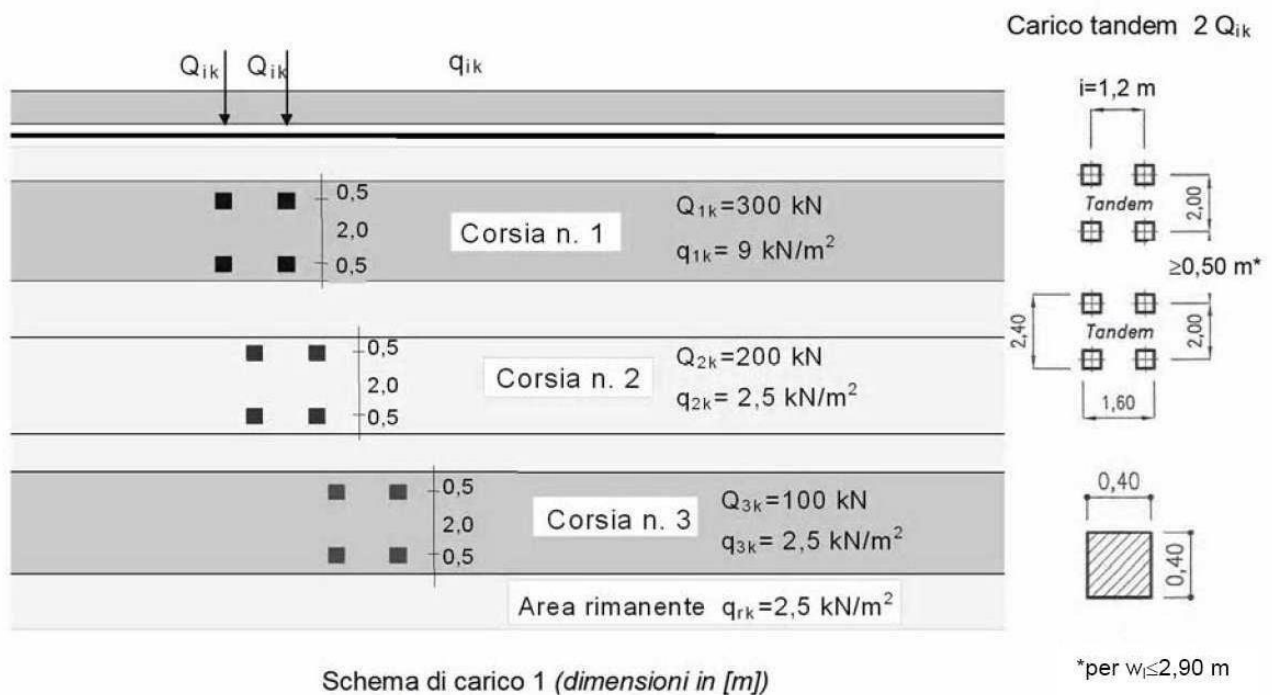


Figura 2 - Schemi di carico

Oltre allo schema di carico 1 e 2, è possibile fare una verifica di tipo locale con lo schema di carico 4 che è costituito da un carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0,40 m. Oltre la superficie di carreggiata coperta dai carichi prima indicati, lo schema di carico 5, costituito dalla folla compatta il cui valore di combinazione è di 2,5 kN/m², si applica sulle superfici libere di eventuali marciapiedi o spartitraffico (ove rilevante).



Per la sollecitazione flessionale in soletta per carichi diretti, lo schema statico più svantaggioso è di soletta su semplice appoggio sulla quale si fanno variare i tre schemi di carico (1,2 e 4) e si dimensiona l'altezza in base alla sollecitazione massima attraverso la formulazione:

$$h_{min} = r_u \sqrt{\frac{M_{ed}}{b}}$$

Per la valutazione del massimo momento positivo, quindi la valutazione delle armature, si assume una schematizzazione di soletta incastrata.

Dalle varie combinazioni di carico prima descritte, il momento massimo per la combinazione più sfavorevole per lo schema statico più svantaggioso è risultato circa pari a 160 kN m.

Le sollecitazioni sono state valutate per schemi molto semplici ed estremamente a vantaggio di sicurezza, queste dovranno essere comunque valutate con appositi codici di calcolo che consentono una migliore schematizzazione degli impalcati.

Applicando la formulazione sopra illustrata e tenendo conto di 5 cm di copriferro inferiore, è ragionevole stabilire 30 cm come altezza complessiva della soletta.

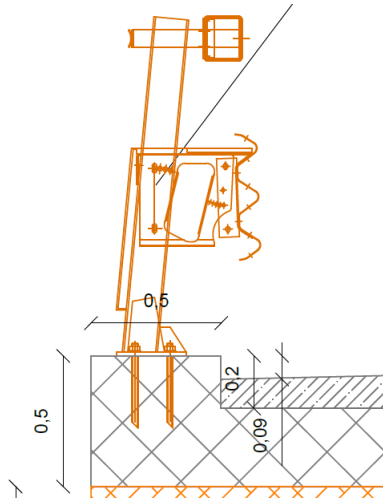
Le sollecitazioni flettenti consentono di stabilire anche il quantitativo di armatura, che risulta essere pari a 6 ϕ 16 inferiormente e 6 ϕ 16 superiormente.

La sollecitazione tagliante consente di definire l'armatura a trasversale, quantitativamente pari a $\square\square 8$ con passo 20.



3.2 NUOVI CORDOLI DI ANCORAGGIO DELLE BARRIERE H2BP

Previa sostituzione delle attuali barriere, è prevista l'installazione di nuove barriere H2 bordo ponte.



L'effetto delle azioni 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.



Le barriere sono progettate per resistere alle azioni di un veicolo in svio, utilizzando lo schema del sistema di forze equivalententi in condizioni di “progettazioni ordinarie”

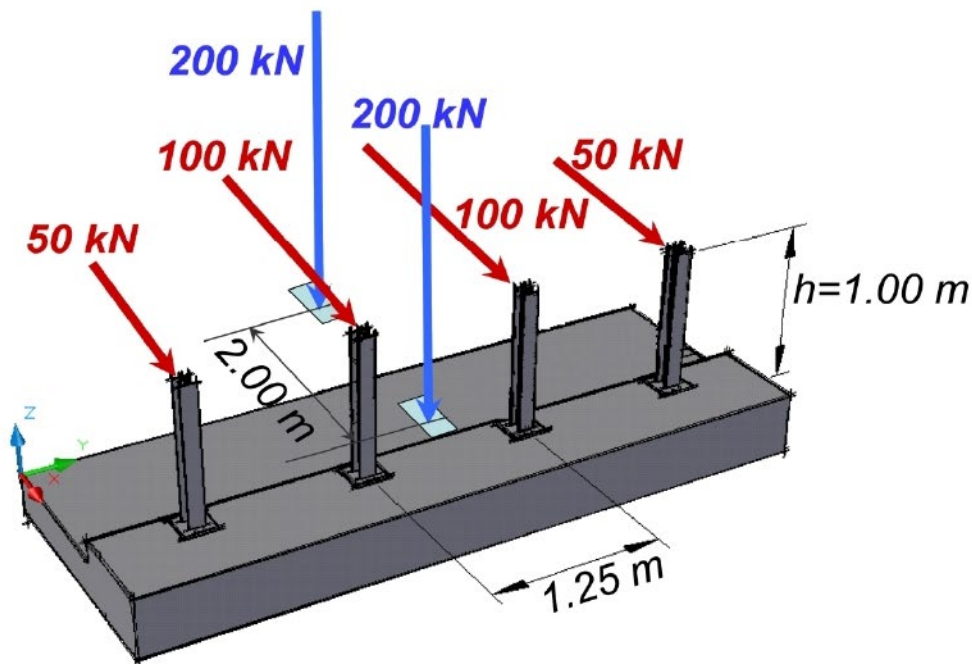


Figura 3 - Schema di carico globale da considera nel caso di progettazione ordinaria

9

applicando la combinazione “eccezionale” dei carichi

$$G_1 + G_2 + P + Ad + \sum \psi_{2i} \times Q_{ki}$$

dove:

- G_1 = valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali
- G_2 = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali
- P = valore caratteristico di precompressione (se presenti)
- Ad = valore delle azioni eccezionali
- ψ_{2i} = coefficiente di combinazione delle azioni variabili
- Q_{ki} = valore caratteristico della i-esima azione variabile



Dato che l'azione da urto risulta caratterizzante nel progetto dei cordoli, allora è possibile procedere direttamente con il calcolo nei confronti della combinazione eccezionale. In ogni caso, le verifiche nei confronti della combinazione "fondamentale" (SLU) non possono essere omesse. Essa prevede:

$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_P \times P + \gamma_{Q1} \times Q_{ki} + \sum \gamma_{Qi} \times \psi_{oi} \times Q_{ki}$$

ove:

γ_{G1} = coefficiente parziale relativo alle azioni permanenti strutturali (= 1.3)

γ_{G2} = coefficiente parziale relativo alle azioni permanenti non strutturali (= 1.5)

γ_{Qi} = coefficiente parziale relativo alle azioni variabili (= 1.5)

ψ_{oi} = coefficiente di combinazione delle azioni variabili concomitanti

4 APPROCCIO NORMATIVO

Le analisi sono state eseguite, come detto, conformemente al decreto 17.01.2018 (NTC 2018), con il metodo degli stati limite ultimi (sicurezza nei confronti della rottura).

Le verifiche vengono eseguite relativamente ai seguenti stati limite:

- Verifiche statiche SLU
- Verifiche sismiche SLV

Le analisi statiche SLU sono condotte correntemente con la combinazione "fondamentale" delle azioni:

$$\gamma_{a1} \times G_1 + \gamma_{a2} \times G_2 + \gamma_P \times P + \gamma_{a1} \times Q_{k1} + \gamma_{a2} \times \psi_{02} \times Q_{k2} + \gamma_{Q3} \times \psi_{03} \times Q_{k3} \dots$$

e la combinazione "eccezionale" ($\gamma = 1$):

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



Le analisi connesse alle azioni sismiche SLV sono condotte secondo la combinazione:

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

Le verifiche agli SLU, statici e sismici, si intendono soddisfatte se avviene il rispetto della condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Con E_d valore di progetto dell'azione o del suo effetto e R_d valore di progetto della resistenza del sistema.

5 MODELLO DI CALCOLO

Riprendendo quanto illustrato nei capitoli precedenti, si è andati a definire lo schema statico della sezione di impalcato per il calcolo della soletta. Quest'ultimo è riconducibile ad una trave appoggiata appoggiata su un letto di molle. Attraverso l'utilizzo delle linee di influenza, risulta di facile individuazione la posizione dei carichi agenti in combinazione per ottenere le sollecitazioni più gravose in alcune sezioni salienti della soletta, infatti, permettono di studiare gli effetti nelle strutture al viaggiare dei carichi.

11

5.1 ANALISI DEI CARICHI

Per il calcolo delle massime sollecitazioni sulle membrature si vanno a definire, per una prima analisi, i pesi propri degli elementi strutturali e non ed alle azioni variabili da traffico, le cui impronte ed entità sono definite compiutamente nel Paragrafo 5.1.3.3 del D.M. 17/01/2018.

Per la definizione dei carichi permanenti, derivanti dal peso proprio degli elementi, in particolare si fa riferimento a:

- Soletta;
- Base;



- Binder;
- Tappetino di usura;
- Marciapiede.

ANALISI DEI CARICHI - SOLETTA					
Peso proprio					
Soletta	B	L	s	γ	g_1
	m	m	m	kN/m ³	kN/m ²
	1	1	0,3	25	7,5
Sovraccarico Permanente					
	B	L	s	γ	g_2
	m	m	m	kN/m ³	kN/m ²
Base	1	1	0,08	18	1,44
Binder	1	1	0,05	17,5	0,88
Tappeto usura	1	1	0,04	17,5	0,70
				$g_{2,TOT}$	3,015
	B	L	s	γ	g_2
	m	m	m	kN/m ³	kN/m ²
Marciapiede	1	1	0,17	20	3,4

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

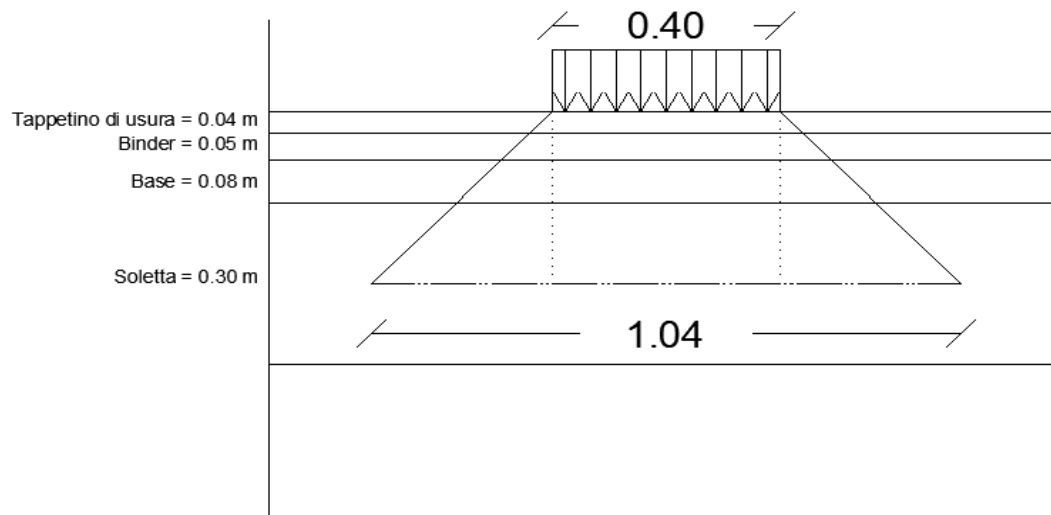


		Coefficiente	EQU ^(a)	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

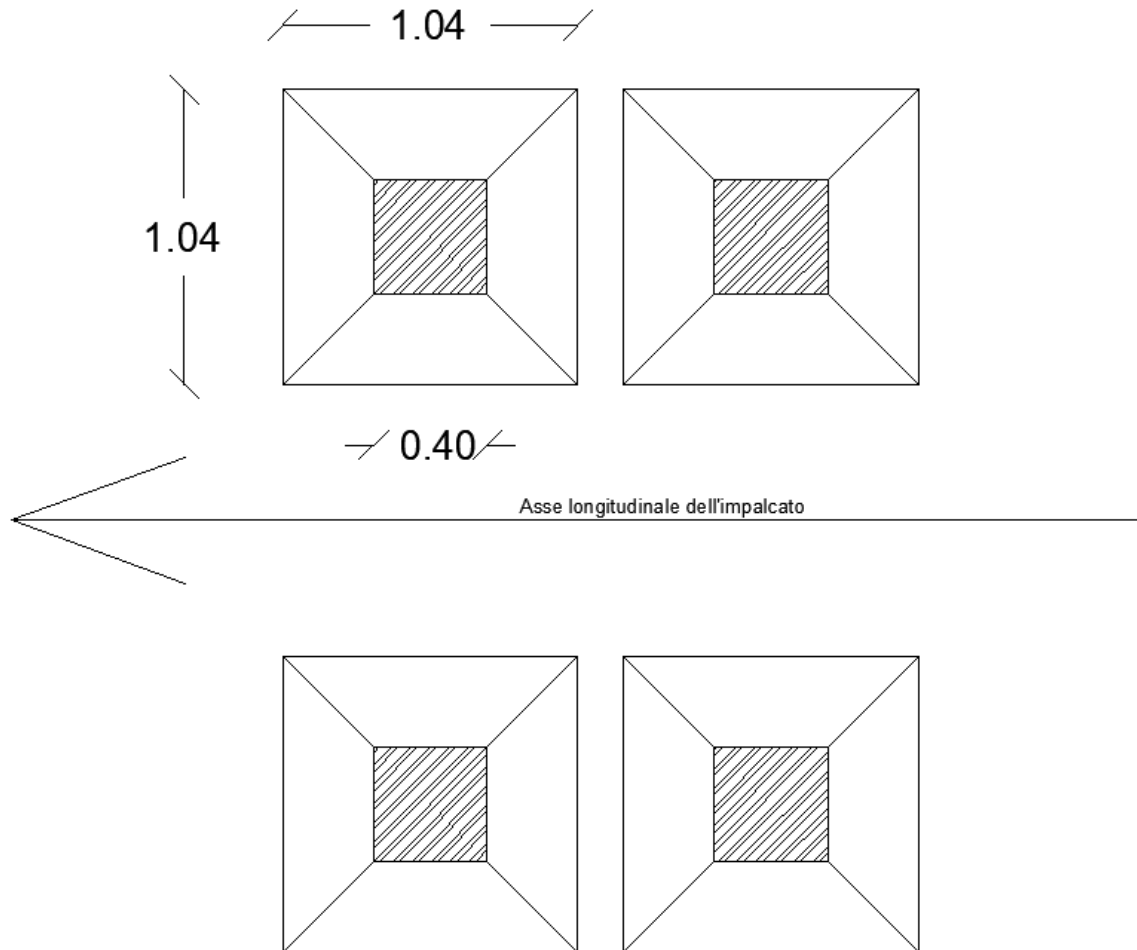
Tabella 3 - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

5.2 DEFINIZIONE IMPRONTA DI CARICO

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche associati agli Schemi di Carico precedentemente descritti si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45° , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante. Per tenere conto dell'effetto lastra, si aumenta la lunghezza delle impronte di carico di una lunghezza pari alla metà dell'interasse fra gli appoggi.



A questo punto sono definibili le superfici di applicazione del carico:



15

Il piano medio della soletta si trova ad una profondità rispetto al piano di applicazione del carico pari ad $a + h/2$ dove a è lo spessore della pavimentazione ed h è lo spessore della soletta. L'impronta di carico avrà un'ampiezza di:

$$l = 2a + h + b = (0.04 + 0.05 + 0.08) * 2 + 0.3 + 0.4 = 1.04 \text{ m}$$

A questo punto è agevole calcolare il modulo del carico distribuito.



- Per la prima corsia di carico avremo:

$$q_{d1} = \frac{Q_{1k}}{A} = \frac{300 \text{ kN}}{a * (2 * b - sp)} = 86,37 \text{ kN/m}^2$$

- Per la seconda corsia di carico avremo:

$$q_{d2} = \frac{Q_{2k}}{A} = \frac{200 \text{ kN}}{a * (2 * b - sp)} = 57,58 \text{ kN/m}^2$$

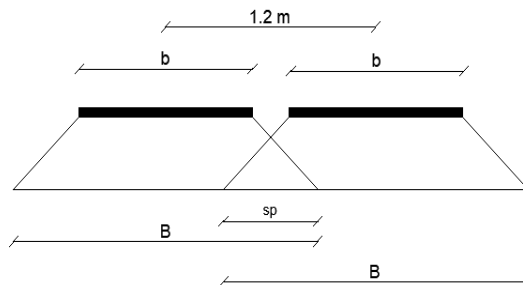
Dove:

$a = 1,04 \text{ m}$

$b = a + i/2$ (per tenere in considerazione il comportamento a lastra, i rappresenta l'interasse tra gli appoggi)

$sp = b - 1,2 \text{ m}$

queste considerazioni sull'impronta di carico derivano dal fatto che tenendo conto anche dell'interasse tra le travi le impronte di carico si sovrappongono andando a definire in modo errato l'intensità del carico agente.



5.3 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA SOLETTA

Al presente capitolo vengono esplicitati i passaggi numerici che portano al dimensionamento della soletta, difatti il seguente è un progetto – verifica, poichè una volta valutate le sollecitazioni massime si procede con il dimensionamento dell'altezza della soletta e della quantità di armatura superiore ed inferiore. Come precedentemente indicato, lo schema statico è lo stesso per entrambi i ponti data la medesima natura dell'opera. Lo schema statico è riconducibile a quello di una trave appoggiata-appoggiata con un letto di molle alla "winkler" con un valore della costante k pari al valore espresso dal materiale di riempimento così da tenere in considerazione il contributo offerto da quest'ultimo nei confronti della soletta.

17

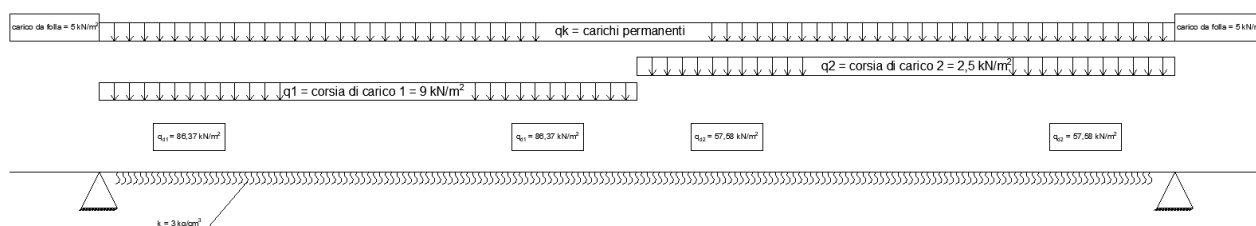


Figura 4 - Schema statico

Vengono applicati i carichi (permanenti strutturali, permanenti non strutturali, corsie di carico...) in combinazione con gli opportuni coefficienti di amplificazione (Tab. 5.1.V NTC2018) e si ricavano così



le caratteristiche della sollecitazione (taglio e momento) che consentono di dimensionare la soletta dell'impalcato.

È stata valutata la rigidezza k delle molle che schematizzano il comportamento del materiale di riempimento al di sotto della soletta. Quest'ultima, data la tipologia strutturale e l'intervento progettato, funge essenzialmente da ripartitore dei carichi che transitano sull'asse viario.

È possibile creare il modello di interesse andando a schematizzare un numero finito di molle che avranno rigidezza pari a:

$$k = \frac{E * A}{L}$$

Dove

- E rappresenta il modulo elastico del riempimento pari a 20'000 MPa;
- A rappresenta l'area della soletta discretizzata (superfici di dimensioni 0,25 m x 0,25 m)
- L rappresenta la lunghezza delle molle;

18

Come anticipato per modellare la soletta è stata valutata una sezione trasversale e pertanto la lunghezza della molla non varia.

Il valore della rigidezza delle molle è pari a $2,5 \times 10^6$ kN/m

Di seguito si rappresenta lo schema statico come fin'ora esplicitato:

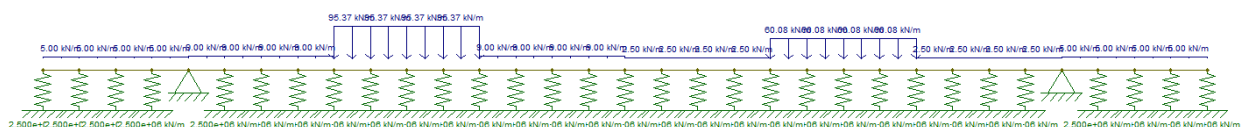


Figura 5 - Rappresentazione del modello soletta su riempimento



Dato che le molle rappresentano la rigidezza offerta dal riempimento (calcestruzzo alleggerito LecaCLS), le sollecitazioni all'interno della soletta sono di modesta entità.

Difatti, come atteso, si riportano i diagrammi del momento e del taglio



Figura 6 - Andamento sollecitazione momento

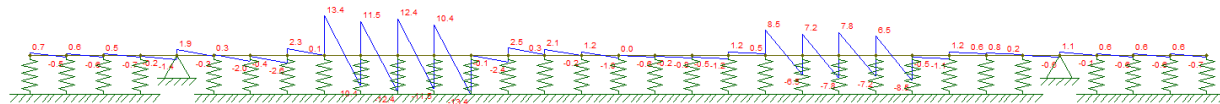


Figura 7 - Andamento sollecitazione taglio

VALORI MASSIMI DELLE SOLLECITAZIONI

VALORI MASSIMI DELLE SOLLECITAZIONI			
M_{max}^+	M_{max}^-	T^-	T^+
kNm/m	kNm/m	kN	kN
0,60	-0,80	-13,40	13,40



PROGETTO DELLO SPESSORE						
r_u	M_{max}	b	d	d'	h_{min}	$h_{effettivo}$
	kNm/m	cm	cm	cm	cm	cm
0,24	0,60	100	1,86	5	6,86	30

Figura 8 - Valutazione altezza soletta

Dove viene definita un'altezza utile di sezione (d) attraverso la relazione:

$$d = r_u * \sqrt{\frac{M_{max}}{b}}$$

Attraverso la quale si ricava un'altezza minima di 1,86 cm ai quali vanno sommati 5 cm di copriferro. Per assicurare comunque un'efficace diffusione dei carichi l'altezza complessiva della sezione si attesta sui 30 cm.

Sulla scorta delle sollecitazioni ottenute si valutano le armature necessarie.

20

PROGETTO DELLE ARMATURE TRASVERSALI								
V_{Ed}	k	ρ_l	b_w	d	v_{min}	V_{Rd}	$V_{Ed} < V_{Rd}$	barre
kN			mm	mm		kN		
13,40	1,894427	0,002413	1000	250	0,539907	134,98	minimi d'armatu	$\phi 8/20$

Figura 9 – Valutazione armatura trasversale

Prendendo in considerazione la sollecitazione tagliante è possibile valutare l'armatura trasversale come riportato nella fig. 8, dove:

$$k = \min\left[1 + \sqrt{\frac{200}{d}}; 2\right]$$

$$\rho_l = \min\left[\frac{n_{barre} * \pi * r^2}{b * d}; 0.02\right]$$

$$v_{min} = 0.035 * \sqrt{k^3 * f_{ck}}$$



$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,18 * k}{\gamma_c} * \sqrt[3]{100 * \rho_l * f_{ck}} + 0,15 \sigma_{cp} \right] * b * d > v_{min}$$

Dalla valutazione numerica risulta che la sola resistenza a taglio del calcestruzzo (**151,69 kN**) è sufficiente per sopportare l'azione tagliante massima da calcolo pari a 13,40 kN.

PROGETTO DELLE ARMATURE LONGITUDIALI					
M_{max}^+	M_{max}^-	$A_{s,min}^{(inf)}$	$n_{barre}^{(inf)}$	$A_{s,min}^{(sup)}$	$n_{barre}^{(sup)}$
kNm/m	kNm/m	mm ²	φ16	mm ²	φ16
0,60	-0,80	6,81	1	-9,09	3

Figura 10 - Valutazione armatura longitudinale

Per quanto concerne le armature longitudinali, si valuta come segue l'area delle armature da disporre nella soletta:

$$A_{s,min} = \frac{M_{max}}{0,9 * d * f_{yk}}$$

Essendo le azioni modeste, il quantitativo di armatura si valuta nel rispetto dell'area minima (par. 4.1.6.1.1 NTC2018) che si traduce in 6 φ 16 superiormente ed inferiormente per ogni metro di soletta.

5.4 VERIFICHE SLE

Per quanto concerne le verifiche allo stato limite di esercizio si procede alla valutazione dell'eventuale fessurazione della soletta sotto carichi di esercizio. La valutazione delle azioni sollecitati si ottiene applicando la combinazione di carico SLE con gli opportuni coefficienti di sicurezza (Tab. 5.1.VI NTC18).

La resistenza della soletta a fessurazione è data dalla seguente formulazione semplificata (a vantaggio di sicurezza) che non tiene conto del contributo delle armature:

$$M_{cr} = f_{ctm,fl} * \frac{b * h^2}{6}$$



Dove

$$f_{ctm,fl} = 0,3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,3 * 25^{\frac{2}{3}} = 2,56 MPa$$

Ne consegue che:

$$M_{cr} = 2,56 \frac{N}{mm^2} * \frac{1000 mm * 300^2 mm}{6} = 38474458,8 N mm = 38,47 kNm$$

La sezione non risulta fessurata dato che il solo contributo del calcestruzzo riesce ad assorbire elasticamente le sollecitazioni e le deformazioni espresse dai carichi sull'asse viario.

6 CORDOLI E BARRIERE DI SICUREZZA

6.1 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Per la sostituzione delle barriere di sicurezza esistenti sull'impalcato con nuove barriere si prevede la demolizione e la successiva realizzazione di nuovi cordoli. Questa lavorazione, per la natura dell'opera e per le sue caratteristiche geometriche avviene contestualmente alla demolizione della soletta di ripartizione ed al pacchetto stradale.

6.2 AZIONI

In assenza di maggiori elementi di conoscenza, il progetto dei cordoli e delle barriere di sicurezza deve tener conto delle forze causate da collisioni sugli elementi di sicurezza attraverso il sistema di forze equivalenti come di seguito descritto:

- **Forze trasversali:** si assumono quattro forze orizzontali in corrispondenza dei montati della barriera, la cui interdistanza è stabilita per 1,25 m; le due forze applicate ai paletti di estremità della zona considerata sono pari a 50 kN e le altre due, applicate ai montati interni, sono pari a 100 kN. Tutte le forze agiscono trasversalmente ad un'altezza di 1,00 m dal piano viabile e sono dirette verso l'esterno dell'impalcato.



- **Carichi verticali:** oltre al peso proprio della struttura, si considera lo Schema di Carico 2 previsto nelle NTC18 costituito da due impronte di carico di dimensioni 0.35 x 0.60 m su ciascuna delle quali è applicata una forza di **200 kN** ; le impronte sono collocate longitudinalmente in mezzeria della zona di impalcato interessata dall'applicazione dei carichi orizzontali e trasversalmente una è posta all'estremità della piattaforma stradale mentre l'altra è distante 2.00 m da essa.

Lo schema di carico appena descritto si può rappresentare come segue

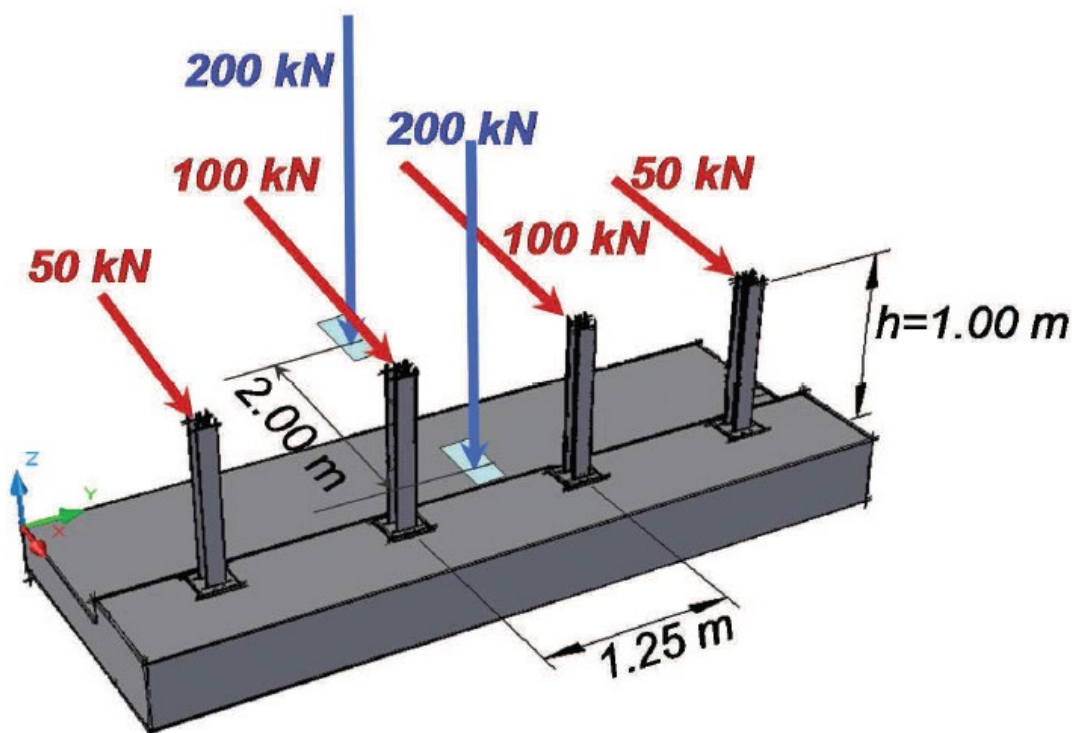


Figura 11 - Sistema di forze equivalenti per condizioni di progetto ordinarie

La geometria del cordolo si rappresenta nell'immagine che segue:

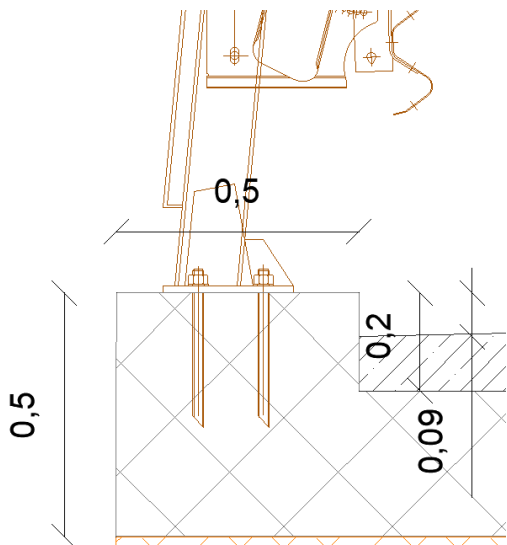


Figura 12 - Geometria cordolo per barriere di sicurezza

Le azioni d'urto rappresentate nella fig. 11 sono incrementate del fattore di sovraresistenza (1,5) e risulta quindi:

$$F_{urto} = 100 \text{ kN} * 1,5 = 150 \text{ kN}$$

24

A questo punto si valuta il momento dovuto alle azioni appena identificate:

$$M_{urto} = F_{urto} * (1 - 0,07) = 150 \text{ kN} * 0,93\text{m} = 139 \text{ kNm}$$

Dove 0,07 m rappresenta il dislivello progettato tra la pavimentazione stradale e il filo superiore del cordolo.

Secondo quanto stabilito nelle NTC 2018 e nella Circolare 21 gennaio 2019 n.7, al paragrafo 5.1.3.10 e secondo quanto indicato nell'Appendice Nazionale contenente i parametri nazionali alla UNI-EN 1991-2 si stabilisce che nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo schema di carico 2 (carico mobile LM2), posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa. Tale carico è costituito da un singolo asse (carico ad asse 400 kN), applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare di larghezza 0.60m ed



altezza 0.35m, come in figura di seguito riportata. Tali indicazioni trovano conferma nelle NTC2018. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200kN.

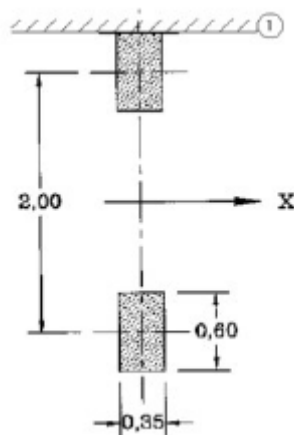


Figura 13 - Schema di carico 2 (LM2)

6.3 CALCOLO SOLLECITAZIONI AGENTI NELLA SEZIONE DI VERIFICA

Sulla base della geometria riportata in fig. 12 si calcolano le sollecitazioni di progetto utili alla verifica delle sezioni. Tenendo conto della geometria del manufatto e del suo sistema costruttivo, vengono definite 3 sezioni di calcolo come di seguito rappresentato:

25

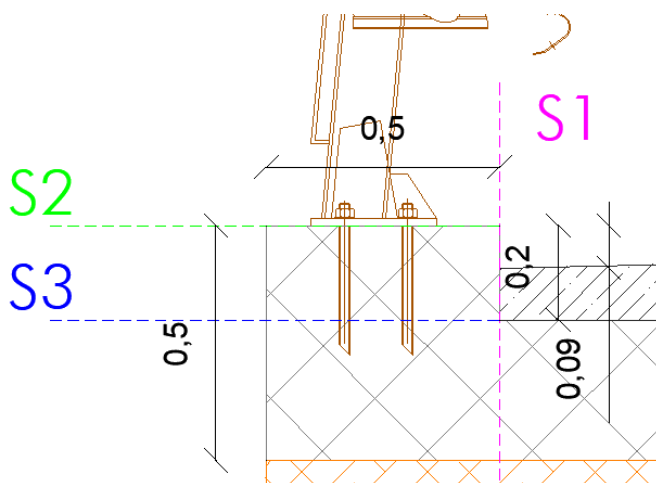


Figura 14 - Sezioni di calcolo

Per la sezione S1 si ottiene:



SFORZO NORMALE

$$N_1 = \frac{F_{h,urto}}{2 * (H_{diff} + L_{diff}) + B_{piastra}}$$

Dove:

- H_{diff} rappresenta la distanza tra l'estradosso del cordolo e la linea media della soletta;
- L_{diff} individua la distanza dal baricentro di applicazione delle forze verticali della barriera alla sezione di interesse;
- $B_{piastra}$ rappresenta il lato della piastra di aggancio della barriera.

TAGLIO

$$V_1 = \frac{P_{Barriera}}{2 * (H_{diff} + L_{diff}) + B_{piastra}} + P_{Cordolo}$$

Dove:

- $P_{Barriera}$ rappresenta il peso della barriera di sicurezza;
- $P_{Cordolo}$ rappresenta il peso proprio del cordolo (volume x peso specifico del cls).

26

MOMENTO SOLLECITANTE

$$M_1 = \frac{P_{Barriera}}{2 * (H_{diff} + L_{diff}) + B_{piastra}} * L_{diff} + P_{Cordolo} * \left(\frac{B_{Cordolo}}{2} \right) + \frac{M_{urto}}{2 * (H_{diff} + L_{diff}) + B_{piastra}} + \frac{F_{urto}}{2 * (H_{diff} + L_{diff}) + B_{piastra}} * \left(H_{cordolo} - \frac{H_{soletta}}{2} \right)$$



Per la sezione **S2** si ottiene:

SFORZO NORMALE

$$N_2 = P_{Barriera}$$

TAGLIO

$$V_2 = F_{h,urto}$$

MOMENTO SOLLECITANTE

$$M_2 = M_{urto}$$

Infine, per la sezione **S3** si ottiene:

SFORZO NORMALE

$$N_3 = P_{Barriera} + P_{Cordolo}$$

TAGLIO

$$V_2 = F_{h,urto}$$

MOMENTO SOLLECITANTE

$$M_2 = F_{h,urto} * (1,0 \text{ m} + H_{pav})$$

Ai fini della verifica dell'adeguatezza del supporto, le azioni sono essenzialmente concentrate ed hanno natura locale. Esse pertanto (a vantaggio di sicurezza) riguardano il cordolo schematizzato come mensola incastrata. Applicando tali schemi di azioni si considerano linee di distribuzione degli sforzi secondo un angolo di 45° sia nel piano orizzontale, sia in quello verticale, riportando le sollecitazioni alle fibre baricentriche degli elementi.



6.4 VERIFICHE

La sezione S1 della soletta viene verificata a flessione allo stato limite ultimo considerando una sezione di un metro di larghezza. Qualora non dovesse essere verificata con le armature previste già da progetto a seguito del progetto della soletta (6 ϕ 16 superiormente ed inferiormente) si procederà a rinforzare la sezione con armatura superiore.

La sezione viene inoltre verificata nei confronti del taglio, la sezione risulta verificata se rispetta la seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

La resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo senza considerare il contributo dell'armatura viene valutato secondo le NTC18 come segue:

$$V_{RD} = \left\{ 0.18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} / \gamma_c + 0.15 \sigma_p \right\} b_w d \geq (v_{min} + 0.15 \sigma_p) b_w d$$

28

Dove:

$$k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{\frac{1}{2}} \leq 2$$

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

$$\rho_1 = \left(\frac{A_{s1}}{b * d} \right)^{\frac{1}{2}} \leq 0.02$$

$$\sigma_p = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 f_{cd}$$

d = altezza utile della sezione (in mm)

b_w = larghezza minima della sezione (in mm)



Nelle sezioni S2 ed S3 vengono condotte verifiche dei collegamenti e per quanto concerne i le tipologie di rottura riguardanti sia lato calcestruzzo che lato acciaio.

Per quanto riguarda la sezione **S1** si avrà:

SFORZO NORMALE

$$N_1 = \frac{F_{h,urto}}{2 * (H_{diff} + L_{diff}) + B_{piastra}} = \mathbf{150 \text{ kN}}$$

TAGLIO

$$V_1 = \frac{P_{Barriera}}{2 * (H_{diff} + L_{diff}) + B_{piastra}} + P_{Cordolo} = \mathbf{6,85 \text{ kN}}$$

MOMENTO SOLLECITANTE

$$M_1 = \frac{P_{Barriera}}{2 * (H_{diff} + L_{diff}) + B_{piastra}} * L_{diff} + P_{Cordolo} * \left(\frac{B_{Cordolo}}{2} \right) + \frac{M_{urto}}{2 * (H_{diff} + L_{diff}) + B_{piastra}} + \frac{F_{urto}}{2 * (H_{diff} + L_{diff}) + B_{piastra}} * \left(H_{cordolo} - \frac{H_{soletta}}{2} \right) = \mathbf{193,71 \text{ kN m}}$$

Da una verifica sezionale, anche considerando uno schema statico di tipo mensola estremamente svantaggioso, la sezione del cordolo con armatura formata da 6 ϕ 16 superiormente ed inferiormente risulta verificata con i carichi sopra indicati come si rappresenta nella figura che segue:



Verifica C.A. S.L.U. - File: Verifica sezione

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

Titolo : Cordolo laterale

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	50	50	1	12,06	5,1
			2	12,06	44,9

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.
☐ DXF

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 150 0 kN
M_{xEd} 193,71 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 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 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 97,5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 226,5 kN m

σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 19,15 ‰
d 44,9 cm
x 6,938 x/d 0,1545
 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

Figura 15 - Verifica sezionale

Dalla verifica emerge come il momento resistente sia pari a 226,5 kN m che risulta essere superiore a quello valutato precedentemente.

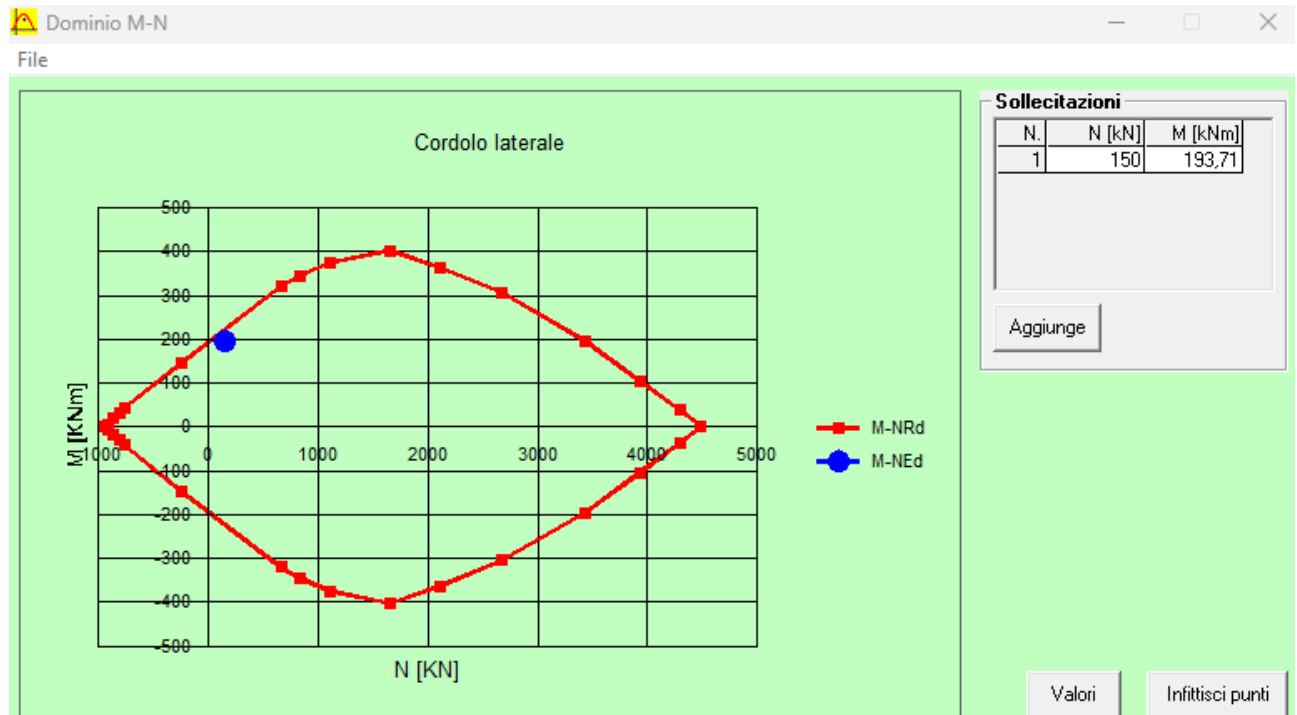


Figura 16 - Dominio M-N

Per quanto riguarda le sezioni S2 ed S3 si pone attenzione alla verifica dei collegamenti.

31

Per la sezione S2 avremo:

SFORZO NORMALE

$$N_2 = P_{Barriera} = 6,25 \text{ kN}$$

TAGLIO

$$V_2 = F_{h,urto} = 150 \text{ kN}$$

MOMENTO SOLLECITANTE

$$M_2 = M_{urto} = 139,5 \text{ kN m}$$



Per la sezione S3 invece:

SFORZO NORMALE

$$N_3 = P_{Barriera} + P_{Cordolo} = 6,85 \text{ kN}$$

TAGLIO

$$V_2 = F_{h,urto} = 150 \text{ kN}$$

MOMENTO SOLLECITANTE

$$M_2 = F_{h,urto} * (1,0 \text{ m} + H_{pav}) = 160,50 \text{ kN m}$$

A vantaggio di sicurezza, le valutazioni sui collegamenti saranno approfondite con i valori di sollecitazioni ricavati per la sezione S3.

Generalmente per barriere di tipo H2 bordo ponte vengono utilizzati tirafondi M20 di classe 8.8. La resistenza a taglio offerta da un tirafondo M20 è pari a:

32

$$V_{res} = \frac{a_v * f_{tb} * A_{res}}{\gamma_{M2}} = 94,08 \text{ kN}$$

Dove **A_{res}** tiene conto della filettatura che esiste sul gambo e si può definire come **0,75 A**, il coefficiente di sicurezza γ_{M2} è pari a 1,25 mentre f_{tb} dipende dalla classe scelta, per bulloni di tipo 8.8 vale **800 MPa**

Per quanto riguarda la verifica a trazione del tirafondo avremo:

$$F_{res} = \frac{0,9 * f_{tb} * A_{res}}{\gamma_{M2}} = 142,12 \text{ kN}$$

Dove:

- $f_{tb} = 800 \text{ MPa}$;
- $A_{res} = 245 \text{ mm}^2$
- $\gamma_{M2} = 1,25$



$$- a_v = 0,6$$

La resistenza totale offerta dai bulloni sarà pari alla resistenza del singolo bullone per il numero di bulloni che è pari a 4, per tale ragione si può definire la resistenza complessiva del collegamento pari a:

$$F_{res} = \frac{0,9 * f_{tb} * A_{res,tot}}{\gamma_{M2}} = 142,12 \text{ kN}$$

$$V_{res} = \frac{a_v * f_{tb} * A_{res,tot}}{\gamma_{M2}} = 564,48 \text{ kN}$$

Essendo i valori di resistenza maggiori delle sollecitazioni, il collegamento può ritenersi verificato lato acciaio.

Per la verifica della resistenza del collegamento per quanto concerne il cono di rottura nel cordolo di calcestruzzo si procede andando ad individuare sia le caratteristiche geometriche che le proprietà meccaniche del calcestruzzo, in particolare:

- Resistenza caratteristica a compressione $f_{ck}=30 \text{ MPa}$;
- Coefficiente di sicurezza da utilizzare $\gamma_c = 1,5$;
- Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 0,7 \sqrt{f_{ck}} = 3,84 \text{ MPa}$;
- Resistenza di progetto a trazione $\frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 2,56 \text{ MPa}$;

33

A questo punto si passa alla determinazione dell'area del cono di rottura. Quest'ultimo si sviluppa con un angolo di 45° rispetto all'asse dell'elemento. La base del cono avrà un'area che dipende dalla profondità di ancoraggio e dalla geometria della disposizione degli stessi.

La profondità di ancoraggio è di 20 cm e pertanto la base del cono di rottura può essere valutato come segue:

- Estensione orizzontale del cono $= 2d = 40 \text{ cm}$;
- Lato della base del cono di rottura $= 50 \text{ cm} + 2 \times 20 \text{ cm} = 90 \text{ cm}$
- Area della base del cono: $A_{con} = (90 \text{ cm} \times 90 \text{ cm}) = 810000 \text{ mm}^2$

La verifica della resistenza del cono di rottura è valutata come segue:



$$R_{con} = f_{ctd} * A_{con} = 2,56 \text{ Mpa} * 810000 \text{ mm}^2 = 2073600 \text{ N} = 2073,6 \text{ kN}$$

La resistenza del cono va confrontata con la resistenza di estrazione ($F_{pull-out}$) che risulta essere pari a:

$$F_{pull-out} = a * f_{ck} * d * d_a = 0,8 * 30 \text{ MPa} * 200 \text{ mm} * 20 \text{ mm} = 96000 \text{ N} = 96 \text{ kN}$$

Il collegamento risulta quindi adeguato essendo $R_{con} > F_{pull-out}$