

AUTOSTRADA (A1) : MILANO-NAPOLI

TRATTO : VADO - FIRENZE NORD

INTERVENTI DI RIPRISTINO

DEL VIADOTTO RAGNAIA

OPERA 1826 - progr.km 272+216

PROGETTO ESECUTIVO

- Ripristini e protezione dei calcestruzzi
- Sostituzione di apparecchi di appoggio
- Adeguamento accessibilità per ispezionabilità pulvini

INTERVENTI

RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTO DI SOLLEVAMENTO E SOSTITUZIONE APPOGGI

IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE
SPECIALISTICA

Ing. Lanfranco Bernardini
Ord. Ingg. Arezzo N. 541

RESPONSABILE UFFICIO PCM

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Massimiliano Giacobbi
Ord. Ingg. Milano N. 20746

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Massimiliano Giacobbi
Ord. Ingg. Milano N. 20746

RESPONSABILE DIVISIONE
Esercizio e Nuove Attività

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO										RIFERIMENTO ELABORATO				Ordinat:	
Codice	Commessa	N.Prog.	Fase											Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	SCALA:
5	10177	-299	PE	-										STR	-013	-1	-	



PROJECT MANAGER:

SUPPORTO SPECIALISTICO

REVISIONE

n.	data
0	NOVEMBRE 2018
1	MARZO 2019

REDATTO:

VERIFICATO:

VISTO DEL COMMITTENTE

autostrade // per l'italia

INDICE

1. OGGETTO	3
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
3.1. Documentazione disponibile	6
3.2. Calcestruzzo	6
3.3. Documentazione disponibile e Livelli di Conoscenza.....	6
3.4. Caratteristiche di resistenza assunte per materiali esistenti	6
3.5. Materiali nuovi.....	6
4. CRITERI DI CALCOLO	8
4.1. Combinazioni di carico	8
4.2. Coefficienti parziali per le azioni	10
5. ANALISI DEI CARICHI	11
5.1. Carichi permanenti.....	11
5.2. Carichi variabili	11
5.3. Vento.....	13
5.4. Attrito.....	13
6. CALCOLO DELL'AZIONE MASSIMA SUGLI APPOGGI	14
6.1. Calcolo delle azioni.....	14
6.2. Calcolo delle azioni per il sollevamento dell'impalcato.....	16
7. SOLLEVAMENTI E/O PRESA DI CARICO: APPRESTAMENTI E MODALITA' OPERATIVE	17
7.1. Prescrizioni e modalità operative.....	17
7.2. Ritegni trasversali	18
7.3. Verifica barre e lunghezze di ancoraggio.....	19
8. VERIFICA MENSOLE	22
8.1. Verifica mensola tozza	23
8.2. Verifica lunghezze di ancoraggio	24

1. OGGETTO

L'opera è ubicata al Km 272+216 del tracciato storico dell'Autostrada Milano - Napoli (A/1), ricade nel territorio del comune di Calenzano, in provincia di Firenze ed è costituita da 6 campate semplicemente appoggiate per ciascuna via di corsa.

Le campate di riva hanno una luce sugli apparecchi di appoggio di 27.00 m, le campate interne hanno una luce di 30.50 m, la lunghezza totale del ponte è di 210 m. Le due strutture delle due carreggiate sono staccate e distanti circa 2.20m l'una dall'altra; in sommità a coprire tale varco è presente una soletta di intercarreggiata in conglomerato cementizio armato. L'impalcato è formato da n° 4 travi in c.a.p., con altezza pari a 1.80 m, poste ad interasse di 2.70 m, collegate da soletta superiore di spessore 0.16 m e da n° 5 traversi.

Nel corso degli anni il viadotto è stato oggetto di interventi di manutenzione che hanno interessato le varie parti componenti l'opera. In particolare sono stati effettuati lavori di adeguamento antisismico delle elevazioni e la sostituzione degli apparecchi di appoggio nonché dei giunti.

Viste d'assieme dell'opera in oggetto sono riportate in Figura 1 ed in Figura 2.

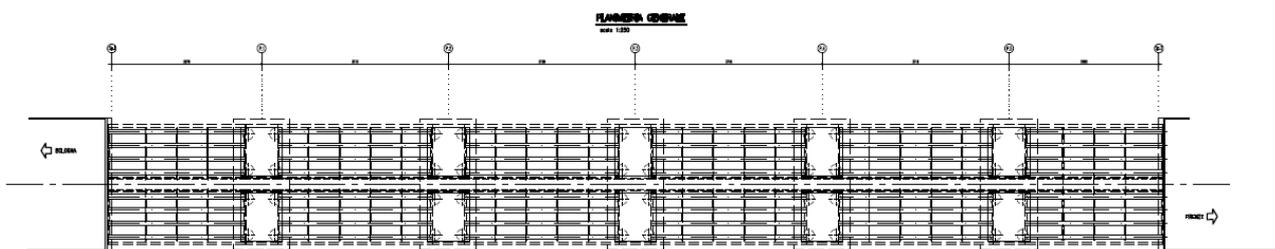


Figura 1 – Planimetria dell'opera

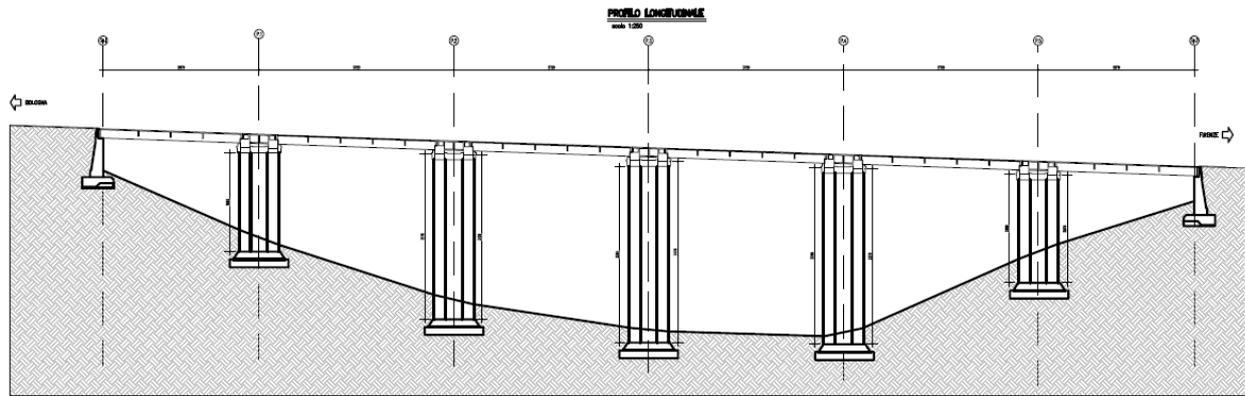


Figura 2 – Profili longitudinali dell'opera

La presente relazione costituisce parte integrante del progetto esecutivo di adeguamento del viadotto. Nello specifico vengono determinate le caratteristiche prestazionali dei nuovi apparecchi di appoggio sulla spalla lato Firenze e vengono dimensionate le nuove mensole in conglomerato cementizio armato previste in progetto e finalizzate alle attività di sollevamento per sostituzione degli appoggi.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Nella verifica dei livelli di sicurezza si fa riferimento alle seguenti normative:

- “Norme tecniche per le costruzioni” D.M. 14 Gennaio 2008, pubblicato sulla G.U. del 4/02/2008 n. 29 [NTC];
- “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”. Circolare 2 Febbraio 2009 n. 617, pubblicata sulla G.U. del 26 Febbraio 2009 n° 47 [CIR];
- “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1”. UNI EN 1992-1-1:2005 [EC2];
- “Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali” Min. LL.PP. C.S. 14 Febbraio 1962, n. 384.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1. Documentazione disponibile

Si riportano le caratteristiche dei materiali esistenti.

3.2. Calcestruzzo

Si considera una resistenza del cls per le strutture in c.a. e c.a.p. pari a 20 MPa (cubica caratteristica).

3.3. Documentazione disponibile e Livelli di Conoscenza

Per l'opera in oggetto sono disponibili le scansioni dei progetti esecutivi originali e le relative relazioni di calcolo. Non sono disponibili indagini in situ per la caratterizzazione dei materiali.

Si assume pertanto in via cautelativa un Livello di Conoscenza LC2 ed un Fattore di Confidenza FC pari ad 1.20 sia per il calcestruzzo sia per l'acciaio.

3.4. Caratteristiche di resistenza assunte per materiali esistenti

Calcestruzzo

$R_{ck} = 20 \text{ MPa}$	resistenza a compressione (cubica caratteristica)
$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 16.6 \text{ MPa}$	resistenza a compressione (cilindrica caratteristica)
$f_{cm} = (f_{ck} + 8 \text{ MPa})/FC = 20.5 \text{ MPa}$	resistenza a compressione (cilindrica media), $FC=1.2$
$f_{cd} = 0.85 f_{cm}/\gamma = 11.6 \text{ MPa}$	resistenza di calcolo SLU, $\gamma = 1.5$
$\sigma_{c,SLS,qp} = 0.45 f_{cm} = 9.23$	limite tensionale (combinazione SLS quasi permanente)
$\sigma_{c,SLS,rara} = 0.60 f_{cm} = 12.3$	limite tensionale (combinazione SLS rara)

3.5. Materiali nuovi

Calcestruzzo reoplastico tipo "CE" Classe C40/50

$R_{ck} = 50 \text{ MPa}$	resistenza a compressione (cubica caratteristica)
$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 41.5 \text{ MPa}$	resistenza a compressione (cilindrica caratteristica)
$f_{cd} = 0.85 f_{cm}/\gamma = 23.51 \text{ MPa}$	resistenza di calcolo SLU, $\gamma = 1.5$

Acciaio in barre

laminato a caldo, ad aderenza migliorata, controllato in stabilimento, con marchiatura CE

B450C	classe di resistenza
$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$	tensione di rottura (caratteristica), $(f_t/f_y) \geq 1.15$
$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$	tensione di snervamento (caratteristica), $(f_y/f_{yk}) \leq 1.25$
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma = 391 \text{ MPa}$	tensione di snervamento (di calcolo), $\gamma = 1.15$

Acciaio da carpenteria

tipo S275J2 rispondenti alle norme UNI EN 10210-1; UNI EN 10219-1; UNI EN 10025-2

$f_{tk} \geq 430 \text{ MPa}$	tensione di rottura (caratteristica)
$f_{yk} \geq 275 \text{ MPa}$	tensione di snervamento (caratteristica)
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma = 262 \text{ MPa}$	tensione di snervamento (di calcolo), $\gamma = 1.05$

4. CRITERI DI CALCOLO

Gli interventi previsti rientrano tra gli interventi locali come specificato al §8.4.3 delle NTC '08. Infatti, non si apportano modifiche allo schema statico, né si aumentano rigidità, né si apporta una variazione del carico in fondazione maggiore del 10%.

4.1. Combinazioni di carico

Per le verifiche sono stati presi in considerazione i valori dei coefficienti di amplificazione delle azioni e dei coefficienti di partecipazione desunti dal Cap. 5 delle NTC '08 e successive integrazioni.

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

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

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Per il calcolo delle sollecitazioni sono state considerate le disposizioni di carichi mobili viaggianti sull'impalcato che, di volta in volta, massimizzano l'azione sugli appoggi (e quindi sui martinetti e le travi per il sollevamento).

Sono state prese in considerazione le seguenti combinazioni di carico in accordo al §2.5.3 delle NTC '08:

Combinazione fondamentale agli S.L.U.: $Y_{G1} \cdot G_1 + Y_{G2} \cdot G_2 + Y_{Q1} \cdot Q_1 + Y_{Q2} \cdot Q_2$

Combinazione sismica: $E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_1 + \psi_{22} \cdot Q_2$

Inoltre per la combinazione che ha come carico predominante quello mobile si devono considerare le seguenti sotto-combinazioni con i rispettivi valori di combinazione:

Gruppo di azioni	<i>Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)</i>	<i>Veicoli speciali</i>	<i>Folla (schema di carico 5)</i>	<i>Frenatura q_3</i>	<i>Forza centrifuga q_4</i>
1	1	0	0	0	0
2a	Concentrati 0.75 distribuiti 0.4	0	0	1	0
2b	Concentrati 0.75 distribuiti 0.4	0	0	0	1

4.2. Coefficienti parziali per le azioni

Per i valori dei coefficienti di amplificazione delle azioni e dei coefficienti di partecipazione si è fatto riferimento al contenuto del Cap. 5 delle NTC '08 e successive integrazioni.

5. ANALISI DEI CARICHI

5.1. Carichi permanenti

Nel prospetto seguente si riporta una distinta dell'analisi dei carichi permanenti per singola trave con luce di calcolo pari a 27.40 m:

Carico	L [m]	q [kN/m]	Q [kN]	a(Q) [m]	Vkt,app [kN]	α	Vki [kN]
Peso proprio trave (A=0.6846 mq)	27.40	17.12			234.48	0.500	117.24
Ringrossi testata /1	27.40		44.34	0.70	43.21	1.000	43.21
Ringrossi testata /2	27.40		44.34	26.70	1.13	1.000	1.13
Sviluppo corrente traversi di campata /1	27.40		69.93	0.00	69.93	0.125	8.74
Sviluppo corrente traversi di campata /2	27.40		27.00	7.50	19.61	0.125	2.45
Sviluppo corrente traversi di campata /3	27.40		27.00	13.70	13.50	0.125	1.69
Sviluppo corrente traversi di campata /4	27.40		27.00	19.90	7.39	0.125	0.92
Sviluppo corrente traversi di campata /5	27.40		33.89	27.40	0.00	0.125	0.00
Soletta	27.40	42.44			581.36	0.125	72.67
Soletta spartitraffico	27.40	10.24			140.29	0.250	35.07
Pavimentazione	27.40	30.00			411.00	0.125	51.38
Barriere e parapetti	27.40	4.00			54.80	0.125	6.85
							341.35

5.2. Carichi variabili

Carichi mobili (q1)

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

- Schema di carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 1. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

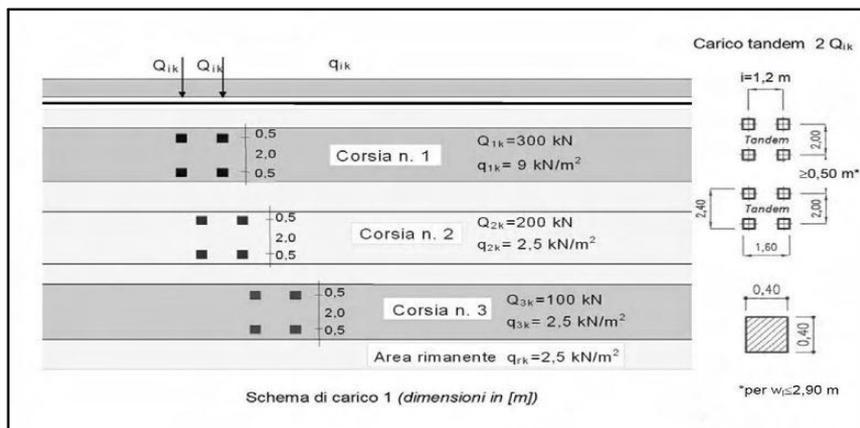


Figura 3 - Schema di carico 1.

La ripartizione trasversale dei carichi sulle singole travi è stata effettuata con il metodo di Courbon:

$$Q_i = F_j / n + F_j d_j x_i / z$$

Dove:

x_i = distanza trave i-esima dal baricentro delle travate

n = numero di travi

F_j = colonna j-esima (corsia 1,2,3 e parte rimanente)

d_j = distanza colonna j-esima dal baricentro delle travate

$$z = \frac{\sum_{i=1}^n x_i^2}{n}$$

In relazione della geometria della sezione trasversale dell'impalcato in oggetto, i valori dei coefficienti di ripartizione trasversale risultano come di seguito riportati:

1° CORSIA			2° CORSIA						
N°Travi	8		Carico_F	970	kN	Carico_F	503	kN	
			eccentricità	3.5	m	eccentricità	0.5	m	
									Tot [kN]
d_trave 1	4.36	m	k1	0.3321	322.18	k1	0.1546	77.76	400
d_trave 2	3.74	m	k2	0.3027	293.61	k2	0.1504	75.64	
d_trave 3	1.66	m	k3	0.2039	197.75	k3	0.1363	68.54	
d_trave 4	1.04	m	k4	0.1744	169.18	k4	0.1321	66.43	
d_trave 5	-1.04	m	k5	0.0756	73.32	k5	0.1179	59.32	
d_trave 6	-1.66	m	k6	0.0461	44.75	k6	0.1137	57.21	
d_trave 7	-3.74	m	k7	-0.0527	-51.11	k7	0.0996	50.11	
d_trave 8	-4.36	m	k8	-0.0821	-79.68	k8	0.0954	47.99	

Dove il carico della 1° corsia pari a 970 kN è dato da 600kN di carichi concentrati e 370kN dai carichi distribuiti ($27\text{kN/m} \cdot 27.4\text{m}/2$) mentre il carico della 2° corsia pari a 503 kN è dato da 400kN di carichi concentrati e 103kN dai carichi distribuiti ($7.5\text{kN/m} \cdot 27.4\text{m}/2$).

5.3. Vento

Per l'azione del vento si considera a favore di sicurezza una pressione pari a 2.5kN/m^2 per un'altezza spingente di 4.8m (altezza impalcato più 3m di ingombro dei mezzi transitanti sull'impalcato).

5.4. Attrito

Si considera un coefficiente di attrito pari a 0.06.

6. CALCOLO DELL'AZIONE MASSIMA SUGLI APPOGGI

6.1. Calcolo delle azioni

Si calcolano le sollecitazioni agenti sugli appoggi presenti sulla spalla lato Firenze dell'opera in oggetto. Si dispongono appoggi UNIDIREZIONALI LONGITUDINALI e MULTIDIREZIONALI come indicato nello schema seguente:



Nelle seguenti tabelle si riportano le sollecitazioni elementari agenti su ciascuna tipologia di appoggio:

UNI LONG				
	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	341	341	-	0
Vento	23	-23	-	41
Traffico	400	0	-	0
Attrito	0	0	-	0

MULTI				
	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	341	341	-	-
Vento	23	-23	-	-
Traffico	400	0	-	-
Attrito	0	0	-	-

Nelle seguenti tabelle si riportano le sollecitazioni combinate agenti su ciascuna tipologia di appoggio:

Appoggio	COMBO	N max compr [kN]	N min comp [kN]	H long [kN]	H trasv [kN]
UNI LONG	<i>SLU 1</i>	900	307	-	62
	<i>SLU 2</i>	1021	320	-	37
	<i>SLU 3</i>	886	320	-	37
	<i>SLU 4</i>	886	320	-	37
	<i>SLU 5</i>	886	320	-	37
MULTI	<i>SLU 1</i>	900	307	-	-
	<i>SLU 2</i>	1021	320	-	-
	<i>SLU 3</i>	886	320	-	-
	<i>SLU 4</i>	886	320	-	-
	<i>SLU 5</i>	886	320	-	-

Si prescrivono pertanto apparecchi di appoggio con le seguenti caratteristiche prestazionali:

TIPOLOGIA APPOGGIO	SIMBOLO	N° APPOGGI DI FORNITURA	S.L.U.		
			N max [kN]	Tlong max [kN]	Ttrasv max [kN]
MULTIDIREZIONALE		8	1050	-	-
UNIDIREZIONALE LONGITUDINALE		8	1050	-	100

6.2. Calcolo delle azioni per il sollevamento dell'impalcato

Per il sollevamento dell'impalcato mediante martinetti idraulici si prevedono i seguenti carichi massimi totali per testata:

PP+Permanenti	8*350 kN
Tandem	1200 kN
Distribuiti	610 kN
	4610 kN

7. SOLLEVAMENTI E/O PRESA DI CARICO: APPRESTAMENTI E MODALITA' OPERATIVE

7.1. *Prescrizioni e modalità operative*

Si espongono le indicazioni e le modalità operative:

- Prestazione singolo martinetto ≥ 1450 kN ;
- Il martinetto deve possedere la ghiera di sicurezza e la testa basculante;
- Inserimento di lastra in gomma/neoprene tra martinetto ed intradosso trave. In generale interporre gomma o neoprene tra le superfici acciaio-acciaio ed acciaio-clt in modo da aumentare l'attrito;
- L'apparecchiatura idraulica deve essere comandata da una centrale operante a pressioni differenziate e rapporto volumetrico costante per assicurare il sollevamento rigido della testata senza indurre nelle strutture sollecitazioni torsionali; il controllo delle operazioni dovrà essere effettuato a distanza mediante idonea strumentazione.

Si prevede l'installazione di ritegni trasversali.

Le operazioni di presa di carico e sollevamento degli impalcati avverranno a traffico aperto ed alla presenza di un tecnico della DL.

Si precisa che l'appaltatore dovrà presentare una relazione dettagliata sulla procedura di presa di carico e sollevamento che dovrà essere sottoposta ad esplicita approvazione della DL e del CSE per quanto di competenza.

7.2. Ritegni trasversali

I ritegni trasversali sono calcolati considerando una forza orizzontale massima pari al 10% dei pesi propri e permanenti portati.

$$G_1 + G_2 = 341 \text{ kN} * 16 \text{ appoggi} = 5456 \text{ kN}$$

$$0,1 (G_1 + G_2) = 546 \text{ kN} \text{ (Azione trasversale totale)}$$

$$H_{sd} = 546/2 = 273 \text{ kN} \text{ (Azione trasversale per ciascuna testata)}$$

Per ogni testata si dispongono n. 2 ritegni trasversali monolateri, ciascuno dimensionato per l'azione H_{sd} .

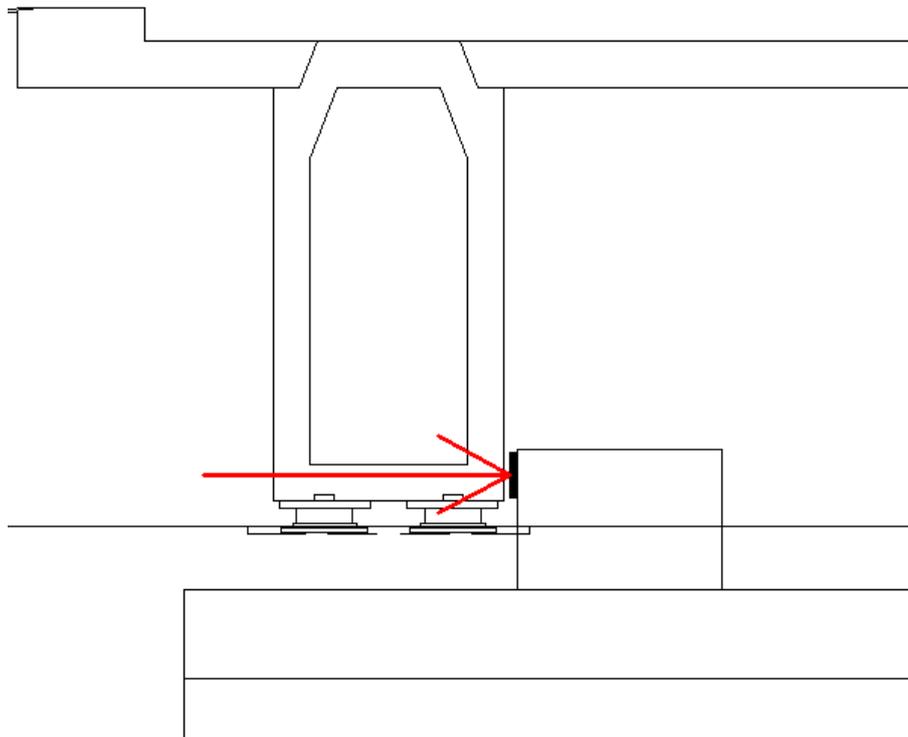


Figura 4- Ritegno trasversale

Si verifica la resistenza delle barre di armature disposte considerando un meccanismo a tirante-puntone. Considerando un'inclinazione di 45° lo sforzo di trazione sulle barre vale:

$$N_{sd} = H_{sd} \cdot \operatorname{tg}(45^\circ) = 273 \text{ kN}$$

Si dispongono $5\phi 20$:

$$A = 5\phi 20 = 15.7 \text{ cm}^2$$

$$N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 15.7 \cdot 391 \text{ MPa} = 614 \text{ kN}$$

$$\sigma_{Ed} = N_{sd} / A = 174 \text{ MPa}$$

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

7.3. Verifica barre e lunghezze di ancoraggio

Si verifica quindi la lunghezza di ancoraggio delle barre:

$R_{ck} = 20 \text{ MPa}$ (resistenza a compressione del calcestruzzo della spalla esistente)

$$f_{ctk,0.05} = 1,55 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctd} = 0,86 \text{ Mpa} \quad (\text{FC}=1,2)$$

$$\eta_1 = 1 \quad \eta_2 = 1$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 1,93 \text{ Mpa}$$

$$l_{brqd} = \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \cdot \left(\frac{\Phi_{barre}}{4} \right) = 449,52 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 1 \quad \alpha_2 = 0,7 \quad \alpha_3 = 1 \quad \alpha_4 = 1 \quad \alpha_5 = 1$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{brqd} = 314.66 \text{ mm}$$

$$l_{b,min} = \max(0,3 l_{brqd}; 10\Phi_{barre}; 100 \text{ mm}) = 200 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = \max(l_{bd}; l_{b,min}) = 314.66 \text{ mm}$$

La lunghezza risulta essere pari a 500mm e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

7.4. Verifica piastre di collegamento

La verifica viene condotta considerando l'azione agente sulle piastre di collegamento pari al taglio massimo (trasversale) di progetto attinente agli apparecchi di appoggio:

$$F_{Ed,tot}=62 \text{ kN}$$

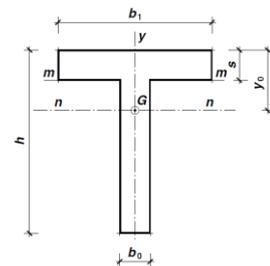
Considerando l'area resistente a taglio delle piastre di collegamento fra la trave e gli appoggi, si verifica che:

$$3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

andando a valutare le tensioni tangenziali come segue per sezione a T

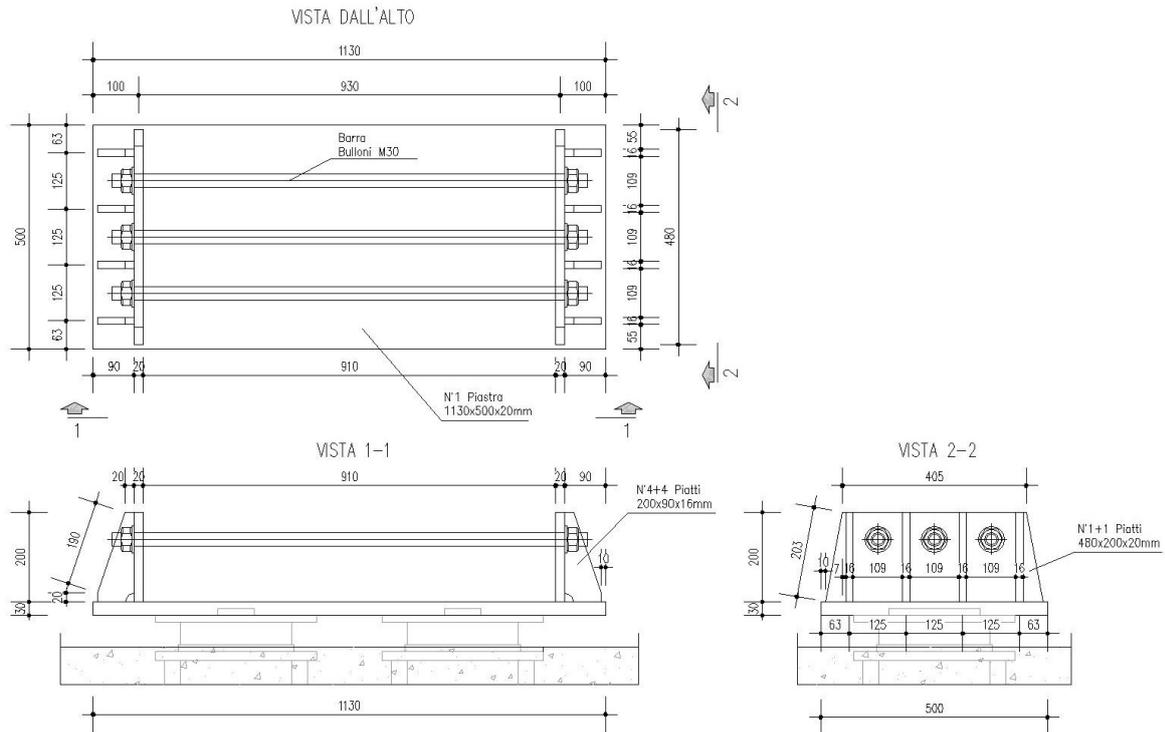
per taglio:
$$\tau = \frac{V \cdot S}{I \cdot b} \quad (\text{formula di Jourawski})$$

dove: V = sforzo di taglio nella sezione considerata;
 S = momento statico della parte di sezione compresa fra il lembo superiore e la corda considerata;
 I = momento d'inerzia baricentrico dell'intera sezione;
 b = lunghezza della corda considerata.



L'area resistente a taglio considerata è quella di contatto fra la piastra verticale con irrigidenti e quella orizzontale. La verifica viene svolta su una sezione a T delle 8 componenti il collegamento, in cui s corrisponde allo spessore della piastra verticale e b_0 allo spessore del singolo irrigidente.

Di seguito si riporta la geometria della carpenteia metallica, tuttavia si rimanda all'elaborato di riferimento per ulteriori dettagli.



V	62/8=7,75	kN
s	20	mm
I	2'410'000	mm ⁴
S	33'332	mm ³
b	16	mm
T_{Ed}	6,70	N/mm²

quindi

$$3 T_{Ed}^2 = 134,67 \text{ (N/mm}^2\text{)}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2 = 68'594.10 \text{ (N/mm}^2\text{)}^2$$

7.5. Verifica ancoraggi appoggi

Verifiche ancoraggi appoggi unidirezionali

8. VERIFICA MENSOLE

La sostituzione degli appoggi è prevista mediante l'uso di mensole, le cui carpenterie e armature presenti sono indicate nella figura sottostante. Si andrà a verificare la mensola con riferimento ai carichi calcolati precedentemente ($N=2100\text{kN}$ proveniente da due appoggi da 1050kN ciascuno su ogni trave).

Il meccanismo resistente è quello tipico delle mensole tozze, nelle quali, come è noto, si instaura un meccanismo tirante puntone con flussi di trazione assorbiti dalla armature opportunamente disposte; il meccanismo tozzo si sviluppa sostanzialmente come funicolare dei carichi, non sviluppando significative tensioni tangenziali che comportino la necessità di verifiche a taglio e/o disposizione di diffusi inghisaggi intermedi.

Si dispone armatura di forza di grosso diametro (barre tese estradossali $\varnothing 30$) atta ad assolvere la funzione di biella tesa; si dispone altresì di idonea armatura di forma e/o compressa di diametro minore ($\varnothing 20$).

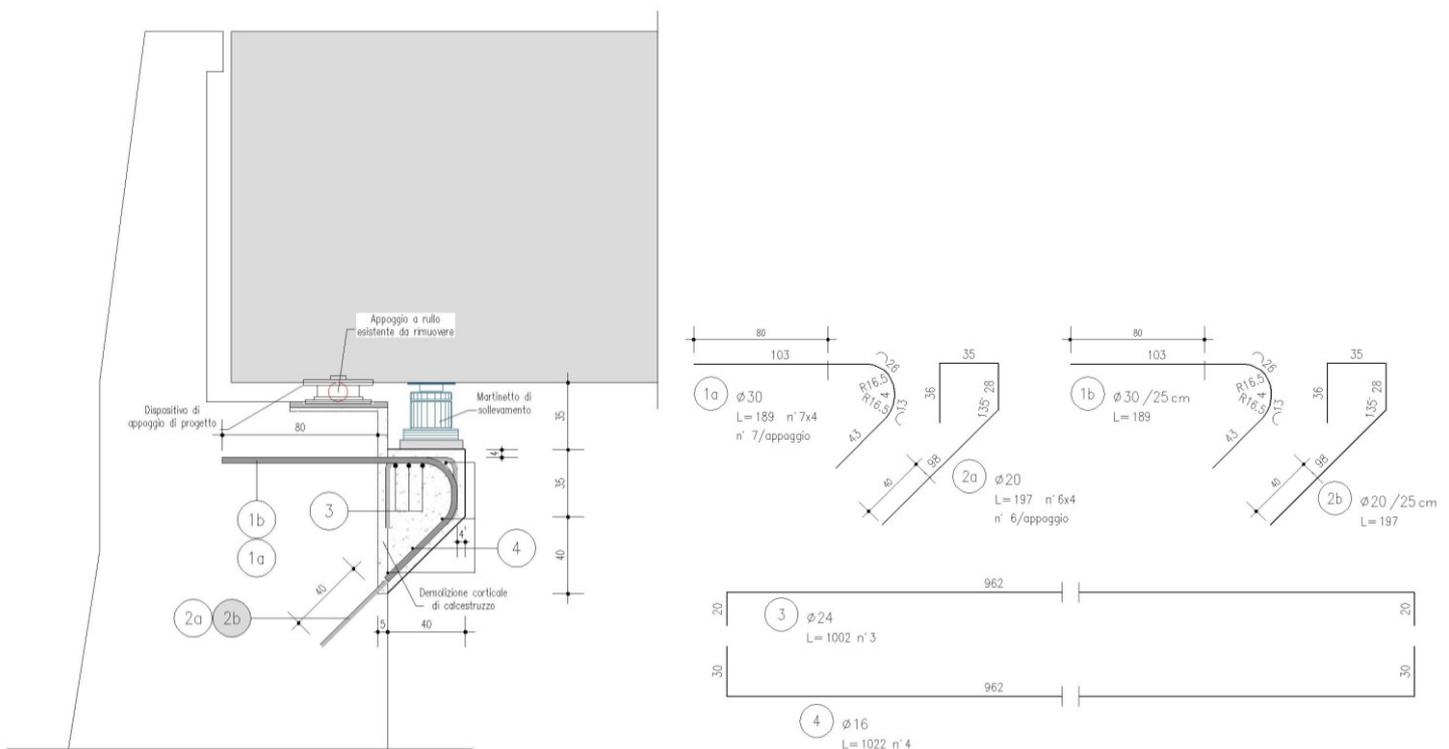


Figura 5 - Armatura mensola

8.1. Verifica mensola tozza

Le verifiche di sicurezza devono essere condotte nei riguardi di:

- resistenza dei tiranti costituiti dalle sole armature;
- resistenza dei puntoni di calcestruzzo compresso;
- ancoraggio delle armature.

La zona di verifica sarà costituita da una mensola equivalente di larghezza 130 cm, altezza 75 cm e carico applicato a 23 cm dal muro frontale, come da geometria dell'elaborato di riferimento. La larghezza considerata per la mensola deriva dalla distanza fra i martinetti al di sotto di ogni trave e considerando una "diffusione" a 45° sul piano orizzontale.

Per la verifica a mensola tozza si fa affidamento sulle barre di armatura presenti e in particolare 7Ø30.

Verifica elementi tozzi NTC C.4.1.2.1.5			
Azioni	P_{Ed}	2100,00	kN
	H_{Ed}	0,00	kN
Materiali	f_{yk}	450	MPa
	γ_s	1,15	
	f_{yd}	391,30	MPa
	f_{ck}	41,5	MPa
	γ_c	1,5	
	f_{cd}	23,52	MPa
Geometria	a	230	mm
	b	1300	cm
	h	750	mm
	c	55	mm
	d	695	mm
	l	369	mm
	A_s	4948,01	mm ²
	λ	$l/(0,9d)$	
	λ	0,590	
Verifica armatura longitudinale			
	P_{Rc}	6304,77	kN

$P_{Rc} \geq P_{Rs}$	VERIFICATO	
P_{Rs}	3282,06	kN
$P_{Rs} \geq P_{ed}$	VERIFICATO	

8.2. Verifica lunghezze di ancoraggio

$$\lambda = 0.590$$

$$V_{ed} = 2100 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = V_{ed} \cdot \lambda = 1239 \text{ kN}$$

$$n. \text{ barre in trazione} = 7$$

$$N_{ed,n} = N_{ed}/7 = 177 \text{ kN}$$

$$\Phi_{\text{barre}} = 30 \text{ mm}$$

$$A_{\text{barre}} = 707 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{sd} = N_{ed,n} / A_{\text{barre}} = 250.4 \text{ Mpa}$$

$R_{ck} = 20 \text{ MPa}$ (resistenza a compressione del calcestruzzo di base)

$$f_{ctk,0.05} = 1,55 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctd} = 0,86 \text{ Mpa} \quad (FC=1,2)$$

$$\eta_1 = 1 \quad \eta_2 = 1$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 1,93 \text{ Mpa}$$

$$l_{brqd} = \frac{\sigma_{sd} \cdot \left(\frac{\Phi_{\text{barre}}}{4} \right)}{f_{bd}} = 970,81 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 1 \quad \alpha_2 = 0,7 \quad \alpha_3 = 1 \quad \alpha_4 = 1 \quad \alpha_5 = 1$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{brqd} = 679,56 \text{ mm}$$

$$l_{b,min} = \max(0,3 l_{brqd}; 10\Phi_{\text{barre}}; 100 \text{ mm}) = 300 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = \max(l_{bd}; l_{b,min}) = 679,56 \text{ mm}$$

La lunghezza risulta essere pari a 800mm e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

INDICE

1. OGGETTO	3
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
3.1. Documentazione disponibile.....	6
3.2. Calcestruzzo	6
3.3. Documentazione disponibile e Livelli di Conoscenza.....	6
3.4. Caratteristiche di resistenza assunte per materiali esistenti	6
3.5. Materiali nuovi.....	6
4. CRITERI DI CALCOLO	8
4.1. Combinazioni di carico	8
4.2. Coefficienti parziali per le azioni	10
5. ANALISI DEI CARICHI	11
5.1. Carichi permanenti.....	11
5.2. Carichi variabili	11
5.3. Vento.....	13
5.4. Attrito.....	13
6. CALCOLO DELL'AZIONE MASSIMA SUGLI APPOGGI	14
6.1. Calcolo delle azioni.....	14
6.2. Calcolo delle azioni per il sollevamento dell'impalcato	16
7. SOLLEVAMENTI E/O PRESA DI CARICO: APPRESTAMENTI E MODALITA' OPERATIVE	17
7.1. Prescrizioni e modalità operative.....	17
7.2. Ritegni trasversali	18
7.3. Verifica barre e lunghezze di ancoraggio.....	19
8. VERIFICA MENSOLE	22
8.1. Verifica mensola tozza	23
8.2. Verifica lunghezze di ancoraggio	24

1. OGGETTO

L'opera è ubicata al Km 272+216 del tracciato storico dell'Autostrada Milano - Napoli (A/1), ricade nel territorio del comune di Calenzano, in provincia di Firenze ed è costituita da 6 campate semplicemente appoggiate per ciascuna via di corsa.

Le campate di riva hanno una luce sugli apparecchi di appoggio di 27.00 m, le campate interne hanno una luce di 30.50 m, la lunghezza totale del ponte è di 210 m. Le due strutture delle due carreggiate sono staccate e distanti circa 2.20m l'una dall'altra; in sommità a coprire tale varco è presente una soletta di intercarreggiata in conglomerato cementizio armato. L'impalcato è formato da n° 4 travi in c.a.p., con altezza pari a 1.80 m, poste ad interasse di 2.70 m, collegate da soletta superiore di spessore 0.16 m e da n° 5 traversi.

Nel corso degli anni il viadotto è stato oggetto di interventi di manutenzione che hanno interessato le varie parti componenti l'opera. In particolare sono stati effettuati lavori di adeguamento antisismico delle elevazioni e la sostituzione degli apparecchi di appoggio nonché dei giunti.

Viste d'assieme dell'opera in oggetto sono riportate in Figura 1 ed in Figura 2.

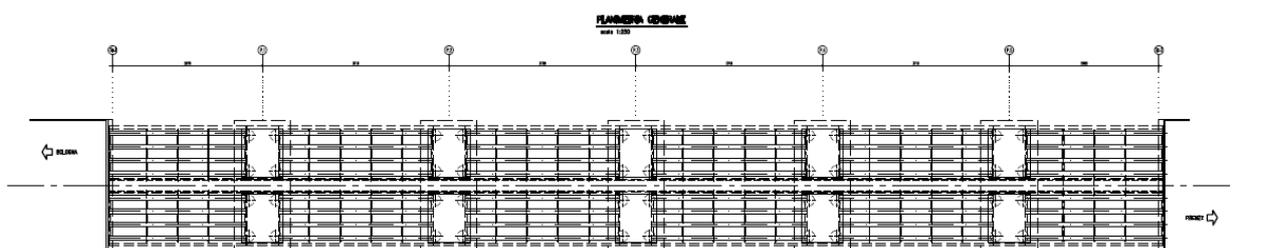


Figura 1 – Planimetria dell'opera

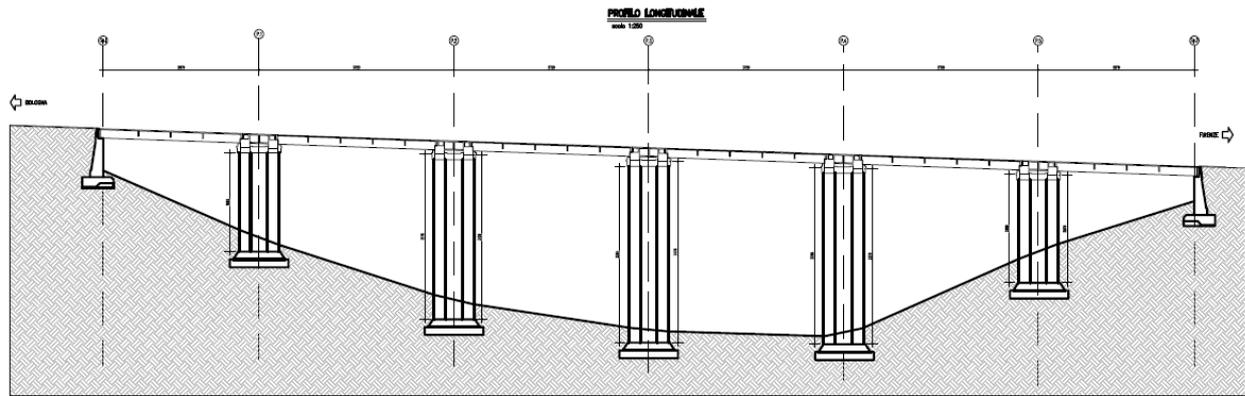


Figura 2 – Profili longitudinali dell'opera

La presente relazione costituisce parte integrante del progetto esecutivo di adeguamento del viadotto. Nello specifico vengono determinate le caratteristiche prestazionali dei nuovi apparecchi di appoggio sulla spalla lato Firenze e vengono dimensionate le nuove mensole in conglomerato cementizio armato previste in progetto e finalizzate alle attività di sollevamento per sostituzione degli appoggi.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Nella verifica dei livelli di sicurezza si fa riferimento alle seguenti normative:

- “Norme tecniche per le costruzioni” D.M. 14 Gennaio 2008, pubblicato sulla G.U. del 4/02/2008 n. 29 [NTC];
- “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”. Circolare 2 Febbraio 2009 n. 617, pubblicata sulla G.U. del 26 Febbraio 2009 n° 47 [CIR];
- “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1”. UNI EN 1992-1-1:2005 [EC2];
- “Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali” Min. LL.PP. C.S. 14 Febbraio 1962, n. 384.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1. Documentazione disponibile

Si riportano le caratteristiche dei materiali esistenti.

3.2. Calcestruzzo

Si considera una resistenza del cls per le strutture in c.a. e c.a.p. pari a 20 MPa (cubica caratteristica).

3.3. Documentazione disponibile e Livelli di Conoscenza

Per l'opera in oggetto sono disponibili le scansioni dei progetti esecutivi originali e le relative relazioni di calcolo. Non sono disponibili indagini in situ per la caratterizzazione dei materiali.

Si assume pertanto in via cautelativa un Livello di Conoscenza LC2 ed un Fattore di Confidenza FC pari ad 1.20 sia per il calcestruzzo sia per l'acciaio.

3.4. Caratteristiche di resistenza assunte per materiali esistenti

Calcestruzzo

$R_{ck} = 20 \text{ MPa}$	resistenza a compressione (cubica caratteristica)
$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 16.6 \text{ MPa}$	resistenza a compressione (cilindrica caratteristica)
$f_{cm} = (f_{ck} + 8 \text{ MPa})/FC = 20.5 \text{ MPa}$	resistenza a compressione (cilindrica media), FC=1.2
$f_{cd} = 0.85 f_{cm}/\gamma = 11.6 \text{ MPa}$	resistenza di calcolo SLU, $\gamma = 1.5$
$\sigma_{c,SLS,qp} = 0.45 f_{cm} = 9.23$	limite tensionale (combinazione SLS quasi permanente)
$\sigma_{c,SLS,rara} = 0.60 f_{cm} = 12.3$	limite tensionale (combinazione SLS rara)

3.5. Materiali nuovi

Calcestruzzo reoplastico tipo "CE" Classe C40/50

$R_{ck} = 50 \text{ MPa}$	resistenza a compressione (cubica caratteristica)
$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 41.5 \text{ MPa}$	resistenza a compressione (cilindrica caratteristica)
$f_{cd} = 0.85 f_{cm}/\gamma = 23.51 \text{ MPa}$	resistenza di calcolo SLU, $\gamma = 1.5$

Acciaio in barre

laminato a caldo, ad aderenza migliorata, controllato in stabilimento, con marchiatura CE

B450C	classe di resistenza
$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$	tensione di rottura (caratteristica), $(f_t/f_y) \geq 1.15$
$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$	tensione di snervamento (caratteristica), $(f_y/f_{yk}) \leq 1.25$
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma = 391 \text{ MPa}$	tensione di snervamento (di calcolo), $\gamma = 1.15$

Acciaio da carpenteria

tipo S275J2 rispondenti alle norme UNI EN 10210-1; UNI EN 10219-1; UNI EN 10025-2

$f_{tk} \geq 430 \text{ MPa}$	tensione di rottura (caratteristica)
$f_{yk} \geq 275 \text{ MPa}$	tensione di snervamento (caratteristica)
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma = 262 \text{ MPa}$	tensione di snervamento (di calcolo), $\gamma = 1.05$

4. CRITERI DI CALCOLO

Gli interventi previsti rientrano tra gli interventi locali come specificato al §8.4.3 delle NTC '08. Infatti, non si apportano modifiche allo schema statico, né si aumentano rigidità, né si apporta una variazione del carico in fondazione maggiore del 10%.

4.1. Combinazioni di carico

Per le verifiche sono stati presi in considerazione i valori dei coefficienti di amplificazione delle azioni e dei coefficienti di partecipazione desunti dal Cap. 5 delle NTC '08 e successive integrazioni.

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

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

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Per il calcolo delle sollecitazioni sono state considerate le disposizioni di carichi mobili viaggianti sull'impalcato che, di volta in volta, massimizzano l'azione sugli appoggi (e quindi sui martinetti e le travi per il sollevamento).

Sono state prese in considerazione le seguenti combinazioni di carico in accordo al §2.5.3 delle NTC '08:

Combinazione fondamentale agli S.L.U.: $Y_{G1} \cdot G_1 + Y_{G2} \cdot G_2 + Y_{Q1} \cdot Q_1 + Y_{Q2} \cdot Q_2$

Combinazione sismica: $E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_1 + \psi_{22} \cdot Q_2$

Inoltre per la combinazione che ha come carico predominante quello mobile si devono considerare le seguenti sotto-combinazioni con i rispettivi valori di combinazione:

Gruppo di azioni	<i>Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)</i>	<i>Veicoli speciali</i>	<i>Folla (schema di carico 5)</i>	<i>Frenatura q_3</i>	<i>Forza centrifuga q_4</i>
1	1	0	0	0	0
2a	Concentrati 0.75 distribuiti 0.4	0	0	1	0
2b	Concentrati 0.75 distribuiti 0.4	0	0	0	1

4.2. Coefficienti parziali per le azioni

Per i valori dei coefficienti di amplificazione delle azioni e dei coefficienti di partecipazione si è fatto riferimento al contenuto del Cap. 5 delle NTC '08 e successive integrazioni.

5. ANALISI DEI CARICHI

5.1. Carichi permanenti

Nel prospetto seguente si riporta una distinta dell'analisi dei carichi permanenti per singola trave con luce di calcolo pari a 27.40 m:

Carico	L [m]	q [kN/m]	Q [kN]	a(Q) [m]	V _{kt,app} [kN]	α	V _{ki} [kN]
Peso proprio trave (A=0.6846 mq)	27.40	17.12			234.48	0.500	117.24
Ringrossi testata /1	27.40		44.34	0.70	43.21	1.000	43.21
Ringrossi testata /2	27.40		44.34	26.70	1.13	1.000	1.13
Sviluppo corrente traversi di campata /1	27.40		69.93	0.00	69.93	0.125	8.74
Sviluppo corrente traversi di campata /2	27.40		27.00	7.50	19.61	0.125	2.45
Sviluppo corrente traversi di campata /3	27.40		27.00	13.70	13.50	0.125	1.69
Sviluppo corrente traversi di campata /4	27.40		27.00	19.90	7.39	0.125	0.92
Sviluppo corrente traversi di campata /5	27.40		33.89	27.40	0.00	0.125	0.00
Soletta	27.40	42.44			581.36	0.125	72.67
Soletta spartitraffico	27.40	10.24			140.29	0.250	35.07
Pavimentazione	27.40	30.00			411.00	0.125	51.38
Barriere e parapetti	27.40	4.00			54.80	0.125	6.85
							341.35

5.2. Carichi variabili

Carichi mobili (q1)

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

- Schema di carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 1. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

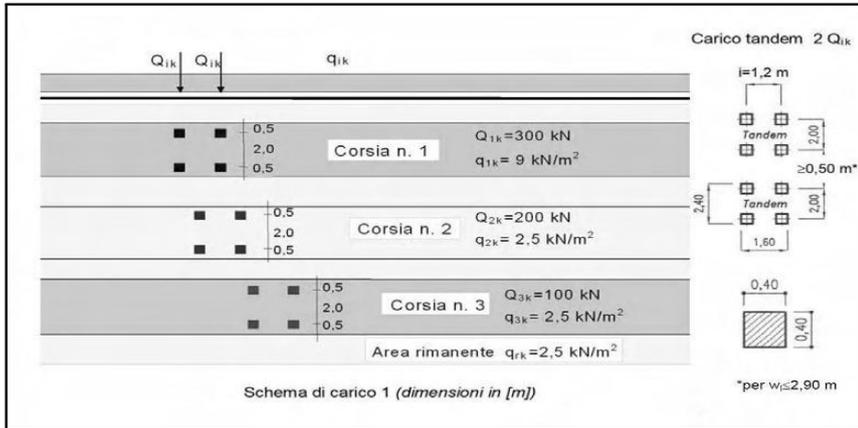


Figura 3 - Schema di carico 1.

La ripartizione trasversale dei carichi sulle singole travi è stata effettuata con il metodo di Courbon:

$$Q_i = F_j / n + F_j d_j x_i / z$$

Dove:

x_i = distanza trave i-esima dal baricentro delle travate

n = numero di travi

F_j = colonna j-esima (corsia 1,2,3 e parte rimanente)

d_j = distanza colonna j-esima dal baricentro delle travate

$$z = \frac{\sum_{i=1}^n x_i^2}{n}$$

In relazione della geometria della sezione trasversale dell'impalcato in oggetto, i valori dei coefficienti di ripartizione trasversale risultano come di seguito riportati:

		1° CORSIA		2° CORSIA			
N°Travi	8	Carico_F	970 kN	Carico_F	503 kN		
		eccentricità	3.5 m	eccentricità	0.5 m		
						Tot [kN]	
d_trave 1	4.36 m	k1	0.3321 322.18	k1	0.1546 77.76	400	
d_trave 2	3.74 m	k2	0.3027 293.61	k2	0.1504 75.64		
d_trave 3	1.66 m	k3	0.2039 197.75	k3	0.1363 68.54		
d_trave 4	1.04 m	k4	0.1744 169.18	k4	0.1321 66.43		
d_trave 5	-1.04 m	k5	0.0756 73.32	k5	0.1179 59.32		
d_trave 6	-1.66 m	k6	0.0461 44.75	k6	0.1137 57.21		
d_trave 7	-3.74 m	k7	-0.0527 -51.11	k7	0.0996 50.11		
d_trave 8	-4.36 m	k8	-0.0821 -79.68	k8	0.0954 47.99		

Dove il carico della 1° corsia pari a 970 kN è dato da 600kN di carichi concentrati e 370kN dai carichi distribuiti ($27\text{kN/m} \cdot 27.4\text{m}/2$) mentre il carico della 2° corsia pari a 503 kN è dato da 400kN di carichi concentrati e 103kN dai carichi distribuiti ($7.5\text{kN/m} \cdot 27.4\text{m}/2$).

5.3. Vento

Per l'azione del vento si considera a favore di sicurezza una pressione pari a 2.5kN/m^2 per un'altezza spingente di 4.8m (altezza impalcato più 3m di ingombro dei mezzi transitanti sull'impalcato).

5.4. Attrito

Si considera un coefficiente di attrito pari a 0.06.

6. CALCOLO DELL'AZIONE MASSIMA SUGLI APPOGGI

6.1. Calcolo delle azioni

Si calcolano le sollecitazioni agenti sugli appoggi presenti sulla spalla lato Firenze dell'opera in oggetto. Si dispongono appoggi UNIDIREZIONALI LONGITUDINALI e MULTIDIREZIONALI come indicato nello schema seguente:



Nelle seguenti tabelle si riportano le sollecitazioni elementari agenti su ciascuna tipologia di appoggio:

UNI LONG				
	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	341	341	-	0
Vento	23	-23	-	41
Traffico	400	0	-	0
Attrito	0	0	-	0

MULTI				
	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	341	341	-	-
Vento	23	-23	-	-
Traffico	400	0	-	-
Attrito	0	0	-	-

Nelle seguenti tabelle si riportano le sollecitazioni combinate agenti su ciascuna tipologia di appoggio:

Appoggio	COMBO	N max compr [kN]	N min comp [kN]	H long [kN]	H trasv [kN]
UNI LONG	<i>SLU 1</i>	900	307	-	62
	<i>SLU 2</i>	1021	320	-	37
	<i>SLU 3</i>	886	320	-	37
	<i>SLU 4</i>	886	320	-	37
	<i>SLU 5</i>	886	320	-	37
MULTI	<i>SLU 1</i>	900	307	-	-
	<i>SLU 2</i>	1021	320	-	-
	<i>SLU 3</i>	886	320	-	-
	<i>SLU 4</i>	886	320	-	-
	<i>SLU 5</i>	886	320	-	-

Si prescrivono pertanto apparecchi di appoggio con le seguenti caratteristiche prestazionali:

TIPOLOGIA APPOGGIO	SIMBOLO	N° APPOGGI DI FORNITURA	S.L.U.		
			N max [kN]	Tlong max [kN]	Ttrasv max [kN]
MULTIDIREZIONALE		8	1050	-	-
UNIDIREZIONALE LONGITUDINALE		8	1050	-	100

6.2. Calcolo delle azioni per il sollevamento dell'impalcato

Per il sollevamento dell'impalcato mediante martinetti idraulici si prevedono i seguenti carichi massimi totali per testata:

PP+Permanenti	8*350 kN
Tandem	1200 kN
Distribuiti	610 kN
	4610 kN

7. SOLLEVAMENTI E/O PRESA DI CARICO: APPRESTAMENTI E MODALITA' OPERATIVE

7.1. *Prescrizioni e modalità operative*

Si espongono le indicazioni e le modalità operative:

- Prestazione singolo martinetto ≥ 1450 kN ;
- Il martinetto deve possedere la ghiera di sicurezza e la testa basculante;
- Inserimento di lastra in gomma/neoprene tra martinetto ed intradosso trave. In generale interporre gomma o neoprene tra le superfici acciaio-acciaio ed acciaio-clc in modo da aumentare l'attrito;
- L'apparecchiatura idraulica deve essere comandata da una centrale operante a pressioni differenziate e rapporto volumetrico costante per assicurare il sollevamento rigido della testata senza indurre nelle strutture sollecitazioni torsionali; il controllo delle operazioni dovrà essere effettuato a distanza mediante idonea strumentazione.

Si prevede l'installazione di ritegni trasversali.

Le operazioni di presa di carico e sollevamento degli impalcati avverranno a traffico aperto ed alla presenza di un tecnico della DL.

Si precisa che l'appaltatore dovrà presentare una relazione dettagliata sulla procedura di presa di carico e sollevamento che dovrà essere sottoposta ad esplicita approvazione della DL e del CSE per quanto di competenza.

7.2. Ritegni trasversali

I ritegni trasversali sono calcolati considerando una forza orizzontale massima pari al 10% dei pesi propri e permanenti portati.

$$G_1 + G_2 = 341 \text{ kN} * 16 \text{ appoggi} = 5456 \text{ kN}$$

$$0,1 (G_1 + G_2) = 546 \text{ kN} \text{ (Azione trasversale totale)}$$

$$H_{sd} = 546/2 = 273 \text{ kN} \text{ (Azione trasversale per ciascuna testata)}$$

Per ogni testata si dispongono n. 2 ritegni trasversali monolateri, ciascuno dimensionato per l'azione H_{sd} .

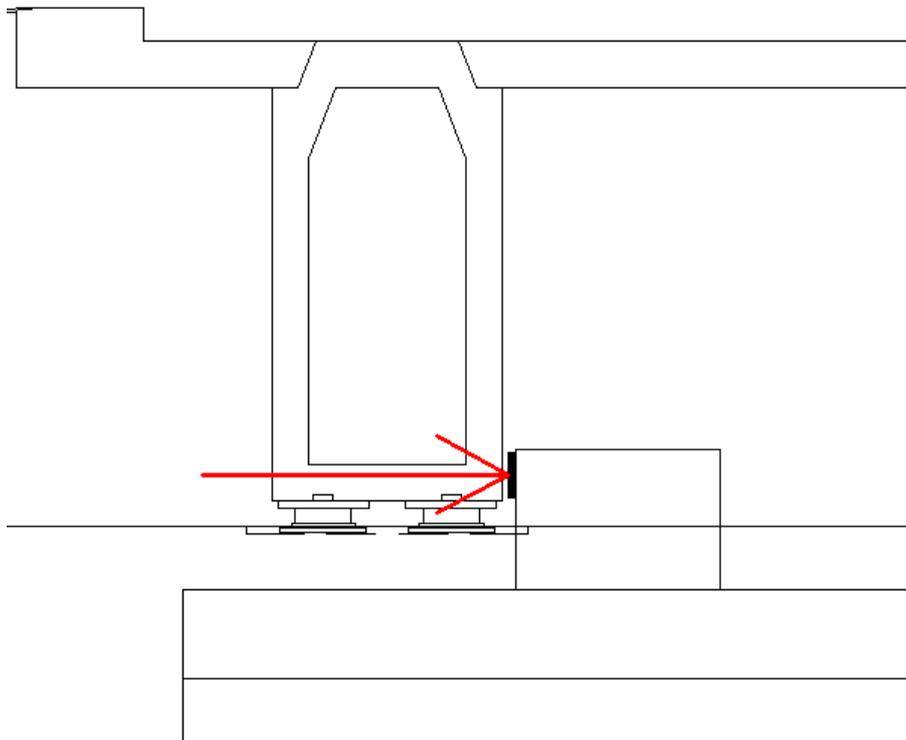


Figura 4- Ritegno trasversale

Si verifica la resistenza delle barre di armature disposte considerando un meccanismo a tirante-puntone. Considerando un'inclinazione di 45° lo sforzo di trazione sulle barre vale:

$$N_{sd} = H_{sd} \cdot \operatorname{tg}(45^\circ) = 273 \text{ kN}$$

Si dispongono $5\phi 20$:

$$A = 5\phi 20 = 15.7 \text{ cm}^2$$

$$N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 15.7 \cdot 391 \text{ MPa} = 614 \text{ kN}$$

$$\sigma_{Ed} = N_{sd} / A = 174 \text{ MPa}$$

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

7.3. Verifica barre e lunghezze di ancoraggio

Si verifica quindi la lunghezza di ancoraggio delle barre:

$R_{ck} = 20 \text{ MPa}$ (resistenza a compressione del calcestruzzo della spalla esistente)

$$f_{ctk,005} = 1,55 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctd} = 0,86 \text{ Mpa} \quad (\text{FC}=1,2)$$

$$\eta_1 = 1 \quad \eta_2 = 1$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 1,93 \text{ Mpa}$$

$$l_{brqd} = \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \cdot \left(\frac{\Phi_{barre}}{4} \right) = 449,52 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 1 \quad \alpha_2 = 0,7 \quad \alpha_3 = 1 \quad \alpha_4 = 1 \quad \alpha_5 = 1$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{brqd} = 314.66 \text{ mm}$$

$$l_{b,min} = \max(0,3 l_{brqd}; 10\Phi_{barre}; 100 \text{ mm}) = 200 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = \max(l_{bd}; l_{b,min}) = 314.66 \text{ mm}$$

La lunghezza risulta essere pari a 500mm e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

7.4. Verifica piastre di collegamento

La verifica viene condotta considerando l'azione agente sulle piastre di collegamento pari al taglio massimo (trasversale) di progetto attinente agli apparecchi di appoggio:

$$F_{Ed,tot}=62 \text{ kN}$$

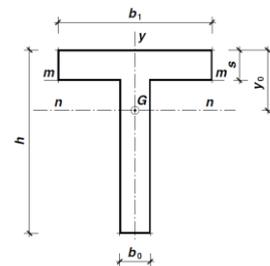
Considerando l'area resistente a taglio delle piastre di collegamento fra la trave e gli appoggi, si verifica che:

$$3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

andando a valutare le tensioni tangenziali come segue per sezione a T

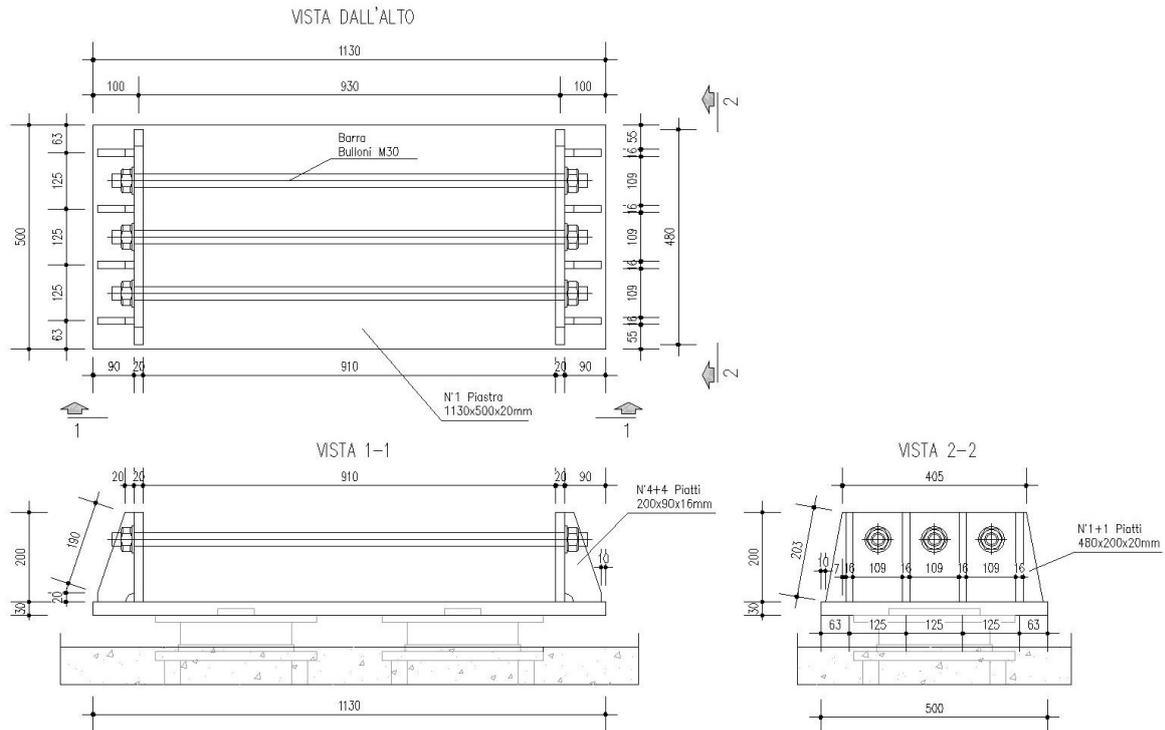
per taglio:
$$\tau = \frac{V \cdot S}{I \cdot b} \quad (\text{formula di Jourawski})$$

dove: V = sforzo di taglio nella sezione considerata;
 S = momento statico della parte di sezione compresa fra il lembo superiore e la corda considerata;
 I = momento d'inerzia baricentrico dell'intera sezione;
 b = lunghezza della corda considerata.



L'area resistente a taglio considerata è quella di contatto fra la piastra verticale con irrigidenti e quella orizzontale. La verifica viene svolta su una sezione a T delle 8 componenti il collegamento, in cui s corrisponde allo spessore della piastra verticale e b_0 allo spessore del singolo irrigidente.

Di seguito si riporta la geometria della carpenteia metallica, tuttavia si rimanda all'elaborato di riferimento per ulteriori dettagli.



V	62/8=7,75	kN
s	20	mm
I	2'410'000	mm ⁴
S	33'332	mm ³
b	16	mm
T_{Ed}	6,70	N/mm²

quindi

$$3 T_{Ed}^2 = 134,67 \text{ (N/mm}^2\text{)}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2 = 68'594.10 \text{ (N/mm}^2\text{)}^2$$

7.5. Verifica ancoraggi appoggi

Verifiche ancoraggi appoggi unidirezionali

8. VERIFICA MENSOLE

La sostituzione degli appoggi è prevista mediante l'uso di mensole, le cui carpenterie e armature presenti sono indicate nella figura sottostante. Si andrà a verificare la mensola con riferimento ai carichi calcolati precedentemente ($N=2100\text{kN}$ proveniente da due appoggi da 1050kN ciascuno su ogni trave).

Il meccanismo resistente è quello tipico delle mensole tozze, nelle quali, come è noto, si instaura un meccanismo tirante puntone con flussi di trazione assorbiti dalla armature opportunamente disposte; il meccanismo tozzo si sviluppa sostanzialmente come funicolare dei carichi, non sviluppando significative tensioni tangenziali che comportino la necessità di verifiche a taglio e/o disposizione di diffusi inghisaggi intermedi.

Si dispone armatura di forza di grosso diametro (barre tese estradossali $\varnothing 30$) atta ad assolvere la funzione di biella tesa; si dispone altresì di idonea armatura di forma e/o compressa di diametro minore ($\varnothing 20$).

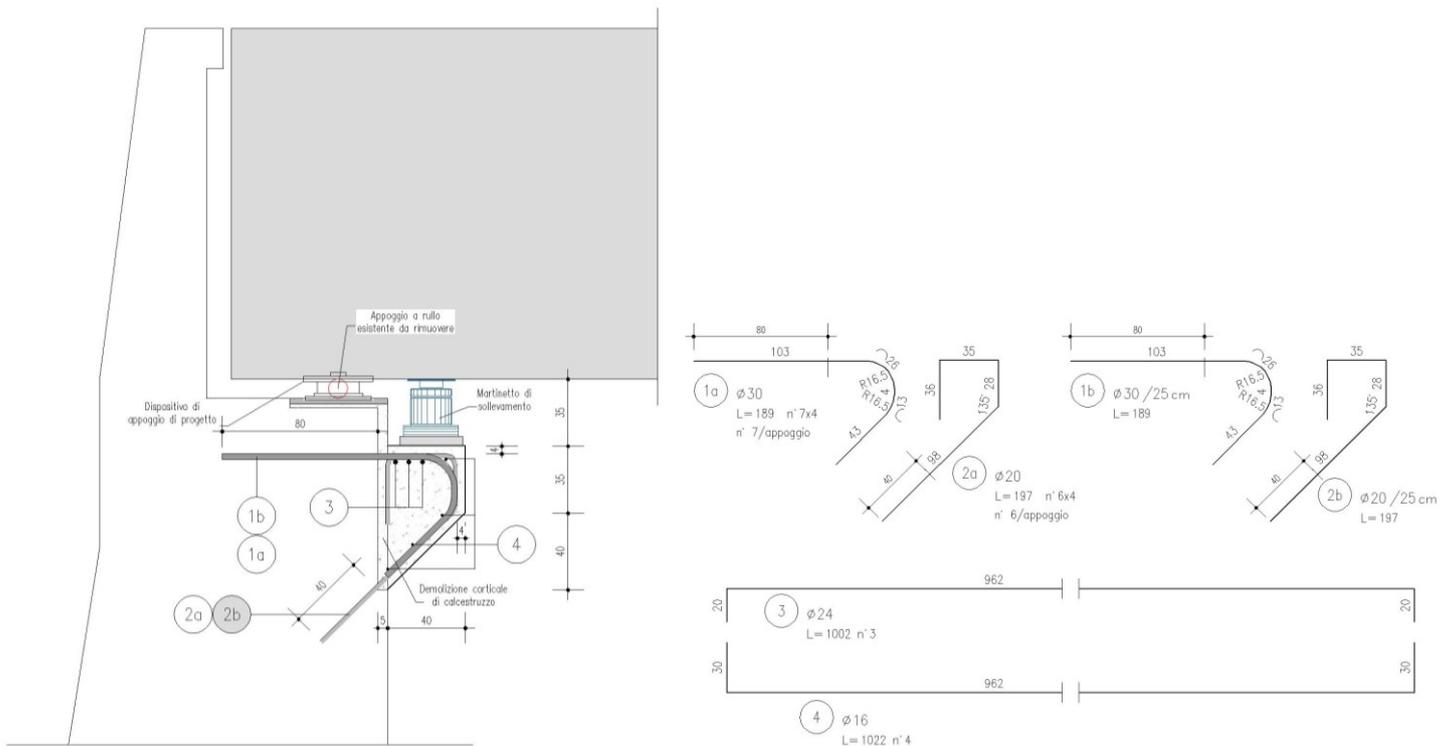


Figura 5 - Armatura mensola

8.1. Verifica mensola tozza

Le verifiche di sicurezza devono essere condotte nei riguardi di:

- resistenza dei tiranti costituiti dalle sole armature;
- resistenza dei puntoni di calcestruzzo compresso;
- ancoraggio delle armature.

La zona di verifica sarà costituita da una mensola equivalente di larghezza 130 cm, altezza 75 cm e carico applicato a 23 cm dal muro frontale, come da geometria dell'elaborato di riferimento. La larghezza considerata per la mensola deriva dalla distanza fra i martinetti al di sotto di ogni trave e considerando una "diffusione" a 45° sul piano orizzontale.

Per la verifica a mensola tozza si fa affidamento sulle barre di armatura presenti e in particolare 7Ø30.

Verifica elementi tozzi NTC C.4.1.2.1.5			
Azioni	P_{Ed}	2100,00	kN
	H_{Ed}	0,00	kN
Materiali	f_{yk}	450	MPa
	γ_s	1,15	
	f_{yd}	391,30	MPa
	f_{ck}	41,5	MPa
	γ_c	1,5	
	f_{cd}	23,52	MPa
Geometria	a	230	mm
	b	1300	cm
	h	750	mm
	c	55	mm
	d	695	mm
	l	369	mm
	A_s	4948,01	mm ²
	λ	$l/(0,9d)$	
	λ	0,590	
Verifica armatura longitudinale			
	P_{Rc}	6304,77	kN

$P_{Rc} \geq P_{Rs}$	VERIFICATO	
P_{Rs}	3282,06	kN
$P_{Rs} \geq P_{ed}$	VERIFICATO	

8.2. Verifica lunghezze di ancoraggio

$$\lambda = 0.590$$

$$V_{ed} = 2100 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = V_{ed} \cdot \lambda = 1239 \text{ kN}$$

$$n. \text{ barre in trazione} = 7$$

$$N_{ed,n} = N_{ed}/7 = 177 \text{ kN}$$

$$\Phi_{\text{barre}} = 30 \text{ mm}$$

$$A_{\text{barre}} = 707 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{sd} = N_{ed,n} / A_{\text{barre}} = 250.4 \text{ Mpa}$$

$R_{ck} = 20 \text{ MPa}$ (resistenza a compressione del calcestruzzo di base)

$$f_{ctk,0.05} = 1,55 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctd} = 0,86 \text{ Mpa} \quad (FC=1,2)$$

$$\eta_1 = 1 \quad \eta_2 = 1$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 1,93 \text{ Mpa}$$

$$l_{brqd} = \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \cdot \left(\frac{\Phi_{\text{barre}}}{4} \right) = 970,81 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 1 \quad \alpha_2 = 0,7 \quad \alpha_3 = 1 \quad \alpha_4 = 1 \quad \alpha_5 = 1$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{brqd} = 679,56 \text{ mm}$$

$$l_{b,min} = \max(0,3 l_{brqd}; 10\Phi_{\text{barre}}; 100 \text{ mm}) = 300 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = \max(l_{bd}; l_{b,min}) = 679,56 \text{ mm}$$

La lunghezza risulta essere pari a 800mm e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.