

AUTOSTRADA (A1) : MILANO – NAPOLI

AMPLIAMENTO ALLA QUARTA CORSIA DEL TRATTO MILANO SUD (Tang. Ovest) – LODI

PROGETTO ESECUTIVO

INTERVENTI PER IL TERRITORIO

RIQUALIFICA VIA PIAVE

Ponte Roggia Donna

Relazione di calcolo strutture

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Lucio Ferretti Torricelli
Ord. Ingg. Brescia N.2188

RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Francesca Di Noto
Ord. Ingg. Milano N. 30472



IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Orlando Mazza
Ord. Ingg. Pavia N. 1496

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO				RIFERIMENTO DIRETTORIO						RIFERIMENTO ELABORATO				Ordinatore: 01
Codice	Commessa	Lotte, Sub- Cod. Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	tipologia	WBS progressivo	PARTE D'OPERA		Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	
1	19959	LL00	PE	ITL	05	P0005	000000	R	STR	0729	1	1	1	SCALA: Varie

 	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:		REVISIONE	
	Ing. Ilaria Lavander Ord. Ingg. Milano N. 29830				n.	data
					0	OTTOBRE 2017
					1	GENNAIO 2018
					2	-
REDATTO:	-	VERIFICATO:	-	3	-	
				4	-	

	<p>VISTO DEL COMMITTENTE</p>  <p>IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Stefano Storoni</p>	<p>VISTO DEL CONCEDENTE</p>  <p>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</p>
--	---	--

Sommario

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	6
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	7
3.1	CALCESTRUZZO PER TRAVI PREFABBRICATE C.A.P.	7
3.2	CALCESTRUZZO SOLETTE E TRAVERSI GETTATI IN OPERA.....	7
3.3	CALCESTRUZZO SPALLE	7
3.4	CALCESTRUZZO FONDAZIONI	8
3.5	CALCESTRUZZO PALI DI FONDAZIONE	8
3.6	ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE	8
3.7	ACCIAIO ARMONICO STABILIZZATO PER TREFOLI.....	9
3.8	DURABILITÀ DEI MATERIALI	9
4	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELL'IMPALCATO.....	10
4.1.1	<i>Caratteristiche reologiche delle travi.....</i>	10
5	ANALISI DEI CARICHI	12
5.1	CARICHI PERMANENTI	12
5.2	CARICHI VARIABILI.....	13
5.2.1	<i>Azioni variabili da traffico.....</i>	13
5.2.2	<i>Azione longitudinale frenamento.....</i>	14
5.2.3	<i>Azione centrifuga.....</i>	14
5.2.4	<i>Azione del vento (trasversale).....</i>	14
5.2.5	<i>Azioni sismiche.....</i>	15
5.3	EFFETTI DELLE DISTORSIONI	19
5.3.1	<i>Ritiro e viscosità</i>	19
5.3.2	<i>Temperatura</i>	20
6	COMBINAZIONI DI CARICO.....	21
7	RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI.....	24
8	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	26
8.1	SOLLECITAZIONI MASSIME NELL'IMPALCATO	26
9	VERIFICHE DELLE TRAVI.....	29
9.1	TRAVI DI NUOVA REALIZZAZIONE	29
9.1.1	<i>Verifica a flessione in mezzeria - Stati Limite di esercizio</i>	29
9.1.2	<i>Verifica a flessione in mezzeria - Stati Limite di Ultimi</i>	32
9.1.3	<i>Verifiche al taglio.....</i>	34
9.1.4	<i>Calcolo e verifica dell'armatura ordinaria nelle testate delle travi.....</i>	35
10	VERIFICHE DELLA SOLETTA	43
10.1	SOLETTA	43
10.2	CORDOLI	47
11	APPOGGI E GIUNTI	49
11.1	VERIFICA DEGLI APPOGGI	49
11.1.1	<i>Temperatura</i>	51
11.1.2	<i>Ritiro.....</i>	51
11.1.3	<i>Viscosità.....</i>	51
11.1.4	<i>Scorrimento totale</i>	52

12	VERIFICHE STRUTTURALI DI SPALLE E FONDAZIONI	53
12.1	VERIFICHE DELLE SPALLE DI NUOVA REALIZZAZIONE	53
12.1.1	Verifica del paraghiaia.....	54
12.1.2	Verifica del palo di fondazione.....	57

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1. IMPALCATO ROGGIA DONNA – PIANTA	4
FIGURA 1-2. IMPALCATO ROGGIA DONNA – SEZIONE LONGITUDINALE.....	5
FIGURA 1-3. IMPALCATO ROGGIA DONNA – SEZIONE TRASVERSALE	5
TABELLA 3-1. DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI AMBIENTALI (TABELLA 4.2.III NTC2008).....	9
TABELLA 3-2. CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE (TABELLA 4.1.IV NTC 2008)	9
FIGURA 4-1. IMPALCATO BARBAVARA – SEZIONE TIPICA TRAVE	10
TABELLA 4-1. CARATTERISTICHE SEZIONALI	10
TABELLA 4-2. SINTESI DELLE CARATTERISTICHE DI ARMATURA.....	11
FIGURA 5-1. CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO – SCHEMA DI CARICO 1	13
TABELLA 5-1. VALORI CARICHI PUNTUALI – SCHEMA DI CARICO 1.....	13
FIGURA 5-2. SCHEMA DI CARICO 2.....	14
TABELLA 9-1. SINTESI DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTI AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (VALORI CARATTERISTICI) IN MEZZERIA.....	29
TABELLA 9-2. SINTESI DELLE TENSIONI NELLE FASI DI CARICO IN MEZZERIA	32
FIGURA 9-1. CARATTERISTICHE DELLA TRAVE DI NUOVA REALIZZAZIONE.....	33
FIGURA 9-2. DOMINIO M-N RELATIVO ALLA TRAVE DI NUOVA REALIZZAZIONE	33
TABELLA 9-3. SINTESI DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTI AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (VALORI CARATTERISTICI)	35
TABELLA 9-4. SINTESI DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTI AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (VALORI CARATTERISTICI) IN MEZZERIA.....	35
TABELLA 9-5. SINTESI DELLE TENSIONI NELLE FASI DI CARICO NELLA SEZIONE LE	38
FIGURA 9-3. ANDAMENTO DELLE TENSIONI ALL’ESTREMITÀ DI UNA TRAVE: FORZE DI TRAZIONE A FENDITURA E DI TRAZIONE AL BORDO NEL CAMPO DI TRASFERIMENTO	38
FIGURE 9-1 – TENSIONE DI FENDITURA E DI TRAZIONE DI BORDO.....	39
FIGURA 10-1. CORDOLI CON BARRRIERE	47
FIGURA 12-1. CARICHI APPLICATI SUL PARAGHIAIA.....	54
TABELLA 12-1. CARATTERISTICHE SEZIONALI	54

1 PREMESSA

La presente relazione riguarda il calcolo delle strutture relative all'ampliamento del Ponte Roggia Donna nell'ambito dei lavori di realizzazione della quarta corsia nel tratto Milano – Lodi della Autostrada A1. In particolare, la necessità della realizzazione del manufatto dipende dalle modifiche della viabilità in prossimità dell'Autostrada A1 per la riqualifica della via Piave.

Le strutture di impalcato spalle e fondazioni sono tutte di nuova realizzazione. In particolare, l'impalcato sarà costituito da travi in C.A.P. di altezza 80 cm, accostate ad interasse di circa 1.32m. Le travi saranno solidarizzate alla soletta di nuova realizzazione di spessore 20 cm.

Nelle seguenti immagini si riportano le principali geometrie delle strutture.

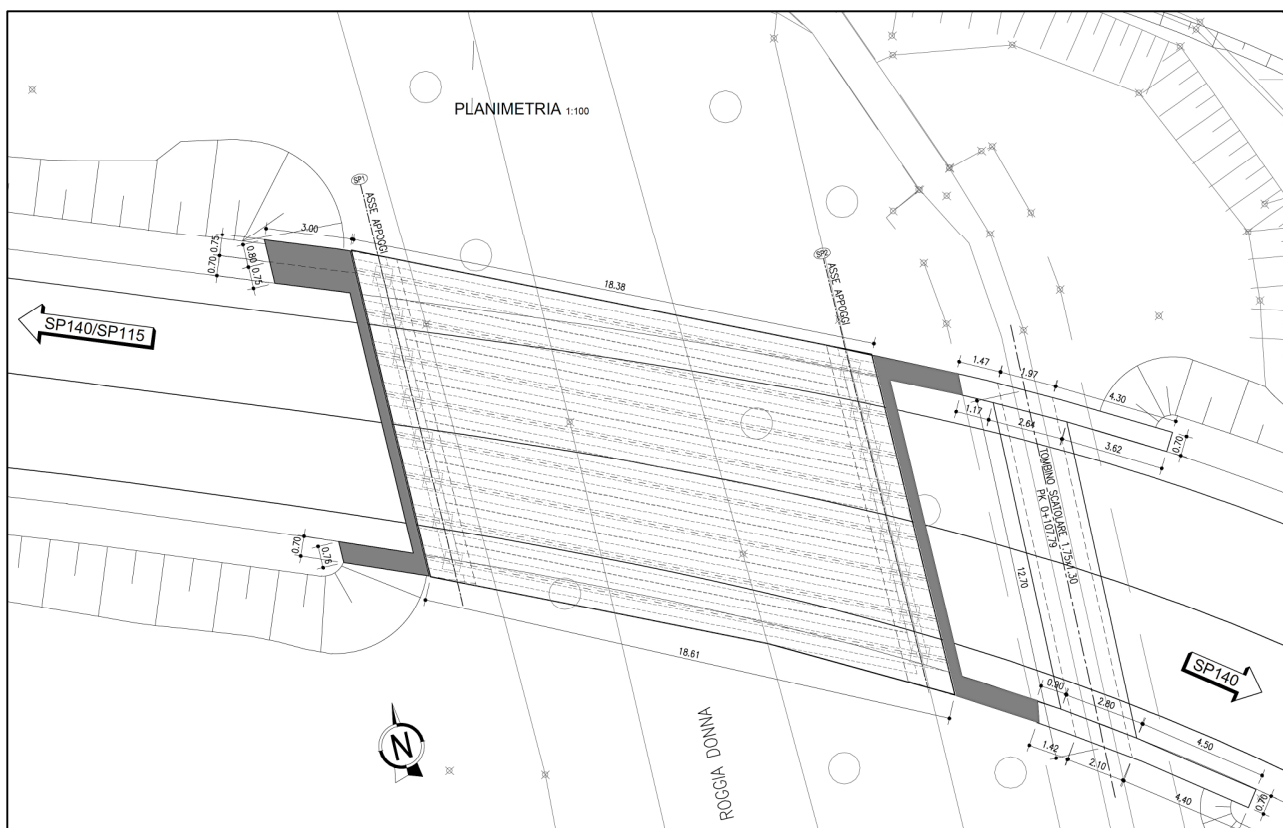


Figura 1-1. Impalcato Roggia Donna – Pianta

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Nell'esecuzione dei calcoli si fa riferimento alla legislazione vigente con particolare riferimento alle seguenti normative:

- D.M. Infrastrutture 14.01.2008 – pubblicato su S.O. n. 30 alla G.U. 4 febbraio 2008, n. 29 – “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- UNI 11104:2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1:2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2: Progettazione strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1997-1:2005 “Eurocodice 7 – Progettazione Geotecnica Parte1: Regole generali”;
- Legge 05.11.1971, n. 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- C.N.R. 10037/86 – Mensole tozze e selle gerber.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Nel presente capitolo si riassumono le caratteristiche dei materiali utilizzate ai fini del dimensionamento delle nuove strutture di impalcato.

3.1 CALCESTRUZZO PER TRAVI PREFABBRICATE C.A.P.

Classe di resistenza	C45/55
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 55 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cubica a fine maturazione	$R_{ckj} = 40 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_c = 36416 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 45,7 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione di calcolo ($f_{cd}=0.85*f_{ck}/1.5$)	$f_{cd} = 25,5 \text{ MPa}$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_C = 1,5$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 0,00001 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
Classe di esposizione	XF4

3.2 CALCESTRUZZO SOLETTE E TRAVERSI GETTATI IN OPERA

Classe di resistenza	C35/45
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 45 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cubica a fine maturazione	$R_{ckj} = 30 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_c = 34625 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 37,35 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione di calcolo ($f_{cd}=0.85*f_{ck}/1.5$)	$f_{cd} = 21,2 \text{ MPa}$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_C = 1,5$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 3,35 \text{ MPa}$
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 0,00001 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
Classe di esposizione	XF4

3.3 CALCESTRUZZO SPALLE

Classe di resistenza	C32/40
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_c = 33643 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 33,20 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione di calcolo ($f_{cd}=0.85*f_{ck}/1.5$)	$f_{cd} = 18,81 \text{ MPa}$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_C = 1,5$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 3,10 \text{ MPa}$
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 0,00001 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

Classe di esposizione XF2

3.4 CALCESTRUZZO FONDAZIONI

Classe di resistenza	C28/35
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 35 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_c = 32588 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 29,05 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione di calcolo ($f_{cd}=0.85*f_{ck}/1.5$)	$f_{cd} = 16,46 \text{ MPa}$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c = 1,5$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 2,83 \text{ MPa}$
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 0,00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Classe di esposizione	XC2

3.5 CALCESTRUZZO PALI DI FONDAZIONE

Classe di resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_c = 31447 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 24,9 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione di calcolo ($f_{cd}=0.85*f_{ck}/1.5$)	$f_{cd} = 14,11 \text{ MPa}$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c = 1,5$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 2,56 \text{ MPa}$
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 0,00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Classe di esposizione	XC2

3.6 ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE

Acciaio per armature ordinarie – B450C

f_{yk}	=	450 MPa	tensione caratteristica di snervamento
γ_s	=	1.15	coefficiente di sicurezza
f_{yd}	=	391.3 MPa	tensione di snervamento di calcolo
E_s	=	200000 MPa	modulo elastico

3.7 ACCIAIO ARMONICO STABILIZZATO PER TREFOLI

Acciaio armonico stabilizzato per trefoli

f_{ptk} = 1860 MPa tensione caratteristica di rottura

$F_{p(0.1)k}$ = 1670 MPa tensione di snervamento di calcolo

3.8 DURABILITÀ DEI MATERIALI

Con riferimento alla durabilità dei materiali si riporta la tabella delle NTC2008 per definire le condizioni ambientali sulla base della classe di esposizione:

Tabella 3-1. Descrizione delle condizioni ambientali (tabella 4.2.III NTC2008)

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nella tabella 4.1.IV delle NTC sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

Tabella 3-2. Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (tabella 4.1.IV NTC 2008)

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

I valori nominali di apertura delle fessure sono: $w_1 = 0.2$ mm, $w_2 = 0.3$ mm e $w_3 = 0.4$ mm.

Le caratteristiche utilizzate nelle verifiche saranno descritte nel dettaglio nei rispettivi paragrafi.

4 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELL'IMPALCATO

L'impalcato è costituito da 8 travi in c.a.p. accostate.

Le travi hanno lunghezza totale pari a 18,20m, con luce di calcolo, ossia la distanza tra gli appoggi, pari a 16,50m. L'interasse tra le travi di nuova realizzazione è pari a 1,32 m.

Le travi presentano un'altezza pari a 80 cm, una larghezza massima pari a 1,32 m e anima di spessore 17 cm, come mostrato nella seguente immagine che rappresenta tutte le geometrie della sezione tipica della trave.

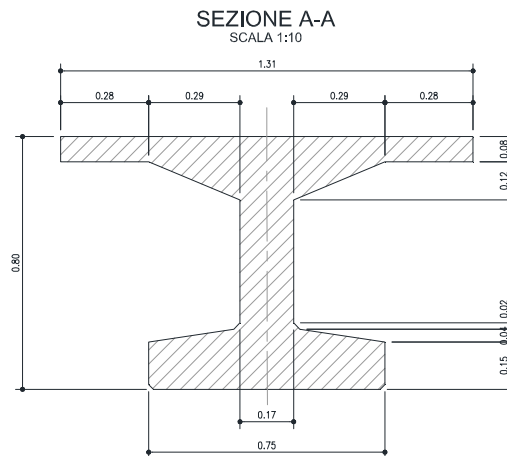


Figura 4-1. Impalcato Barbavara – Sezione tipica trave

Le travi verranno solidarizzate mediante le staffe alla soletta di spessore 20 cm, gettata in opera al di sopra di esse.

In corrispondenza degli appoggi verranno realizzati dei traversi di testata di spessore pari a 50 cm.

4.1.1 Caratteristiche reologiche delle travi

Per il calcolo delle caratteristiche geometriche delle sezioni nella condizione di soletta collaborante si utilizza il coefficiente di omogeneizzazione tra trave e soletta:

$$\alpha = \sqrt{(E_{\text{soletta}}/E_{\text{trave}})} = 0.951$$

Tabella 4-1. Caratteristiche sezionali

	I fase	I fase omog		II fase	II fase omog	
area cls	0.3590	0.3743	m ²	0.5930	0.6083	m ²
Y baricentro	0.428	0.419	m	0.614	0.603	m
Jx	0.031300	0.033060	m ⁴	0.063640	0.067360	m ⁴
Winf	0.073131	0.078922	m ³	0.103606	0.111688	m ³
Wsup	0.084140	0.086747	m ³	0.342618	0.342118	m ³
Wsupsoletta	-	-	m ³	0.164979	0.169719	m ³
Ap	0.003058		m ²			area armatura pretesa aderente
yp	0.171		m			baricentro armatura pretesa aderente

Profilo di I fase: sezione di solo calcestruzzo trave

Profilo di I fase omog: sezione con armatura omogeneizzata

Profilo di II fase: sezione di solo calcestruzzo trave e soletta

Profilo di II fase omog: sezione con armatura omogeneizzata

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura precompressa = 6

Tabella 4-2. Sintesi delle caratteristiche di armatura

	N°trefoli	Area [cm ²]	Y [cm]	J [cm ⁴]	Atot [cm ²]
I fila	11	1,39	6	91,74	13,9
II fila	8	1,39	11	122,32	11,12
III fila	3	1,39	74	308,58	4,17
Totale	21		17,09	522,64	30,58

5 ANALISI DEI CARICHI

Nel presente capitolo si descrivono i carichi utilizzati ai fini del dimensionamento delle strutture.

5.1 CARICHI PERMANENTI

Fase I: peso proprio trave prefabbricata

La trave prefabbricata in c.a.p. ha un peso complessivo pari a 163,8 kN

Fase II: soletta e traversi

I carichi permanenti sono costituiti, oltre che dal peso proprio delle travi in c.a.p., dalla soletta. Questo gruppo di carico è considerato distribuito uniformemente sulle travi che costituiscono l'impalcato.

Per la soletta si è considerato uno spessore di 0.20 m e una larghezza dell'impalcato di 1,32 m, per cui si ha:

soletta: $0.2 \cdot 1,32 \cdot 25 = 6.6$ kN/m

I traversi di testata, di spessore 0.50 m, determinano un carico complessivo di 99.75 kN.

Fase III: carichi permanenti portati

I carichi permanenti portati comprendono: i cordoli, la barriera bordo ponte e il pacchetto stradale della carreggiata.

Si sintetizzano di seguito i carichi utilizzati:

Barriera bordo ponte: 1,5 kN/m

Cordoli: $(0,7\text{m} \times 0,42\text{m} - 0,2\text{m} \times 0,37\text{m}) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 7,35$ kN/m

Tale carico viene attribuito alla trave di bordo.

Assumendo cautelativamente un pacchetto stradale di spessore medio 40 cm si ottiene il seguente carico permanente portato:

Peso riempimento: $0.29\text{m} \times 16 \text{ kN/m}^3 = 4,64$ kN/m²

Peso pavimentazione: $0.11\text{m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 2,64$ kN/m²

Totale 7,28 kN/m²

Tale carico viene ripartito su ciascuna trave a seconda dell'area di competenza.

I carichi permanenti portati comprendono: i cordoli, le velette in c.a. (1.275 kN/m), la barriera bordo ponte (1.0 kN/m) e il bitumato della carreggiata. Questo gruppo di carico è ripartito uniformemente tra le travi che compongono l'impalcato.

Il carico dei cordoli di larghezza 0.70 m e altezza variabile tra 30 e 45 cm, è pari a circa 14 kN/m/m complessivamente.

La pavimentazione della strada ($\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$) di spessore medio circa 0.37 m comporta un carico di 74.89 kN/m.

Per cui si ha

cordoli: 14.00 kN/m

perm. portati: 4.55 kN/m

bitumato: 74.89 kN/m
 per un totale di 93.44 kN/m

5.2 CARICHI VARIABILI

5.2.1 Azioni variabili da traffico

Si considera una sede stradale di larghezza 9,20 m. Sono state pertanto definite 3 colonne di carico di larghezza $w=3,0$ m ed una parte rimanente di larghezza 20 cm.

Si riporta nella seguente Figura 5-1 lo schema di carico 1 utilizzato per le verifiche degli impalcati e nella seguente Tabella 5-1 l'intensità dei carichi Q_{ik} (carico concentrato distribuito sui 4 assi posti a maglia 2.0 m x 1.2 m in direzione longitudinale) e q_{ik} (carico uniformemente distribuito sulla corsia) come da Tabella 5.1.II del DM2008.

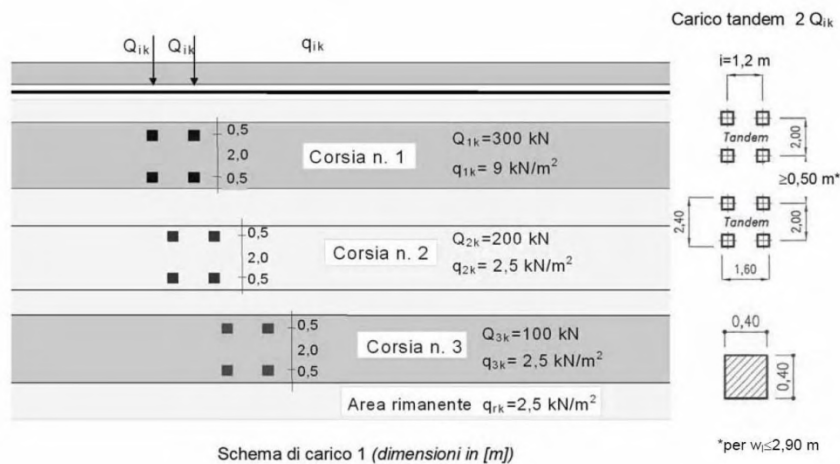


Figura 5-1. Carichi variabili da traffico – Schema di carico 1

Tabella 5-1. Valori carichi puntuali – Schema di carico 1

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9.00
Corsia Numero 2	200	2.50
Corsia Numero 3	100	2.50
Altre corsie	0	2.50

È stata considerata, in quanto esaustiva, una sola condizione di carico con la prima corsia posizionata lateralmente e con carico decrescente andando verso il centro dell'impalcato.

Per le verifiche locali è stato utilizzato anche lo Schema di Carico 2 (NTC2008), che consiste in un singolo asse con due ruote di impronta 0,60m x 0,35m a distanza di 2 m, con carico puntuale 200 kN per singola ruota, come illustrato nella seguente immagine.

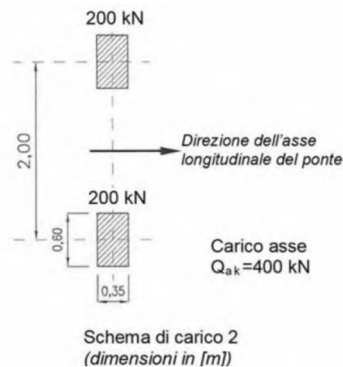


Figura 5-2. Schema di carico 2

5.2.2 Azione longitudinale frenamento

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 (maggiormente caricata) ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 (2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Per cui considerando una lunghezza di impalcato pari a 18,2 m si ottiene $q_3 = 409,1 \text{ kN}$, essendo w_1 la lunghezza della corsia, pari a 3.0 m, e L la lunghezza della zona caricata.

5.2.3 Azione centrifuga

L'impalcato ha un tracciato rettilineo ma la strada sopra è in leggera curva, con raggio di curvatura variabile tra 110 m e 170 m.

Si considera in favore di sicurezza $R < 200 \text{ m}$, pertanto la forza centrifuga complessiva vale:

$$Q_4 = 0.2 \times (600 \text{ kN} + 400 \text{ kN}) = 200 \text{ kN}$$

Su ciascun appoggio pertanto agisce una forza pari a:

$$Q_{4,i} = 200 \text{ kN} / 16 = 12,5 \text{ kN}$$

5.2.4 Azione del vento (trasversale)

L'azione del vento è assimilata ad un carico orizzontale diretto perpendicolarmente all'asse del tracciato.

L'azione del vento nel caso in esame viene applicata su un'altezza pari a 4 m, inclusiva dell'altezza dell'impalcato.

Per la Zona 1 (Lombardia) i valori dei parametri necessari per la valutazione della velocità di riferimento v_b sono (Tabella 3.3.I del DM2008):

$$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 1000 \text{ m}$$

$$k_a = 0.010 \text{ l/s}$$

Essendo nel caso in esame l'altitudine sul livello del mare $a_s \approx 78 \text{ m}$ si ha:

$$v_b = v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

La pressione del vento è data dall'espressione: $p = q_b c_e c_p c_d = 1.053 \text{ kN/m}^2$

dove:

$$q_b = 0.5 \rho v_b^2 = 0.39 \text{ kN/m}^2$$

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z / z_0) [7 + c_t \ln(z / z_0)] = 1.801 \quad \text{Classe di rugosità D}$$

Categoria esposizione sito II

$$k_r = 0.19$$

$$z_0 = 0.05 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 4 \text{ m}$$

$$c_t = 1$$

$$z = \text{circa l p.c.}$$

$$c_p = 1.5 \text{ (coefficiente di forma)}$$

$$c_d = 1.0 \text{ (coefficiente dinamico)}$$

L'azione orizzontale complessiva agente sull'impalcato, considerando uno sviluppo longitudinale di 18.2 m è:

$$q_5 = 26,88 \text{ kN}$$

5.2.5 Azioni sismiche

La vita nominale del manufatto in progetto è posta pari a 50 anni e la classe d'uso di riferimento è la Classe IV.

Il periodo di riferimento per il calcolo dell'azione sismica si determina in funzione del coefficiente d'uso C_U , definito dalla normativa a seguito della classe d'uso di appartenenza:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2.0 = 100 \text{ anni}$$

L'opera in oggetto si trova nel Comune di Lodi Vecchio (LO) per il quale nella relazione sismica è stimata un'accelerazione massima al sito pari ad $a_g=0.084 \text{ g}$.

Nelle seguenti immagini si mostrano i parametri di calcolo utilizzati per determinare lo spettro di progetto secondo il file fornito dal Ministero dei Trasporti.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 9.4186
LATTITUDINE: 45.3033

Ricerca per comune

REGIONE: Lombardia
PROVINCIA: Lodi
COMUNE: Lodi Vecchio

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

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

- Strategie per costruzioni ordinarie
- Strategie scelta

Strategia di progettazione

State of Limit	Ordinary Strategy (Tr)	Chosen Strategy (Tr)
SLO	60	60
SLD	101	101
SLV	949	949
SLC	1950	1950

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

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

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **C** info $S_z = 1.500$ $C_e = 1.570$ info
 Categoria topografica: **T1** 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** $\eta_1 = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore $q_e = 1$ Regol. in altezza: **si** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore $q_v = 1.5$ $\eta_1 = 0.667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta **||** info
 Parametri e punti spettri di risposta **||** info

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

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato \$LV\$

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.084 g
F_c	2.592
T_c	0.295 s
S_g	1.500
C_c	1.570
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.155 s
T_C	0.464 s
T_D	1.935 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_g \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_c / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_c \cdot T_c$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$0 \leq T < T_B \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$

$T_B \leq T < T_C \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$

$T_C \leq T < T_D \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$

$T_D \leq T \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$

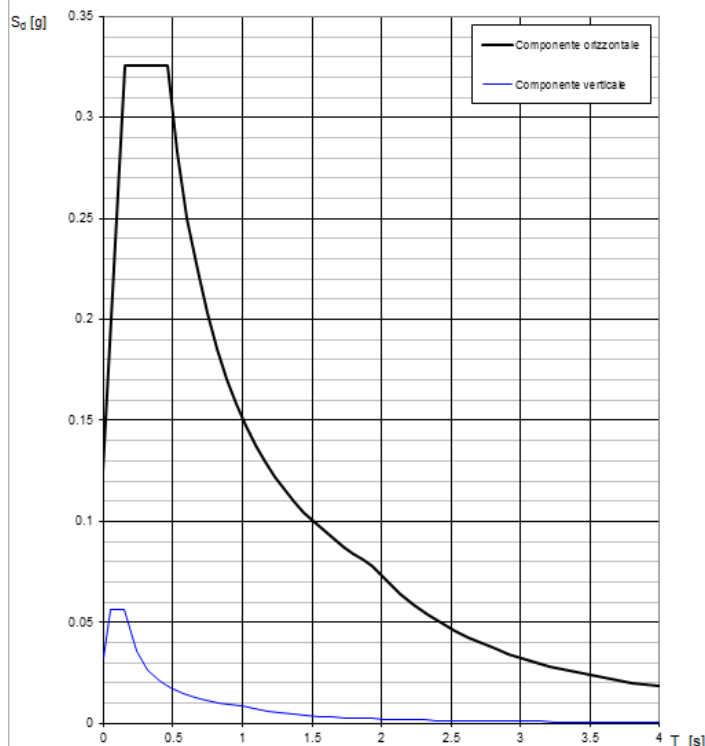
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.126
$T_B \leftarrow$	0.155	0.325
$T_C \leftarrow$	0.464	0.325
	0.534	0.283
	0.604	0.250
	0.674	0.224
	0.744	0.203
	0.814	0.185
	0.884	0.171
	0.954	0.158
	1.024	0.147
	1.094	0.138
	1.164	0.130
	1.234	0.122
	1.304	0.116
	1.374	0.110
	1.445	0.105
	1.515	0.100
	1.585	0.095
	1.655	0.091
	1.725	0.088
	1.795	0.084
	1.865	0.081
$T_D \leftarrow$	1.935	0.078
	2.033	0.071
	2.132	0.064
	2.230	0.059
	2.328	0.054
	2.427	0.050
	2.525	0.046
	2.623	0.042
	2.722	0.039
	2.820	0.037
	2.918	0.034
	3.017	0.032
	3.115	0.030
	3.213	0.028
	3.312	0.027
	3.410	0.025
	3.508	0.024
	3.607	0.022
	3.705	0.021
	3.803	0.020
	3.902	0.019
	4.000	0.018

La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dell'

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV



La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

Per cui essendo il peso sismico dell'intero impalcato pari a 4075,32 kN e $S_e(g) = 0.325$ (considerando cautelativamente il valore di picco) si ha un'azione sismica trasversale e longitudinale pari a $q_6 = 1324$ kN complessiva.

Per quanto riguarda le azioni sismiche si trascura il sisma verticale, come consentito per strutture in zona 3 e 4 (§ 7.2.1 del DM2008) e si studiano separatamente gli effetti del sisma longitudinale e del sisma trasversale.

5.3 EFFETTI DELLE DISTORSIONI

5.3.1 Ritiro e viscosità

Il calcolo del ritiro è stato effettuato secondo le prescrizioni delle NTC2008 § 11.2.10.6.

Si sintetizza di seguito il calcolo delle sollecitazioni dovute al ritiro.

- Modulo Elastico acciaio preteso aderente 195000 N/mm²
- Modulo Elastico calcestruzzo 36416.1 N/mm²
- Resistenza cubica del calcestruzzo (R_{ck}) 55 N/mm²
- Coefficiente di caduta per ritiro 0.0283%

Secondo DM2008 (§ 11.2.10.6) la deformazione totale da ritiro (ϵ_{cs}) si esprime come somma tra la deformazione per ritiro da essiccamento (ϵ_{cd}) e quella per ritiro autogeno (ϵ_{ca}):

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

assumendo: U.R. = 75%

Rilassamento a tempo infinito acciaio aderente 6.66%

Secondo DM2008 (§ 11.3.3.3) le cadute di tensione per rilassamento per Classe 2 di armatura (trefolo stabilizzato) si calcolano con la seguente formula:

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0.66 \rho_{1000} e^{9.1\mu} (t/1000)^{0.75(1-\mu)} 10^{-5}$$

per cui essendo: $\sigma_{pi} = 1370 \text{ MPa}$

$$\rho_{1000} = 2.5$$

$$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk} = 0.82$$

$$t = 500000 \text{ ore}$$

Soglia di snervamento acciaio preteso aderente : $f_{p(1)k} = 1670 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura = 6

Il coefficiente di viscosità ϕ è stato assunto pari a 2.1.

5.3.2 Temperatura

I valori di temperatura esterna massima e minima (come da NTC 14/01/08, § 3.5.2), considerando la zona in esame, sono stati assunti pari a -10 °C e +40 °C.

Temperatura massima e minima uniforme nella struttura (da UNI EN 1991-1-5:2004, par. 6)

Impalcato in c.a.p. --> tipo 3:

Componenti di temperatura uniforme nella struttura (da figura 6.1):

$$T_{e,max} \cong 42 \text{ °C}$$

$$T_{e,min} \cong -2 \text{ °C}$$

$$T_{e,0} = 10 \text{ °C}$$

$$\Delta T^+ = 32 \text{ °C}$$

$$\Delta T^- = -12 \text{ °C}$$

Coefficiente di dilatazione termica del cls:

$$\alpha_T = 1 \cdot 10^{-5} \text{ °C}^{-1}$$

6 COMBINAZIONI DI CARICO

Le verifiche degli elementi strutturali sono state effettuate agli Stati Limite Ultimi e di Esercizio, secondo le disposizioni della vigente Normativa.

Facendo riferimento al §2.5.3 sono state utilizzate combinazioni di carico riportate di seguito:

Combinazione fondamentale agli SLU:

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

Combinazione caratteristica (rara) per gli SLE irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente per gli SLE reversibili:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica:

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

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

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

Con il seguente significato dei simboli utilizzati:

G_1 :	pesi propri
G_2 :	carichi permanenti portati
Q_i :	carichi variabili
E :	azione sismica
A_d :	azione eccezionale

$\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_{Qi}$:

coefficienti parziali di sicurezza

ψ_{ik} :

coefficienti di combinazione dei carichi

Nel dettaglio, per quanto riguarda le combinazioni di carico, si è fatto riferimento al § 5.2.3.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni, di cui si riporta la tabella 5.1.V.

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

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

In cui il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} è il coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua
- γ_{G2} è il coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali
- γ_B è il coefficiente parziale del peso proprio del ballast
- γ_Q : coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico
- γ_{Qi} : coefficiente parziale delle azioni variabili

I coefficienti parziali di combinazione delle azioni ψ per le verifiche agli Stati Limite d'esercizio sono indicati nella tabella 5.1.VI delle Norme Tecniche per le Costruzioni, di seguito riportata.

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

7 RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI

La ripartizione trasversale del carico sull'impalcato è stata eseguita con il metodo di Massonnet.

L'impalcato da ponte si presenta come un graticcio di travi solidali con la soletta. Il metodo di Massonnet consente di passare da un sistema piano e discontinuo, quale si presenta il graticcio, ad un sistema di superficie e perciò continuo quale è la piastra. Si ha una ortotropia che non dipende dal materiale, ma dalla distribuzione ed inerzia delle travi costituenti il graticcio, cioè una ortotropia di costruzione.

Per assimilare il graticcio ad una piastra ortotropa, si devono diffondere le inerzie delle travi principali e dei traversi negli interassi. Quindi al posto delle rigidezze flessionali e torsionali si assumono le seguenti grandezze:

$$\rho_P = E J_P / b_1$$

$$\rho_E = E J_E / l_1$$

$$\gamma_P = G J_{TP} / b_1$$

$$\gamma_E = G J_{TE} / l_1$$

con: E = modulo di elasticità normale;
G = modulo di elasticità tangenziale;
J_P = momento di inerzia flessionale trave;
J_E = momento di inerzia flessionale traverso;
J_{TP} = momento di inerzia polare trave;
J_{TE} = momento di inerzia polare traverso;
b₁ = interasse travi;
l₁ = interasse traversi.

Queste grandezze permettono di calcolare il parametro di irrigidimento θ e il parametro di torsione α ; due parametri estremamente significativi nel comportamento bidimensionale, i quali mettono in risalto le caratteristiche geometriche e statiche che determinano questo comportamento.

Il piano viabile presenta una larghezza di 9.20 m, per cui è possibile disporre tre colonne di carico.

Le colonne di carico presentano le seguenti eccentricità (e) rispetto all'asse di simmetria della sezione trasversale e larghezza di corsia (w).

Corsia n. 1	e = -1.0 m	w = -3.10 m
Corsia n. 2	e = +1.5 m	w = -0.10 m
Corsia n. 2	e = +1.5 m	w = 3.0 m

Nel tabulato che segue si riporta la determinazione dei parametri θ e α e i coefficienti di Massonnet in corrispondenza delle travi che compongono l'impalcato (ordinata y) per ogni eccentricità di carico e.

La rigidezza trasversale è realizzata dalla soletta collaborante di spessore pari a 20 cm, per cui i momenti di inerzia, flessionale e torsionale della stessa sono

$$J_G = 0.000667 \text{ m}^4$$

$$J_T = 0.002326 \text{ m}^4$$

$$\text{interasse} = 1.0 \text{ m}$$

Per il calcolo del momento di inerzia torsionale delle travi si è utilizzata la formula di Bredt:

$$J_T = 4 \Omega^2 / \int ds/b(s) = 0.002007 \text{ m}^4$$

dove: Ω = area racchiusa dalla linea media

ds = lunghezza linea media

b(s) = spessore dei diversi tratti della linea media

GRATICCIO DI TRAVI _ MASSONNET

TRAVE PRINCIPALE

J_P	0.031262 m ⁴
J_{TP}	0.002007 m ⁴
b_1	1.27 m
E_P	3641611 t/m ²
ν	0.15
G_P	1583309 t/m ²

ρ_P	89641.4
γ_P	2501.6

TRAVERSO

J_E	0.000667 m ⁴
J_{TE}	0.002326 m ⁴
l_1	1.00 m
E_E	3462549 t/m ²
ν	0.15
G_E	1505456 t/m ²

ρ_E	2308.4
γ_E	3501.1

b	5.08 m
L	16.5 m

θ	0.76857
α	0.20865

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2 \sqrt{\rho_P \cdot \rho_E}}$$

I coefficienti di ripartizione per ciascuna delle travi sono:

e [m]	Trave1	Trave2	Trave3	Trave4	Trave5	Trave6	Trave7	Trave8
-3.10	0.285	0.259	0.201	0.134	0.079	0.039	0.012	-0.009
-0.10	0.054	0.106	0.158	0.198	0.194	0.150	0.097	0.046
-3.00	-0.008	0.014	0.042	0.083	0.138	0.203	0.255	0.274

8 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Per il calcolo delle sollecitazioni nell'impalcato si considera lo schema statico di trave su due appoggi, con luce di calcolo pari a 16,5 m.

Il massimo momento flettente in mezzeria si ha disponendo gli assi (posti a distanza di 1.2 m in direzione longitudinale) del carico variabile da traffico nella mezzeria dell'impalcato, mentre la massima azione tagliante si ottiene disponendo gli assi del medesimo in corrispondenza della sezione in cui si vuole determinare l'azione tagliante.

Con i coefficienti di Massonnet si passa dalle sollecitazioni sull'impalcato a quelle sulle singole travi.

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime (reazione vincolare, momento flettente in mezzeria, azione tagliante all'appoggio e momento torcente) dell'intero impalcato in c.a.p.. Tramite i coefficienti di Massonnet è possibile ripartire trasversalmente il carico sull'impalcato e quindi definire le sollecitazioni nelle travi.

Nelle sezioni di verifica si eseguono le verifiche a fessurazione, di tensione massima nel calcestruzzo e nell'acciaio per lo SLE e le verifiche allo SLU.

La combinazione di carico analizzata per le verifiche allo SLE è quella rara, per la quale risulta sempre verificata che la massima sollecitazione di trazione nel calcestruzzo è inferiore a $\sigma_t = f_{ctm}/1.2 = 3.2$ MPa in esercizio (Rck 55).

In relazione alla tabella 5.1.IV del DM. 2008 per i carichi accidentali si considerano i gruppi di azioni definiti come 1 e 2a in quanto gli altri gruppi non sono significativi nel caso in oggetto. A favore di sicurezza per il gruppo 2a si è considerato il coefficiente ψ_0 moltiplicativo dei carichi tandem pari a 1.0, invece che 0.75.

Nelle pagine seguenti, dove omesso, le unità di misura considerate sono kN e m.

8.1 SOLLECITAZIONI MASSIME NELL'IMPALCATO

Di seguito si riportano le massime sollecitazioni che si hanno nell'impalcato, calcolate considerando lo schema statico di trave semplicemente appoggiata, considerando separatamente gli effetti dei carichi delle varie corsie.

Il massimo momento flettente si ha in campata, mentre la massima azione tagliante all'appoggio. La differenza tra reazione e taglio sta nel considerare per il calcolo delle reazioni la lunghezza complessiva dell'impalcato pari a 18.20 m, mentre per il calcolo dell'azione tagliante si considera una lunghezza complessiva pari alla luce di calcolo di 16.50 m.

Impalcato c.a.p.
SOLLECITAZIONI MASSIME

ROGGIA DONNA

Lunghezza travi	18.2 m	<u>PESO SOLETTA</u>
Luce di calcolo	16.5 m	soletta: 53.00 kN/m
Larghezza impalcato	10.6 m	predalles: 0.00 kN/m
Marcia piede sinistro	0.7	53.00 kN/m
asse appoggi-asse pila	0.325 m	
Marcia piede destro	0.70 m	<u>SOVRACCARICHI PERMANENTI</u>
Larghezza bitumato	9.20 m	marciapiedi: 14.00 kN/m
n° stese possibili	3	perm. portati 4.55 kN/m
Altezza impalcato	1.4 m	bitumato: 74.89 kN/m
Distanza inferiore baricentro	0.50 m	93.44 kN/m
Peso di un traverso di testata	50 kN	
Peso di una trave in c.a.p.	164 kN	
Peso soletta	53 kN/m	
Sovraccarichi permanenti portati	93 kN/m	
Coefficiente incremento dinamico q2	1.00	
Distanza asse trave e fine soletta	0.85 m	
Retrotrave	0.85 m	
Dimensione barriera sicurvia	0.50 m	

Permanenti		Rv	Mmax	Tmax	Mt	
Pesi propri (per M, T e Mt solo soletta)		1159.55	1803.66	437.25	0.00	
Sovraccarichi permanenti portati		801.23	3179.81	770.86	0.00	
Accidentali (q₁ x q₂)	wi	Ecc. carico	Rv	Mmax	Tmax	Mt
Corsia Numero 1	3.00	-3.100	809.71	3213.84	800.93	-2510.09
Corsia Numero 2	3.00	-0.100	449.77	1785.23	447.33	-44.98
Corsia Numero 3	3.20	3.000	261.33	1037.25	258.73	783.98
Corsia Numero 4			0.00	0.00	0.00	0.00
Corsia Numero 5			0.00	0.00	0.00	0.00
Corsia Numero 6			0.00	0.00	0.00	0.00
Folla		Ecc. carico	Rv	Mmax	Tmax	Mt
Folla marciapiede sx		-4.95	0.00	0.00	0.00	0.00
Folla marciapiede dx		4.95	0.00	0.00	0.00	0.00
		Totale Scenario 1	1520.80	6036.33	1506.99	-1771.09
		Totale Scenario 2	809.71	3213.84	800.93	-2510.09

Con scenario 1 e 2 si indicano rispettivamente le due possibili posizioni delle corsie di traffico, come indicato nel § 5.2.1.

Tramite i coefficienti di Massonnet è possibile determinare le sollecitazioni nelle travi dell'impalcato per i carichi accidentali. I pesi propri e i carichi permanenti sono considerati distribuiti uniformemente tra le travi.

Di seguito si riportano i valori, nella sezione di mezzeria, dei momenti flettenti per tale disposizione per ogni condizione di carico, in ogni trave dell'impalcato:

	Mf1	Mf2	Mf3	Mf4	Mf5	Mf6	Mf7	Mf8
Azioni flettenti massime								
Peso proprio trave	303.03	303.03	303.03	303.03	303.03	303.03	303.03	303.03
Peso proprio soletta	225.46	225.46	225.46	225.46	225.46	225.46	225.46	225.46
Permanenti portati	397.48	397.48	397.48	397.48	397.48	397.48	397.48	397.48
Sovrac. Scenario 1	1004.05	1036.14	971.61	870.22	743.37	603.69	476.23	337.40
Sovrac. scenario 2	915.95	832.39	645.98	430.66	253.89	603.69	476.23	337.40

Allo SLU considerando un coefficiente moltiplicativo pari a 1.35 per i pesi propri, i permanenti portati e i carichi da traffico si ha:

Azioni flettenti massime	coeff.SLU	Mf1	Mf2	Mf3	Mf4	Mf5	Mf6	Mf7	Mf8
Peso proprio trave	1.35	409.09	409.09	409.09	409.09	409.09	409.09	409.09	409.09
Peso proprio soletta	1.35	304.37	304.37	304.37	304.37	304.37	304.37	304.37	304.37
Permanenti portati	1.35	536.59	536.59	536.59	536.59	536.59	536.59	536.59	536.59
Sovrac. Scenario 1	1.35	1355.47	1398.79	1311.68	1174.80	1003.55	814.98	642.91	455.49
Sovrac. scenario 2	1.35	1236.53	1123.72	872.08	581.38	342.76	814.98	642.91	455.49

E quindi un momento massimo allo SLU pari a $M_{SLU} = 2648.84$ kNm.

Di seguito si riportano i valori del taglio in corrispondenza dell'appoggio per ogni trave dell'impalcato:

	Tv1	Tv2	Tv3	Tv4	Tv5	Tv6	Tv7	Tv8
Azioni taglianti massime								
Peso proprio trave	74.25	74.25	74.25	74.25	74.25	74.25	74.25	74.25
Peso proprio soletta	54.66	54.66	54.66	54.66	54.66	54.66	54.66	54.66
Permanenti portati	96.36	96.36	96.36	96.36	96.36	96.36	96.36	96.36
Sovrac. Scenario 1	250.35	258.48	242.53	217.37	185.76	150.86	118.98	84.26
Sovrac. scenario 2	228.27	207.44	160.99	107.32	63.27	150.86	118.98	84.26

Allo SLU considerando un coefficiente moltiplicativo pari a 1.35 per i pesi propri, i permanenti portati e i carichi da traffico si ha:

Azioni taglianti massime	coeff.SLU	Tv1	Tv2	Tv3	Tv4	Tv5	Tv6	Tv7	Tv8
Peso proprio trave	1.35	100.24	100.24	100.24	100.24	100.24	100.24	100.24	100.24
Peso proprio soletta	1.35	73.79	73.79	73.79	73.79	73.79	73.79	73.79	73.79
Permanenti portati	1.35	130.08	130.08	130.08	130.08	130.08	130.08	130.08	130.08
Sovrac. Scenario 1	1.35	337.97	348.95	327.42	293.45	250.78	203.66	160.62	113.75
Sovrac. scenario 2	1.35	308.16	280.05	217.33	144.89	85.42	203.66	160.62	113.75

E quindi un taglio massimo allo SLU pari a $T_{SLU} = 653.06$ kN.

Di seguito si riportano i valori delle reazioni per tale disposizione per ogni condizione di carico, in ogni trave dell'impalcato:

	Rv1	Rv2	Rv3	Rv4	Rv5	Rv6	Rv7	Rv8
Reazioni massime								
Peso proprio trave	81.90	81.90	81.90	81.90	81.90	81.90	81.90	81.90
Peso proprio soletta	66.52	66.52	66.52	66.52	66.52	66.52	66.52	66.52
Permanenti portati	106.29	106.29	106.29	106.29	106.29	106.29	106.29	106.29
Sovrac. Scenario 1	257.18	265.20	248.44	222.27	189.75	154.09	121.61	86.21
Sovrac. scenario 2	234.81	213.39	165.60	110.40	65.09	154.09	121.61	86.21

9 VERIFICHE DELLE TRAVI

9.1 TRAVI DI NUOVA REALIZZAZIONE

Si riportano nel presente paragrafo le principali verifiche effettuate sulle travi di nuova realizzazione.

9.1.1 Verifica a flessione in mezzeria - Stati Limite di esercizio

La verifica agli Stati Limite di Esercizio viene effettuata considerando le effettive fasi di costruzione dell'impalcato.

Si riassumono nella seguente tabella le sollecitazioni flettenti massime considerate ai fini delle verifiche per la sezione in mezzeria della trave, maggiormente sollecitata a flessione.

Tabella 9-1. Sintesi delle sollecitazioni flettenti agli Stati Limite di Esercizio (valori caratteristici) in mezzeria

	Sollecitazioni flettenti [kNm]
Peso proprio trave	303,03
Peso proprio soletta	225,46
Permanenti portati	397,48
Sovraccarico distribuito	1036,14
Momento flettente totale SLE	1962,11

9.1.1.1 Caratteristiche fisico elastiche dei materiali:

- Modulo Elastico acciaio preteso aderente 195000 N/mm²
- Modulo Elastico calcestruzzo 36416.1 N/mm²
- Resistenza cubica del calcestruzzo (Rck) 55 N/mm²
- Coefficiente di caduta per ritiro 0.0261%

Secondo DM2008 (§ 11.2.10.6) la deformazione totale da ritiro (ϵ_{cs}) si esprime come somma tra la deformazione per ritiro da essiccamento (ϵ_{cd}) e quella per ritiro autogeno (ϵ_{ca}):

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

assumendo: U.R. = 75%

e con: $f_{ck} = 45.65$ MPa

$$h_0 = 194 \text{ mm}$$

si ha: $\epsilon_{c0} = 0.0261\%$

$$k_h = 0.935$$

$$\epsilon_{cd} = 0.0224\%$$

$$\epsilon_{ca} = 0.0089\%$$

$$\epsilon_{cs} = 0.0313\%$$

Coefficiente di caduta per fluage

2.1

assumendo: $t_0 = 30$ gg

e con: $h_0 = 194$ mm

Rilassamento a tempo infinito acciaio aderente 6.66%

Secondo DM2008 (§ 11.3.3.3) le cadute di tensione per rilassamento per Classe 2 di armatura (trefolo stabilizzato) si calcolano con la seguente formula:

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0.66 \rho_{1000} e^{9.1\mu} (t/1000)^{0.75(1-\mu)} 10^{-5}$$

per cui essendo: $\sigma_{pi} = 1370$ MPa

$$\rho_{1000} = 2.5$$

$$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk} = 0.82$$

$$t = 500000 \text{ ore}$$

Soglia di snervamento acciaio preteso aderente : $f_{p(1)k} = 1670$ N/mm²

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura = 6

Tensioni coattive iniziali nel calcestruzzo

Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata

σ_{spi}	1370	N/mm ²	tensione iniziale nell'armatura pretesa aderente
N	4189.46	kN	sforzo coattivo di precompressione
M	-1038.92	kNm	momento di precompressione
σ_{sup}	-0.8	MPa	
σ_{inf}	24.4	MPa	

Effetti da peso proprio

Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata

N	0	kN
M	303.0	kNm
σ_{sup}	3.49	MPa
σ_{inf}	-3.84	MPa

Tensioni risultanti:

σ_{sup}	2.7	MPa	< 23.2 MPa - Verificato
σ_{inf}	20.5	MPa	< 23.2 MPa - Verificato

Tensioni nel baricentro acciaio preteso aderente

σ_{tref}	16.71	MPa
-----------------	-------	-----

$\Delta\sigma$	89.49	MPa	cadute da accorciamento elastico nell'acciaio aderente
----------------	-------	-----	--

cadute di tensione nel tempo - 1° step

Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata

Tensione nel baricentro acciaio preteso aderente =		16.71	MPa
Cadute di tensione da ritiro acciaio aderente =	40%	24.43	MPa
Cadute di tensione da fluage acciaio aderente =	40%	75.18	MPa
Cadute di tensione da rilas. acciaio aderente =	100%	74.62	MPa

N	-532.77	kN	sforzo coattivo di precompressione
M	132.12	kNm	momento di precompressione
σ_{sup}	0.10	MPa	
σ_{inf}	-3.10	MPa	

Tensioni risultanti:

σ_{sup}	2.8	MPa	< 23.2 MPa - Verificato
σ_{inf}	17.4	MPa	< 23.2 MPa - Verificato

Effetti da peso proprio soletta

Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata

N	0	kN	
M	225.5	kNm	
σ_{sup}	2.60	MPa	
σ_{inf}	-2.86	MPa	
Tensioni risultanti:			
σ_{sup}	5.4	MPa	< 20.5 MPa - Verificato
σ_{inf}	14.6	MPa	< 20.5 MPa - Verificato
Tensioni nel baricentro acciaio preteso aderente			
σ_{tref}	12.61	MPa	

cadute di tensione nel tempo - 2° step

Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata

Tensione nel baricentro acciaio preteso aderente =		12.61	MPa
Cadute di tensione da ritiro acciaio aderente =	60%	36.64	MPa
Cadute di tensione da fluage acciaio aderente =	60%	85.06	MPa
Cadute di tensione da rilas. acciaio aderente =	0%	0.00	MPa
Cadute totali nell'acciaio aderente =		385.42	MPa
Tensione finale nell'armatura pretesa aderente =		984.58	MPa

N	-372.17	kN	sforzo coattivo di precompressione
M	160.85	kNm	momento di precompressione
$\sigma_{sup,soletta}$	0.34	MPa	
σ_{sup}	-0.14	MPa	
σ_{inf}	-2.05	MPa	
Tensioni risultanti:			
$\sigma_{sup,soletta}$	0.3	MPa	
$\sigma_{inf,soletta}$	-0.1	MPa	
σ_{sup}	5.3	MPa	< 20.5 MPa - Verificato
σ_{inf}	12.5	MPa	< 20.5 MPa - Verificato

Effetti da Accidentali

Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata

N	0	kN	
M	1036.1	kNm	
$\sigma_{sup,soletta}$	6.11	MPa	
σ_{sup}	3.03	MPa	
σ_{inf}	-9.28	MPa	
Tensioni risultanti:			
$\sigma_{sup,soletta}$	8.8	MPa	
$\sigma_{inf,soletta}$	4.0	MPa	
σ_{sup}	9.5	MPa	< 27.4 MPa - Verificato
σ_{inf}	-0.3	MPa	< 3.2 MPa - Verificato

Nella seguente tabella si riassumono le tensioni ottenute nei punti significativi della sezione nelle diverse fasi di carico per quanto riguarda la sezione di mezzeria.

Tabella 9-2. Sintesi delle tensioni nelle fasi di carico in mezzeria

RISULTATI

	t.c.i.	p.p.	c.t. 1^	p.sol.	c.t. 2^	perm.	acc.
σ_{sup}	-0.78	2.71	2.81	5.41	5.27	6.43	9.46
σ_{inf}	24.36	20.52	17.42	14.56	12.51	8.95	-0.32
$\sigma_{sup,soletta}$					0.34	2.68	8.78
$\sigma_{inf,soletta}$					-0.14	1.02	4.05

La verifica è stata condotta per la condizione rara, coefficiente moltiplicativi dei carichi pari a 1.0.

Per questa condizione risulta verificato che:

- all'atto della precompressione, allo Stato Limite di Esercizio, $\sigma_c < 0.70 f_{ckj} = 26.1 \text{ N/mm}^2$ (essendo C35/45 la resistenza a fine maturazione);
- in esercizio $\sigma_c < 27.4 \text{ MPa}$ (limite per combinazione rara $0.60 f_{ck}$);
- nella condizione con solo i carichi permanenti $\sigma_c < 20.5 \text{ MPa}$ (limite per combinazione quasi permanente $0.45 f_{ck}$);
- inoltre la sezioni non si fessura in quanto la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è sempre inferiore a $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 3.2 \text{ MPa}$.

9.1.2 Verifica a flessione in mezzeria - Stati Limite di Ultimi

La verifica è stata effettuata mediante il programma di verifica VCASLU.

Il calcestruzzo della sezione omogeneizzata è stato ricavato mediando le caratteristiche della sezione.

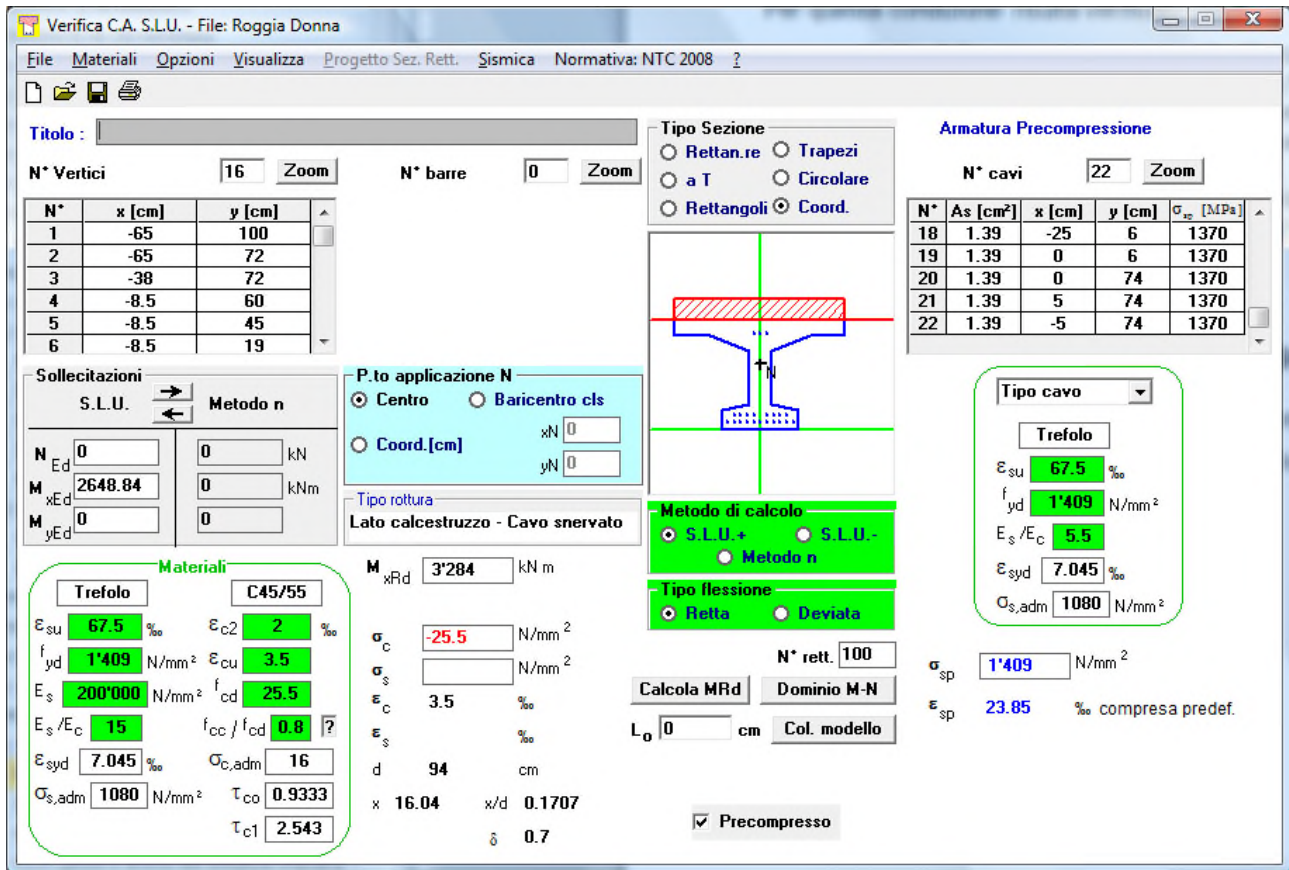


Figura 9-1. Caratteristiche della trave di nuova realizzazione

Il massimo momento resistente è $M = 3284$ kNm.

Di seguito si riporta il dominio N-M, la verifica è soddisfatta:

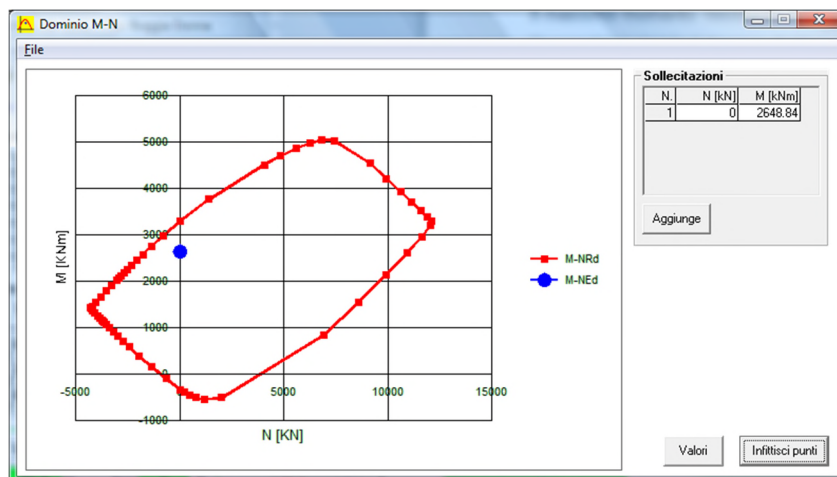


Figura 9-2. Dominio M-N relativo alla trave di nuova realizzazione

9.1.3 Verifiche al taglio

Si riporta la verifica della sezione con massimo taglio della trave maggiormente sollecitata.

L'armatura individuata è costituita da staffe $\phi 12/10$ a due bracci.

geometria

sezione trasversale	
base	B = 17 cm
altezza	H = 100 cm
copriferro (asse armatura long.)	c = 6.5 cm
altezza utile	d = 93.5 cm
braccio coppia interna	z = 84.2 cm

armatura a taglio	
numero braccia	n = 2
diámetro	ϕ = 12 mm
passo	s = 10 cm
inclinazione	α = 90 °
area	A _{sw} = 2.26 cm ²

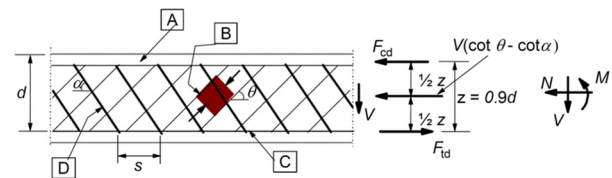
armatura longitudinale tesa	
numero barre	n ₁ = 3
diámetro	ϕ_1 = 30 mm
numero barre	n ₂ = 0
diámetro	ϕ_2 = 0 mm
area totale	A _{sl} = 21.2 cm ²

materiali

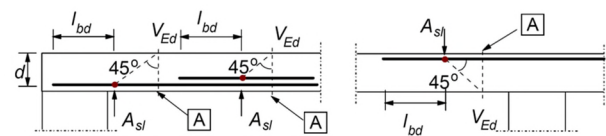
calcestruzzo	
resistenza caratt. cilindrica a 28 gg.	f _{ck} = 45.7 MPa
coeff. parziale di sicurezza	γ_c = 1.5
coeff. effetti a lungo termine	α_{cc} = 0.85
tensione di calcolo	f _{cd} = 25.9 MPa
coeff. riduzione resistenza bielle	v = 0.490
tensione di calcolo bielle	v f _{cd} = 12.7 MPa

acciaio	
tensione caratt. di snervamento	f _{yk} = 450.0 MPa
coeff. parziale di sicurezza	γ_s = 1.15
tensione di snervamento di calcolo	f _{yd} = 391.3 MPa

legenda



[A] - compression chord, [B] - struts, [C] - tensile chord, [D] - shear reinforcement



[A] - section considered

sollecitazioni e verifiche

taglio	V _{Ed} = 653 kN
azione assiale	N _{Ed} = 0 kN
resistenza elemento non armato	V _{Rdc} = 66.5 kN
resistenza armatura a taglio	V _{Rds} = 744.8 kN
resistenza bielle calcestruzzo	V _{Rdmax} = 907.5 kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ = 45.0 °
sezione	duttile
traslazione armatura long.	a _l = 42.1 cm

9.1.4 Calcolo e verifica dell'armatura ordinaria nelle testate delle travi

9.1.4.1 Lunghezza di trasferimento e introduzione

La lunghezza di introduzione L_e è la distanza necessaria affinché le tensioni del calcestruzzo si diffondano gradualmente fino ad avere una distribuzione lineare sulla sezione.

La lunghezza di trasferimento L_u è invece la distanza oltre la quale la forza di precompressione di un'armatura pretesa è completamente trasmessa al calcestruzzo.

Per cui nella zona tra la testata e la distanza L_u la precompressione non è ancora efficace, mentre nella zona tra la distanza L_u e la distanza L_e la precompressione è efficace al 100%.

Tali distanze sono funzioni del diametro massimo del trefolo di precompressione e della geometria della sezione.

Tabella 9-3. Sintesi delle sollecitazioni flettenti agli Stati Limite di Esercizio (valori caratteristici)

A_{trefolo}	1.39	cm ²	area massima del trefolo
ϕ	1.52	cm	diametro massimo del trefolo
H	80.00	cm	altezza trave
H_b	19.00	cm	altezza bulbo sezione L_e
H_0	60.00	cm	altezza anima trave sezione L_e
L_u	1.06	m	lunghezza di trasferimento (70ϕ)
L_e	1.14	m	lunghezza di introduzione ($35 \phi + H_0$)

9.1.4.2 Tensioni in corrispondenza della sezione L_e

Nel presente paragrafo si riassumono le sollecitazioni ottenute in corrispondenza della sezione L_e , posta a distanza di circa 0,3 m dall'appoggio.

Tabella 9-4. Sintesi delle sollecitazioni flettenti agli Stati Limite di Esercizio (valori caratteristici) in mezzeria

	Sollecitazioni flettenti [kNm]
Peso proprio trave	18,62
Peso proprio soletta	16,10
Permanenti portati	28,38
Sovraccarico variabile 1	76,09
Sovraccarico variabile 2	61,07
Momento flettente totale SLE	139,19

Le caratteristiche fisico elastiche della trave sono le stesse valide per la sezione di mezzeria.
 Si procede con la determinazione delle tensioni sulla sezione.

Tensioni coattive iniziali nel calcestruzzo

Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata

σ_{spi}	1370	N/mm ²	tensione iniziale nell'armatura pretesa aderente
N	4189.46	kN	sforzo coattivo di precompressione
M	-1038.92	kNm	momento di precompressione
σ_{sup}	-0.8	MPa	
σ_{inf}	24.4	MPa	

Effetti da peso proprio

Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata

N	0	kN
M	18.6	kNm
σ_{sup}	0.21	MPa
σ_{inf}	-0.24	MPa

Tensioni risultanti:

σ_{sup}	-0.6	MPa	< 23.2 MPa - Verificato
σ_{inf}	24.1	MPa	< 23.2 MPa - Verificato

Tensioni nel baricentro acciaio preteso aderente

σ_{tref}	18.85	MPa	
$\Delta\sigma$	100.92	MPa	cadute da accorciamento elastico nell'acciaio aderente

cadute di tensione nel tempo - 1° step

Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata

Tensione nel baricentro acciaio preteso aderente =		18.85	MPa
Cadute di tensione da ritiro acciaio aderente =	40%	24.41	MPa
Cadute di tensione da fluage acciaio aderente =	40%	84.77	MPa
Cadute di tensione da rilas. acciaio aderente =	100%	73.02	MPa

N	-557.20	kN	sforzo coattivo di precompressione
M	138.18	kNm	momento di precompressione
σ_{sup}	0.10	MPa	
σ_{inf}	-3.24	MPa	
Tensioni risultanti:			
σ_{sup}	-0.5	MPa	< 23.2 MPa - Verificato
σ_{inf}	20.9	MPa	< 23.2 MPa - Verificato

Effetti da peso proprio soletta

Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata

N	0	kN	
M	16.1	kNm	
σ_{sup}	0.19	MPa	
σ_{inf}	-0.20	MPa	
Tensioni risultanti:			
σ_{sup}	-0.3	MPa	< 20.5 MPa - Verificato
σ_{inf}	20.7	MPa	attenzione
Tensioni nel baricentro acciaio preteso aderente			
σ_{tref}	16.20	MPa	

cadute di tensione nel tempo - 2° step

Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata

Tensione nel baricentro acciaio preteso

aderente =		16.20	MPa
Cadute di tensione da ritiro acciaio aderente =	60%	36.62	MPa
Cadute di tensione da fluage acciaio aderente =	60%	109.31	MPa
Cadute di tensione da rilas. acciaio aderente =	0%	0.00	MPa
Cadute totali nell'acciaio aderente =		429.05	MPa
Tensione finale nell'armatura pretesa aderente =		940.95	MPa

N	-446.24	kN	sforzo coattivo di precompressione
M	192.87	kNm	momento di precompressione
$\sigma_{sup,soletta}$	0.40	MPa	
σ_{sup}	-0.17	MPa	
σ_{inf}	-2.46	MPa	
Tensioni risultanti:			
$\sigma_{sup,soletta}$	0.4	MPa	
$\sigma_{inf,soletta}$	-0.2	MPa	
σ_{sup}	-0.4	MPa	< 20.5 MPa - Verificato
σ_{inf}	18.2	MPa	< 20.5 MPa - Verificato

Effetti da Permanenti portati

Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata

N	0	kN	
M	28.4	kNm	
$\sigma_{sup,soletta}$	0.17	MPa	
σ_{sup}	0.08	MPa	
σ_{inf}	-0.25	MPa	
Tensioni risultanti:			
$\sigma_{sup,soletta}$	0.6	MPa	
$\sigma_{inf,soletta}$	-0.1	MPa	
σ_{sup}	-0.4	MPa	< 20.5 MPa - Verificato
σ_{inf}	18.0	MPa	< 20.5 MPa - Verificato

Effetti da Accidentali

Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata

N	0	kN	
M	76.1	kNm	
$\sigma_{sup,soletta}$	0.45	MPa	
σ_{sup}	0.22	MPa	
σ_{inf}	-0.68	MPa	
Tensioni risultanti:			
$\sigma_{sup,soletta}$	1.0	MPa	
$\sigma_{inf,soletta}$	0.1	MPa	
σ_{sup}	-0.1	MPa	< 27.4 MPa - Verificato
σ_{inf}	17.3	MPa	< 3.2 MPa - Verificato

Tabella 9-5. Sintesi delle tensioni nelle fasi di carico nella sezione Le

RISULTATI

	t.c.i.	p.p.	c.t. 1^	p.sol.	c.t. 2^	perm.	acc.
σ_{sup}	-0.78	-0.57	-0.46	-0.28	-0.45	-0.37	-0.14
σ_{inf}	24.36	24.12	20.88	20.68	18.22	17.96	17.28
$\sigma_{sup,soletta}$					0.40	0.57	1.02
$\sigma_{inf,soletta}$					-0.17	-0.09	0.14

9.1.4.3 Controllo del fenomeno di "bursting" (fenditura)

Le tensioni di fenditura si sviluppano nel tratto di trasmissione, per una lunghezza di circa 1.0 m, nel fascio di piani che ha come asse il trefolo e valgono complessivamente:

$$Z_s = 0.25 \cdot Z_v$$

dove con Z_v si indica lo sforzo risultante nei trefoli (pari alle sezioni degli stessi per la tensione efficace al taglio: tensione al taglio – caduta per accorciamento elastico) quindi:

$$Z_s = 0.25 \cdot 2641 \cdot (1370 - 100.92) / 1000 = 837.91 \text{ kN}$$

Per l'area dei trefoli si è considerata solo quella presente nel bulbo.

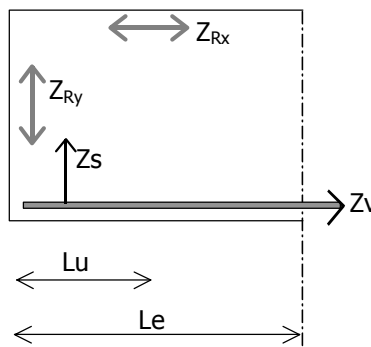


Figura 9-3. Andamento delle tensioni all'estremità di una trave: forze di trazione a fenditura e di trazione al bordo nel campo di trasferimento

Ipotizzando come armatura di frettaggio i $\phi 12/10$ disposti per 1.0 m nel tratto di testata ($A_{tot} = 3616 \text{ mm}^2$) si ha che l'azione resistente corrispondente a tale armatura è:

$$Z_{Rd} = 391 \cdot 3616 / 1000 = 1410 \text{ kN} > Z_s$$

9.1.4.1 Controllo del fenomeno di "spalling"

Tale fenomeno consiste nel manifestarsi di forze di trazione agenti in prossimità della testata della trave.

Le azioni orizzontali Z_{RX} (vedi figura 4-1) dipendono dalla distribuzione di tensioni normali che si ha nella trave a partire dalla lunghezza di introduzione (L_e). Nel tratto compreso fra la sezione in asse appoggi e la distanza dalla testata pari alla lunghezza di introduzione esse sono compensate dalle tensioni normali di compressione indotte, a livello della fibra superiore, dall'azione del peso proprio.

Nel tratto invece compreso fra la testata e l'asse appoggi esse dipendono dall'azione della sola precompressione e precisamente si ha una trazione pari a -0.08 MPa a livello della fibra superiore e una compressione di 24.4 MPa al lembo inferiore, come riportato per la sezione L_e .

La sezione è quasi interamente compressa pertanto $Z_{RX} = 0$.

Per quanto riguarda invece le trazioni in direzione verticale Z_{RY} si riporta in figura seguente il diagramma ricavato dal testo di Leonhardt.

Assumendo l'eccentricità di precompressione in corrispondenza della sezione di appoggio: $e = 0.428 - 0.171 = 0.257 \text{ m}$, essendo e / H ($H = 0.80 \text{ m}$) = 0.321 si ottiene:

$$Z_{RY} = 0.05 \cdot N = 0.05 \cdot 2641 \cdot (1370 - 100.92) / 1000 = 167,6 \text{ kN}$$

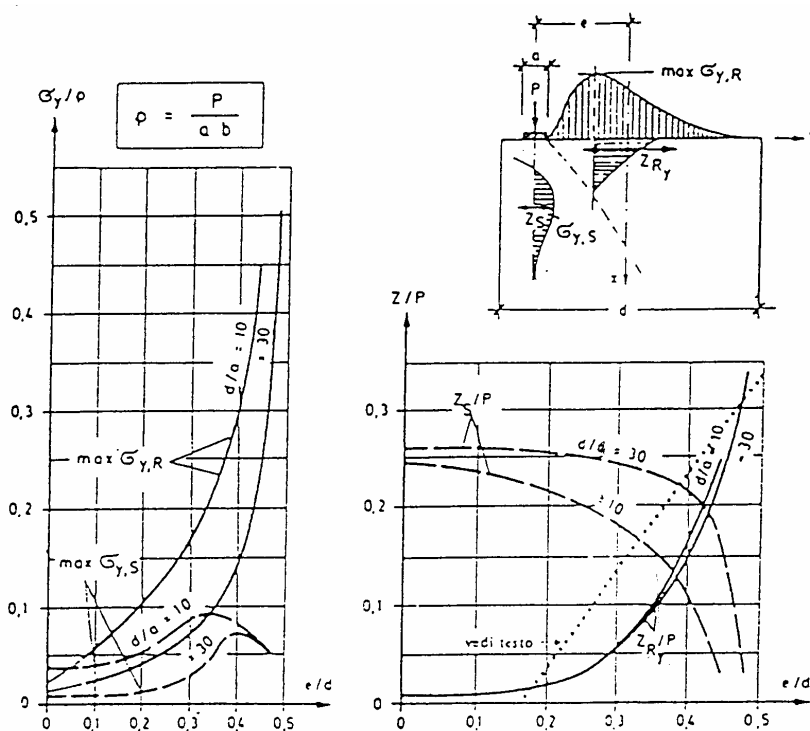


Figure 9-1 – Tensione di fenditura e di trazione di bordo

9.1.4.2 Controllo del fenomeno di "spreading"

La diffusione ("spreading") delle forze di precompressione, avviene secondo delle traiettorie che, con sufficiente approssimazione, sono inclinate rispetto all'asse del cavo di precompressione di un angolo pari a β . Tale angolo può essere assunto pari a:

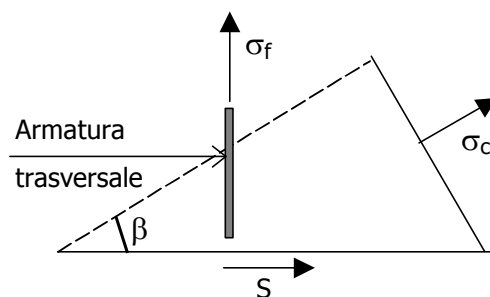
$$\beta = \arctg (2/3) \cong 34^\circ$$

a causa di tale fenomeno, si manifestano tensioni di trazione in direzione ortogonale al cavo che dovranno essere assorbite da staffe verticali disposte su tutta l'altezza della trave per un tratto pari alla zona di diffusione (L_e).

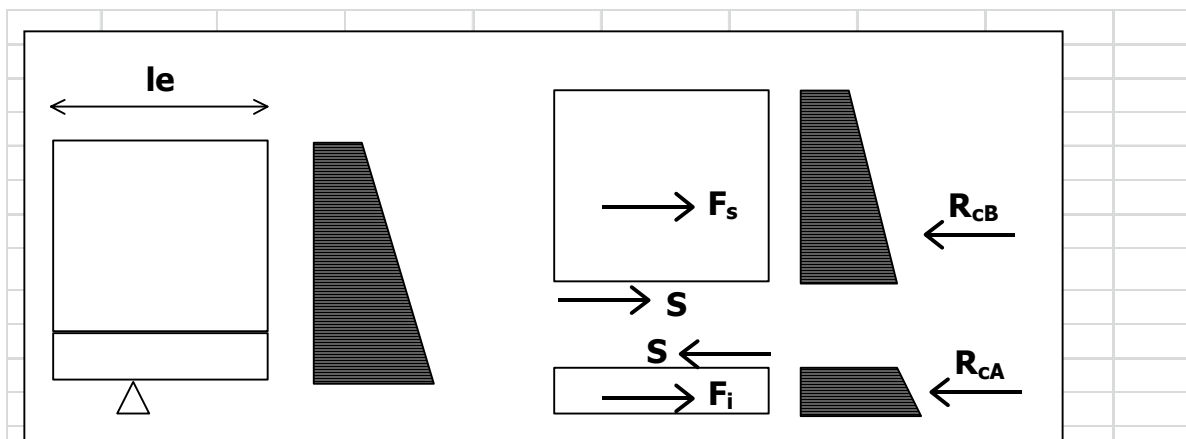
L'entità globale di tale forza è pari a:

$$T = \sigma_f \cdot A_f = S \cdot \tg \beta \cong S \cdot 0.67$$

Valore che si ottiene considerando il modello resistente indicato in figura:



Per il calcolo dello scorrimento S con riferimento alla figura che segue si è scritto l'equazione di equilibrio alla traslazione in direzione longitudinale dei due conci ottenuti isolando la testata della trave in corrispondenza di una sezione ubicata ad una distanza dalla testata pari alla lunghezza di introduzione L_e . Le risultanti della precompressione F_i e F_s nel bulbo inferiore e nelle anime sono prese nella loro interezza in quanto la sezione in esame è situata ad una distanza dalla testata maggiore di L_u . Indicando con R_{cA} e R_{cB} le risultanti delle tensioni normali nel calcestruzzo nei due conci è possibile scrivere l'equazione di equilibrio e determinare la forza di scorrimento S . Il diagramma delle tensioni normali riportato nel tabulato seguente considera l'azione della sola precompressione (escluso cioè l'azione del peso proprio).



F_s = sforzo risultante nei trefoli ubicati nelle anime
 F_i = sforzo risultante nei trefoli ubicati nel bulbo inferiore del cassoncino
 R_{cB} = risultante tensioni normali, agenti nel bulbo, nella sezione distante l_e dalla testata
 R_{cA} = risultante tensioni normali, agenti nelle anime, nella sezione distante l_e dalla testata

$S = -R_{cA} + F_i$ equazione equilibrio delle forze agenti nel bulbo per trovare la forza di scorrimento

σ_{spi}	1370.00	N/mm ²	tensione iniziale nei trefoli
σ_{ae}	100.92	N/mm ²	caduta da accorciamento elastico nell'acciaio aderente
σ	1269.08	N/mm ²	tensione trefoli (dedotta la caduta per accorciamento elastico)
A_t	2641	mm ²	area trefoli
F_i	3351.64	kN	
σ_{sup}	-0.6	N/mm ²	tensione normale superiore nella sezione a l_e dalla testata per la sola precompressione
σ_{inf}	24.1	N/mm ²	tensione normale inferiore nella sezione a l_e dalla testata per la sola precompressione
R_{cA}	3016.28	kN	
S	335.36	kN	

Per cui: $T = 0.67 \cdot 335,36 = 224,7$ kN

9.1.4.3 Armatura per "spalling" e "spreading"

Come precedentemente determinato:

"spalling" $Z_{RY} = 167,6$ kN nel tratto di 0.85 m tra la testata e la sezione di appoggio

"spreading" $T = 224,7$ kN nel tratto L_e pari a 1,15 m circa dalla testata

Nel tratto compreso tra la testata e la sezione di appoggio agisce quindi un'azione pari a:

$Z_{RY} + T \cdot 0.85 / 1.15 = 333,7$ kN

Disponendo in tale zona un'armatura costituita da 2 $\phi 20$ + 2x 8 $\phi 12$ ($A_{tot} = 1884$ mm²).

L'azione resistente corrispondente a tale armatura è:

$T_{Rd} = 391 \cdot 1884 / 1000 = 737$ kN

Nel tratto compreso tra la sezione di appoggio e la sezione Le agisce un'azione pari a:

$$T \cdot (1.15 - 0.85) / 1.15 = 58,62 \text{ kN}$$

Disponendo in tale zona un'armatura costituita da 6 $\phi 12$ ($A_{tot} = 678 \text{ mm}^2$).

L'azione resistente corrispondente a tale armatura è:

$$T_{Rd} = 391 \cdot 678 / 1000 = 265 \text{ kN}$$

10 VERIFICHE DELLA SOLETTA

10.1 SOLETTA

Nel presente capitolo si riportano le verifiche effettuate sulla soletta.

Per la determinazione dei carichi si è considerato in favore di sicurezza un massetto di spessore 30 cm con peso specifico 22 kN/m³.

Per la valutazione del carico variabile agente sulla soletta sono stati applicati lo Schema di carico 1 e lo Schema di carico 2 descritti nel § 5.1.3.3.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni. Le impronte di carico così determinate sono state diffuse fino a metà spessore della soletta con angolo di diffusione pari a 45°.

Considerando un interasse tra le travi pari a 1,32 m si mostrano le sollecitazioni ottenute.

SOLETTA

Geometria

spessore lastrina	0.08 m
spessore medio soletta	0.20 m
luce soletta	1.32 m

Carichi

peso specifico c.a.	25 kN/mc	
<u>peso proprio</u>	7.00 kN/mq	(g1)
taglio incastro	4.62 kN/m	
momento incastro	-1.02 kNm/m	
momento mezzeria	0.51 kNm/m	
<u>permanenti (pavimentazione)</u>	6.6 kN/mq	(g2)
taglio incastro	4.36 kN/m	
momento incastro	-0.96 kNm/m	
momento mezzeria	0.48 kNm/m	
<u>variabile schema 3</u>		(q)
impronta long	1.20 m	
impronta trasv	1.20 m	
carico	150.00 kN	
diffuso	104.17 kN/mq	
taglio incastro	68.75 kN/m	
momento incastro	-15.13 kNm/m	
momento mezzeria	7.56 kNm/m	
<u>variabile schema 2</u>		(q)
impronta long	1.15 m	
impronta trasv	1.40 m	
carico	200.00 kN	
diffuso	124.22 kN/mq	

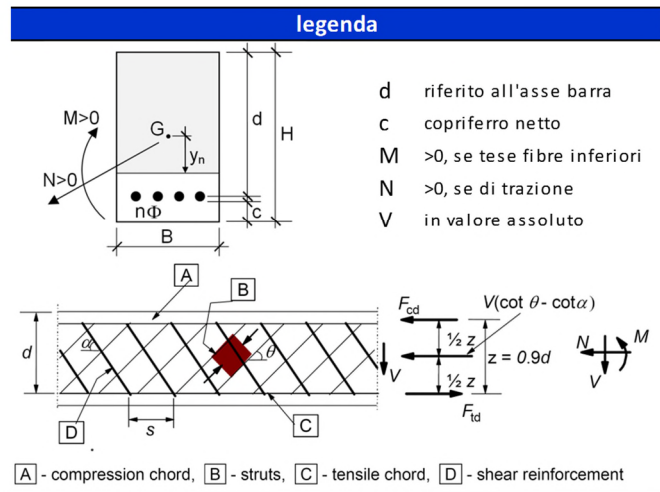
Si esegue la verifica delle sezioni maggiormente sollecitate.

Verifica in campata:

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	28	12.9	14.4	13.0
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5.0	14	5.6	7.70	
5.0	14	14.4	7.70	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	0.00	10	90	0.00

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
M_{Ek} 10.01 [kNm]	M_{Ed} 13.58 [kNm]
N_{Ek} 0 [kN]	N_{Ed} 0 [kN]
tensioni e fessure	
M_{dec} 0.0 [kNm]	
M_{cr} 37.2 [kNm]	
y_n -9.13 [cm]	
$\sigma_{c,min}$ -3.4 [MPa]	
$\sigma_{s,min}$ 7.6 [MPa]	
$\sigma_{s,max}$ 99.4 [MPa]	
k_2 0.5	
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ - [%]	
$s_{r,max}$ - [cm]	
w_k - [mm]	
presso-flessione	
M_{Rd} 50.3 [kNm]	
FS 3.71	
taglio	
V_{Rdc} 93.8 [kN]	
non serve armatura a taglio	
V_{Rds} 0.0 [kN]	
V_{Rdmax} 700.0 [kN]	
θ 45.0 [°]	
sezione duttile	
ai 14.4 [cm]	

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	45 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	37.4 [MPa]	γ_s	1.15
γ_c	1.5	f_{yd}	391.3 [MPa]
α_{cc}	0.85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	21.2 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0.510		
ϵ_{c2}	2.0 [%]		
ϵ_{cu2}	3.5 [%]		
α_e	15.0		
k_t	0.6	valori limite	
k_1	0.8	0,6 f_{ck}	22.4 [MPa]
k_3	3.4	0,8 f_{yk}	360.0 [MPa]
k_4	0.425	$w_{k,lim}$	0.3 [mm]

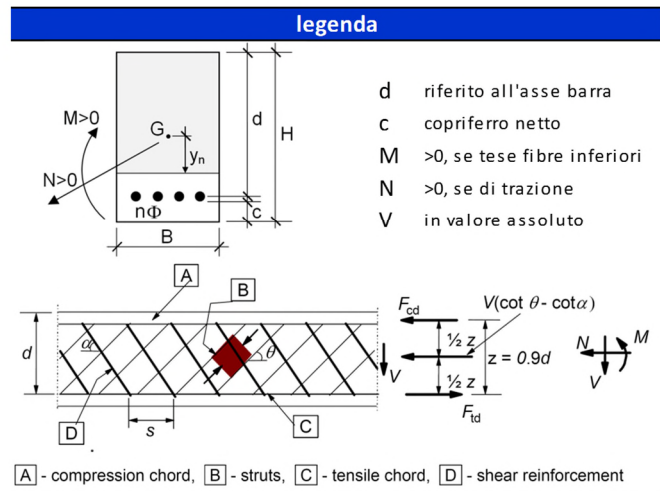


Verifica all'incastro:

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	28	4.9	22.4	20.2
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5.0	14	13.6	7.70	
5.0	14	22.4	7.70	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	0.00	10	90	0.00

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	45 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	37.4 [MPa]	γ_s	1.15
γ_c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]
α_{cc}	0.85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	21.2 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [‰]
v	0.510		
ϵ_{c2}	2.0 [‰]		
ϵ_{cu2}	3.5 [‰]		
α_e	15.0		
k _t	0.6		
		valori limite	
k ₁	0.8	0,6 f _{ck}	22.4 [MPa]
k ₃	3.4	0,8 f _{yk}	360.0 [MPa]
k ₄	0.425	W _{k,lim}	0.3 [mm]

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
M _{Ek}	20.01 [kNm]	M _{Ed}	27.16 [kNm]
N _{Ek}	0 [kN]	N _{Ed}	0
tensioni e fessure			
M _{dec}	0.0 [kNm]	V _{Ed}	123.45 [kN]
M _{cr}	38.8 [kNm]	presso-flessione	
		M _{Rd}	99.0 [kNm]
		FS	3.65
y _n	-6.90 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$	-3.2 [MPa]	V _{Rdc}	130.0 [kN]
$\sigma_{s,min}$	44.5 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,max}$	104.8 [MPa]		
		V _{Rds}	0.0 [kN]
k ₂	0.5	V _{Rdmax}	1088.8 [kN]
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	- [‰]	θ	45.0 [°]
S _{r,max}	- [cm]	sezione	duttile
W _k	- [mm]	ai	22.4 [cm]



Si evidenzia che le verifiche flessionali risultano soddisfatte e non è necessario predisporre armature a taglio.

10.2 CORDOLI

All'estremità dell'impalcato sono presenti dei cordoli solidarizzati alle solette sui quali sono disposte le barriere. La seguente immagine mostra la sezione di verifica considerata.

SEZIONE TRASVERSALE A-A SCALA 1:50

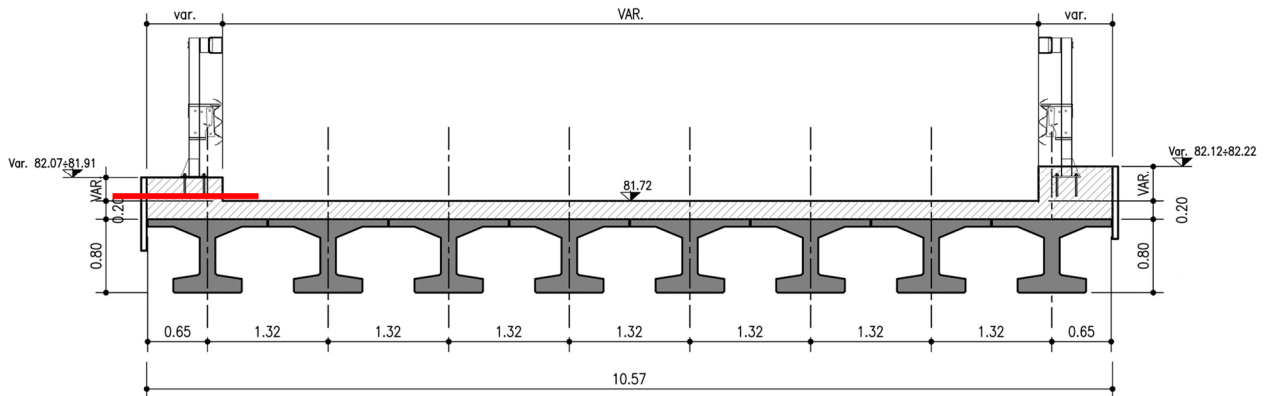


Figura 10-1. Cordoli con barriere

La verifica viene effettuata ai sensi del § 3.6.3.3.2 delle NTC applicando un carico puntuale orizzontale di 100 kN applicato ad 1 m dalla base.

Si ottiene dunque una sollecitazione di taglio pari a 100 kN ed un momento flettente pari a 100 kNm.

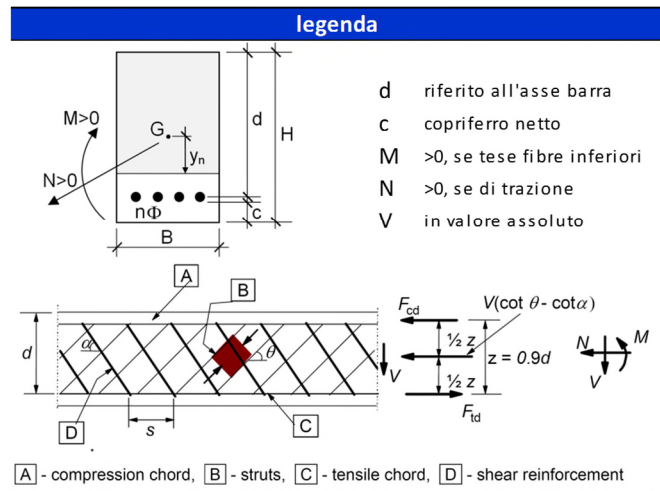
La sezione di verifica è stata individuata considerando una diffusione a 45°. Le armature a flessione sono $\phi 14/20$; in favore di sicurezza si esegue la verifica su 75 cm con un'area di armatura pari a $3 \phi 14$.

La verifica si esegue in combinazione eccezionale.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
75	70	3.5	65.8	59.2
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A _{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
3.00	14	4.2	4.62	
3.00	14	65.8	4.62	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A _{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	0	20	90	0.00

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
M _{Ek} 100.00 [kNm]	M _{Ed} 100.00 [kNm]
N _{Ek} 0 [kN]	N _{Ed} 0 [kN]
tensioni e fessure	
M _{dec} 0.0 [kNm]	M _{Ed} 100.00 [kN]
M _{cr} 180.9 [kNm]	M _{Rd} 141.8 [kNm]
	FS 1.42
presso-flessione	
y _n -25.33 [cm]	V _{Rdc} 204.0 [kN]
$\sigma_{c,min}$ -4.0 [MPa]	non serve armatura a taglio
$\sigma_{s,min}$ -33.8 [MPa]	
$\sigma_{s,max}$ 346.6 [MPa]	
taglio	
k ₂ 0.5	V _{Rds} 0.0 [kN]
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ - [%]	V _{Rdmax} 4233.2 [kN]
S _{r,max} - [cm]	θ 45.0 [°]
W _k - [mm]	sezione duttile
	al 65.8 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	45 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	37.4 [MPa]	γ_s	1
γ_c	1	f _{yd}	450.0 [MPa]
α_{cc}	1	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	37.4 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0.510		
ϵ_{c2}	2.0 [%]		
ϵ_{cu2}	3.5 [%]		
α_e	15.0		
k _t	0.4		
		valori limite	
k ₁	0.8	0,6 f _{ck}	22.4 [MPa]
k ₃	3.4	0,8 f _{yk}	360.0 [MPa]
k ₄	0.425	W _{k,lim}	- [mm]



Le verifiche risultano soddisfatte e si evidenzia che la sezione non necessita di armature a taglio.

11 APPOGGI E GIUNTI

11.1 VERIFICA DEGLI APPOGGI

L'impalcato appoggia su apparecchi di appoggio strutturali in elastomero armato, dotati superiormente e inferiormente di ancoraggi di tipo meccanico; sia in senso longitudinale sia in senso trasversale costituiscono punti fissi, sia per le condizioni di esercizio sia per le sollecitazioni di tipo sismico.

Di seguito si riportano le reazioni per tutte le condizioni di carico per la singola spalla e le combinazioni SLE, SLU e sismiche.

I carichi da traffico sono disposti sull'impalcato in modo da massimizzare le reazioni sulle travi.

Per il calcolo delle reazioni dovute ai carichi accidentali è stato considerato anche il contributo dovuto al momento torcente a meno di quello già considerato con la ripartizione dei carichi con il Massonnet.

Azione sugli appoggi in corrispondenza della spalla fissa								
Appoggi trasversali	F	F	F	F	F	F	F	F
Appoggi longitudinali	F	F	F	F	F	F	F	F
Azioni verticali al piano appoggi	Rv1	Rv2	Rv3	Rv4	Rv5	Rv6	Rv7	Rv8
Peso proprio travi	81.90	81.90	81.90	81.90	81.90	81.90	81.90	81.90
Peso soletta	66.52	66.52	66.52	66.52	66.52	66.52	66.52	66.52
Permanenti portati	106.29	106.29	106.29	106.29	106.29	106.29	106.29	106.29
Sovrac. Scenario 1	341.09	293.16	315.45	244.61	189.75	154.09	121.61	86.21
Sovrac. Scenario 2	566.28	323.88	430.36	198.65	65.09	154.09	121.61	86.21
Azioni trasv. al piano appoggi	Ht1	Ht2	Ht3	Ht4	Ht5	Ht6	Ht7	Ht8
Centrifuga	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50
Vento	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68
Sisma trasversale	82.78	82.78	82.78	82.78	82.78	82.78	82.78	82.78
Azioni long. al piano appoggi	Hi1	Hi2	Hi3	Hi4	Hi5	Hi6	Hi7	Hi8
Frenatura	25.57	25.57	25.57	25.57	25.57	25.57	25.57	25.57
Attrito permanente	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma longitudinale	82.78	82.78	82.78	82.78	82.78	82.78	82.78	82.78

SLE RARA 1		Rv1	Rv2	Rv3	Rv4	Rv5	Rv6	Rv7	Rv8
Permanenti		254.71	254.71	254.71	254.71	254.71	254.71	254.71	254.71
Scenario 1		595.79	547.87	570.16	499.32	444.46	408.80	376.31	340.92
Scenario 2		820.98	578.58	685.07	453.36	319.79	408.80	376.31	340.92
	$\psi/02$	Ht1	Ht2	Ht3	Ht4	Ht5	Ht6	Ht7	Ht8
Vento+centrifuga		0.6	13.51	13.51	13.51	13.51	13.51	13.51	13.51
		HI1	HI2	HI3	HI4	HI5	HI6	HI7	HI8
Attrito permanente e frenatura			25.57	25.57	25.57	25.57	25.57	25.57	25.57
SLE RARA 2		Rv1	Rv2	Rv3	Rv4	Rv5	Rv6	Rv7	Rv8
Scenario 1		0.75	510.52	474.58	491.30	438.17	397.02	370.27	345.91
Scenario 2		0.75	679.42	497.61	577.48	403.70	303.52	370.27	345.91
	$\psi/02$	Ht1	Ht2	Ht3	Ht4	Ht5	Ht6	Ht7	Ht8
Vento+centrifuga			14.18	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68
		HI1	HI2	HI3	HI4	HI5	HI6	HI7	HI8
Attrito permanente e frenatura			19.18	19.18	19.18	19.18	19.18	19.18	19.18
SLU		Rv1	Rv2	Rv3	Rv4	Rv5	Rv6	Rv7	Rv8
Scenario 1			804.32	739.63	769.72	674.08	600.02	551.88	508.02
Scenario 2			1108.33	781.09	924.84	612.04	431.72	551.88	508.02
	$\psi/02$	Ht1	Ht2	Ht3	Ht4	Ht5	Ht6	Ht7	Ht8
Vento+centrifuga		0.6	20.26	20.26	20.26	20.26	20.26	20.26	20.26
		HI1	HI2	HI3	HI4	HI5	HI6	HI7	HI8
Attrito permanente e frenatura			34.52	34.52	34.52	34.52	34.52	34.52	34.52
SISMA		Rv1	Rv2	Rv3	Rv4	Rv5	Rv6	Rv7	Rv8
Scenario 1			254.71	254.71	254.71	254.71	254.71	254.71	254.71
Scenario 2			254.71	254.71	254.71	254.71	254.71	254.71	254.71
	$\psi/02$	Ht1	Ht2	Ht3	Ht4	Ht5	Ht6	Ht7	Ht8
Sisma trasversale			82.78	82.78	82.78	82.78	82.78	82.78	82.78
		HI1	HI2	HI3	HI4	HI5	HI6	HI7	HI8
Sisma longitudinale			82.78	82.78	82.78	82.78	82.78	82.78	82.78

Le azioni sul singolo appoggio sono:

Appoggi fissi

SLE

Carico verticale Massimo	820.98	kN
Carico verticale permanente	254.71	kN
Forza longitudinale massima	25.57	kN
Forza trasversale massima	14.18	kN

SLU

Carico verticale Massimo	1108.33	kN
Forza longitudinale massima	34.52	kN
Forza trasversale massima	20.26	kN

SISMA

Carico verticale Massimo	254.71	kN
Forza longitudinale massima	82.78	kN
Forza trasversale massima	82.78	kN

11.1.1 Temperatura

Temperature massima e minima (da NTC 14/01/08, par. 3.5.2):

Per la zona è lecito assumere temperature estreme di -10 °C e +40 °C.

Temperatura massima e minima uniforme nella struttura (da UNI EN 1991-1-5:2004, par. 6)

Impalcato in c.a.p. --> tipo 3:

Componenti di temperatura uniforme nella struttura (da figura 6.1):

$$T_{e,max} \cong 42 \text{ °C}$$

$$T_{e,min} \cong -2 \text{ °C}$$

$$T_{e,0} = 10 \text{ °C}$$

$$\Delta T^+ = 32 \text{ °C}$$

$$\Delta T^- = -12 \text{ °C}$$

Coefficiente di dilatazione termica del cls:

$$\alpha_T = 1 \cdot 10^{-5} \text{ °C}^{-1}$$

Spostamenti agli appoggi:

$$\delta_{T^+} = \alpha_T \cdot L \cdot \Delta T^+ / 2 = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 18200 \cdot 32 = +2,912 \text{ mm}$$

$$\delta_{T^-} = \alpha_T \cdot L \cdot \Delta T^- / 2 = -1 \cdot 10^{-5} \cdot 18200 \cdot 12 = -1,09 \text{ mm}$$

11.1.2 Ritiro

Deformazione da ritiro: $\varepsilon_{ritiro} = 0.0313\%$

Si considera che il 30% della deformazione si sviluppi prima della messa in opera delle travi

$$\delta_{ritiro} = -0.7 \cdot \varepsilon_{ritiro} \cdot L / 2 = -0.7 \cdot 0.0313\% \cdot 18200 / 2 = -1,99 \text{ mm}$$

11.1.3 Viscosità

Deformazione elastica iniziale media del cls: $\varepsilon_{c,el} = 12.6 / 36416 = 0.000346$

Coefficiente di viscosità:

$$\phi = 2.1$$

Si considera che il 30% della deformazione si sviluppi prima della messa in opera delle travi

$$\delta_{viscosità} = -0.7 \cdot \phi \cdot \varepsilon_{c,el} \cdot L / 2 = -0.7 \cdot 2.1 \cdot 0.000346 \cdot 18200 / 2 = -4.63 \text{ mm}$$

11.1.4 Scorrimento totale

	$\delta+$ (mm)	$\delta-$ (mm)
variazione termica	2.912	-1.092
ritiro	0,00	-1.99
viscosità	0,00	-4.63
totale	2.912	-7.714
corsa minima	10.63	

Gli spostamenti positivi e negativi dovuti alla variazione termica sono stati valutati nell'ipotesi di una temperatura di messa in esercizio $T_0 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$. La preregolazione degli appoggi dovrà essere tarata sulla base della effettiva temperatura al momento della posa in opera.

12 VERIFICHE STRUTTURALI DI SPALLE E FONDAZIONI

Si riportano nel presente capitolo le verifiche delle strutture delle spalle e delle fondazioni del ponte in oggetto. Per quanto riguarda le verifiche dal punto di vista geotecnico si rimanda alla relazione dedicata.

12.1 VERIFICHE DELLE SPALLE DI NUOVA REALIZZAZIONE

Nella seguente tabella si sintetizzano i dati di partenza per il calcolo delle sollecitazioni sulle spalle.

Definizione carpenterie [m]				Carichi a tergo spalla						
Largh. spalla (b_1)	11.60			G_k	11.00	kN/m ²				
	t_i/b_i	h_i	h_i	Q_k	20.00	kN/m ²				
Paraghiaia (t_1, h_1)	0.35	1.30		Muri andatori			L muro [m]	0.01		
Mensola parag. (t_2, h_2, h_2')	0.00	0.00	0.00	All'altezza del paraghiaia			All'altezza del paramento			
Paramento (t_3, h_3)	1.85	0.01		Altezza (h_1)	0.01		Altezza (h_2)	0.01		
Fondazione (b_4, h_4)	1.86	1.00		Larghezza (b_1)	0.01		Larghezza (b_2)	0.01		
Suola esterna (b_5)	0.01	1.00		Sollecitazione da massimizzare			0			
Suola interna (b_6)	0.01	1.00		nn						
Piano app. impalcato (b_7)		0.35		Azioni da impalcato (quota p. appoggio imp.)						
h media baggioli (h_8)		0.10			Vx [kN]long	Vy [kN]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	
dist. Ax appoggi da filo param.	0.60			S.L.U. STR	250.29	116.71	-5'166.40	0.00	0.00	
γ_{cls}	25.00	[kN/m ³]		S.L.U. GEO	213.22	99.43	-4'161.97	0.00	0.00	
Caratteristiche terreno				S.L.E. Rara	185.40	86.46	-3'784.86	0.00	0.00	
	[°]	[rad]		S.L.E. Freq	0.00	0.00	-3'396.34	0.00	0.00	
$\phi_{rilevato}$ (M1)	35.0	0.6109		S.L.E. QP	0.00	0.00	-1'960.78	0.00	0.00	
δ Attrito terra-muro (M1)	17.5	0.3054		S.L.U. Sisma	658.34	96.05	-1'960.78	0.00	0.00	
$\phi_{rilevato}$ (M2)	29.3	0.5106			Vx [kN/m]	Vy [kN/m]	N [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]	
δ Attrito terra-muro (M2)	14.6	0.2553		S.L.U. Str	21.58	10.06	-445.38	0.00	0.00	
ψ Incl. Paramento	90.0	1.5708		S.L.U. Geo	18.38	8.57	-358.79	0.00	0.00	
β Incl. scarpata	0.0	0.0000		S.L.U. Sisma	56.75	8.28	-169.03	0.00	0.00	
γ_t rilevato	19.00	[kN/m ³]		S.L.E. Fond.	15.98	7.45	-326.28	0.00	0.00	
				S.L.E. Freq.	0.00	0.00	-292.79	0.00	0.00	
				S.L.E. Q. Per.	0.00	0.00	-169.03	0.00	0.00	
Coefficienti di spinta				Caratterizzazione sismica						
	θ_A 0.1337	θ_B 0.1180		a_{max} [g]	0.126	a_g [g]	0.084			
	$k_{0,statico}$ (M1) 0.4264	$k_{0,statico}$ (M2) 0.5113		Cat. Suolo	C	Cat. Topog.	T1			
	$k_{a,statico}$ (M1) 0.2461	$k_{a,statico}$ (M2) 0.3105		F_0 [-]	2.592	T_c [s]	0.295			
	$k_{a,din.1}$ (M1) 0.3292	$k_{a,din.1}$ (M2) 0.4053		S_s	1.500	S_T	1.000			
	$k_{a,din.2}$ (M1) 0.3181	$k_{a,din.2}$ (M2) 0.3924		S	1.50					
Statico (riposo = 0 - attiva = 1)	0			β_m	1.000	NTC-08 Table 7.11.II				
				k_h	0.126	NTC-08 §7.11.6				
				k_v	0.063	NTC-08 §7.11.7				

12.1.1 Verifica del paraghiaia

Il paraghiaia, di spessore 35 cm, è armato con $\phi 16/20$ sia sul lato interno che su quello esterno del muro.

La verifica del paraghiaia viene condotta in conformità con quanto richiesto dalla Circolare n.617 del 2009 al §C5.1.3.3.7.2.

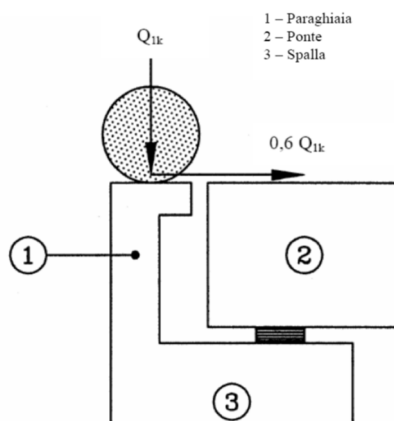


Figura 12-1. Carichi applicati sul paraghiaia

Si applica una forza orizzontale pari al 60% del carico asse Q_{1k} simultanea ad una forza verticale pari a 300 kN. Queste forze sono state diffuse a partire da una larghezza di 2,40 m (larghezza complessiva del carico tandem) e sommate al contributo delle spinte del terreno a tergo.

Nella seguente Tabella 12-1 si riportano tali sollecitazioni calcolate alla base del paraghiaia.

Tabella 12-1. Caratteristiche sezionali

		Vx [kN/m]	Vy [kN/m]	N [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]
totale (/m)	S.L.U. STR	17.47	0.00	-20.55	0.00	9.36
	S.L.U. Sisma (θ_1)	20.09	0.00	-15.23	0.00	11.57
	S.L.U. Sisma (θ_2)	20.40	0.00	-15.23	0.00	11.78
	S.L.E. car. rara	12.94	0.00	-15.23	0.00	6.93
	S.L.E. freq.	12.94	0.00	-15.23	0.00	6.93
	S.L.E. q.p.	12.94	0.00	-15.23	0.00	6.93

Poiché le armature sono simmetriche si esamina solo la condizione con forze concordi alle spinte del terreno, che massimizza le sollecitazioni.

Sintesi delle sollecitazioni:

Calcolo statica

Fh 180 kN
Fv -300 kN

Geometria paraghiaia

h 1.3 m
s 0.35 m
W 11.375 kN/m

diffusione a 45°

L diff 5 m
Fh 36.00 kN/m
Mh 46.8 kNm/m
N -60.00 kN

Azioni in testa al paraghiaia

Comb rara

V 36.00 kN
M 46.8 kNm
N -60.00 kN

Comb SLU

V 48.6 kN
M 63.18 kNm
N -81 kN

Azioni del terreno

Comb rara

V 12.94 kN
M 6.93 kNm
N -15.23 kN

Comb SLU

V 17.47 kN
M 9.36 kNm
N -20.55 kN

Totale

Comb rara

V 48.9 kN
M 53.7 kNm
N -75.2 kN

Comb SLU

V 66.1 kN
M 72.5 kNm
N -101.6 kN

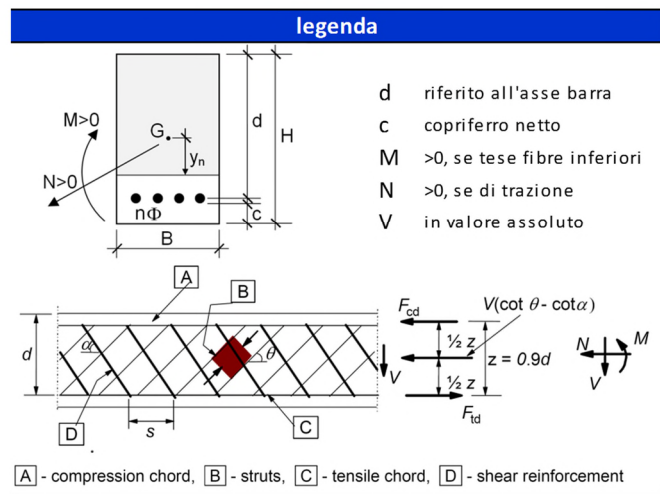
Si riportano le verifiche strutturali del paraghiaia.

Verifica a flessione e taglio

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	35	4.7	29.5	26.6
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5.0	16	5.5	10.05	
5.0	16	29.5	10.05	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	12	10	90	0.00

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
M_{Ek} 53.70 [kNm]	M_{Ed} 72.50 [kNm]
N_{Ek} -75.2 [kN]	N_{Ed} -101.6 [kN]
tensioni e fessure	
M_{dec} 4.5 [kNm]	
M_{cr} 58.2 [kNm]	
y_n -8.55 [cm]	
$\sigma_{c,min}$ -4.7 [MPa]	
$\sigma_{s,min}$ -27.3 [MPa]	
$\sigma_{s,max}$ 163.1 [MPa]	
k_2 0.5	
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ - [%]	
$S_{r,max}$ - [cm]	
W_k - [mm]	
	presso-flessione
	M_{Rd} 128.2 [kNm]
	FS 1.77
	taglio
	V_{Rdc} 149.9 [kN]
	non serve armatura a taglio
	V_{Rds} 0.0 [kN]
	V_{Rdmax} 1158.8 [kN]
	θ 45.0 [°]
	sezione duttile
	ai 29.5 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	35 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	29.1 [MPa]	γ_s	1.15
γ_c	1.5	f_{yd}	391.3 [MPa]
α_{cc}	0.85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	16.5 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0.530		
ϵ_{c2}	2.0 [%]		
ϵ_{cu2}	3.5 [%]		
α_e	15.0		
k_t	0.4		
		valori limite	
k_1	0.8	0,6 f_{ck}	17.4 [MPa]
k_3	3.4	0,8 f_{yk}	360.0 [MPa]
k_4	0.425	$W_{k,lim}$	- [mm]



Le verifiche risultano soddisfatte senza necessità di disporre armatura a taglio.

12.1.2 Verifica del palo di fondazione

Nel presente capitolo si riporta la verifica strutturale dei pali di fondazione.

I pali hanno diametro 80 cm e sono armati con doppia gabbia 20φ26+10φ26 nella zona superiore e 16φ20 nella zona inferiore; l'armatura a taglio è costituita da una spirale di φ12/20.

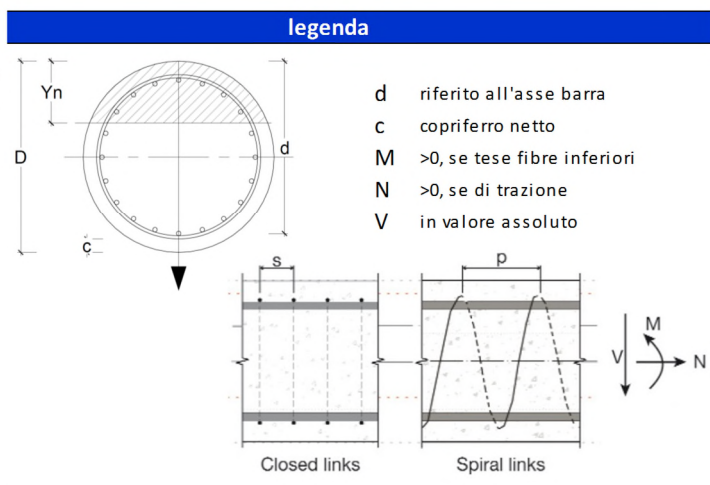
Si riporta di seguito la verifica in testa del palo maggiormente sollecitato. Le azioni agenti sono le seguenti:

SLU: $M_{Ed} = 1119,4$ kNm
 $N_{Ed} = -456,0$ kNm
 $V_{Ed} = 280,7$ kNm

SLE:
 $M_{Ek} = 780,9$ kNm
 $N_{Ek} = -687,2$ kNm

geometria					sollecitazioni e risultati	
sezione trasversale					SLE	SLU
D	c	d	passo	interferro	M_{Ek}	M_{Ed}
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	780.9 [kNm]	1119.4 [kNm]
80	6.0	71.5	9.9	7.3	N_{Ek}	N_{Ed}
					-687.2 [kN]	-456.0 [kN]
armatura longitudinale					momento di cracking	presso-flessione
nbarre	φ	r _i	A _{sl}	C _i	M_{cr}	M_{Rd}
	[mm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	236.3 [kNm]	1497.3 [kNm]
20	26	31.50	106.19	8.50	quota asse neutro	FS
10	26	26.90	53.09	13.10	y _n	1.34
					34.35 [cm]	taglio
armatura a taglio					$\sigma_{c,min}$	V_{Rdc}
Tipo	φ	p	A _{sw}		-14.5 [MPa]	322.6 [kN]
	[mm]	[cm]	[cm ²]		$\sigma_{s,min}$	<i>non serve armatura a taglio</i>
spirale	12	20	2.26		$\sigma_{s,max}$	V_{Rds}
					235.7 [MPa]	206.2 [kN]
					k_2	V_{Rdmax}
					0.5	1398.3 [kN]
					$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	θ
					0.80 [%]	45.0 [°]
					S _{r,max}	sezione duttile
					32.4 [cm]	ai
					w _k	50.5 [cm]
					0.26 [mm]	

materiali			
calcestruzzo	acciaio		
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	24.9 [MPa]	γ _s	1.15
γ _c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]
α _{cc}	0.85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	14.1 [MPa]	ε _{uk}	75 [%]
v	0.5		
ε _{c2}	2.0 [%]		
ε _{cu2}	3.5 [%]		
α _e	15.0		
k _t	0.6		
k ₁	0.8		
k ₃	3.4		
k ₄	0.425		
		valori limite	
		0,6 f _{ck}	14.9 [MPa]
		0,8 f _{yk}	360.0 [MPa]
		w _{k,lim}	0.3 [mm]



Le verifiche risultano soddisfatte.

Per la verifica a taglio della sezione circolare si è fatto riferimento a quanto indicato nel Bollettino CEB n.137 Allegato 5, in cui si assimila la sezione circolare ad una sezione rettangolare equivalente con le seguenti dimensioni:

$$b_e = 0.9 D$$

$$h_e = 0.45 D + 0.64 (d-D/2)$$

$$A_{sl} = 0,5 A_s$$

Si riporta di seguito la verifica in forma esplicita.

Verifica a taglio di una sezione circolare
 secondo EN 1992-1-1:2004/E / Bollettino CEB n. 137 All. 5

geometria

sezione trasversale - rettangolo equivalente	
base	$b_e = 72$ cm
altezza	$h_e = 56,5$ cm
copriferro (asse armatura long.)	$c = 6$ cm
altezza utile	$d = 50,5$ cm
braccio coppia interna	$z = 55,1$ cm

armatura a taglio

tipo di armatura	-> spirale
diametro	$\phi = 12$ mm
coefficiente correttivo	$\lambda_1 = 0,85$
area	$A_{sw} = 226,2$ mm ²
area massima - 6.12 - EC2	$A_{sw,rr} = 1298,1$ mm ²
distanza tra due creste	$\rho = 20$ cm
coefficiente correttivo	$\lambda_2 = 1,00$
	$r_{sw} = 33,4$ cm

armatura longitudinale tesa

area totale	$A_{sl,e} = 79,6$ cm ²
-------------	-----------------------------------

materiali

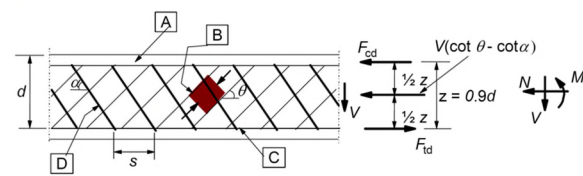
calcestruzzo

resistenza caratt. cilindrica a 28 gg.	$f_{ck} = 24,9$ MPa
coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1,5$
coeff. effetti a lungo termine	$\alpha_{cc} = 0,85$
tensione di calcolo	$f_{cd} = 14,1$ MPa
coeff. riduzione resistenza bielle	$\nu = 0,5$
tensione di calcolo - trazione	$f_{ctd} = 1,2$ MPa

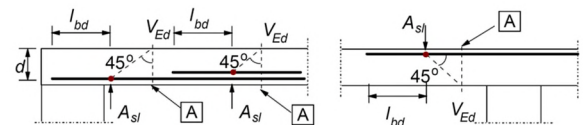
acciaio

tensione caratt. di snervamento	$f_{yk} = 450,0$ MPa
coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1,15$
tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} = 391,3$ MPa

legenda



[A] - compression chord, [B] - struts, [C] - tensile chord, [D] - shear reinforcement



[A] - section considered

sollecitazioni e verifiche

taglio	$V_{Ed} = 280,72$ kN
azione assiale	$N_{Ed} = -455,98$ kN
azione assiale di precompressione	$N_{Ed,cp} = 0$ kN
resistenza elemento non armato	$V_{Rdc} = 322,6$ kN
resistenza armatura a taglio	$V_{Rds} = 206,2$ kN
resistenza bielle calcestruzzo	$V_{Rdmax} = 1398,3$ kN
inclinazione bielle calcestruzzo	$\theta = 45,0$ °
$2 A_{sw,max} f_{ywd} \sin(a) / b_w s \alpha_{cW} n_1 f_{cd}$	0,17
sezione	duttile
traslazione armatura long.	$a_l = 50,48$ cm