



PROLUNGAMENTO DELLA S.S. n° 9 "TANGENZIALE NORD di REGGIO EMILIA" NEL TRATTO DA S. PROSPERO STRINATI A CORTE TEGGE

PROGETTO DEFINITIVO

COORDINAMENTO GRUPPO DI PROGETTAZIONE:



COMUNE DI REGGIO EMILIA
ing. David Zilioli - Dirig. U.diP. Area Nord

IL PROGETTISTA:

dott. ing. Andrea Burchi
Ordine Ingegneri di Bologna n° 7927A



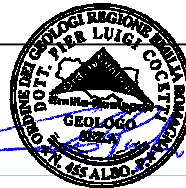
IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

dott. ing. Rodolfo Biondi
Ordine Ingegneri di Modena n° 1256



IL GEOLOGO:

dott. geol. Pier Luigi Cocetti
Ordine Geologi della Regione Emilia Romagna n° 455



GRUPPO DI PROGETTAZIONE:



SITECO

ing. Andrea Burchi

PROGETTISTA



VISTO: IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO

ing. Angela Maria Carbone

VISTO: IL RESPONSABILE
UNITA' DEL COORDINAMENTO

ing. Nicola Dinnella

PROTOCOLLO

DATA

15_OPERE STRUTTURALI

VI01 – VIADOTTO TORRENTE CROSTOLO VIADOTTO IN C.A.P. – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

COBO27

D

1101

NOME FILE

15.1 T00VI01STRRE01A.DWG

REVISIONE

SCALA:

CODICE
ELAB.

T00VI01STRRE01

A

-

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
C					
B					
A	EMISSIONE	settembre 2013	ing. S. Venturelli	ing. A. Frascari	ing. A. Burchi

1	GENERALITA'	3
2	NORMATIVA E RIFERIMENTI.....	4
	2.1 Opere in c.a. e strutture metalliche	4
	2.2 Altri documenti	5
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	6
	3.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni.....	6
	3.2 Conglomerato cementizio per fondazioni	6
	3.3 Conglomerato cementizio per elevazioni	6
	3.4 Acciaio per cemento armato.....	7
4	CRITERI DI CALCOLO	8
	4.1 Criteri e definizione dell'azione sismica.....	8
	4.2 Combinazioni di carico	10
	4.2.1 <i>Combinazioni per la verifica allo SLU</i>	10
	4.2.2 <i>Combinazioni per la verifica allo SLE</i>	10
	4.2.3 <i>Combinazioni per la condizione sismica</i>	10
5	DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI.....	11
	5.1 Copriferro minimo e copriferro nominale	12
6	PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE.....	12
7	PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI	13
	7.1 Calcolo della struttura.....	13
8	ANALISI DELLA STRUTTURA.....	13
9	CALCOLO DELL'IMPALCATO	14
	9.1.1 <i>UNITA' DI MISURA E CONVENZIONI DI SEGNO</i>	14
	9.1.2 <i>SISTEMA DI RIFERIMENTO</i>	14
	9.1.3 <i>MODALITA' DI COSTRUZIONE DELL'IMPALCATO</i>	14
	9.1.4 <i>Modalità di costruzione delle travi</i>	15
	9.1.5 <i>SOVRACCARICHI ADOTTATI E NORME DI CALCOLO</i>	15
	9.1.6 <i>METODO ED IPOTESI DI CALCOLO</i>	15
	9.1.7 <i>DATI IMPALCATO</i>	17
	9.1.8 <i>Dati geometrici</i>	17
	9.1.9 <i>Traversi in testata</i>	17
	9.1.10 <i>Trave prefabbricata VH160</i>	18

9.1.11	<i>Parametri dei materiali</i>	19
9.1.12	<i>RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI</i>	19
9.1.13	<i>Coefficienti</i>	20
9.1.14	<i>ANALISI DEI CARICHI</i>	21
9.1.15	<i>COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE</i>	22
9.1.16	<i>APPLICAZIONE DEL METODO DI MASSONNET</i>	23
9.1.17	<i>SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE 1</i>	26
9.1.18	<i>Valori di combinazione</i>	31
9.1.19	<i>SOLLECITAZIONI SULLA SOLETTA</i>	40
9.1.20	<i>Valori caratteristici M</i>	40
9.1.21	<i>Combinazioni SLU</i>	42
9.1.22	<i>Combinazioni SLE</i>	42
9.1.23	<i>REAZIONI MASSIME AGLI APPOGGI</i>	44
9.1.24	<i>Forze Orizzontali</i>	44
9.1.25	<i>Valori caratteristici reazioni verticali</i>	44
9.1.26	<i>Combinazioni</i>	44
9.1.27	<i>DEFORMAZIONI</i>	46
9.1.28	<i>Prima fase</i>	46
9.1.29	<i>14.2. Seconda fase</i>	46
10	CALCOLO DELLA SPALLA	48
10.1	<i>Geometria della spalla</i>	48
10.2	<i>Analisi dei carichi</i>	50
10.2.1	<i>Peso proprio</i>	50
10.2.2	<i>Carichi permanenti portati e azioni trasmesse dall'impalcato</i>	50
10.2.3	<i>Spinta del terreno</i>	51
10.2.4	<i>Spinta del sovraccarico sul rilevato</i>	52
10.2.5	<i>Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)</i>	52
10.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI DELLA SPALLA	53
10.3.1	<i>Verifiche a SLU e SLE</i>	54
11	CALCOLO DELLA PILA	65
11.1	<i>Geometria della pila</i>	65
11.2	<i>Analisi dei carichi e calcolo delle sollecitazioni nella pila</i>	67
11.3	<i>Verifiche degli elementi strutturali</i>	67

1 GENERALITA'

L'opera in oggetto è un ponte a due carreggiate, con due corsie per senso di marcia costituito da 5+5 campate in c.a.p. di luce di calcolo variabile tra 29.00 m e 30.00 m.

L'impalcato è costituito da due cinque travi in cemento armato precompresso di altezza costante pari a 1.60 m su cui appoggia la soletta collaborante in c.a. avente funzionamento principale lungo la direzione trasversale.

La sezione è completata, dai cordoli in c.a. di posizionamento dei guard-rail e da tutti gli elementi di arredo del ponte (veletta laterale in c.a., strutture leggere reggi-impianti, impianti, elementi di scolo e di raccolta delle acque meteoriche, ecc.).

Il sistema di vincolamento del ponte è pensato per non garantire l'isolamento sismico del ponte in entrambe le direzioni longitudinale\trasversale per cui sulle spalle sono state applicate le sollecitazioni sismiche dovute alla massa dell'impalcato in accordo alle diverse tipologie di vicolo presenti sulle spalle.

Gli elementi di sostegno ai quali sono trasmesse le azioni longitudinali e le azioni trasversali sono progettati affinché si mantengano in campo elastico anche sotto l'azione sismica allo stato limite ultimo. Sono presenti inoltre ritegni sismici di emergenza in direzione trasversale (realizzati in cemento armato), i quali non possono però essere considerati come dispositivi di ritenuta adatti a fenomeni ciclici perché durante un evento sismico sono elementi soggetti a fenomeni di martellamento. Più in dettaglio, saranno disposti:

- 2 appoggi fissi tipo Vasoflon VF 550-74-74, sulla spalla B
- 2 appoggi unidirezionali tipo Vasoflon VU 550/50-48, su ciascuna spalla
- 2 appoggi multidirezionali tipo Vasoflon VM 550/50-20, sulla spalla A

Tutti i dispositivi di isolamento sono progettati affinché resistano all'azione di progetto SLU e SLV, e risultino idonei:

- a trasmettere le forze conseguenti alle azioni sismiche;
- ad evitare sconnessioni tra gli elementi componenti il dispositivo di vincolo;
- ad evitare la fuoriuscita dei vincoli dalle loro sedi.

Le spalle si prevedono come strutture di contenimento del rilevato stradale aventi altezza di 8.65 m dallo spiccatto della platea di fondazione la cui altezza è di 1.50 m, le cui dimensioni in pianta sono 9.00 X 13.20 m. Ogni plinto è fondato su diaframmi avente spessore di 100 cm.

2 NORMATIVA E RIFERIMENTI

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore.

2.1 Opere in c.a. e strutture metalliche

- D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 "Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: "Criteri generali di progettazione strutturale";
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: "Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici";
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: "Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici";
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: "Carico da traffico sui ponti";
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: "Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: "Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi";
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: "Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: "Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali";
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici";

- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti";
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- Istruzione FF.SS. 13/01/1997 n° IG.ST/970012/F – "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo". Integrazioni alla Istruzione n° I/SC/PS/OM/2298 del 2 giugno 1995 dell'Area Ingegneria e Costruzioni;
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – "Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità", Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità".

2.2Altri documenti

- CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali.

3.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni

Classe C12/15

Resistenza caratteristica cubica $f_{ck,cube} = 15 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck,cyl} = 12 \text{ N/mm}^2$

Classe di esposizione -

Classe di consistenza S4 / S5

Copriferro minimo-

3.2 Conglomerato cementizio per fondazioni

Classe C28/35

Resistenza caratteristica cubica $f_{ck,cube} = 35 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck,cyl} = 28 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 15,867 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a trazione media $f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2,766 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a trazione (frattile 5%) $f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 1,936 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a trazione di calcolo $f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,2911 \text{ N/mm}^2$

Classe di esposizione XC2

Classe di consistenza S4

Copriferro minimo 40 mm

3.3 Conglomerato cementizio per elevazioni

Classe C32/40

Resistenza caratteristica cubica $f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck,cyl} = 32 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 18,133 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a trazione media $f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3,024 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a trazione (frattile 5%) $f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2,117 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a trazione di calcolo $f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,411 \text{ N/mm}^2$

Classe di esposizione XC4

Classe di consistenza S4

Copriferro minimo 40 mm

3.4 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica a rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$

Deformazione caratteristica al carico massimo $\epsilon_{uk} = 7,5 \%$

Deformazione di progetto $\epsilon_{ud} = 6,75 \%$

4 CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

4.1 Criteri e definizione dell'azione sismica

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 (NT).

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2., assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni.

La classe d'uso assunta è la IV.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 100 \text{anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R(SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 1898 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*_c .

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*_c → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

L'opera ricade all'incirca alla Latitudine di 44,714510 e Longitudine 10,608706.

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T^*_c) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita sono:

$$(a_g = 0,247g ; F_0 = 2,431 ; T^*_c = 0,311s)$$

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (NT § 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria "C".

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_s(\text{SLV})=1,7-0,6 \cdot F_0 \cdot a_g/g=1,339$$

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{\max}(\text{SLV})=S \cdot a_g=S_s \cdot a_g = 1,339 \cdot 0,247g=0,330g$$

il coefficiente β_m , assume il valore:

$$\beta_m=1$$

Pertanto, i due coefficienti sismici valgono:

$$(\text{SLV}) \quad k_h=\beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = \mathbf{0,250} \quad k_v=\pm 0,5 \cdot k_h=0,125$$

4.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NTC 2008 e s.m.i.

4.2.1 Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrate si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

4.2.2 Combinazioni per la verifica allo SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/ stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Quasi permanente} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Rara} \Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

4.2.3 Combinazioni per la condizione sismica

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti (approccio 1):

$$\text{STR} \Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi'_d = \Phi'_k)$$

$$\text{GEO} \Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi'_d = \tan^{-1}(\tan \Phi'_k / \gamma_\phi))$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente ψ_{2i} sono quelli riportati nella tabella 5.1.VI e § 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2i} = 0,2$ (condizione cautelativa).

Data la natura dell'opera in progetto, così come previsto dalla norma, si può assumere $\psi_{2i} = 0$.

5 DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo. Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004. Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

Fondazione CLASSE DI ESPOSIZIONE XC2

Elevazione CLASSE DI ESPOSIZIONE XC4-XD1-XF1

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

Tabella 4.1.III: Descrizione delle condizioni ambientali

Le fondazioni, si trovano in condizioni ambientali *Ordinarie*, le elevazioni in condizioni *Aggressive*.

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

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	$\leq w_1$

Tabella 4.1.IV: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

In **grigio chiaro** sono indicate gli stati limite di fessurazione da utilizzare per le verifiche delle fondazioni in **grigio scuro** sono indicati quelli per le elevazioni.

5.1 Copriferro minimo e copriferro nominale

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

La tolleranza di posizionamento delle armature h , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 5 mm. Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro minimo pari a 35mm, pertanto $c_{nom}=40$ mm, **valore valido per tutte le parti di struttura.**

6 PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE

I parametri necessari a definire le caratteristiche del terreno ai fini del calcolo delle strutture sono ricavati dalla Relazione Geotecnica e dalle tavole del profilo geotecnico longitudinale.

7 PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

7.1 Calcolo della struttura

Il calcolo della struttura in esame viene condotto con i seguenti programmi:

- Per il calcolo dell'impalcato è stato utilizzato Ponti di SIGMAC ed. 8.24 - 10/2011;
- Per le sottostrutture il programma SAP 2000 Advanced 14.0.0, prodotto da Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, USA.
- RC-SEC - Calcolo sezioni in C.A. di GeostruSoftware

8 ANALISI DELLA STRUTTURA

L'analisi della struttura è effettuata eseguendo per prima cosa il calcolo dell'impalcato in c.a.p., successivamente vengono presi i valori delle reazioni derivanti da questo calcolo e applicati alle sottostrutture. Di seguito viene riportato il calcolo dell'impalcato in c.a.p. e successivamente il calcolo della spalla, pila e relative verifiche.

9 CALCOLO DELL'IMPALCATO

9.1.1 UNITA' DI MISURA E CONVENZIONI DI SEGNO

Ove non sia diversamente specificato, le grandezze contenute nella presente relazione sono espresse nelle seguenti unità di misura:

lunghezza: m

forza: KN

I diametri delle barre di armatura lenta sono sempre espressi in millimetri, i diametri dei trefoli di precompressione sono invece espressi in pollici (≈ 25.4 mm).

I carichi agenti sull'impalcato sono, come è naturale assumere, positivi se diretti verso il basso.

Le tensioni sono positive se di trazione, sia per quanto riguarda il calcestruzzo che l'acciaio.

9.1.2 SISTEMA DI RIFERIMENTO

Si considera l'impalcato come un piano in cui un sistema di assi ortogonali x,y individua ogni punto di esso. L'asse x è assunto longitudinalmente all'asse delle travi, l'asse y ortogonalmente. L'origine di questo sistema di riferimento è posizionata sulla intersezione tra l'asse di simmetria delle travi prefabbricate e un asse degli appoggi (è indifferente quale dei due assi appoggi viene assunto come origine x). Le grandezze y rappresentano perciò le eccentricità dei carichi ed hanno segno negativo verso destra e positivo verso sinistra guardando le sezioni nelle figure allegate. Le grandezze x sono sempre positive. L'asse delle z , ortogonale al piano x,y , ha lo zero sul fondo delle travi prefabbricate ed ha valori positivi verso l'alto.

9.1.3 MODALITA' DI COSTRUZIONE DELL'IMPALCATO

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto in opera di traversi e soletta collaboranti. Le travi sono autoportanti, non necessitano quindi di alcun rompitratta o puntellamento provvisorio durante l'esecuzione dell'impalcato. Si distinguono due fasi successive di lavoro:

PRIMA FASE

Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono da sole al peso proprio ed a quello della soletta gettata in opera.

SECONDA FASE

Il sistema misto travi precomprese e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

9.1.4 Modalità di costruzione delle travi

Le travi vengono costruite in uno stabilimento di prefabbricazione e successivamente trasportate a piè d'opera e varate. Il sistema di precompressione è del tipo a fili aderenti. I trefoli che costituiscono l'armatura di precompressione vengono tesati sino alla tensione σ_{spi} prevista nella presente relazione. Disposta l'armatura lenta per gli sforzi di taglio (staffe), ultimata la tesatura e fissata la cassetatura, si procede al getto del calcestruzzo. La maturazione del calcestruzzo avviene con ciclo termico a vapore opportunamente tarato in funzione del mix-design e della resistenza R_{ckj} che è richiesta al momento del taglio dei trefoli. Una volta raggiunta la resistenza R_{ckj} si procede all'allentamento delle armature di precompressione ed allo stoccaggio del manufatto.

9.1.5 SOVRACCARICHI ADOTTATI E NORME DI CALCOLO

Nella stesura del calcolo sono rispettate le seguenti norme:

Normative sui ponti stradali:

- DM 14/01/2008 - Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni".

Per la stesura della presente relazione si sono inoltre seguite le indicazioni contenute nei documenti :

- CNR 10024/84 - Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.
- NTC 2008 - 10.2 Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

9.1.6 METODO ED IPOTESI DI CALCOLO

L'impalcato viene realizzato con travi in semplice appoggio collaboranti tra loro grazie all'azione della soletta. Esso si presenta quindi come una lastra appoggiata sui lati opposti e che presenta una forte ortotropia.

Per la ricerca delle sollecitazioni nei vari elementi componenti l'impalcato si ricorre al metodo di Massonnet che permette, mediante l'ausilio di opportuni coefficienti, di risolvere la ripartizione dei carichi e conoscere le sollecitazioni.

Questo metodo fu proposto da Guyon nel 1946 per un grigliato di travi prive di rigidità torsionale, ripreso da Massonnet nel 1950 per tener conto della torsione, infine esteso da Bares; questi ultimi Autori hanno sistemato in modo definitivo la materia in un libro ("Les calculs des grillages de pontes ed dalles orthotropes selon la Method Guyon - Massonnet - Bares", Dunod, Parigi, 1966) che fornisce un gran numero di tabelle direttamente utilizzabili dal progettista e che ne ha agevolato una larga diffusione.

Nel grigliato ortotropo il procedimento di Massonnet trae origine dallo studio di un graticcio appoggiato in corrispondenza degli estremi delle travi principali longitudinali e libero sugli altri estremi; graticcio che si suppone equivalente ad una piastra ortotropa.

Se si osserva un graticcio di travi si constata che si tratta di una struttura a travi bidirezionali a direzioni per lo più

ortogonali.

Il comportamento dell'impalcato dipende essenzialmente dalle rigidezze flessionali e torsionali dei due ordini di travi e dalla loro reciproca influenza.

Si può, pertanto, pensare di assimilare l'impalcato ad una piastra ortotropa nella quale la caratterizzazione di comportamento nelle due direzioni sia data dalle rigidezze flessionali e torsionali anziché dai legami costitutivi dei materiali.

Il metodo di Massonnet considera l'impalcato reale come una lastra rettangolare di larghezza teorica

$$2 \times B = n \times i$$

$n = n.\text{travi}$, $i = \text{interasse travi}$

e lunghezza pari alla luce di calcolo; tiene conto della differente deformabilità della lastra in senso longitudinale e in senso trasversale.

Si considera una condizione di carico

$$p(x;e) = P_m \text{ sen } (\pi x/l)$$

variabile con legge sinusoidale ed agente parallelamente all'asse x con eccentricità e ; per tale carico la deformata ha una legge $w(x,y;e)$ che si ottiene integrando l'equazione di Huber. Esprimendo in serie di Levy, la deformata assume la forma

$$w(x,y;e) = w(1/2,y;e) \text{ sen } (\pi x/l)$$

considerando una condizione di carico avente la stessa legge di variazione e lo stesso P_m ma distribuito su tutta la larghezza dell'impalcato

$$p(x;e) = (P_m/2b) \text{ sen } (\pi x/l)$$

si avrà una deformata cilindrica che può assumere la forma

$$w(x) = w(1/2) \text{ sen } (\pi x/l)$$

Si può, quindi, definire per una trave di ordinata y e carico di eccentricità e , il coefficiente di ripartizione trasversale (adimensionale)

$$K(y;e) = w(x,y;e) / w(x) = w(1/2,y;e) / w(1/2)$$

Si ha, pertanto, per il carico unitario di eccentricità e , il rapporto fra il carico su una trave di ordinata y e il carico medio $1/n$ dove n è il numero delle travi.

Il valore di $K(y;e)$ è stato calcolato dal Massonnet e tabellato in base ai parametri dai quali dipende e precisamente

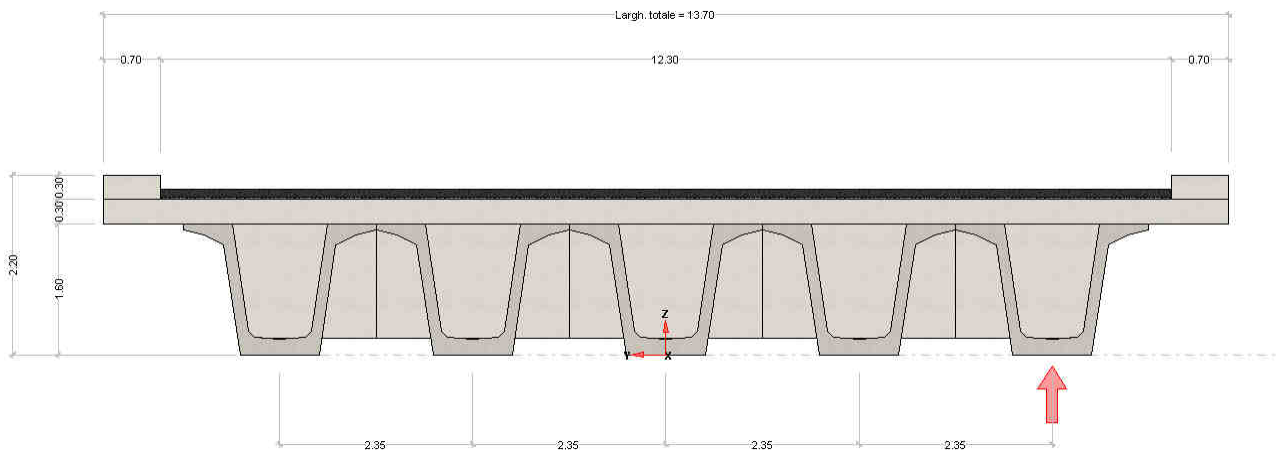
- a) dal rapporto y/b rappresentante la posizione della trave longitudinale presa in considerazione (e lungo la quale y ha sempre lo stesso valore);
- b) dal rapporto e/b che rappresenta la posizione del carico
- c) dal rapporto di rigidezza torsionale (compreso tra 0 e 1)
- d) dal rapporto adimensionale di rigidezza flessionale

9.1.7 DATI IMPALCATO

Tipo di impalcato: travi in c.a.p. più soletta collaborante

9.1.8 Dati geometrici

Luce di calcolo	30.00
Larghezza cordolo sinistro	0.70
Larghezza carreggiata	12.30
Larghezza cordolo destro	0.70
Larghezza fuori tutto impalcato	13.70
Numero travi	5
Tipo trave	VH160
Interasse travi	2.35
Larghezza travi	2.35
Lunghezza retrotrave	0.60
Lunghezza ringrosso	0.00
Lunghezza svasatura	0.00
Eccentricità travi-soletta	0.00
Spessore medio soletta	0.30
Spessore minimo soletta	0.25
Luce di calcolo soletta	0.00
Larghezza marciapiede sinistro	0.70
Dist. marciapiede sinistro	0.00
Larghezza marciapiede destro	0.70
Dist. marciapiede destro	0.00
Spessore medio cordoli	0.30



9.1.9 Traversi in testata

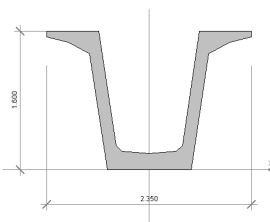
Altezza sezione traversi	1.40
Spessore sezione traversi	0.30
n.	X
1	0.00
2	30.00

9.1.10 Trave prefabricata VH160

Per la descrizione geometrica delle sezioni della trave viene utilizzato il sistema di riferimento x,y locale, avente asse x allineato con l'asse Y globale ma di direzione discorde, ed asse y concorde con asse Z globale.

Vertice n.	x	y
1	-0.482	0.000
2	-0.683	1.340
3	-0.930	1.470
4	-1.175	1.531
5	-1.175	1.600
6	-0.580	1.600
7	-0.382	0.281
8	-0.313	0.216
9	0.000	0.190
10	0.313	0.216
11	0.382	0.281
12	0.580	1.600
13	1.175	1.600
14	1.175	1.531
15	0.930	1.470
16	0.683	1.340
17	0.482	0.000
18	-0.482	0.000
19	0.000	0.000

Altezza della sezione	1.60
Spessore complessivo anime	0.28
Area sezione di calcestruzzo	0.74
Ordinata y baricentro	0.79
Ascissa x baricentro	0.00
J baricentro	0.24
Peso specifico	24.5250
Coefficiente torsionale	0.18

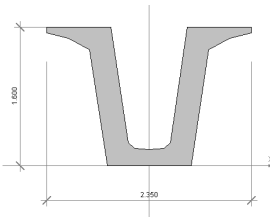


9.1.10.1 Sezione in testata

Vertice n.	x	y
1	-0.482	0.000
2	-0.683	1.340
3	-0.930	1.470
4	-1.175	1.531
5	-1.175	1.600
6	-0.438	1.600
7	-0.242	0.270
8	-0.170	0.204
9	0.000	0.190
10	0.170	0.204

11	0.242	0.270
12	0.438	1.600
13	1.175	1.600
14	1.175	1.531
15	0.930	1.470
16	0.683	1.340
17	0.482	0.000
18	-0.482	0.000
19	0.000	0.000

Altezza della sezione	1.60
Spessore complessivo anime	0.56
Area sezione di calcestruzzo	1.13
Ordinata y baricentro	0.83
Ascissa x baricentro	0.00
J baricentro	0.30
Coefficiente torsionale	0.18



9.1.11 Parametri dei materiali

Ritiro differenziale trave - soletta	0.00000
Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave	0.91
E trave/soletta (calcolo frecce)	3.502945E7
Peso specifico calcestruzzo	24.5250

9.1.12 RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI

9.1.12.1 Parametri di Massonnet

Trave verificata: 1	eccentricità	-4.70
	Y	
Luce di calcolo travi principali	L	30.00
Interasse trasversi	L1	1.00
Semilarghezza teorica impalcato	B	5.88
Interasse travi	B1	2.35

Trave:

Ap =1.49	(area sezione cls trave+soletta)
Dp =1.27	(quota baricentro)
Jp =0.59	(momento d'inerzia flessionale)
Cp =0.18	(coefficiente di torsione)

Traverso:

Ae =0.25	(area sezione traverso/soletta)
De =0.13	(quota baricentro da base sezione)
Je =0.00	(momento d'inerzia flessionale)

$C_e = 0.00$ (coefficiente di torsione)

Larghezza soletta collaborante con il traverso = 1.00

Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave = 0.91

Teta = $0.746 \sqrt{\alpha}$ = 1.000

9.1.13 Coefficienti

Si calcolano i coefficienti d'influenza della 1^a trave che ha una eccentricita' $Y = 4.7$ [m] e che risulta essere la piu' sollecitata:

Y=	5.88	4.41	2.94	1.47	0.00	-1.47	-2.94	-4.41	-5.88
K_0	-0.446	-0.360	-0.245	-0.036	0.359	1.034	2.034	3.275	4.512
K_1	0.193	0.261	0.364	0.527	0.776	1.130	1.586	2.071	2.420
K_α	0.193	0.261	0.364	0.527	0.776	1.130	1.586	2.071	2.420

Vengono riportati di seguito i coefficienti μ_a relativi alla sezione $Y = 0.00$ del traverso, ed alla prima armonica.

Y=	5.88	4.41	2.94	1.47	0.00	-1.47	-2.94	-4.41	-5.88
μ_α	-0.033	-0.027	-0.015	0.018	0.100	0.018	-0.015	-0.027	-0.033

9.1.14 ANALISI DEI CARICHI

9.1.14.1 Valori caratteristici delle azioni permanenti

9.1.14.1.1 Fase 1

Pesi gravanti sulla trave singola:

Lunghezza trave in asse	31.20	[m]
Peso trave (sezione filante)	18.13	[KN/m]
Peso totale trave prefabbricata	565.54	[KN]
Peso soletta gravante sulla trave	24.46	[KN/m]
Peso trasverso in testata	14.75	[KN]

9.1.14.1.2 Fase 2

9.1.14.1.3 Pavimentazione

Peso pavimentazione (3.75 [KN/m²]) gravante sulla trave: 9.35 [KN/m]

La larghezza della carreggiata viene suddivisa in 20 intervalli uguali e per ciascuno di essi si determina il valore del coefficiente K_{α} di Massonnet in corrispondenza del proprio baricentro. Si procede poi alla somma di tali effetti in modo da ottenere la porzione del carico pavimentazione agente sulla trave considerata

9.1.14.1.4 Peso dei cordoli

I cordoli in calcestruzzo non hanno funzione strutturale.

Il loro peso viene applicato al modello di calcolo come carico lineare uniforme distribuito su tutta la luce e posizionato in sezione trasversale con data eccentricità.

	peso lineare [KN/m]	Ecc. Y	peso totale [KN]
cordolo sinistro	5.15	6.50	154.51
cordolo destro	5.15	-6.50	154.51

Peso totale cordoli = 309.02

9.1.14.2 Valori caratteristici delle azioni variabili

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3.00 m. In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Categoria ponte : *Stradale 1a categoria*

Numero assi per corsia: 2

corsia	Nome	carico asse Q	p	α_Q	α_q
1	Corsia 1	300.00	9.00	1.00	1.00
2	Corsia 2	200.00	2.50	1.00	1.00
3	Corsia 3	100.00	2.50	1.00	1.00

Carico folla sui marciapiedi= 5.00 [KN/m²]

9.1.15 COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

9.1.15.1 Stati Limite Ultimi

	sup.	inf.
Coeff. sicurezza carichi permanenti	1.35	1.00
Coeff. sicurezza carichi traffico	1.35	0.00
Coeff. sicurezza carichi vento	1.50	0.00

9.1.15.2 Stati Limite di Esercizio

Carico	ψ_0	ψ_1	ψ_2
LM1/UDL	0.40	0.40	0.00
LM1/TS	0.75	0.75	0.00
forze orizzontali	0.00	0.00	0.00
carico pedonale	0.00	0.00	0.00
LM4 folla	0.00	0.75	0.00
LM3	0.00	0.00	0.00
asse singolo LM2	0.00	0.00	0.00
vento	0.60	0.20	0.00
termico	0.60	0.60	0.50

9.1.16 APPLICAZIONE DEL METODO DI MASSONNET

9.1.16.1 Cordoli

Descrizione	[KN/m]	Ecc. Y	K Massonnet	μ Massonnet
cordolo sinistro	5.15	6.50	0.166	-0.035
cordolo destro	5.15	-6.50	2.551	-0.035

9.1.16.2 Carichi mobili per massimo effetto sulla trave 1

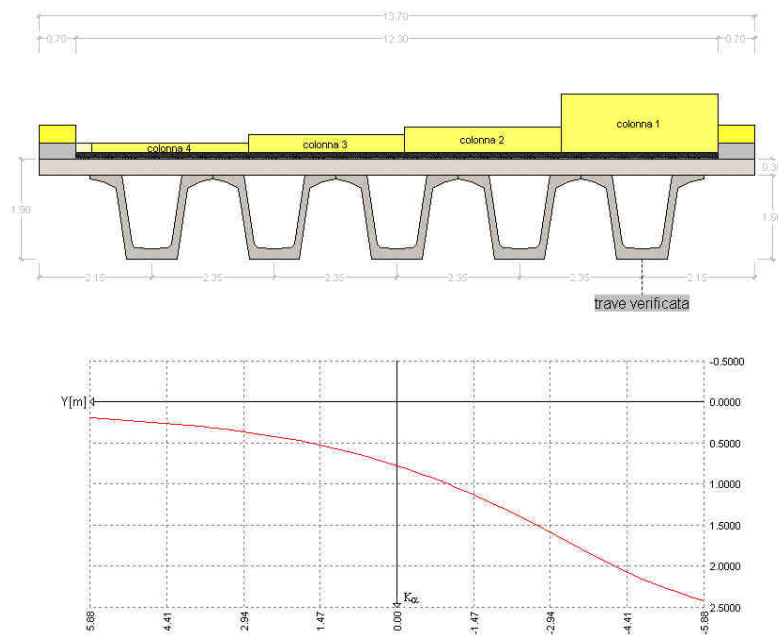
Descrizione	Q- α [KN]	q- α [KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	Ka
Corsia 1	300.00	27.00	-4.65	3.00	2.142
Corsia 2	200.00	7.50	-1.65	3.00	1.181
Corsia 3	100.00	7.50	1.35	3.00	0.543
Corsia 4	0.00	7.50	4.35	3.00	0.264
Zona Rimane	0.00	0.75	6.00	0.30	0.187

Descrizione	q [KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	Ka
Folla marc. sx	3.50	6.50	0.70	0.166
Folla marc. dx	3.50	-6.50	0.70	2.551

Coefficiente di incremento dinamico = 1.0

Le colonne di carico vengono posizionate in direzione x in modo da generare la massima sollecitazione nella specifica sezione di verifica.

Diagramma di ripartizione trasversale - coeff. K_{α} di Massonnet

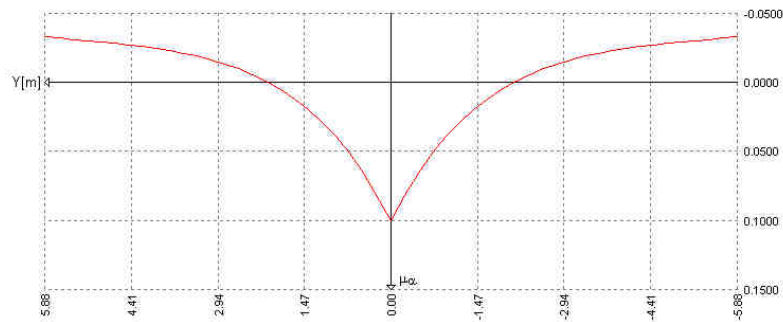
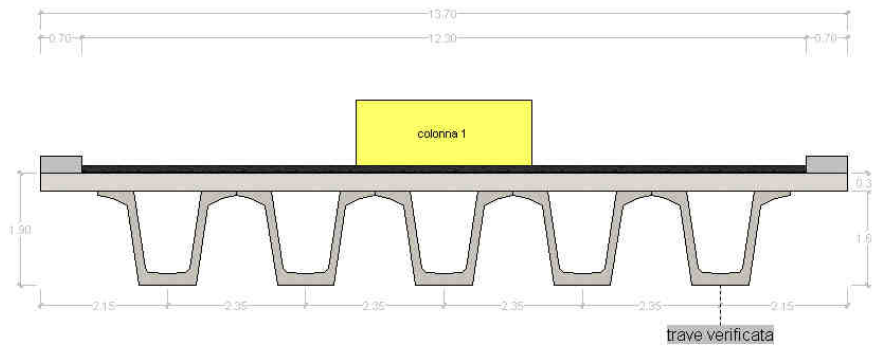


9.1.16.3 Carichi mobili per calcolo M max trasv. soletta (effetto globale)

Per la ricerca del massimo momento flettente (che tende le fibre inferiori) si dispongono i carichi in vari modi sia in senso longitudinale che trasversale. Viene qui riportata la configurazione più sfavorevole per la sezione Y=0 in asse travi.

Descrizione	Q-α[KN]	q-α[KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	μ
Corsia 1	300.00	27.00	0.00	3.00	0.100

Diagramma coeff. μ di influenza del trasverso, configurazione del carico per M max



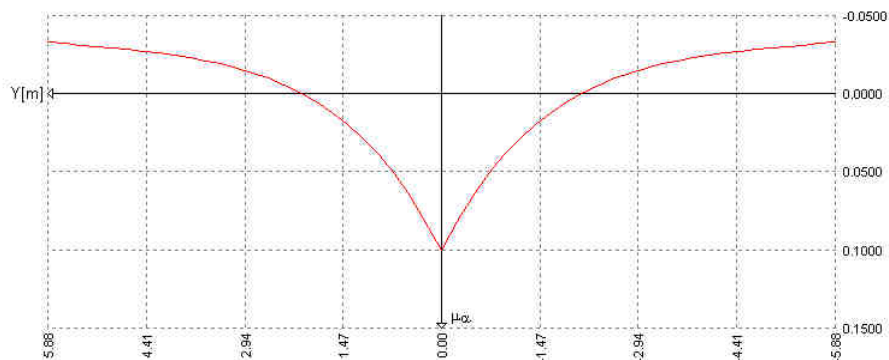
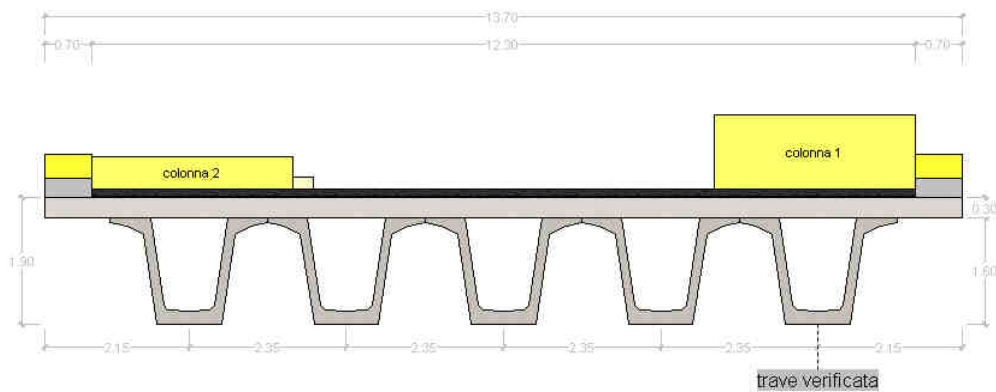
9.1.16.4 Carichi mobili per calcolo M min trasv. soletta (effetto globale)

Per la ricerca del minimo momento flettente (che tende le fibre superiori) si dispongono i carichi in vari modi sia in senso longitudinale che trasversale. Viene qui riportata la configurazione più sfavorevole per la sezione Y=0 in asse travi.

Descrizione	Q- α [KN]	q- α [KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	μ
Corsia 1	300.00	27.00	-4.65	3.00	-0.028
Corsia 2	200.00	7.50	4.65	3.00	-0.028
Zona rimanente	0.00	0.75	3.00	0.30	-0.016

Descrizione	q [KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	μ
Folla SX	3.50	6.50	0.70	-0.035
Folla DX	3.50	-6.50	0.70	-0.035

Diagramma coeff. μ di influenza del traverso, configurazione del carico per M min



9.1.17 SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE 1**9.1.17.1 Valori caratteristici sollecitazioni****9.1.17.2 Al taglio trefoli ed in opera**

Sez.X	Descrizione	peso trave		peso soletta e traversi	
		M	V	M	V
0.00	appoggio	0.00	271.89	0.00	366.96
1.00		262.04	253.77	353.66	342.49
2.00		506.87	235.64	684.09	318.03
3.00		733.81	217.51	990.37	293.56
4.00		941.72	199.39	1270.97	269.10
5.00		1132.42	181.26	1528.34	244.64
6.00		1304.55	163.14	1760.65	220.17
7.00		1458.33	145.01	1968.20	195.71
8.00		1594.90	126.88	2152.52	171.25
9.00		1712.22	108.76	2310.86	146.78
10.00		1811.87	90.63	2445.35	122.32
11.00		1894.08	72.50	2556.31	97.85
12.00		1956.82	54.38	2640.98	73.39
13.00		2002.34	36.25	2702.42	48.93
14.00		2029.75	18.13	2739.40	24.46
15.00	mezzeria	2039.20	0.00	2752.16	0.00
16.00		2029.75	-18.13	2739.40	-24.46
17.00		2002.34	-36.25	2702.42	-48.93
18.00		1956.82	-54.38	2640.98	-73.39
19.00		1894.08	-72.50	2556.31	-97.85
20.00		1811.87	-90.63	2445.35	-122.32
21.00		1712.22	-108.76	2310.86	-146.78
22.00		1594.90	-126.88	2152.52	-171.25
23.00		1458.33	-145.01	1968.20	-195.71
24.00		1304.55	-163.14	1760.65	-220.17
25.00		1132.42	-181.26	1528.34	-244.64
26.00		941.72	-199.39	1270.97	-269.10
27.00		733.81	-217.51	990.37	-293.56
28.00		506.87	-235.64	684.09	-318.03
29.00		262.04	-253.77	353.66	-342.49
30.00	appoggio	0.00	-271.89	0.00	-366.96

9.1.17.3 Seconda fase - carichi permanenti

Sez.X	Descrizione	peso cordoli		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	41.98	-113.75
1.00		40.45	39.18	-112.71
2.00		78.25	36.38	-109.91
3.00		113.29	33.58	-105.38
4.00		145.38	30.78	-99.24
5.00		174.82	27.98	-91.87
6.00		201.40	25.19	-83.46
7.00		225.14	22.39	-74.35
8.00		246.22	19.59	-64.82
9.00		264.33	16.79	-55.11
10.00		279.72	13.99	-45.42
11.00		292.41	11.19	-35.90
12.00		302.10	8.40	-26.62

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO-VI02 (Viadotto torrente Crostolo – Viadotto in c.a.p.)

13.00		309.12	5.60	-17.58
14.00		313.35	2.80	-8.73
15.00	mezzeria	314.81	0.00	0.00
16.00		313.35	-2.80	8.73
17.00		309.12	-5.60	17.58
18.00		302.10	-8.40	26.62
19.00		292.41	-11.19	35.90
20.00		279.72	-13.99	45.42
21.00		264.33	-16.79	55.11
22.00		246.22	-19.59	64.82
23.00		225.14	-22.39	74.35
24.00		201.40	-25.19	83.46
25.00		174.82	-27.98	91.87
26.00		145.38	-30.78	99.24
27.00		113.29	-33.58	105.38
28.00		78.25	-36.38	109.91
29.00		40.45	-39.18	112.71
30.00	appoggio	0.00	-41.98	113.75

Sez.X	Descrizione	permanentemente portati		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	140.31	-18.20
1.00		135.23	130.96	-18.03
2.00		261.57	121.60	-17.58
3.00		378.68	112.25	-16.85
4.00		485.98	102.90	-15.86
5.00		584.39	93.54	-14.68
6.00		673.22	84.19	-13.33
7.00		752.58	74.83	-11.87
8.00		823.05	65.48	-10.34
9.00		883.59	56.12	-8.79
10.00		935.02	46.77	-7.24
11.00		977.45	37.42	-5.72
12.00		1009.82	28.06	-4.24
13.00		1033.32	18.71	-2.80
14.00		1047.46	9.35	-1.39
15.00	mezzeria	1052.34	0.00	0.00
16.00		1047.46	-9.35	1.39
17.00		1033.32	-18.71	2.80
18.00		1009.82	-28.06	4.24
19.00		977.45	-37.42	5.72
20.00		935.02	-46.77	7.24
21.00		883.59	-56.12	8.79
22.00		823.05	-65.48	10.34
23.00		752.58	-74.83	11.87
24.00		673.22	-84.19	13.33
25.00		584.39	-93.54	14.68
26.00		485.98	-102.90	15.86
27.00		378.68	-112.25	16.85
28.00		261.57	-121.60	17.58
29.00		135.23	-130.96	18.03
30.00	appoggio	0.00	-140.31	18.20

9.1.17.4 Seconda fase - carichi da traffico

Sez.X	Descrizione	Tandem-TS		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	365.74	-13.94
1.00		352.22	353.30	-36.28
2.00		680.81	340.86	-55.89
3.00		984.84	328.42	-71.25

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO-VI02 (Viadotto torrente Crostolo – Viadotto in c.a.p.)

4.00		1262.75	315.98	-81.17
5.00		1517.05	303.54	-86.13
6.00		1745.85	291.10	-86.36
7.00		1949.46	278.66	-82.95
8.00		2129.46	266.22	-77.07
9.00		2283.03	253.78	-69.31
10.00		2412.35	241.34	-60.38
11.00		2517.73	228.90	-50.48
12.00		2596.38	216.46	-39.62
13.00		2651.40	204.02	-28.00
14.00		2681.55	191.58	-15.74
15.00	mezzeria	2687.06	-179.14	-3.20
16.00		2681.55	-191.58	15.74
17.00		2651.40	-204.02	28.00
18.00		2596.38	-216.46	39.62
19.00		2517.73	-228.90	50.48
20.00		2412.35	-241.34	60.38
21.00		2283.03	-253.78	69.31
22.00		2129.46	-266.22	77.07
23.00		1949.46	-278.66	82.95
24.00		1745.85	-291.10	86.36
25.00		1517.05	-303.54	86.13
26.00		1262.75	-315.98	81.17
27.00		984.84	-328.42	71.25
28.00		680.81	-340.86	55.89
29.00		352.22	-353.30	36.28
30.00	appoggio	0.00	-365.74	13.94
Sez.X	Descrizione	M	Distribuito-UDL V	T
0.00	appoggio	0.00	218.64	-156.84
1.00		210.71	204.32	-155.04
2.00		407.59	190.47	-150.25
3.00		590.07	177.10	-142.75
4.00		757.26	164.24	-133.09
5.00		910.60	151.84	-122.12
6.00		1049.01	139.94	-110.40
7.00		1172.67	128.53	-98.50
8.00		1282.49	117.58	-86.73
9.00		1376.83	107.15	-75.32
10.00		1456.96	97.19	-64.33
11.00		1523.07	87.70	-53.79
12.00		1573.52	78.73	-43.81
13.00		1610.13	70.22	-34.38
14.00		1632.16	62.20	-25.62
15.00	mezzeria	1639.77	47.31	-17.54
16.00		1632.16	-62.20	25.62
17.00		1610.13	-70.22	34.38
18.00		1573.52	-78.73	43.81
19.00		1523.07	-87.70	53.79
20.00		1456.96	-97.19	64.33
21.00		1376.83	-107.15	75.32
22.00		1282.49	-117.58	86.73
23.00		1172.67	-128.53	98.50
24.00		1049.01	-139.94	110.40
25.00		910.60	-151.84	122.12
26.00		757.26	-164.24	133.09
27.00		590.07	-177.10	142.75
28.00		407.59	-190.47	150.25
29.00		210.71	-204.32	155.04
30.00	appoggio	0.00	-218.64	156.84

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO-VI02 (Viadotto torrente Crostolo – Viadotto in c.a.p.)

Sez.X	Descrizione	Folla marciapiedi		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	28.53	-77.30
1.00		27.49	26.62	-76.60
2.00		53.18	24.72	-74.69
3.00		76.99	22.82	-71.61
4.00		98.80	20.92	-67.44
5.00		118.81	19.02	-62.43
6.00		136.86	17.12	-56.72
7.00		153.00	15.21	-50.52
8.00		167.33	13.31	-44.05
9.00		179.64	11.41	-37.45
10.00		190.09	9.51	-30.87
11.00		198.72	7.61	-24.39
12.00		205.30	5.71	-18.09
13.00		210.07	3.80	-11.95
14.00		212.95	1.90	-5.94
15.00	mezzeria	213.94	0.00	0.00
16.00		212.95	-1.90	5.94
17.00		210.07	-3.80	11.95
18.00		205.30	-5.71	18.09
19.00		198.72	-7.61	24.39
20.00		190.09	-9.51	30.87
21.00		179.64	-11.41	37.45
22.00		167.33	-13.31	44.05
23.00		153.00	-15.21	50.52
24.00		136.86	-17.12	56.72
25.00		118.81	-19.02	62.43
26.00		98.80	-20.92	67.44
27.00		76.99	-22.82	71.61
28.00		53.18	-24.72	74.69
29.00		27.49	-26.62	76.60
30.00	appoggio	0.00	-28.53	77.30

Sez.X	Descrizione	gruppo1 (tab. 5.1.IV)		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	598.64	-209.43
1.00		576.68	570.94	-229.61
2.00		1114.98	543.69	-243.48
3.00		1613.40	516.93	-249.81
4.00		2069.41	490.68	-247.97
5.00		2487.05	464.89	-239.47
6.00		2863.29	439.60	-225.12
7.00		3198.64	414.80	-206.71
8.00		3495.61	390.46	-185.82
9.00		3749.67	366.63	-163.36
10.00		3964.36	343.28	-140.14
11.00		4140.16	320.40	-116.47
12.00		4272.55	298.04	-92.48
13.00		4366.56	276.14	-68.35
14.00		4420.19	254.73	-44.33
15.00	mezzeria	4433.80	-131.82	-20.74
16.00		4420.19	-254.73	44.33
17.00		4366.56	-276.14	68.35
18.00		4272.55	-298.04	92.48
19.00		4140.16	-320.40	116.47
20.00		3964.36	-343.28	140.14
21.00		3749.67	-366.63	163.36
22.00		3495.61	-390.46	185.82
23.00		3198.64	-414.80	206.71
24.00		2863.29	-439.60	225.12
25.00		2487.05	-464.89	239.47

26.00		2069.41	-490.68	247.97
27.00		1613.40	-516.93	249.81
28.00		1114.98	-543.69	243.48
29.00		576.68	-570.94	229.61
30.00	appoggio	0.00	-598.64	209.43

9.1.17.5 In fase di sollevamento

Coefficiente di incremento dinamico 0.15

Sez.X	Descrizione	M max	M min
-0.60		0.00	0.00
0.40	aggancio	-7.70	-10.42
1.40		282.70	208.95
2.40		556.28	411.16
3.40		807.83	597.09
4.40		1039.58	768.39
5.40		1250.13	924.01
6.40		1439.43	1063.93
7.40		1608.94	1189.22
8.40		1756.46	1298.25
9.40		1883.51	1392.16
10.40		1990.66	1471.36
11.40		2075.26	1533.89
12.40		2140.06	1581.78
13.40		2184.18	1614.40
14.40		2206.53	1630.91
15.40		2209.08	1632.80
16.40		2190.17	1618.82
17.40		2150.27	1589.33
18.40		2090.58	1545.21
19.40		2008.64	1484.64
20.40		1906.48	1409.14
21.40		1784.17	1318.74
22.40		1639.57	1211.86
23.40		1475.56	1090.63
24.40		1289.83	953.35
25.40		1082.97	800.46
26.40		856.32	632.94
27.40		607.95	449.36
28.40		338.85	250.45
29.40		50.16	36.80
29.60	aggancio	-7.70	-10.42
30.60		0.00	0.00

9.1.17.6 In fase di trasporto

Coefficiente di incremento dinamico 0.30

Sez.X	Descrizione	M max	M min
-0.60		0.00	0.00
0.40	appoggio	-6.34	-11.78
1.40		277.48	149.41
2.40		544.65	293.28
3.40		786.92	423.73
4.40		1006.81	542.13
5.40		1202.74	647.63
6.40		1374.64	740.19
7.40		1524.16	820.70
8.40		1648.83	887.83
9.40		1750.36	942.50

10.40		1829.40	985.06
11.40		1882.94	1013.89
12.40		1914.10	1030.67
13.40		1921.89	1034.86
14.40		1905.06	1025.80
15.40		1865.85	1004.69
16.40		1802.38	970.51
17.40		1715.18	923.56
18.40		1605.61	864.56
19.40		1470.89	792.02
20.40		1313.32	707.17
21.40		1132.97	610.06
22.40		927.41	499.37
23.40		699.91	376.88
23.60	appoggio	651.75	350.94
24.40		611.74	329.40
25.40		540.66	291.13
26.40		447.21	240.80
27.40		329.19	177.26
28.40		187.74	101.09
29.40		24.29	12.60
29.60	appoggio	-6.34	-11.78
30.60		0.00	0.00

9.1.18 Valori di combinazione

9.1.18.1 Combinazioni SLU

9.1.18.1.1 Al taglio dei trefoli

$$E_d = E\{\gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,1}\}$$

$$E_d = E\{\gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,1}\}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0.00	appoggio	0.00	367.06
1.00		353.76	342.59
2.00		684.28	318.12
3.00		990.64	293.65
4.00		1271.32	269.17
5.00		1528.77	244.70
6.00		1761.14	220.23
7.00		1968.74	195.76
8.00		2153.11	171.29
9.00		2311.49	146.82
10.00		2446.02	122.35
11.00		2557.01	97.88
12.00		2641.71	73.41
13.00		2703.16	48.94
14.00		2740.16	24.47
15.00	mezzeria	2752.92	0.00
16.00		2740.16	-24.47
17.00		2703.16	-48.94
18.00		2641.71	-73.41
19.00		2557.01	-97.88
20.00		2446.02	-122.35
21.00		2311.49	-146.82
22.00		2153.11	-171.29
23.00		1968.74	-195.76

PROGETTO DEFINITIVO

24.00		1761.14	-220.23
25.00		1528.77	-244.70
26.00		1271.32	-269.17
27.00		990.64	-293.65
28.00		684.28	-318.12
29.00		353.76	-342.59
30.00	appoggio	0.00	-367.06

9.1.18.1.2 In fase di sollevamento

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,1} \cdot \Phi_{din,sup} \}$$

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,1} \cdot \Phi_{din,inf} \}$$

Sez.X	Descrizione	Mmax	Mmin
0.00	appoggio	-2.77	-5.07
1.00		226.15	123.82
2.00		606.25	331.93
3.00		958.57	524.82
4.00		1281.35	701.55
5.00		1577.41	863.64
6.00		1844.64	1009.95
7.00		2083.39	1140.66
8.00		2295.41	1256.75
9.00		2477.55	1356.47
10.00		2632.26	1441.17
11.00		2759.90	1511.06
12.00		2857.30	1564.38
13.00		2927.97	1603.08
14.00		2970.52	1626.37
15.00	mezzeria	2985.20	1634.41
16.00		2970.52	1626.37
17.00		2927.97	1603.08
18.00		2857.30	1564.38
19.00		2759.90	1511.06
20.00		2632.26	1441.17
21.00		2477.55	1356.47
22.00		2295.41	1256.75
23.00		2083.39	1140.66
24.00		1844.64	1009.95
25.00		1577.41	863.64
26.00		1281.35	701.55
27.00		958.57	524.82
28.00		606.25	331.93
29.00		226.15	123.82
30.00	appoggio	-2.77	-5.07

9.1.18.1.3 In fase di trasporto

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,1} \cdot \Phi_{din,sup} \}$$

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,1} \cdot \Phi_{din,inf} \}$$

Sez.X	Descrizione	Mmax	Mmin
0.00	appoggio	-2.28	-5.73
1.00		221.56	88.37
2.00		594.41	237.09
3.00		935.86	373.28
4.00		1243.92	496.15
5.00		1521.78	606.98

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO-VI02 (Viadotto torrente Crostolo – Viadotto in c.a.p.)

6.00		1767.04	704.80
7.00		1980.10	789.78
8.00		2162.96	862.72
9.00		2312.03	922.18
10.00		2430.09	969.27
11.00		2517.56	1004.15
12.00		2570.83	1025.40
13.00		2593.90	1034.61
14.00		2585.17	1031.12
15.00	mezzeria	2544.94	1015.08
16.00		2471.53	985.79
17.00		2366.61	943.95
18.00		2229.89	889.42
19.00		2062.97	822.84
20.00		1861.86	742.62
21.00		1630.14	650.20
22.00		1367.42	545.41
23.00		1070.92	427.15
24.00		854.83	340.96
25.00		772.46	308.10
26.00		657.50	262.25
27.00		512.33	204.35
28.00		333.78	133.13
29.00		123.82	49.39
30.00	appoggio	-2.28	-5.73

9.1.18.1.4 Al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0.00	appoggio	0.00	862.45
1.00		831.20	804.95
2.00		1607.79	747.45
3.00		2327.63	689.96
4.00		2987.13	632.46
5.00		3592.03	574.96
6.00		4138.02	517.47
7.00		4625.82	459.97
8.00		5059.01	402.47
9.00		5431.15	344.98
10.00		5747.25	287.48
11.00		6008.03	229.99
12.00		6207.03	172.49
13.00		6351.43	114.99
14.00		6438.35	57.50
15.00	mezzeria	6468.35	0.00
16.00		6438.35	-57.50
17.00		6351.43	-114.99
18.00		6207.03	-172.49
19.00		6008.03	-229.99
20.00		5747.25	-287.48
21.00		5431.15	-344.98
22.00		5059.01	-402.47
23.00		4625.82	-459.97
24.00		4138.02	-517.47
25.00		3592.03	-574.96
26.00		2987.13	-632.46
27.00		2327.63	-689.96

PROGETTO DEFINITIVO

28.00		1607.79	-747.45
29.00		831.20	-804.95
30.00	appoggio	0.00	-862.45

9.1.18.1.5 Seconda fase P/T

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0.00	appoggio	0.00	1926.19	-432.28
1.00		1856.03	1814.25	-458.16
2.00		3589.48	1702.94	-473.19
3.00		5195.51	1592.28	-475.78
4.00		6666.06	1482.31	-465.22
5.00		8014.03	1372.95	-444.04
6.00		9229.74	1264.27	-413.61
7.00		10314.81	1156.26	-376.77
8.00		11277.30	1048.86	-336.04
9.00		12102.70	942.17	-292.94
10.00		12802.29	836.11	-248.87
11.00		13377.69	730.68	-204.39
12.00		13814.38	625.96	-159.81
13.00		14128.49	521.86	-115.36
14.00		14313.58	418.42	-71.32
15.00	mezzeria	14370.84	-177.96	-28.00
16.00		14313.58	-418.42	71.32
17.00		14128.49	-521.86	115.36
18.00		13814.38	-625.96	159.81
19.00		13377.69	-730.68	204.39
20.00		12802.29	-836.11	248.87
21.00		12102.70	-942.17	292.94
22.00		11277.30	-1048.86	336.04
23.00		10314.81	-1156.26	376.77
24.00		9229.74	-1264.27	413.61
25.00		8014.03	-1372.95	444.04
26.00		6666.06	-1482.31	465.22
27.00		5195.51	-1592.28	475.78
28.00		3589.48	-1702.94	473.19
29.00		1856.03	-1814.25	458.16
30.00	appoggio	0.00	-1926.19	432.28

9.1.18.2 Combinazioni SLE

9.1.18.2.1 Al taglio dei trefoli

$$E_d = E\{ G1_{k,1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0.00	appoggio	0.00	271.89
1.00		262.04	253.77
2.00		506.87	235.64
3.00		733.81	217.51
4.00		941.72	199.39

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO-VI02 (Viadotto torrente Crostolo – Viadotto in c.a.p.)

5.00		1132.42	181.26
6.00		1304.55	163.14
7.00		1458.33	145.01
8.00		1594.90	126.88
9.00		1712.22	108.76
10.00		1811.87	90.63
11.00		1894.08	72.50
12.00		1956.82	54.38
13.00		2002.34	36.25
14.00		2029.75	18.13
15.00	mezzeria	2039.20	0.00
16.00		2029.75	-18.13
17.00		2002.34	-36.25
18.00		1956.82	-54.38
19.00		1894.08	-72.50
20.00		1811.87	-90.63
21.00		1712.22	-108.76
22.00		1594.90	-126.88
23.00		1458.33	-145.01
24.00		1304.55	-163.14
25.00		1132.42	-181.26
26.00		941.72	-199.39
27.00		733.81	-217.51
28.00		506.87	-235.64
29.00		262.04	-253.77
30.00	appoggio	0.00	-271.89

9.1.18.2.2 In fase di sollevamento

$$E_d = E\{ G1_{k,1} \cdot \Phi_{din,sup} \}$$

$$E_d = E\{ G1_{k,1} \cdot \Phi_{din,inf} \}$$

Sez.X	Descrizione	Mmax	Mmin
0.00	appoggio	-2.77	-3.75
1.00		167.52	123.82
2.00		449.08	331.93
3.00		710.05	524.82
4.00		949.15	701.55
5.00		1168.46	863.64
6.00		1366.40	1009.95
7.00		1543.25	1140.66
8.00		1700.31	1256.75
9.00		1835.22	1356.47
10.00		1949.82	1441.17
11.00		2044.37	1511.06
12.00		2116.52	1564.38
13.00		2168.87	1603.08
14.00		2200.38	1626.37
15.00	mezzeria	2211.26	1634.41
16.00		2200.38	1626.37
17.00		2168.87	1603.08
18.00		2116.52	1564.38
19.00		2044.37	1511.06
20.00		1949.82	1441.17
21.00		1835.22	1356.47
22.00		1700.31	1256.75
23.00		1543.25	1140.66
24.00		1366.40	1009.95
25.00		1168.46	863.64
26.00		949.15	701.55

PROGETTO DEFINITIVO

27.00		710.05	524.82
28.00		449.08	331.93
29.00		167.52	123.82
30.00	appoggio	-2.77	-3.75

9.1.18.2.3 In fase di trasporto

$$E_d = E\{ G_{1k,1} \cdot \Phi_{din,sup} \}$$

$$E_d = E\{ G_{1k,1} \cdot \Phi_{din,inf} \}$$

Sez.X	Descrizione	Mmax	Mmin
0.00	appoggio	-2.28	-4.24
1.00		164.12	88.37
2.00		440.30	237.09
3.00		693.23	373.28
4.00		921.42	496.15
5.00		1127.24	606.98
6.00		1308.92	704.80
7.00		1466.74	789.78
8.00		1602.19	862.72
9.00		1712.61	922.18
10.00		1800.07	969.27
11.00		1864.86	1004.15
12.00		1904.32	1025.40
13.00		1921.41	1034.61
14.00		1914.94	1031.12
15.00	mezzeria	1885.14	1015.08
16.00		1830.76	985.79
17.00		1753.04	943.95
18.00		1651.77	889.42
19.00		1528.12	822.84
20.00		1379.15	742.62
21.00		1207.51	650.20
22.00		1012.91	545.41
23.00		793.27	427.15
24.00		633.20	340.96
25.00		572.19	308.10
26.00		487.04	262.25
27.00		379.51	204.35
28.00		247.24	133.13
29.00		91.72	49.39
30.00	appoggio	-2.28	-4.24

9.1.18.2.4 Al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0.00	appoggio	0.00	638.85
1.00		615.70	596.26
2.00		1190.96	553.67
3.00		1724.17	511.08
4.00		2212.69	468.49
5.00		2660.76	425.90
6.00		3065.20	383.31
7.00		3426.53	340.72
8.00		3747.42	298.13
9.00		4023.07	255.54
10.00		4257.22	212.95

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO-VI02 (Viadotto torrente Crostolo – Viadotto in c.a.p.)

11.00		4450.39	170.36
12.00		4597.80	127.77
13.00		4704.76	85.18
14.00		4769.15	42.59
15.00	mezzeria	4791.37	0.00
16.00		4769.15	-42.59
17.00		4704.76	-85.18
18.00		4597.80	-127.77
19.00		4450.39	-170.36
20.00		4257.22	-212.95
21.00		4023.07	-255.54
22.00		3747.42	-298.13
23.00		3426.53	-340.72
24.00		3065.20	-383.31
25.00		2660.76	-425.90
26.00		2212.69	-468.49
27.00		1724.17	-511.08
28.00		1190.96	-553.67
29.00		615.70	-596.26
30.00	appoggio	0.00	-638.85

9.1.18.2.5 Seconda fase - S.L.E. Rara 2ªfase

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,2}^a \text{ fase} + \sum G_{2,k,2}^a \text{ fase} + Q_{k,\text{gruppo } 1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0.00	appoggio	0.00	772.37	-131.94
1.00		744.11	733.08	-130.74
2.00		1438.85	694.26	-127.49
3.00		2082.27	655.92	-122.23
4.00		2671.13	618.08	-115.10
5.00		3210.62	580.71	-106.55
6.00		3696.85	543.84	-96.79
7.00		4130.45	507.45	-86.21
8.00		4514.69	471.53	-75.16
9.00		4843.71	436.13	-63.89
10.00		5122.07	401.19	-52.66
11.00		5350.40	366.73	-41.61
12.00		5522.88	332.79	-30.86
13.00		5645.98	299.31	-20.38
14.00		5717.11	266.31	-10.12
15.00	mezzeria	5736.77	-131.82	0.00
16.00		5717.11	-266.31	52.68
17.00		5645.98	-299.31	85.14
18.00		5522.88	-332.79	117.91
19.00		5350.40	-366.73	150.77
20.00		5122.07	-401.19	183.54
21.00		4843.71	-436.13	216.01
22.00		4514.69	-471.53	247.77
23.00		4130.45	-507.45	277.77
24.00		3696.85	-543.84	304.90
25.00		3210.62	-580.71	327.29
26.00		2671.13	-618.08	342.84
27.00		2082.27	-655.92	350.56
28.00		1438.85	-694.26	348.56
29.00		744.11	-733.08	337.37
30.00	appoggio	0.00	-772.37	318.19

9.1.18.2.6 Seconda fase - S.L.E. Frequente 2ªfase

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2}^a \text{ fase} + \sum G2_{k,2}^a \text{ fase} + \Psi_{1^*} Q_{k,\text{gruppo } 1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0.00	appoggio	0.00	549.75	-131.94
1.00		529.63	522.16	-130.74
2.00		1024.10	494.76	-127.49
3.00		1482.02	467.55	-122.23
4.00		1901.09	440.54	-115.10
5.00		2285.00	413.72	-106.55
6.00		2630.97	387.10	-96.79
7.00		2939.48	360.67	-86.21
8.00		3212.83	334.43	-75.16
9.00		3446.86	308.39	-63.89
10.00		3644.80	282.54	-52.66
11.00		3807.13	256.88	-41.61
12.00		3929.67	231.43	-30.86
13.00		4017.05	206.17	-20.38
14.00		4067.43	181.10	-10.12
15.00	mezzeria	4081.14	-115.43	0.00
16.00		4067.43	-181.10	33.37
17.00		4017.05	-206.17	57.51
18.00		3929.67	-231.43	81.72
19.00		3807.13	-256.88	105.87
20.00		3644.80	-282.54	129.85
21.00		3446.86	-308.39	153.50
22.00		3212.83	-334.43	176.47
23.00		2939.48	-360.67	197.93
24.00		2630.97	-387.10	217.07
25.00		2285.00	-413.72	232.48
26.00		1901.09	-440.54	242.70
27.00		1482.02	-467.55	247.09
28.00		1024.10	-494.76	244.44
29.00		529.63	-522.16	235.28
30.00	appoggio	0.00	-549.75	220.60

9.1.18.2.7 Seconda fase - S.L.E. Quasi permanente 2ªfase

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2}^a \text{ fase} + \sum G2_{k,2}^a \text{ fase} + \Psi_{2^*} Q_{k,\text{gruppo } 1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0.00	appoggio	0.00	187.99	-131.94
1.00		181.18	175.46	-130.74
2.00		350.46	162.93	-127.49
3.00		507.37	150.39	-122.23
4.00		651.12	137.86	-115.10
5.00		782.97	125.33	-106.55
6.00		901.98	112.80	-96.79
7.00		1008.31	100.26	-86.21
8.00		1102.74	87.73	-75.16
9.00		1183.86	75.20	-63.89
10.00		1252.76	62.66	-52.66
11.00		1309.60	50.13	-41.61
12.00		1352.98	37.60	-30.86
13.00		1384.45	25.07	-20.38
14.00		1403.40	12.53	-10.12
15.00	mezzeria	1409.94	0.00	0.00
16.00		1403.40	-12.53	11.31
17.00		1384.45	-25.07	22.76

COMUNE DI REGGIO EMILIA

PROLUNGAMENTO DELLA S.S. N°9 "TANGENZIALE NORD DI REGGIO EMILIA"

NEL TRATTO DA SAN PROSPERO STRINATI A CORTE TEGGE

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO-VI02 (Viadotto torrente Crostolo – Viadotto in c.a.p.)

18.00		1352.98	-37.60	34.48
19.00		1309.60	-50.13	46.49
20.00		1252.76	-62.66	58.84
21.00		1183.86	-75.20	71.38
22.00		1102.74	-87.73	83.97
23.00		1008.31	-100.26	96.32
24.00		901.98	-112.80	108.14
25.00		782.97	-125.33	119.03
26.00		651.12	-137.86	128.59
27.00		507.37	-150.39	136.55
28.00		350.46	-162.93	142.42
29.00		181.18	-175.46	146.06
30.00	appoggio	0.00	-187.99	147.40

9.1.19 SOLLECITAZIONI SULLA SOLETTA

Vengono valutati i momenti flettenti massimi e minimi agenti sulla soletta per effetto dei carichi permanenti e del transito dei carichi da traffico.

9.1.20 Valori caratteristici M

9.1.20.1 Effetto globale

9.1.20.1.1 Carichi permanenti

Sez.	Descrizione	peso cordoli	Perm Portati
-5.88	estremità dx	-4.18	0.00
-5.00		-4.14	-0.30
-4.00	asse travi	-3.79	-0.45
-3.00		-3.37	-0.50
-2.00		-3.00	-0.50
-1.00		-2.76	-0.49
0.00		-2.68	-0.48
1.00		-2.76	-0.49
2.00		-3.00	-0.50
3.00		-3.37	-0.50
4.00		-3.79	-0.45
5.00		-4.14	-0.30
5.88	estremità sx	-4.18	0.00

9.1.20.1.2 Carichi da traffico

Sez.	Descrizione	Tandem-TS	
		Mmax	Mmin
-5.88	estremità dx	0.00	0.00
-5.00		7.63	-3.52
-4.00	asse travi	4.24	-5.29
-3.00		6.78	-6.43
-2.00		7.88	-8.90
-1.00		8.40	-10.27
0.00		8.56	-10.55
1.00		8.40	-10.27
2.00		7.88	-8.90
3.00		6.78	-6.43
4.00		4.24	-5.29
5.00		7.63	-3.52
5.88	estremità sx	0.00	0.00

Sez.	Descrizione	Distribuito-UDL	
		Mmax	Mmin
-5.88	estremità dx	0.00	-1.09
-5.00		4.72	-3.02
-4.00	asse travi	17.24	-4.35
-3.00		18.97	-5.33
-2.00		19.76	-7.15
-1.00		20.15	-7.69
0.00		20.28	-7.40
1.00		20.15	-7.71
2.00		19.76	-6.71

3.00		18.97	-4.94
4.00		17.24	-4.15
5.00		4.72	-2.47
5.88	estremità sx	0.00	-0.12

Sez.	Descrizione	Folla Marciapiedi	
		Mmax	Mmin
-5.88	estremità dx	0.00	-2.86
-5.00		0.00	-2.80
-4.00		0.00	-2.58
-3.00		0.00	-2.24
-2.00		0.00	-2.02
-1.00		0.00	-1.87
0.00	asse travi	0.00	-1.83
1.00		0.00	-1.90
2.00		0.00	-2.06
3.00		0.00	-2.30
4.00		0.00	-2.64
5.00		0.00	-2.84
5.88	estremità sx	0.00	-2.84

9.1.20.2 Effetto locale

Il momento massimo trasversale dato dall'effetto locale dei carichi sulla soletta viene determinato servendosi di uno schema semplificato di trave semi incastrata e prendendo il momento in mezzera.

I carichi permanenti considerati sono il peso proprio della soletta (G1) e della pavimentazione (G2).

La ricerca del massimo momento flettente generato dai carichi mobili viene condotta considerando il carico LM2 illustrato nella Normativa al punto 5.1.3.3.5.

Tale schema, considerato autonomamente e assunto a riferimento solo per verifiche locali, è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico (di dimensioni 0.35x0.60 [m]) poste ad un interasse di 2.00 [m]: il carico totale asse è pari a 400.00 [KN]

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire attraverso una diffusione a 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante

Il momento minimo dato dall'effetto locale, invece, viene valutato come uno schema statico di trave perfettamente incastrata.

Luce Soletta	0.00
Carico per ruota - schema 2	200.00
Interasse ruote	2.00
Dimensioni impronta ruota LX x BY	0.35x0.60
Larghezza impronta a metà spessore soletta	0.00
Lunghezza influenza	2.00

Momento flettente trasversale [KN-m/m] (positivo tende le fibre inferiori):

	M max	M min
effetto locale permanenti strutturali	0.00	0.00
effetto locale permanenti non strutturali	0.00	0.00
effetto locale LM2	0.00	0.00
M tot. effetto locale	0.00	0.00

9.1.21 Combinazioni SLU

Nelle combinazioni seguenti vengono sommati effetti globali ed effetti locali.

9.1.21.1 Persistenti/Transitorie

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-5.88	asse travi	-4.18	-6.58
-5.00		12.53	-15.43
-4.00		25.20	-19.51
-3.00		31.40	-21.38
-2.00		34.32	-26.72
-1.00		35.78	-29.22
0.00		36.25	-28.97
1.00		35.78	-29.22
2.00		34.32	-26.72
3.00		31.40	-21.38
4.00	25.20	-19.51	
5.00	12.53	-15.43	
5.88	estremità sx	-4.18	-6.58

9.1.22 Combinazioni SLE

9.1.22.1 Combinazioni Rare

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2}^a \text{ fase} + \sum G2_{k,2}^a \text{ fase} + Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-5.88	asse travi	-4.18	-4.87
-5.00		7.91	-11.39
-4.00		17.23	-14.40
-3.00		21.89	-15.78
-2.00		24.14	-19.74
-1.00		25.30	-21.59
0.00		25.68	-21.41
1.00		25.30	-21.59
2.00		24.14	-19.74
3.00		21.89	-15.78
4.00	17.23	-14.40	
5.00	7.91	-11.39	
5.88	estremità sx	-4.18	-4.87

9.1.22.2 Combinazioni Frequenti

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2}^a \text{ fase} + \sum G2_{k,2}^a \text{ fase} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-5.88	asse travi	-4.18	-4.80
-5.00		3.17	-8.79
-4.00		5.83	-10.47

-3.00		8.81	-11.16
-2.00		10.31	-13.36
-1.00		11.11	-14.40
0.00	asse travi	11.37	-14.37
1.00		11.11	-14.40
2.00		10.31	-13.36
3.00		8.81	-11.16
4.00		5.83	-10.47
5.00		3.17	-8.79
5.88	estremità sx	-4.18	-4.80

9.1.22.3 Combinazioni Quasi Permanenti

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,2}^a \text{ fase} + \sum G_{2,k,2}^a \text{ fase} + \Psi_2 \cdot Q_{k,\text{gruppo } 1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-5.88	estremità dx	-4.18	-4.75
-5.00		-4.44	-5.00
-4.00		-4.24	-4.76
-3.00		-3.86	-4.32
-2.00		-3.50	-3.91
-1.00		-3.25	-3.63
0.00	asse travi	-3.16	-3.53
1.00		-3.25	-3.63
2.00		-3.50	-3.91
3.00		-3.86	-4.32
4.00		-4.24	-4.76
5.00		-4.44	-5.00
5.88	estremità sx	-4.18	-4.75

9.1.23 REAZIONI MASSIME AGLI APPOGGI

9.1.24 Forze Orizzontali

Azione del vento :	
Altezza barriera	0.00
Pressione cinetica	1.70
Forza totale sull'impalcato Fyw	116.69
Azione longitudinale di frenamento q3 :	
Forza totale sull'impalcato Fxq	441.00
Azione centrifuga Q4 :	
Raggio di curvatura	0.00
Forza totale sull'impalcato Fyq	0.00

9.1.25 Valori caratteristici reazioni verticali

9.1.25.1 Carichi di 1a fase

Trave	peso trave	peso soletta e traversi
1	282.77	396.38
2	282.77	284.48
3	282.77	284.48
4	282.77	284.48
5	282.77	396.38

9.1.25.2 Carichi permanenti di 2a fase

Trave	peso cordoli	permanenti portati
1	43.65	145.92
2	25.35	142.78
3	19.80	141.74
4	25.35	142.78
5	43.65	145.92

9.1.25.3 Carichi da traffico

Trave	Tandem-TS	Distribuito-UDL	Folla Marciapiedi
1	365.74	218.64	29.67
2	305.11	173.54	17.23
3	231.52	136.75	13.45
4	162.36	116.51	17.23
5	111.59	107.82	29.67

9.1.26 Combinazioni

9.1.26.1 Combinazioni SLU P/T

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} + \psi_0 \cdot \gamma_W \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_W \cdot W_k + \psi_0 \cdot \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Trave	Rz max	Rz min
1	2003.61	1194.68
2	1671.98	1014.17
3	1511.38	1005.12
4	1402.28	1014.17
5	1510.91	1194.68

Reazione laterale su spalla Ry = 87.52

Reazione longitudinale totale Rx = 595.35

9.1.26.2 SLE Rare

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + Q_{k,gruppo 1} + \psi_{0,W} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + W_k + \psi_0 \cdot Q_{k,gruppo 2} \}$$

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + Q_{k,gruppo 2} + \psi_{0,W} \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max	Rz min
1	788.79	189.58
2	655.39	168.13
3	536.54	161.54
4	455.62	168.13
5	423.82	189.58

Reazione laterale su spalla Ry = 58.34

Reazione longitudinale totale Rx = 441.00

9.1.26.3 SLE Frequenti

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo 4} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + \psi_{1,W} \cdot W_k + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo 2} \}$$

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo 2} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max	Rz min
1	347.37	189.58
2	317.79	168.13
3	308.67	161.54
4	317.79	168.13
5	347.37	189.58

Reazione laterale su spalla Ry = 11.67

Reazione longitudinale totale Rx = 0.00

9.1.26.4 SLE Quasi permanenti

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo 1} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo 2} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max	Rz min
1	189.58	1E30
2	168.13	1E30
3	161.54	1E30
4	168.13	1E30
5	189.58	1E30

Reazione laterale su spalla $R_y = 0.00$

Reazione longitudinale totale $R_x = 0.00$

9.1.27 DEFORMAZIONI

9.1.28 Prima fase

Trave	peso trave	peso soletta e traversi	carichi aggiuntivi
1	0.0229	0.0309	0.0000
2	0.0229	0.0218	0.0000
3	0.0229	0.0218	0.0000
4	0.0229	0.0218	0.0000
5	0.0229	0.0309	0.0000

9.1.29 14.2. Seconda fase

9.1.29.1 Carichi permanenti

Trave	peso cordoli	permanenti portati
1	0.0014	0.0000
2	0.0008	0.0000
3	0.0007	0.0000
4	0.0008	0.0000
5	0.0014	0.0000

9.1.29.2 Carichi da traffico

Trave	Tandem-TS	Distribuito-UDL	Folla marciapiedi
1	0.0102	0.0075	0.0010
2	0.0085	0.0059	0.0006
3	0.0065	0.0047	0.0004
4	0.0045	0.0040	0.0006
5	0.0031	0.0037	0.0010

COMUNE DI REGGIO EMILIA

PROLUNGAMENTO DELLA S.S. N°9 "TANGENZIALE NORD DI REGGIO EMILIA"

NEL TRATTO DA SAN PROSPERO STRINATI A CORTE TEGGE

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO-VI02 (Viadotto torrente Crostolo – Viadotto in c.a.p.)

10 CALCOLO DELLA SPALLA

Le spalle a sostegno dell'impalcato sono di tipo tradizionale a gravità, ovvero composte da una platea sulla quale poggia il fusto a sostegno dell'impalcato. Al muro frontale (fusto) sono collegati in modo ortogonale due muri andatori e i muri di risvolto.

Nel dettaglio le spalle sono composte da una platea in calcestruzzo armato avente spessore di 150 cm fondata su diaframmi avente spessore 1000mm, un fusto avente spessore 200cm, un muro paraghiaia avente altezza media di 235 cm e due muri andatori aventi spessore di 80cm con funzione di contenimento del terreno.

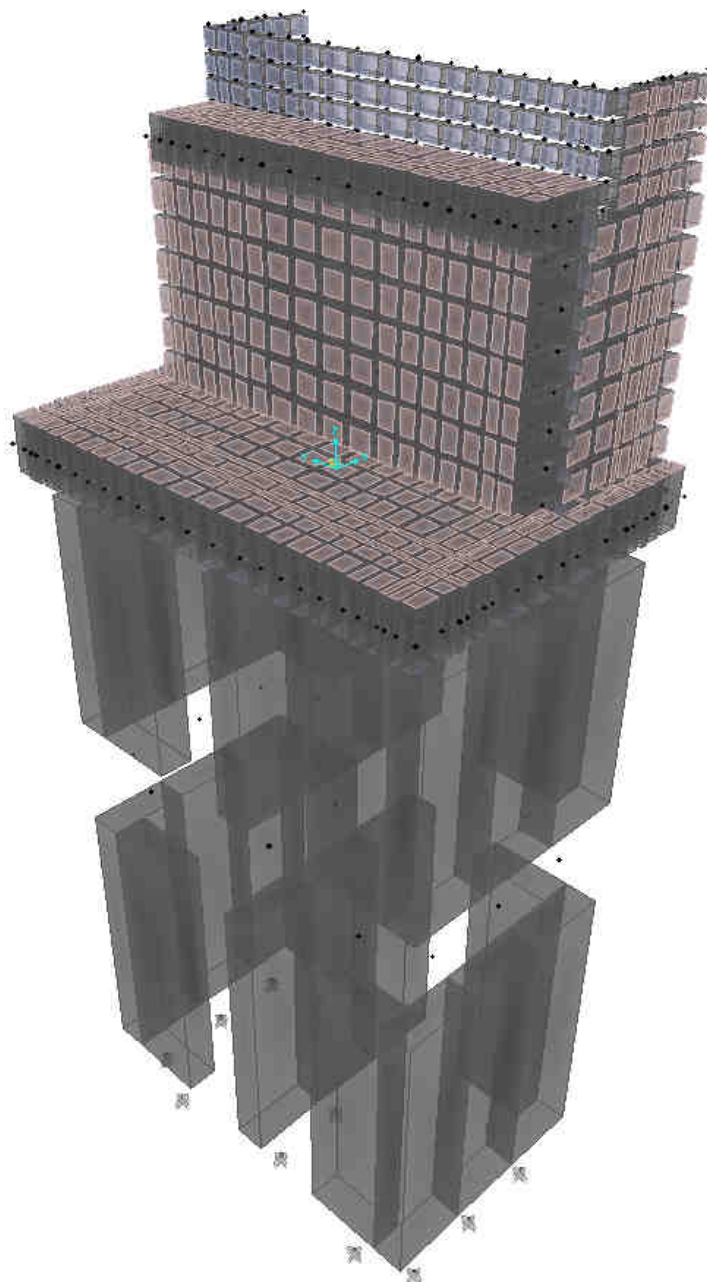
La struttura è stata modellata mediante elementi finiti bidimensionali tipo area.

10.1 Geometria della spalla

La geometria analizzata per il modello della Spalla è sinteticamente descritta da quanto segue:

- Altezza media del muro paraghiaia: 2.35 m;
- Larghezza del muro paraghiaia: 12.00 m;
- Spessore muro paraghiaia: 0.40 m;
- Spessore platea di fondazione: 1.50 m;
- Larghezza e lunghezza della platea: 9.00 x 13.20 ;
- Diaframmi di fondazione (s= 1000 mm)
- Lunghezza: 25.0 m.

Di seguito viene riportato la figura relativa lo schema di calcolo della spalla



Il modello realizzato ha le seguenti proprietà:

- Il muro paraghiaia, il fusto, i muri andatori e la soletta di fondazione sono schematizzati con elementi finiti bidimensionali "areas" di tipo "thick shell";
- I diaframmi di fondazione sono stati vincolati orizzontalmente tramite vincoli elastici lineari avente rigidità variabili a seconda della profondità ed alla superficie di contatto del setto.

10.2 Analisi dei carichi

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico. Vengono prese in considerazione le Condizioni Elementari di carico, di seguito determinate. Tali Combinazioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

10.2.1 Peso proprio

Il peso proprio degli elementi costituenti la spalla sono computati direttamente dal programma di calcolo

10.2.2 Carichi permanenti portati e azioni trasmesse dall'impalcato

Alla sommità del fusto in corrispondenza dei punti di contatto tra impalcato e spalla (asse degli appoggi) si sono assegnati i carichi medi trasmessi dall'impalcato secondo la schematizzazione degli appoggi di seguito indicata

In particolare tali carichi sono stati riassunti nella tabella seguente (l'azione verticale N è considerata positiva se diretta verso l'alto):

Carichi sugli appoggi

Appoggi fissi :

CASO DI CARICO	Fz [KN]	Fx [KN]	Fy [KN]
IMP-SLU P/T	- 2003.61	-297.68	-43.76
IMP-SLU Sx	- 1260.84	1428.50	0
IMP-SLU Sy	- 1260.84	0	714.25
IMP-SLE Rare	-788.79	-220.50	-29.17
IMP-SLE Fr.	- 347.37	-0.00	-5.84
IMP-SLE Qp.	- 189.58	-0.00	-0

Appoggi mobili unidirezionali :

CASO DI CARICO	Fz [KN]	Fx [KN]	Fy [KN]
IMP-SLU P/T	- 2003.61	-297.68	-
IMP-SLU Sx	- 1260.84	0	0
IMP-SLU Sy	- 1260.84	0	714.25
IMP-SLE Rare	-788.79	-220.50	-
IMP-SLE Fr.	- 347.37	-0.00	-
IMP-SLE Qp.	- 189.58	-0.00	-
IMP-SLE Sis.	-992.09	-399.74	-

Appoggi mobili multidirezionali :

CASO DI CARICO	Fz [KN]	Fx [KN]	Fy [KN]
IMP-SLU P/T	- 2003.61	-	-
IMP-SLU Sx	- 1260.84	-	-
IMP-SLU Sy	- 1260.84	-	-
IMP-SLE Rare	-788.79	-	-
IMP-SLE Fr.	- 347.37	-	-
IMP-SLE Qp.	- 189.58	-	-
IMP-SLE Sis.	-992.09	-	-

10.2.3 Spinta del terreno

Il reinterro a ridosso della spalla verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche.

Per tale materiale si assumono i seguenti parametri:

- peso specifico $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\phi = 32^\circ$

da cui risulta un coefficiente di spinta attiva $\lambda_a = 0,307$ ed un coefficiente di spinta a riposo $\lambda_o = 0,470$.

Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con

$$p_h = \lambda_a \gamma_t Z$$

e con il consueto diagramma trapezoidale delle pressioni orizzontali.

Le pressioni del terreno relative alla spinta a riposo, in corrispondenza dei nodi caratteristici risultano essere le seguenti:

$$P_{\min} = [20 \cdot 0,5] \cdot 0,470 = \mathbf{4.70 \text{ kN/m}^2}$$

$$P_{\max} = P_{\min} + [20 \cdot 7.80] \cdot 0,470 = \mathbf{78.02 \text{ kN/m}^2}$$

10.2.4 Spinta del sovraccarico sul rilevato

Considerando il carico distribuito equivalente da **9 kN/m²** si ottiene:

$$P_{\text{acc}} = 9 \cdot 0,470 = \mathbf{4.23 \text{ kN/m}^2}$$

da applicare a tergo del parapioggia e del fusto in modo uniforme.

10.2.5 Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \cdot k_h$$

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$\text{(SLV)} \quad k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0,278 k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = 0,139$$

P = peso proprio;

k = coefficienti sismici;

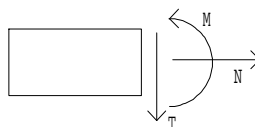
Si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico, assimilando l'opera tra le opere che si muovono con il terreno; queste categorie di opere non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

10.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI DELLA SPALLA

Si sono analizzate diverse combinazioni di carico a seconda dello stato considerato (SLU, SLE, ecc.). Di seguito viene riportata la matrice dei coefficienti utilizzati nelle combinazioni di carico analizzate:

COMBINAZIONI		CMB SLU-1	CMB SLU-2	CMB SLU-Sx	CMB SLU-Sy	CMB SLE-R	CMB SLE-F	CMB SLE-QP	ENV SIS-U
CARICHI – (CMB)									
	Peso Proprio	1,30	1,35	1,00	1,00	1,30	1,00	1,00	0,00
	Spinta terreno	1,50	1,00	1,00	1,00	1,50	1,00	1,00	0,00
	Spinta sovraccarico	1,50	1,50	0,00	0,00	0,70	0,70	0,70	0,00
	Sisma SX	0,00	0,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sisma SY	0,00	0,00	0,30	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Carichi impalcato	SLU P/T	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	SLU Sismiche	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	SLE Rare	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00
	SLE Frequenti	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00
	SLE Quasi permanenti	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
	SLE Sismiche	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	CMB SLU SX	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00
	CMB SLU SY	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00

I valori numerici riportati nelle colonne della tabella precedente indicano il coefficiente moltiplicativo con il quale la Combinazione Elementare è considerata. Tali valori sono il risultato dei prodotti tra coefficienti parziali operanti sulle azioni. Per un esame più dettagliato dei risultati del calcolo elettronico si rimanda agli output allegati. Le convenzioni adottate per le sollecitazioni di segno positivo sono le seguenti.



10.3.1 Verifiche a SLU e SLE

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche. I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2). Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} : se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'EC2, come richiesto dal D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali". La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente le strutture in ambiente aggressivo ed armature poco sensibili:

b.1) combinazione di carico Frequante:

$$w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_1 = 0,20 \text{ mm}$$

La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente le strutture in ambiente ordinario ed armature poco sensibili:

b.1) combinazione di carico Frequante:

$$w_k \leq w_3 = 0,40 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio: le verifiche si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

A favore di sicurezza si trascura il contributo dello sforzo normale nelle verifiche delle sezioni di mezzeria delle solette orizzontali.

10.3.1.1 Verifica della soletta di fondazione

Di seguito vengono riportate le principali verifiche effettuate sulla soletta di fondazione.

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
STR	1630	30.13	13200
RARA	830	358	10400
FR	540	230	6652
QP	530	230	6600

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

ϕ 24 passo 10 cm	a 6.4 cm da intradosso sezione (compressa)
ϕ 24 passo 10 cm	a 6.1 cm da estradosso sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

staffe ϕ 12 passo 25 cm	trasversale e passo 40 cm longitudinale
------------------------------	---

SOLETTA DI FONDAZIONE

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura per sole travi (N = 0)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa	Area armature long. [cm ²] in zona tesa per sole travi (l'area minima ex (4.1.43)NTC è indicata tra parentesi)

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	-3013	163000	-3036	250531	1.537	144.0	240597	---	---	---

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO-VI02 (Viadotto torrente Crostolo – Viadotto in c.a.p.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00292	-0.02809	150.0	0.00099	146.0	-0.06750	4.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci utilizzata nel calcolo di fessurazione (se Dbarre >14Ø viene posto Dbarre=14Ø nel calcolo di fess. [B.6.6.3 Circ. 252/96])

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	23.0	150.0	0.0	125.4	-1706	146.0	20.8	2080	45.2	10.2

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sclmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
Sclmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
K3	=0,125 per flessione; = 0,25 (Sclmin + Sclmax)/(2 Sclmin) per trazione eccentrica
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Psi	= 1-Beta12*(Ssr/Ss) ² = 1-Beta12*(fctm/Sclmin) ² = 1-Beta12*(Mfess/M) ² [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure . Tra parentesi il valore minimo = 0.4 Ss/Es
srm	Distanza media in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	15.6	-20.0	---	0.125	1.00	0.400	0.000341 (0.000341)	132	0.076	122478

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	18.7	150.0	0.0	106.1	-654	146.0	20.8	2080	45.2	10.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	13.0	-10.2	---	0.125	0.50	0.400	0.000131 (0.000131)	132	0.029 (0.40)	156539

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	18.4	150.0	0.0	105.9	-638	146.0	20.8	2080	45.2	10.2

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

COMUNE DI REGGIO EMILIA

PROLUNGAMENTO DELLA S.S. N°9 "TANGENZIALE NORD DI REGGIO EMILIA"

NEL TRATTO DA SAN PROSPERO STRINATI A CORTE TEGGE

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO-VI02 (Viadotto torrente Crostolo – Viadotto in c.a.p.)

N°Comb	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	12.8	-10.0	---	0.125	0.50	0.400	0.000128 (0.000128)	132	0.029 (0.30)	156948

VERIFICA TAGLIO

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	1350	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	4521.6	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	1350000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione(positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.3849		≤ 2
$\rho_1 =$	0.003349333		≤ 0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000		< 3.6267
$v_{min} =$	0.3227		
$V_{Rd,c} =$	494.66	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	435.62	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio

precompresso?	no		
$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls(positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	1350	mm	altezza utile
$z =$	1215	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	384.65	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	200	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5232		
$f_{cd} =$	18.13	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	2286.11	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	3974.67	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.753	<	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

10.3.1.2 Verifica del fusto

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
STR	1340	265	332
RARA	890	180	210
FR	550	115	130
QP	530	105	119

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

ϕ 24 passo 10 cm	a 6.4 cm da intradosso sezione (compressa)
ϕ 24 passo 10 cm	a 6.1 cm da estradosso sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

staffe ϕ 12 passo 20 cm	trasversale e passo 40 cm longitudinale
------------------------------	---

FUSTO

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura per sole travi (N = 0)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa	Area armature long. [cm ²] in zona tesa per sole travi (l'area minima ex (4.1.43)NTC è indicata tra parentesi)

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	26500	-134000	26482	-366415	2.734	7.3	-349795	---	---	---

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max

1 0.00260 -0.02806 0.0 0.00117 4.0 -0.06750 196.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm²)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm²)
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
 Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
 D barre Distanza media in cm tra le barre tese efficaci utilizzata nel calcolo di fessurazione
 (se Dbarre >14Ø viene posto Dbarre=14Ø nel calcolo di fess. [B.6.6.3 Circ. 252/96])

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	19.3	0.0	0.0	48.1	-890	4.0	20.8	2080	45.2	10.2

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 ScImax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²)
 ScImin Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²)
 K3 =0,125 per flessione; = 0,25 (ScImin + ScImax)/(2 ScImin) per trazione eccentrica
 Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
 Psi = 1-Beta12*(Ssr/Ss)² = 1-Beta12*(fctm/ScImin)² = 1-Beta12*(Mfess/M)² [B.6.6 DM96]
 e sm Deformazione unitaria media tra le fessure . Tra parentesi il valore minimo = 0.4 Ss/Es
 srm Distanza media in mm tra le fessure
 wk Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm. Tra parentesi è indicato il valore limite.
 M fess. Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	12.1	-10.4	---	0.125	1.00	0.400	0.000178 (0.000178)	132	0.040	-252495

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	11.9	0.0	0.0	48.3	-546	4.0	20.8	2080	45.2	10.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	7.5	-6.4	---	0.125	0.50	0.400	0.000109 (0.000109)	132	0.024 (0.40)	-253190

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	11.5	0.0	0.0	47.9	-532	4.0	20.8	2080	45.2	10.2

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
--------	-----	--------	--------	--------	----	--------	-----	------	-----	----	---------

1 S 7.2 -6.2 --- 0.125 0.50 0.400 0.000106 (0.000106) 132 0.024 (0.30) -252078

VERIFICA TAGLIO

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	1800	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	4521.6	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	1800000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione(positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.3333	≤	2
$\rho_1 =$	0.002512	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$V_{min} =$	0.3048		
$V_{Rd,c} =$	576.92	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	548.69	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio

precompresso? **no**

$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls(positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	1800	mm	altezza utile
$z =$	1620	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	282.6	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	200	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5232		
$f_{cd} =$	18.13	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	2239.46	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	5299.56	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.553	≤	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

10.3.1.3 Verifica del Paraghiaia

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
STR	100	24	6.15
RARA	36.25	13.39	-
FR	26.97	13.53	-
QP	27.00	11.34	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

ϕ 16 passo 10 cm	a 6.4 cm da intradosso sezione (compressa)
ϕ 16 passo 10 cm	a 6.1 cm da estradosso sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

staffe ϕ 12 passo 25 cm	trasversale e passo 40 cm longitudinale
------------------------------	---

PARAGHIAIA

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura per sole travi (N = 0)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa	Area armature long. [cm ²] in zona tesa per sole travi (l'area minima ex (4.1.43)NTC è indicata tra parentesi)

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	2400	10000	2381	26957	2.696	35.5	25858	---	---	---

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO-VI02 (Viadotto torrente Crostolo – Viadotto in c.a.p.)

1 0.00350 -0.00988 40.0 0.00038 36.0 -0.02460 4.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm²)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm²)
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
 Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
 D barre Distanza media in cm tra le barre tese efficaci utilizzata nel calcolo di fessurazione
 (se Dbarre >14Ø viene posto Dbarre=14Ø nel calcolo di fess. [B.6.6.3 Circ. 252/96])

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	15.3	40.0	0.0	29.9	-589	36.0	15.0	1495	20.1	10.2

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Scmax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²)
 Scmin Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²)
 K3 =0,125 per flessione; = 0,25 (Scmin + Scmax)/(2 Scmin) per trazione eccentrica
 Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
 Psi = 1-Beta12*(Ssr/Ss)² = 1-Beta12*(fctm/Scmin)² = 1-Beta12*(Mfess/M)² [B.6.6 DM96]
 e sm Deformazione unitaria media tra le fessure . Tra parentesi il valore minimo = 0.4 Ss/Es
 srm Distanza media in mm tra le fessure
 wk Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm. Tra parentesi è indicato il valore limite.
 M fess. Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	Scmax	Scmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	10.3	-10.8	---	0.125	1.00	0.400	0.000118 (0.000118)	144	0.029	9873

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	11.4	40.0	0.0	30.0	-447	36.0	15.0	1505	20.1	10.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Scmax	Scmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	7.5	-8.1	---	0.125	0.50	0.400	0.000089 (0.000089)	144	0.022 (0.40)	9778

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	11.5	40.0	0.0	29.9	-442	36.0	15.0	1499	20.1	10.2

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Scmax	Scmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
--------	-----	-------	-------	--------	----	--------	-----	------	-----	----	---------

1 S 7.6 -8.1 --- 0.125 0.50 0.400 0.000088 (0.000088) 144 0.022 (0.30) 9836

VERIFICA TAGLIO

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	360	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	2009.6	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	360000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione(positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.7454	≤	2
$\rho_1 =$	0.005582222	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$v_{min} =$	0.4565		
$V_{Rd,c} =$	197.10	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	164.35	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio

precompresso?	no		
$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls(positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	360	mm	altezza utile
$z =$	324	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	282.6	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	250	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5232		
$f_{cd} =$	18.13	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	358.31	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	1059.91	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.442	≤	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

11 CALCOLO DELLA PILA

Le pile a sostegno dell'impalcato sono di tipo tradizionale, composte da una platea sulla quale poggia il fusto e il pulvino a sostegno dell'impalcato.

Nello specifico le pile sono composte da una platea in calcestruzzo armato di 13.20m di lunghezza, 7.00m di larghezza e avente uno spessore di 150 cm. La platea è fondata su diaframmi avente spessore di 1000mm.

Dalla platea spicca un unico fusto a pianta rettangolare avente spessore 200cm e altezza di 450cm. Alla sommità del fusto è impostato un pulvino avente dimensioni di 12.40 x 3.00 e spessore di 150cm.

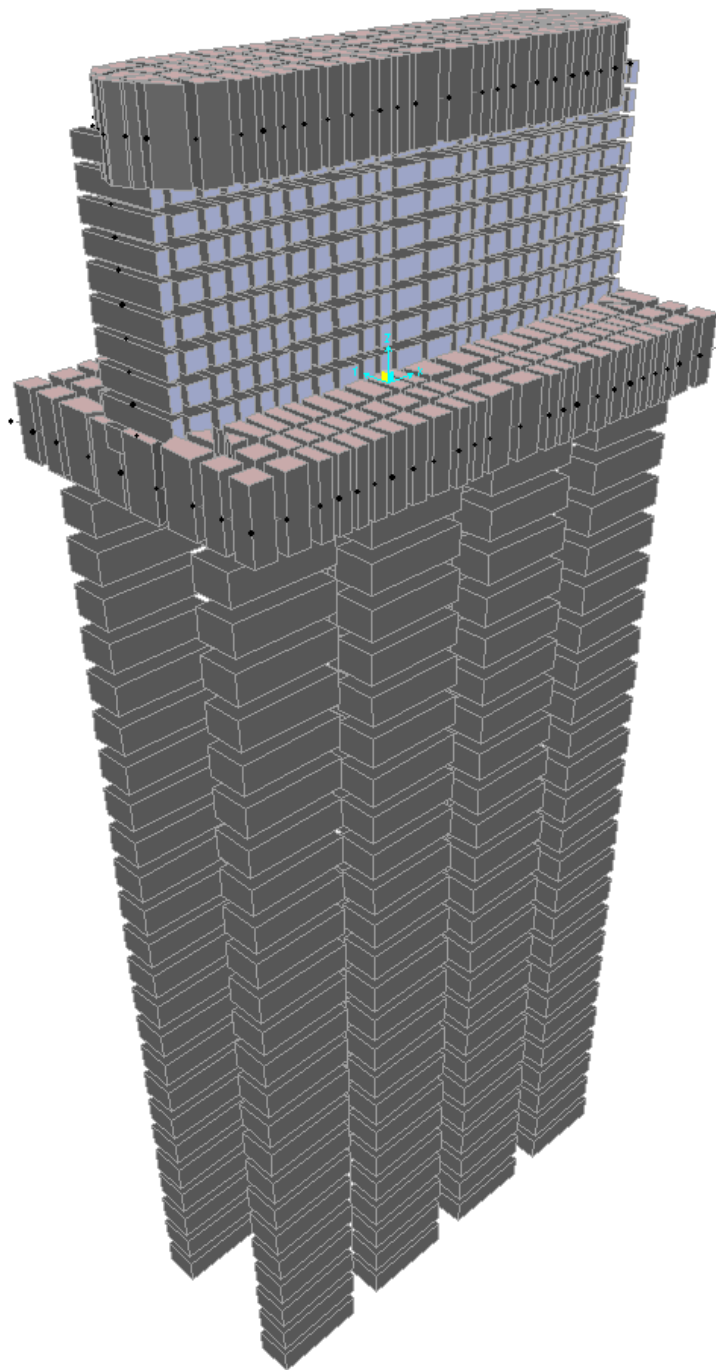
La struttura è stata modellata mediante elementi finiti bidimensionali tipo area.

11.1 Geometria della pila

La geometria analizzata per il modello della pila è sinteticamente descritta da quanto segue:

- Diaframmi di fondazione (spessore 1000 mm)
- Lunghezza diaframmi: $L_d = 25.0$ m
- Lunghezza della platea di fondazione $L = 13.20$ m
- Larghezza della platea di fondazione $B = 3.00$ m
- Spessore della platea di fondazione $S = 1.50$ m
- Lunghezza del fusto $L_1 = 12.40$ m
- Larghezza del fusto $B_1 = 2.00$ m (fusto sagomato a forma circolare lungo il lato corto)
- Altezza del fusto $H_1 = 4.50$ m
- Lunghezza del pulvino $L_2 = 12.40$ m
- Larghezza del pulvino $B_2 = 3.00$ m
- Altezza media del pulvino $H_2 = 1.80$ m

Di seguito viene riportata la figura relativa allo schema di calcolo della pila:



11.2 Analisi dei carichi e calcolo delle sollecitazioni nella pila

Per quanto riguarda l'analisi dei carichi si rimanda all'analisi svolta per la spalla, tralasciando il contributo della spinta del terreno e l'incremento di carico sismico relativo al terreno.

Le combinazioni analizzate sono le stesse utilizzate per la spalla.

11.3 Verifiche degli elementi strutturali

Per quanto riguarda gli elementi strutturali si sono scelti gli elementi maggiormente sollecitati, cioè la soletta di fondazione e il fusto, verificando che siano rispettati i quantitativi minimi d'armatura.

11.3.1.1 Verifica della soletta di fondazione

Di seguito vengono riportate le principali verifiche effettuate sulla soletta di fondazione. La prima verifica è stata fatta considerando il momento massimo, mentre la seconda il taglio massimo

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
STR	1055	120.70	127
RARA	290	22.06	43.00
FR	160	24	6.05
QP	130	18.50	4.85

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

ϕ 22 passo 10 cm	a 6.4 cm da intradosso sezione (compressa)
ϕ 22 passo 10 cm	a 6.1 cm da estradosso sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

staffe ϕ 12 passo 25 cm	trasversale e passo 40 cm longitudinale
------------------------------	---

PILA SOLETTA DI FONDAZIONE

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura per sole travi (N = 0)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa	Area armature long. [cm²] in zona tesa per sole travi (l'area minima ex (4.1.43)NTC è indicata tra parentesi)

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	-12070	105500	-12074	204000	1.934	144.4	196837	---	---	---

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00271	-0.02820	150.0	0.00079	146.0	-0.06750	4.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm²)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm²)
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci utilizzata nel calcolo di fessurazione (se Dbarre >14Ø viene posto Dbarre=14Ø nel calcolo di fess. [B.6.6.3 Circ. 252/96])

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	10.0	150.0	0.0	120.0	-583	146.0	19.4	1940	38.0	10.2

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
ScI max	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
ScI min	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
K3	=0,125 per flessione; = 0,25 (ScImin + ScI max)/(2 ScImin) per trazione eccentrica
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Psi	= 1-Beta12*(Ssr/Ss)² = 1-Beta12*(fctm/ScImin)² = 1-Beta12*(Mfess/M)² [B.6.6 DM96]

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO-VI02 (Viadotto torrente Crostolo – Viadotto in c.a.p.)

e sm Deformazione unitaria media tra le fessure . Tra parentesi il valore minimo = 0.4 Ss/Es
 srm Distanza media in mm tra le fessure
 wk Apertura delle fessure in mm = $1,7 \cdot \text{Eps} \cdot \text{Srm}$. Tra parentesi è indicato il valore limite.
 M fess. Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	6.3	-6.6	---	0.125	1.00	0.400	0.000117 (0.000117)	135	0.027	130467

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	5.4	150.0	0.0	121.5	-336	146.0	19.4	1940	38.0	10.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	3.4	-3.7	---	0.125	0.50	0.400	0.000067 (0.000067)	135	0.015 (0.40)	127870

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	4.4	150.0	0.0	121.4	-272	146.0	19.4	1940	38.0	10.2

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	2.8	-3.0	---	0.125	0.50	0.400	0.000054 (0.000054)	135	0.012 (0.30)	128134

VERIFICA TAGLIO

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	1350	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	3799.4	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	1350000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione(positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.3849	≤	2
$\rho_1 =$	0.00281437	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$v_{min} =$	0.3227		
$V_{Rd,c} =$	466.78	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	435.62	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio

precompresso?	no		
$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls(positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	1350	mm	altezza utile
$z =$	1215	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	282.6	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	250	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5232		
$f_{cd} =$	18.13	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	1343.67	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	3974.67	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.442	≤	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

11.3.1.2 Verifica del fusto

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
STR	370	830	-
RARA	23.28	245	-
FR	4.65	140	-
QP	-	436	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

ϕ 24 passo 10 cm	a 6.4 cm da intradosso sezione (compressa)
ϕ 24 passo 10 cm	a 6.1 cm da estradosso sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

staffe ϕ 12 passo 20 cm	trasversale e passo 40 cm longitudinale
------------------------------	---

PILA FUSTO

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura per sole travi (N = 0)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa	Area armature long. [cm ²] in zona tesa per sole travi (l'area minima ex (4.1.43)NTC è indicata tra parentesi)

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	-83000	37000	-82975	261455	7.066	194.9	256695	---	---	---

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

1 0.00181 -0.02850 200.0 0.00039 196.0 -0.06750 4.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm²)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm²)
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
 Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
 D barre Distanza media in cm tra le barre tese efficaci utilizzata nel calcolo di fessurazione
 (se Dbarre >14Ø viene posto Dbarre=14Ø nel calcolo di fess. [B.6.6.3 Circ. 252/96])

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	46.4	200.0	0.0	163.4	-3031	196.0	20.8	2080	45.2	10.2

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sc lmax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²)
 Sc lmin Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²)
 K3 =0,125 per flessione; = 0,25 (Sc lmin + Sc lmax)/(2 Sc lmin) per trazione eccentrica
 Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
 Psi = 1-Beta12*(Ssr/Ss)² = 1-Beta12*(fctm/Sc lmin)² = 1-Beta12*(Mfess/M)² [B.6.6 DM96]
 e sm Deformazione unitaria media tra le fessure . Tra parentesi il valore minimo = 0.4 Ss/Es
 srm Distanza media in mm tra le fessure
 wk Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm. Tra parentesi è indicato il valore limite.
 M fess. Momento di prima fessurazione [daNm)

N°Comb	Ver	Sc lmax	Sc lmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	28.3	-30.6	---	0.125	1.00	0.400	0.000606 (0.000606)	132	0.136	224794

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.0	200.0	0.0	0.0	-160	196.0	41.6	4160	90.5	10.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc lmax	Sc lmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.6	-0.7	---	0.229	0.50	0.400	0.000032 (0.000032)	178	0.010 (0.40)	19205

VERIFICA TAGLIO

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	1800	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	4521.6	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	1800000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.3333	≤	2
$\rho_1 =$	0.002512	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$V_{min} =$	0.3048		
$V_{Rd,c} =$	576.92	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	548.69	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio

precompresso?

no

$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls (positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	1800	mm	altezza utile
$z =$	1620	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	282.6	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	250	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5232		
$f_{cd} =$	18.13	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	1791.57	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	5299.56	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.442	≤	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio