



REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA

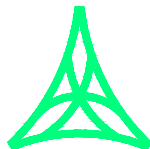
DIREZIONE CENTRALE
INFRASTRUTTURE, MOBILITA', PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E LAVORI PUBBLICI

SOGGETTO DELEGATARIO:

PROGETTAZIONE:



FRIULI venezia giulia
STRaDE S.p.A.



S.p.A. AUTOVIE VENETE

34123 TRIESTE - Via V. Locchi, 19 - tel. 040/3189111
Società soggetta all'attività di direzione e coordinamento da parte di
Friulia S.p.A. - Finanziaria Regionale Friuli-Venezia Giulia

CONCESSIONARIA AUTOSTRADE
A4 VENEZIA - TRIESTE
A23 PALMANOVA - UDINE
A28 PORTOGRUARO - CONEGLIANO

COLLEGAMENTO TRA LA S.S. 13 PONTEBBANA E LA A23 TANGENZIALE SUD DI UDINE (II LOTTO)

AGGIORNAMENTO PROGETTO DEFINITIVO dd.14.12.2006

OPERE D'ARTE MINORI

Opera n°32: Allargamento ponticello esistente
Relazione tecnica e di calcolo

TEMATICA

H

N. ALLEGATO e SUB.ALL.

14.01 . 00

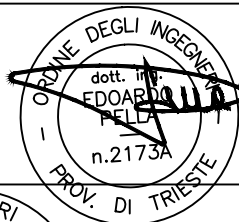
REV.	DATA	DESCRIZIONE	DF REDATTO	FA VERIFICATO	EP APPROVATO
3					
2					
1					
0	30/08/12	EMISSIONE			

COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE GENERALE:

S.p.A. AUTOVIE VENETE :

dott. ing. Edoardo PELLA

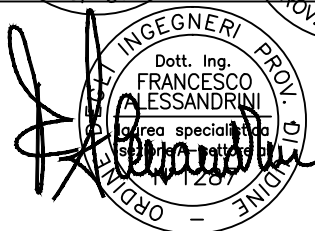
dott. ing. Stefano DI SANTOLO



PROGETTAZIONE SPECIALISTICA:

Strutture :

dott. ing. Francesco ALESSANDRINI



IL CAPO COMMESSA:

dott. ing. Edoardo PELLA

IL DIRETTORE DELL'AREA OPERATIVA:

dott. ing. Enrico RAZZINI

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

NOME FILE:
1207H1401000.doc
1207H1401000.pdf

DATA PROGETTO:
30.08.2012

312TN

CODICE MASTRO

12

ANNO

07

N.PROGETTO

0

REVISIONE

INDICE

1.	GENERALITÀ	4
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	6
4.	CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	8
4.1.	CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI	8
5.	DATI DI CALCOLO	10
6.	ANALISI DEI CARICHI.....	11
6.1.	CARICHI PERMANENTI.....	11
6.1.1.	PESO PROPRIO TRAVE IN C.A.P.....	11
6.1.2.	PESO PROPRIO SOLETTA IN C.A.....	11
6.1.3.	CARICHI PERMANENTI PORTATI	11
6.1.4.	CARICHI PERMANENTI COMPLESSIVI	11
6.2.	DISTORSIONI	11
6.2.1.	DISTORSIONI DI PROGETTO	11
6.2.2.	VARIAZIONI TERMICHE	11
6.2.3.	CEDIMENTI VINCOLARI	11
6.3.	CARICHI MOBILI.....	12
6.3.1.	CARICHI MOBILI STATICI	12
6.3.2.	INCREMENTO DINAMICO DEI CARICHI MOBILI.....	12
6.3.3.	CARICHI MOBILI COMPLESSIVI	12
6.3.4.	AZIONI LONGITUDINALI DI FRENAMENTO	12
6.3.5.	AZIONE CENTRIFUGA	12
6.3.6.	AZIONE DEL VENTO	12
6.3.7.	RESISTENZA DI ATTRITO AGLI APPOGGI	13
6.3.8.	AZIONI SU PARAPETTI E GUARD-RAIL	13
6.3.9.	AZIONI SISMICHE SULLA STRUTTURA DA PONTE	13
6.3.10.	SPINTA DELLE TERRE.....	13
6.3.11.	AZIONI SISMICHE SULLE STRUTTURE DI SOSTEGNO DELLE TERRE	14
6.3.12.	INCREMENTO SISMICO DELLE SPINTE DEL TERRENO.....	14
7.	ANALISI DELL'IMPALCATO	15
7.1.	CONDIZIONI DI CARICO	15
7.1.1.	COMBINAZIONI DI CARICO	16
7.2.	EFFETTI DELLA PRECOMPRESSIONE	16
7.3.	SEZIONI DI VERIFICA	16
7.3.1.	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE SEZIONI.....	17
7.4.	SOLLECITAZIONI FLETTENTI NELLE SEZIONI DI VERIFICA.....	18
7.5.	VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	18
7.5.1.	DESCRIZIONE GENERALE DELLA VERIFICA A FLESSIONE.....	18
7.5.2.	VERIFICHE.....	21
7.5.2.1.	Verifica alla fase 1 (taglio dei trefoli).....	21
7.5.2.2.	Verifica nella fase 2 (getto della soletta).....	22
7.5.2.3.	Verifica nella fase 3 (carichi permanenti).....	22
7.5.2.4.	Verifica nella fase 4 (carichi permanenti + accidentali).....	23
7.6.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE.....	23
7.7.	VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE	23
7.8.	VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI PRESSOFLESSIONE	24
7.9.	VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI TAGLIO	25
7.9.1.	VERIFICA A PUNZONAMENTO.....	25
7.9.2.	VERIFICA COLLEGAMENTO TRAVE-SOLETTA.....	25

7.10.	VERIFICA SOLETTA	26
7.11.	VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE	26
8.	ANALISI STRUTTURALE DELLE SPALLE	27
8.1.	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	27
8.2.	COMBINAZIONI DI CARICO	27
8.3.	CARICHI SUGLI APPOGGI	28
8.4.	GIUNTI DI DILATAZIONE	28
8.5.	VERIFICHE SPALLA SP1	28
8.5.1.	VERIFICA A STABILITÀ	28
8.5.2.	VERIFICHE DI RESISTENZA	29
8.5.2.1.	Paramento di facciata	29
8.5.2.2.	Soletta di fondazione	29
8.6.	VERIFICHE SPALLA SP2	30
8.6.1.	VERIFICA A STABILITÀ	30
8.6.2.	VERIFICHE DI RESISTENZA	30
8.6.2.1.	Paramento di facciata	31
8.6.2.2.	Soletta di fondazione	31
9.	ELABORATI DI CALCOLO	33

1. GENERALITÀ

La presente relazione di calcolo fornisce l'analisi delle principali strutture previste per la realizzazione dell'allargamento di un ponticello esistente, posto lungo la corsia di accesso al casello autostradale di Udine Sud, ed inserito nell'ambito del Progetto Preliminare del "Collegamento Viario tra la s.s. n. 13 e la A23 (s.s. n. 56) - Tangenziale Sud di Udine", Il lotto, dalla s.s. n. 13 alla s.s. n. 353.

Il ponticello in progetto, della lunghezza complessiva di 9.20m, è previsto per superare il canale fognario esistente, e risulta necessario a seguito delle nuove opere viarie per l'accesso al casello autostradale sopra citato.

La sede viaria esistente ha un'ampiezza di 52m circa, ed il canale fognario la attraversa trasversalmente; gli elementi strutturali rilevanti sono costituiti dalle spalle in c.a., e dall'impalcato, realizzato con travi in c.a.p. (orditura in direzione degli assi viari) e soletta in c.a. di completamento.

Le opere in progetto prevedono l'allargamento della sede viaria (e conseguentemente l'allungamento del sottopasso) di 3.0m circa, in direzione Ovest, senza modificare la sezione del canale; è prevista la demolizione degli ultimi 2.50m circa del ponticello esistente, per poter realizzare la pendenza trasversale di progetto.

L'**impalcato** viene realizzato con travi in c.a.p. prefabbricate, della lunghezza di 9.20m, sezione quadrata con lato di 0.48m e poste ad interasse di 0.75m circa. Si esegue il getto di una soletta in c.a., dello spessore medio di 0.30m, in modo da raccordarsi con la struttura esistente. All'estremità Ovest si realizza un cordolo in c.a. della larghezza di 0.70m, per il posizionamento della barriera stradale. La struttura viene calcolata come ponte di prima categoria in base alla vigente normativa sui ponti stradali.

Lo schema statico dell'impalcato è di trave in semplice appoggio, la cui soletta è vincolata trasversalmente e longitudinalmente sia alle spalle che alla soletta esistente.

Gli appoggi sono in gomma armata, vengono posizionati sotto ogni estremità delle travi in c.a.p., ed hanno funzionamento di vincolo mobile.

Le **spalle** (SP1 ed SP2) presentano dimensioni diverse, a seconda delle funzioni svolte. La spalla SP1 funge da ritegno longitudinale, è vincolata rigidamente tramite la soletta all'impalcato, bloccando quindi gli spostamenti longitudinali e trasversali.

Il paramento ha spessore costante di 0.90m fino all'intradosso della trave in c.a.p., e poi si rastrema a 0.40m per costituire il muretto paraghiaia (al quale si collega la soletta d'impalcato); l'altezza media di calcolo della parete è di 0.70m a valle (dallo spiccato fondazionale) e di 1.60m circa a monte. La soletta di fondazione ha spessore costante di 0.90m, con larghezza complessiva di 2.70m (di cui 0.80m a valle e 1.00m a monte).

La spalla SP2 funge da solo appoggio per i carichi verticali, e le sue dimensioni si mantengono pressoché identiche, per semplicità costruttiva, a quelle della spalla SP1 sopra descritta.

Alla presente relazione sono allegati gli elaborati di output di tutti i calcoli automatici eseguiti, ai quali si rimanda per tutti i calcoli specifici che non risultassero esplicitamente da quanto riportato nel proseguo della presente relazione.

Alla presente relazione sono inoltre allegate le tavole di progetto, alle quali si rimanda per una descrizione più completa e dettagliata delle opere previste.

Il calcolo di seguito riportato è stato redatto sulla base dell'OPCM 3274 (2003), del DM 16/01/1996 e, per gli aspetti mancanti, dell'EC7. L'aggiornamento/controllo di adeguatezza alle normative vigenti (NTC 2008) viene redatto a parte sul documento "Aggiornamento relazione tecnica e di calcolo" allegato al progetto.

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La presente relazione è redatta in conformità alle seguenti Leggi e Normative:

- a) L. 5 novembre 1971 n. 1086 - "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- b) D.M. LL. PP. 09 gennaio 1996 - "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- c) CIRC. LL. PP. 15 ottobre 1996 n. 252 - "Istruzioni per l'applicazione delle <<Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche>> di cui al D.M. 09/01/1996".
- d) D.M. 16 gennaio 1996 - "Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- e) Circolare n° 156AA.GG./STC. del 04.07.1996 del Min. LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione delle <<Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>> di cui al D.M. 16/01/1996".
- f) D.M. 11 marzo 1988 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- g) D.M. 2 agosto 1980 - "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali".
- h) D.M. 4 maggio 1990 - "Aggiornamento alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali".
- i) Circ. LL.PP. n. 34233 del 25 febbraio 1991- "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali".
- j) Legge 2 febbraio 1974 n. 64 - "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- k) D.M. 16 gennaio 1996 - "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- l) Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", come modificata ed integrata dall'Ordinanza del P.C.M. n. 3316 del 2 ottobre 2003, e succ. modif. ed integr.
- m) Delibera Giunta Regionale n. 2325 in data 01 agosto 2003 "Recepimento dell'ordinanza del presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003"
- n) Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica

2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo delle fondazioni ed elevazioni delle spalle:

Si impiega un calcestruzzo di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$$R_{ck} = 35 \text{ MPa} \quad (\text{C28/35})$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo $(\gamma_m=1.6)$

$$f_{cd}=18.1 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctd}=1.26 \text{ N/mm}^2$$

- verifiche allo stato limite esercizio $(\gamma_m=1.0)$

$$\sigma_{cls} = 17.4 \text{ N/mm}^2 \text{ (nella c.c. rara)}$$

$$\sigma_{cls} = 13.0 \text{ N/mm}^2 \text{ (nella c.c. quasi permanente)}$$

confezionato secondo le caratteristiche della **classe di esposizione XC3** come definite dalla Norma ENV 206, con **classe di consistenza S4**.

Calcestruzzo per le travi in c.a.p.:

Si impiega un calcestruzzo di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$$R_{ck} = 55 \text{ MPa} \quad (\text{C45/55})$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo $(\gamma_m=1.5)$

$$f_{cd}=30.0 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctd}=1.82 \text{ N/mm}^2$$

- verifiche allo stato limite esercizio $(\gamma_m=1.0)$

$$\sigma_{cls} = 27.0 \text{ N/mm}^2 \text{ (nella c.c. rara)}$$

$$\sigma_{cls} = 20.2 \text{ N/mm}^2 \text{ (nella c.c. quasi permanente)}$$

confezionato secondo le caratteristiche della **classe di esposizione XC3** come definite dalla Norma ENV 206, con **classe di consistenza S5**.

- Tensioni limite nel calcestruzzo in fase iniziale (tesatura)

calcestruzzo in compressione

$$\sigma_c \leq 0.6 f_{ck(14)} = 24.6 \text{ N/mm}^2$$

calcestruzzo in trazione

$$\sigma_c \leq 0.1 f_{ck(14)} = 4.1 \text{ N/mm}^2$$

- Tensioni limite nel calcestruzzo in fase di esercizio

cls in compressione – combinazione *rara*

$$\sigma_c \leq 0.6 f_{ck} = 27.0 \text{ N/mm}^2$$

cls in compressione – combinazione *q.perm.*

$$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 20.2 \text{ N/mm}^2$$

cls in trazione – combinazione *rara*

$$\sigma_{ct} \leq 0.07 f_{ck} = 3.15 \text{ N/mm}^2$$

Calcestruzzo della soletta d'impalcato:

Si impiega un calcestruzzo di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$$R_{ck} = 45 \text{ MPa} \quad (\text{C35/45})$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo $(\gamma_m=1.6)$

$$f_{cd}=21.8 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctd}=1.49 \text{ N/mm}^2$$

- verifiche allo stato limite esercizio $(\gamma_m=1.0)$

$$\sigma_{cls} = 21.0 \text{ N/mm}^2 \text{ (nella c.c. rara)}$$

$$\sigma_{cls} = 15.7 \text{ N/mm}^2 \text{ (nella c.c. quasi permanente)}$$

confezionato secondo le caratteristiche della **classe di esposizione XF4** come definite dalla Norma ENV 206, con **classe di consistenza S4**.

Acciaio da c.a.:

Per le armature si impiega un acciaio in barre ad aderenza migliorata del tipo:

Fe B 44 k

controllato in stabilimento, con caratteristiche di resistenza:

$$f_{\text{caratt. snerv.}} = 430 \text{ N/mm}^2$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo ($\gamma_m=1.15$) $f_{yd}=373 \text{ N/mm}^2$
 - verifiche allo stato limite esercizio ($\gamma_m=1.00$) $\sigma_s = 300 \text{ N/mm}^2$ (nelle c.c. rara e quasi permanente)
- che soddisfino i seguenti rapporti minimi:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{su,k} &> 8\% \\ 1.15 < f_t / f_y &< 1.35 \\ (f_{y,eff} / f_{y,nom}) &< 1.25 \end{aligned}$$

Acciaio da c.a.p.:

Si impiega un acciaio in trefoli (stabilizzato a basso rilassamento) con le seguenti caratteristiche:

Acciaio armonico con:

$$\begin{aligned} f_{ptk} &= 1864 \text{ N/mm}^2 \\ f_{p(1)k} &= 1670 \text{ N/mm}^2 \\ E_a &= 200000 \text{ MPa} \\ \text{Rilassamento a 1000 h} &< 2.20 \% \\ \text{Rilassamento a 2000 h} &< 2.50 \% \end{aligned}$$

e tensioni limite:

$$\begin{aligned} \sigma_{spi} &\leq 0.85 \cdot f_{p(1)k} = 1420 \text{ N/mm}^2 \text{ alla tesatura} \\ \sigma_{sp} &\leq 0.60 \cdot f_{ptk} = 1116 \text{ N/mm}^2 \text{ in condizioni d'esercizio} \\ \sigma_{sp} &\leq 0.9 \cdot f_{ptk} / 1.15 = 1456 \text{ N/mm}^2 \text{ allo stato limite ultimo} \end{aligned}$$

3. CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

L'area oggetto della realizzazione dell'opera appartiene ai terreni della media pianura friulana (depositi alluvionali del Würmiano), compresa tra i conoidi del torrente Corno e del torrente Cormor; è caratterizzata da depositi ghiaiosi con sabbie e presenza estremamente limitata di materiale più fino (limi); lo strato di alterazione superficiale, agricolo o naturale, è di spessore modesto (30÷60cm) ed essenzialmente di natura limosa.

Sulle zone in cui si prevede la realizzazione delle opere sono state condotte diverse indagini geognostiche, che hanno confermato la natura essenzialmente incoerente del terreno e le ottime caratteristiche geotecniche; sono emerse infatti situazioni omogenee di ghiaie e sabbie debolmente limose con ciottoli, compatte fin dai primi metri di profondità.

La falda acquifera non è stata intercettata dai vari sondaggi eseguiti lungo il tracciato dell'asse viario, ancorché protratti fino alla profondità di circa -10m dal p.c.

Il suolo di fondazione è classificabile, ai sensi di quanto prescritto dall'O.P.C.M. 3274 e succ. integr. e modif., come appartenente alla categoria B.

Nel calcolo della capacità portante delle fondazioni superficiali si adotteranno i seguenti parametri geotecnici minimi:

Ghiaie compatte con sabbia:

Peso di volume:	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito:	$\Phi = 35^\circ$
Coesione:	$c = 0.0 \text{ kN/m}^2$

Per quanto riguarda il terreno di riporto per il ripristino del rilevato stradale, si sono assunte le seguenti caratteristiche geotecniche:

Peso di volume:	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito:	$\Phi = 30^\circ$
Angolo di attrito terreno - muro:	$\Phi' = 20^\circ$
Coesione:	$c = 0.00 \text{ kN/m}^2$
Coefficiente di spinta attiva ($\Phi=30^\circ$)	$K_a = 0.301$

3.1. CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI

La capacità portante della soletta di fondazione delle spalle viene di seguito calcolata, relativamente allo strato di terreno sul quale insiste la struttura, mediante la formula di Hansen nella sua espressione per terreni incoerenti, per fondazione orizzontale con carico verticale centrato:

$$\sigma_{lim} = q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot b \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

con il significato dei termini classico di letteratura, dove i coefficienti N_q e N_γ valgono:

$$N_q = 10.43 (\Phi_d=24.6^\circ)$$

$$N_\gamma = 20.08 (\Phi_d=29.3^\circ)$$

Nel calcolo della capacità portante si adotta il coefficiente sul materiale (terreno) proposto nell'Eurocodice 7, in modo da ridurre l'angolo di attrito interno di calcolo:

$$\tan(\Phi_d) = \tan(\Phi)/1.25$$

Si riporta, di seguito, il calcolo di capacità portante delle solette delle spalle; la quota di imposta delle fondazioni viene considerata pari a 0.0m dal p.c., se non diversamente indicato.

Fondazione spalla SP1 ed SP2

I coefficienti da inserire nella formula di Hansen, assumono i seguenti valori:

Larghezza della fondazione: $B = 2.70\text{m}$
Profondità del piano fondazionale: $D = 0.00\text{m}$
Fattori di forma: $s_q = 1.00$
 $s_\gamma = 1.00$
Fattori di profondità: $d_q = 1.00$
 $d_\gamma = 1.00$
Sostituendo, si ottiene:
 $q_{ult} = 513 \text{ kPa}$

4. DATI DI CALCOLO

L'intervento prevede la demolizione di parte dell'impalcato esistente (per una larghezza di 2.60m circa) e la successiva realizzazione dell'ampliamento, andando a posizionare un totale di 8 travi in c.a.p. prefabbricate a sezione quadrata e poste ad interasse di 0.75m circa. Si realizza inoltre il getto di una soletta di completamento, che verrà collegata rigidamente sia alla soletta dell'impalcato esistente, sia alla spalla con funzione di ritegno sismico (SP1).

Le spalle, realizzate ex-novo in adiacenza a quelle esistenti, si sviluppano parallelamente al corso d'acqua da attraversare, ed il piano di posa è posto a circa -2.50m rispetto al piano stradale.

Si riassumono, nel seguito, i principali dati geometrici e di calcolo della struttura:

Impalcato

Luce di calcolo	8.60 m
Lunghezza complessiva.....	9.20 m
Lunghezza retrotrave	0.30 m
Altezza di calcolo trave c.a.p.	0.48 m
Larghezza trave c.a.p.	0.48 m
Interasse travi c.a.p.	0.75 m
Altezza della soletta collaborante	0.30 m

Spalla SP1

Dimensione trasversale del paramento verticale.....	3.00 m circa
Spessore del paramento verticale	0.90÷0.40 m
Altezza libera del paramento (valle).....	0.70 m
Altezza massima del paramento (monte)	1.60 m
Quota d'imposta inferiore dal piano stradale	-2.50 m
Altezza terreno di ricoprimento a valle.....	0.00 m
Altezza terreno di ricoprimento a monte	1.60 m
Dimensione longitudinale soletta di fondazione	2.70 m
Dimensione trasversale soletta di fondazione	3.00 m circa
Spessore soletta di fondazione	0.90 m

Spalla SP2

Dimensione trasversale del paramento verticale.....	3.00 m circa
Spessore del paramento verticale	0.90÷0.35 m
Altezza libera del paramento (valle).....	0.70 m
Altezza massima del paramento (monte)	1.60 m
Quota d'imposta inferiore dal piano stradale	-2.50 m
Altezza terreno di ricoprimento a valle.....	0.00 m
Altezza terreno di ricoprimento a monte	1.60 m
Dimensione longitudinale soletta di fondazione	2.70 m
Dimensione trasversale soletta di fondazione	3.00 m circa
Spessore soletta di fondazione	0.90 m

5. ANALISI DEI CARICHI

Visto che l'oggetto del presente elaborato è il solo ampliamento di ponticello esistente, il cui impalcato è costituito da travi in c.a.p. e soletta collaborante in c.a., non si considera il ponte nel suo completo sviluppo (larghezza stradale pari a circa 55.0m), ma l'analisi è limitata alla sola zona in ampliamento. Alla luce di ciò i carichi permanenti ed accidentali di seguito riportati sono riferiti ad una singola trave.

5.1. CARICHI PERMANENTI

5.1.1. Peso proprio trave in c.a.p.

Peso proprio della sezione corrente della trave in c.a.p.:

$$A_{\text{trav}} \cdot \gamma_{\text{cls}} = 0.2304 \cdot 25 \dots\dots\dots 5.76 \text{ kN/m}$$

$$\text{Totale pesi propri } g_1 = 5.76 \text{ kN/m}$$

5.1.2. Peso proprio soletta in c.a.

Peso proprio della sezione della soletta in c.a. (int. 0.75m):

$$A_{\text{trav}} \cdot \gamma_{\text{cls}} = 0.225 \cdot 25 \dots\dots\dots 5.63 \text{ kN/m}$$

$$\text{Totale pesi propri } g_2 = 5.63 \text{ kN/m}$$

5.1.3. Carichi permanenti portati

Pavimentazione 2.02 kN/m

$$\text{Permanenti portati } g_3 = 2.02 \text{ kN/m}$$

Non si considerano i carichi indotti dal marciapiede e dalla barriera di sicurezza, perché questi vanno ad insistere (sempre nell'ipotesi di ripartizione trasversale nulla tra le travi principali) sulla sola travata esterna, sulla quale però non potrà agire il carico accidentale, che incide in modo maggiore sul dimensionamento della struttura.

5.1.4. Carichi permanenti complessivi

$$\text{Totale permanenti } g = g_1 + g_2 + g_3 = 13.41 \text{ kN/m}$$

5.2. DISTORSIONI

5.2.1. Distorsioni di progetto

ε_1 non presenti.

5.2.2. Variazioni termiche

Nei calcoli si è assunto uno scarto termico omogeneo di $\pm 15^\circ$ rispetto alla temperatura media ambiente locale.

La variazione termica differenziale è stata prevista, come da normativa, pari a:

$$\Delta d = \pm 10^\circ$$

Per quanto riguarda l'effetto del ritiro del calcestruzzo, questo si può, com'è noto, assimilare a una variazione termica uniforme, che si aggiunge a quella precedentemente introdotta, pari a $+15^\circ$.

La struttura è isostatica, e quindi le variazioni termiche sopra riportate inducono degli spostamenti longitudinali, e non stati di sollecitazione interna.

5.2.3. Cedimenti vincolari

Non si considera la possibilità di un cedimento relativo significativo delle spalle.

5.3. CARICHI MOBILI

5.3.1. Carichi mobili statici

Si considerano i carichi mobili q_{1a} , q_{1b} e q_{1e} per ponte di prima categoria:

$$\begin{aligned}q_{1a} &= 600 \text{ kN (cfr. schema di Normativa)} \\q_{1b} &= 30.0 \text{ kN/m} \\q_{1e} &= 4.0 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

5.3.2. Incremento dinamico dei carichi mobili

$$\phi, \text{ coefficiente dinamico} = 1.4 - (L-10)/150 \quad (\phi_{\min} = 1)$$

$$\phi (L=9.20 \text{ m}) = 1.4$$

$$\begin{aligned}q_{2a} (L=9.20 \text{ m}) &= 0.40 \cdot 600 = 240 \text{ kN} \\q_{2b} (L=9.20 \text{ m}) &= 0.40 \cdot 30 = 12.0 \text{ kN/m} \\q_{2e} (L=9.20 \text{ m}) &= 0.40 \cdot 4 = 1.6 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

5.3.3. Carichi mobili complessivi

Si considera nei calcoli una sola trave in c.a.p. (interasse 0.75m), trascurando la possibilità di ripartizione trasversale dei carichi. In tal caso il carico mobile sopra riportato si riduce ad una colonna di carico costituita da tre impronte da 1.4x100 kN, di dimensioni 0.3x0.3m, distanziate tra loro di 1.50m.

L'impronta di carico, considerando una diffusione del carico a 45°, a livello di estradosso della trave in c.a.p., ha dimensioni:

$$b_1 = 0.3 + 2 \cdot (0.10 + 0.30) = 1.10 \text{ m} \quad \text{dir. longitudinale}$$

$$b_2 = 0.3 + 2 \cdot (0.10 + 0.30) = 1.10 \text{ m} > \text{interasse } 0.75 \text{ m} \quad \text{dir. trasversale}$$

Il carico agente quindi sulla singola travata è pari a $140 \times 0.75 / 1.10$, cioè 96 kN. Data la lunghezza del ponte ($L < 15 \text{ m}$), il carico $q_{1b/2b}$ non può agire contemporaneamente al carico $q_{1a/2a}$: perciò, data la minore intensità dell'azione, non lo si considera.

5.3.4. Azioni longitudinali di frenamento

$$q_{31} = 0.1 \cdot [6 \cdot 100] = 60 \text{ kN}$$

$$q_{32} = 0.2 \cdot [600 \cdot 1.0] = 120 \text{ kN}$$

$$q_3 = \max[q_{31}, q_{32}] = 120 \text{ kN}$$

Il carico q_3 è riferito ad una colonna di carico, che per normativa ha larghezza di 3.50m; quindi il carico agente sulla singola trave (larghezza 0.75m), è di 25.8 kN.

5.3.5. Azione centrifuga

$$q_4 = 30/R = 0.0 \text{ kN/m}$$

con $R = \infty$, curvatura costante dell'impalcato.

5.3.6. Azione del vento

La pressione del vento è pari a:

$$p_v = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

La superficie dei carichi transitanti esposta al vento si assimila ad una parete continua di altezza $h=3.0 \text{ m}$; complessivamente si avrà:

a) Esercizio con ponte scarico

Il vento insiste sulla trave in c.a.p., compreso il marciapiede; si ottiene:

$$q_{5a} = 0.90 \cdot 2.50 = 2.25 \text{ kN/m}$$

applicato a -0.35m dall'estradosso della soletta d'impalcato.

b) Esercizio con ponte carico

Il vento insiste sulla struttura, oltre che sui carichi viaggianti; si ottiene:

$$q_{5b} = (0.90+3.00) \cdot 2.50 = 9.75 \text{ kN/m}^2$$

applicato a 1.15m dall'estradosso dell'impalcato.

5.3.7. Resistenza di attrito agli appoggi

Gli appoggi sono del tipo in gomma armata, disposti per reagire alle sole azioni verticali; ne consegue che gli spostamenti sono liberi nel piano orizzontale, a meno della reazione opposta dall'appoggio stesso per mezzo della sua rigidità traslazionale, che però ha valore trascurabile. Non si hanno dunque reazioni di attrito per mezzo degli appoggi.

5.3.8. Azioni su parapetti e guard-rail

a) Azione applicata al guard-rail:

$$q_{8gr} = 45.0 \text{ kN} \quad (\text{in direzione trasversale})$$
$$q_{8gr} = 30.0 \text{ kN} \quad (\text{in direzione longitudinale})$$

L'azione è applicata a 0.60 m dal piano stradale.

b) Azione applicata ai parapetti:

$$q_{8pa} = 1.3 \text{ kN/m} \quad (\text{in direzione trasversale})$$

L'azione è applicata al corrimano del parapetto.

5.3.9. Azioni sismiche sulla struttura da ponte

L'opera in progetto è situata in comune di Udine (UD); ai sensi dell'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, integrata e modificata dall'Ordinanza del P.C.M. n. 3316 del 2 ottobre 2003, l'area d'intervento è classificata come zona sismica 2, con accelerazione al suolo a_g/g di 0.25.

È stata condotta un'analisi statica lineare, per determinare le azioni agenti sulle strutture di appoggio (si trascura l'azione sismica verticale).

Per la determinazione delle azioni sismiche si adottano i seguenti parametri:

Coefficiente d'importanza	$\gamma_I=1.3$
Categoria del suolo di fondazione:	B
Fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del terreno:	$S=1.25$
Coefficiente di smorzamento viscoso:	$\eta=1$
Periodi limite dello spettro di progetto orizzontale:	$T_B=0.15 \text{ s} / T_C=0.50 \text{ s} / T_D=2.00 \text{ s}$
Coefficiente di struttura per sisma in direzione X (longitudinale):	1.0
Coefficiente di struttura per sisma in direzione Y (trasversale):	1.0

In accordo con le vigenti norme sulla progettazione dei ponti stradali, non si considera la presenza di carichi accidentali viaggianti in concomitanza con l'evento sismico.

5.3.10. Spinta delle terre

La spinta delle terre dovuta ai carichi permanenti si sviluppa sulla superficie delle opere a contatto con il terreno. Le caratteristiche del terreno considerate nei calcoli sono quelle introdotte al capitolo 4. della presente relazione, relativamente agli strati di terreno indicati.

L'incremento di spinta con la profondità è regolato dalla nota formula:

$$\sigma = h \cdot \gamma \cdot K_a$$

con K_a coefficiente di spinta attiva per i vari strati di terreno considerati.

Incremento della spinta per carichi accidentali

La spinta delle terre dovuta a carichi accidentali q sul terrapieno a monte delle strutture di sostegno si traduce in una pressione orizzontale uniformemente distribuita sul muro pari a:

$$\sigma_q = q \cdot K_a$$

con K_a coefficiente di spinta attiva per i vari strati di terreno considerati.

Il carico accidentale indotto dal transito di mezzi mobili è assimilato ad un sovraccarico di 20 kPa.

5.3.11. Azioni sismiche sulle strutture di sostegno delle terre

L'opera è situata in comune di Udine (UD); ai sensi dell'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, integrata e modificata dall'Ordinanza del P.C.M. n. 3316 del 2 ottobre 2003, l'area d'intervento è classificata come zona sismica 2, con accelerazione al suolo a_g/g di 0.25. Il terreno, visto quanto riportato al p.to 4., è di tipo B. Si assume per γ_i un valore pari a 1.3.

In accordo con le vigenti norme sulla progettazione dei ponti stradali, non si considera la presenza di carichi accidentali viaggianti in concomitanza con l'evento sismico.

5.3.12. Incremento sismico delle spinte del terreno

La spinta indotta dal terreno a monte delle struttura di sostegno (flessibile) viene calcolato come somma di tre contributi, come di seguito riportato:

$$\begin{aligned} E_{d1} &= \frac{1}{2} \gamma' K H^2 \\ E_{d2} &= \pm \frac{1}{2} \gamma' K k_v H^2 \\ E_{d3} &= E_{ws} \end{aligned}$$

con:

γ' : peso specifico del terreno, ovvero differenza tra il peso specifico del terreno saturo ed il peso specifico dell'acqua, a seconda delle caratteristiche della falda;

K : coefficiente di spinta, attiva o passiva, del terreno (statico + dinamico);

H : altezza del muro di sostegno;

k_v : coefficiente sismico verticale, pari a:

$$k_v = \frac{1}{2} [S a_g/g] / r$$

$r = 1$ per opere di sostegno che non ammettono spostamenti;

$r = 2$ per opere di sostegno che ammettono spostamenti.

E_{ws} : spinta idrostatica dell'acqua a monte.

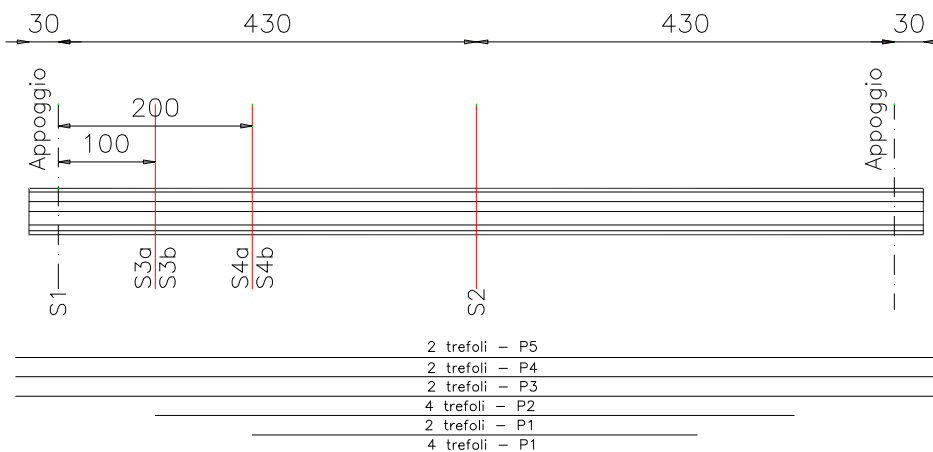
6. ANALISI DELL'IMPALCATO

Per l'analisi delle sollecitazioni sull'impalcato si è ricorso all'elaboratore elettronico, utilizzando il codice di calcolo SAP2000, di cui si riportano i tabulati del file di input ed i risultati di output in formato digitale nel CD-ROM allegato. L'analisi numerica si è limitata a schematizzare la trave isostatica in c.a.p., definendo i carichi agenti, per ricavare le caratteristiche di sollecitazione nelle sezioni maggiormente rilevanti.

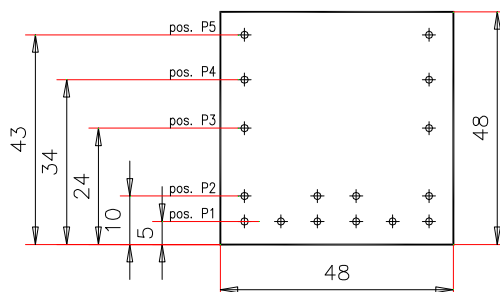
Per l'analisi della struttura la trave continua è stata schematizzata come una sequenza di elementi "frame", di sezione quadrata costante (0.48m di lato), la luce di calcolo è di 8.60m, e la lunghezza complessiva è di 9.20m.

I trefoli di precompressione sono stati descritti mediante elementi tipo "tendon", ad andamento rettilineo, ai quali sono associate la sezione effettiva, le caratteristiche di tesatura iniziale ed i punti di applicazione lungo la travata. Si riporta nello schema seguente la disposizione dei trefoli, caratterizzati da una tensione di tesatura iniziale di 1200 N/mm^2 .

SVILUPPO LONGITUDINALE TRAVE IN C.A.P.



SEZIONE TIPO TRAVE IN C.A.P.



6.1. CONDIZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico semplici, comuni agli stati limite rispetto ai quali verrà eseguita la verifica, considerate nel calcolo della trave sono le seguenti:

- c.c.1 : pesi propri g_1
- c.c.2 : precompressione
- c.c.3 : carichi permanenti g_2 (soletta)
- c.c.4 : carichi permanenti portati g_3
- c.c.5 : involuppo azioni indotte dal carico mobile $q_{1a/2a}$
- c.c.6 : carichi accidentali dovuti al frenamento
- c.c.8 : azione sismica

6.1.1. Combinazioni di carico

Le condizioni di carico di cui al precedente p.to vengono combinate tra loro per ottenere le seguenti combinazioni di carico, che saranno poi considerate nelle verifiche successive.

	g1	g2	g3	ε1	ε3	q1	q2	q3	q5	q6	q7
	p.prop.	Perm.	Spinta terre	Prec.	term.	Mobili	mobili	Frenam	Vento	sisma	attrito
STATI LIMITE DI ESERCIZIO – D.M. 4 MAGGIO 1990											
SLE-A1	1	1	0.7	1	1				1		1
SLE-A2	1	1	0.7	1	1	1	1		0.4		1
SLE-A3	1	1	0.7	1	1	1	1	1	0.2		1
SLE-A4	1	1	0.7	1	1	1	1		0.2		1
SLE-A5	1	1	0.7	1	1						
SLE-F1	1	1	0.7	1	1				0.4		
SLE-F2	1	1	0.7	1	1	ψ ₁ =1.0	ψ ₁ =1.0				
SLE-F3	1	1	0.7	1	1	ψ ₂ =0.7	ψ ₂ =0.7				
STATI LIMITE ULTIMI – D.M. 4 MAGGIO 1990											
SLU-U1	1.5 (1)	1.5 (1)	0.5	1.2 (0.85)	1.2 (0)				1.5		1.5
SLU-U2	1.5 (1)	1.5 (1)	0.5	1.2 (0.85)	1.2 (0)	1.5	1.5		0.9		1.5
SLU-U3	1.5 (1)	1.5 (1)	0.5	1.2 (0.85)	1.2 (0)	1.5	1.5	1.5	0.3		1.5
SLU-U4	1.5 (1)	1.5 (1)	0.5	1.2 (0.85)	1.2 (0)	1.5	1.5		0.3		1.5
STATO LIMITE ULTIMO IN CONDIZIONI SISMICHE – ord. del PCM n. 3274 del 20.03.2003											
SLU-SIS	1	1	1	1	1					1.0	

6.2. EFFETTI DELLA PRECOMPRESSIONE

Gli effetti della precompressione sono valutati automaticamente dal codice di calcolo utilizzato. Per ogni concio della discretizzazione ad elementi finiti il codice di calcolo determina l'eccentricità tra l'asse della sezione in c.a.p. ed i trefoli di precompressione, in base alla quale è possibile calcolare il momento flettente sulla sezione. Il carico assiale dovuto all'azione di precompressione nella sezione considerata è funzione della tensione di tesatura iniziale (dato di input) e delle perdite di tensione per attrito lungo il cavo, determinate con la relazione data dalla Normativa vigente:

$$\sigma_p(x_0+\delta x) = \sigma_p(x_0) \cdot [1 - f \cdot (\alpha + \beta \cdot \delta x)]$$

dove:

f = 0.3	coefficiente di attrito per cavo in guaina metallica;
β = 0.01 rad/m	deviazione angolare convenzionale
α(rad)	deviazione angolare nel tratto dx
δx(m)	lunghezza in orizzontale del tratto rettilineo considerato
σ _p (x ₀ +δx)	valore ridotto della tensione nel cavo ad una distanza δx dalla sezione in cui è applicata la tensione σ _p (x ₀)

Il valore della tensione di precompressione iniziale è costante per tutti i cavi lungo l'impalcato, ed è pari a 1200 N/mm².

Si osserva che dette perdite non vengono considerate nel caso in esame, poiché sono relative al caso di precompressione con cavi post5-tesi, mentre nel caso in esame la trave è pre-tesa.

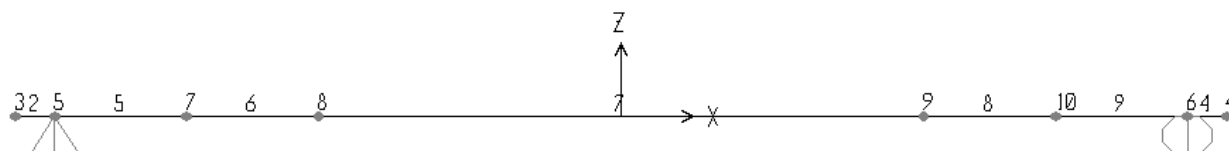
6.3. SEZIONI DI VERIFICA

Le verifiche di resistenza sono state condotte sulle sezioni più significative dell'impalcato e che presentano le sollecitazioni maggiori, sia in termini di pesi propri e permanenti che di carichi accidentali, così come di seguito individuate.

Le sezioni di verifica fanno riferimento allo schema ad E.F. adottato nel calcolo; in particolare, la corrispondenza tra le sezioni di verifica e gli E.F. introdotti è la seguente:

- S1 = concio n. 5 – nodo 5 (sezione in appoggio)
 S2 = concio n. 7 (sezione in mezzeria)
 S3a = concio n. 5 – nodo 7 (sezione a 1.00m dall'appoggio)
 S3b = concio n. 6 – nodo 7 (sezione a 1.00m dall'appoggio)
 S4a = concio n. 6 – nodo 8 (sezione a 2.00m dall'appoggio)
 S4b = concio n. 7 – nodo 8 (sezione a 2.00m dall'appoggio)

Si riporta nello schema seguente la numerazione dei conci (numerazione nodi e frame) a cui si farà riferimento nei paragrafi seguenti.



Numerazione nodi ed elementi

6.3.1. Caratteristiche geometriche delle sezioni

Si riportano di seguito le principali caratteristiche geometriche delle sezioni di calcolo della trave costituente l'impalcato, relativamente alle sezioni di verifica.

Sezione nella fase iniziale (senza soletta collaborante)

Caratteristiche geometriche della sezione

- Altezza: $H = 0.480$ m
 Larghezza: $B = 0.480$ m
 Area: $A = 0.2304$ m²
 Baricentro: $y = 0.240$ m (dal lembo inferiore)
 Momento d'inerzia: $I = 0.004424$ m⁴
 Modulo superiore: $W_s = 0.018432$ m³
 Modulo inferiore: $W_i = 0.018432$ m³

Posizione e n. trefoli nelle sezioni di verifica:

	Sezione S1	Sezione S2	Sezione S3a	Sezione S3b	Sezione S4a	Sezione S4b
Posizione P5 [+0.43m]	2 trefoli	2 trefoli	2 trefoli	2 trefoli	2 trefoli	2 trefoli
Posizione P4 [+0.34m]	2 trefoli	2 trefoli	2 trefoli	2 trefoli	2 trefoli	2 trefoli
Posizione P3 [+0.24m]	2 trefoli	2 trefoli	2 trefoli	2 trefoli	2 trefoli	2 trefoli
Posizione P2 [+0.14m]		4 trefoli		4 trefoli	4 trefoli	4 trefoli
Posizione P1 [+0.05m]	4 trefoli	6 trefoli	4 trefoli	4 trefoli	4 trefoli	6 trefoli

Sezione composta (trave con soletta collaborante)

Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza:	H =	0.780	m
Larghezza trave:	Bt =	0.480	m
Larghezza soletta:	Bs =	0.750	m
Area:	A =	0.4339	m ²
Baricentro:	y =	0.423	m (dal lembo inferiore)
Momento d'inerzia:	I =	0.0224	m ⁴
Modulo sup. (soletta):	Ws =	0.0627	m ³
Modulo inf. (soletta):	Wi =	0.3922	m ³
Modulo sup. (trave):	Ws =	0.3922	m ³
Modulo inf. (trave):	Wi =	0.0529	m ³

6.4. SOLLECITAZIONI FLETTENTI NELLE SEZIONI DI VERIFICA

Si riporta di seguito un estratto dei risultati dell'elaborazione numerica. I dati riportati sono quelli utilizzati nei successivi calcoli di verifica delle sezioni individuate al paragrafo precedente interessate dalle sollecitazioni flessionali.

Le sollecitazioni flettenti sono espresse in kNm e kN.

COND.	S1	S2	S3a	S3b	S4a	S4b
c.c.1 g1	/	53	22	22	38	38
c.c.2 (N _{prec})	-1668	-2669	-1668	-2335	-2335	-2669
c.c.2 (M _{prec})	-30	-186	-30	-123	-123	-186
c.c.3 g2	/	69	28	28	49	49
c.c.4 g3	/	19	8	8	13	13
c.c.5 Mobile	-29	475	204	204	342	342
		-22	-25	-25	-22	-22

6.5. VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

6.5.1. Descrizione generale della verifica a flessione

Si riporta di seguito uno schema riepilogativo delle principali procedure seguite per la determinazione delle sollecitazioni nelle sezioni di verifica nelle varie fasi di carico.

Fase 1: PRECOMPRESSIONE INIZIALE + PESO PROPRIO

σ_{spi} = tensione iniziale dei trefoli nella sezione di verifica

$A_{fp,tot}$ = area totale dei trefoli

$N_{pi} = A_{fp,tot} \cdot \sigma_{spi}$ = forza di precompressione iniziale

e = eccentricità cavo risultante rispetto il baricentro geometrico della sezione

$M_{pi} = N_{pi} \cdot e$ = momento di precompressione "isostatico"

$M_{tir} = M_{pi} + M_{g1}$ = Momento di verifica al taglio dei trefoli

$\sigma_{si,tr} = N_{pi}/A - M_{tir}/W_{sup,tr}$ = tensione iniziale al lembo superiore della trave

$\sigma_{ii,tr} = N_{pi}/A + M_{tir}/W_{inf,tr}$ = tensione iniziale al lembo inferiore della trave

Si considerano positive le tensioni/forze di trazione. In presenza di tensioni di trazione (al lembo inferiore o superiore), si valuta il carico di trazione complessivo nella zona tesa (T_R = area del diagramma triangolare dalla massima tensione di trazione al punto di nullo della tensione normale, espressa in [N]), dal quale si ottiene, considerando i tassi di lavoro convenzionali fissati dalla vigente normativa, l'area minima necessaria di armatura "lenta" per riprendere lo sforzo T_R :

$$A_{lmin} = T_R/215 \text{ (in mm}^2\text{, per acciaio Fe B 44k c.s.)}$$

L'armatura longitudinale lenta inferiore o superiore prevista dovrà essere sempre superiore ad A_{lmin} .

PERDITE E CADUTE DI TENSIONE:

Si descrive nel seguito la valutazione delle cadute di tensione e delle perdite "lente", distinguendo i contributi di ritiro, fluage, rilassamento ed effetti "elastici".

Cadute per accorciamento elastico: $\Delta_{ELAST} = \sigma_{cp} \cdot E_p / E_{cls}$

Perdita per ritiro: $\Delta_{RIT} = \epsilon_{RIT} \cdot E_p$

Viscosità: $\Delta_{VIS} = \mu_{VIS} \cdot \sigma_{cp} \cdot E_p / E_{cls}$

Considerando che il taglio dei trefoli avvenga non prima di 14 giorni di stagionatura del getto, si avrà:

$\epsilon_{RIT} = 0.00025$ valore di normativa

$R_{VIS} = 2.00$ valore di normativa

$E_p = 200000 \text{ N/mm}^2$ modulo di elasticità cavi di precompressione

$E_{cls} = 33541 \text{ N/mm}^2$ modulo di elasticità secante del calcestruzzo

σ_{cp} = tensione nella fibra di conglomerato posta al livello del cavo equivalente di precompressione

$\Delta\sigma_{sf} = \Delta_{RIT} + \Delta_{VIS}$ (ritiro + viscosità)

Rilassamento: $\Delta\sigma_{r\infty} = \beta \cdot \sigma_{spi}$

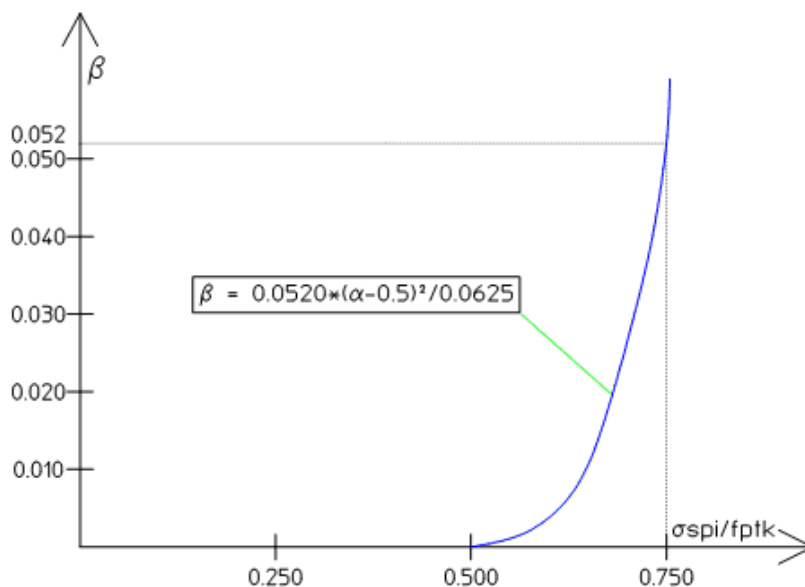
dove:

$\beta = \beta(\alpha)$

$\alpha = \sigma_{pi} / f_{ptk}$

f_{ptk} = tensione di rottura dell'acciaio armonico

dove $\beta = \beta(\alpha)$ si ottiene, per le caratteristiche meccaniche dell'acciaio considerato, dal diagramma seguente.



Per effetto dell'interdipendenza dei fenomeni di ritiro, viscosità e rilassamento, le Norme vigenti consentono una riduzione della perdita per rilassamento secondo la seguente espressione:

$\Delta'\sigma_{r\infty} = \Delta\sigma_{r\infty} \cdot (1 - 2.5 \cdot \Delta\sigma_{sf} / \sigma_{spi})$

La caduta/perdita totale di tensione risulta:

$$\Delta\sigma_{TOT} = \Delta\sigma_{ELAST} + \Delta\sigma_{sf} + \Delta\sigma_{r\infty} = p\% \cdot \sigma_{spi}$$

con p% percentuale di perdita complessiva

Tensione di precompressione in esercizio:

$$\sigma_p = \sigma_{spi} - \Delta\sigma_{TOT} \leq \sigma_{p,amm} = 0.6 \cdot f_{ptk} = 1118 \text{ N/mm}^2$$

Le variazioni di sollecitazioni dovute alle perdite "lente" si valutano tramite le:

$$\Delta N_{pr} = \Delta\sigma_{TOT} \cdot A_{fp,tot} \dots\dots\dots \text{variazione di sforzo normale assiale}$$

$$\Delta M_{pr} = \Delta N_{pr} \cdot e \dots\dots\dots \text{variazione di momento flettente}$$

Le conseguenti variazioni di tensione ai lembi superiore ed inferiore della trave valgono:

$$\Delta\sigma_{s,tr} = \Delta N_{pr}/A - \Delta M_{tot}/W_{sup}$$

$$\Delta\sigma_{i,tr} = \Delta N_{pr}/A + \Delta M_{tot}/W_{inf}$$

$$\sigma_{ps,tr} = \sigma_{si,tr} + \Delta\sigma_{s,tr}$$

$$\sigma_{pi,tr} = \sigma_{ii,tr} + \Delta\sigma_{i,tr}$$

Fase 2: GETTO DELLA SOLETTA

Si considera la variazione di sollecitazione flettente dovuta al peso della soletta di completamento, che in questa fase non è ancora collaborante con la trave in c.a.p.:

$$M_{sol} = M(c.c.3)$$

$$\Delta\sigma_{s,tr} = M_{sol}/W_{sup,tr}$$

$$\Delta\sigma_{i,tr} = M_{sol}/W_{inf,tr}$$

$$\sigma_{s,tr} = \sigma_{ps,tr} + \Delta\sigma_{s,tr}$$

$$\sigma_{i,tr} = \sigma_{pi,tr} + \Delta\sigma_{i,tr}$$

Fase 3: CARICHI PERMANENTI PORTATI

In questa fase la sezione reagente è quella composta dalla trave in c.a.p. e dalla soletta in c.a. gettata in opera. Le caratteristiche della sezione composta (riportate al p.to precedente) sono omogeneizzate alla sezione della trave in c.a.p., considerando un coefficiente di omogeneizzazione per il calcestruzzo della trave pari a 0.90 ($n_s = E_{sol} (Rck=45)/E_{tr} (Rck=55)$)

$$M_{perm} = M(c.c.4)$$

$$\Delta\sigma_{s,tr} = M_{perm}/W_{sup,tr}$$

$$\Delta\sigma_{i, tr} = M_{perm}/W_{inf,tr}$$

$$\sigma_{si,sol} = M_{perm}/W_{sup,sol} \quad \text{tensione al lembo superiore della soletta}$$

$$\sigma_{ii, sol} = M_{perm}/W_{inf,sol} \quad \text{tensione al lembo inferiore della soletta}$$

$$\sigma_{s,tr} = \sigma_{ps,tr} + \Delta\sigma_{s,tr}$$

$$\sigma_{i,tr} = \sigma_{pi,tr} + \Delta\sigma_{i,tr}$$

Fase 4: CARICHI ACCIDENTALI

In questa fase la sezione reagente è quella composta dalla trave in c.a.p. e dalla soletta in c.a. gettata in opera. Le sollecitazioni flettenti dovute ai carichi mobili vanno ad incrementare le tensioni sia nella soletta che nella trave:

$$M_{acc} = M(c.c.5)$$

$$\Delta\sigma_{s,tr} = M_{acc}/W_{sup,tr}$$

$$\Delta\sigma_{i, tr} = M_{acc}/W_{inf,tr}$$

$$\Delta\sigma_{s,sol} = M_{acc}/W_{sup,sol}$$

$$\Delta\sigma_{i, sol} = M_{acc}/W_{inf,sol}$$

$$\sigma_{s,tr} = \sigma_{ps,tr} + \Delta\sigma_{s,tr}$$

$$\sigma_{i,tr} = \sigma_{pi,tr} + \Delta\sigma_{i,tr}$$

$$\sigma_{s,sol} = \sigma_{ps,sol} + \Delta\sigma_{s,sol}$$

$$\sigma_{i,sol} = \sigma_{pi,sol} + \Delta\sigma_{i,sol}$$

Si considerano positive le tensioni di trazione. In presenza di tensioni di trazione, si valuta il carico di trazione complessivo nella zona tesa (T_R = area del diagramma triangolare dalla massima tensione di trazione al punto di nullo della tensione normale, espresso in [N]), dal quale si ottiene, considerando i tassi di lavoro ammissibili fissati dalla vigente normativa, l'area minima necessaria di armatura "lenta" per riprendere lo sforzo T_R :

$$A_{lmin} = T_R/175 \text{ (in mm}^2\text{, per acciaio Fe B 44k c.s.)}$$

L'armatura longitudinale lenta prevista dovrà essere sempre superiore ad A_{lmin} .

6.5.2. Verifiche

Alle pagine seguenti sono riportate, sotto forma di tabelle, le verifiche delle principali sezioni considerate; i calcoli di verifica sono stati effettuati secondo lo schema individuato al precedente paragrafo 7.5.1.

Con riferimento alla tabella delle combinazioni di carico riportata al p.to 7.2, nelle seguenti verifiche si farà riferimento alle sollecitazioni relative alla combinazione tipo SLE-A1, nella quale si hanno le sollecitazioni più gravose per la trave longitudinale oggetto della verifica.

Nelle tabelle seguenti, tutte le tensioni si intendono in N/mm² (positive se di trazione, negative se di compressione), le caratteristiche della sollecitazione in kN e kNm, le lunghezze in mm, le aree in mm².

6.5.2.1. Verifica alla fase 1 (taglio dei trefoli)

	Sezione S1	Sezione S2	Sezione S3a	Sezione S3b	Sezione S4a	Sezione S4b
E trave	33541	33541	33541	33541	33541	33541
Momento p.p.	0	53	22	22	38	38
Momento precompr	-30	-186	-30	-123	-123	-186
Sforzo assiale della precompressione	-1668	-2669	-1668	-2335	-2335	-2669
σ sup, flex	1.63	7.22	0.43	5.48	4.61	8.03
σ inf, flex	-1.63	-7.22	-0.43	-5.48	-4.61	-8.03
σ assiale	-7.24	-11.58	-7.24	-10.13	-10.13	-11.58
σ spi	-1200	-1200	-1200	-1200	-1200	-1200
σ sup,tr	-5.61	-4.37	-6.81	-4.65	-5.52	-3.55
σ inf,tr	-8.87	-18.80	-7.67	-15.61	-14.75	-19.61
σ cp	-7.36	-13.69	-7.27	-11.34	-11.15	-13.93

La tensione massima di compressione nel conglomerato risulta di 19.61 N/mm², inferiore al limite massimo ammesso per questa fase. In nessuna sezione il lembo superiore va in trazione.

Si ipotizza che tutte le perdite e cadute di tensione si sviluppino nel periodo che intercorre tra il taglio dei trefoli ed il getto della soletta. Si riporta nella tabella seguente il calcolo degli effetti dovuti a dette perdite e cadute:

	Sezione S1	Sezione S2	Sezione S3a	Sezione S3b	Sezione S4a	Sezione S4b
--	------------	------------	-------------	-------------	-------------	-------------

E acciaio	200000	200000	200000	200000	200000	200000
E trave	33541	33541	33541	33541	33541	33541
f _{ptk}	1864	1864	1864	1864	1864	1864
n	5.963	5.963	5.963	5.963	5.963	5.963
ε ritiro	0.00025	0.00025	0.00025	0.00025	0.00025	0.00025
Φ viscoso	2	2	2	2	2	2
Cadute elastiche	43.90	81.62	43.36	67.63	66.49	83.04
Perdita per ritiro	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00
Perdite viscosose	87.79	163.25	86.73	135.25	132.97	166.08
α	0.643777	0.643825	0.643777	0.643722	0.643722	0.643825
β	0.017199	0.01721	0.017199	0.017186	0.017186	0.01721
Δσ _{r∞}	20.64	20.65	20.64	20.62	20.62	20.65
Δ'σ _{r∞}	14.71	11.48	14.76	12.66	12.76	11.36
Δσ _{tot}	196.40	306.35	194.85	265.54	262.22	310.48
ΔM,prc	5	47	5	27	27	48
ΔN,prc	273	681	271	517	510	690
Δσ sup, flex	-0.27	-2.58	-0.26	-1.48	-1.46	-2.61
Δσ inf, flex	0.27	2.58	0.26	1.48	1.46	2.61
Δσ assiale	1.18	2.96	1.18	2.24	2.21	3.00
σ sup,tr	-4.69	-3.99	-5.89	-3.89	-4.77	-3.17
σ inf, tr	-7.42	-13.27	-6.23	-11.89	-11.07	-14.01

6.5.2.2. Verifica nella fase 2 (getto della soletta)

	Sezione S1	Sezione S2	Sezione S3a	Sezione S3b	Sezione S4a	Sezione S4b
E trave	37081	37081	37081	37081	37081	37081
Momento soletta	0	69	28	28	49	49
Δσ sup, flex	0.00	-3.74	-1.52	-1.52	-2.66	-2.66
Δσ inf, flex	0.00	3.74	1.52	1.52	2.66	2.66
σ sup,tr	-4.69	-7.73	-7.41	-5.41	-7.42	-5.83
σ inf, tr	-7.42	-9.52	-4.71	-10.38	-8.41	-11.35

6.5.2.3. Verifica nella fase 3 (carichi permanenti)

	Sezione S1	Sezione S2	Sezione S3a	Sezione S3b	Sezione S4a	Sezione S4b
E trave	37081	37081	37081	37081	37081	37081
E soletta	33541	33541	33541	33541	33541	33541
Momento permanenti	0	19	8	8	13	13
Δσ sup,	0.00	-0.27	-0.12	-0.12	-0.19	-0.19

soletta						
$\Delta\sigma$ inf, soletta	0.00	-0.04	-0.02	-0.02	-0.03	-0.03
$\Delta\sigma$ sup, trave	0.00	-0.05	-0.02	-0.02	-0.03	-0.03
$\Delta\sigma$ inf, trave	0.00	0.36	0.15	0.15	0.25	0.25
σ sup, soletta	0.00	-0.27	-0.12	-0.12	-0.19	-0.19
σ inf, soletta	0.00	-0.04	-0.02	-0.02	-0.03	-0.03
σ sup, trave	-4.69	-7.78	-7.43	-5.43	-7.46	-5.86
σ inf, trave	-7.42	-9.16	-4.56	-10.22	-8.17	-11.10

La tensione massima di compressione nella trave in c.a.p. risulta in questa fase (combinazione di carico permanente) di 11.10 N/mm², e non ci sono zone tese.

La soletta è anch'essa sempre compressa, con tensione massima di 0.27 N/mm², minore del limite massimo ammesso.

6.5.2.4. Verifica nella fase 4 (carichi permanenti + accidentali)

	Sezione S1	Sezione S2	Sezione S3a	Sezione S3b	Sezione S4a	Sezione S4b
Momento accidentali	-29	475	204	204	342	342
$\Delta\sigma$ sup, soletta	0.42	-6.85	-2.94	-2.94	-4.93	-4.93
$\Delta\sigma$ inf, soletta	0.07	-1.10	-0.47	-0.47	-0.79	-0.79
$\Delta\sigma$ sup, trave	0.07	-1.21	-0.52	-0.52	-0.87	-0.87
$\Delta\sigma$ inf, trave	-0.55	8.97	3.85	3.85	6.46	6.46
σ sup, soletta	0.42	-7.13	-3.06	-3.06	-5.12	-5.12
σ inf, soletta	0.07	-1.14	-0.49	-0.49	-0.82	-0.82
σ sup, trave	-4.62	-8.99	-7.95	-5.95	-8.33	-6.73
σ inf, trave	-7.96	-0.19	-0.71	-6.37	-1.71	-4.64

La tensione massima di compressione nella trave in c.a.p. risulta in questa fase (combinazione di carico rara) di 8.99 N/mm², e non ci sono zone tese.

La soletta è anch'essa sempre compressa, con tensione massima di 7.13 N/mm², minore del limite massimo ammesso.

6.6. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

La normativa prevede che venga eseguito un controllo sulla fessurazione della struttura. In particolare si deve verificare che:

nelle c.c. SLE-F1/SLE-F3: non si deve avere decompressione nella sezione
 nella c.c. SLE-F2: l'apertura della fessura deve essere inferiore a 0.2 mm (ambiente normale)

Si osserva che nelle combinazioni di carico analizzate al p.to 7.5 non si è mai verificata la decompressione della trave in c.a.p., e la soletta resta compressa sia nella combinazione di carico permanente (fase 3) che in quella rara (fase 4). Per questo motivo si omette la verifica allo stato limite di fessurazione, essendo la c.c. SLE-F2 coincidente, in termini di sollecitazioni, alla c.c. rara determinata in fase 4, e le c.c. SLE-F1/SLE-F2 risultano essere meno gravose della precedente (nella quale non si ha decompressione delle sezioni).

6.7. VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

Si riportano nella seguente tabella le deformate (rilevate in mezz'ora della trave) determinate nelle varie fasi di costruzione dell'impalcato:

fase 1: $\delta z = -6.9\text{mm}$ (negativo se verso l'alto)
 fase 2: $\delta z = -1.2\text{mm}$
 fase 3: $\delta z = -1.0\text{mm}$
 fase 4: $\delta z = +3.4\text{mm}$

Il rapporto freccia/luce corrisponde ad L/2500 circa, che si ritiene un valore accettabile per l'utilizzo della struttura.

6.8. VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI PRESSOFLESSIONE

Si eseguono le verifiche utilizzando le combinazioni di carico previste dalla normativa e riportate al paragrafo 7.2. In particolare si prendono in considerazione le seguenti combinazioni per la valutazione delle sollecitazioni agenti nelle sezioni considerate.

SL-U1: $1.0 G_k + 1.2 P_k$ *nella fase 1, al taglio dei trefoli*

SL-U2 $1.5 G_k + 0.85 P_k + 1.5 Q_k$ *massimo effetto dei carichi e minimo effetto della precompressione*

in cui P_k rappresenta l'azione di precompressione (al netto delle perdite e delle cadute di tensione nella SL-U2). I momenti resistenti M_{RD}^+/M_{RD}^- sono valutati includendo già gli effetti dell'eccentricità del carico assiale di precompressione, e vanno perciò confrontati con i soli momenti sollecitanti.

Combinazione di carico SL-U1

	S1	S2	S3a	S3b	S4a	S4b
1.0 M_{G1}	0	53	22	22	38	38
1.2 M_{PR}	-36	-224	-36	-148	-148	-224
Msoll	-36	-171	-14	-126	-110	-186
1.2 N_{PR}	-2000	-3203	-2000	-2802	-2802	-3203
Nsoll	-2000	-3203	-2000	-2802	-2802	-3203
Mrd⁺	336	533	336	469	469	533
Mrd⁻	-264	-85	-264	-172	-172	-85
<i>Mr/Ms</i>	7.3	10.0	15.2	21.3	12.3	14.0

Combinazione di carico SL-U2

SEZ	S1	S2	S3a	S3b	S4a	S4b
1.5 M_{G1}	0	80	33	33	57	57
1.5 M_{G2}	0	104	42	42	75	75
1.5 M_{G3}	0	30	12	12	19	19
0.85 M_{PR}	-21	-118	-21	-81	-82	-117
1.5 M_{mob}	-45	713	306	306	513	513
Msoll	-66	809	372	312	431	547
0.85 N_{PR}	-1186	-1690	-1188	-1546	-1551	-1682
Nsoll	-1186	-1690	-1188	-1546	-1551	-1682
Mrd⁺	1037	1670	1037	1460	1460	1670
Mrd⁻	-200	-125	-200	-150	-150	-125
<i>Mr/Ms</i>	4.4	1.8	2.6	3.7	2.1	2.5

6.9. VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI TAGLIO

Si riportano di seguito le verifiche a taglio nelle sezioni maggiormente sollecitate della struttura composta (l'azione tagliante prevalente e significativa è quella indotta dal carico mobile, che è applicato alla struttura composta trave-soletta).

Sezione S1 - Asta n. 5-nodo 5

$$V_{SD} = 450 \text{ kN}$$

Base B= 480 mm
Altezza H= 780 mm
Ast= staffa $\Phi 10$ passo S=10 cm

Verifica puntone compresso $V_{SD} < V_{RDU} = 2454 \text{ kN}$

Verifica armatura trasversale: $V_{CD} = 314 \text{ kN}$
 $V_{WD} = 368 \text{ kN}$
 $V_{SD} < V_{RD2} = \min(314 + 368; 2 \times 368) = 682 \text{ kN}$

Sezione S4b - Asta n. 7-nodo 8

$$V_{SD} = 306 \text{ kN}$$

Base B= 480 mm
Altezza H= 780 mm
Ast= staffa $\Phi 10$ passo S=20 cm

Verifica puntone compresso $V_{SD} < V_{RDU} = 2454 \text{ kN}$

Verifica armatura trasversale: $V_{CD} = 314 \text{ kN}$
 $V_{WD} = 184 \text{ kN}$
 $V_{SD} < V_{RD2} = \min(314 + 184; 2 \times 184) = 368 \text{ kN}$

6.9.1. Verifica a punzonamento

Si esegue la verifica a punzonamento della soletta dell'impalcato sotto l'azione dell'impronta di carico da 100 kN di dimensioni 0.30 x 0.30 m. Lo spessore minimo della soletta risulta essere pari a 0.30 m.

$$P_{max} = 0.5 \cdot 1.49 \cdot 2400 \cdot 300 = 536 \text{ kN} > P_{soll} = 100 (1 + 0.4) = 140 \text{ kN}$$

6.9.2. Verifica collegamento trave-soletta

Si esegue la verifica a scorrimento del collegamento tra la trave in c.a.p. e la soletta in c.a., considerando tre zone critiche:

zona 1: ascissa da -0.30m a +0.80m (misurata dall'appoggio)

zona 2: ascissa da +0.80m a +2.00m

zona 3: ascissa da +2.00m a +6.60m

zona 2: ascissa da +6.60m a +7.80m

zona 1: ascissa da +7.80m a +8.90m

La verifica è svolta sia in condizioni di esercizio ($\gamma_g = \gamma_q = 1.0$) sia in condizioni allo stato limite ultimo; si riportano le caratteristiche geometriche della sezione composta:

Momento d'inerzia (J): 0.022387 m⁴
Momento statico soletta (S): 0.046575 m³

Verifica nella zona 1 in condizioni di esercizio

$$V_{SD}(0.00\text{m}) = 303 \text{ kN} \quad V_{SD}(0.80\text{m}) = 265 \text{ kN}$$

Scorrimento Q: $Q = q \cdot L = (\tau \cdot b) \cdot L = V_{SD,m} \cdot S \cdot L / J = 472 \text{ kN}$

Staffe $\Phi 10/10\text{cm}$ a 4 bracci $\rightarrow \sigma_{st} = Q / Ast = 472000 / [8 \cdot 4 \cdot 75] = 197 \text{ N/mm}^2$

Verifica nella zona 2 in condizioni di esercizio

$$V_{SD}(0.80\text{m}) = 265 \text{ kN} \quad V_{SD}(2.00\text{m}) = 206 \text{ kN}$$

Scorrimento Q: $Q = q \cdot L = (\tau \cdot b) \cdot L = V_{SD,m} \cdot S \cdot L / J = 588 \text{ kN}$

Staffe $\Phi 10/15\text{cm}$ a 4 bracci $\rightarrow \sigma_{st} = Q / A_{st} = 588000 / [8 \cdot 4 \cdot 75] = 245 \text{ N/mm}^2$

Verifica nella zona 3 in condizioni di esercizio

$V_{SD}(2.00\text{m})=206 \text{ kN}$ $V_{SD}(4.30\text{m})=94 \text{ kN}$

Scorrimento Q: $Q=q \cdot L = (\tau \cdot b) \cdot L = V_{SD,m} \cdot S \cdot L / J = 718 \text{ kN}$

Staffe $\Phi 10/20\text{cm}$ a 4 bracci $\rightarrow \sigma_{st} = Q / A_{st} = 588000 / [11 \cdot 4 \cdot 75] = 218 \text{ N/mm}^2$

Nella verifica allo stato limite ultimo si valuta la capacità resistente delle staffe disposte lungo metà travata con lo scorrimento complessivo che si può sviluppare nel medesimo tratto. Si ottiene:

$V_{SD}(0.00\text{m})=450 \text{ kN}$ $V_{SD}(4.30\text{m})=140 \text{ kN}$

Scorrimento Q: $Q=q \cdot L = (\tau \cdot b) \cdot L = V_{SD,m} \cdot S \cdot L / J = 2640 \text{ kN}$

Si dispongono in metà trave 27 staffe $\Phi 10$ a 4 bracci: la resistenza ultima del singolo braccio $\Phi 12$ è di 27.9kN, per cui la capacità resistente allo scorrimento risulta pari a 3020 kN, superiore a quella richiesta.

6.10. VERIFICA SOLETTA

La soletta ha spessore di 0.30m, costante, ed è prevalentemente interessata dalle sollecitazioni indotte dalle azioni longitudinali, calcolate al p.to 7.5. In detta direzione, poiché la soletta resta compressa in ogni combinazione di carico considerata, ed in ogni sezione analizzata, si dispongono $\Phi 12/20$ superiori ed inferiori.

Trasversalmente la soletta presenta dei tratti in appoggio (sulla trave in c.a.p.) di larghezza 0.48m, e dei tratti liberi di ampiezza 0.27m circa; essendo lo spessore pari a 0.30m, superiore al tratto libero, i carichi che si vanno a posizionare nel tratto libero sono bilanciati mediante un meccanismo puntone-tirante. In particolare la forza di trazione richiesta al lembo inferiore della soletta è di 46 kN/m; si posizionano quindi barre $\Phi 10/20$, nelle quali si sviluppa una tensione di 123 N/mm².

6.11. VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE

La struttura del ponticello è costituita da una spalla "libera" (SP2) ed una spalla costituente ritegno sismico (SP1); il collegamento tra impalcato e spalla avviene attraverso la soletta superiore, direttamente collegata al muro paraghiaia della spalla.

Vista la limitata luce del manufatto, si considera sola l'azione sismica orizzontale; questa è valutata assumendo un'accelerazione sismica pari a 0.3125g, da applicare alle masse sismiche. Tale valore, pari all'accelerazione al suolo, è stato assunto in quanto la spalla è particolarmente tozza, ed il collegamento con la soletta è di tipo rigido; la normativa prevede, per le masse delle opere di sostegno (il cui moto è pari a quello del terreno) un'accelerazione orizzontale pari ad S_a/r (nel caso in esame pari a 0.156g circa).

Il moto dell'impalcato è in questo caso solidale con quello della struttura di sostegno, e quindi risulta sottoposto alla medesima accelerazione. A titolo conservativo si utilizza l'accelerazione al suolo ($r=1$).

La forza che ne deriva è pari a 39 kN/trave, ovvero 1.3-52 kN/m in direzione longitudinale; la tensione che si sviluppa nelle barre longitudinali della soletta (che possono lavorare a trazione) è pari a 62 N/mm², inferiore al limite di progetto.

Trasversalmente l'impalcato si sviluppa per circa 3.00m (4 travi ad interasse 0.75m), il che comporta un'azione sismica trasversale complessiva di 1.3-155 kN; la soletta di nuova realizzazione è collegata a quella esistente attraverso almeno 3 spinotti $\Phi 16\text{m}$, fissati con resine chimiche ad alta aderenza; la forza che ogni singolo spinotto deve assorbire è di 8.0 kN, e la tensione che si sviluppa nella barra è di 40 N/mm².

7. ANALISI STRUTTURALE DELLE SPALLE

Le spalle del ponte in oggetto presentano dimensioni diverse per il diverso funzionamento che esse hanno.

La spalla SP1 ha funzione di ritegno sismico longitudinale, presenta una soletta con spessore di 0.90m, larghezza complessiva di 2.70m (di cui 0.80m a valle e 1.00m a monte); il paramento verticale presenta un'altezza libera a valle di 0.70m, e di 1.60m a monte, ha spessore costante di 0.90m fino al piano di posa della trave in c.a.p., ed il muretto paraghiaia ha spessore di 0.40m.

La spalla SP2 ha il solo compito di appoggio per la struttura dell'impalcato, ma per semplicità costruttiva presenta dimensioni simili a quelle della SP1. La soletta di fondazione ha spessore di 0.90m, larghezza complessiva di 2.70m, analogamente all'altra spalla; il paramento verticale presente il medesimo sviluppo in altezza, lo spessore è ancora di 0.90m, ma il muretto paraghiaia è in questo caso di 0.35m, in modo da realizzare un giunto longitudinale di 0.05m.

7.1. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

Per valutare le sollecitazioni sulla spalla si sono considerate le condizioni di carico già riportate nei capitoli precedenti.

Si riportano di seguito i valori delle sollecitazioni indotte sulla spalla, nelle condizioni di carico riportate nei capitoli precedenti, riferite alla singola trave in c.a.p.

Si indica con z l'asse verticale ed x la direzione longitudinale del ponte.

COND.	Spalla SP1		Spalla SP2
	N [kN/m]	Tx [kN/m]	N [kN/m]
c.c.1 g1	26.5	/	26.5
c.c.2 P _{RK}	/	/	/
c.c.3 g2	34.5	/	34.5
c.c.4 g3	9.2	/	9.2
c.c.5 Mobile	248	/	248
c.c.6 Frenam.	/	25.7	/
c.c.7 Sisma	/	52.0	/

L'analisi degli elementi resistenti (soletta, paramento) verrà svolta considerando una striscia unitaria di struttura, assimilandola ad una semplice struttura di sostegno.

Il terreno di riporto posto a monte della spalla, con funzione di riempimento, ha un'altezza di calcolo di 1.60m per entrambe le spalle; si trascura l'eventuale terreno posizionato a valle del paramento.

7.2. COMBINAZIONI DI CARICO

Si considerano le seguenti combinazioni di carico, basate sulle condizioni descritte in precedenza, per eseguire le verifiche di resistenza della struttura:

- verifiche agli Stati Limite di Esercizio

C.C.1 : c.c.1 + c.c.2 + c.c.3+ c.c.4

C.C.2: c.c.1 + c.c.2 + c.c.3+ c.c.4+ c.c. 5 + c.c.6

- verifiche allo Stato Limite Ultimo

C.C.3: 1.5 [c.c.1 + c.c.3 + c.c. 4] + 0.85 [c.c.2] + 1.5/0.0 [c.c.5] + 1.5/0.0 [c.c.6]

C.C.4: 1.0 [c.c.1 + c.c.3 + c.c. 4] + 1.2 [c.c.2] + 1.5/0.0 [c.c.5] + 1.5/0.0 [c.c.6]

- verifica sismica allo Stato Limite Ultimo

C.C.5 : 1.0 [c.c.1 + c.c.2 + c.c.3 + c.c.4] + 1.3 [c.c.7]

Le verifiche di stabilità della struttura sono:

C.C. C1: 1.0 [c.c.1 + c.c.2 + c.c.3 + c.c.4] + 1.3 [c.c.5+ c.c.6]

C.C. C2: 1.0 [c.c.1 + c.c.2 + c.c.3 + c.c. 4] + 1.3 [c.c.7]

7.3. CARICHI SUGLI APPOGGI

Sulle due spalle si posizionano, per ogni trave in c.a.p., appoggi mobili in gomma armata, dimensionati per resistere ai soli carichi verticali.

Il valore massimo del carico (nelle combinazioni di carico d'esercizio) ottenuto sul singolo appoggio vale:

Carico verticale	$P_{max} = 318 \text{ kN}$	[$P_{min} = 71 \text{ kN}$]
Carico orizzontale trasversale	$H_{max} = / \text{ kN}$	
Carico orizzontale longitudinale	$H_{max} = / \text{ kN}$	

(le azioni orizzontali vengono trasferite dalla soletta alle strutture adiacenti e di fondazione)

Nella combinazione di carico sismica il carico agente sul singolo appoggio è pari a 71 kN (dovuto ai carichi permanenti).

L'escursione longitudinale del sistema di appoggio è di $\pm 10 \text{ mm}$.

7.4. GIUNTI DI DILATAZIONE

I giunti di dilatazione sono impermeabili in neoprene per carichi pesanti, e sono calcolati per una escursione massima di $\pm 15^\circ$ (deformazione termica), che provoca sulle due spalle del viadotto un allungamento differenziale massimo di circa $\pm 2 \text{ mm}$.

Lo spostamento massimo calcolato in condizioni sismiche, rilevato sulla spalla SP2, risulta pari a $\pm 6 \text{ mm}$ circa in direzione longitudinale.

Si prevede quindi un giunto di dilatazione in neoprene impermeabile con escursione massima pari ad almeno $\pm 10 \text{ mm}$.

7.5. VERIFICHE SPALLA SP1

Si riportano nel seguito le verifiche a stabilità della spalla SP1, che ha funzione di ritegno nei confronti delle azioni orizzontali longitudinali, e le verifiche dei principali elementi strutturali che la compongono.

7.5.1. Verifica a stabilità

L'analisi della spalla viene condotta considerando una fascia unitaria di struttura, alla quale vengono applicati i carichi trasmessi dall'impalcato e la spinta del terreno retrostante.

Nella combinazione di carico C1 si ottengono i seguenti risultati (nella c.c. più gravosa):

Carico verticale globale massimo:	648 kN/m
Azione orizzontale complessiva:	89 kN/m
Momento rispetto il vertice a valle (O):	-598 kNm/m

Forza resistente per attrito:	$648 \text{ kN/m} \cdot \tan(29.3^\circ) = 181 \text{ kN/m}$
Eccentricità rispetto O:	-0.93m
Eccentricità rispetto il baricentro della soletta (G):	0.43m
Pressione massima a valle:	467 kPa
Pressione minima a monte:	13 kPa

Nella combinazione di carico C2, nel caso di spinta verso valle, si ottengono i seguenti risultati (nella c.c. più gravosa):

Carico verticale globale:	221 kN/m
Azione orizzontale complessiva:	122 kN/m
Momento rispetto il vertice a valle (O):	-101 kNm/m

Forza resistente per attrito:	$221 \text{ kN/m} \cdot \tan(29.3^\circ) = 123 \text{ kN/m}$
Eccentricità rispetto O:	-0.46m
Eccentricità rispetto il baricentro della soletta (G):	0.89m
Pressione massima a valle:	323 kPa
Pressione minima a monte:	0.0 kPa

[la sezione è parzializzata ($ecc < B/3$)]

Le verifiche a ribaltamento risultano in entrambe le combinazioni soddisfatte (la risultante delle azioni cade all'interno della base fondazionale), così come la verifica a scorrimento. La capacità resistente orizzontale risulta infatti in entrambi i casi maggiore della forza sollecitante. La pressione massima rilevata è di 467 kPa, inferiore alla capacità ultima di progetto calcolata al cap. 4, pari a 513 kPa.

7.5.2. Verifiche di resistenza

Si eseguono di seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate dei vari elementi strutturali; le azioni sollecitanti relative alla spinta delle terre (attiva e passiva) vengono calcolate senza ridurre le caratteristiche meccaniche del terreno.

7.5.2.1. Paramento di facciata

La struttura in elevazione viene dimensionata per resistere alle azioni indotte dal terreno (sia in condizioni statiche che sismiche) a monte della stessa, nonché alle azioni trasmesse dall'impalcato. Il paramento viene dimensionato assumendo uno schema resistente a mensola.

La sezione di base della facciata ha spessore di 0.90m, e risulta armata con 5 Φ 20/m a monte e valle. Le sollecitazioni nelle verifiche si riferiscono ad una striscia unitaria di mensola.

Verifiche in esercizio

sezione base H=0.9 m As=5 Φ 20 A's=5 Φ 20
M_{SD}=150 kNm/m σ_{cls} =-2.0 N/mm² σ_s =122 N/mm²

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

sezione base H=0.9 m As=5 Φ 20 A's=5 Φ 20
M_{SD}=225 kNm/m M_{RD}= 474 kNm/m
V_{SD}=80 kN/m < V_{RD1}= 290 kN/m

Verifiche in condizioni sismiche

sezione base H=1.5 m As=5 Φ 20 A's=5 Φ 20
M_{SD}=168 kNm/m σ_{cls} = -2.3 N/mm² σ_s =140 N/mm²
V_{SD}=115 kN/m < V_{RD1}= 290 kN/m

7.5.2.2. Soletta di fondazione

La soletta di fondazione è realizzata in c.a, presenta uno spessore pari a 0.9m, ed è sollecitata dalla sottospinta del terreno, ovvero dal peso proprio del rilevato posto a monte. La struttura è calcolata a mensola, considerata incastrata al muro verticale, e si verificano le sezioni di incastro dei due elementi strutturali principali (mensola a valle, L=0.8m, e mensola a monte, L=1.0m).

MENSOLA A VALLE

Si verifica la sezione di incastro della mensola, considerando agente il peso proprio del terreno di ricoprimento, e le sottopressioni del terreno di base.

Verifiche in esercizio

Sez. d'incastro H=0.9 m Asup=5 Φ 20 Ainf=5 Φ 20
M_{SD}= -102 kNm/m σ_{cls} = -1.4 N/mm² σ_s = 83 N/mm²

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Sez. d'incastro H=0.9 m Asup=5 Φ 20 Ainf=5 Φ 20
M_{SD}= -154 kNm/m M_{RD}= 474 kNm/m
V_{SD}=364 kN/m > V_{RD1}= 290 kN/m

Si dispongono delle barre piegate a 45° (Φ 16/40), disposte con passo s=500mm.

Verifica puntone compresso V_{SD} < V_{RD1}=3922 kN

Verifica armatura trasversale: V_{cd}= 575 kN

V_{wd}=388 kN

V_{Rd2}=776 kN > V_{SD}

Verifiche in condizioni sismiche

Sez. d'incastro H=0.9 m Asup=5 Φ 20 Ainf=5 Φ 20
M_{SD}= -73 kNm/m σ_{cls} =-1.0 N/mm² σ_s =60 N/mm²
V_{SD}=160 kN/m < V_{RD1}= 290 kN/m

MENSOLA A MONTE

Si verifica la sezione di incastro della mensola, considerando agente il peso proprio del terreno di ricoprimento, e le sottopressioni del terreno di base.

Verifiche in esercizio

Sez. d'incastro	H=0.9m	Asup=5Φ20	Ainf=5Φ20
M _{SD} = -11 kNm/m	σ _{cls} = -0.2 N/mm ²	σ _s = 9 N/mm ²	

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Sez. d'incastro	H=0.9 m	Asup=5Φ20	Ainf=5Φ20
M _{SD} = 22 kNm/m	M _{RD} = 474 kNm/m		
V _{SD} =61 kN/m < V _{RD1} = 290 kN/m			

Verifiche in condizioni sismiche

Sez. d'incastro	H=0.9 m	Asup=5Φ20	Ainf=5Φ20
M _{SD} = 27 kNm/m	σ _{cls} =-0.4 N/mm ²	σ _s =22 N/mm ²	
V _{SD} =53 kN/m < V _{RD1} = 290 kN/m			

7.6. VERIFICHE SPALLA SP2

Si riportano nel seguito le verifiche a stabilità della spalla SP2, e le verifiche dei principali elementi strutturali che la compongono.

7.6.1. Verifica a stabilità

L'analisi della spalla viene condotta considerando una fascia unitaria di struttura, alla quale vengono applicati i carichi trasmessi dall'impalcato e la spinta del terreno retrostante.

Nella combinazione di carico C1 si ottengono i seguenti risultati (nella c.c. più gravosa):

Carico verticale globale massimo: 646 kN/m
Azione orizzontale complessiva: 58 kN/m
Momento rispetto il vertice a valle (O): -670 kNm/m

Forza resistente per attrito: 646 kN/m · tan(⅓ · 29.3°)=181 kN/m
Eccentricità rispetto O: -1.03m
Eccentricità rispetto il baricentro della soletta (G): 0.32m
Pressione massima a valle: 406 kPa
Pressione minima a monte: 73 kPa

Nella combinazione di carico C2, nel caso di spinta verso valle, si ottengono i seguenti risultati (nella c.c. più gravosa):

Carico verticale globale: 218 kN/m
Azione orizzontale complessiva: 62 kN/m
Momento rispetto il vertice a valle (O): -243 kNm/m

Forza resistente per attrito: 218 kN/m · tan(29.3°)=122 kN/m
Eccentricità rispetto O: -1.11m
Eccentricità rispetto il baricentro della soletta (G): 0.24m
Pressione massima a valle: 124 kPa
Pressione minima a monte: 38 kPa

Le verifiche a ribaltamento risultano in entrambe le combinazioni soddisfatte (la risultante delle azioni cade all'interno della base fondazionale), così come la verifica a scorrimento. La capacità resistente orizzontale risulta infatti in entrambi i casi maggiore della forza sollecitante. La pressione massima rilevata è di 406 kPa, inferiore alla capacità ultima di progetto calcolata al cap. 4, pari a 513 kPa.

7.6.2. Verifiche di resistenza

Si eseguono di seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate dei vari elementi strutturali; le azioni sollecitanti relative alla spinta delle terre (attiva e passiva) vengono calcolate senza ridurre le caratteristiche meccaniche del terreno.

7.6.2.1. Paramento di facciata

La struttura in elevazione viene dimensionata per resistere alle azioni indotte dal terreno (sia in condizioni statiche che sismiche) a monte della stessa, nonché alle azioni trasmesse dall'impalcato.

Le dimensioni della struttura e l'armatura posizionata sono analoghe a quelle della spalla SP1; le sollecitazioni orizzontali (e quindi i momenti flettenti) agenti sul paramento della spalla SP2 sono inferiori a quelli determinati sulla spalla SP1, già verificata al p.to precedente.

Le verifiche a flessione e taglio sono quindi automaticamente soddisfatte anche per il paramento del manufatto oggetto del presente paragrafo.

7.6.2.2. Soletta di fondazione

La soletta di fondazione è realizzata in c.a, presenta uno spessore pari a 0.9m, ed è sollecitata dalla sottospinta del terreno, ovvero dal peso proprio del rilevato posto a monte. La struttura è calcolata a mensola, considerata incastrata al muro verticale, e si verificano le sezioni di incastro dei due elementi strutturali principali (mensola a valle, $L=0.8m$, e mensola a monte, $L=1.0m$).

MENSOLA A VALLE

Si verifica la sezione di incastro della mensola, considerando agente il peso proprio del terreno di ricoprimento, e le sottopressioni del terreno di base.

Verifiche in esercizio

Sez. d'incastro $H=0.9\text{ m}$ $A_{sup}=5\Phi 20$ $A_{inf}=5\Phi 20$
 $M_{SD}=-90\text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls}=-1.2\text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=74\text{ N/mm}^2$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Sez. d'incastro $H=0.9\text{ m}$ $A_{sup}=5\Phi 20$ $A_{inf}=5\Phi 20$
 $M_{SD}=-135\text{ kNm/m}$ $M_{RD}=474\text{ kNm/m}$
 $V_{SD}=322\text{ kN/m} > V_{RD1}=290\text{ kN/m}$

Si dispongono delle barre piegate a 45° ($\Phi 16/40$), disposte con passo $s=500\text{ mm}$.

Verifica puntone compresso $V_{SD} < V_{RDU}=3922\text{ kN}$

Verifica armatura trasversale: $V_{cd}=575\text{ kN}$
 $V_{wd}=388\text{ kN}$
 $V_{Rd2}=776\text{ kN} > V_{SD}$

Verifiche in condizioni sismiche

Sez. d'incastro $H=0.9\text{ m}$ $A_{sup}=5\Phi 20$ $A_{inf}=5\Phi 20$
 $M_{SD}=-29\text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls}=-0.4\text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=24\text{ N/mm}^2$
 $V_{SD}=69\text{ kN/m} < V_{RD1}=290\text{ kN/m}$

MENSOLA A MONTE

Si verifica la sezione di incastro della mensola, considerando agente il peso proprio del terreno di ricoprimento, e le sottopressioni del terreno di base.

Verifiche in esercizio

Sez. d'incastro $H=0.9\text{ m}$ $A_{sup}=5\Phi 20$ $A_{inf}=5\Phi 20$
 $M_{SD}=-29\text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls}=-0.4\text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=24\text{ N/mm}^2$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Sez. d'incastro $H=0.9\text{ m}$ $A_{sup}=5\Phi 20$ $A_{inf}=5\Phi 20$
 $M_{SD}=-41\text{ kNm/m}$ $M_{RD}=-474\text{ kNm/m}$
 $V_{SD}=104\text{ kN/m} < V_{RD1}=290\text{ kN/m}$

Verifiche in condizioni sismiche

Sez. d'incastro $H=0.9\text{ m}$ $A_{sup}=5\Phi 20$ $A_{inf}=5\Phi 20$
 $M_{SD}=17\text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls}=-0.3\text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=14\text{ N/mm}^2$
 $V_{SD}=5\text{ kN/m} < V_{RD1}=290\text{ kN/m}$

8. ELABORATI DI CALCOLO

Gli elaborati dei calcoli eseguiti con il calcolatore elettronico sono riportati in formato digitale in allegato separato. In particolare si riporta il tabulato di input ed output dell'analisi lineare eseguita per il calcolo della trave in c.a.p..