



Comune di Parma

Progetto per una linea di T.R.M. nella città di Parma tra la stazione RFI ed il Campus universitario (cfr. AVVISO 3 - Comunicato n.1 del MIT per interventi finanziabili dallo Stato nel settore del Trasporto Rapido di Massa).

**PONTE STENDHAL
INSTALLAZIONE PALI.T.E.
SU IMPALCATO ESISTENTE.
RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA**

DOC.

PR1Fi20

REV.

A

SCALA

-

FILE

PR1Fi20A



Progettazione infrastruttura stradale
Integrazione prestazioni specialistiche



Progettazione sistema trazione elettrica



Analisi trasportistica



Consulenza materiale rotabile



Analisi costi benefici



Progettazione sistema di alimentazione

STUDIO INGEGNERIA
GENNARI

Consulenza progettazione strutturale

A	16/01/25	Emissione			
REVISIONE	DATA	OGGETTO	REDATTO	VERIFICATO	AUTORIZZATO

Sommario

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3	ANALISI STORICA - DOCUMENTAZIONE BIBLIOGRAFICA PONTE ESISTENTE.....	3
3.1	DOCUMENTAZIONE BIBLIOGRAFICA.....	4
3.1.1	<i>Disegni “di gara” del ponte.....</i>	4
3.2	NORMATIVA VIGENTE ALL’EPOCA DELLA COSTRUZIONE.....	4
4	INQUADRAMENTO NORMATIVO POSA DEI PALI T.E.	5
4.1	INQUADRAMENTO INTERVENTO AI FINI SISMICI	5
4.1.1	<i>Considerazioni in merito all’incremento dei carichi permanenti.....</i>	5
4.1.2	<i>Carichi permanenti dovuti alla T.E.</i>	7
4.2	AUMENTO PERCENTUALE CARICHI PERMANENTI.....	7
4.3	EVENTUALI INTERVENTI VOLTI AD ANNULLARE L’INCREMENTO DI PESI PERMANENTI AGGIUNTI DELLA T.E.	8
4.4	VERIFICA LOCALE SBALZO PONTE.....	9
4.4.1	<i>Verifica a flessione</i>	12
5	CONTROLLI DA ATTUARSI IN SEDE DI PROGETTAZIONE ESECUTIVA	14
6	FATTIBILITÀ INTERVENTO DI POSA PALI T.E.	15

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 5-1:	STRALCIO DA ALLEGATO 1, D.G.R. 2272/2016 DELL’EMILIA ROMAGNA	5
FIGURA 5-2:	SEMI SEZIONE LONGITUDINALE (STRALCIO DA TAV.3P)	6
FIGURA 5-3:	SEZ. A-A (STRALCIO DA TAV.3P).....	6
FIGURA 5-4:	SEZIONE B-B E SEZIONE C-C (STRALCIO DA TAV.3P).....	6
FIGURA 5-5:	STRALCIO DA ALLEGATO 1, D.G.R. 2272/2016 DELL’EMILIA ROMAGNA	8
FIGURA 5-6:	SCHEMI DI CARICO SBALZO PONTE	9
FIGURA 5-7:	SEZIONE B-B (STRALCIO DA TAV.6P)	11
FIGURA 5-8:	MATERIALI PREVISTI NEL PROGETTO PRELIMINARE	11
FIGURA 5-9:	DOMINIO M-N DELLA SEZIONE (IL P.TO BLU INDICA LA SOLLECITAZIONE DI PROGETTO CONSIDERATA)	13
FIGURA 6-1 :	ESTRATTO DA ELABORATI BIBLIOGRAFICI PONTE STHENDAL.....	14

1 PREMESSA

Il presente studio di fattibilità è destinato a valutare l'ammissibilità e le condizioni di posa di pali della trazione elettrica sul ponte Stendhal a Parma, da installare ad uso del nuovo sistema di trasporto rapido di massa (TRM).

I pali verrebbero installati all'incirca alla metà della campata centrale del ponte, a sostegno di linee di contatto della t.e.; i pali sarebbero in numero di due, contrapposti e posizionati sull'attuale marciapiede/pista ciclabile presente sul manufatto.

La presente relazione intende fornire le valutazioni necessarie a stabilire la fattibilità dell'intervento dal punto di vista strutturale, in particolare l'ammissibilità della posa sulle strutture esistenti.

E' associato alla presente relazione l'elaborato grafico di inquadramento dell'intervento.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M. 17.01.2018: Norme tecniche per le costruzioni;
- Circ. n° 7 del 21 Gennaio 2019: Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.
- L.R. Emilia Romagna n° 19/2008 del 30/10/2008 "Norme per la riduzione del rischio sismico"
- DGR 2272/2016 dell'Emilia Romagna : "Atto di indirizzo recante l'individuazione degli interventi privi di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici e delle varianti in corso d'opera, riguardanti parti strutturali, che non rivestono carattere sostanziale, ai sensi dell'articolo 9, comma 4. Della L.R. 19 del 2008."

3 ANALISI STORICA - DOCUMENTAZIONE BIBLIOGRAFICA PONTE ESISTENTE

E' nota l'epoca di costruzione del ponte risalente alla fine degli anni '80 del secolo scorso.

Sulla base di tale informazione ed in vigenza all'epoca della denuncia Lavori ex art. 4 Legge 1086/71, SMTP ha fatto richiesta di accesso agli atti per recuperare eventuale documentazione progettuale presso l'archivio del ex Genio Civile; tale ricerca non ha dato esito positivo.

E' possibile che il Committente dell'opera (che era il Comune di Parma) non abbia effettuato la denuncia lavori avvalendosi della facoltà, prevista al medesimo articolo, legata alla presenza di un ingegnere a capo della struttura tecnica. Alla data della redazione della presente relazione, SMTP non ha recuperato nessun documento ufficiale presso l'Amministrazione.

Alcuni documenti, non ufficiali, ma (parrebbe) facenti parte di una documentazione di gara sono comunque stati messi a disposizione e vengono di seguito descritti

3.1 DOCUMENTAZIONE BIBLIOGRAFICA

3.1.1 Disegni “di gara” del ponte

Occorre precisare che tutti i documenti (disegni e relazioni recuperati) fanno riferimento alla “*lettera di invito per la realizzazione del ponte a sud di Parma*”; essi sono datati giugno 1986 ed i contenuti grafici risultano essere in apparente accordo (almeno a livello di carpenterie ed assiemi) con quanto essere stato realizzato e visibile ad oggi.

Gli elaborati di cui sopra sono :

- *Capitolato Speciale di appalto*
- *Relazione tecnico descrittiva*
- *Assetto generale*
- *Carpenteria impalcato*
- *Carpenteria pile*
- *Carpenteria spalle*
- *Precompressione longitudinale e trasversale impalcato*
- *Dettagli apparecchi di appoggio e giunti di dilatazione*

In particolare gli elaborati di carpenteria rappresentano in modo dettagliato le strutture del ponte a tal punto da essere sicuramente attendibili .

Meno informazioni sono presenti invece a livello di disegni di armature in quanto indicati solo le ipotetiche precompressioni longitudinali e trasversali del ponte, evidentemente del tipo a cavi post-tesi.

Nessun documento di costruzione , quindi Relazione a strutture ultimate, Collaudo Statico o altro sono ad oggi a disposizione.

3.2 NORMATIVA VIGENTE ALL'EPOCA DELLA COSTRUZIONE

In virtù della data di progetto ed esecuzione, la realizzazione e collaudo dei ponti era regolamentata dalle seguenti norme:

- Decreto Ministeriale 2 Agosto 1980 (Gazzetta Ufficiale 10 Novembre 1980, n.308): *Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali.*
- Circolare prot.n.20.977 del 11 Novembre 1980: *Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali.*

Nella presente relazione è stato preso in considerazione il capitolo 3 del D.M.'80 ed i relativi paragrafi presenti nella Circ.20.977/1980.

Riguardo il dimensionamento e la verifica degli elementi in c.a. (sia normale che precompresso), vigeva il D.M. 27/07/1985: *Norme Tecniche per la esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.*

4 INQUADRAMENTO NORMATIVO POSA DEI PALI T.E.

Lato strutture, ai fini della ammissibilità dei nuovi carichi dei pali T.E sul ponte e quindi della fattibilità stessa dell'intervento, sulla base della normativa vigente occorre:

- **inquadrate l'intervento ai fini sismici**
- **verificare che, localmente, le strutture esistenti siano in grado di sostenere i carichi derivante dalla posa del palo T.E.;**

Ovviamente dovranno essere sviluppati anche i calcoli di verifica delle strutture metalliche dei pali e dei tirafondi di aggancio, ma trattandosi di nuove strutture e tipologicamente già utilizzate nei sistemi di trazione in uso, su questo aspetto non verranno svolti ulteriori approfondimenti.

Ai fini dell'inquadramento normativo dell'intervento di posa dei pali T.E, occorre considerare che gli stessi rappresentano per il ponte un incremento di carichi permanenti; pare ragionevole quindi valutare quale sia l'incremento percentuale di carico permanente dovuto all'inserimento dei pali nei confronti del peso complessivo del manufatto.

4.1 INQUADRAMENTO INTERVENTO AI FINI SISMICI

4.1.1 Considerazioni in merito all'incremento dei carichi permanenti

L'intervento di posa pali è inquadrabile quantomeno per analogia, con strutture e situazioni simili, quale "privo di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici" in quanto classificabile in prima istanza al p.to B.3.3.d) dell'Allegato 1 della D.G.R. citata (evidenziato in rosso nella figura sottostante):

- B.3.3. a) Sostituzione di manto di copertura, e rifacimento di elementi secondari (orditura minuta, tavolato) senza aumento di peso. (L0)
- b) Rifacimento, sostituzione di elementi non strutturali negli impalcati, quali massetti, intonaci, isolamenti, pavimenti, senza aumento di peso. (L0)
- c) Rifacimento di elementi dell'orditura "secondaria", del tavolato, della pannellatura e del manto, di coperture in legno o in acciaio, con eventuale incremento di peso complessivo $\leq 10\%$ dello stato attuale purché non siano necessarie opere di rinforzo strutturale. (L2)
- d) Rifacimento, sostituzione di elementi non strutturali negli impalcati, quali massetti, intonaci, isolamenti, pavimenti, con eventuale incremento di peso complessivo $\leq 5\%$ dello stato attuale purché non siano necessarie opere di rinforzo strutturale. (L2)

Figura 4-1: Stralcio da Allegato 1, D.G.R. 2272/2016 dell'Emilia Romagna

La ricorrenza di tale ipotesi è infatti suffragata dalla dimostrazione che segue:

4.1.1.1 Analisi dei carichi permanenti allo stato di fatto

Sulla base dei disegni originali rinvenuti e delle indicazioni del D.M.'80 e della relativa Circolare (normativa vigente all'epoca della progettazione del ponte), si riporta di seguito l'analisi dei carichi permanenti della struttura in esame:

- **Peso proprio impalcato**

Con riferimento alla Tav.3p del progetto originale:

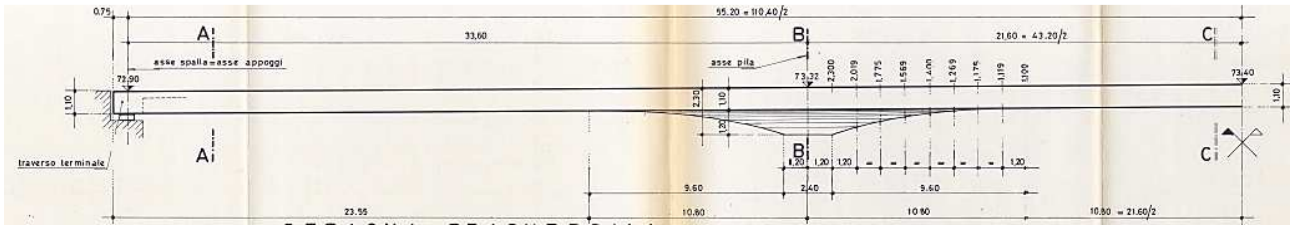


Figura 4-2: Semi sezione longitudinale (stralcio da Tav.3p)

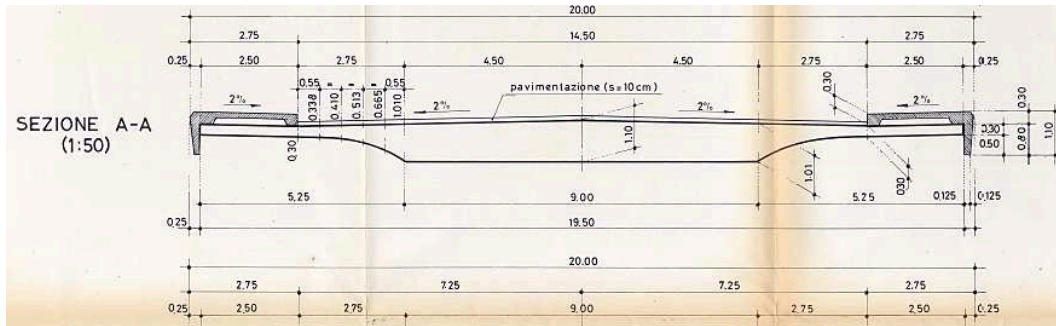


Figura 4-3: Sez. A-A (1:50) (stralcio da Tav.3p)

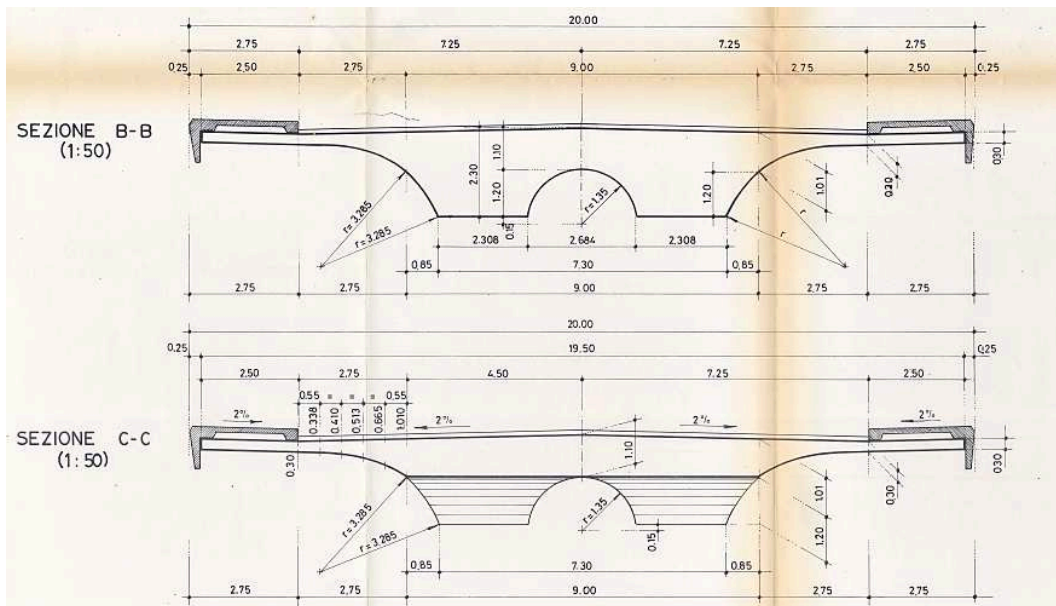


Figura 4-4: Sezione B-B e Sezione C-C (stralcio da Tav.3p)

Sezione A-A e Sezione C-C			Sezione B-B		
Sezione	14	m ^q	Sezione	21.2	m ^q
Lunghezza	1° camp.	24 m	Lunghezza	1° app.	20.5 m
	2° camp.	22 m		2° app.	20.5 m
	3° camp.	24 m			

$$PP \text{ impalcato} = 2.5 \text{ ton/m}^3 \times [14 \text{ m}^2 \times (24 \text{ m} + 22 \text{ m} + 24 \text{ m}) + 21.2 \text{ m}^2 \times (20.5 \text{ m} + 20.5 \text{ m})] = 4623 \text{ ton}$$

- **Peso pavimentazione stradale**

Il peso della pavimentazione stradale è preso pari a 0.3 ton/m^2 , in ottemperanza all'indicazione di cui al paragrafo 3.2.2. della Circ.20.977/1980; considerando la lunghezza totale del ponte (pari a circa 111 m) e la larghezza totale della sede stradale (pari a 14.5 m), il peso totale della pavimentazione stradale è considerato pari a:

$$PP \text{ sede stradale} = 0.3 \text{ ton/m}^2 \times 111 \text{ m} \times 14.5 \text{ m} \cong \mathbf{483 \text{ ton}}$$

- **Peso marciapiedi**

I marciapiedi sono stati realizzati come elementi in cls armato gettato in opera (come si può osservare in campo e contrariamente a quanto rilevato sugli elaborati progettuali dell'epoca in cui sembrano elementi prefabbricati); facente parte dei marciapiedi sono anche le velette laterali visibili in tutte le sezioni.

Il peso dei marciapiedi vale:

$$PP \text{ marciapiedi} = 2.5 \text{ ton/m}^3 \times 1 \text{ m}^2 \times 111 \text{ m} \times 2 = \mathbf{555 \text{ ton}}$$

- **Peso parapetti**

I parapetti sono stati realizzati come elementi in acciaio, il loro peso è stimato pari a 50 kg/m, da cui il peso complessivo di questi elementi vale:

$$PP \text{ parapetti} = 0.05 \text{ ton/m} \times 111 \text{ m} \times 2 \cong \mathbf{11 \text{ ton}}$$

- **Peso complessivo totale**

Complessivamente, il peso totale dei carichi permanenti allo stato di fatto dell'impalcato vale:

PP impalcato	4623	ton
PP pavimentazione stradale	483	ton
PP marciapiedi	555	ton
PP parapetti	11	ton
TOTALE	5672	ton

4.1.2 Carichi permanenti dovuti alla T.E.

Nell'ipotesi di progetto, si prevede l'installazione di due pali di sostegno dei cavi del sistema T.E., posti sui marciapiedi, all'incirca a metà ponte.

Il singolo palo ha peso proprio di 800 kg, a cui vanno aggiunti circa 350 kg per il peso dei cavi (questo valore è sovrastimato, in quanto si va a considerare il sovrappeso dovuto alla formazione di ghiaccio durante il periodo invernale); ne consegue che il peso proprio delle strutture della T.E. (che in queste valutazioni coincide anche con l'aumento dei carichi permanenti agenti sull'impalcato) vale:

$$PP \text{ strutture T.E.} = (0.80 \text{ ton} + 0.35 \text{ ton}) \times 2 = \mathbf{2.30 \text{ ton}}$$

4.2 AUMENTO PERCENTUALE CARICHI PERMANENTI

Sulla base di quanto sopra si osserva un **incremento dei pesi permanenti pari allo 0.04%** rispetto ai carichi permanenti attuali, quindi ampiamente all'interno delle previsioni di cui alla Dgr2272/2016.

Si noti che il punto B.3.3.d della DGR 2272/16 cita “ incremento di *peso complessivo*, richiamando, seppur indirettamente, anche i carichi variabili agenti sulla struttura, pertanto l’incremento percentuale di peso (che, ragionando sui soli carichi permanenti, risulta pari allo 0.04%, e quindi notevolmente inferiore al 5% previsto da norma) risulterebbe inferiore rispetto a quanto ricavato nel precedente paragrafo.

4.3 EVENTUALI INTERVENTI VOLTI AD ANNULLARE L’INCREMENTO DI PESI PERMANENTI AGGIUNTI DELLA T.E.

In seconda istanza, sarebbe in ogni caso possibile annullare anche la piccola percentuale di incremento di carico permanente posta al di sopra del ponte (facendo di fatto ricadere l’intervento all’interno del p.to B.3.3.b della DGR2272/16) se si procedesse al rifacimento con cls alleggerito di una porzione di marciapiede di una lunghezza di circa 5 m.

- B.3.3. a) Sostituzione di manto di copertura, e rifacimento di elementi secondari (orditura minuta, tavolato) senza aumento di peso. (L0)
- b) Rifacimento, sostituzione di elementi non strutturali negli impalcati, quali massetti, intonaci, isolamenti, pavimenti, senza aumento di peso. (L0)

Figura 4-5: Stralcio da Allegato 1, D.G.R. 2272/2016 dell’Emilia Romagna

Infatti considerando che attualmente il marciapiede è realizzata con struttura in calcestruzzo avente peso specifico di 24 kN/mc, sostituendo lo stesso con analogo riempimento ma con peso specifico di 16 kN/mc (esempio : calcestruzzo alleggerito tipo Leca), si avrebbe una riduzione di peso permanente di entità analoga al peso permanente che scarica il sistema di pali della T.E.

$$\Delta(\text{decremento peso marciapiede}) = (24 \text{ kN/m}^3 - 16 \text{ kN/m}^3) \times (5 \text{ m} \times 2.5 \text{ m} \times 0.3 \text{ m}) = 30 \text{ kN}$$

4.4 VERIFICA LOCALE SBALZO PONTE

Quanto segue è riportato a titolo informativo, in quanto non sono certi alcuni degli elementi posti a base della verifica¹; la stessa è riportata per analizzare lo stato di sfruttamento della struttura (ovvero quanto essa sia lontana dal limite ammissibile, al fine di esprimere un più rafforzato giudizio sulla fattibilità posa pali T.E.).

Partendo da un progetto simulato alle tensioni ammissibili secondo la normativa del 1980 e relativa circolare, lo sbalzo del ponte è stato progettato per le azioni permanenti e variabili ed anche (non essendo presente una barriera tra sede stradale e marciapiede) per il carico q_{1d} del veicolo in svio.

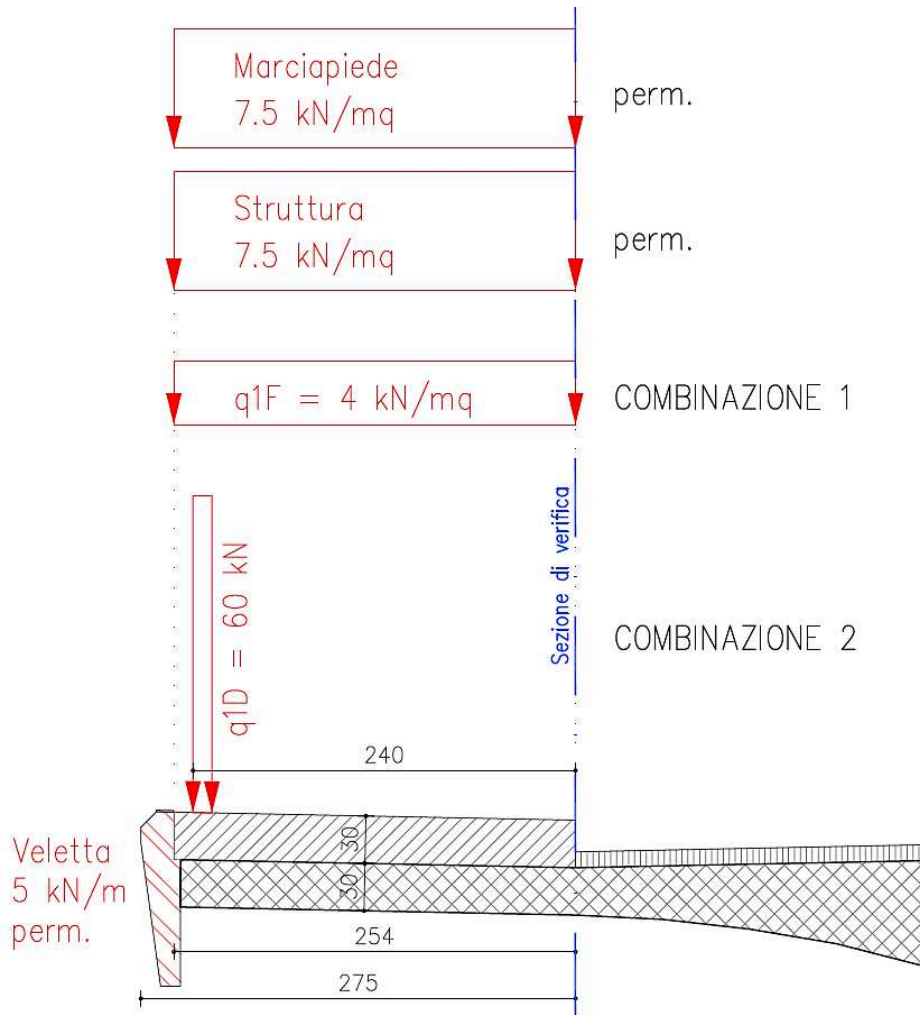


Figura 4-6: Schemi di carico sbalzo ponte

I carichi di progetto per cui è stato dimensionato lo sbalzo sono (per i variabili si assumono quelli dell'epoca):

- CARICHI PERMANENTI
 - Marciapiede $2500 \text{ daN/m}^3 \times 0.30 \text{ m} = 750 \text{ daN/m}^2$
 - Struttura $2500 \text{ daN/m}^3 \times 0.30 \text{ m} = 750 \text{ daN/m}^2$
 - Veletta $2500 \text{ daN/m}^3 \times 0.2 \text{ m}^2 = 500 \text{ daN/m}$
 - Parapetto $= 50 \text{ daN/m}$

¹ In particolare : certezza sul numero e andamento geometrico dei cavi di precompressione; armatura lenta disposta

- **CARICHI MOBILI**

- Folla² $q_{1F} = 400 \text{ daN/m}^2 \times \phi = 560 \text{ daN/m}^2$
- Mezzo in svio³ ruota posteriore del carico $q_{1D} = 6000 \text{ daN} \times \phi = 8400 \text{ daN}$
dove $\phi = \text{coeff. dinamico} = 1.4$ (si veda paragrafo 3.5 della Circ.20.977/1980)

La presenza del mezzo in svio è stata considerata visto che il ponte non è provvisto (e non è mai stato concepito, almeno stando dai disegni rinvenuti) di sicurvia per i marciapiedi.

Sono quindi definibili due combinazioni di carico:

- **COMBINAZIONE 1:** *Carichi permanenti + Folla*
- **COMBINAZIONE 2:** *Carichi permanenti + Mezzo in svio*

Con riferimento alla figura soprastante Figura 4-6, considerando una strisciata di 0.90 metro (scelta dettata dal passo dei trefoli di precompressione che si è visto, sugli elaborati progettuali dell'epoca, essere pari a 90 cm⁽⁴⁾) di seguito si riportano le sollecitazioni registrate nelle due combinazioni:

- **COMBINAZIONE 1**

Sforzo di taglio:

$$V_{Ed,c1} = (7.5 \text{ kN/m}^2 \times 2.54 \text{ m} \times 0.9 \text{ m}) \times 2 + 5 \text{ kN/m} \times 0.9 \text{ m} + 0.5 \text{ kN/m} \times 0.9 \text{ m} + 5.6 \text{ kN/m}^2 \times 2.54 \text{ m} \times 0.9 \text{ m} \cong \mathbf{52 \text{ kN}}$$

Momento flettente:

$$M_{Ed,c1} = [7.5 \text{ kN/m}^2 \times (2.54 \text{ m})^2 \times 0.5 \times 0.9 \text{ m}] \times 2 + 5 \text{ kN/m} \times 0.9 \text{ m} \times 2.7 \text{ m} + 0.5 \text{ kN/m} \times 0.9 \text{ m} \times 2.7 \text{ m} + 5.6 \text{ kN/m}^2 \times (2.54 \text{ m})^2 \times 0.5 \times 0.9 \text{ m} = \mathbf{73.2 \text{ kNm}}$$

- **COMBINAZIONE 2**

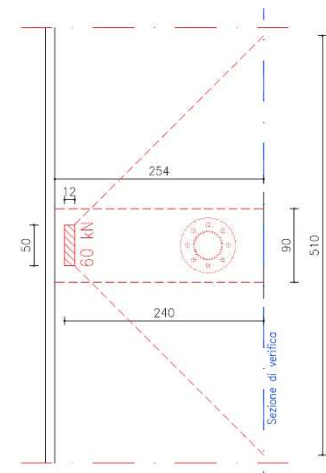
Sforzo di taglio:

$$V_{Ed,c2} = (7.5 \text{ kN/m}^2 \times 2.54 \text{ m} \times 0.9 \text{ m}) \times 2 + 5 \text{ kN/m} \times 0.9 \text{ m} + 0.5 \text{ kN/m} \times 0.9 \text{ m} + 84 \text{ kN} \cong \mathbf{123 \text{ kN}}$$

Momento flettente:

Nel calcolo del momento flettente dovuto al mezzo in svio, è doveroso fare alcune considerazioni.

L'effetto del carico concentrato da 60 kN è da intendersi proiettato sulla sezione di verifica secondo due direttrici inclinate a 45° (figura a lato): pertanto, il momento flettente generato, per poter essere relativo alla sola strisciata di 90 cm presa in considerazione, dev'essere moltiplicato per un coefficiente pari al rapporto tra la lunghezza di 0.90 m della strisciata di riferimento e la lunghezza della proiezione del carico del mezzo in svio sulla sezione di controllo, ovvero $0.90/5.10 \cong 0.18$.



² Si veda paragrafo 3.4.1. del D.M.'80

³ Si veda paragrafo 3.4.4.3. del D.M.'80

⁴ Aspetto questo che dovrà essere verificato in sede di redazione progetto esecutivo.

$$M_{Ed,C2} = [7.5 \text{ kN/m}^2 \times (2.54 \text{ m})^2 \times 0.5 \times 0.9 \text{ m}] \times 2 + 5 \text{ kN/m} \times 0.9 \text{ m} \times 2.7 \text{ m} + 0.5 \text{ kN/m} \times 0.9 \text{ m} \times 2.7 \text{ m} + 84 \text{ kN} \times 2.4 \text{ m} \times 0.18 \cong 93 \text{ kNm}$$

La verifica della sezione di riferimento viene, pertanto, eseguita considerando le sollecitazioni dovute alla COMBINAZIONE 2:

Sforzo di taglio: $V_{Ed} = 123 \text{ kN}$
Momento flettente: $M_{Ed} = 93 \text{ kNm}$

La sezione di verifica viene presa al limite tra il marciapiede e la sede stradale, vale a dire nel punto in cui la sezione trasversale del ponte comincia ad aumentare.

Sempre con riferimento ad una strisciata di 0.90 metri di profondità, nella sezione di verifica si ha un'altezza di 30 cm e vi è la presenza di un gruppo di 5 trefoli $\varnothing 0.6''^5$.

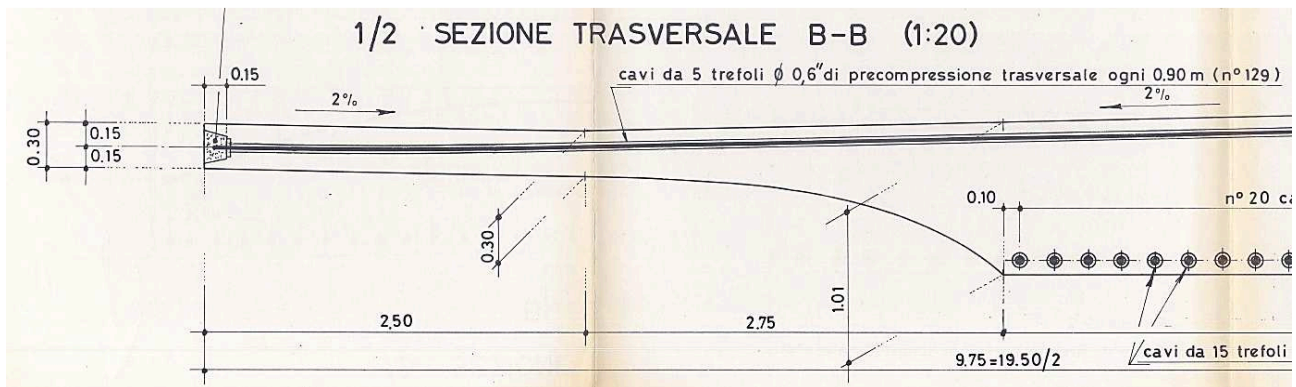


Figura 4-7: Sezione B-B (stralcio da Tav.6p)

La figura successiva riporta la qualità dei materiali riportata negli elaborati progettuali rinvenuti e considerati nelle verifiche seguenti.

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI DI PREVISTO IMPIEGO	
• Calcestruzzo per impalcato	$R_{bk} \geq 45 \text{ N/mm}^2$
• Calcestruzzo per marciapiedi prefabbricati	$R_{bk} \geq 35 \text{ N/mm}^2$
• Acciaio in trefoli $\varnothing 0.6''$ per cavi post-tesi di precompressione longitudinale e trasversale	$f_{p(1)k} \geq 1570 \text{ N/mm}^2$ $f_{ptk} \geq 1765 \text{ N/mm}^2$
• Acciaio nervato Fe B 44 K	$f_{yk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$ $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$

Figura 4-8: Materiali previsti nel progetto preliminare

Considerando lo stato dell'arte dell'epoca, l'acciaio da precompressione veniva fatto lavorare con una tensione massima di 1059 N/mm^2 ; ne consegue che lo sforzo di compressione dovuto ai trefoli agente vale:

$$N_c = (5 \times 139 \text{ mm}^2) \times 1.06 \text{ kN/mm}^2 \cong 736 \text{ kN}$$

In Figura 4-7 si nota come il gruppo di trefoli ha andamento "a salire" partendo dal punto di ancoraggio in testa allo sbalzo. Tale andamento non pare casuale in quanto in tal modo si crea un braccio

⁵ Si veda nota in merito alla necessità di verifica di questi dati

del gruppo di trefoli rispetto all'asse orizzontale dello sbalzo; stimando in 5 cm l'eccentricità, il momento derivante dal gruppo di trefoli (di verso opposto al momento agente M_{Ed}) vale:

$$M_c = N_c \times 0.05 \text{ m} \cong 37 \text{ kNm}$$

Riguardo l'armatura "lenta", considerando lo stato dell'arte dell'epoca di costruzione e le tensioni ammissibili stabilite al paragrafo 3.1.6. del D.M. 27/07/1985, sono stati considerati dei ferri Ø16 a passo 25 cm, sia al positivo che al negativo, con copriferro di 4 cm.

4.4.1 Verifica a flessione

La verifica a flessione è stata condotta con l'ausilio del software VcaSLU del prof.Gherzi, software che permette di considerare la precompressione operata dai trefoli nella sezione analizzata.

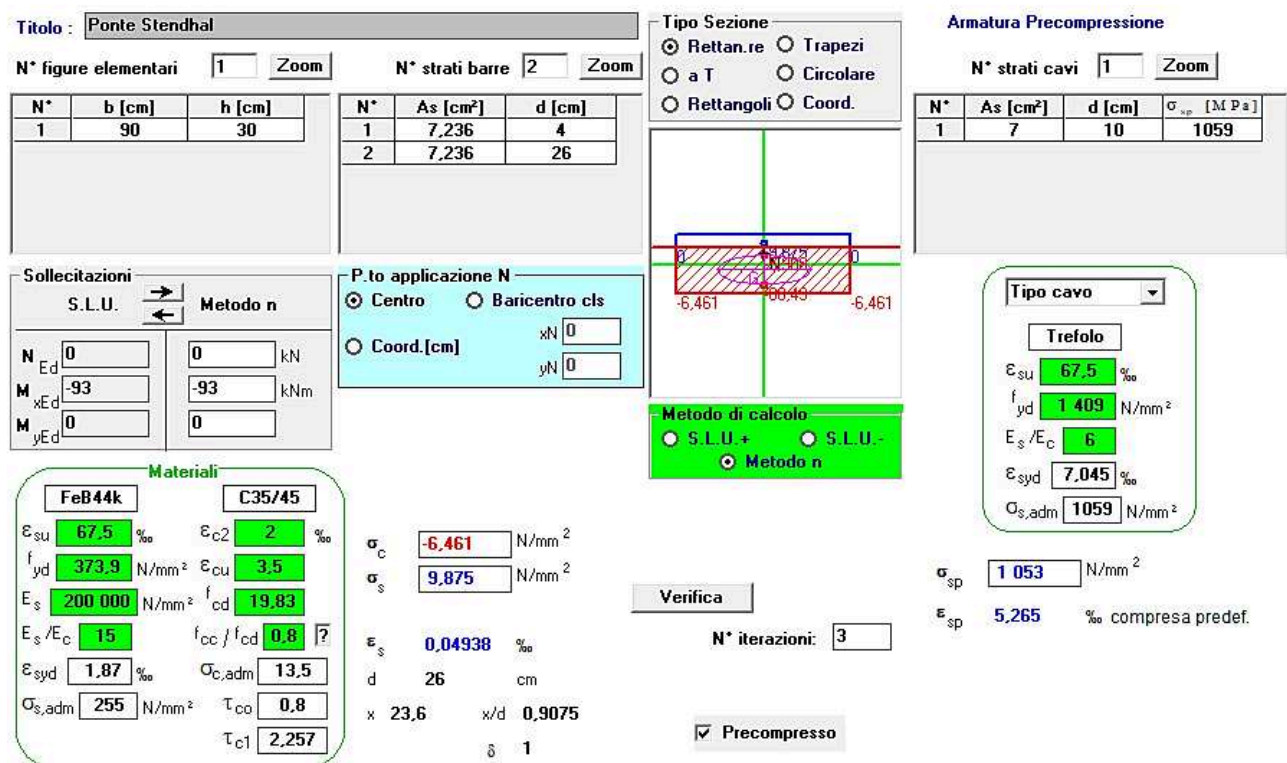
Alla luce delle normative in vigore all'epoca, le tensioni ammissibili per cls ed acciaio per armatura normale sono prese pari a:

- CLS Rck 45 $\bar{\sigma}_c = 0.38 \times R_{ck} = 17.1 \text{ N/mm}^2$ (paragrafo 3.2.5.1. D.M.'85)
- Acciaio FeB44k $\bar{\sigma}_s = 175 \text{ N/mm}^2$ (paragrafo 3.2.5.1. D.M.'85)

Mentre per l'acciaio da precompressione il valore ammissibile di tensione è:

- Trefoli da precomp.⁶ $\bar{\sigma}_{sp} = 0.60 \times f_{ptk} = 1059 \text{ N/mm}^2$ (paragrafo 3.2.8.1. D.M.'85)

Di seguito si riportano le verifiche alle tensioni ammissibili condotte secondo la norma tecnica dell'epoca:



Titolo: Ponte Stendhal

N° figure elementari: 1 **Zoom** **N° strati barre:** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	90	30	1	7,236	4
			2	7,236	26

Armatura Precompressione

N°	As [cm²]	d [cm]	σ_{sp} [MPa]
1	7	10	1059

Tipologia Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Tipologia Cavo: Trefolo

Proprietà del Cavo:
 ϵ_{su} 67,5 ‰
 f_{yd} 1 409 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ϵ_{syd} 7,045 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 1059 N/mm²

Proprietà del Materiale:
FeB44k: ϵ_{su} 67,5 ‰, f_{yd} 373,9 N/mm², E_s 200 000 N/mm², E_s/E_c 15, ϵ_{syd} 1,87 ‰, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
C35/45: ϵ_{c2} 2 ‰, ϵ_{cu} 3,5 ‰, f_{cd} 19,83 N/mm², f_{cc}/f_{cd} 0,8, $\sigma_{c,adm}$ 13,5 N/mm², τ_{co} 0,8, τ_{c1} 2,257 N/mm²

Carichi e Sollecitazioni:
S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN, M_{xEd} -93 kNm, M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0, yN 0

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Verifica:
 σ_c -6,461 N/mm²
 σ_s 9,875 N/mm²
 ϵ_s 0,04938 ‰
 d 26 cm
 x 23,6 x/d 0,9075
 δ 1
N° iterazioni: 3
 Precompresso

Stato di Tensione:
 σ_{sp} 1 053 N/mm²
 ϵ_{sp} 5,265 ‰ compressa predef.

L'effetto di precompressione porta allo sviluppo delle seguenti tensioni

- CLS $\sigma_c = 6.46 \text{ N/mm}^2 < \bar{\sigma}_c$

⁶ Trattasi di armatura post-tesa

- Acciaio $\sigma_s = 9.88 \text{ N/mm}^2 < \bar{\sigma}_s$
- Trefolo $\sigma_{sp} = 1053 \text{ N/mm}^2 < \bar{\sigma}_{sp}$

Mentre la tensione sull'armatura lenta è trascurabile (in quanto la sezione è interamente compressa).

Per fornire un quadro più ampio sulla capacità teorica di resistenza al momento flettente della sezione in esame, è stato calcolato il momento resistente ultimo della sezione, individuando il dominio M-N della sezione ipotizzata in sede di progetto simulato; il momento resistente ultimo al negativo della sezione vale:

$$M_{Rd} = 227.9 \text{ kNm}$$

Titolo: Ponte Stendhal

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	90	30	1	7,236	4
			2	7,236	26

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{Ed}: -93 kNm
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Cavo snervato

M_{xRd}: -227,9 kNm

Materiali: FeB44k C35/45

ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 373,9 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 19,83 ‰
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
ε_{syd}: 1,87 ‰ σ_{c,adm}: 13,5 ‰
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,8
τ_{ct}: 2,257

σ_c: -19,83 N/mm²
σ_s: 373,9 N/mm²
ε_c: 3,5 ‰
ε_s: 9,224 ‰
d: 26 cm
x: 7,152 x/d: 0,2751
δ: 0,7838

Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n

Tipo flessione: Retta

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o: 0 cm Col. modello

Precompresso

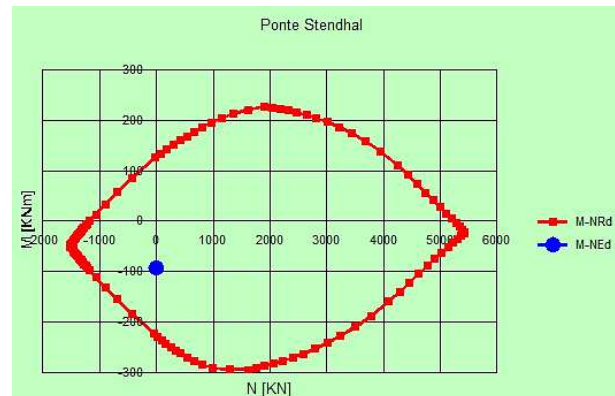


Figura 4-9: Dominio M-N della sezione (il p.to blu indica la sollecitazione di progetto considerata)

Quindi, se le ipotesi prese alla base della verifica di calcolo, basate sui disegni acquisiti agli atti, risultassero tutte confermate a seguito di campagna di indagine o rinvenimento dei progetti originali, si può osservare un discreto coefficiente di sicurezza rispetto alle sollecitazioni agenti rispetto alle azioni originarie di progetto.

5 CONTROLLI DA ATTUARSI IN SEDE DI PROGETTAZIONE ESECUTIVA

In considerazione che non è stato possibile acquisire agli atti la documentazione progettuale originale, nell'affrontare la progettazione esecutiva dell'intervento occorrerà porre in essere alcune verifiche di tipo ispettivo volte alla conferma che la situazione geometrica di posizionamento dei cavi di precompressione trasversale sia conforme alle previsioni e che pertanto la posa delle barre di vincolo dei pali della T.E. non interferisca con i cavi e le guaine presenti nella soletta del ponte.

Infatti, sulla base delle informazioni bibliografiche, la posa dei cavi di precompressione trasversale è avvenuto a passo 90 cm:

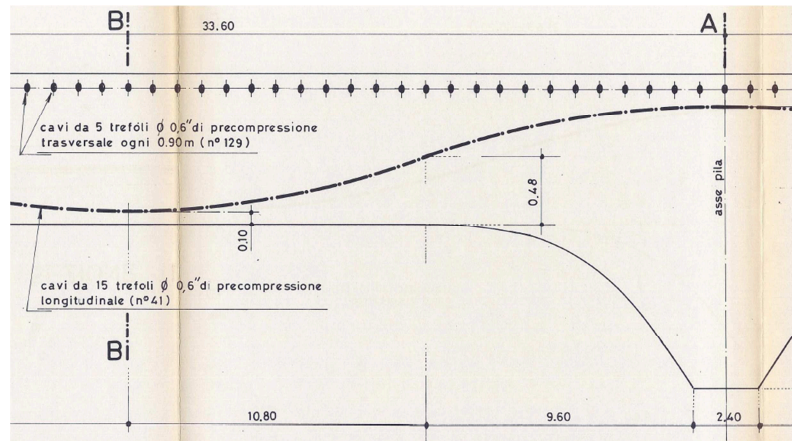
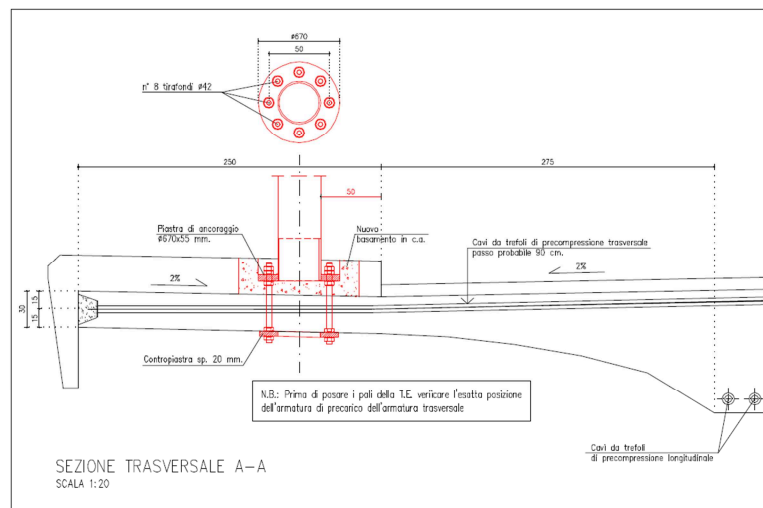


Figura 5-1 : Estratto da elaborati bibliografici Ponte Stendhal

Le forometrie necessarie alla posa delle barre M42 presentano un interasse massimo di 50 cm, quindi teoricamente compatibile con lo spazio libero tra due guaine di precompressione consecutive, come evidenziato dalla schema di posa seguente:



Risulta comunque evidente che occorrerà eseguire verifiche preliminari per il tracciamento della effettiva posizione delle guaine e dei cavi di precompressioni per eseguire le forometrie senza danneggiare i cavi di precompressione trasversale.

6 FATTIBILITÀ INTERVENTO DI POSA PALI T.E.

In considerazione di quanto precedentemente esposto è strutturalmente fattibile la posa di due pali della T.E. nella configurazione rappresentata, avendo cura, in sede di progetto di dettaglio di eseguire controlli geometrici sul posizionamento delle armature di precompressione trasversale al fine di non danneggiare le stesse nelle operazioni di posa dei tirafondi dei pali T.E..