

RIPARAZIONE E RINFORZO DI PONTI IN C.A.P.

Giuseppe Mancini

Sommario

I ponti in c.a.p. costruiti nel periodo 1950-1985 denunciano spesso problemi di durabilità, in particolare nei riguardi delle armature di precompressione, realizzate mediante postensione. Molte di queste strutture sono costituite da impalcati a travi e solette collaboranti esposte a severe condizioni ambientali ed a traffico molto intenso. Analoghi problemi si riscontrano spesso nelle zone estreme delle pile e delle spalle che risentono in modo accentuato delle sfavorevoli condizioni di esposizione, che si presentano in prossimità degli impalcati e del terreno. Per ultimo, l'evoluzione della classificazione sismica nazionale e delle relative norme di progetto ed adeguamento delle opere ricadenti in zone a rischio sismico significativo [1] comportano la necessità di realizzare significativi interventi di rinforzo strutturale, talora di notevole importanza nelle strutture di fondazione.

Nella memoria vengono illustrati alcuni casi tipici di riparazione e rinforzo di ponti, evidenziando l'ineludibile necessità di operare in presenza di traffico e/o con modeste limitazioni al flusso veicolare.

Le tecniche operative, spesso orientate all'apporto di precompressione addizionale sulle strutture, anche realizzata con cavi esterni, se da un lato consentono di raggiungere agevolmente il duplice obiettivo di riparare e rinforzare le strutture danneggiate, dall'altro comportano la necessità di una accurata individuazione dei modelli resistenti da impiegare, che possono discostarsi significativamente da quelli tradizionali usualmente presenti nei codici normativi.

Principali cause di danneggiamento nei ponti precompressi con postensione.

Il manifestarsi di severi problemi nella durabilità dei ponti precompressi per postensione non è certamente da ricondursi esclusivamente a carenze nelle metodologie esecutive, potendosi riconoscere una concomitanza di numerosi eventi sfavorevoli, di cui i principali sono di seguito elencati:

- a) Insoddisfacente concezione strutturale:
 - impalcati stradali realizzati con molte campate isostatiche e quindi con elevato numero di discontinuità, in particolare in aree geografiche nelle quali si utilizzeranno sali antigelo per molti mesi nell'anno;

- scarsa attenzione alla raccolta e convogliamento dei liquidi provenienti dagli impalcati;
 - localizzazione degli ancoraggi dei cavi in zone a rischio di percolazione, in prossimità dei giunti di costruzione o dell'estradosso strutturale (ancoraggi in soletta);
 - mancato rispetto delle distanze minime tra guaina dei cavi e/o armature ordinarie, con conseguenti problemi di formazione di vespai;
 - spessore delle anime eccessivamente ridotto rispetto alle dimensioni delle guaine;
 - distanza inadeguata delle guaine dalla superficie del getto.
- b) Insoddisfacenti modalità esecutive:
- inadeguata composizione della malta di iniezione, sia per composizione che per rapporto acqua/cemento;
 - errata procedura di iniezione e conseguente parziale riempimento delle guaine;
 - inadeguata protezione degli ancoraggi dei cavi.

Risulta quindi evidente che la durabilità delle strutture precomprese per postensione non dipende solo dalle modalità esecutive e dai materiali impiegati, ma anche e sostanzialmente dalla concezione e dai dettagli costruttivi.

Principali necessità di rinforzo a seguito della nuova classificazione sismica e/o dei nuovi codici normativi di settore

In questo caso, relativamente alle tipologie di impalcati di cui trattasi, si possono individuare le seguenti principali necessità di interventi di rinforzo e/o adeguamento:

- insufficiente possibilità di escursione degli appoggi mobili;
- insufficiente estensione dei giunti di dilatazione, tenuto conto della possibilità di movimento degli impalcati anche in controfase;
- inadeguata resistenza dei vincoli fissi alle azioni orizzontali longitudinali e trasversali, associata all'assenza di dispositivi di fine corsa idonei ad impedire la caduta degli impalcati in caso di rottura degli appoggi;
- inadeguatezza delle armature longitudinali e trasversali delle pile sia nella zona di formazione della cerniera plastica, sia in quella ad essa esterna, nel rispetto dei principi e livelli di sicurezza relativi all'applicazione della filosofia di gerarchia delle resistenze;
- inadeguatezza delle fondazioni, sia nei riguardi dell'equilibrio di corpo rigido che della resistenza del terreno;
- opportunità, nelle spalle, di trasferire il vincolo longitudinale dell'impalcato dal muro frontale al paraghiaia, venendo così a realizzare una connessione in cui è possibile disporre di capacità dissipativa.

Esempi tipici di riparazione e rinforzo di opere autostradali.

Viadotto Rio Berceto.

Si tratta di un viadotto costituito da otto campate isostatiche della luce di 41 m costruito all'inizio degli anni '70, in una zona di valico degli Appennini. Durante una ispezione periodica dell'opera con by-bridge è stata evidenziata l'espulsione del ricoprimento delle armature, in prossimità della mezzeria delle travi poste al lato interno della curva planimetrica; un approfondimento dell'indagine ha consentito di apprezzare che 3 dei 6 cavi di precompressione di ciascuna trave, affiancati orizzontalmente nel bulbo inferiore delle travi, erano completamente corrosi per una lunghezza di alcuni metri. Si sono riconosciute diverse cause del degrado:

- la distanza relativa dei cavi ed il ricoprimento laterale ed inferiore erano eccessivamente ridotti;
- il calcestruzzo circostante i cavi era notevolmente poroso e presentava segregazioni;
- la superficie della trave era permanentemente bagnata da acqua contenente cloruri, proveniente dall'impalcato e non efficacemente convogliata nel sistema di drenaggio.

Peraltro, un'analisi retrospettiva della sicurezza della trave nelle sue condizioni originarie (non danneggiata) consentiva di evidenziare la presenza di limitate carenze flessionali nella sezione di mezzeria, ma di elevate carenze nella resistenza a taglio, sia nei riguardi delle staffe che del corrente inferiore in prossimità della zona di appoggio. Ovviamente, con il livello di corrosione intervenuto nel tempo nella trave e che aveva interessato la metà della precompressione, i margini di sicurezza risultavano particolarmente carenti, sia nelle condizioni di esercizio che in quelle di resistenza ultima.

Per coprire la duplice carenza di armatura, in flessione e taglio, è stato deciso di impiegare precompressione esterna nella seguente entità per ogni trave:

- 2 cavi da 12 trefoli ϕ 0,6", deviati, in modo da sopperire alle carenze flessionali ed alla deficienza a taglio, soprattutto nelle staffe;
- 2 cavi da 4 trefoli ϕ 0,6", rettilinei, in modo da ottenere un ulteriore incremento della capacità flessionale ed aumentare la resistenza del corrente inferiore in prossimità dell'appoggio.

L'ancoraggio dei cavi esterni alle estremità delle travi e la deviazione di quelli di maggiore dimensione sono stati ottenuti costruendo dei blocchi di ancoraggio di estremità e dei deviatori intermedi, connessi alle travi tramite precompressione trasversale, realizzata per mezzo di barre; inoltre sono stati messi in opera dispositivi di guida dei cavi in acciaio, rivestiti in neoprene, con lo scopo di smorzare le vibrazioni indotte dal traffico e ridurre gli effetti di secondo ordine

che vengono ad insorgere nelle condizioni di deformazione ultima della trave, a seguito della eccentricità che, in tali condizioni, il cavo esterno viene ad assumere rispetto alla linea d'asse indeformata della trave. I cavi esterni e le barre sono stati protetti con guaine in HDPE, iniettate con malta di cemento. Ovviamente, l'entità del rinforzo è stata tarata in modo da soddisfare le verifiche di sicurezza in presenza delle azioni da traffico oggi previste dai relativi regolamenti, più onerose di quelle impiegate al momento della costruzione. Le figure 1 e 2 illustrano alcuni particolari costruttivi del progetto di riparazione e rinforzo; la fig. 3 presenta alcune immagini del lavoro finito.

Viadotto Vizzana-Zampogna

Anche in questo caso si tratta di un viadotto a campate isostatiche di luce 24 m costruito nella metà degli anni '70 lungo un'autostrada che attraversa gli Appennini. Le travi erano state pubblicate in stabilimento e precomprese per pretensione, ma la precompressione era stata completata dopo il getto della soletta tramite un cavo di precompressione posteso, i cui ancoraggi erano localizzati in soletta.

In pratica nella soletta era stata ricavata una tasca che era stata gettata dopo l'iniezione dei cavi.

Una recente ispezione periodica ha evidenziato la presenza di fessure longitudinali lungo le zone di estremità del cavo posteso e talvolta l'esplosione dell'anima per considerevoli lunghezze, lungo il percorso del cavo. Una più accurata ispezione ha consentito di apprezzare che i cavi postesi erano completamente corrosi e le guaine non risultavano essere state iniettate; peraltro, la chiusura delle tasche in soletta era stata realizzata con calcestruzzo di bassa qualità, poco connesso da armatura al resto dell'impalcato. In pratica, quando si è deteriorato per usura il manto di impermeabilizzazione, acqua arricchita in cloruri ha raggiunto gli ancoraggi dei cavi ed ha riempito le guaine, portando alla corrosione completa dei cavi.

L'incremento di volume dovuto alla corrosione aveva quindi comportato l'esplosione di un'anima troppo sottile per ospitare la guaina di un cavo di precompressione e peraltro completamente priva di armatura trasversale.

L'operazione di consolidamento è stata effettuata anche in questo caso con l'ausilio di barre esterne connesse alle anime per precompressione trasversale; le anime danneggiate e le tasche in soletta sono state riparate localmente con malte a ritiro compensato, previa iniezione con malta delle guaine. In questo caso l'intervento di rinforzo è stato ridotto al livello minimo idoneo a garantire i livelli di sicurezza richiesti per un periodo di 5 anni, al di là dei quali l'opera verrà dismessa, al completamento di una importante variante di tracciato. Le figure 4, 5, 6 illustrano alcuni particolari del progetto di consolidamento delle travi; la fig. 7 consente di apprezzare le condizioni di danneggiamento dell'anima al momento della individuazione del degrado.

Viadotto Barcalesa

Questo viadotto, tipologicamente simile ai precedenti e costruito nello stesso periodo e nella stessa area geografica, necessitava di un rinforzo a taglio delle travi per significative carenze nella presenza di staffatura. La carenza di cui sopra era stata evidenziata dalla presenza di importanti fessurazioni oblique in prossimità degli estremi delle travi con apertura superiore a 0,4 mm e successivamente controllata da un test numerico ad hoc. Si è deciso di introdurre una precompressione verticale delle anime tramite barre esterne dell'anima, ancorate nella soletta superiore ed all'estradosso del bulbo inferiore. Le barre sono state protette con guaine in HDPE ed iniezione di malta cementizia. Questa soluzione, per quanto semplice da attuare, presenta però alcuni problemi di modellazione, quali evidenziati nei punti successivi. Nella figura 8 sono rappresentati il tratto di trave interessato dal rinforzo e le diverse modalità esecutive in funzione della posizione assunta dai cavi di precompressione in corrispondenza del bulbo inferiore.

Viadotto Turattola

Anche in questo caso si tratta di un impalcato a 4 travi e soletta, a campate isostatiche di luce pari a 34,5 m nel quale era necessario intervenire, oltre che con operazioni di ripristino della soletta (idrodemolizione e ricostruzione) anche con sensibili rinforzi per l'adeguamento sismico dell'opera. Nei riguardi della nuova classificazione e norma sismica le carenze riguardavano soprattutto le armature del fusto della pila, le fondazioni delle pile, gli appoggi ed i ritegni.

Le fondazioni originarie erano state realizzate con plinti quadrati gravanti su quattro pali di ridotta lunghezza (generalmente non superiore a 10 m), intestati nello strato di roccia compatta relativamente superficiale. La verifica in condizioni sismiche di tali fondazioni, in presenza delle azioni di progetto derivanti dalla applicazione del criterio di gerarchia delle resistenze alla pila, ha evidenziato che sussisteva il pericolo di sfilamento dei pali dal terreno e conseguente ribaltamento delle pile. E' stato allora deciso di ancorare in modo più efficace i pali nello strato roccioso tramite inserimento di due micropali ϕ 240 mm armati con tubo metallico ϕ 177,8 mm/ s=9,2 mm emergenti dalla punta del palo per una lunghezza variabile tra 5,50 e 7,00 m in funzione della lunghezza del palo originario; i micropali sono poi stati ancorati all'estradosso plinto tramite piastre irrigidite ed iniettati in alta pressione (fig. 9). Si è peraltro dovuto rinforzare il plinto con precompressione passante, globalmente 16 barre ϕ 40 mm, per far fronte soprattutto alla carenza di armature di estradosso del plinto, idonee a chiudere correttamente il sistema di struts and ties generato dalla presenza di una forza di trazione nel micropalo; con tale soluzione si è anche conseguito un incremento di capacità portante sul terreno, in compressione, anche se non strettamente dominante le condizioni di

progetto. La verifica sismica della pila ha messo altresì in evidenza forti carenze di armatura longitudinale e trasversale, pertanto si è deciso di procedere ad un sostanziale rinforzo, in accordo ai principi di gerarchia delle resistenze, secondo le modalità riportate nella fig. 10. La sostituzione degli appoggi ed il loro ancoraggio alle travi ha richiesto di risolvere il problema del sollevamento degli impalcati, del tutto ignorato nel progetto originario, senza peraltro richiedere significative limitazioni al traffico. Data l'inadeguatezza delle dimensioni e delle armature del traverso e la presenza di un pulvino conformato in modo da realizzare una sella Gerber, si è deciso di sollevare le travi tramite martinetti operanti nelle zone estreme di altezza completa delle travi di bordo e tramite martinetti accoppiati a lato del traverso, per le travi centrali. I martinetti relativi alle travi esterne sono stati sopportati da una struttura metallica ancorata all'estradosso pulvino, nella zona di quest'ultimo aggettante della pila. Data la diversa rigidità dei piani di appoggio dei martinetti si è dovuto procedere all'inserimento di un sistema di controllo del carico, tarato sulle reazioni vincolari attese, quali derivate dal modello di calcolo. La fig. 11 illustra il sistema di sollevamento dell'impalcato, nonché un particolare del sistema di connessione di nuovi appoggi alle travi. Per ultimo, nella fig. 12 sono riportati il ritaglio tipico per gli appoggi fissi e quello relativo agli appoggi scorrevoli; si è infatti scelto di disporre dei fine corsa dotati di opportuno gioco anche per gli appoggi scorrevoli, preferendo, per eventi eccezionali, il rischio di battimenti piuttosto che quello di caduta degli impalcati.

Modelli resistenti per la riparazione ed il rinforzo.

E' innanzitutto opportuno evidenziare che l'impiego di cavi di precompressione esterni per la riparazione ed il rinforzo delle strutture, anche se di impiego agevole e poco invasivo nei riguardi del traffico, richiede l'impiego di modelli resistenti non convenzionali, a causa della mancanza di aderenza tra acciaio e calcestruzzo. E' infatti ben noto nella bibliografia e recepito nei recenti codici di calcolo [2] che l'incremento della forza presente nei cavi esterni allo stato limite ultimo è piuttosto limitato e può essere ritenuto dell'ordine massimo del 5%, in assenza di analisi strutturali non lineari ad hoc. Pertanto la sicurezza strutturale ultima per azioni longitudinali può essere effettuata tramite i diagrammi di interazione M, N considerando la precompressione esterna come generante una forza assiale di valore $P_d = 1,05 \gamma_p P_{k\infty}$; pertanto per rispettare la verifica di sicurezza è necessaria una quantità di armatura di precompressione superiore a quella dei corrispondenti cavi interni ed aderenti. Ciò d'altra parte comporta che in esercizio si debba operare con sensibili livelli di compressione residua e pertanto risultino automaticamente verificati gli stati limite di fessurazione e di fatica. Lo stesso approccio dovrà essere adottato per l'effetto taglio-resistente fornito dalla deviazione dei cavi esterni, cioè con la presa in conto di una forza concentrata di valore costante pari a $1,05 \gamma_p P_{k\infty} \sin \alpha$; dove α è l'angolo di inclinazione del cavo sull'orizzontale.

L'entità della precompressione necessaria per garantire la connessione delle nuove testate e dei deviatori con il calcestruzzo esistente può essere calcolata con un sistema di struts and ties oppure con un meccanismo di shear friction. Il primo meccanismo comporta in genere una minore quantità di precompressione, ma richiede la presenza di adeguata resistenza superficiale nel calcestruzzo; il secondo è più conservativo, ma si presta meglio alle condizioni reali di resistenza superficiale dei vecchi calcestruzzi. Con il meccanismo di shear-friction la tensione tangenziale resistente ultima può essere espressa in accordo a [3] come:

$$\tau_{Rd} = \beta f_{ctd} + \mu \sigma_{cd} \leq 0,25 f_{cd}$$

Anche se è opportuno irridire le superfici esistenti prima del getto, con eliminazione del lattice di cemento superficiale ed esposizione degli inerti, per evitare sensibili scorrimenti locali al momento dell'applicazione della precompressione longitudinale, si suggerisce di utilizzare i seguenti valori dei coefficienti β e μ : $\beta=0$ e $\mu=0,6$. In particolare l'adozione di $\beta=0$ conferma l'effetto del ritiro differenziale tra nuovo e vecchio calcestruzzo e della, sia pur modesta, eccentricità della forza di ancoraggio rispetto alla superficie di scorrimento. In definitiva si suggerisce di impiegare per i blocchi di ancoraggio una forza di precompressione trasversale pari a $1,67 A_p f_{ptk}$.

Il modello resistente diventa più complesso quando si devono impiegare barre di precompressione verticale per integrare la resistenza a taglio delle anime. In questo caso infatti il modello resistente con inclinazione variabile del campo di compressioni oblique nel calcestruzzo non può essere utilizzato a causa della mancanza di aderenza tra barre e calcestruzzo e quindi della loro incapacità ad assumere incrementi tensionali allo stato limite ultimo. E' quindi necessario ricorrere all'impiego di un modello bidimensionale, che consenta di considerare una zona d'anima come una lastra, soggetta ad azioni membranali, la cui componente verticale proviene dalla precompressione verticale, di valore costante $P_d = \gamma_p P_{k\infty}$. La relativa verifica di sicurezza può essere condotta in accordo ad alcune recenti proposte operative [4] [5] [6] [7] quali riprese nel Final Draft dell'Eurocodice EN 1992-2 Concrete Bridges [8], che consentono il tracciamento di domini resistenti in presenza di azioni membranali n_x , n_y , n_{xy} .

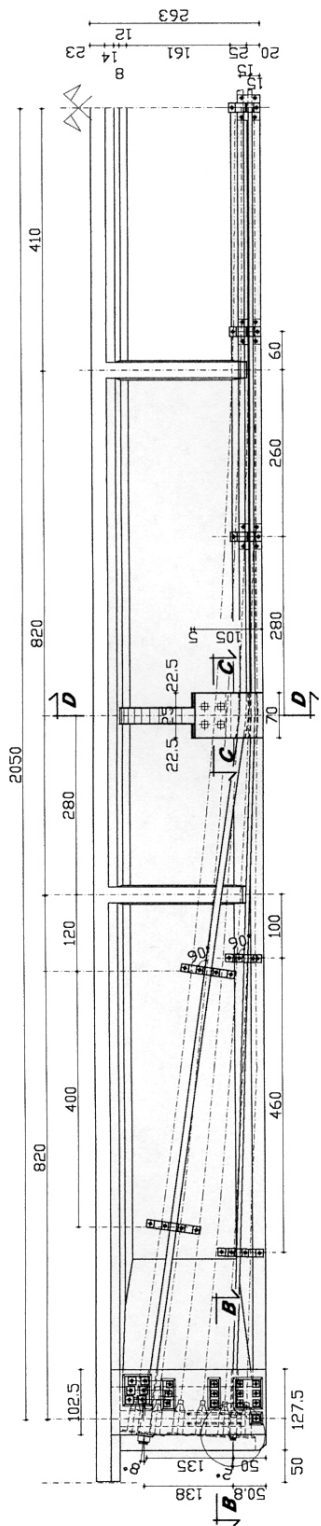
Conclusioni

Gli esempi tipici presentati ai punti precedenti evidenziano chiaramente che le patologie delle strutture precomprese derivano da una concomitanza di circostanze sfavorevoli non riferibili esclusivamente alle modalità esecutive; risulta inoltre chiaro che l'intervento di una nuova filosofia di progetto nelle zone a rischio sismico comporta la necessità di effettuare pesanti interventi di rinforzo da calibrare accuratamente per poter raggiungere i livelli di sicurezza richiesti. L'impiego della precompressione esterna costituisce certamente una soluzione di agevole messa in opera, senza eccessive limitazioni al traffico e fornisce la possibilità di procedere ad un agevole monitoraggio strutturale sull'efficacia e mantenimento nel tempo degli interventi di consolidamento.

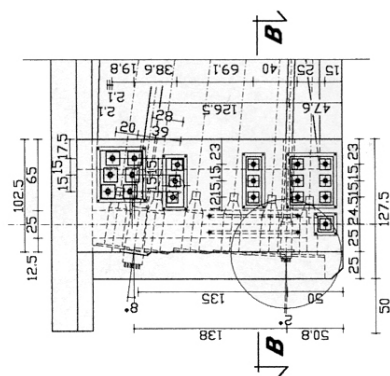
Per ultimo occorre tener presente la necessità di effettuare una scelta oculata dei modelli resistenti da impiegare per descrivere il comportamento strutturale in campi non sempre coperti dai modelli di calcolo tradizionali.

Bibliografia

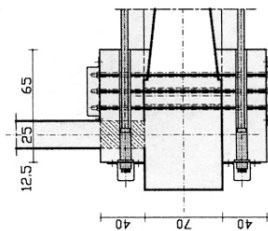
- [1] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20.03.2003, “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, Supplemento Ordinario alla G.U. n. 105 dell’8 maggio 2003.
- [2] Eurocode 2: EN 1992-1-1 “Design of concrete structures”, General rules and rules for buildings, Final Draft, April 2003.
- [3] C.E.B. – F.I.P. Model Code 1990, Thomas Telford Editor, 1993.
- [4] Marti P., Alvarez M., Kaufmann W., Sigrist V., Tension chord model for structural concrete, Structural Engineering International, n. 04/98, 1998.
- [5] Kaufmann W., Marti P., Structural Concrete: Cracked membrane model, Journal of Structural Engineering, ASCE, December 1998.
- [6] Carbone, V.I., Giordano L., Mancini G., Resisting model for r.c. and p.c. panels. Accademia delle Scienze di Torino, Atti Scienze fisiche, n. 134, 200.
- [7] Carbone V.I., Giordano L., Mancini G., Design of r.c. membrane elements, Fib Journal, December 2001.
- [8] Eurocode 2: EN 1992-2 “Design of concrete structures – Concrete Bridges”, Design detailing rules – Stage 34, December 2003.



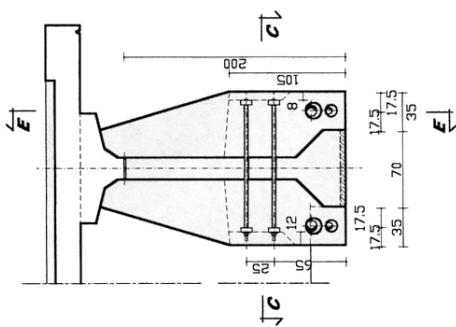
PARTICOLARE



SEZIONE B-B



SEZIONE D-D



SEZIONE E-E

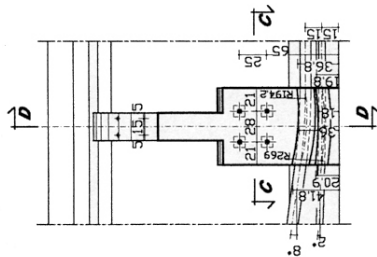


Figura 1

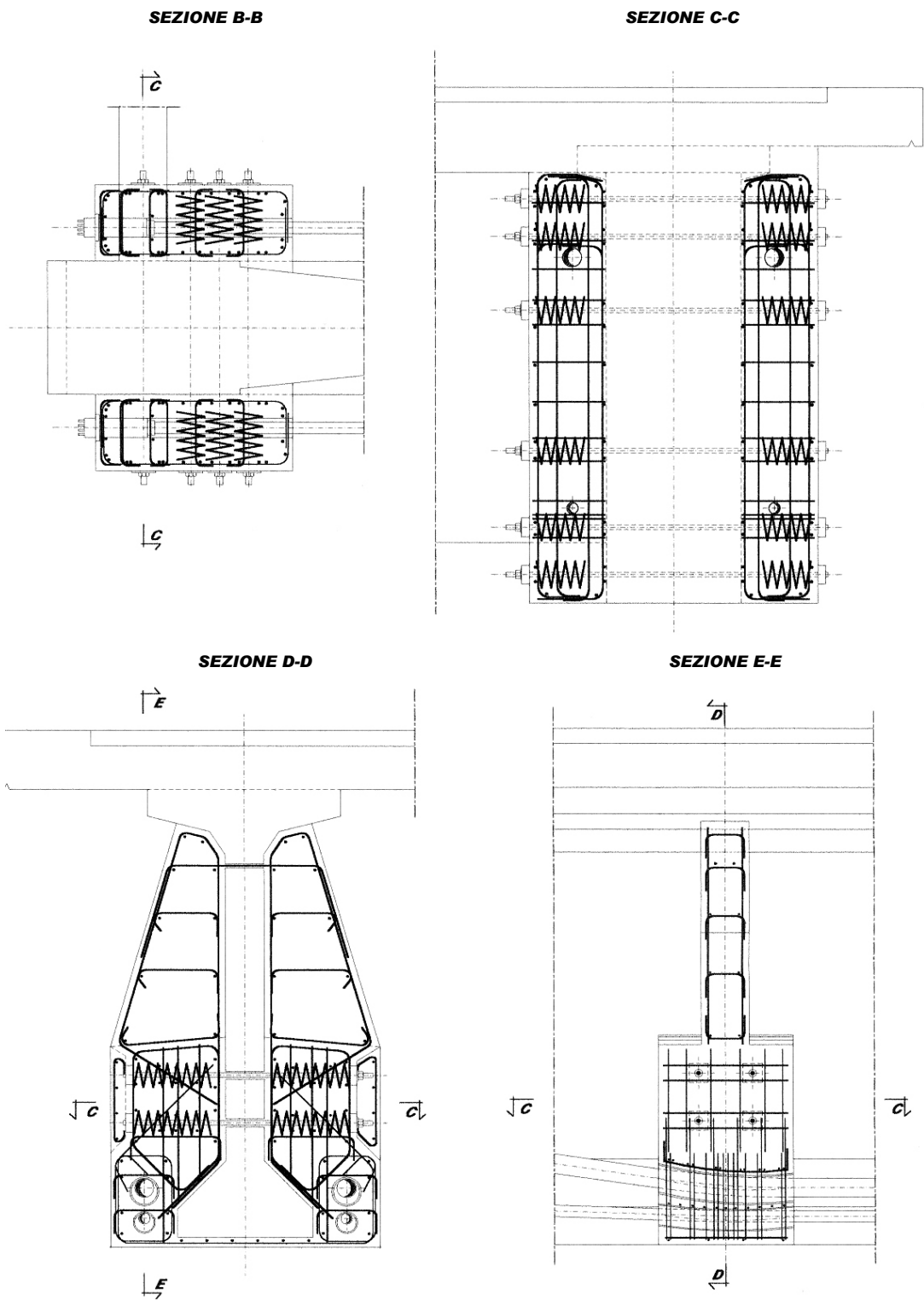


Figura 2



Figura 3

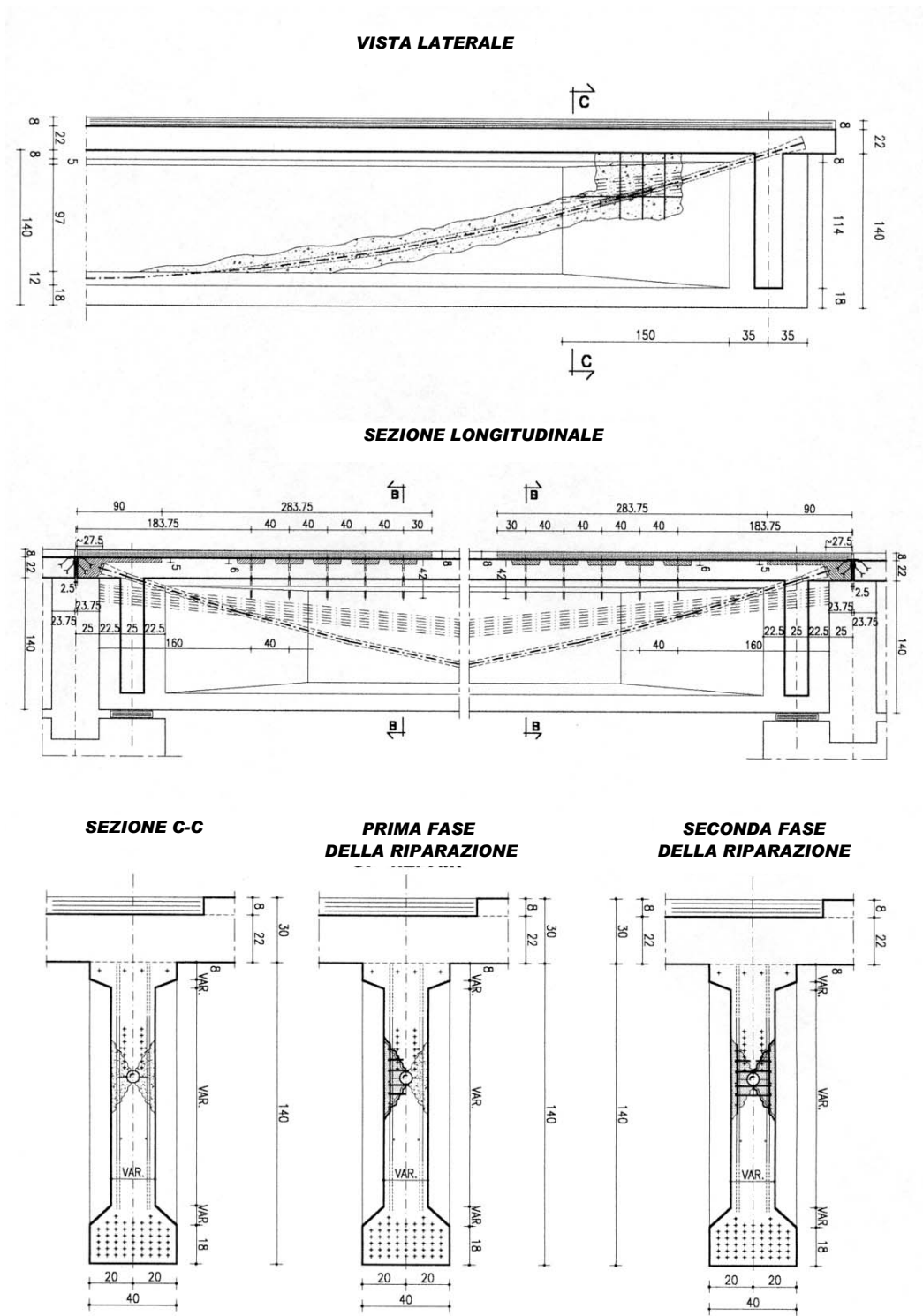


Figura 5

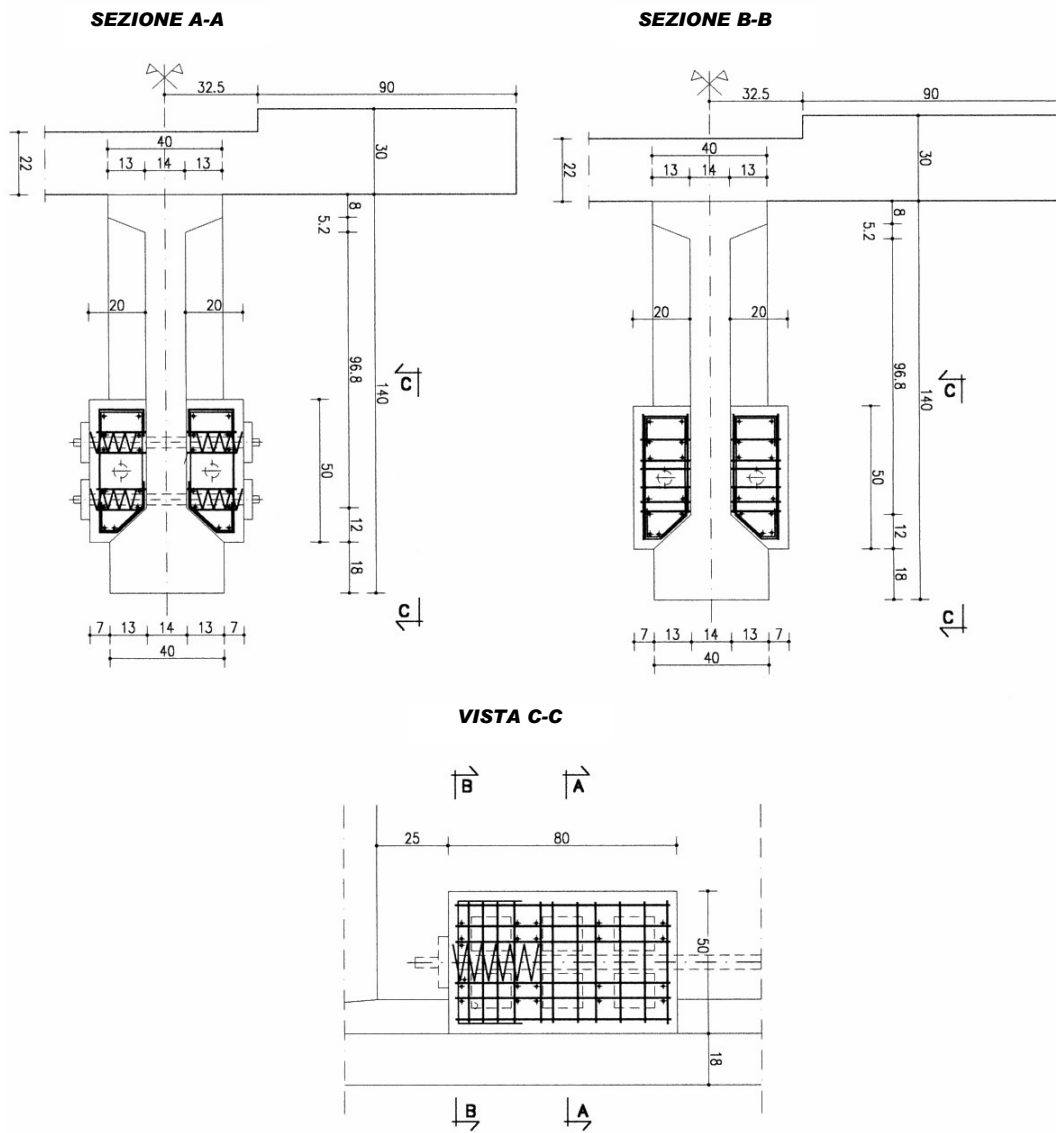
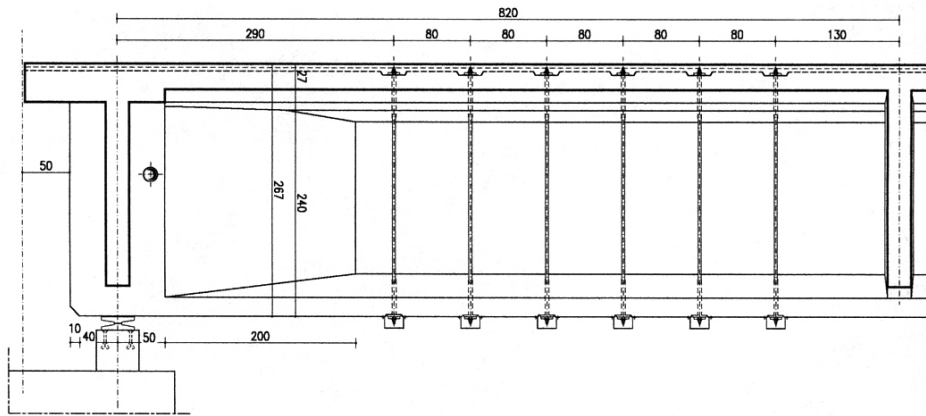


Figura 6

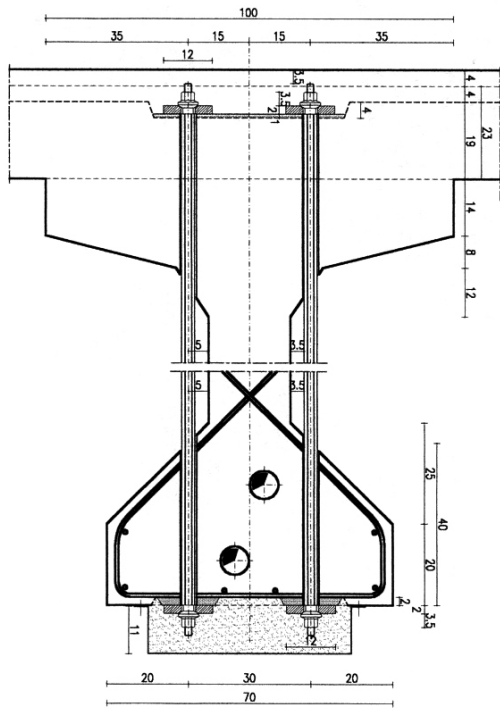


Figura 7

VISTA LATERALE



PARTICOLARE 1



PARTICOLARE 2

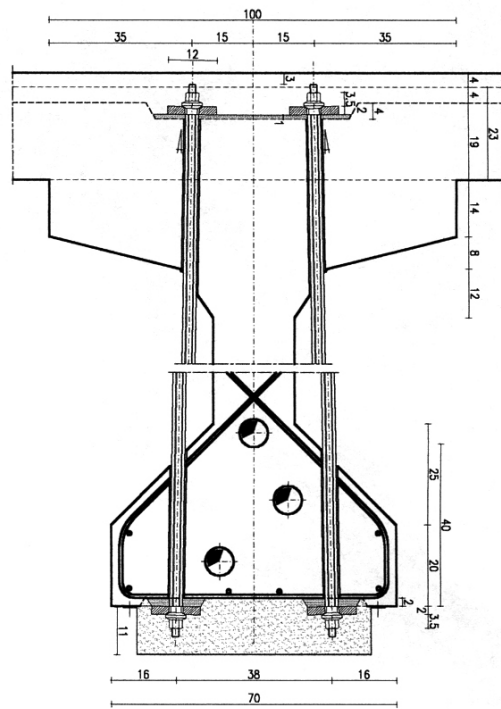


Figura 8

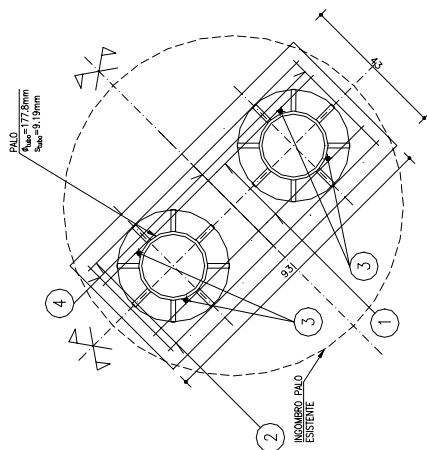
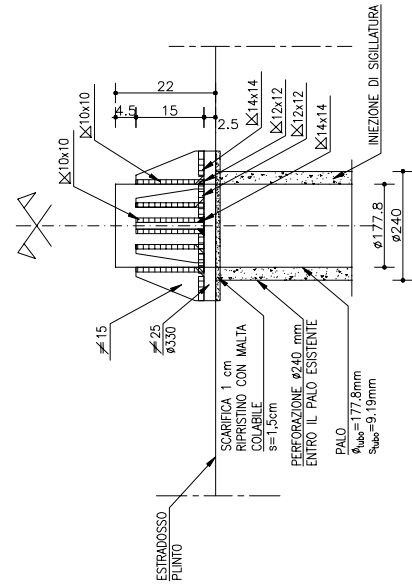
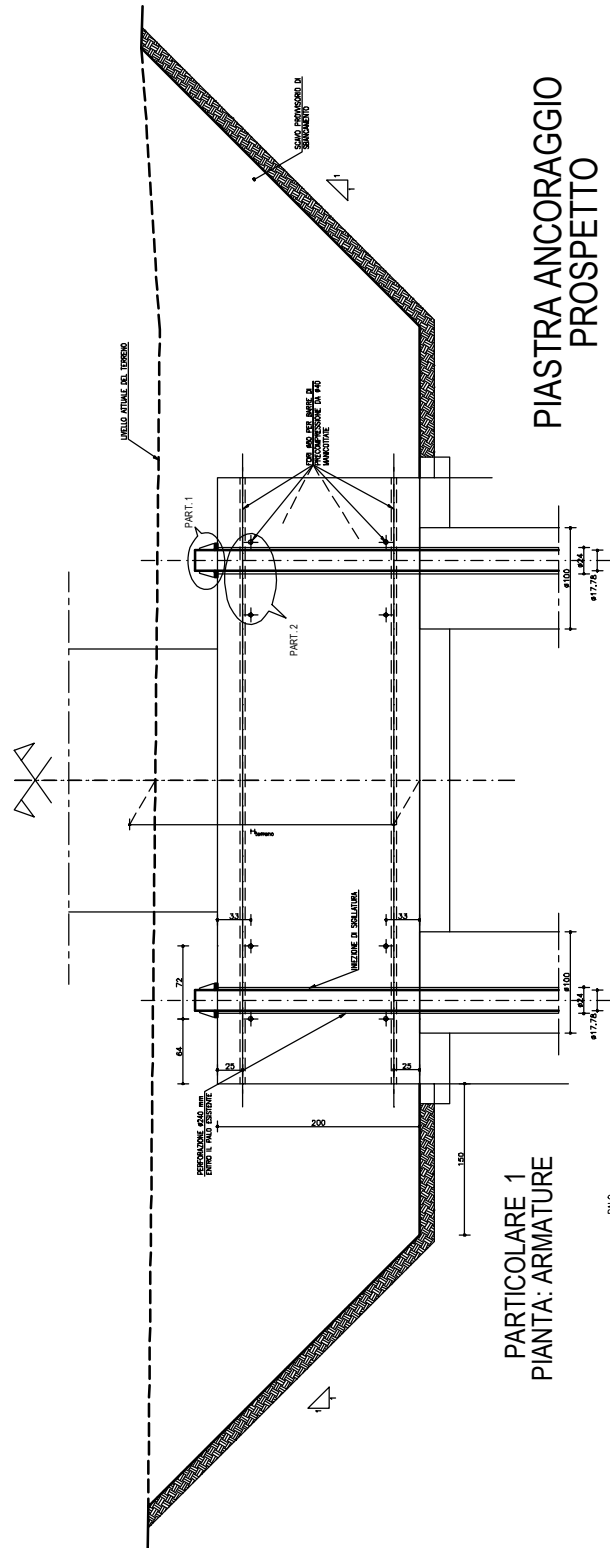
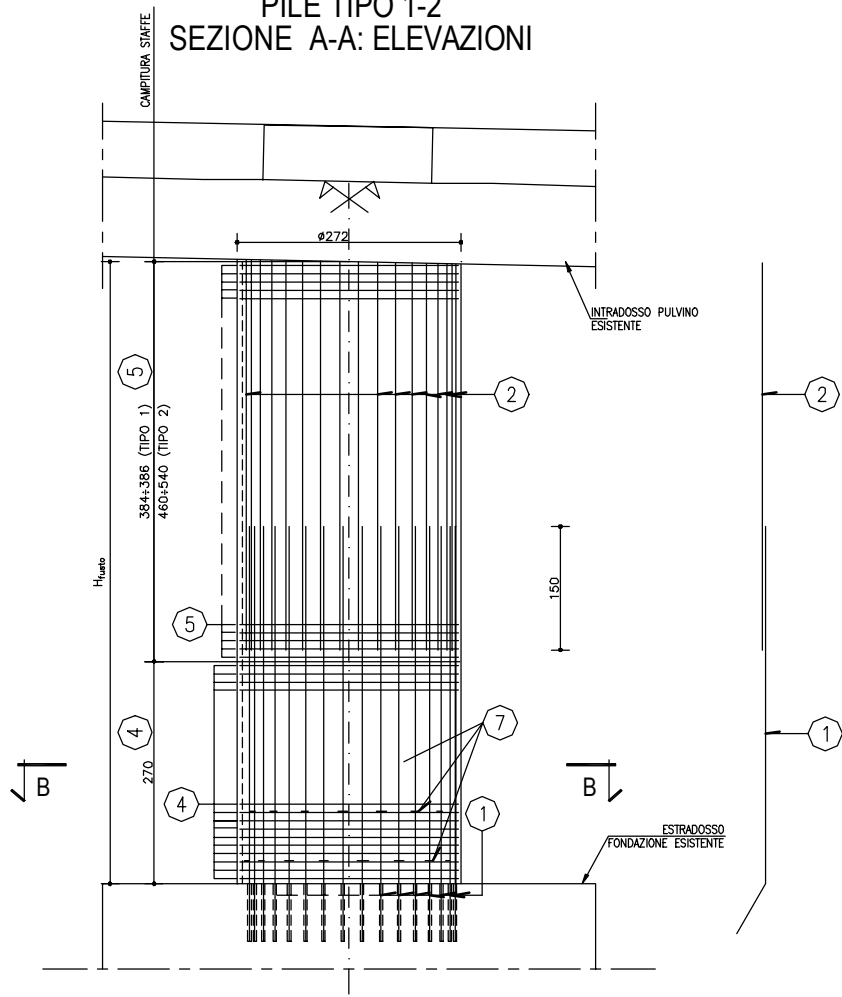


Figura 9

PILE TIPO 1-2
SEZIONE A-A: ELEVAZIONI



SEZIONE B-B

PARTICOLARE 1

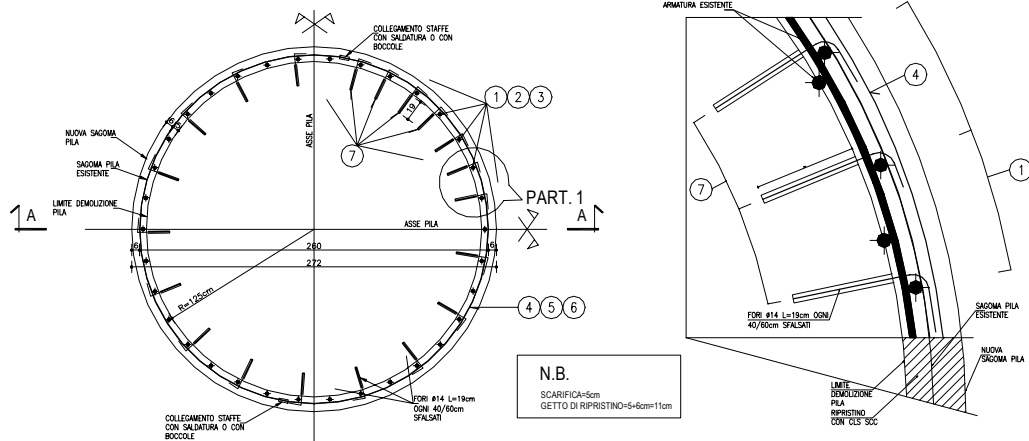
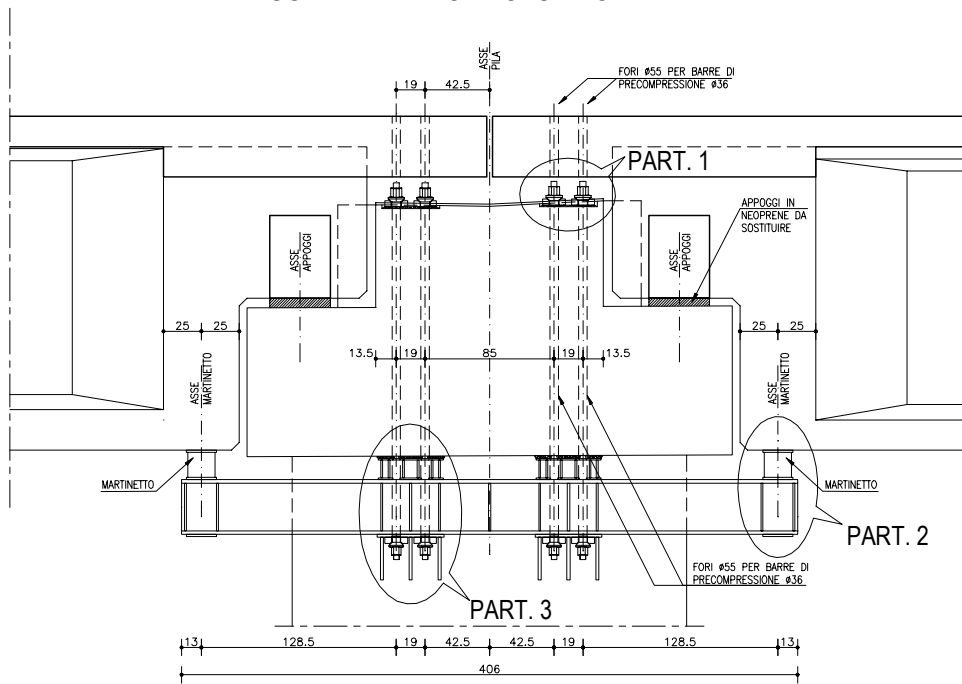


Figura 10

INTERVENTI PER SOLLEVAMENTO IMPALCATO
SU TRAVI DI BORDO: SEZIONE A-A



SEZIONE N-N

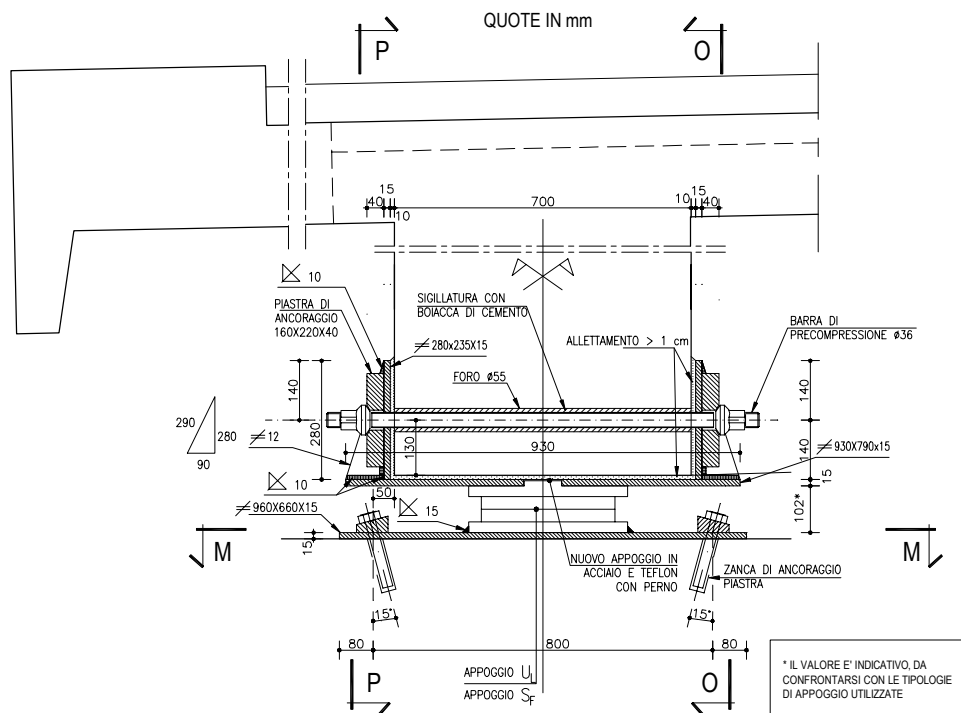


Figura 11

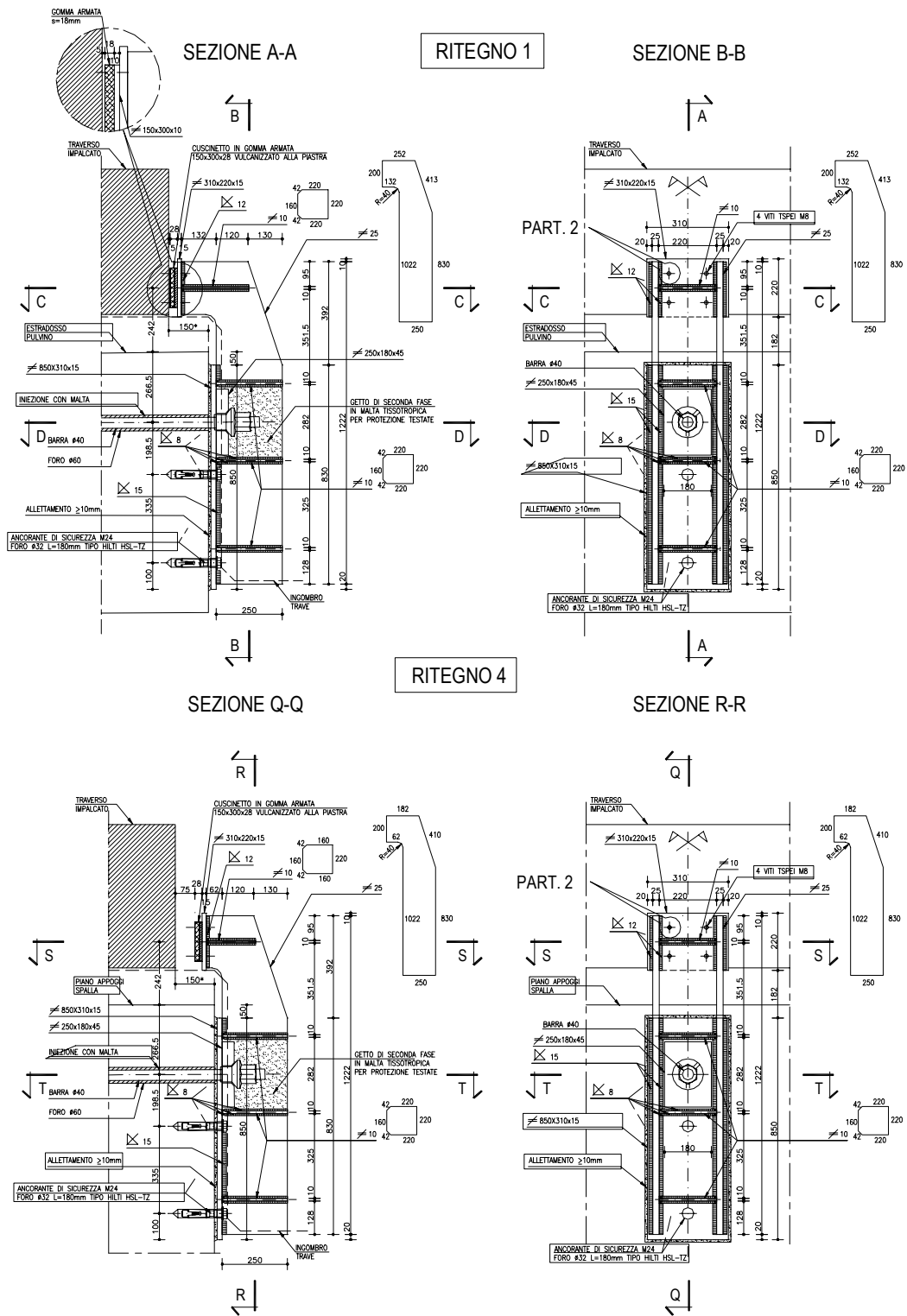


Figura 12