

CONSORZIO DI BONIFICA STORNARA E TARA

viale Magna Grecia, 240 - 74121 TARANTO

*"RIPRISTINO DEL PONTE TUBO DELL'IMPIANTO IRRIGUO CONSORTILE
SX BRADANO UBICATO IN ATTRAVERSAMENTO DELLA LAMA DI LATERZA"*
COMUNE DI CASTELLANETA (TARANTO)

PROGETTO DEFINITIVO

CIG 7845120DD0



Capogruppo Mandatario R.T.P.
ing. Francesco LASIGNA
via del Mercato, 40/E - 74011 CASTELLANETA

Mandanti R.T.P.
ing. Davide CARLUCCI
strada Marchio di Evoli, 11/i - 70126 BARI
ing. Giuseppe CARLUCCI
Borgo Fiorito, 12 - 70016 NOICATTARO
dott. geol. Antonio TRAMONTE
via Vittorio Veneto, 134 - 74016 MASSAFRA

R.U.P. Consorzio di Bonifica
ing. Santo CALASSO

ELABORATO	DATA	SCALA	ALLEGATO
Relazione illustrativa generale	02/2021	-	R.1

AGGIORNAMENTO	DATA	DESCRIZIONE

A termini di legge, sono riservati tutti i diritti del presente documento con divieto di riproduzione o di renderlo comunque noto a terzi senza autorizzazione scritta degli autori

INDICE

Premessa	pag.	2
Indagini e sopralluoghi	pag.	6
Livello di Conoscenza e Fattore di Confidenza	pag.	11
Definizione della categoria di intervento	pag.	12
Quadro normativo	pag.	13
Caratterizzazione dei materiali	pag.	15
Criticità rilevate nel progetto originario	pag.	16
Prove di carico effettuate in sede di colaludo	pag.	18
Misurazione dei cedimenti e delle frecce	pag.	19
Soluzione di intervento di ripristino	pag.	20
Aspetti geologici e geotecnici	pag.	22
Conclusioni	pag.	24

Note:

Su supporto magnetico allegato al presente progetto sono riportati i tabulati relativi agli Spostamenti Nodali, alle Sollecitazioni delle Aste e alle Sollecitazioni dei Gusci.

Su supporto magnetico, all'interno della cartella denominata "Autorità di Bacino", sono allegati i modelli per la verifica idrologica ante e post opera.

PREMESSA

Il Ponte-Tubo dell'impianto irriguo consortile in sinistra Bradano ubicato nella Lama di Laterza faceva parte dei più ampi lavori di costruzione delle opere di attraversamento inerenti il "Canale adduttore e rete irrigua di distribuzione tra i fiumi Lato e Lenne: lavori di utilizzazione delle acque del serbatoio San Giuliano in sinistra Bradano III Lotto" (Progetto A.C. 6298/2).

Il ponte è sito nel Comune di Castellaneta a cavallo dei Fogli Catastali 101 e 108 e venne realizzato tra il 14.09.1970 (data di consegna dei lavori) e il 05.08.1972 (data di ultimazione).

Il progetto principale venne redatto dall'ing. Dino Malossi in data 25.11.1966 e ne venne aggiudicata l'esecuzione per un importo contrattuale di £ 379.209.600 all'impresa C.C.C. S.p.A. (Cantieri Costruzioni Cemento) di Musile di Piave (Venezia).

L'aggiudicazione della gara avvenne per Appalto-Concorso a licitazione privata con Delibera della Cassa per il Mezzogiorno n. 1602/B del 08.05.1970 e prevedeva un tempo di esecuzione di 8 mesi.

Il contratto d'appalto n. 297 venne firmato in data 25.11.1970 e registrato in data 07.12.1970 al Repertorio n. 0907 mod. III-ter vol. 33.

Il progetto esecutivo venne redatto dai tecnici della C.C.C. S.p.A. con la collaborazione dell'ing. Giorgio Romaro, per il progetto generale e le opere idrauliche, degli ingg. Simoncello e Bocchi, per le opere in cemento armato, e la consulenza del prof. ing. Pietro Colombo per gli aspetti geologici e geotecnici.

La Direzione dei lavori venne affidata all'ing. Michele Crispo del Consorzio di Bonifica Stornara e Tara assistito, per gli aspetti contabili, dal geom. Aristide Tucci.

Lo Stato Finale venne redatto per un ammontare complessivo di £ 401.530.056 e il Collaudo Tecnico-Amministrativo si concluse, con esito positivo, in data 15.09.1973.

I collaudatori furono l'ing. Antonio Dudan del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e l'ing. Tommaso Gazzolo Ispettore Generale del Genio Civile.

Decorsi ormai quasi 50 anni dalla realizzazione del Ponte-Tubo, peraltro senza che fossero state effettuate particolari opere di manutenzione, il Consorzio di Bonifica Stornara e Tara di Taranto, constatata un'avanzata e progressiva condizione di degrado, già nell'estate del 2017 si è attivato per monitorare le condizioni di stabilità generale attraverso una campagna di indagini sulla residua consistenza e resistenza dei materiali strutturali.

L'esito di tali indagini, di cui più dettagliatamente si riferirà in seguito, hanno portato il Servizio Tecnico del Consorzio di Bonifica alla determinazione di intervenire con celerità per valutare la fattibilità di un ripristino delle condizioni di sicurezza strutturale del Ponte-Tubo.

Con Delibera del Commissario Straordinario del Consorzio di Bonifica Stornara e Tara n. 68 del 06.03.2018 è stato incaricato della redazione del progetto di fattibilità tecnico-economica per il ripristino del "*Ponte tubo dell'impianto irriguo consortile Sx Bradano ubicato in attraversamento della Lama di Laterza*" (Servizio CPV 71310000-4 Servizi di consulenza di ingegneria strutturale e 71322300-4 Servizi di progettazione ponti) il Raggruppamento Temporaneo di Professionisti costituito dall'ing. Francesco Lasigna di Castellaneta (capogruppo), l'ing. Giuseppe Carlucci di Taranto e il dott. geol. Antonio Tramonte di Massafra.

La Convenzione di incarico tra il Consorzio di Bonifica e il Raggruppamento Temporaneo di Professionisti è stata stipulata in data 04.05.2018 (Repertorio n. 1068) e prevedeva il termine di 90 giorni per la consegna degli elaborati progettuali.

Il progetto di ripristino redatto in sede di prefattibilità prevedeva analisi dello stato dei luoghi e ipotesi di intervento per un importo di € 3.000.000,00 come da Quadro Economico Generale (incluse le somme per importo lavori, somme a disposizione dell'amministrazione e IVA).

Il progetto di prefattibilità evidenziava alcune criticità del progetto originario e dello stato di manutenzione che consigliavano indagini più approfondite e un maggior dettaglio di intervento.

In particolare veniva condotto un triplice passaggio di calcolo strutturale: il primo di verifica del progetto originario secondo normativa vigente all'epoca di costruzione; il secondo in pari condizioni ma con l'aggiunta dell'azione sismica all'epoca non prevista; il terzo di verifica nelle attuali condizioni normative degli interventi di ripristino previsti.

Nel mese di ottobre 2019 il Consorzio di Bonifica, espletate le procedure amministrative necessarie, affidava ai sottoscritti ing. Francesco Lasigna di Castellaneta (capogruppo), ing. Davide Carlucci di Bari, ing. Giuseppe Carlucci di Noicattaro (Bari) all'epoca con studio in Taranto e dott. geol. Antonio Tramonte di Massafra raggruppati in RTP l'incarico di redigere il Progetto Definitivo e il Progetto Esecutivo (Convenzione n. 1092 del 14.05.2020) assegnando per la consegna degli elaborati di progetto 60 giorni per il Progetto Definitivo e 30 giorni per il Progetto Esecutivo.

Effettuata una prima approfondita analisi degli elaborati a disposizione, effettuati tutti i necessari sopralluoghi e i rilievi topografici necessari, si rese necessaria una più circostanziata e approfondita indagine geognostica che venne richiesta con nota del 11.06.2020

Altri chiarimenti furono, intanto, forniti in merito allo sfalcio della vegetazione presente, al regime IVA di legge, all'eventualità di sostituire la condotta con altra di minor diametro e minor peso e alla necessità di dover prevedere una stazione meteorologica e di allerta idrica in caso di piene del corso d'acqua torrentizio presente.

In merito allo sfalcio della vegetazione venne comunicato in data 25.06.2020 l'avvenuta effettuazione e, di conseguenza, divenne possibile effettuare il rilievo topografico con il drone di una ampia area intorno al ponte-tubo.

Per quanto concerneva il regime IVA venne confermato il regime ordinario al 22%.

In merito all'eventualità di sostituire la tubazione, effettuata un'indagine di mercato, si ritenne non conveniente procedere alla sua sostituzione.

E' stata, invece, prevista in progetto una stazione meteo e di allerta idrica allarmata che rimarrà di proprietà del Consorzio a fine lavori ma che avrà anche una funzione di tutela del personale, delle attrezzature e degli apparati che saranno impegnati durante l'esecuzione dei lavori di ripristino.

In data 12.01.2021 furono finalmente resi disponibili i rapporti di prova in sito e di laboratorio delle indagini geologiche che, come vedremo, hanno confermato quanto si era evidenziato anche in progetto di prefattibilità.

INDAGINI E SOPRALLUOGHI

Sia in sede di progetto di prefattibilità che in sede di redazione del presente Progetto Definitivo sono stati effettuati numerosi sopralluoghi di carattere conoscitivo.

Si è constatato che le problematiche evidenziate al Consorzio di Bonifica dalla Polizia Municipale di Castellaneta con nota n. 2594 del 28.04.2017 erano sostanzialmente corrette pur non paventandosi un immediato pericolo derivante dalla dichiarata precaria stabilità del Ponte-Tubo.

Tuttavia appare evidente, a vista, uno stato di degrado complessivo del ponte che desta legittimi timori e la necessità di adeguati interventi di consolidamento in tempi non eccessivamente lunghi.

In particolare sono evidenti alcune perdite di acqua dalla tubazione, un forte ammaloramento del copriferro di molte delle pile di sostegno, un quadro deformativo e fessurativo delle travi di impalcato di discreto impatto visivo oltre al generale degrado dei copriferri di quasi tutti i pulvini e delle selle di appoggio della tubazione.

Per opportuna documentazione si riportano nel seguito alcune delle fotografie dello stato dei luoghi.

Per quanto concerne le perdite di acqua dalla tubazione il Servizio Tecnico del Consorzio è sempre intervenuto in tempi brevissimi a rinserrare i giunti della tubazione non solo per ripristinarne la piena funzionalità ma anche per evitare che si instaurino nuovi e più preoccupanti danni alla struttura che in più punti si presenta particolarmente degradata.



Vista d'assieme del Ponte-Tubo dal lato Laterza



Degrado del copriferro di una pila di sostegno del Ponte-Tubo



Perdita dalla tubazione e degrado del copriferro dei pulvini



Degrado del copriferro dei pulvini con armatura tranciata



Degrado del copriferro delle travi di impalcato con evidenti segni di deformazione e fessurazione da taglio



Fessura di distacco per ripresa di getto su una pila del versante di Laterza



Degrado del calcestruzzo superficiale di una pila per dilavamento



Degrado del copriferro delle selle d'appoggio della tubazione

Lo scenario generale manifesta in pieno le carenze di manutenzione e la vetustà complessiva, sia tecnologica che costruttiva, dell'epoca di costruzione.

In particolare appare evidente la presenza nelle pile di un calcestruzzo, a base calcarea, di modesta qualità e l'aggressione, sempre sul calcestruzzo delle pile, dei fenomeni alluvionali più o meno recenti, in particolare quello dell'ottobre 2013, di elevata intensità.

Anche se non evidenti a vista bisogna, poi, ricordare i dissesti indotti dagli eventi sismici che, se pure non rilasciano nella zona elevate quantità di energia, hanno comunque provocato sollecitazioni, che in seguito vedremo non essere state valutate in sede progettuale, e che sono stati dal 1970 ad oggi particolarmente intensi e con epicentri a distanze inferiori a 150 km (si pensi, per tutti, al terremoto dell'Irpinia del 23.11.1980).

Dopo il conferimento dell'incarico i sottoscritti hanno effettuato numerosi ulteriori sopralluoghi:

- a) per la valutazione delle caratteristiche dei materiali;
- b) per l'effettuazione dei rilievi plano-altimetrici;
- c) per la valutazione delle caratteristiche del sottosuolo;
- d) per le indagini GeoRadar;
- e) per le indagini sismiche a rifrazione;
- f) per la misurazione dei cedimenti fondali e delle frecce di inflessione.

In particolare, misurando i cedimenti fondali e le frecce di inflessione delle travi di impalcato, si è potuta constatare una problematica di non facile interpretazione di cui si dirà appresso in dettaglio e che, probabilmente, attiene ad un difetto di esecuzione dell'opera che, se pure non inficia la staticità complessiva, è stata oggetto, comunque, di approfondita indagine in questa sede progettuale.



Evidenti segni di notevole freccia di inflessione su due campate



Distacchi profondi della base inferiore dei pulvini



Vista d'assieme del Ponte-Tubo dal lato Castellaneta

Per altro verso sono state effettuate anche ricerche documentali presso gli archivi del Consorzio di Bonifica.

Bisogna rilevare con piacere che la documentazione ritrovata presso l'archivio è ben ordinata, completa, in ottimo stato di conservazione sia per quanto concerne gli originali che le copie, nonostante le tecniche di riproduzione fotostatica e eliografica di quegli anni non fossero particolarmente durevoli.

Sono stati ritrovati e consultati i seguenti documenti dei quali, di alcuni, se ne è fatta copia:

- a) Atti di gara;
- b) Relazioni di progetto e consulenza;
- c) Indagini geologiche;
- d) Elaborati grafici progettuali;
- e) Atti di contabilità;
- f) Relazioni sulle prove di carico;
- g) Atto di Collaudo.

Inoltre, sono stati consegnati ai sottoscritti i report della campagna di indagini sui materiali (conglomerato cementizio e barre in acciaio di armatura) condotte nel luglio 2017 sotto la Direzione dei Lavori dell'ing. Mario Tardugno del Consorzio di Bonifica dal Laboratorio Tecnologico Matera S.r.l. e le successive indagini geognostiche del 12.01.2021

LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Ai sensi dei punti 8.2, 8.5.4 e 8.7.2 del DM 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" è necessario definire il Livello di Conoscenza ottenuto per adottare l'opportuno Fattore di Confidenza.

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni approvate con D.M. 17.01.2018 entrate in vigore il 22.03.2018 obbligano, nel caso di interventi su costruzioni esistenti, a definire il Livello di Conoscenza a cui si è giunti tramite disamina documentale e prove sui materiali.

Definito il Livello di Conoscenza acquisito scaturisce il Fattore di Confidenza con cui valutare le prestazioni dei materiali e i metodi di analisi strutturale da condurre ai fini del miglioramento o dell'adeguamento della struttura in termini di: Resistenza Meccanica, Stabilità, Durabilità, Vulnerabilità e Robustness sia dei singoli elementi isolatamente presi in conto che nell'insieme in termini di prestazioni attese.

Considerato che:

- a) la documentazione storica acquisita presso il Consorzio di Bonifica è stata più che sufficiente a definire l'opera in tutti i suoi dettagli sia progettuali che di tempi e modalità di esecuzione;
- b) che i rilievi eseguiti hanno confermato tutte le dimensioni e le caratteristiche morfologiche dell'opera con particolare riguardo alle dimensioni delle sezioni resistenti e alla disposizione delle armature;
- c) è stata acquisita una sufficiente conoscenza degli eventi storici ambientali (in particolare sismici e meteo-climatici) degli ultimi 100 anni che hanno coinvolto il sito;
- d) che i riscontri effettuati sulla caratterizzazione dei materiali utilizzati e sul loro attuale stato di conservazione ed efficienza sono stati sostanzialmente coerenti tra di loro e con le ipotesi progettuali di partenza;

si può affermare che il **Livello di Conoscenza** acquisito sia di categoria **LC2** che comporta un **Fattore di Confidenza** di riduzione delle caratteristiche dei materiali pari a **1,20**.

DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI INTERVENTO

Si richiama il punto 8.4 e 8.4.3 delle NTC2018 che individua tre categorie di intervento possibili sulle costruzioni esistenti.

Il primo livello di intervento è quello di *“Riparazione o locale”* che, però, non si può applicare al caso in questione poiché si prevede di intervenire sul complesso dell’opera che, per le condizioni in cui si trova, non consente interventi locali particolarmente efficaci.

La seconda categoria di intervento, definita di *“Miglioramento”*, è quella di mettere in atto una serie complessa di interventi su tutta l’opera che siano in grado di garantire un aumento della sicurezza strutturale dell’opera pur senza raggiungere i livelli di sicurezza prescritti per nuove opere.

Gli interventi di *“Adeguamento”*, ovvero di terza categoria, sono, indubbiamente, quelli più complessi ma consentono di aumentare la sicurezza strutturale preesistente al fine di conseguire un livello di sicurezza fissato per una variazione di Classe d’uso da II, quale quella attuale, alla Classe d’uso III, quella che si intende raggiungere in considerazione del fatto che una interruzione di esercizio del Ponte-Tubo può provocare situazioni di emergenza.

Il passaggio alla Classe d’uso III consente, altresì, di estendere la Vita Nominale dell’opera dai 50 anni a un Periodo di Riferimento per le azioni sismiche di 75 anni a tutto vantaggio del rapporto costi/benefici e valutare la Vulnerabilità Sismica dello Stato post-intervento di 100 anni di Vita Nominale sia per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita che dello Stato Limite di Danno.

Tutte queste considerazioni e l’analisi di tutti i dati disponibili hanno portato a stabilire e determinare come più vantaggioso economicamente, per il caso in questione, di procedere ad un intervento di *“Miglioramento”* poiché la tipologia di interventi prevista, e qualunque altra ipotizzabile allo stato attuale delle conoscenze tecnologiche, non potrà mai raggiungere i parametri richiesti dall’adeguamento che comporta costi e impegni lavorativi molto gravosi senza ottenere apprezzabili vantaggi.

QUADRO NORMATIVO

E' necessario premettere quello che era il quadro normativo tecnico all'epoca di redazione del progetto e, poi, di redazione del progetto esecutivo e successiva realizzazione per raffrontarlo con quello attuale di intervento.

All'epoca di redazione del progetto iniziale (25.11.1966) le norme tecniche cui fare riferimento erano sostanzialmente:

- a) R.D.L. 25.03.1933 n. 1213 "Norme per l'accettazione dei leganti idraulici e per l'esecuzione delle opere in conglomerato armato";
- b) R.D.D.L. 16.11.1939 n. 2228 e n. 2229 "Norme per l'accettazione dei leganti idraulici";
- c) Circolare Ministeriale 05.05.1966 n. 2136 "Istruzioni sull'impiego delle tubazioni in acciaio saldate nella costruzione di acquedotti".

Successivamente, in sede di redazione del progetto esecutivo finale del 07.10.1970, erano intervenute le seguenti nuove normative:

- a) Circolare Ministeriale 06.11.1967 n. 3797 "Istruzioni per il progetto, esecuzione e collaudo delle fondazioni";
- b) Circolare Ministeriale 11.08.1969 n. 6090 "Norme per la progettazione, il calcolo e il collaudo di costruzioni con strutture prefabbricate in zone asismiche e sismiche".

Nel progetto, sia in quello iniziale del 25.11.1966 che in quello esecutivo nelle due versioni del 31.10.1969 e 07.10.1970, di tutto questo quadro normativo di riferimento non c'è cenno alcuno e, del resto, non essendo entrata ancora in vigore la Legge 05.11.1971 n. 1086 "Norme per la disciplina delle opere in cemento armato, normale e precompresso ed a struttura metallica" era prassi comune operare nelle calcolazioni seguendo criteri fissati dal progettista con coefficienti di sicurezza e disposizioni prescrittive da lui stesso valutate e determinate.

Le calcolazioni eseguite in questo progetto, ovviamente, fanno riferimento esclusivamente alle NTC 2018 e, per quanto riguarda l'analisi dello stato di fatto all'epoca di progetto, si è adottato il metodo alle "Tensioni Ammissibili" con Fattore di Confidenza, come già precisato, pari a 1,20.

In merito alle azioni sismiche e al connesso rischio sismico si tratta in apposita relazione illustrativa di calcolo.

I carichi agenti sul Ponte-Tubo, oltre quelli sismici e da azione del vento definiti nella suddetta relazione illustrativa di calcolo, sono raggruppati in quattro condizioni di carico:

- a) il peso proprio strutturale;
- b) il peso della tubazione in acciaio, delle ringhiere e dei binari di supporto del paranco di manutenzione;
- c) il peso dell'acqua;
- d) i carichi derivanti dalle operazioni di manutenzione.

I primi due, ovviamente, sono carichi permanenti e vanno valutati per gli opportuni coefficienti di maggiorazione nei casi combinati di carico per SLU con valori ≥ 1 .

Per quanto riguarda il peso proprio si è assunto come valore il prodotto del volume geometrico dell'opera per il peso specifico del conglomerato cementizio armato assunto pari a 25,00 kN/m³.

Il peso di tubazione, ringhiere e binari (sebbene questi ultimi due trascurabili rispetto al primo) sono stati valutati complessivamente pari a 4,00 kN/m come carico uniformemente distribuito.

Per quanto concerne il peso dell'acqua fluente nella tubazione, vista la modesta velocità e la trascurabile presenza di effetti dinamici o di sloshing, è stata fatta una valutazione di semplice peso idrostatico a condotta completamente piena e, quindi, pari a 31,00 kN/m. Anche questo carico è stato, poi, maggiorato per gli opportuni coefficienti nei casi combinati di carico per SLU con valori ≥ 1 . D'altra parte il Servizio Tecnico del Consorzio di Bonifica ha garantito che, per esigenze di varia natura, negli anni passati non si è mai verificata la

condizione, pur sempre possibile, di tubazione completamente piena. Di conseguenza nei casi di Stato Limite di Esercizio Frequente e in quello Quasi Permanente sono stati applicati coefficienti riduttivi del carico acqua pari, rispettivamente a 0,900 e 0,750.

Per quanto concerne il carico da manutenzione si è fatta una valutazione che prevede una rada presenza di personale (sommariamente analoga a quella sulle coperture per edifici industriali) pari a $0,50 \text{ kN/m}^2$ a cui si è aggiunto, sulle sole due campate centrali, una doppia coppia di carichi concentrati a passo di 5,00 metri pari a 6,00 kN per tener conto del peso del paranco di sollevamento della tubazione. Il carico da Manutenzione è stato, poi, valutato nei casi di Stato Limite di Esercizio Frequente con un coefficiente riduttivo pari a 0,300 e nullo in quello Quasi Permanente.

Bisogna rilevare che in sede di progetto originario il carico da manutenzione è stato fortemente sopravvalutato in $2,00 \text{ kN/m}^2$ mentre non è stato preso in nessun conto il carico concentrato del paranco. Non si condivide assolutamente questa scelta operata all'epoca che appare eccessivamente riduttiva degli effetti indotti dai carichi concentrati a vantaggio di un improbabile "affollamento" per carichi distribuiti peraltro complessivamente inferiori agli equivalenti carichi concentrati.

CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

Il progetto esecutivo del 1969-70 prevedeva l'utilizzo di due Classi di conglomerato cementizio: la prima, per le strutture da realizzare in opera, con classe di resistenza cubica a 28 giorni di maturazione R250 kg/cm²; la seconda, per le strutture prefabbricate (sostanzialmente le travi di impalcato), con classe di resistenza cubica, sempre a 28 giorni di maturazione, R350 kg/cm².

L'acciaio in barre prescritto in sede di progetto era definito come "ad aderenza migliorata" di tipo FeB44k con diametri a partire da 8 mm, per le staffe, 10 mm, per le armature di ripartizione, e 16 mm, 20 mm e 26 mm per le armature principali di fondazioni, pile, pulvini, selle di appoggio e travi di impalcato.

Sono stati ritrovati tra i documenti di archivio del Consorzio di Bonifica due soli Certificati di Prova a schiacciamento di una quaterna di provini cubici di conglomerato cementizio prelevati dal getto della "trave 6" in data 09.02.1971 e di una terna di provini cubici prelevati dal getto della "pila 3" in data 20.02.1971. I Certificati di Prova sono stati emessi dal "Laboratorio Ufficiale Prove Materiali" della Facoltà di Ingegneria dell'Università di Bari ed hanno dato esiti, il primo, a valori minimi di 351,56 kg/cm² e massimi di 402,34 kg/cm², tali valori risultano in linea con le prescrizioni progettuali. Il secondo Certificato ha dato esiti minimi di 256,52 kg/cm² e massimi di 416,01 kg/cm², anche tali valori risultano in linea con le prescrizioni progettuali anche se suscita notevoli perplessità un valore massimo così elevato di resistenza per un conglomerato che era prescritto di classe R250.

Non si sono trovate certificazioni di prova sulle barre di acciaio e desta sorpresa come, per un'opera di così elevate dimensioni, siano state effettuate solo 7 prove sui materiali e, per giunta, sul solo conglomerato cementizio.

Dalla campagna di indagini per carotaggio effettuata nel luglio 2017 dal Laboratorio Materiali Matera S.r.l. sotto la Direzione Lavori dell'ing. Mario Tardugno funzionario tecnico del Consorzio di Bonifica si è constatato come, oggi, il conglomerato delle pile (le uniche indagate) sia in avanzato stato di degrado con profondità di carbonatazione oscillante tra 5,00 e 10,00 cm e resistenze comprese tra un minimo di 10,62 N/mm² = 106,20 kg/cm² e un massimo di 18,04 N/mm² = 180,40 kg/cm².

Per quanto concerne le barre di acciaio le indagini del 2017 hanno sostanzialmente confermato le prescrizioni progettuali dell'epoca di redazione del progetto pur se un avanzato grado di ossidazione a causa dello scarso copriferro rilevato (1,5 cm medio ma talvolta del tutto assente) ha ridotto sezioni e resistenze.

Le prove condotte nel 2017 sono state di carotaggio e, quindi, hanno potuto rilevare solo i primi 10-15 cm di struttura e delle sole pile. I dati ottenuti, senza dubbio utili e imprescindibili, però non hanno potuto fornire indicazioni sugli altri componenti strutturali (pulvini, selle e travi di impalcato) né potevano indagare in profondità viste le generose dimensioni strutturali delle pile. Per tale motivo nel giugno 2018, in sede di redazione del progetto di prefattibilità, è stata disposta una ulteriore campagna di indagini sui materiali coinvolgendo tutte le componenti strutturali del Ponte-Tubo e con metodologia non-distruttiva con prove sclerometriche, pacometriche e SON-REB che hanno consentito di indagare anche in profondità i valori di resistenza da assumere a riferimento.

Queste ultime indagini, di cui si parla dettagliatamente in apposito elaborato allegato, hanno condotto alla conclusione che il conglomerato delle pile ha valori di resistenza compresi tra 14 N/mm² e 21 N/mm² mentre sulle travi di impalcato e sulle selle ha valori di resistenza compresi tra 33 N/mm² e 35 N/mm².

In merito allo stato di ossidazione delle barre di acciaio si sono trovati valori medi intorno al 7% per le armature delle pile e del 4% per le armature di elevazione.

Per l'analisi post-intervento, in virtù del miglioramento ottenuto con l'incamiciatura delle pile e dal rinforzo con catene e FRCM delle altre strutture di cui si dirà dettagliatamente in seguito, si è ipotizzato un unico conglomerato cementizio equivalente C25/30.

CRITICITA' RILEVATE NEL PROGETTO ORIGINARIO

E' stata condotta in via preliminare una attenta analisi del progetto di calcolo strutturale del Ponte-Tubo sia nella versione del 31.10.1969 che in quella del 07.10.1970

I due fascicoli di calcolo non differiscono sostanzialmente tra di loro se non per alcuni valori di calcolo di modesta importanza.

Va tenuto presente, naturalmente, che si tratta di un calcolo eseguito senza un preciso riferimento normativo di confronto e con i mezzi tecnologici di cui si disponeva all'epoca che non prevedevano l'utilizzo di modellazioni particolarmente sofisticate o elaborazioni numeriche di alta precisione.

Tuttavia non si possono non evidenziare alcune criticità che nel seguito andremo ad esporre.

Si è già detto di alcune diversità di valutazione tra il progetto originario e quello, presente, di adeguamento in merito alla computazione dei carichi agenti; tale differenza di valutazione, però, non induce effetti particolarmente critici in fase elastica anche se il progetto iniziale non operava le maggiorazioni dei carichi per la valutazione degli Stati Limite.

Qualche perplessità, però, suscita la riduzione degli effetti dell'azione del vento tra la versione del 1969 e quella del 1970 che passa da 81 tm/pila a 76 tm/pila senza apparente giustificazione.

Nel fascicolo di calcolo del 1969 non risulta calcolata la trave di impalcato mentre in quello del 1970 risulta valutata una inerzia sezionale del tutto improbabile sia per forma che per valori. Infatti il progetto del 1970 disegna una sezione di impalcato a T con inerzia $J = 0,1544 \text{ m}^4$ mentre, dai più precisi calcoli che oggi si possono condurre, la sezione delle travi di impalcato, che è a "Z asimmetrica stirata", ha una inerzia effettiva di $J = 0,1299 \text{ m}^4$ orizzontale e $J = 0,0983 \text{ m}^4$ verticale ben inferiore.

Tale sopravvalutazione dell'inerzia orizzontale (superiore al 15%) ha comportato una sensibile sottovalutazione delle tensioni ai lembi della struttura che erano già state calcolate in 87 kg/cm^2 per il calcestruzzo compresso e di 2.140 kg/cm^2 per l'acciaio teso: valori, questi, già troppo vicini ai limiti ammissibili per i materiali prescritti e per le caratteristiche tecnologiche dell'epoca.

Inoltre la verifica della sezione è stata condotta, a suo tempo, ipotizzando una flessione retta semplice mentre, in realtà, l'asimmetria sezionale doveva tener conto della deviazione, non indifferente, degli assi principali di inerzia di circa $32,2^\circ$ che comporta una notevole riduzione della sezione resistente e una conseguente errata disposizione dell'armatura.

Anche le selle d'appoggio non risultano calcolate nel progetto del 1969. In merito ad esse vi è da osservare come in sede di calcolo è stato valutato un unico carico concentrato in mezzeria mentre nella realtà la tubazione si appoggia su due supporti laterali simmetrici a circa 50° rispetto alla verticale.

In merito, poi, agli aspetti tecnologici si rilevano altre criticità di cui alcune di notevole importanza.

In primo luogo il copriferro adottato è troppo esiguo per un ambiente che presenta una aggressività inevitabile da acqua spesso presente e fluente e umidità, in ogni caso, sempre elevata: mediamente sulle pile il copriferro è di 1,5 cm e mai supera i 2,0 cm per le altre strutture ad eccezione delle fondazioni dove è assunto un copriferro pari a 5,0 cm.

Le giunzioni delle barre di trave $\phi 26 \text{ mm}$, in numero complessivo di 28, sono costituite da sole due barre $\phi 20 \text{ mm}$ saldate per una lunghezza complessiva di soli 18 cm che appare del tutto insufficiente.

La staffatura delle travi di impalcato è a passo costante e tutto lo sforzo di scorrimento dovuto a taglio viene affidato ai ferri piegati che, se pur correttamente computati, la letteratura tecnica ha dimostrato essere una tecnica di scarsa affidabilità preferendo, piuttosto, un infittimento della staffatura.

L'armatura longitudinale della trave, oltre a non tener conto degli effetti di deviazione flessionale di cui si

è detto, è disposta come se la stessa non fosse sottoposta anche a flessioni trasversali dovute dalla presenza della passerella di manutenzione affidando solo alle staffe, peraltro solo 3 al metro e di diametro ϕ 8 mm, la resistenza a flessione trasversale e trascurando del tutto gli effetti torcenti.

Così pure la staffatura delle pile, sebbene prevista ad elica ma eseguita in modo convenzionale, ha un passo eccessivamente diradato senza infittimento in corrispondenza del piede e della testa di pila.

La scelta di armare longitudinalmente le pile con pochi ferri di grosso diametro, visto il copriferro esiguo, non appare particolarmente vantaggiosa anche in considerazione del fatto che in totale arriva a stento al 0,67 % dell'area di calcestruzzo compresso.

Per quanto riguarda le selle d'appoggio della tubazione si rileva come esse non assolvano adeguatamente alle funzioni di "incatenamento" delle due travi di impalcato alla luce di un'armatura piuttosto modesta e con ferri che si ammorsano tra di loro in zona tesa invece che in zona compressa.

Resta da evidenziare come in Relazione generale di progetto si ipotizzava di realizzare fuori opera sia i pulvini che le selle d'appoggio della tubazione e di collegamento tra le travi di impalcato. Questa ipotesi non è stata evidentemente posta in essere per una serie di motivi che l'analisi della struttura dimostra. Infatti in primo luogo le caratteristiche dei materiali dei pulvini sono analoghe a quelle delle pile e non si vedono tracce di collegamento tra opere prefabbricate e opere in sito. Quanto poi alle selle, vista la tipologia di armatura metallica delle stesse, e considerata una notevole difficoltà di allaggio della coppia di travi collegate trasversalmente (senza contare gli effetti di sollecitazione che si sarebbero indotti sulle selle stesse in fase di sollevamento) è del tutto improbabile che siano state realizzate fuori opera in uno con la coppia di travi.

Altre minori criticità non è il caso di evidenziare in questa sede poiché producono effetti, tutto sommato, trascurabili rispetto a quelli sopra enunciati.

PROVE DI CARICO EFFETTUATE IN SEDE DI COLLAUDO

Come si è detto in data 15.09.1973 venne effettuato il collaudo, con esito positivo, dell'opera.

Già in sede di redazione del progetto era stata predisposta la relazione sulle modalità di esecuzione delle prove di carico sulle travi di impalcato.

Tale relazione prevedeva la misurazione in 15 punti di due campate adiacenti con la struttura a pieno carico (tubazione piena di acqua e 200 kg/m² di sovraccarico sulle passerelle laterali); l'ipotesi di stima delle frecce si basava su uno schema isostatico appoggio-carrello, una luce netta di 24,00 m, una elasticità del cemento armato, piuttosto ottimistica, pari a $E = 30.000 \text{ kg/cm}^2$ e una inerzia $J = 5,50 \times 10^{+7} \text{ cm}^4$ a fronte di un valore reale $J = 5,96 \times 10^{+7} \text{ cm}^4$.

Secondo i parametri assunti la freccia massima con condotta piena di acqua avrebbe dovuto essere di 0,82 cm e con condotta piena di acqua e con sovraccarico applicato sulle passerelle avrebbe dovuto essere di 0,91 cm: valori questi del tutto improbabili.

La prova di carico venne svolta nei giorni 01.06.1971 e 02.06.1971 secondo le modalità descritte nella relazione di progetto.

Dai calcoli eseguiti dai Collaudatori la freccia teorica massima doveva essere in mezzeria di 2,20 cm (ovvero di circa 2,4 volte maggiore di quella prevista dal progettista) e risultò, a prova eseguita ed applicati opportuni coefficienti riduttivi, pari 1,90 cm (pur sempre maggiore di 2 volte circa rispetto a quella calcolata dal progettista).

MISURAZIONE DEI CEDIMENTI E DELLE FRECCHE

I sottoscritti hanno effettuato in varie date anche con l'ausilio del drone, una serie di misurazioni con strumentazione GPS e distanziometro elettronico laser per valutare esattamente sia i cedimenti fondali che le frecce da rilassamento delle travi di impalcato. Le risultanze di tali misurazioni hanno condotto alla ipotesi di un possibile "errore" esecutivo di non trascurabile effetto di cui si è già accennato nella presente relazione e che di seguito si espone.

Analizzando gli elaborati grafici planimetrici e di profilo-sezione del terreno allegati sia alle relazioni geologiche che di progetto generale si era notato che il fronte lato Laterza e il fronte lato Castellaneta erano disposti il primo a destra e il secondo a sinistra ma l'indicazione del Nord topografico era diretta secondo l'asse Y della tavola e non a 138,2° verso il bordo in basso a sinistra della stessa. Inoltre il verso di scorrimento delle acque della Lama di Laterza indicato nelle tavole era dall'alto verso il basso in direzione parallela all'asse Y di tavola, ovvero, da valle a monte.

In un primo momento si è pensato solo ad una errata rappresentazione grafica di trascurabile rilevanza visto che il profilo della condotta nei disegni era comunque inclinato da lato Laterza verso lato Castellaneta con pendenza di circa 2,56 cm a campata.

Il fatto che la perdita di acqua dalla condotta che era stato rilevato nella prima indagine conoscitiva del 03.04.2018 fosse posizionato in corrispondenza di uno dei pulvini a monte (ovvero sul lato Laterza) non era stato particolarmente indicativo sebbene in quel periodo stagionale la condotta doveva essere probabilmente a secco o quasi. Tuttavia effettuate le necessarie misurazioni a fronte di un differenziale di quota della testa delle pile 2,56 cm di progetto si sono riscontrati valori oscillanti tra 2,0 e 3,0 cm il che porta ad escludere che vi siano stati significativi cedimenti differenziali della pile del ponte.

Diverso è il discorso in merito alla misurazione delle frecce delle travate che hanno portato a valutazioni particolarmente significative in quanto, oltre che essere visibili ad occhio nudo, talvolta sono assolutamente eccessive.

Frecce di mezzeria

Campata	Freccia (m)	Rapporto f/l
1	0,045	1/569
2	0,045	1/569
3	0,045	1/569
4	0,055	1/465
5	0,074	1/346
6	0,046	1/556
7	0,145	1/177
8	0,047	1/545
9	0,205	1/125
10	0,120	1/213
11	0,091	1/281
12	0,078	1/328
13	0,101	1/254
14	0,095	1/270
15	0,055	1/466
16	0,055	1/466

In colore rosso sono evidenziati i rapporti f/l particolarmente critici, in colore blu i rapporti f/l che se pure accettabili sono comunque inferiori a quelli consigliati mentre in colore nero sono i valori del rapporto f/l che si possono ritenere idonei.

Appare evidente che solo 5 campate su 16 hanno valori di deformazione congruo.

SOLUZIONE DI INTERVENTO DI RIPRISTINO

Al fine di migliorare il comportamento strutturale del Ponte-Tubo, in adeguamento alla vigente normativa tecnica, e valutando opportunamente oltre ai carichi gravitazionali correttamente anche le azioni del vento e quelle sismiche si è ipotizzato di intervenire con tre tipologie di intervento che appresso si descrivono.

La **prima tipologia di intervento** riguarda le Pile e consiste in un adeguamento dimensionale e di armatura attraverso cerchiatura.

L'operazione di cerchiatura dovrà avvenire in sequenza a Pile alterne previo puntellamento tra fondazione e pulvino con un castello calastrellato costituito da n. 4 pilastri in acciaio di classe S 355 H e sezione quadra 120x10 mm posizionati in pressione in corrispondenza dei punti di appoggio delle travi.

Si procederà, quindi, alla scarificazione profonda almeno di 3,5 cm del copriferro esistente e a predisporre 6 barrotti inghisati su file distanti 30 cm per favorire l'aderenza tra la residua Pila e il getto che si andrà ad effettuare.

Attraverso i fori del pulvino andranno poi inserite 20 barre continue di acciaio B450C ϕ 20 mm che in fondazione saranno inghisate con resina epossidica.

Per la staffatura andranno predisposti anelli in barre B450C ϕ 8 mm a passo 10 cm per 1,00 metri in testa e al piede di pila e passo 20 cm nella zona centrale. Poiché la vigente normativa vieta la saldatura delle staffe si procederà ad utilizzare dei jacket di connessione per chiudere e confinare efficacemente le barre longitudinali.

Predisposta la cassaforma circolare di diametro 140 cm, e quindi con un ingrossamento del diametro della pila di 20 cm, si potrà procedere a colare del betoncino di classe C30/37 (XC4 – SCC autocompattante – Iperfluidificante – Idrofugo di massa).

Il disarmo della cassaforma non potrà avvenire prima dei 28 giorni e i puntelli potranno essere rimossi con cautela nei giorni successivi.

Il copriferro netto che si dovrà ottenere non dovrà essere inferiore a 5 cm.

La **seconda tipologia di intervento** riguarda le Selle di appoggio della tubazione e consiste nell'incatenamento trasversale.

Le Selle di appoggio, oltre a svolgere l'essenziale funzione di appoggio della tubazione, dovranno contribuire a solidarizzare la coppia di Travi di impalcato con conseguente notevole incremento dell'inerzia dell'impalcato.

L'intervento consiste nel traforare trasversalmente le travi da parte a parte in affiancamento alle selle a quota di 80 cm dall'intradosso trave (n. 2 fori ϕ 30 mm a distanza di 70 cm), inserire due barre B450C ϕ 20 mm da sottoporre a tiro non inferiore a 5.000 kg su una coppia di piastre, in acciaio S355H, delle dimensioni 1000x300x10 mm.

Successivamente le barre, così come le piastre preventivamente zincate a caldo) dovranno essere inghisate con resina epossidica.

Solo dopo il serraggio delle barre filettate alle estremità si potrà procedere al rilascio del tiro.

In tale maniera oltre ad incrementare l'armatura delle Selle si otterrà una solidarizzazione tra Selle e Travi di impalcato.

La **terza tipologia di intervento** riguarda le travi di impalcato e consiste nel rinforzo strutturale in FRCM con fibre unidirezionali in PBO (poliparafenilenbenzobisoxazolo) che garantiscono efficienza sia a flessione che a taglio.

Prima la scarificazione del copriferro ammalorato e il suo reintegro con malta andrà steso un primo strato non inferiore a 4 mm di matrice inorganica stabilizzata conforme alle Norme UNI EN 1504-3. Sulla matrice ancora fresca andrà distesa la rete unidirezionale in PBO che andrà coperta da un ulteriore strato di 4 mm di matrice inorganica stabilizzata conforme alle Norme UNI EN 1504-3. Lo schema strutturale della direzione, della quantità di fasciatura e della loro posizione è chiaramente illustrato nell'allegato grafico.

In tale maniera, pur non riuscendo ovviamente a ridurre le frecce che si sono instaurate nel tempo e ormai risultano completamente plasticizzate, si riuscirà a limitare fortemente le possibili deformazioni future e si fornirà un contributo correttivo non indifferente alla carenza di staffatura rilevata e delle giunzioni scorrette delle barre longitudinali.

Per quanto riguarda pulvini, selle d'appoggio e spalle di testata della condotta sarà necessario procedere unicamente alla scarificazione delle parti ammalorate e all'ingrossamento e ripristino del copriferro con i più opportuni prodotti di mercato.

L'utilizzo combinato di tecniche tradizionali (cerchiatura e incatenamento) e tecniche innovative (fasciatura con fibre) produce benefici effetti che l'analisi strutturale sullo stesso modello utilizzato per le precedenti analisi conferma.

ASPETTI GEOLOGICI E GEOTECNICI

Sono state effettuate numerose indagini geologiche sul sottosuolo della Lama di Laterza, come detto sopra, e si sono confrontati gli esiti con le relazioni di consulenza allegate al progetto redatte dal prof. ing. Pietro Colombo, emerito docente di Geotecnica dell'Università di Padova negli anni tra il 1960 e il 1980.

Le relazioni del prof. Colombo definivano, attraverso appositi sondaggi, una precisa caratterizzazione del sottosuolo della Lama di Laterza.

Inoltre venivano fornite prescrizioni e modalità di esecuzione nella realizzazione delle fondazioni che in parte sono state disattese per quanto si è potuto constatare esaminando gli atti contabili depositati nell'archivio del Consorzio di Bonifica.

Il prof. Colombo, infatti, prescriveva un precarico delle fondazioni di almeno 30-60 giorni prima dell'innalzamento delle Pile ma agli atti contabili consultati non risulta effettuata tale operazione. Il precarico delle fondazioni aveva la funzione di indurre un cedimento immediato che avrebbe, poi, ridotto i cedimenti a medio-lungo termine.

Inoltre in una prima versione della relazione del prof. Colombo si suggeriva una fondazione con impronta di base di 5,00x4,00 m a fronte di quella poi realizzata pari a 4,00x3,00 m ma con una sottofondazione in stabilizzato sporgente 50 cm e di stesso spessore che avrebbe dovuto avere analoga portanza.

I cedimenti, immediati e a lungo termine, vennero stimati sulla base delle risultanze dei calcoli strutturali di prima versione (ovvero quelli del 1969) che contenevano una sottovalutazione delle eccentricità di scarico fondale.

Dalle indagini GeoRadar effettuate è risultato che lo strato di stabilizzato di sottofondazione è appena rintracciabile e, sicuramente, è stato dilavato dal fluire dell'acqua d'alveo di tutte le parti fini che lo costituivano.

Inoltre le indagini sismiche a rifrazione hanno valutato una velocità di propagazione delle onde sismiche piuttosto elevata (circa 400 m/s) che sicuramente consente un rilascio di energia sismica alla sovrastruttura non indifferente (si ricorda che la zona della Lama di Laterza è a medio-bassa sismicità ma molto prossima a zone a sismicità elevatissima).

Per quanto riguarda la caratterizzazione del terreno fondale si rinvia alla relazione geologica allegata che sostanzialmente conferma in toto le risultanze delle prove condotte il 18.08.1970 dal Centro Geotecnico Veneto anche se con diversa ma analoga definizione litologica.

In ogni caso è stata effettuata una verifica geotecnica delle fondazioni sulla base delle risultanze dei calcoli strutturali sopra esposti.

Esaminando le risultanze riportate in relazione allegata si possono fare alcune considerazioni.

I cedimenti calcolati a breve e lungo termine in ipotesi di soli carichi gravitazionali dovevano essere entro i limiti di 2,4 cm e 3,5 cm rispettivamente.

Si è constatato che i cedimenti differenziali, dopo circa 50 anni, non hanno mai raggiunto valori simili.

Questo fatto è confermato dal fatto che, analizzando la sovrastruttura, non si ravvedono segni particolari o significativi di sollecitazioni indotte da cedimenti fondali.

Anche la stessa valutazione di capacità portante del terreno, stimata dal prof. Colombo entro il limite di 1,8-2,0 kg/cm², è poco significativa sebbene per i carichi gravitazionali le tensioni di calcolo, alla luce delle azioni ipotizzate nel calcolo, sono prossime a 4,0 kg/cm².

Resta, invece, qualche perplessità la modesta armatura superiore dei plinti, costituita da soli 4 ϕ 16 nelle due direzioni, ma considerata l'elevata rigidezza del plinto, alto 1,20 m, non dovrebbe essersi indotta alcuna

sovratensione critica.

Dalla verifica delle sezioni del plinto nessuna preoccupazione destano le sollecitazioni di Taglio o di Punzonamento.

La considerazione finale che si può fare con assoluta certezza in merito alle verifiche geotecniche e sulle fondazioni è che le stesse abbiano subito un cedimento iniziale forse superiore a quello previsto a causa del mancato precarico ma che i cedimenti si siano stabilizzati nel tempo visto che non appaiono sollecitazioni indotte sulla sovrastruttura.

In conclusione non si ravvedono come necessari interventi sulle fondazioni.

CONCLUSIONI

Alla luce di tutto quanto sopra esposto si possono trarre alcune conclusioni.

Nonostante le criticità progettuali sopra esposte l'opera, nel suo complesso, ha affrontato brillantemente quasi 50 anni di vita che non sono assolutamente pochi per le tecniche progettuali ordinarie dell'epoca di costruzione e tenuto conto anche della scarsissima, se non nulla, manutenzione cui è stata sottoposta.

Le tecnologie degli anni '60-'70 non erano particolarmente evolute soprattutto per quanto concerne le caratteristiche di resistenza meccanica e di durabilità dei materiali. Tuttavia, sulla base delle risultanze delle indagini sui materiali, si può affermare che, adottati gli opportuni interventi di rinforzo, la vita utile del Ponte-Tubo può tranquillamente essere prolungata.

Tenuto conto del costo dell'opera all'epoca di costruzione (pari a circa £ 400.000.000 equivalenti alla data odierna ad un valore di circa € 3.500.000,00) una ipotesi di demolizione e ricostruzione è del tutto sconsigliabile sia per i costi di demolizione che sarebbero necessari che per i conseguenti costi di smaltimento dei rifiuti oltre, ovviamente, ai costi di ricostruzione.

L'intervento di miglioramento strutturale in adeguamento alle Norme Tecniche entrate in vigore nel 2018 non è particolarmente oneroso rispetto ad eventuali interventi di manutenzione ordinaria mentre appare del tutto inadeguato pensare all'adeguamento sismico che, per le tecnologie attualmente a disposizione, sarebbe eccessivamente costoso.

Si stima, infatti, un maggior onere dell'adeguamento di circa il 35-50% rispetto all'analogo intervento di miglioramento che non garantisce un proporzionale prolungamento della Vita Utile dell'opera e ne lascia la Vulnerabilità Sismica a livelli quasi pari a quella attuale.

Taranto, febbraio 2021