

“LA NUOVA S.S. 212 DELLA VAL FORTORE”

Petrangeli M., Pietrantonio M., Tancredi G. (2011)

“Questo articolo è stato pubblicato per la prima volta sulla rivista *Quarry & Construction*, casa editrice Edizioni PEI, <http://www.edizionipei.it/>”

“This article was first published in *Quarry & Construction*, publisher: Edizioni PEI, <http://www.edizionipei.it/>”

“Cet article a été publié pour la première fois sur *Quarry & Construction*, éditions : Edizioni PEI, <http://www.edizionipei.it/>”

“Este artículo se publicó por primera vez en la revista *Quarry & Construction* casa editorial : Edizioni PEI, <http://www.edizionipei.it/>”

Infrastrutture e territorio

La nuova S.S. 212 della Val Fortore

¹MARCO PETRANGELI
²MASSIMO PIETRANTONI
³GAETANO TANCREDI

Alcune delle criticità incontrate nella procedura di Appalto Integrato dei lavori di costruzione dell'opera in oggetto, con particolare attenzione al viadotto Tammaro

Premesse

Le procedure che regolano l'iter realizzativo delle opere pubbliche in Italia hanno raggiunto un livello di complessità singolare. Nel settore delle infrastrutture i tempi medi che intercorrono tra il progetto preliminare e la realizzazione delle opere di importo oltre i 50 milioni di euro sono superiori ai 10 anni (fonte ANCE) e sono noti casi di ritardi anche ultra-decennali. Tra le cause si annoverano l'incapacità programmatica della Politica, la mancanza di risorse a cui si cerca di sopperire con una gestione "creativa" dei fondi per cassa e competenza, ma anche la complessità legislativa, l'abuso di contenziosi e non ultimo carenze progettuali. I danni che ne derivano non sono solo quelli del ritardo o del mancato raggiun-

gimento dei benefici effetti sociali ed economici dell'opera (i cosiddetti "costi del non fare"). I ritardi hanno influenza anche sulle caratteristiche tecniche e prestazionali delle opere pubbliche: progetti che vengono appaltati dopo oltre un decennio dalla loro progettazione si presentano "datati" al momento dell'esecuzione scontando carenze strutturali che derivano dal sempre più veloce progresso delle tecniche di progettazione e costruzione e dall'introduzione di strutture e materiali innovativi. Senza contare che gran parte dei progetti andati in appalto nell'ultimo decennio non erano conformi alle più "recenti" normative tecniche, quali quelle su strade e sismica, oltre al Testo Unico sulle Costruzioni (DM

¹PROF. ING. - UNIVERSITÀ "G. D'ANNUNZIO" DI PESCARA - FACOLTÀ DI ARCHITETTURA

²ING. GEOL. - RESPONSABILE GEOLOGIA E GEOTECNICA - INTEGRA S.R.L

³PROF. ING. - UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI ROMA "LA SAPIENZA" - FACOLTÀ DI INGEGNERIA



Figura 1 - La successione dei viadotti Tammaro I e Tammaro II sulla S.S. 212

14/1/2008), entrato in vigore, sulla scia emotiva del Sisma dell'Aquila, nel Luglio 2009 (con le usuali eccezioni sui progetti iniziati precedentemente). Questa "inerzia" porta ovviamente anche ad un inevitabile aumento dei costi, derivante dalla necessità di adeguamenti tecnici e normativi in corso d'opera, accompagnati dagli usuali fenomeni di "rigonfiamento" dei maggiori oneri.

Un'ulteriore complessità deriva dal progressivo irrigidimento delle procedure di affidamento degli appalti, introdotte per una doverosa necessità di adottare criteri di trasparenza, ma che riducono le possibilità di un'ottimizzazione tecnico-economica dell'opera, soprattutto per gli interventi infrastrutturali che interagiscono con il territorio.

L'inserimento di infrastrutture importanti in contesti territoriali complessi è un tema che riguarda in particolare le aree specialistiche della geologia, della geotecnica e dell'idraulica: discipline che hanno molti connotati della ricerca applicata. Solo di recente (con il Testo Unico del DM 14/1/2008) è stato introdotto il concetto del "metodo osservazionale", ma la sua applicazione si scontra con la rigidità delle procedure burocratiche. Nell'articolo che segue si espone un esempio di alcune criticità incontrate nella procedura di Appalto Integrato dei lavori di costruzione della nuova S.S. 212 della Val Fortore.

S.S. 212 della Val Fortore. La storia progettuale

Con il progetto di ammodernamento della S.S. 212 della Val Fortore si è voluto realizzare un nuovo collegamento a scorrimento veloce tra Benevento e le zone a Est del capoluogo, fino alla S.S. 17 nel territorio della Provincia di Foggia, dando continuità ad un asse trasversale di collegamento Est-Ovest tra la Campania e la Puglia. Gli studi progettuali di questo tracciato risalgono almeno ai primi anni '90 e dopo varie soluzioni si è arrivati alla definizione di un progetto preliminare dell'intero tracciato e poi al progetto definitivo del primo lotto, approvato nel 2003 e mandato in gara dall'ANAS nel 2004 con la formula dell'Appalto Integrato.

La progettazione esecutiva e la costruzione dei lavori sono stati affidati nel 2005 all'A.T.I. Consorzio Ravennate, Uniland, Rillo Costruzioni. Il lotto ha una lunghezza complessiva di circa 17.5 km e presenta un'elevata incidenza di opere d'arte (viadotti e gallerie) in quanto la morfologia del territorio non permette il naturale inserimento di una strada a scorrimento veloce. Lungo il lotto si incontrano 8 viadotti, per una lunghezza complessiva di 1.850 metri e 8 gallerie per complessivi 3.790 metri, dei quali il 70% di gallerie naturali. Fin dai primi studi geologici erano stati segnalati numerosi fenomeni franosi

attivi, quiescenti o potenzialmente attivabili dai lavori stessi. Tuttavia il tracciato mandato in Gara non aveva potuto evitare l'interferenza con alcuni di questi dissesti. Varianti migliorative erano state studiate nel progetto offerto in fase di Gara ed avevano riguardato l'adeguamento del tracciato alle norme stradali vigenti (DM 5/11/2001), l'ottimizzazione del bilancio delle terre tramite il riutilizzo dei materiali provenienti dagli scavi (previa stabilizzazione con calce), oltre a varie altre migliorie tecnologiche e prestazionali.

Tuttavia, a causa delle stringenti limitazioni imposte dal Bando di Gara (in realtà comuni a tutte le procedure di Appalto Integrato), non era stato possibile apportare sostanziali varianti planimetriche al tracciato per la necessità di non modificare il piano degli espropri che, come è noto, rappresenta uno dei temi più sensibili e critici per il favorevole decorso amministrativo dei progetti. Tale vincolo non aveva quindi consentito di studiare tutte le possibili soluzioni alternative che avrebbero potuto ridurre le criticità geomorfologiche.

Criticità che si sono poi riproposte ai tecnici cui è stata affidata la progettazione esecutiva, con l'aggravante che oramai gli importi disponibili erano fissati e bloccati contrattualmente.

È iniziata a questo punto una complessa "trattativa" tra Impresa e progettisti da una parte, che tendevano a trovare solu-



zioni costruttive affidabili a prezzi contenuti, e l'Ente Appaltante dall'altra, che si trovava a dover mediare tra le esigenze di approvare un progetto adeguato al difficile contesto territoriale e quelle di non superare l'importo contrattuale.

Obiettivo che si è rivelato improbo considerando le innumerevoli complessità dell'opera, per la presenza di gallerie, viadotti e tratti a mezza costa in terreni geologicamente e geotecnicamente "difficili". Difficoltà amplificate dalle citate rigidità legislative e contrattuali, le quali impedivano di introdurre varianti che, all'apparenza, sembravano le più ovvie e condivisibili, ma inattuabili per soli motivi procedurali. Complicazioni causate però anche dalle carenze di un progetto "datato", che conteneva soluzioni tecniche non più adatte alle normative sopraggiunte successivamente o non congruenti con gli esiti di studi specialistici realizzati successivamente, ma non integrati adeguatamente nel progetto a causa della necessità di procedere in tempi rapidi all'Appalto per non perdere i finanziamenti disponibili.

Un esempio è rappresentato dalla forte difficoltà incontrata nella progettazione esecutiva delle sezioni di scavo stradale che interessano siti in condizioni geomorfologiche delicate e formazioni geologiche molto particolari, quali le "argille varicolori". Le indagini eseguite per il pro-

getto esecutivo, accompagnate da specifici studi e verifiche di stabilità, avevano evidenziato la non-adequatezza delle soluzioni del progetto definitivo posto a base di gara, che prevedevano scavi con forte pendenza.

Le soluzioni alternative più economiche (escludendo onerose opere di sostegno) erano rappresentate da una sostanziale diminuzione della pendenza delle scarpate e da interventi di drenaggio; soluzioni che però contrastavano con i vincoli economici, ma soprattutto con la perimetrazione delle aree di esproprio, già definite e non modificabili. Il "compromesso" raggiunto, che ha previsto l'inserimento di opere di sostegno nei casi più critici e l'adozione di scarpate con pendenze $h/b=1/2$ (laddove possibile), si è rivelato in gran parte efficace, ma in alcuni casi ha dato luogo a difficoltà in fase costruttiva, come si evidenzia nelle foto seguenti. Queste difficoltà sono poi state superate con varianti progettuali che hanno previsto in alcuni casi il prolungamento di gallerie artificiali, in altri l'introduzione di opere di sostegno (vedi foto seguenti).

Sempre da ascrivere a scelte procedurali opinabili è lo stralcio di parti dell'opera per rispettare il budget prefissato, spostando però a fasi successive opere fondamentali per la stabilità dei pendii, quali gli interventi di drenaggio dei ter-

reni, che la logica progettuale indicerebbe come interventi propedeutici.

Il caso del viadotto Tammaro

Il Progetto Definitivo posto a base di gara prevedeva, per tutti i viadotti del lotto, una soluzione in c.a.p. con travi prefabbricate in semplice appoggio di lunghezza variabile tra 25 e 30 m, ad eccezione del viadotto Tammaro, con 27 campate da 48 m per una lunghezza totale di circa 1300 m. Questa soluzione, certamente economica e ben collaudata, non è però priva di pesanti controindicazioni.

Tra queste, alcune sono ben note e riconosciute: lo scarso valore architettonico; la necessità di realizzare ingombranti pulvini in modo da disporre di spazio sufficiente per retrotravi, appoggi e garantire la loro ispezionabilità; l'onere manutentivo di questi elementi di testa pila, inclusi gli eventuali giunti.

Un altro aspetto fortemente condizionante dei viadotti con travi poggiate è la difficoltà di realizzare luci superiori ai 30 metri, a meno di non solidarizzare le travi prefabbricate rinunciando quindi allo schema in semplice appoggio. Questa limitazione diventa molto condizionante nel caso di ponti alti dove luci così piccole sono antieconomiche oltre che molto impattanti dal punto di vista dell'inserimento paesaggistico. Le controindicazioni maggiori, nel caso specifico, erano però legate ad aspetti di sismica e geotecnica. Con la soluzione a travi poggiate non si poteva evitare di posizionare le pile su tratti di versante instabili e quindi, anche a causa della forte sismicità dell'area, si richiede-

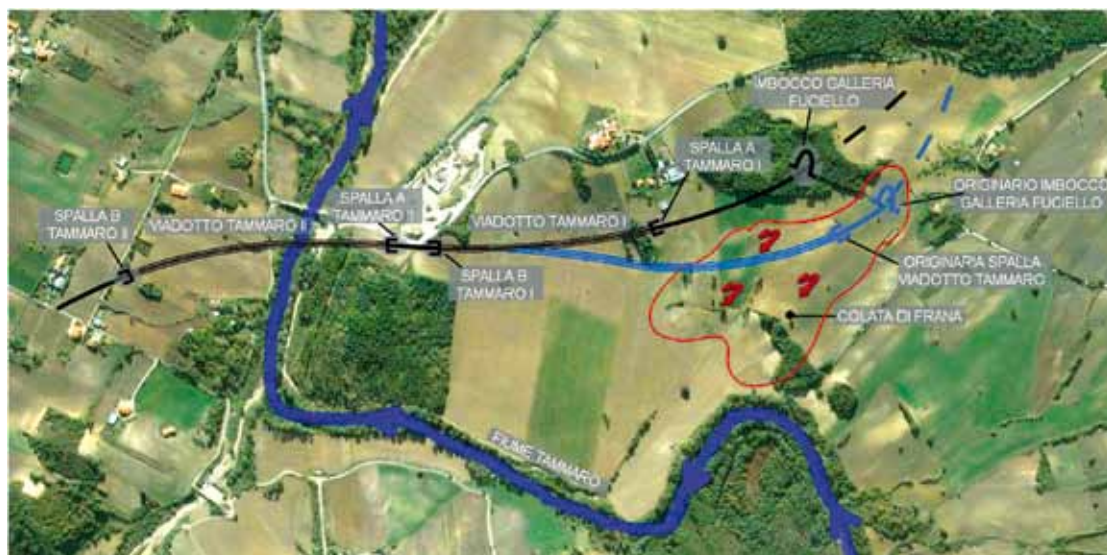
Figura 2 - Dissesti nelle "argille varicolori" avvenuti su scarpate anche con pendenze ridotte ($h/b=1/2$)

Figura 3 - Prolungamento di una galleria artificiale a seguito di fenomeni di dissesto delle scarpate

Figura 4 - Realizzazione di una struttura di contenimento con muri a "U" per prevenire l'instabilità delle scarpate a lungo termine



Figura 7 - Foto aerea della zona del Tammaro con indicazione dei due tracciati. Si evidenzia la lunga colata di frana che probabilmente ha originato in passato la forte tortuosità dell'alveo del fiume Tammaro



vano sottostrutture e fondazioni molto onerose. I viadotti a travi poggiate hanno, infatti, lo svantaggio di presentare una maggiore incidenza delle sottostrutture, sia per le luci modeste - maggior numero di pile a parità di lunghezza del viadotto - sia per il fatto che le stesse tendono ad essere piuttosto rigide in quanto è comunque necessario realizzare un pulvino di grandi dimensioni per alloggiare le travi prefabbricate; questo suggerisce di avere fusti pila anch'essi generosi, per ridurre gli oneri di casseri e armature del pulvino. I fusti pila rigidi richiedono a loro volta delle fondazioni molto resistenti per assicurare una corretta gerarchia delle resistenze, ovvero assicurare che la resistenza della fondazione (quella a taglio della palificata nel caso specifico) sia su-

periore a quella del fusto pila. In definitiva, viadotti a travi poggiate in zona sismica su terreni con proprietà meccaniche scadenti e interessati da instabilità, sono difficilmente competitivi rispetto a soluzioni più snelle a travata continua, specialmente per viadotti di altezza superiore ai 15-20 metri per i quali l'ingombro ed il costo delle sottostrutture può diventare determinante sia dal punto di vista economico che da quello dell'inserimento paesaggistico dell'opera. Queste criticità si sono rilevate particolarmente gravi per i viadotti Lesce e Tam-

maro, per i quali gli studi geologico-geotecnici eseguiti in sede di progetto esecutivo hanno evidenziato situazioni geomorfologiche molto delicate. Per questi viadotti si sono infatti evidenziate aree di instabilità diffusa con presenza di frane complesse (da roto-traslazionali a "colate") in uno stato di attività pronunciato, anche a causa di riattivazioni recenti di frane più antiche considerate quiescenti nei precedenti studi.

Si riportano nelle foto seguenti le situazioni ante operam della zona del viadotto Lesce e dell'originario sito del viadotto



Figura 5 - Area del viadotto Lesce. Si nota la traslazione subita dal sentiero a seguito dei movimenti franosi



Figura 6 - Area del viadotto Tammaro nella soluzione del progetto definitivo

Tammaro. Particolarmente complessa è apparsa la situazione del viadotto Tammaro che interessava una colata di frana lunga alcune centinaia di metri, con spessori e caratteri di attività tali da suggerire forti perplessità sull'idoneità delle soluzioni adottate in sede di progetto definitivo. Dopo aver ipotizzato l'adozione di fondazioni su pozzo, ben più onerose e delicate rispetto a quelle del progetto definitivo, a seguito degli studi di dettaglio e in attesa dei risultati sul monitoraggio di questa frana (che non avrebbero potuto fornire dati affidabili nei ristretti tempi af-

fidati alla progettazione), si è ritenuto di procedere con una variante plano-altimetrica del tracciato. L'introduzione di questa variante ha rappresentato una difficoltà amministrativa notevole ed è andata incontro a non poche critiche.

Con questa variante il tracciato è stato spostato lateralmente rispetto alla colata che avrebbe interessato, a partire dalla zona di testata, l'imbocco della galleria Fuciello, un tratto di rilevato, la spalla e le prime sei campate del viadotto.

Con la variante è stata migliorata notevolmente la situazione dell'imbocco della galleria e inoltre gli appoggi del viadotto sono stati ubicati in aree che, sia pur delicate dal punto di vista geomorfologico, non evidenziavano segni di frane attive profonde. Con la stessa variante è stato inoltre possibile suddividere il lungo via-

dotto in due tratti, migliorandone il comportamento strutturale.

Per i viadotti Lesce e Tammaro è stata presentata quindi una variante che prevede un impalcato continuo a struttura mista acciaio-calcestruzzo.

Questa soluzione ha consentito di realizzare campate di luce ben più generosa e differenziata anche all'interno del singolo viadotto, selezionando i punti di appoggio e riducendo le zone di interferenza tra struttura e terreno.

Tale variante ha riscosso il favore dell'Impresa e dell'Ente Appaltante ed è stata quindi sviluppata rapidamente al livello di progettazione esecutiva e poi costruttiva in modo da poter individuare i fornitori delle carpenterie metalliche, che sono risultati la B.I.T. di Treviso e la Giugliano Costruzioni Metalliche di Napoli.

Questo approccio progettuale si è rivelato particolarmente vincente dopo aver acquisito i successivi risultati del monitoraggio inclinometrico della frana del Tammaro, che hanno individuato superfici di scorrimento attive (con rottura dei tubi inclinometrici dopo le prime letture) a profondità di 15 m, superiori a quelle ipotizzate per il primo dimensionamento dei pozzi.

La progettazione strutturale e il comportamento sismico

La sezione dell'impalcato è stata realizzata con una doppia trave in acciaio auto patinante tipo Corten. Le travi hanno altezza costante per le luci minori (da 2.5



Figura 8 - Il Viadotto Tammaro I



Figura 9 - Il Viadotto Tammaro II

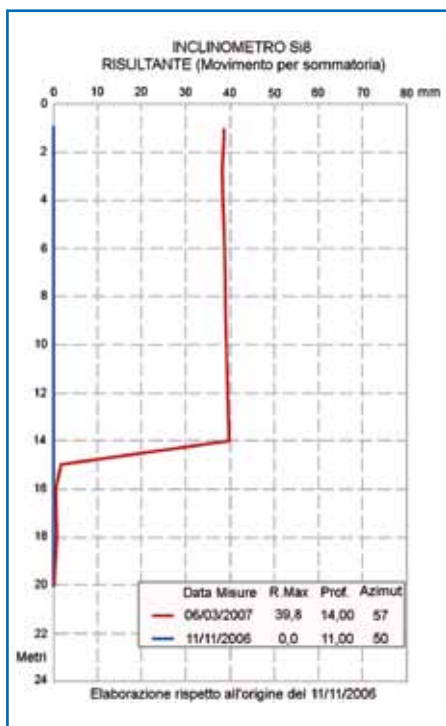


Figura 10 - Diagramma delle misure inclinometriche nella frana del Tammaro

bilisce per questa area una PGA con probabilità di superamento 10% in 50 anni, ovvero una PGA con periodo di ritorno 475 anni, pari a 0.275 g.

Con questi valori di accelerazione al suolo è necessario progettare con l'obiettivo di ridurre le forze che si sviluppano nella struttura in fase sismica. Una progettazione che non tenga conto di questo obiettivo comporta degli oneri in fondazione molto elevati. Per alcuni dei viadotti previsti inizialmente lungo questo lotto, con pile a setto di altezza ridotta, si aveva la necessità di realizzare fondazioni fino a 15 pali di grande diametro per luci di appena 30 metri. Queste fondazioni così onerose si ottengono calcolando le sollecitazioni con analisi modale e spettro di risposta di normativa, con la PGA specificata e la duttilità massima ammessa per questo tipo di strutture. I risultati così ottenuti sono però particolarmente penalizzanti perché il calcolo elastico è generalmente conservativo.

Per i viadotti Lesce e Tammaro si è pertanto fatto il possibile per ridurre le forze sismiche. Questo obiettivo era fondamen-

tale per la fattibilità stessa della variante proposta. Passare infatti da un impalcato a travi poggiate con luci da 30 metri a dei viadotti a struttura mista con luci variabili tra i 55 ed i 90 metri comporta ovviamente un incremento di costo per gli impalcati. Tale incremento è più che ripagato dal miglioramento architettonico e funzionale dell'opera, ma è ovvio che poter recuperare sui costi delle sottostrutture è stato determinante. I viadotti in questione hanno un'altezza delle pile variabile tra 10 e 30 metri circa. Per queste altezze il ricorso a sezioni cave è superfluo ed antieconomico. Soluzioni a sezione piena hanno minor costo, maggiore durabilità e generalmente una migliore duttilità in quanto più facilmente confinabili e con un'ottima resistenza a taglio (quindi immuni da rotture di tipo fragile). Per le altezze maggiori la sezione piena può risultare non ottimale dal punto di vista flessionale in quanto si può verificare una certa diseconomia di materiale. In questo caso si rende necessario utilizzare sezioni nervate, avendo l'accortezza di contemperare le esigenze di una cassatura ed un'armatura ragionevolmente semplice con quelle di disporre di inerzie e moduli di resistenza appropriati nelle due direzioni.

Si è pertanto scelta una sezione ad "osso di cane" ovvero una sezione a H con l'inerzia maggiore nella direzione trasversale, quella più sollecitata in caso di sisma. Nella direzione longitudinale i viadotti a prevalente andamento rettilineo soffrono, infatti, molto meno rispetto alla direzione trasversale in quanto le forze di inerzia generate dall'impalcato agiscono nella direzione dell'infilata delle pile.

Queste ultime contribuiscono tutte a sopportare queste forze; quelle con appoggi fissi con un diretto impegno flessionale, quelle con appoggi mobili grazie all'attrito ed alla forte dissipazione associata a que-

Figura 11 - Panoramica del Tammaro I (sul fondo, completato) e Tammaro II (in primo piano, in costruzione). I due viadotti sono separati da un breve tratto di rilevato. In alto in destra la frana evitata con la variante





Figura 12 - La pila in sponda destra del Tammaro II

Per quanto riguarda gli appoggi, tutti quelli del Tammaro II sono unidirezionali a meno di quelli delle due pile centrali, quelle più alte, su cui sono stati posizionati i fissi. In caso di sisma, a queste due pile se ne aggiunge una terza adiacente, vincolata in direzione longitudinale all'impalcato mediante un accoppiatore oleodinamico. Per i due viadotti più bassi, Lesce e Tammaro I, le stesse pile, nonostante siano relativamente snelle

spettro. La parte più impegnativa per il cantiere, è stata sicuramente la predisposizione dei piani di varo e di montaggio degli impalcati, che ha comportato uno studio delle fasi realizzative delle opere in funzione, oltre che del progetto, anche delle attrezzature di varo disponibili, dell'orografia dei luoghi e della possibilità di trasporto dei singoli elementi. Particolare attenzione ha comportato lo studio del montaggio relativo al viadotto Tammaro II, soprattutto per quanto riguarda la campata da 88 m, di scavalco del fiume Tammaro. Per questo varo, a differenza delle altre campate dove è stata montata una sola pila provvisoria (nes-

Figura 14 - Testa pila e impalcato del Tammaro I con gli appoggi dotati di ritegni elasto-plastici



sto meccanismo.

Un altro aspetto architettonico-strutturale introdotto con questo tipo di pile è senz'altro il pulvino. Una pila con una dimensione trasversale pari all'interasse delle travi sarebbe stata troppo rigida ed avrebbe aumentato inutilmente le forze sismiche trasmesse in fondazione.

Realizzare l'allargamento della pila per l'appoggio delle travi (pulvino) in maniera elegante, strutturalmente efficiente ed economicamente conveniente dal punto di vista realizzativo non è banale.

La soluzione adottata dagli scriventi, con un'apertura "a giglio" della pila, è senz'altro valida ed è, infatti, relativamente diffusa in diverse declinazioni formali, soprattutto all'estero, ma è stata anche ripresa in altri lavori più recenti in Italia.

Il fusto presenta i tre allineamenti della H molto staffati e confinati che portano i tagli sismici nelle due direzioni. La sezione è però lobata - mediante un'ulteriore scanalatura laterale - che permette di ottimizzare la rigidità flessionale risparmiando materiale e slanciandone il prospetto.

Le trazioni che nascono al livello della corda superiore del pulvino, dovute alla divaricazione a giglio delle due nervature principali, vengono assorbite dall'anima stessa. Per le travi si ricavano in quota due aree di appoggio rettangolari collegate dall'anima.

e molto duttili, portavano a delle sollecitazioni in fondazione troppo gravose. Per questi due viadotti si sono utilizzati pertanto dei ritegni elasto-plastici in modo da tagliare le forze massime tra pile ed impalcato. Questi ritegni sono stati calibrati in modo da limitare i tagli massimi trasmessi alle pile e quindi in fondazione, spostando contestualmente il periodo secante della struttura, composta da pile più ritegni, il più possibile fuori



Figura 13 - Pila e pulvino del Tammaro II



Figura 15 - Un ritegno elasto-plastico bidirezionale per le pile fisse del Tammaro I

stemi di drenaggio e/o con interventi di sostegno svincolati dalle fondazioni (ad es. cuffie di pali) o ancora con un aumento del numero e diametro dei pali. Questo ha portato comunque ad un no-



Figura 16 - Operazioni di serraggio dei bulloni sul concio di chiusura del Tammaro II

suna pila provvisoria sugli altri due viadotti), si sono dovute predisporre due pile provvisorie a ridosso del fiume. Il varo del concio tra le pile provvisorie, sopra il fiume, è stato eseguito con una autogru di portata pari a 400 t opportunamente stabilizzata.

La progettazione geotecnica

La scelta tipologica e il dimensionamento geotecnico delle fondazioni dei viadotti hanno rappresentato problematiche di un certo impegno. Per le fondazioni dei viadotti che ricadono in zone di frana, la scelta della tipologia più adatta è ovviamente condizionata dallo stato di attività e dalle caratteristiche del movimento franoso e in particolare dal suo spessore. Come prima indicazione si è stabilito che, fino a spessori di frana dell'ordine di qualche metro, il problema poteva essere risolto o attenuato con l'adozione di si-

tevole rafforzamento delle fondazioni rispetto alle prime previsioni progettuali. Il numero dei pali delle palificate è stato, infatti, stabilito piuttosto con riferimento alle azioni orizzontali massime piuttosto che a quelle verticali, come accade usualmente. Inoltre, sulla base delle condizioni geomorfologiche dei siti, di valutazioni circa la cinematica dei movimenti e dei risultati di specifiche modellazioni geotecniche, è risultato che in alcune condizioni particolari, per spessori della coltre spingente superiore a 5÷6 m, pur accettando di aumentare il numero di pali e di armarli al limite di quanto tecnicamente possibile, le sollecitazioni erano insostenibili e quindi il ricorso alle fondazioni a pozzo è stato inevitabile. La soluzione adottata per i pozzi è quella classica della coronella di pali di grande diametro con cerchiatura interna da porre in opera durante lo scavo. La profondità dei pozzi è variabile in funzione dello spessore della frana e arriva a 20 m per spessori di frana di 10-12 m. Uno schema della fondazione

a pozzo adottata è riportato nella figura 17. La fondazione a pozzo è stata mantenuta per il viadotto Canestrella, ubicato al termine del lotto, mentre per i tre viadotti in acciaio-clc (Lesce, Tammaro 1 e 2) le varianti introdotte hanno consentito di adottare una soluzione comune di plinto su pali di grande diametro ($\varnothing 1200$ mm).

L'adozione di fondazioni in un certo senso tradizionali e comuni è stata possibile a seguito della variante descritta in precedenza, che ha permesso di evitare le aree geologicamente instabili.

L'ottimizzazione strutturale dei viadotti, soprattutto nel comportamento sismico, ha consentito inoltre di ridurre notevolmente le forze di taglio in fondazione, peraltro già elevate, in quanto si è comunque dovuto tenere conto delle sollecitazioni legate alle spinte dei terreni, per la presenza di fenomeni di instabilità superficiali. Le forze verticali relativamente ridotte a causa dell'alleggerimento della struttura, avrebbero consentito di ridurre il numero dei pali agendo sulla loro lunghezza. Si è preferito però aumentare il numero dei pali in modo da assorbire il taglio complessivo, studiando una geometria della fondazione che consentisse al contempo di ridurre l'ingombro a terra (per evitare profondi scavi di fondazione su pendii in equilibrio precario) e di disporre la palificata in modo da migliorare la ripartizione del taglio sui pali stessi riducendo l'interferenza pali-terreno. Ne sono sca-

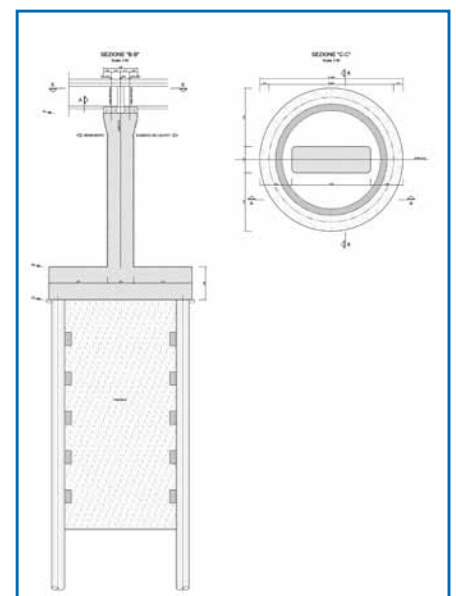


Figura 17 - Sezione e pianta di una fondazione a pozzo

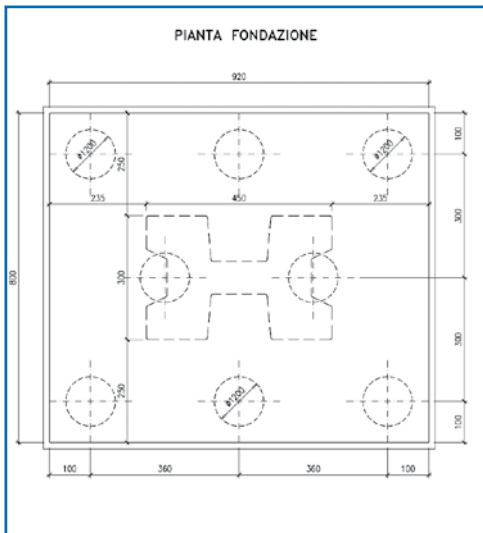


Figura 18 - La pianta del plinto a 8 pali

cui si riporta nel seguito la successione esecutiva), la cui disposizione geometrica è stata studiata per migliorare la resistenza a taglio nelle condizioni sismiche più gravose.

Questo aumento del numero dei pali avrebbe però potuto portare ad una diseconomia nel caso si fosse applicata un'interpretazione rigida dei risultati delle prove geotecniche di laboratorio. Anche per questo tema la progettazione si scontra spesso con normative e criteri troppo rigidi, che non tengono conto delle usuali problematiche che i tecnici del settore affrontano quotidianamente.

I terreni presenti nel sottosuolo della Val Fortore sono costituiti dalle formazioni attribuibili ai complessi alloctoni del bacino orogenetico campano ("argille varicolori", "fysch rosso"), caratterizzati dalla presenza di argilliti con struttura a scaglie. Nella porzione più prossima alla superficie, le parti argillitiche risultano profondamente alterate e danno origine ad una coltre fluviale formata da una matrice limo-argillosa nella quale non sono più riconoscibili i caratteri strutturali originari e che ingloba abbondanti litorelitti costituiti da piccole scaglie di argilliti, marne dure e frammenti litoidi di varie dimensioni. I materiali che formano tale coltre presentano

bassa consistenza ed elevata plasticità, particolarmente evidenti nelle zone soggette a forte imbibizione.

Come è noto, le caratteristiche di questi materiali e in particolare la loro accentuata struttura anisotropa, comportano una certa difficoltà nella valutazione delle caratteristiche meccaniche a partire dalle prove di laboratorio. I materiali sono difficilmente campionabili e il rimaneggiamento subito può condizionare notevolmente i risultati delle prove di laboratorio, sottostimando o sopravvalutando le caratteristiche di resistenza. Nelle prove di compressione, soprattutto se non o poco confinate, la struttura a scaglie provoca uno sfaldamento del materiale anche a livelli di sollecitazioni molto bassi. Per lo stesso motivo la resistenza ricavata dalle prove di taglio diretto potrebbe non essere quella minima, corrispondente ai piani di discontinuità e di debolezza (essendo la superficie di rottura nella prova di taglio predeterminata e non necessariamente coincidente con quella di minore resistenza).

A tale proposito e su diversi aspetti riguardanti i caratteri delle "Formazioni Strutturalmente Complesse" è di utile consulta-

Figura 19 - Esecuzione dei pali di grande diametro in argille varicolori con trovanti litoidi

Figura 20 - Armatura del plinto e collegamento ai pali. Si noti l'ultimo palo centrale senza ferri di collegamento per consentire la predisposizione alla prova di carico

turte fondazioni a 6, 8, 9 e 12 pali, differenziate in funzione del tipo di sollecitazioni provenienti dalla struttura e delle condizioni geotecniche dei siti. Le varie disposizioni sono state studiate considerando gli effetti di riduzione delle reazioni orizzontali del terreno in funzione della posizione reciproca dei pali ("side by side", "line by line", "skewed piles") e dell'interasse tra i pali secondo specifiche curve (si rimanda alle specifiche pubblicazioni per i dettagli: Cox - 1984, Wang e Reese - 1986, Lieng - 1988, Schmidt - 1981-85).

L'analisi della ripartizione dei carichi orizzontali sui singoli pali è stata sviluppata con un codice di calcolo agli elementi finiti che tiene conto della risposta dei singoli pali e degli spostamenti-rotazioni del plinto.

Rappresentativa è la tipologia a 8 pali (di





Figura 21 - Casseratura del plinto; sullo sfondo i tubi di alluminio lasciati per il successivo collegamento al palo sottoposto a prova



Figura 22 - Completamento del plinto a 8 pali



Figura 23 - Prova di carico su un palo

zione il volume *Geotechnical Engineering in Italy - ISSMFE Golden Jubilee* (AGI, 1985) e in particolare il contributo di G. Tancredi "Caratteristiche Geotecniche e Stabilità dei Pendii in Formazioni Strutturalmente Complesse".

Con particolare riferimento alle caratteristiche di resistenza in condizioni non drenate (coesione non drenata), parametro di principale riferimento per il dimensionamento della lunghezza dei pali, i risultati delle prove di laboratorio fornivano valori di coesione non drenata non particolarmente elevati. Dalla fig. 24 si nota un'evidente tendenza all'aumento dei valori con la profondità nei primi 10 m (dove i processi di alterazione tendono ad obliterare la struttura a scaglie "omogeneizzando" il materiale) e una tendenza molto meno accentuata a profondità maggiori. Avendo aumentato il numero dei pali sororgeva la necessità di ridurre la lunghezza per ovvi motivi di economi-

Figura 24 - Andamento dei valori della coesione non drenata con la profondità nelle argille varicolori

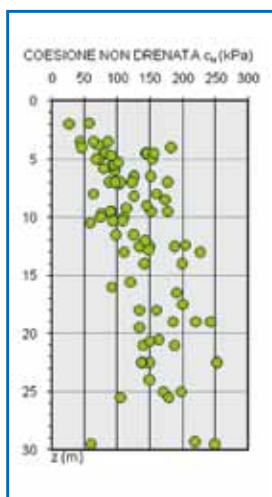
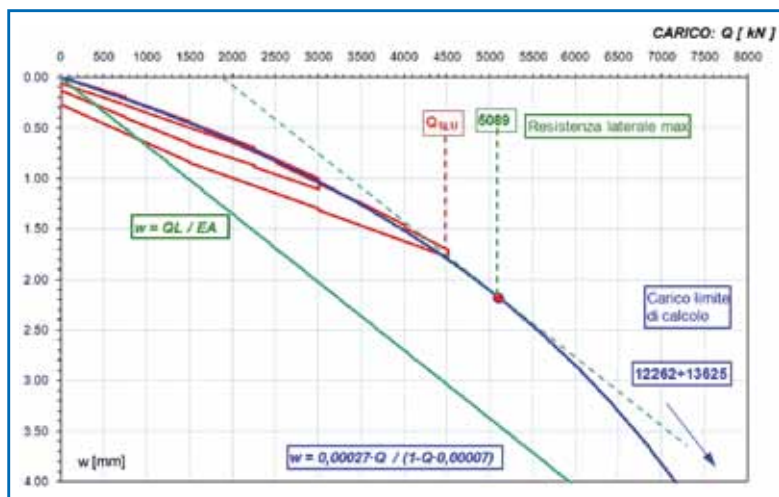


Figura 25 - Prova di carico su un palo del viadotto Lesce



cià; tuttavia, una lettura rigida dei risultati delle prove di laboratorio avrebbe imposto un allungamento notevole delle lunghezze dei pali per arrivare a "valori caratteristici" delle resistenze tali da consentire il rispetto dei minimi di normativa. Si è ritenuto invece di procedere con una valutazione complessiva più ampia, considerando anche i risultati di prove in sito e correlazioni empiriche tarate e sperimentate in numerosi cantieri. I risultati ottenuti con le successive prove di carico hanno confermato ampiamente le ipotesi e le soluzioni progettuali adottate, ricavando anzi un'indicazione di sovradimensionamento della lunghezza dei pali. Questo conferma le conoscenze ormai appurate varie volte su queste formazioni, assai complesse e "infide" nelle condizioni non confinate (cioè nei lavori di scavo all'aperto o in galleria), ma relativamente affidabili quando sia richiesta la resistenza su porzioni profonde e confinate, dove gli effetti della forte suddivisione e "strutturazione" dei materiali diventano irrilevanti.

Conclusioni

La complessità dei temi affrontati con i lavori di ammodernamento della S.S. 212 della Val Fortore ha evidenziato la necessità di una "progettazione integrata" di tutte le componenti ingegneristiche.

Solo integrando le "competenze territoriali" con quelle più specificamente progettuali e strutturali è possibile ottimizzare l'inserimento di infrastrutture importanti in contesti territoriali difficili, minimizzando anche le difficoltà rappresentate dalle sempre più rigide procedure amministrative e burocratiche che regolano l'iter delle opere pubbliche.

Ringraziamenti

Si ringraziano l'Ing. Mauro Nanni (Direttore Tecnico) e l'Ing. Duilio Mura (Responsabile Ingegneria e Progettazione) del Consorzio Fortorina Scarl, per la proficua e fattiva collaborazione. ■