

# ASPETTI PROGETTUALI E COSTRUTTIVI DELLA REALIZZAZIONE DI UN VIADOTTO FERROVIARIO SU TERRENI SOLUBILI ED AGGRESSIVI

Prof. Ing. Pietro Lunardi \*

## 1. Generalità

Il viadotto Slizza 1, di circa 150 m di lunghezza, fa parte dei lavori per il raddoppio della linea ferroviaria Udine-Tarvisio-Confine di Stato, iniziati circa quindici anni fa e ormai pressoché ultimati.

L'opera, che si compone di cinque campate (due terminali lato Udine da 25 m, due centrali da 33 m e una all'estremità lato Austria da 31,5 m) realizzate secondo uno schema statico isostatico, con travi semplicemente appoggiate su spalle e pile di altezza variabile tra gli 8 e i 35 m (Figura 1), attraversa il torrente omonimo in direzione SW-NE, quasi perpendicolarmente all'alveo, vicino all'abitato di Tarvisio, tra la galleria Camporosso e la galleria Tarvisio.

Le scelte progettuali e costruttive, ed in particolare quelle riguardanti la realizzazione delle fondazioni delle pile e delle spalle, sono state particolarmente problematiche e travagliate, a causa dell'infida natura dei terreni interessati.

## 2 Caratteristiche dell'area

### 2.1 Morfologia

Dal profilo geomorfologico, l'incisione fluviale del T. Slizza si presenta localmente piuttosto ampia, con un greto torrentizio di dimensioni ragguardevoli. In corrispondenza del viadotto, il versante sinistro del torrente, lato Udine, appare costituito da potenti depositi terrosi di natura eterogenea (alluvioni, morene, sedimenti lacustri) poggianti sul substrato roccioso a 30 ÷ 35 m di profondità; presenta debole pendenza ed è decisamente stabile.

Il versante destro, invece, appare costituito da depositi terrosi ancora di natura eterogenea, comprendenti detriti di falda e grossi blocchi detritici cementati, che ricoprono il substrato con spessori variabili da pochi metri alla base del pendio, fino a circa 20 m in corrispondenza della spalla lato Austria.

A causa della sfavorevole giacitura del substrato e dell'erosione esercitata al piede dalla corrente fluviale, esso è decisamente acclive e presenta evidenti segni d'instabilità. L'alveo, infine, è costituito da alluvioni fluviali che riposano sul substrato roccioso ubicato a non più di 10 m di profondità.

### 2.2 Geologia e tettonica

A Sud della confluenza della Val Canale con la valle principale del Tarvisiano (area interessata dal viadotto Slizza 1) le Alpi Meridionali si suddividono in Alpi Carniche e Alpi Giulie, caratterizzando il territorio per la presenza di stili tettonici estremamente differenziati e spesso complessi.

In particolare, è possibile individuare due principali fasce tettoniche geograficamente distinte:

- la prima, più settentrionale, è formata da affioramenti paleozoici pre-ercinici caratterizzati da una complessa tettonica a scaglie, conseguenza dell'orogenesi ercinica e delle successive modificazioni alpine;
- la seconda, situata a Sud rispetto alla precedente, risulta costituita da terreni permotriassi-

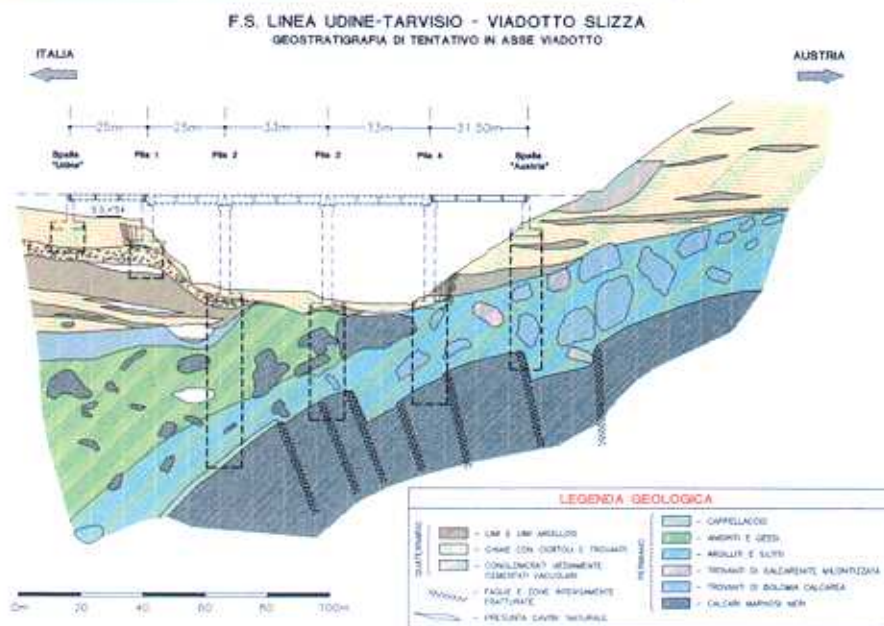


Figura 1 - Sezione geostatigrafica in asse viadotto





ci con uno stile tettonico più semplice e regolare; si osserva infatti, a seguito dell'orogenesi alpina, una tettonica prevalentemente disgiuntiva che determina ampie monoclinali e assenza di pieghe.

Le formazioni rocciose della zona in cui si colloca il viadotto sono riferibili a quest'ultima fascia e sono principalmente costituite dai terreni calcareo dolomitici riconducibili alla Formazione di Bellerophon.

Dal punto di vista strutturale, l'elemento di maggior rilevanza è la linea Fella-Sava, a direttrice Est-Ovest, che si presenta sottoforma di fascia tettonizzata di rilevante spessore (> 1 Km), da cui si dipartono numerosi rami vicarianti ad andamento circa subparallelo a quello principale.

### 2.3 Situazione geologico-stratigrafica ed idrogeologica

L'andamento geostratigrafico del sottosuolo, nonché la natura e le caratteristiche dei terreni che lo costituiscono, si è individuato tramite successive campagne geognostiche effettuate sia in fase progettuale sia in fase costruttiva.

Le indagini hanno rivelato che il substrato, al di sotto dei ricoprimenti quaternari già citati (alluvioni recenti in corrispondenza dell'alveo del Torrente Slizza, detriti di falda, depositi morenici, alluvioni lacustri in corrispondenza dei versanti in destra e in sinistra idrografica del torrente stesso) è formato, procedendo dall'alto verso il basso, da (Figura 1):

- Una facies gessifera-anidritica di modeste qualità geomeccaniche (che chiameremo Formazione A), composta da una successione eterogenea di strati da mediamente ad accentuatamente inclinati verso monte ( $45^{\circ}$ - $70^{\circ}$ ), a volte intensamente fratturata ( $RQD = 10 \div 30$ ) e tettonizzata in quanto attraversata da importanti linee di scorrimento e da dislocazioni sub-parallele all'asse del viadotto (linea tettonica "Fella-Sava");
- Una facies calcarea nerastra (che chiameremo Formazione B), ubicata oltre i 30 m di profondità, piuttosto sana ( $RQD = 40$ ) e priva di gesso.

La potenza della facies gessifera varia tra 20 e 50 m in corrispondenza delle fondazioni della spalla lato Austria e delle pile 2, 3 e 4, mentre in corrispondenza della pila 1 e della spalla lato Udine il suo approfondimento è risultato superiore a quello dei sondaggi.

Durante l'esecuzione di questi, avvenuta in diverse fasi e con l'intervento di più ditte specializzate, era stata segnalata localmente la presenza di anomalie di perforazione (annullamento delle resistenze d'avanzamento della sonda in alcuni casi anche di qualche metro) che venivano interpretate come probabili "vuoti" o "cavità naturali". Dette anomalie apparivano localizzate prevalentemente al contatto fra l'alluvione superficiale e il cappellaccio gessoso-anidritico.

Questo fatto, messo in relazione con la catastrofica esperienza della ex-Centrale Idroelettrica di Tarvisio ubicata nelle immediate vicinanze del viadotto; abbandonata a causa dei gravi dissesti conseguenti alla dissoluzione del gesso per opera dei flussi idrici sotterranei, induceva nei progettisti particolare cautela, invitandoli ad approfondire i termini della situazione.

Come noto, affinché possa avvenire la dissoluzione del gesso e il suo discioglimento nel terreno è indispensabile la presenza contemporanea:

- di acqua;
- di un gradiente piezometrico sufficiente per produrre un moto di filtrazione.

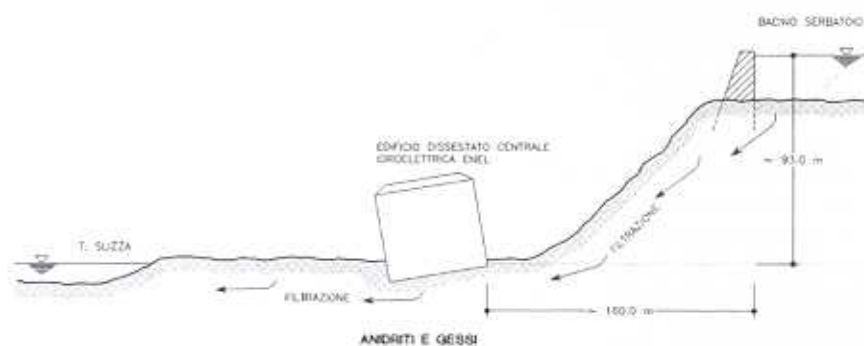


Figura 2 - Interpretazione del fenomeno di dissesto della vecchia centrale idroelettrica dell'ENEL

Lo studio del caso della vecchia centrale idroelettrica dissestata forniva un gradiente  $i = 0,6$ , che, evidentemente, era stato sufficiente a innescare, lungo l'interfaccia tra le formazioni A e B, un moto di filtrazione del gesso disciolto (Figura 2).

Per il viadotto Slizza l'esame delle stratigrafie evidenziava l'assenza di falda sia all'interno dei depositi morenici che del substrato roccioso. Solo i sondaggi eseguiti alla base del versante in corrispondenza del greto del T. Slizza avevano fatto rilevare la presenza di una superficie piezometrica nel substrato roccioso, a circa 7 m di profondità da p.c.. Non era quindi ipotizzabile un gradiente di pressione comparabile a quello calcolato per la centrale ENEL disastata.

D'altra parte, la presenza di un moto di filtrazione dell'acqua in una direzione qualsiasi non poteva essere esclusa, tanto più che l'individuazione di probabili cavità nella formazione A l'avvalorava.

### 2.4 Quadro geotecnico-geomeccanico

Le caratteristiche geomeccaniche dei singoli materiali sono state indagate mediante prove in situ ed in laboratorio limitatamente alle formazioni A e B, dato che i depositi superficiali potevano senz'altro essere assimilati, quanto a comportamento, a ghiaie e sabbie con angolo d'attrito compreso tra  $35^{\circ}$  e  $40^{\circ}$ , in funzione dell'angolosità dei clasti.

#### Formazione A

Caratteristiche dei litotipi evaporitici, quali i gessi e le anidriti, sono l'alta solubilità e l'aggressività in presenza d'acqua circolante. Esse nel tempo possono dar luogo a due tipi di fenomeni, difficilmente quantificabili a priori, ma assai pericolosi per un'eventuale opera di fondazione:

- la già citata formazione di cavità importanti nel terreno;
- la dissoluzione del calcestruzzo nello stesso.

Le indagini mineralogiche confermavano la pericolosità in tal senso della formazione in esame evidenziando concentrazioni medie di solfati maggiori del 40%.

Dal punto di vista geomeccanico, la roccia presenta una resistenza a compressione medio-bassa e un modulo elastico estremamente ridotto.

#### Formazione B

Le rocce calcaree di colore nero di questa formazione, pur essendo anch'esse piuttosto fratturate, presentano mediamente resistenze d'ammasso e moduli elastici superiori, anche se non di molto, a quelli della formazione A. L'aspetto più importante che differenzia le due formazioni dal punto di vista geotecnico è la presenza di gesso nella formazione A e la sua assenza nella formazione B.



## 3 Problematiche e criteri progettuali

### 3.1 Opere in elevazione

La realizzazione del viadotto Slizza 1, a fronte della particolare natura dei terreni di fondazione, ha richiesto l'attivazione di una speciale interazione tra gli ingegneri responsabili del progetto delle opere in elevazione e gli specialisti delle fondazioni.

Furono subito evidenziati i seguenti criteri generali di progettazione:

1. individuare, per la struttura in elevazione, lo schema statico più semplice compatibile con le esigenze di fondazione e le limitazioni imposte dalla Committenza sugli spostamenti massimi dell'impalcato per evitare l'instabilità dei binari;
2. rispettare le esigenze di minimizzazione dell'impatto dell'opera sull'ambiente naturale, sia dal profilo paesaggistico sia da quello idraulico (non alterandone la sezione idraulica del T. Slizza con strutture interne all'alveo tali da penalizzare il regime).

La richiesta di uno schema statico semplice derivava dalla necessità di avere una struttura composta da elementi isostatici con una chiara ed equilibrata distribuzione delle reazioni sulle pile e sulle spalle, per semplificare i problemi d'interazione terreno-struttura.

Una prima ipotesi, che prevedeva due sole campate da 75 m realizzate a sbalzo col metodo Dywidag partendo da un'unica pila centrale, fu di conseguenza subito scartata perché poco cautelativa nei riguardi della sicurezza della struttura, che sarebbe stata assai delicata e sensibile ai cedimenti ed alle deformazioni per la sua iperstaticità.

Un successivo studio che prevedeva ancora due sole campate, realizzate con travi metalliche semplicemente appoggiate, fu a sua volta scartato sia per motivi d'impatto ambientale sia per le problematiche legate alla fondazione dell'unica pila centrale e della spalla lato Austria sul pendio in frana, molto caricate sia assialmente che lateralmente.

Si è giunti così a considerare la realizzazione di una serie di campate regolari di 25 m di luce, semplicemente appoggiate su due spalle e cinque pile.

Anche questa soluzione, del tutto banale e ricorrente in opere analoghe, fu presto giudicata non idonea, principalmente per due motivi:

- dal profilo idraulico, perché avrebbe comportato il restringimento della sezione idraulica del torrente;
- dal profilo economico, perché la notevole profondità della facies non gessifera induceva a cercar di ridurre il più possibile il numero delle fondazioni.

Dopo ulteriori studi sulle possibili varianti offerte da questo semplice schema statico, si è arrivati ad individuare la soluzione prescelta, descritta in premessa.

Essa inizialmente prevedeva la realizzazione di campate indipendenti, ciascuna su vincoli di cerniera e appoggio.

I calcoli evidenziarono, però, che questo non avrebbe permesso di soddisfare le limitazioni di spostamento longitudinale massimo (5 mm) imposte dalla Committenza sotto i carichi di frenatura. Il problema fu risolto realizzando dei collegamenti longitudinali tra le campate (che rimangono comunque semplicemente appoggiate agli effetti dei carichi verticali) e riportando tutte le sollecitazioni in parte alla spalla lato Udine e in parte all'ultima pila lato Austria (pila 4).

### 3.2 Opere di fondazione

Dal punto di vista geotecnico, la progettazione delle opere di fondazione doveva tener conto di due aspetti principali:

1. l'abbondante presenza di gessi nel sottosuolo, aggressivi per il calcestruzzo in presenza di acqua circolante e suscettibili di disciogliersi formando cavità nel terreno;

2. la stabilità precaria del versante lato Austria, interessato sia dalle fondazioni del viadotto sia dall'imbocco della galleria "Tarvisio". A fronte delle particolari caratteristiche del sottosuolo sopra illustrate, venivano individuati, in particolare, i seguenti criteri di scelta e progetto delle fondazioni:

1. trasferire tutte le reazioni verticali degli appoggi alla formazione stabile profonda (B), trascurando ogni contributo della formazione gessosa (A); qualora questo risultasse impossibile per l'eccessiva profondità del substrato calcareo stabile, utilizzare una estesa fondazione a pozzi galleggianti all'interno della coltre alluvionale;
2. trasferire le forze orizzontali alla formazione profonda (B) in condizioni di parziale interazione tra la fondazione e la formazione gessosa (A);
3. evitare l'innesco di moti di filtrazione di acqua nel terreno attorno alle fondazioni, sia durante la costruzione sia nel lungo termine, durante l'esercizio;
4. applicare un'impermeabilizzazione attorno alle fondazioni per proteggere il calcestruzzo dalle soluzioni solfatiche aggressive per il cemento;
5. prevedere interventi di stabilizzazione e modalità costruttive adeguati per poter procedere in sicurezza alla realizzazione delle opere previste sul versante lato Austria e assicurare la stabilità dello stesso anche a lungo termine.



Vista dei lavori per la realizzazione delle fondazioni della spalla "Udine" e delle pile 1, 2, 3. Sullo sfondo l'imbocco Nord della galleria "Camporosso"





Il primo criterio significava non far affidamento, ai fini del calcolo della capacità portante, sul contributo di possibili sforzi frizionali tra fondazione e formazione A. Ciò sia perché non sarebbe stato ragionevole contare sul contributo resistente di una roccia solubile, sia perché l'impermeabilizzazione tra il calcestruzzo e la roccia (criterio 4) avrebbe avuto l'effetto di abbattere quasi completamente il coefficiente d'attrito.

Ne derivava con la massima evidenza che l'unica soluzione progettuale in grado di garantire la sicurezza dell'opera era quella di trasmettere i carichi di progetto direttamente alla facies stabile non gessifera (formazione B) tramite la realizzazione di pozzi profondi riempiti di calcestruzzo.

Il criterio di considerare quale seconda scelta l'applicazione di una tipologia a pozzo galleggiante derivava dal fatto che, in corrispondenza del lato Sud del viadotto (pila 1 e spalla Udine), la formazione stabile appariva troppo profonda per poter essere raggiunta con pozzi di lunghezza ragionevole.

Questa tipologia avrebbe permesso di interessare livelli di terreno più profondi e quindi più portanti e di limitare efficacemente i cedimenti, senza pregiudicare la stabilità del versante.

Il secondo criterio richiedeva un'attenta considerazione in relazione all'intensità delle forze orizzontali agenti sulla testa delle pile. Significava, da un lato, trasferire al suolo stabile le sollecitazioni prodotte dal vento e dalla frenatura, senza considerare, o considerando in maniera molto conservativa, le eventuali interazioni laterali tra fondazione e formazione gessifera; dall'altro lato, equilibrare le forze sismiche orizzontali, intense ma di breve durata, mettendo in conto il confinamento offerto da quest'ultima. Questo è giustificato perché è inimmaginabile che tutto il contatto fondazione-formazione gessifera venga dissolto durante la vita di esercizio del viadotto.

Il terzo criterio comportava la minimizzazione dei movimenti d'acqua nel sottosuolo dovuti alla costruzione e, successivamente, alla presenza delle fondazioni.

La loro realizzazione, infatti, avrebbe disturbato il potenziale esistente, innescando un moto di filtrazione verso l'interno degli scavi. Venute d'acqua localizzate di grande portata si sarebbero dovute impedire mediante iniezioni di miscele poliuretatiche.

Assumendo, quindi, per le infiltrazioni residue una portata media di 10 l/min per ciascun pozzo di fondazione, l'apporto totale di acqua all'interno durante un periodo di costruzione di un anno sarebbe stato pari a circa 5.000 m<sup>3</sup>.

Considerando il limite di soluzione di 3 g/m<sup>3</sup> di gesso e il fatto che l'acqua nel suolo fosse già quasi completamente satura, appariva ragionevole ipotizzare una capacità di trasporto di 1 g/m<sup>3</sup>. Ne derivava una dissoluzione massima di 5 m<sup>3</sup>, del tutto trascurabile. Non appariva invece tollerabile alcuna filtrazione durante l'esercizio.

Pertanto, lo scavo avrebbe dovuto essere riempito completamente di calcestruzzo.

Il quarto criterio, concernente l'impermeabilizzazione, era conservativo: poteva essere una valida alternativa anche l'utilizzazione di cementi solfato-resistenti. Tuttavia, l'impermeabilizzazione appariva comunque consigliabile perché avrebbe garantito maggiormente nei riguardi del deterioramento del calcestruzzo.

Il quinto criterio, infine, comportava lo studio accurato della situazione statica del versante Nord e la messa a punto di una soluzione progettuale per la stabilizzazione dello stesso che tenesse conto contemporaneamente delle esigenze costruttive, sia delle fondazioni della pila 4 e della spalla Austria che delle opere d'imbocco della galleria Tarvisio.

## 4 Progetto delle opere di fondazione

### 4.1 Spalla Udine e pila 1

Come abbiamo detto, le mediocri caratteristiche di resistenza del terreno superficiale, la sua ridotta acclività, l'eccessiva profondità del substrato roccioso stabile e l'elevata entità dei carichi trasmessi dalla struttura del viadotto consigliavano l'adozione di fondazioni galleggianti all'interno della coltre alluvionale.

Si sono quindi progettate due fondazioni a pozzo di 10 m di diametro e profondità sufficiente affinché fossero soddisfatte le seguenti condizioni:

- pressioni verticali di contatto tra terreno e fondazione sempre di compressione;
- capacità portante, ridotta con un opportuno coefficiente di sicurezza, superiore alle azioni verticali agenti, compreso il peso proprio della fondazione;
- pressioni e spinte orizzontali esercitate dai pozzi sul terreno inferiori alle corrispondenti pressioni e spinte passive garantite dallo stesso, ridotte con un adeguato coefficiente di sicurezza;
- sollecitazioni massime nei materiali (calcestruzzo) inferiori a quelle ammissibili;
- cedimenti e rotazioni inferiori ai valori ammissibili;
- stabilità globale del pendio garantita anche nelle condizioni più gravose, con un sufficiente margine di sicurezza.

Le analisi delle pressioni di contatto tra fondazione e terreno sono state condotte mediante elaboratore utilizzando il metodo di Damitio, mentre le verifiche di stabilità globale del pendio sono state eseguite, anch'esse mediante elaboratore, con il metodo di Bell. La capacità portante del terreno alla profondità dei pozzi è stata valutata secondo le formulazioni classiche fornite da Meyerhof.

Al termine delle analisi, l'approfondimento che garantiva la verifica di tutte le condizioni su esposte è risultato essere di 10 m per il pozzo della spalla e di 12 m per quello della pila 1, più esposto al pendio.

Infine, poiché la realizzazione del pozzo della pila 1 avrebbe richiesto

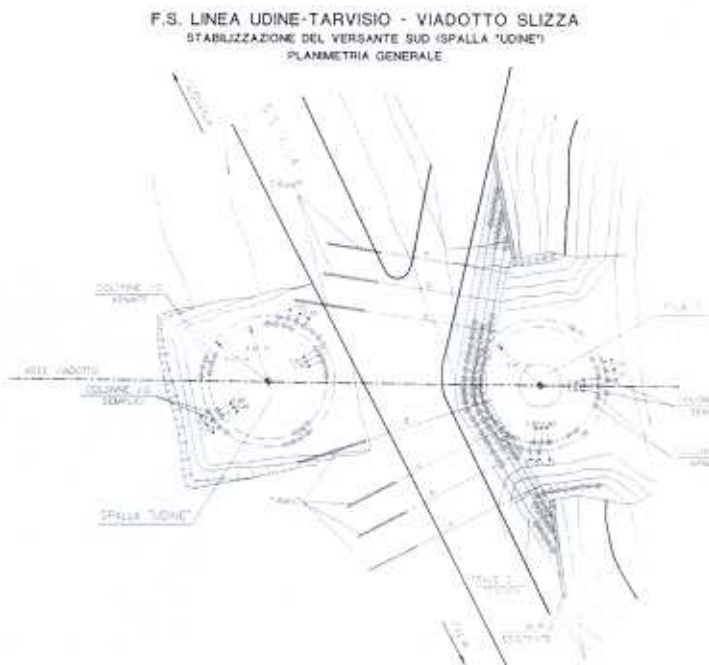


Figura 3 - Schema planimetrico degli interventi a protezione della S.S. 54 presso la pila 1



L'esecuzione di un importante sbancamento in adiacenza alla S.S. 54 per raggiungere il piano di lavoro alla quota del plinto, si rendeva necessario prevedere un'adeguata protezione per poter mantenere in esercizio l'importante arteria durante le lavorazioni. A questo scopo si è progettata anche una paratia tirantata di circa 10,5 m d'altezza massima, formata da 3 ordini di colonne di terreno consolidato mediante jet-grouting e disposta secondo la geometria indicata in Figura 3.

Per quanto riguarda le modalità costruttive delle fondazioni, il progetto prevedeva di procedere secondo le seguenti fasi:

1. scavo e bonifica del terreno sino al piano d'imposta del plinto;
2. esecuzione di una doppia coronella di colonne  $\varnothing$  800 mm di terreno consolidato mediante jet-grouting, disposte a quinconce con passo 90 cm lungo tutto il perimetro laterale del futuro pozzo;
3. scavo di quest'ultimo per tappe successive sino alla profondità di progetto, con eventuale posa in opera all'interno di contrasti circolari costituiti da profilati d'acciaio tipo HEB120 ed esecuzione di un manto di spritz-beton di spessore 20 ÷ 30 cm, armato con rete elettrosaldata all'intradosso e all'estradosso;
4. riempimento dello scavo con calcestruzzo gettato in opera sino alla quota d'imposta del plinto.

Poiché uno dei sondaggi eseguiti presso la pila 1 aveva evidenziato la presenza di un'importante presunta cavità nella formazione gessifera sottostante, fu ritenuto opportuno prevedere anche l'esecuzione di ulteriori sondaggi in zona, da operarsi da fondo pozzo prima del getto, allo scopo di individuare la presenza di altre eventuali cavità e procedere al risanamento.

#### 4.2 Pile 2, 3, 4 e spalla Austria

Il calcolo dei pozzi di fondazione, molto profondi in quanto dovevano immorsarsi nella formazione calcarea priva di gessi, è stato eseguito mediante un programma agli elementi finiti. Essi sono stati schematizzati con elementi trave collegati in serie e l'interazione laterale con il terreno attraverso supporti elastoplastici orizzontali aventi resistenza a trazione nulla, discretizzati nei nodi. Le caratteristiche elastiche dei supporti sono state calcolate in funzione delle caratteristiche degli strati di terreno attraversati dalla fondazione. Si è trascurato qualsiasi contributo alla capacità portante derivante dall'attrito laterale (criterio 1 al paragrafo 3.2). Alla fine, la soluzione ottimale è stata individuata in una serie di pozzi di calcestruzzo di 9 m di diametro, armati nei primi 10÷15 m dal piano d'imposta del plinto e immorsati per circa 5 m nella formazione calcarea profonda, quindi di lunghezza 40, 35, 40 e 60 m rispettivamente per la spalla Austria e per le pile 4, 3 e 2.

La costruzione dei pozzi sarebbe avvenuta con le seguenti modalità:

1. preparazione del piano di lavoro ed esecuzione di una doppia coronella di colonne  $\varnothing$  800 mm di terreno consolidato mediante jet-grouting, disposte a quinconce con passo 90 cm lungo il perimetro laterale del futuro pozzo sino ad incontrare la roccia;
2. scavo del pozzo per tappe successive sino alla formazione gessifera, e suo rivestimento con un manto di spritz-beton di circa 10 cm di spessore, armato con rete elettrosaldata all'intradosso e all'estradosso;
3. scavo entro la formazione gessifera e po-

sa in opera, ove necessario per la stabilità delle pareti, di contrasti circolari in profilati d'acciaio tipo HE 140A ÷ HE 160A e di un rivestimento di spritz-beton HSR (resistente ai solfati) di almeno 20 cm di spessore, armato con rete elettrosaldata all'intradosso e all'estradosso. Nelle zone dove le caratteristiche della roccia si presentassero tali da rendere superflua la realizzazione del rivestimento, le pareti di scavo si sarebbero comunque dovute proteggere con un sottile manto di spritz-beton per evitare qualsiasi degrado superficiale;

4. riempimento delle cavità eventualmente incontrate durante lo scavo mediante iniezioni di malte cementizie additate con prodotti espansivi;
5. scavo entro la formazione profonda non gessifera per un immorsamento minimo di 5 m;
6. impermeabilizzazione delle pareti del pozzo mediante fogli di PVC protetti con geotessile all'estradosso e all'intradosso, al fine di preservare a lungo termine la fondazione dall'aggressione delle acque solfatiche e garantire l'integrità del PVC durante la fase di getto;
7. posa dell'armatura di collegamento tra la fondazione profonda e il plinto;
8. riempimento dello scavo con calcestruzzo resistente ai solfati (HSR) sino alla quota d'imposta del plinto.

#### 4.3 Stabilizzazione del versante Nord (spalla Austria)

Come più volte accennato, il versante in destra orografica del T. Slizza appariva in precarie condizioni di stabilità.

Lo studio, dal punto di vista morfologico e geologico-stratigrafico, faceva escludere a priori che la superficie di scorrimento potesse interessare il substrato roccioso. Tuttavia il movimento avrebbe potuto svilupparsi fino a profondità dell'ordine di 20÷25 m, coinvolgendo non solo la spalla Austria ma anche il futuro imbocco della galleria Tarvisio. Una serie di calcoli numerici, alcuni dei quali eseguiti in back-analysis, avevano permesso di valutare i più probabili valori di coesione ed angolo d'attrito del terreno e di individuare alcune possibili condizioni d'instabilità profonda compatibili con l'evidenza morfologica superficiale. Gli stessi fornivano coefficienti di sicurezza inferiori a quelli richiesti dalla normativa vigente, evidenziando come l'abbassamento o l'innalzamento della superficie freatica influisse marcatamente sulla maggiore o minore stabilità globale del versante.



Vista dei lavori di stabilizzazione del versante Nord (spalla "Austria")





F.S. LINEA UDINE-TARVISIO - VIADOTTO SLIZZA  
STABILIZZAZIONE DEL VERSANTE NORD (SPALLA "AUSTRIA")  
PLANIMETRIA GENERALE

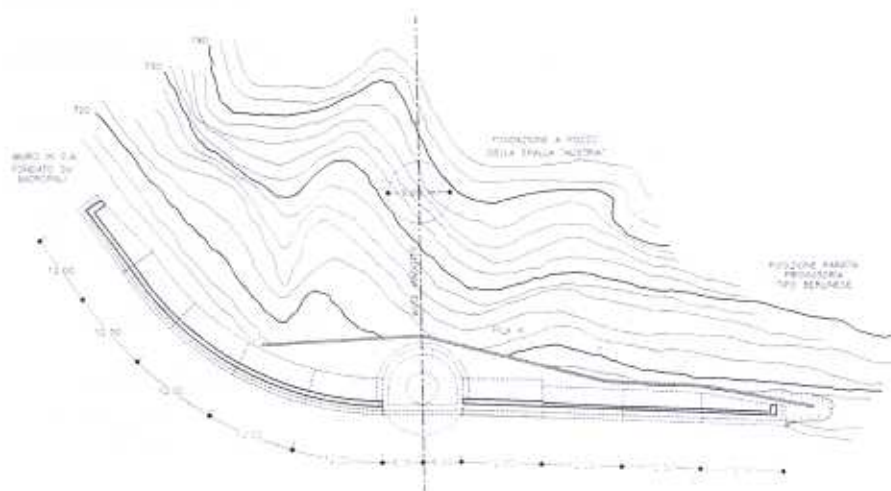


Figura 4 - Schema delle opere di contenimento del versante Nord

Due inclinometri, posti in opera nel Giugno 1989, confermavano i risultati teorici, permettendo di localizzare la probabile superficie di scivolamento al contatto tra i depositi terrosi superficiali e la formazione rocciosa sottostante.

Si rendeva dunque necessario prevedere interventi e modalità operative tali da consentire la realizzazione delle opere previste senza innescare decompressioni nel pendio, con conseguenti deformazioni e spinte incontrollabili sulle strutture del viadotto.

Il principio informatore del progetto messo a punto è stato quello di conseguire l'obiettivo prescindendo dal controllo del livello della falda, cosa che sarebbe stato assai difficile ottenere e, ancor più, mantenere, mirando invece al bilanciamento delle masse in gioco realizzabile, da un lato, limitando gli sbancamenti allo stretto indispensabile, dall'altro lato, attraverso opportuni apporti di materiale a seguito di adeguate opere di stabilizzazione.

La soluzione progettuale che ne è scaturita è consistita (Figura 4) nella formazione, al piede del versante, di un rilevato contenuto da un

F.S. LINEA UDINE-TARVISIO - VIADOTTO SLIZZA  
STABILIZZAZIONE DEL VERSANTE NORD (SPALLA "AUSTRIA")  
SCHEMA DELLA PARATIA PROVVISORIA TIPO BERLINESE

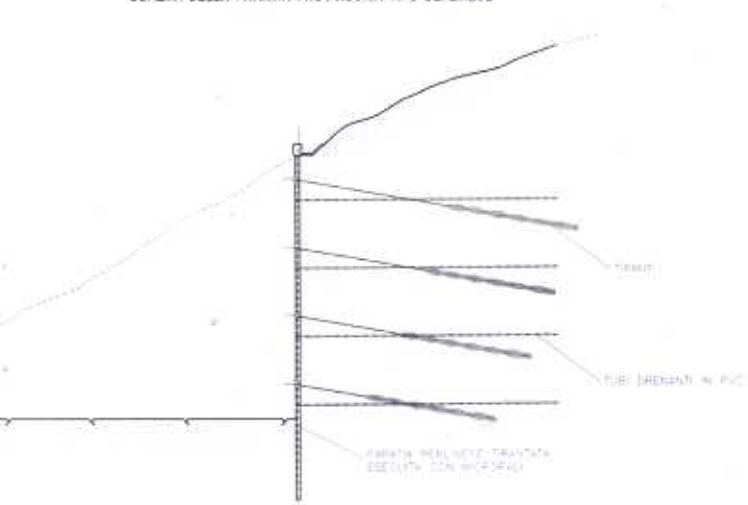


Figura 5 - Schema della berlinese provvisoria operata presso la pila 4

muro di calcestruzzo fondato su micropali da realizzare parallelamente al T. Slizza e di altezza pari al piano di lavoro per l'esecuzione dell'imbocco della succitata galleria Tarvisio. La disposizione del muro e la profondità della quota d'imposta delle sue fondazioni sono state determinate in base a considerazioni di carattere idraulico e di difesa spondale.

La costruzione di una tale opera di sostegno di dimensioni ragguardevoli richiedeva l'incisione del versante al piede per una profondità sufficiente ad accogliere la fondazione del muro stesso, nonché il pozzo della pila 4 del viadotto.

Per poter operare in condizioni di sicurezza era dunque imperativo realizzare un'ulteriore opera di contenimento, tipo berlinese, la cui disposizione planimetrica e la cui geometria sono state quelle illustrate in Figura 5.

In definitiva, le lavorazioni da eseguire erano:

1. realizzazione della berlinese e del relativo sbancamento a valle sino alla quota d'imposta delle fondazioni del muro;
2. esecuzione dei micropali di fondazione del muro e del muro stesso;
3. formazione del rilevato a tergo del muro sino a raggiungere il piano di lavoro per la paratia d'imbocco della galleria Tarvisio;
4. realizzazione di detta paratia d'imbocco e suo scavo;
5. abbassamento del piano di lavoro per la costruzione del pozzo della spalla Austria;
6. realizzazione della fondazione della spalla;
7. modellazione definitiva del versante secondo un profilo atto a garantirne la stabilità nel tempo.

## 5 Costruzione delle opere di fondazione del viadotto

### 5.1 Spalla Udine e pila 1

La costruzione delle opere di fondazione del viadotto ha avuto inizio nel 1990 cominciando dal pozzo della spalla lato Udine e da quello della pila 1, entrambi in detrito.

Quello della spalla, dopo lo scavo, è stato subito riempito di calcestruzzo come da progetto, mentre da quello della pila 1, ancora aperto, venivano operati i sondaggi previsti al fine di stimare con sufficiente precisione l'estensione e il volume del "vuoto" già citato, incontrato da una precedente terebrazione operata fra la pila 1 e la pila 2, onde programmare e operare gli opportuni interventi di riempimento e di bonifica. Le nuove indagini mostravano, invece, che il "vuoto" in realtà era una fascia di materiale eterogeneo, potente diversi metri e di poca o nulla consistenza (fango argilloso).

Alla luce di questa inaspettata novità, si decideva di procedere ad un ulteriore approfondimento delle indagini nella zona e di riesaminare sulla base delle nuove conoscenze il progetto delle due fondazioni.

### 5.2 Pile 2, 3, 4 e spalla Austria

Mentre i lavori per la stabilizzazione del versante Nord e per la realizzazione dei pozzi di fondazione delle pile 3 e 4 e della spalla Austria venivano eseguiti e portati a termine concordemente al progetto senza particolari inconvenienti, durante lo scavo del pozzo della pila 2, nel Luglio 1993, s'incontravano difficoltà esecutive crescenti a causa dell'ingresso nello stesso di importanti quantità di materiali fini sciolti, a seguito d'ingenti venute d'acqua attraverso le pareti di scavo. Il









1. realizzazione di una coronella di colonne  $\phi$  600 di terreno consolidato, ravvicinate e compenstrate (interasse 40 cm), a costituire una barriera artificiale planimetricamente disposta sul perimetro del masso di terreno che circonda entrambi i pozzi;
2. trattamento, con la stessa tecnologia, del volume di terreno all'interno della coronella, operando una colonna a  $m^2$  per migliorare le sue caratteristiche geomeccaniche.

Tutti questi interventi sono stati realizzati tra il 1993 e il 1994, operando da piano campagna i trattamenti in corrispondenza alla fondazione della spalla Udine e da una piattaforma ubicata sulla testa del pozzo quelli in corrispondenza alla pila 1. La zona compresa fra i due pozzi, invece, è stata consolidata a partire dalla quota di fondo pozzo della stessa pila.

La profondità dei trattamenti si è variata in modo da raggiungere ovunque il substrato roccioso sottostante.

## 7.2 Fondazione della pila 2

Al fine di poter portare a termine i lavori di fondazione della pila 2 in condizioni di sicurezza, tra l'Agosto 1993 e la fine del 1995 vennero studiate numerose soluzioni alternative. Obiettivo comune era consentire l'approfondimento della fondazione sino alla quota di progetto in assenza di venute d'acqua e rifluimenti di materiale. L'eventuale attivazione di una circolazione idrica ipogea, infatti, avrebbe potuto produrre, in presenza di materiali altamente solubili e localmente alterati e tettonizzati, forme sotterranee di dissoluzione e di erosione assai pericolose e assolutamente da evitare.

### 7.2.1 Soluzioni alternative (Figure 8 e 9)

Una soluzione prevedeva l'utilizzo del sistema jet-grouting per eseguire una coronella di colonne di terreno consolidato parzialmente compenstrate lungo il perimetro del pozzo. Essa fu subito scartata perché appariva dubbia la riuscita del jet-grouting nei terreni in oggetto, costituiti da alternanze di materiali rocciosi di elevata resistenza, strati di materiali sciolti più o meno addensati in matrice argilloso-limosa e livelli argillosi compatti. Inoltre le perforazioni, effettuate dalla superficie per ragioni operative ed esecutive, avrebbero dovuto garantire scostamenti dalla verticale minori del 5%, assai difficili da rispettare con le normali attrezzature disponibili in cantiere, in quel tipo di terreno, a fronte anche dell'elevata inclinazione degli strati sull'orizzontale.

Fu allora messa a punto un'altra soluzione, che superasse la necessità di estrema precisione nell'esecuzione delle perforazioni attraverso la realizzazione, mediante iniezioni tradizionali, di un notevole spessore di terreno trattato al contorno del pozzo. Il pregio di questa soluzione stava nella sua flessibilità, nel senso che sarebbe stato possibile porla in opera direttamente da fondo pozzo e che sarebbe stato possibile variare le dimensioni e l'intensità dell'intervento in rapporto al continuo mutare delle caratteristiche dei materiali da consolidare ed alle pressioni d'acqua in gioco. Anch'essa, tuttavia, non fu ritenuta completamente affidabile in quanto l'estrema eterogeneità del terreno faceva dubitare della completa riuscita del trattamento ottenibile.

Una terza soluzione prevedeva di ricorrere al congelamento per consolidare temporaneamente un anello di terreno al perimetro del pozzo fino a fon-

F.S. LINEA UDINE-TARVISIO - VIADOTTO SLIZZA

INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DELLE FONDAZIONI  
DELLA SPALLA "UDINE" E DELLA PILA "1"  
Sezione longitudinale in asse viadotto

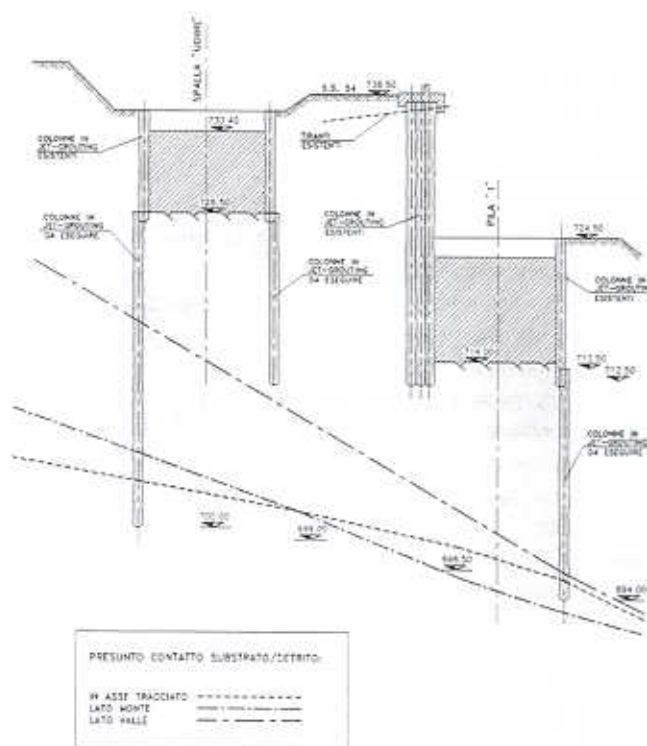


Figura 8 - Soluzioni alternative studiate per la fondazione della pila 2 (planimetria)

do scavo. Si trattava certamente dell'unica soluzione veramente affidabile per consentire la ripresa degli scavi e il completamento del pozzo, ma aveva il difetto di essere molto costosa.

Si ipotizzarono quindi altre soluzioni che non richiedessero l'approfondimento del pozzo oltre quota -32,5 m da p.c., ma consentis-

F.S. LINEA UDINE-TARVISIO - VIADOTTO SLIZZA  
INTERVENTI DI PRECONSOLIDAMENTO PRESI IN CONSIDERAZIONE PER LO SCAVO  
DEL POZZO DI FONDAZIONE DELLA PILA "2"

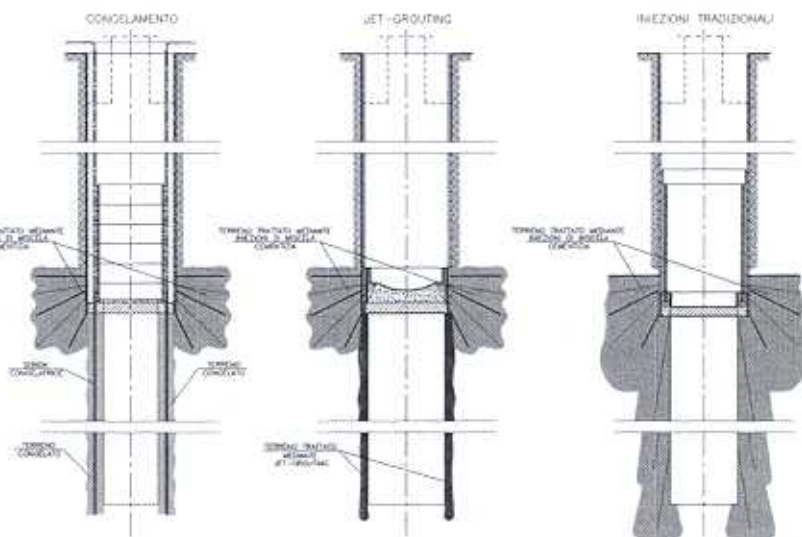


Figura 9 - Soluzioni alternative studiate per la fondazione della pila 2 (sezione)



sero ugualmente di conseguire un sicuro trasferimento dei carichi in profondità alla formazione non gessifera.

Tra queste, quella che apparve più affidabile e vantaggiosa in termini economici, prevedeva l'esecuzione di 32 pali  $\varnothing$  900 mm realizzati dalla superficie con un primo tratto di perforazione a vuoto attraverso il corpo del pozzo gettato e un adeguato collegamento con quest'ultimo.

Dopo alcune verifiche di fattibilità esecutiva, durabilità, sicurezza e costi, si decise di procedere con quest'ultima soluzione.

## 7.2.2 Il nuovo progetto

Il nuovo progetto doveva risolvere le seguenti problematiche:

- creazione delle condizioni di sicurezza per la ripresa dei lavori della fondazione da completare;
- bonifica e consolidamento della fascia di terreno al contorno del pozzo, decompressa a seguito degli eventi precedentemente illustrati, in modo da ricostituire il vincolo laterale necessario per garantire la trasmissione delle azioni di esercizio dalla fondazione al terreno circostante;
- completamento della fondazione fino alla quota necessaria per un sicuro trasferimento dei carichi più gravosi alla formazione stabile più profonda;
- impermeabilizzazione di tutta la struttura di fondazione al fine di proteggerla dall'aggressione delle acque solfatiche.

A fronte di queste esigenze il nuovo progetto messo a punto prevedeva l'esecuzione delle seguenti lavorazioni (di cui le prime due in condizioni idrostatiche, cioè mantenendo il pozzo colmo d'acqua):

1. pulizia di tutti i detriti sedimentati sul fondo del pozzo e sua completa impermeabilizzazione (pareti laterali e fondo) con l'ausilio di sommozzatori;
2. getto subacqueo del pozzo con calcestruzzo HSR da quota -32,5 m a quota -7,00 m da.p.c.;
3. svuotamento dello scavo dall'acqua residua e ripresa del getto con magrone e relativa finitura a quota -1,00 m, per realizzare un piano livellato adatto al posizionamento di precisione dei tubi d'avampozzo;
4. posa dei 32 avampozzi;
5. esecuzione di iniezioni di bonifica dei livelli di terreno situati da quota -60,00 m fino alla base del pozzo (-32,5 m), aventi lo scopo di facilitare le successive fasi di perforazione e getto dei pali, minimizzando la possibilità di crollo dei fori;
6. esecuzione delle 32 perforazioni  $\varnothing$  900 mm con sistema a rotopercolazione, sino a quota -68,0 m;
7. iniezione di miscela cementizia, trattata con additivi ritardanti e fluidificanti, di tipo resistente ai solfati e avente  $R_{ck} \geq 45$  MPa;
8. posa, tra -29,50 e -68,00 m, di in tubo di lamierino d'acciaio  $\varnothing$  711,2 mm e spessore 6,3 mm, con funzione di protezione del palo dall'azione aggressiva dei solfati;
9. posa, tra quota plinto e -32,5 m, solo nelle perforazioni appartenenti alla corona esterna, dell'armatura costituita da 14 barre verticali  $\varnothing$  24 mm ad aderenza migliorata e spirale  $\varnothing$  8 mm passo 15 cm, per garantire la continuità del palo nei primi trenta metri e il collegamento col plinto.

L'esecuzione dell'iniezione prima della posa del lamierino e dell'armatura consente di avere il foro completamente intasato anche esternamente al tuboforma, garantendone la stabilità.

In Figura 10 è riportato lo schema geometrico finale adottato per la fondazione della pila 2.

F.S. LINEA UDINE-TARVISIO - VIADOTTO SLIZZA  
FONDAZIONE PILA "2" - SOLUZIONE FINALE CON 32 PALI  $\varnothing$  900mm

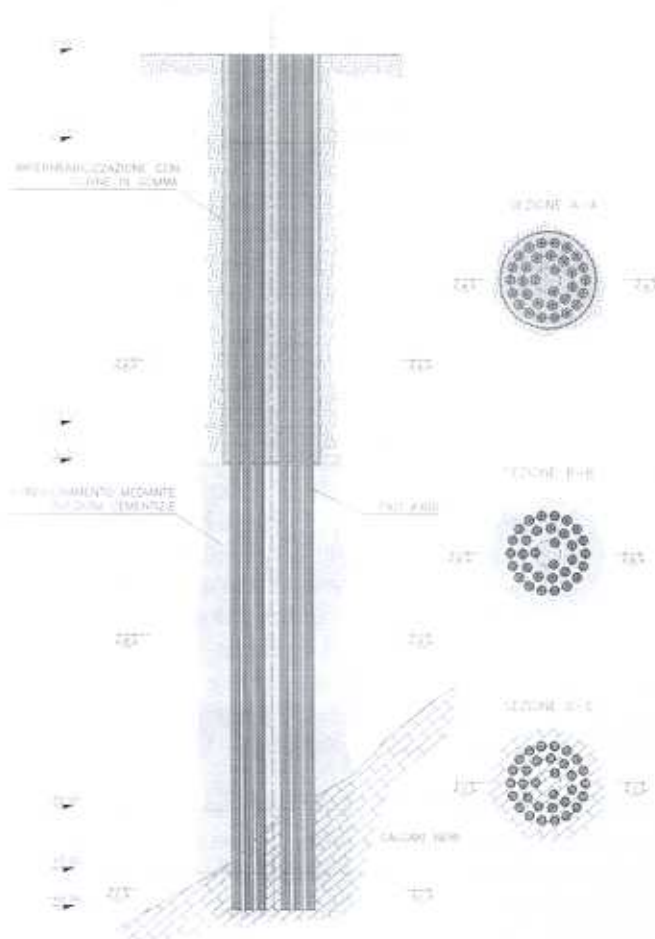


Figura 10 - Soluzione adottata per la fondazione della pila 2

## 7.2.3 Modalità esecutive

L'esecuzione di un gruppo di 32 pali  $\varnothing$  900 mm tra loro perfettamente allineati e per oltre 30 m di lunghezza entro un ammasso roccioso estremamente eterogeneo, caratterizzato da stratificazioni lapidee e argillose marcatamente inclinate rispetto all'orizzontale, cavità carsiche e livelli scarsamente consistenti interessati da circolazione idrica, come quello in questione, è un'operazione assai delicata e impossibile da eseguire con successo senza disporre di adeguate attrezzature. In particolare, appariva sconsigliabile l'impiego delle tradizionali tecnologie di trivellazione a semplice rotazione, non in grado di fornire sufficienti garanzie sul buon esito di perforazioni del diametro e della profondità previste, soprattutto nell'eventualità, poi effettivamente verificatisi, di dover riperforare lo stesso palo.

Sulla base di esperienze precedenti maturate in situazioni analoghe, si optava quindi per una tecnologia a rotopercolazione, con cui è possibile scavare senza difficoltà terreni assai duri e consistenti anche in presenza di strati eterogenei ed inclinati come nel caso in esame.

Utilizzando una tale attrezzatura, nel corso dell'estate 1996 è stato possibile realizzare la fondazione della pila 2 del viadotto concordemente al progetto e garantire la perfetta trasmissione dei carichi previsti (circa 8.700 t) direttamente al calcare nero profondo (formazione B). Successive indagini, eseguite per controllare la buona riuscita delle lavorazioni, hanno dato esito positivo, consentendo finalmente di por termine anche a questa delicata e travagliata opera di geoingegneria.





## 8 Conclusioni

La realizzazione delle opere di fondazione delle pile e delle spalle del viadotto Slizza è stata particolarmente difficile e travagliata a causa delle precarie condizioni di stabilità dei versanti e dell'infradatura dei terreni in gioco.

Mentre per quanto riguarda la stabilità dei primi i problemi si sono potuti risolvere mediante la realizzazione di opere di contenimento e di consolidamento più o meno tradizionali, la natura eterogenea dei terreni e, in particolare, la presenza di una potente formazione gessifera-anidritica di scarse qualità geomeccaniche e sede di circolazione idrica, non davano sufficienti garanzie di tenuta nel tempo.

Caratteristica dei gessi e delle anidriti è, infatti, l'alta solubilità e aggressività in presenza d'acqua circolante. Queste nel tempo possono dar luogo a:

- dissoluzione del gesso con formazione di cavità importanti nel terreno;
- dissoluzione del calcestruzzo per effetto dell'azione aggressiva dei solfati.

Un dissesto di particolare gravità, prodotto proprio dai succitati fenomeni, aveva determinato, anni prima, la chiusura della vicina centrale idroelettrica ENEL, sprofondata nel terreno per oltre 20 m. Per superare questi problemi si è optato per la realizzazione di una serie di fondazioni "a pozzo", spinte in profondità sino a raggiungere il substrato calcareo sano.

La costruzione di tali fondazioni, condotta con accorgimenti e materiali appropriati per evitare l'insorgere dei temuti fenomeni di dissoluzione, mentre non ha dato particolari problemi per le spalle e le altre pile del viadotto, è risultata invece assolutamente impossibile per la pila 2 dello stesso.

Qui, infatti, intense venute d'acqua e ripetuti rifluimenti di materiale non permettevano di approfondire lo scavo del pozzo oltre quota -32,50 m, contro i -65 m necessari per raggiungere la formazione calcarea resistente.

Dopo aver valutato alcune soluzioni alternative che consentissero di ultimare in sicurezza lo scavo del pozzo, non avendone trovata nessuna pienamente soddisfacente, si è scelto di risolvere la situazione realizzando attraverso il corpo dello stesso, dopo averlo riempito di calcestruzzo, n. 32 pali di 900 mm di diametro, paralleli tra loro e spinti sino a raggiungere quota -68 m, ben dentro alla formazione di base.

La realizzazione di una simile palificata, a fronte dell'eterogeneità dei materiali in gioco, è stata un'operazione assai complessa e delicata. Si è potuta alla fine portare a termine con successo, e con essa la fondazione della pila 2, grazie all'adozione di una speciale attrezzatura di perforazione utilizzando la tecnologia a rotopercolazione.

\* Studio di Progettazione Lunardi - Milano

## RINGRAZIAMENTI

L'autore ringrazia l'Ing. Giovanna Cassani e l'Ing. Giovanni Omodei Zorini per la collaborazione prestata durante la progettazione e nella stesura del presente articolo.

## BIBLIOGRAFIA

- LUNARDI P., "Nouvelle Méthode de construction des écrans d'étanchéité dans les barrages en remblai" - XIV Congresso Internazionale su "Le Grand Dighe" - Rio de Janeiro, 6-7 Maggio 1982
- LUNARDI P., "La piena del fiume Taro del Novembre 1982. Danni, ripristino provvisorio, ricostruzione definitiva del ponte ferroviario distrutto dalla piena" - Il Convegno di Idraulica Padana - Parma, Giugno 1984
- LOUIS C., LUNARDI P., "Consolidation des sols par la technique de jet-grouting. Etat des connaissances et expériences" - Colloque International "Renforcement en place des sols des roches": Parigi, Ottobre 1984
- TORNAGHI R., "Trattamento colonnare dei terreni mediante gettiniezione (jet-grouting)" - XVII Convegno Nazionale di Geotecnica - Taormina, Aprile 1989
- SANELLA A., "Jet-grouting: aspetti operativi generali; utilizzo in galleria e considerazioni sull'impiego di boiacche con sabbia" - Convegno Internazionale su "Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo" - Milano 18-20 Marzo 1991
- LUNARDI P., "Il consolidamento del terreno mediante jet-grouting" - Quarry and Construction, Marzo 1992
- LUNARDI P., ARRIGONI E., "Fondazioni di un viadotto stradale su terreni altamente compressibili" - Quarry and Construction, Ottobre 1995
- LUNARDI P., ARRIGONI E., "Scavi profondi in zona urbana: opere di sottofondazione e di contenimento di scavi profondi sotto un edificio antico in Milano" - Quarry and Construction, Marzo 1997

## SOMMARIO

L'articolo tratta gli aspetti progettuali e costruttivi del viadotto Slizza 1, per la nuova linea ferroviaria Udine-Tarvisio-Confine di Stato, illustrando, con particolare riguardo, le problematiche del tutto singolari che si sono dovute affrontare e risolvere per la realizzazione delle necessarie opere fondazionali.