

LE FONDAZIONI PROFONDE DEL VIADOTTO DI PIETRATAGLIATA NELLA ZONA SISMICA DI PONTEBBA

dott. ing. Achille Balossi Restelli



ING. GIOVANNI RODIO & C. Sp.A.
IMPRESA COSTRUZIONI SPECIALI

LE FONDAZIONI PROFONDE DEL VIADOTTO DI PIETRATAGLIATA NELLA ZONA SISMICA DI PONTEBBA

THE DEEP FOUNDATIONS OF THE PIETRATAGLIATA VIADUCT, IN THE SEISMIC AREA OF PONTEBBA (UDINE)

dott. ing. Achille Balossi Restelli

1. Generalità

L'Anas, compartimento di Trieste, ha in corso di realizzazione la rettifica generale della SS n. 13, la cosiddetta « Pontebbana », che da Carnia porta al confine di Tarvisio. Si tratta di una arteria interessata da traffico intenso, sia turistico che commerciale, che la percorre lungo l'arco di tutto l'anno in quanto il valico di Tarvisio è situato ad una quota di appena 816 m s.m.

A Tarvisio Italia, Austria e Jugoslavia hanno un nodo comune di scambio di notevole importanza. L'opera di rettifica della strada statale non ha presentato grossi problemi tecnici nella sua parte iniziale, dove la vallata si presenta piuttosto aperta; le difficoltà sono iniziate oltre il paese di Chiusaforte a causa della morfologia della valle che diventa sempre più angusta procedendo verso l'abitato di Pontebba.

In questa zona appunto la situazione è complicata anche dall'instabilità dei versanti (specie in sponda destra), dalla presenza della ferrovia, di vari elettrodotti e del fiume Fella nel quale si gettano alcuni piccoli torrenti.

Tutti questi fattori hanno determinato l'abbandono della soluzione d'ampliamento della strada in « accostamento » alla vecchia carreggiata (che entra in Pontebba paese) e l'esecuzione di un lungo viadotto impostato su pile poste nella parte più centrale della valle, sul greto del fiume Fella.

E' nata così la variante di Pietratagliata (vedere figura 1 e planimetria del tracciato n. 2). Tale soluzione da

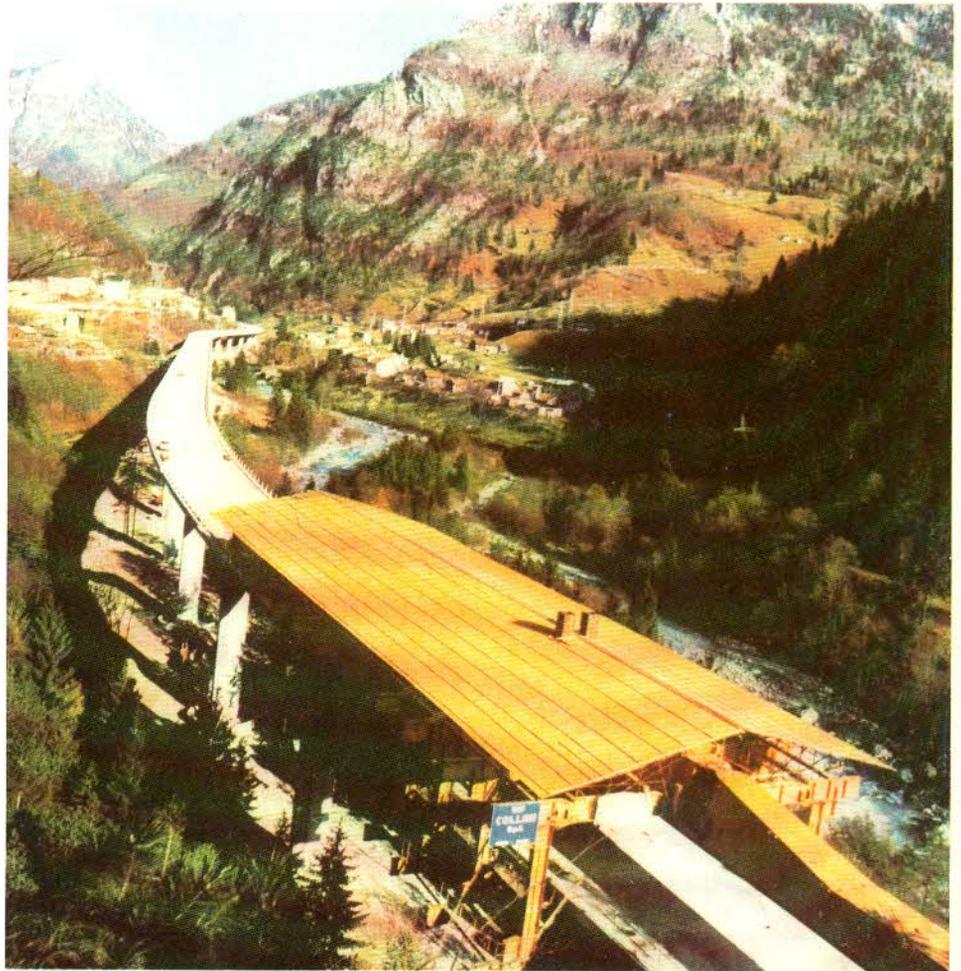


Fig. 1 - Vista generale del viadotto di Pietratagliata. In primo piano il carro ponte a centina mobile autovarante. Sullo sfondo a destra l'abitato di Pietratagliata □ General view of Pietratagliata viaduct under construction. The Pietratagliata village on the right side

Progettista dei lavori di congelamento per conto delle Imprese Collini e Rodio.

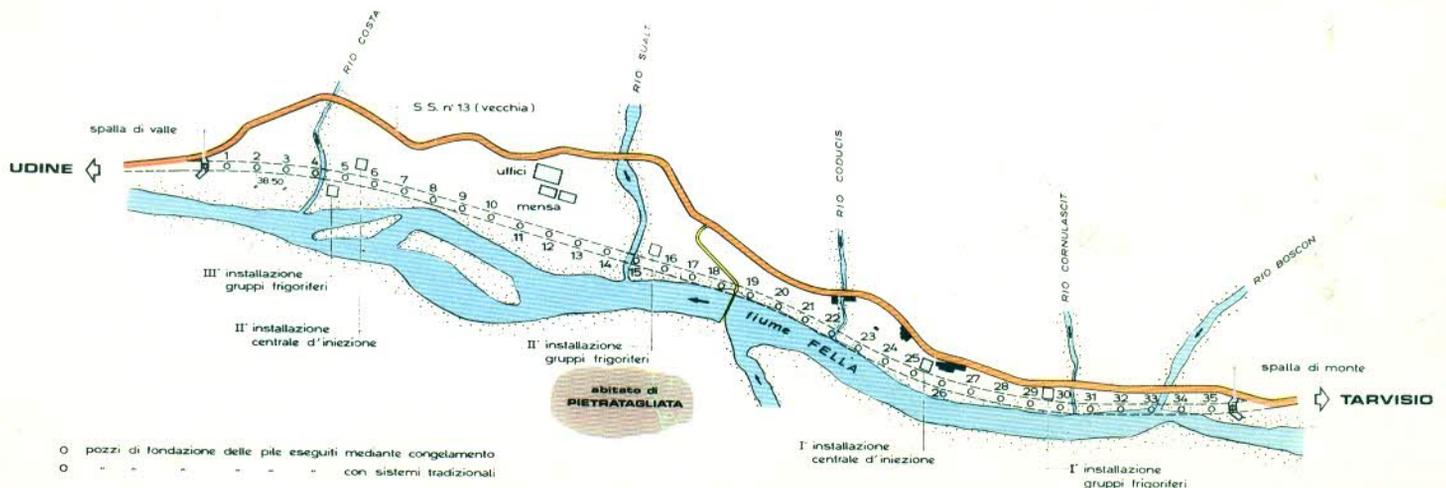


Fig. 2 - Planimetria del tracciato della variante di Pietratagliata ed installazioni del cantiere □ Layout of the Pietratagliata viaduct. The piers and site installations

una parte appariva più sicura dal punto di vista della stabilità dell'opera, dall'altra veniva a costituire il percorso ottimale per oltrepassare gli insediamenti abitativi di sponda sinistra e sponda destra.

Ricordiamo che immediatamente a valle della piccola stazione di Pietratagliata il rilevato della vecchia statale ha subito movimenti non trascurabili ancora visibili nel corpo di alcuni muri di sostegno.

Tutta la zona è stata dichiarata sismica di 1° grado a seguito dei gravissimi eventi tellurici del maggio 1976. Le molteplici scosse hanno lesionato molti edifici di Pontebba e paesi vicini.

2. Il viadotto di Pietratagliata

Costituisce la parte predominante del lotto n. 2 affidato per l'esecuzione tra i chilometri 193,400 e 195,950 all'Impresa Collini S.p.A.

Il viadotto (Fig. 3), progettato dallo Studio IN.CO. di Milano (ing. Silvano Zorzi), è costituito da 35 pile poste ad interasse di 38,50 m e dalle due spalle situate quella di valle alla progressiva 453,38 e quella di monte alla progressiva 1818,98 per una lunghezza complessiva di 1366 m.

L'altezza delle pile dal piano campagna varia da 10 a 23 m come massimo.

L'impalcato, realizzato con un carro ponte a centina mobile autovarante, è composto da una serie di telai zoppi incastrati alla sommità delle pile e collegati tra loro mediante una « seggiola Gerber » posta ad 11 m oltre l'asse di ciascuna pila.

La soletta è piena in calcestruzzo armato precompresso sia longitudinalmente che trasversalmente ed è formata da una nervatura longitudinale centrale di 4 m di larghezza avente spessori di 2 m all'incastro (in asse pila) e 0,90 m nella sezione di chiave; da questa nervatura centrale si aggettano lateralmente due solai a sbalzo di 25 cm di spessore (con un tratto di raccordo).

La larghezza complessiva dell'opera risulta di 12,50 m, di cui 11,50 m relativi alla carreggiata viabile e due marciapiedi ognuno di 0,50 m.

Le pile hanno sezione ottagonale di lato di 1,24 m (ottagono inscritto in un cerchio di 3 m di diametro).

Gli steli delle pile sono stati precompressi mediante barre Dywidag che riprendono una leggera precompressione fornita mediante altre barre dello stesso tipo ai getti di fondazione a pozzo.

I pozzi cilindrici di 7 m di diametro sono stati affondati nel terreno incoerente del letto del fiume Fella per una altezza di 16 m sotto il piano campagna.

L'alto grado di sismicità della zona ha determinato l'adozione di misure precauzionali particolari quali appunto la precompressione assiale dello stelo della pila ed il notevole approfondimento delle fondazioni nel corpo delle alluvioni di fondo valle.

3. Il terreno di fondazione ed il problema dello scavo dei pozzi

Sono state eseguite delle indagini sulla struttura del terreno incoerente interessato dalle fondazioni mediante

alcuni sondaggi che hanno denunciato una fascia granulometrica molto ampia, la presenza di grossi ciottoli, di ghiaie e di bancate di sabbie fini qualche volta con presenza di limo.

Il terreno nel suo complesso appariva abbastanza « chiuso »: anche le zone prevalentemente ghiaiose non denunciavano forti permeabilità orizzontali a causa degli elementi fini che avevano riempito le cavità più grandi.

Quanto sopra è stato in seguito confermato nel corso degli scavi dei pozzi.

Come mostrano le fotografie n. 4 e n. 5 i ciottoli e le ghiaie grossolane sono sparse un po' dovunque, ma soprattutto nella zona più alta per 10 ÷ 12 m di profondità, dove evidentemente prevalgono i depositi fluviali recenti; la fotografia n. 6 riprende invece un banco di terreno fino (sabbia-limoso congelata) ad una profondità di circa 14 ÷ 15 m dal piano campagna.

Lo scavo dei pozzi di fondazione ha presentato problemi di notevole criticità per i seguenti motivi:

— l'ampiezza della sezione (diametro 8 m, ridotti a 7 m nel caso del congelamento);

— la notevole profondità in falda (14 ÷ 15 m);

— il terreno, eterogeneo, da molto grossolano a fine: difficoltà di perforazione, di impermeabilizzazione e di consolidamento;

— la vicinanza del fiume (Fig. 7); alcune pile venivano ad interessare addirittura parzialmente l'alveo;

— la stabilità dello scavo anche nel caso si fossero verificati eventi sismici durante il corso dei lavori.

In un primo tempo erano stati fatti dei tentativi di scendere con gli scavi con il solo ausilio di pompe di aggotamento e sostegno delle pareti mediante il getto di anelli successivi di calcestruzzo armato.

Il sistema ha incontrato enormi difficoltà a causa del notevole quantitativo d'acqua d'asportare: la velocità di « trasporto solido » veniva quasi sempre raggiunta ed il terreno, depauperato delle parti fini, tendeva a franare con la formazione di veri e propri fornelli nella zona immediatamente all'esterno degli anelli in calcestruzzo.

Solamente qualche pozzo poteva raggiungere senza troppi danni la quota di progetto, soprattutto laddove la ghiaia più grossolana ed i trovanti riuscivano ad opporsi alle spinte di decompressione sfruttando l'effetto arco.

A questo punto veniva eseguito un tentativo di iniezione di miscela cementizia allo scopo di cercare di fornire al terreno, soprattutto alle frazioni più fini del terreno stesso, la coesione necessaria per evitare l'azione di sifonamento.

Come già detto la struttura del terreno non era tale da consentire una omogenea distribuzione della miscela cementizia: un terreno così « chiuso » infatti non è in grado di ricevere una sospensione cementizia se non a pressioni superiori a quella di « rifiuto » in corrispondenza della quale si creano delle rotture (chiamate in gergo « cla-

quages ») con conseguente disperdimento della miscela secondo lenti orizzontali più o meno spesse.

La fotografia n. 8, eseguita nel corso dello scavo della pila n. 4 dove appunto era stata eseguita la prova di iniezione, dimostra chiaramente quanto sopra descritto.

Gli scavi, successivi all'esperimento, hanno dovuto essere sospesi a causa dei numerosi piccoli fornelli che si sono manifestati tutt'attorno all'anello superiore.

Il solo cemento dunque non poteva risolvere la questione.

4. La scelta della soluzione « congelamento »

Il problema veniva allora impostato ex novo secondo le decisioni della Direzione Lavori e dell'Impresa.

I tecnici specialisti allora interpellati, sulla base delle esperienze condotte fino a quel momento, esaminata accuratamente la struttura del terreno, tenuto conto degli scopi da raggiungere, prendevano in attenta considerazione le soluzioni alternative qui sotto riferite.

L'impermeabilizzazione ed il consolidamento del terreno attorno allo scavo, in modo da creare un guscio resistente autoportante, avrebbero potuto essere eseguiti:

a) mediante l'esecuzione di tre corone di fori dotati di tubi a valvole attraverso le quali inviare nel terreno miscele a base di cemento prima, di gel di silice successivamente (per il trattamento delle frazioni fini del terreno); questa soluzione era già stata considerata nel corso della progettazione originaria;

b) mediante il congelamento di una porzione di terreno tutt'attorno allo scavo per uno spessore di circa 1,20 m; questa soluzione rappresentava invece la novità, avvalendosi di una tecnica di recente applicazione.

In ambedue i casi la « tenuta » del fondo scavo sarebbe stata assicurata da iniezioni miste di cemento e gel di silice.

Per le due soluzioni veniva eseguito un progetto esecutivo e conseguentemente un preventivo di costo: l'alternativa iniezioni veniva scartata, sia perché avrebbe comportato una spesa di molto superiore al congelamento (poco meno del doppio), sia perché i tempi necessari sarebbero risultati troppo lunghi e non compatibili con i programmi del cantiere.

Com'è noto le iniezioni in un terreno del genere devono essere condotte con grande « garbo » e lentezza per assicurare la diffusione omogenea della miscela e quindi l'impregnazione necessaria di tutto il terreno all'intorno dello scavo.

E' stata dunque decisa la costituzione della struttura resistente mediante congelamento: nel caso specifico, oltre a ragioni di minore costo, la struttura congelata offriva l'importantissimo pregio di meglio resistere a sollecitazioni di tipo sismico a causa della sua notevole plasticità e capacità di « autosturatura » in caso di rotture improvvise per effetto di sforzi di taglio.

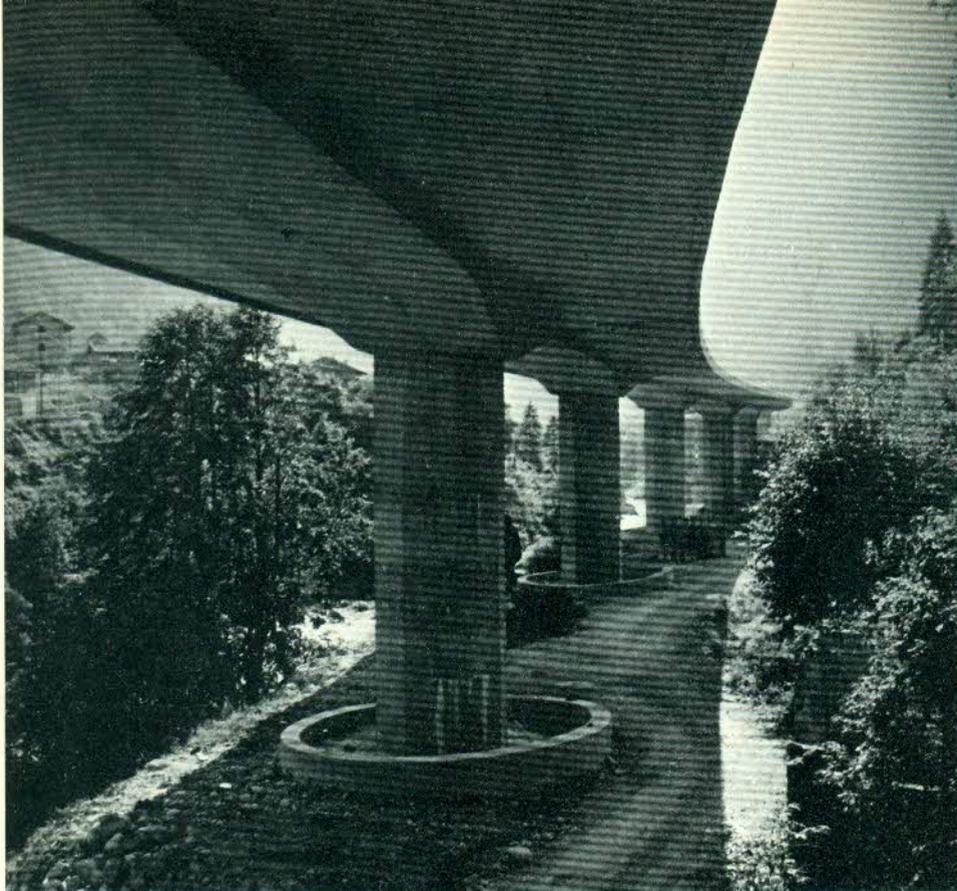


Fig. 3 - Dettagli strutturali delle pile e dell'impalcato del viadotto di Pietratagliata
 □ Details of the piers and of the horizontal structure

Inoltre la continuità del lavoro era così garantita, perché i pozzi potevano essere congelati in serie secondo una programmazione molto precisa.

5. L'intervento di congelamento

La figura 9 riporta lo schema adottato per la formazione del guscio portante di terreno congelato.

E' stato impiegato il procedimento indiretto a ciclo chiuso (doppio scambio): la « salamoia » pompata nelle sonde poste nel terreno, dopo avere ceduto frigorifici al terreno stesso ritornava al gruppo frigorifero dove, nello scambiatore di calore, veniva riportata ad una temperatura di circa -28°C .

In fase di regime il salto termico tra entrata ed uscita dal gruppo era di $6 \div 8^{\circ}\text{C}$, ossia al rientro il liquido frigorifero aveva una temperatura oscillante tra i -20°C ed i -22°C .

La graduale formazione del muro di ghiaccio veniva seguita mediante misurazione della temperatura del terreno eseguita due volte al giorno a varie profondità con sondine termometriche calate all'interno di tubi riempiti di alcool e posti a 40 e 70 cm di distanza dall'asse di congelamento.

Veniva dato il via allo scavo quando a tutte le profondità a 70 cm di distanza dall'asse la temperatura del terreno scendeva al di sotto di -3°C (considerato come limite superiore nella parte più esterna della porzione di terreno congelato).

La planimetria di figura 2 fornisce un'idea del lavoro svolto.

I pozzi congelati sono stati 23 su un totale di 35 pile.

Sono stati impiegati due gruppi frigoriferi della potenza ognuno di 200 Kw.

La distribuzione in linea delle pile ha comportato il montaggio della centrale frigorifera in tre posizioni differenti: la prima tra le pile n. 29 e 30, la seconda tra le n. 15 e n. 16, la terza tra le n. 4 e n. 5.

Mentre la centrale d'iniezione per la esecuzione dei « fondelli » è stata spostata una volta solamente.

Venivano poste sotto congelamento 4 pile contemporaneamente, con un certo sfalsamento in modo da permettere all'Impresa Collini di scavare con buona continuità due pozzi alla volta.

La salamoia veniva pompata dal gruppo frigorifero alle varie corone di sonde congelatrici e viceversa attraverso grosse tubazioni \varnothing 4" e 5" tutte coibentate con schiume poliuretaniche (Fig. 7).

La figura 10 mostra invece uno degli anelli di collegamento tra le varie sonde congelatrici poste attorno ad un pozzo.

In questo caso la coibentazione ve-

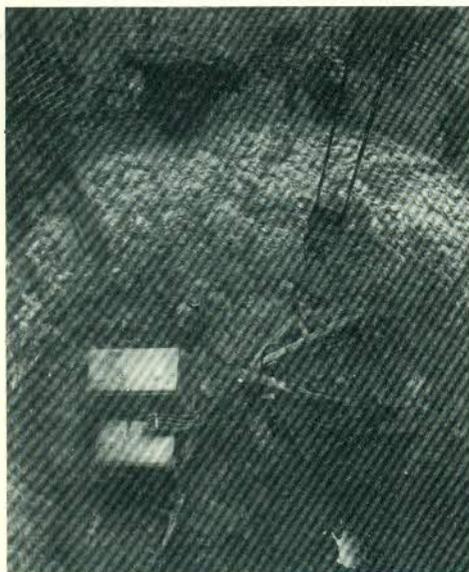


Fig. 4 e 5 - Pozzi in fase di scavo sotto falda dopo congelamento. Si possono notare i grossi ciottoli che hanno ostacolato non poco le operazioni di perforazione. La tenuta della parete congelata è risultata ottima
 □ Wells under excavation after freezing. The big boulders, which gave some problems to drilling operations, can be seen. The watertightness of the walls was always successful



Fig. 6 - Un banco di sabbia limosa congelata a $14 \div 15$ m di profondità. La testa del grosso martello Atlas in fase di scavo
 □ A layer of silty sand frozen at a depth of $14 \div 15$ m. The big Atlas hammer at work

niva effettuata, per gli anelli circolari esterni con poliuretani, per i collegamenti tra le testate delle sonde con rivestimento con armaflex.

La massima distanza tra centrale frigorifera e pozzo da congelare è stata di 240 m.

6. Alcune osservazioni sull'andamento dei lavori

Premesso che lo svolgimento dei lavori è stato sempre regolare e l'operazione si è conclusa con pieno successo, riteniamo ora più utile far seguire qualche osservazione su situazioni particolari, piuttosto che addentrarci in una descrizione generale di una metodologia ormai nota e che comunque è stata oggetto di precedenti pubblicazioni.

6.1. La perforazione

Ha rappresentato un problema piuttosto serio per i seguenti motivi:

- terreno ricco di trovanti e ciottoli di notevole dimensione, come si può notare dalle varie foto degli scavi;
- necessità di perforare con buona precisione, senza sensibili deviazioni anche a 20 m di profondità.

Dopo vari tentativi, la soluzione è stata trovata con l'adozione di attrezzature particolari ad alta resistenza e sonde trattorate di notevole potenza che hanno consentito la messa in opera mediamente di due sonde da 2" di diametro per ogni turno di lavoro.

6.2. Posizione delle sonde rispetto allo scavo

Il progetto prevedeva che la distanza tra l'asse teorico del congelamento (cerchio di collegamento tra le sonde congelatrici) fosse ad una distanza di 70 cm dalla superficie di scavo. Tale posizione si è dimostrata ideale laddove la granulometria del terreno risultava da fine a mediamente fine, cioè negli strati limosi, sabbiosi e sabbioghiaiosi.

Invece ha creato alcuni problemi nelle zone a struttura prevalentemente grossolana.

Come è noto la velocità di migrazione delle frigorifere aumenta con l'aumentare della densità del terreno: i blocchi rocciosi captavano dunque un grande « quantitativo di freddo » in tempi brevi.

Nel caso delle pile n. 33 e n. 34 (le prime ad essere trattate) il terreno essendo costituito prevalentemente da grossi ciottoli e blocchi si è congelato per uno spessore superiore al previsto.

Ciò ha comportato qualche difficoltà nel corso degli scavi: difficoltà superate con l'impiego (poi adottato normalmente) del grosso martello Atlas con punta battente da 10 cm di diametro.

La figura 11 mostra il martello al lavoro nel pozzo n. 21 nella zona di grossi blocchi a 6 m circa di profondità.

Le sonde sono state in seguito un poco allontanate dalla superficie dello scavo al fine di eliminare l'inconveniente.

6.3. I punti più delicati del congelamento

La formazione delle strutture congelate, la cui evoluzione veniva seguita



Fig. 7 - Serie di pozzi in fregio al Fella in fase di congelamento. Si notano i grossi tubi di andata e ritorno della salamoia e gli anelli di distribuzione, tutti coibentati con schiume poliuretaniche □ Wells beside the Fella river during the freezing operations. The pipes for the circulation of the "brine" can be seen; all the pipes were insulated with polyurethane foams

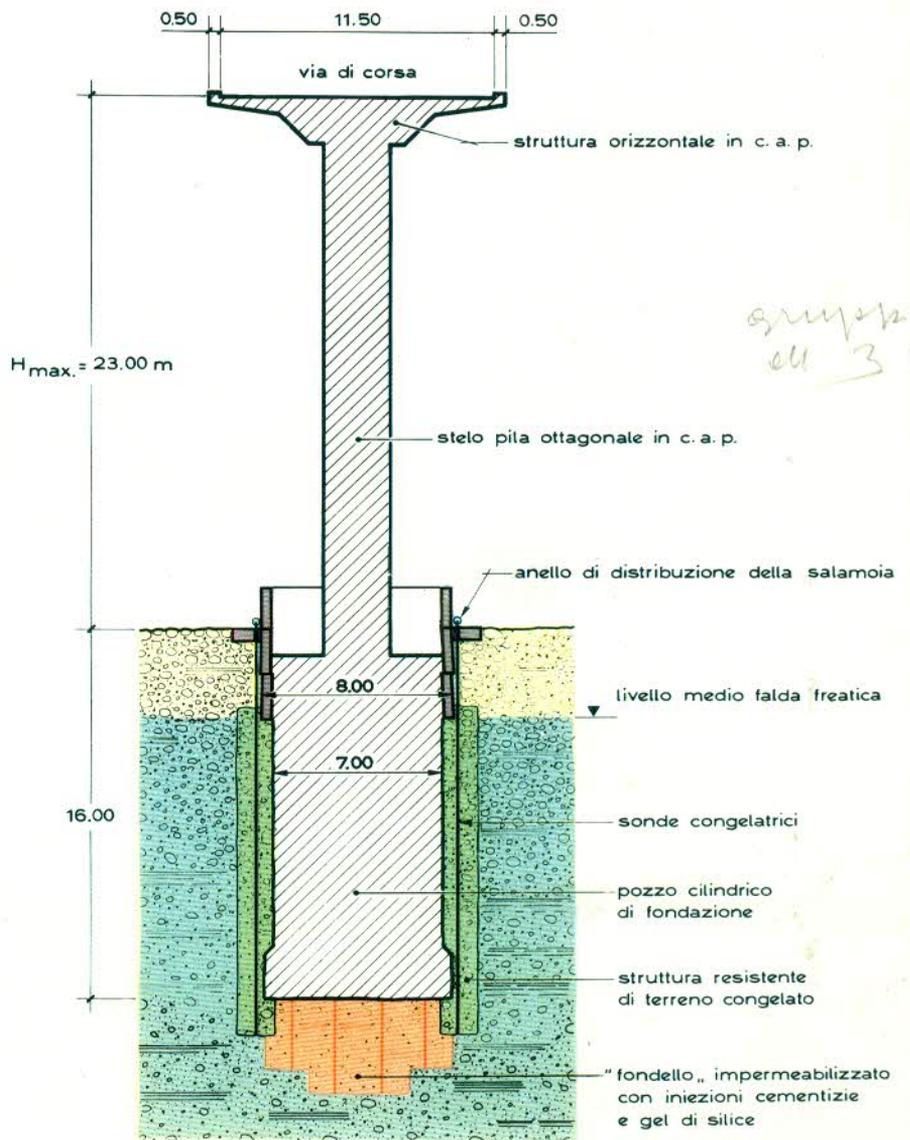


Fig. 9 - Schema tipo dell'intervento di congelamento. Sezione trasversale di un pozzo □ Freezing treatment scheme. Cross section of a foundation well



Fig. 8 - Pozzo n. 4 in fase di scavo attraverso un banco di sabbie limose. Sono chiaramente visibili le rotture del terreno provocate nel corso della prova d'iniezione con miscele cementizie. Il cemento non è in grado di «trattare» questo tipo di terreno □ Layer of sandy silt in the well no. 4. Horizontal soil breakages filled with cement can be seen: the cement grouting is not suitable

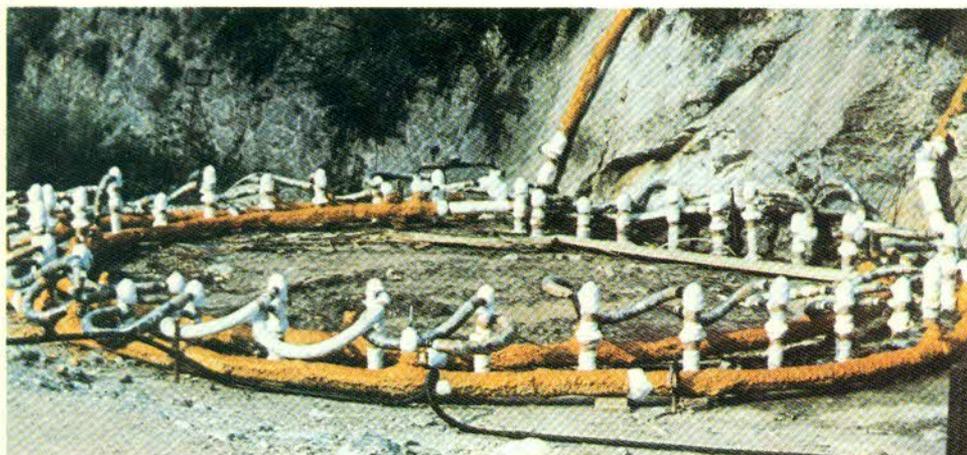


Fig. 10 - Particolare dell'anello di distribuzione della salamoia alle sonde congelatrici (pozzo n. 33) □ Detail of a circular ring for the distribution of the brine to the refrigeration pipes (well no. 33)

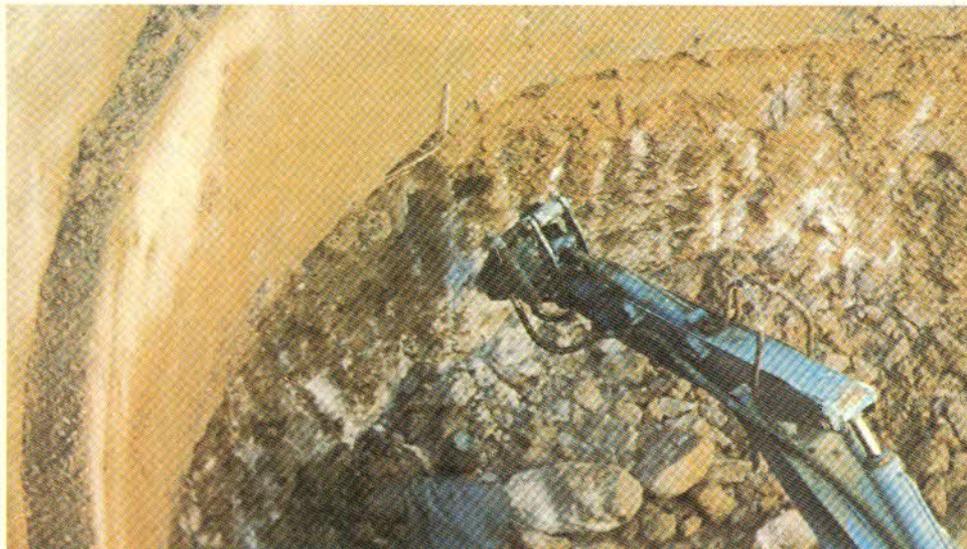


Fig. 11 - Scavo con «martellone» Atlas attraverso i grossi blocchi del pozzo n. 21 a 6 m di profondità □ The powerful Atlas hammer at work among the big boulders and pebbles of well no. 21, at a depth of 6 m

giorno per giorno attraverso i diagrammi della temperatura, è sempre avvenuta con buona regolarità lungo tutta l'altezza dei pozzi ad eccezione della parte più alta, in corrispondenza della base del secondo anello in c.a. attorno ai 4 m di profondità dove si riscontrava una oscillazione giornaliera della falda del Fella.

Le difficoltà di congelamento in questo punto particolare erano dovute ai seguenti motivi (Fig. 12):

- terreno a matrice grossolana, generalmente depauperato della frazione più fine in seguito ai pompaggi dell'acqua esercitati nei primi tentativi di scavo (quando ancora si pensava di poter approfondirsi senza protezione alcuna);

- vicinanza del fiume e quindi probabile esistenza di correnti subalvee di una certa intensità;

- presenza del calcestruzzo degli anelli di rivestimento, che a causa della notevole densità costituiva una via preferenziale d'assorbimento delle fri-

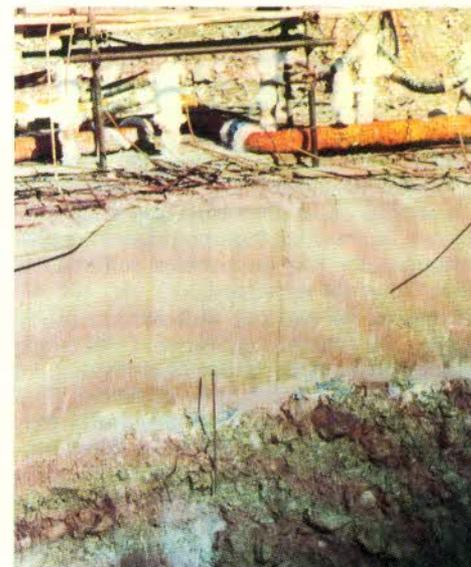


Fig. 12 - Il punto più delicato del congelamento, alla base degli anelli di rivestimento in c.a. Si notano i grossi blocchi ed il terreno «rilassato» a causa dei precedenti pompaggi □ The most delicate point of freezing, at the bottom of concrete lining rings. Big boulders and loose soil because of previous pumping can be noticed

gorie a scapito del terreno circostante.

In questi casi le soluzioni sono due:

- maggiore tempo di circuitazione della salamoia (incremento delle giornate di congelamento);

- interventi con iniezioni puntuali di materiale grossolano (cemento eventualmente additivato con sabbia).

In quattro pozzi si è ricorsi alle iniezioni, tramite 4-5 fori posti all'esterno del muro di ghiaccio nella zona di monte, profondi 6 m. Sono sempre stati sufficienti 3 ÷ 4 m³ di miscela per ottenere con immediatezza la formazione della struttura congelata di spessore adeguato.

6.4. Tempi di congelamento

Dopo le prime esperienze condotte sulle pile n. 33 e 34, nel corso delle

quali si è messa a punto definitivamente anche la tecnologia degli scavi, il tempo medio per portare i pozzi in condizioni tali da poter essere scavati in sicurezza fino alla profondità di 16 m è risultato pari a 23 giorni.

In tale periodo la temperatura del terreno passava da +14°C (media dell'acqua del fiume) ai -5/-8°C nell'ambito del corpo del muro congelato.

Ripetiamo che la struttura veniva considerata completata quando ad una distanza di 70 cm dall'asse di congelamento veniva registrata una temperatura minore o uguale a -3°C.

6.5. Gli scavi all'interno della struttura congelata

Difficoltà di un certo rilievo all'inizio. Come già detto in precedenza, la presenza dei numerosi blocchi di dimensioni spesso notevoli ha ostacolato non poco il procedere degli scavi soprattutto per quanto concerne le quattro pile poste nella zona più a monte del viadotto (n. 31, 32, 33 e 34).

Si è dovuto ricorrere anche a volate di piccola intensità per frantumare i trovanti più grossolani e così accelerare l'approfondimento dello scavo.

Tuttavia queste prime esperienze hanno determinato il potenziamento di tutta l'attrezzatura di scavo per adeguarla ad una situazione veramente difficile e, come già detto, una più equilibrata diffusione delle frigoriferie allo scopo di ridurre al minimo indispensabile l'esonazione del congelamento all'interno della zona da scavare.

Negli strati più fini del terreno (quelli che in realtà costituivano la parte più delicata da impermeabilizzare e consolidare con sistemi tradizionali) il congelamento è sempre avvenuto perfettamente e lo scavo ha potuto procedere sicuro e rapido (vedere foto n. 5 e 6). La profondità di 16 m è sempre stata raggiunta senza l'impiego di pompe, con la protezione della sola struttura congelata e sul fondo delle iniezioni miste (miscela cementizie e gel di silice).

La figura 13 mostra lo scavo del pozzo n. 4 quasi ultimato.

7. Considerazioni conclusive

Il viadotto di Pietratagliata con le sue 35 pile, progettato secondo le più rigorose norme antisismiche quali devono essere applicate in una plaga così duramente sollecitata dai continui ed intensi terremoti, è ora ultimato e corre nella stretta gola valliva lungo il fiume Fella.

Le fondazioni a pozzo larghe e profonde hanno potuto essere eseguite in piena sicurezza con l'ausilio di un delicato intervento di congelamento.

Le operazioni connesse hanno comportato un certo onere pienamente giustificato a nostro parere dai seguenti motivi:

— impossibilità di scendere senza trattamenti preventivi;

— certezza di ottenere l'impermeabilizzazione ed il consolidamento necessari allo svolgimento degli scavi in un terreno così complicato;

— alti costi di soluzioni alternative,

peraltro meno sicure dal punto di vista tecnico.

Il congelamento nel terreno misto, da grossolano a fine, della zona della valle attorno all'abitato di Pontebba rappresenta oggi il mezzo più idoneo e meno costoso per affrontare grandi scavi sotto falda.

Il lavoro compiuto nell'ambito di questo cantiere lo sta a dimostrare.

Progettazione generale e Direzione Lavori:
A.N.A.S. - Compartimento di Trieste - Sezione di Udine.

Impresa di costruzione: Geom. Leone Collini S.p.A. - Milano.

Progettista del viadotto: IN.CO. S.p.A. - dott. ing. Silvano Zorzi - Milano.

Realizzazione opere specializzate: Rodio S.p.A. Casalmajocco (Milano).

Geologia: dott. Luciano Broilli - Tricesimo (Udine).

1. Introduction

The ANAS, department of Trieste, is working at the rectification of State Road n. 13, called Pontebbana, which from Carnia leads to the border of Tarvisio. The traffic there is very heavy, both touristic and commercial, because the Tarvisio pass, being at only 816 m a.s.l., is open all year round. For Italy, Austria and Jugoslavia, Tarvisio represents a common trade road junction of considerable importance.

The rectification works of the State Road did not show many technical problems in the first part, where the valley is rather wide; difficulties started after the village of Chiusaforte, where the valley becomes very narrow, getting near the village of Pontebba. In this area the situation is more difficult: in fact the river slopes are more unstable (especially in the right side), there is the railway, several electroducts and the Fella river in which some small streams flow.

All these factors led ANAS to give up the solution of widening the road near the old lane that goes into the village of Pontebba, and to decide to build a long viaduct placed on piers located in the most central part of the valley in the river Fella bed.

So the Pietratagliata variant was born (see photo no. 1 and layout no. 2).

This solution had two advantages: it offered a better stability to the whole work and represented the best way to bypass the villages located on both sides of the valley.

The whole area was considered seismic of 1st grade, because of the terrific earthquake of May 1976. The several shocks have damaged many buildings in Pontebba and the near villages.

2. The Pietratagliata viaduct

The viaduct represents the most important part of lot no. 2 and its construction has been assigned to Collini Contractor from km 193.400 to km 195.950.

The viaduct, designed (see photo no. 3) by IN.CO. Engineer Consultants of Milan (dott. ing. Silvano Zorzi), is made of 35 piers at a distance of 38.50 m one from the other and of the two shoulders located the down-

stream at the pr. 453.38 and the up-stream at the pr. 1818.98, for a total length of 1366 m.

The height of the piers from the ground level goes from 10 m to 23 m as a maximum.

The horizontal structure, built by means of a self-moving pre-casting bridge, is made up by a series of concrete frames jointed at the top of the piers and connected by a "Gerber chair", located at a distance of 11 m from the pier axis.

The slab is made of reinforced concrete pre-stressed both lengthwise and crosswise, and is constituted by a central structure 4 m wide, with a thickness varying from 2 m on the pier axis to 0.90 m on the central cross section; from this structure on both sides two slabs 25 cm thick are projecting.

The horizontal structure is 12.50 m wide, of which 11.50 m regard the traffic lane and 0.50 m each of the two footways.

The piers have an octagonal cross section of 1.24 m for each side.

The vertical structures of the piers have been pre-stressed applying Dywidag bars which uplift a light prestress strength applied by other bars of the same type to the foundation cast of the well.

The cylindrical wells, with a diameter of 7 m, have been lowered in the incoherent soil of the Fella river bed for a depth of 16 m under the ground level.

On account of the high seismic degree of that area, precautional measures have been adopted, such as the axial prestressing of the piers and the remarkable depth of the foundations in the valley's alluvial bed.

3. The foundation soil and the problem of the wells excavation

Some exploratory borings through the incoherent soil of the foundations have been carried out which showed a very wide grain size range zone, going from big boulders and gravel to fine sand bank sometimes with silt.

The soil on the whole seemed to be enough "closed": even the gravelly areas did not show a strong horizontal permeability, owing to the fine elements which filled the voids.

All that was confirmed during the wells excavation.

As shown by figures 4 and 5, the boulders and the gross gravels are spread everywhere, but mostly in the upper area to a depth of 10, 12 m, where the recent river deposits are located; figure 6 instead shows a fine soil bank (frozen silty sand) at a depth of about 14 ÷ 15 m under the ground level.

The excavation of the foundation wells caused some critical problems owing to the following reasons:

— the width of the section (8 m diameter);

— the considerable depth under the water table (14 ÷ 15 meters);

— the grain size of the soil being very varied, both very coarse and fine:

difficulty in drilling, waterproofing and consolidation;

— the proximity of the river (see figure 7): some piers were even located in the river bed;

— the stability of the excavation even in the case of seismic events which could occur during the work.

At first a trial was done to lower the excavation of wells with the only aid of pumps, supporting the soil side walls by casting subsequent reinforced concrete rings.

This system met great difficulties because of the considerable water flows that had to be removed.

The speed of "solid transport" was nearly always reached; consequently the soil, impoverished of its finest parts, tended to slide down all around the concrete rings (piping effect).

A few wells only could reach with little damage the bottom, especially where the most coarse gravel and the boulders could resist to the decompression stress, taking advantage of the arch effect. At this moment an injection test was executed by grouting a cement mixture, with the aim of giving to the soil, especially to the most fine parts of it, the necessary cohesion in order to avoid the piping.

As above said, the structure of the ground could not allow an homogeneous distribution of the grout: in fact such a "closed" soil can receive a cement mixture only at higher pressures than that of refusal.

This fact caused the dispersion of the mix along horizontal lenses more or less thick.

Figure 8, taken during the excavation of pier no. 4, where the grouting test had been carried out, shows clearly what I mentioned above.

The excavations following the grouting trial had to be stopped because of the several piping that appeared around the upper ring.

Therefore the cement treatment alone could not solve the problem.

4. The choice of the "freezing" system

The question was then examined again from the beginning as decided by the Engineer and the Contractor.

The specialists consulted at that moment, on the basis of the experiments until then executed, carefully examined the soil structure, considered the purposes to be reached, pointed out two alternative solutions.

The waterproofing and the consolidation of the soil around the excavation, in order to form a resistant shell structure, could have been carried out:

a) by means of the execution of three concentric crowns of grouting holes equipped with sleeved pipes through which the cement mixture afterwards (for the treatment of the fine parts of the soil) could be sent into the soil;

b) by freezing a portion of soil all around the excavation for about 1.20 m of thickness.

In both cases, the waterproofing of the bottom of the wells would have

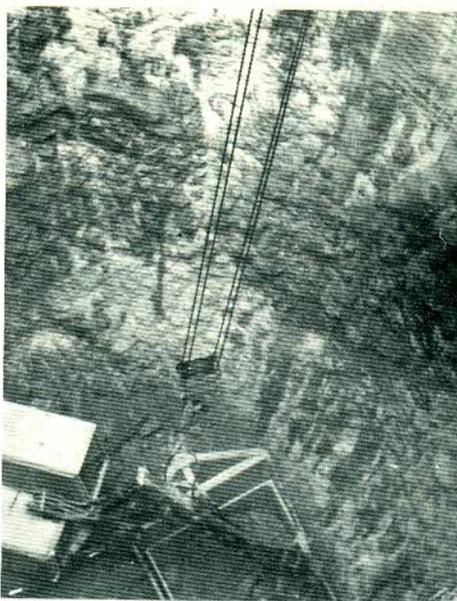


Fig. 13 - Lo scavo del pozzo n. 4 a circa 16 m di profondità. La tenuta della parete congelata e la stabilità dello scavo appaiono ottime □ The excavation of well no. 4 at a depth of about 16 m. The watertightness of the frozen wall and the stability of the frozen structure seem to be very good

been obtained by grouting cement and silica gel mixtures.

For the two solutions executive designs and careful cost estimates were executed: the alternative of grouting was rejected, both because it would have involved an expense much higher than freezing system (little less than the double), and because the time necessary would have been too long and would not agree with the site programmes.

As it is well known, the grouting operations in this type of soil have to be carried out "soft" and slowly in order to make sure that the mixture spreads homogeneously and treats the whole soil surrounding the excavation.

We have therefore decided to realize the resistant structure by means of freezing system: in this specific case, besides reasons of less cost, the frozen structure offered the great advantage of better resisting to seismic solicitations owing to its remarkable plasticity.

5. The freezing system

Figure 9 shows the scheme adopted for the formation of the shell-structure of frozen soil. The indirect process with "closed circuit" (double exchange) has been adopted.

The "brine" was pumped into the special freezing pipes (double pipes $\varnothing 2''$ the outer one, $\varnothing 3/4''$ the inner one) placed by drilling all around the future excavation.

After having given to the soil a certain number of refrigerating units, the brine was going back to the freezing plant where, by means of a heat exchanger, its temperature was lowered to -28°C . Under standard conditions, the difference between the temperatures of the brine measured at the en-

trance and at the exit of the freezing plant was of $6 \div 8^{\circ}\text{C}$, that is the liquid going back into the plant had a temperature of $-20^{\circ}\text{C} \div -22^{\circ}\text{C}$.

The gradual formation of the frozen wall was followed by measuring the soil temperature twice a day at different depths by means of a thermometrical probe, lowered inside pipes filled with alcohol.

The pipes $\varnothing 1''$ were placed vertically at 40 cm and 70 cm from the freezing axis.

The "start" of the excavation was given when at the distance of 70 cm from the axis the ground temperature was below -3°C (considered as upper limit in the most exterior part of the frozen ground wall).

The layout of figure 2 gives an idea of the work as it has been carried out.

The frozen wells were 23 on a total amount of 35 piers.

Two freezing plants with a power of 200 Kw each were used.

As the piers were placed on one line it was necessary to install the freezing plants in three different positions: the first between piers no. 29 and 30, the second between no. 15 and 16, the third between no. 5 and 4.

Instead the grouting station for the execution of the waterproofing of the bottom of the wells has been moved once only.

Four foundation wells were frozen at the same time, with a certain stagger so as to allow to the Collini Contractor to dig two wells at one time.

The brine was pumped from the refrigerating plant to the various crowns of freezing pipes through big tubes 4" and 5" diameter, all insulated with polyurethane foams (see figure 7).

Figure 10 instead shows one of the rings connecting all the freezing pipes placed around a well.

In this case the insulation was obtained with polyurethane foams for the external ring, with "armaflex" lining for the connections between the freezing pipes heads.

The maximum distance between the refrigerating plant and the well to be frozen has been of 240 m.

6. Some remarks on the work

After stating that the work has always been regular and the results were completely successful, we believe it is more useful to give here some details on particular situations, rather than undertake a general description of a method by now well known and already described in other publications.

6.1. Drilling

It represented a rather serious problem for the following reasons:

— the presence in the soil of a large number of boulders and big pebbles, as it can be noted from photographs of the excavations;

— it was necessary to drill with precision, without sensible deviations even at a depth of 20 m.

After several trials, the solution was found by adopting special high resistance equipments and very powerful selfmoving drills which allowed the

placing of two freezing pipes per each shift of work.

6.2. Location of the freezing pipes

The plan envisaged that the theoretic axis of freezing (circle connecting the freezing pipes) was at a distance of 70 cm from the surface of the excavation.

This position proved to be ideal where the soil grain size was fine and medium, that is in the silty, sandy and gravel-sandy strata. Instead it created some problems in the areas with a rough structure.

As we know, the migration speed of the refrigeration units increases proportionally to the density of the soil: the rocky blocks and boulders therefore absorbed a great quantity of "cold" in a short time. In the case of piers nos. 33 and 34 (the first to be treated), being the soil mostly formed of big pebbles and blocks, it froze horizontally to a greater width than foreseen.

That caused some difficulties during the excavation: therefore we had to recourse to the powerful hammer Atlas equipped with a steel working point of 10 cm diameter.

Figure 11 shows the hammer at work in well no. 21 in the big blocks area at a depth of about 6 m.

The freezing pipes were later slightly displaced from the excavation surface in order to avoid this inconvenience.

6.3. The most delicate points of freezing system

The formation of the frozen soil structure, the evolution of which was followed daily through the temperature diagrams, took place regularly along the whole height of the wells, except for the upper part, near the base of the second reinforced concrete ring, at about a depth of 4 m where the Fella river water table was varying daily.

The difficulties of freezing in this particular point were due to these causes (see figure 12):

— rough soil full of boulders and big gravel, having lost its finest fractions owing to the water pumpings executed in the first excavation trials;

— proximity of the river and proba-

ble existence of underground water streams of a certain intensity;

— presence of concrete lining rings which tended to absorb a high quantity of refrigeration units instead of the surrounding soil.

In this cases the solutions are two:
— longer period of brine circulation and consequently more days for freezing;

— local treatment by grouting rough materials (cement eventually added to sand).

In four wells, injections were made by means of 5 grouting holes drilled in the outer side of the frozen wall, 6 m deep.

An amount of 3÷4 cu.m. of cement mixture have always been sufficient to obtain at once the frozen structure with the right thickness.

6.4. Freezing times

After the first trials carried out on wells nos. 33 and 34, in which the excavation system was properly detailed and set up, the average time necessary to prepare the wells to be excavated in security, down to a depth of 16 m, was of 23 days.

In this period the temperature of the soil lowered from +14°C (average temperature of the river) to -5/-8°C of the frozen wall.

We considered the structure ready when at the distance of 7 cm from the frozen wall axis the temperature was -3°C or less.

6.5. The excavations inside the frozen structure

We found some difficulties at the beginning of the work.

As already said, the excavation was very hard and slow because of the presence of several boulders of considerable size, especially for the four wells located in the upstream area of the viaduct (nos. 31, 32, 33 and 34).

Some blastings of small intensity had to be executed in order to break the rock blocks and the bigger pebbles and to speed up the excavation.

Yet these first experiments led to a development of the whole excavation equipment and to a better diffusion of refrigeration units in order to reduce

to a minimum the freezing inside the area to be excavated.

In the most fine ground strata, which were the most delicate to be water-proofed and consolidated with traditional systems, the freezing has always taken place perfectly and the excavation could be carried out sure and quick (see figures 5 and 6).

The depth of 16 m was always reached without using pumps, only with the protection of the frozen structure.

Figure 13 shows the excavation of well no. 4 near the end.

7. Conclusive considerations

The Pietratagliata viaduct, with its 35 piers, designed following the most severe antiseismic rules, is now finished and runs along the narrow valley of the Fella river.

The large and deep well foundations could be carried out in security by adopting the delicate freezing system.

The operations involved a certain overcost which is fully justified because of the following reasons:

— it was impossible to lower the excavations under the water table without previous treatments of the soil;

— certitude of obtaining the water-proofing and the consolidation necessary for a safe excavation in such a complicate soil and seismic area;

— higher costs of alternative solutions, not so sure from the technical point of view.

The freezing in the mixed soil, with a large range of grain size, of the valley area around Pontebba represents to-day the most suitable and less expensive system for great excavations under water table.

The full success of the work carried out in this site proves this statement.

General design and engineering: A.N.A.S. Trieste Department.

General Contractor: Geom. Leone Collini S.p.A. Milano.

Sub-contractor for freezing works: Rodio S.p.A., Casalmiocco (Milano).

Viaduct designer: IN.CO. S.p.A. - dott. ing. Silvano Zorzi - Milano.

Geologist consultant: dott. Broili - Tricesimo, Udine.

Freezing works designer: the author.

