

ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA,

XVIII CONVEGNO NAZIONALE
DI GEOTECNICA



OPERE IN SOTTERRANEO

Rimini, 11-13 Maggio 1993

ESTRATTO

VOLUME I

LA TRATTA DINEGRO - PRINCIPE DELLA METROPOLITANA DI GENOVA

A. BALOSI RESTELLI, E. ROVETTO

Studio Ing. Balossi Restelli, Milano

A.R. FAVA

Reico S.p.A., Milano

Il tratto della Metropolitana di Genova Dinegro-Principe ha il tracciato tutto in sotterraneo; la prima parte è caratterizzata da una modesta copertura, per cui la scelta strutturale è stata di scavo a cielo aperto (tipo Milano), mentre la seconda parte, con maggiore copertura è stata realizzata completamente a foro cieco.

I problemi maggiori si sono dovuti affrontare a causa della presenza di fabbricati anche di grande interesse storico ed artistico, per cui la progettazione ha avuto come scopo principale quello di evitare qualunque tipo di cedimento causato dallo scavo che veniva eseguito a lato delle fondazioni o addirittura al di sotto di esse.

Si è perciò studiato un sistema di opere provvisorie per ciascun caso particolare (scatolari, gallerie a foro cieco, a singolo o a doppio binario, gallerie di stazione ...) in modo da risolvere ciascuna situazione separatamente anche al fine di mantenere i costi il più possibile contenuti.

Si sono affrontati e risolti problemi di consolidamento, impermeabilizzazione, stabilità del fronte, mediante l'applicazione di ancoraggi, infilaggi tipo parapiozza, protezioni con "tegoli" ed altri.

Durante le fasi di consolidamento e di scavo sono state tenute sotto controllo le deformazioni del terreno e di alcune strutture, mediante serie di strumentazioni che hanno permesso di valutare la bontà delle scelte progettuali operate ed in alcuni casi la modifica in corso d'opera delle ipotesi assunte.

1. TRACCIATO E FATTIBILITÀ

La tratta Dinegro - Principe della Metropolitana di Genova (vedere fig. 1) ha una lunghezza di 654 m, tra l'asse delle omonime stazioni.

Di questi, circa 300 m sono ubicati sotto le esistenti strutture della via Buozzi (ex docks e magazzini), 270 m sotto la via S. Benedetto (realizzate parte a cielo aperto e parte a foro cieco) ed i rimanenti 84 m, tutti a foro cieco sotto la Piazza Principe.

Il tracciato è caratterizzato da 4 curve; il raggio minimo è di 67.80 m, tale comunque da consentire una velocità di 35 km/h, pari alla velocità caratteristica richiesta (vedere fig. 5, par. 2)

È stato necessario ricorrere a questo raggio, in quanto vincolati dalla necessità di prevedere una comunicazione doppia a forbice.

Oltre ai vincoli sopracitati, la presenza di importanti sottoservizi (gallerie SIP, fossato interrato Lagaccio, galleria F.S. San Tomaso, ecc.) ha anche condizionato l'ubicazione della galleria di stazione Principe, sia dal punto di vista planimetrico che altimetrico.

In corrispondenza del Palazzo Doria (fig. 2) e del Fossato Lagaccio, per ridurre i problemi di scavo e limitare al massimo il disturbo arrecato a queste strutture, si è adottata la soluzione a due canne

monobinario (fig. 3), soluzione questa derivante anche dalla quota del piano di posa delle fondazioni del Palazzo Doria (edificio soggetto ai vincoli dei BB.AA.); queste gallerie, molto contenute nelle dimensioni hanno comunque interesse tale da comportare la disposizione dei due binari ai lati della galleria di stazione, con conseguente banchina centrale.

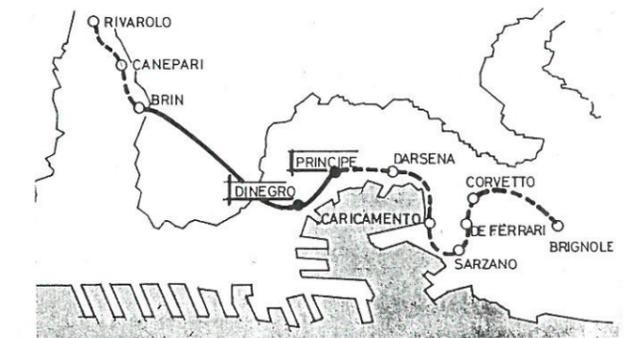


Fig. 1 Tracciato planimetrico schematico.



Fig. 2 Palazzo Doria all'angolo tra via S. Benedetto e piazza Principe - Particolare del colonnato.

Il piano ferro in stazione è risultato di conseguenza a quota assoluta -3.00 m s.l.m.m.

Per giungere alle quote resesi necessarie dai vincoli di cui sopra, si è adottata una livelletta con pendenza pari al 33.27‰ per raccordarsi tra quella orizzontale di Stazione Dinegro (P.F. +2.75 m) a quella sempre orizzontale di Stazione Principe (P.F. -3.00 m).

Il raggio minimo altimetrico è stato di 1300 m.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED INDAGINI GEOGNOSTICHE

Il tracciato tra via San Benedetto e Piazza Principe si trova in prossimità del contatto geologico, di origine tettonica, tra la formazione dei calcari marnosi e le marne argillose plioceniche che si estendono verso levante dopo la stazione Principe.

Il suddetto movimento tettonico ha provocato un'intensa fratturazione della parte più superficiale dell'ammasso calcareo, disturbo che diminuisce gradualmente come intensità e diffusione allontanandosi dal contatto e cioè da piazza Principe verso via S. Benedetto.

Come conseguenza dell'intensa fratturazione ne è derivato un processo di alterazione dei giunti, provocato dall'azione dell'acqua richiamata in questa zona più fratturata e quindi caratterizzata da maggiore permeabilità.

Una prima campagna di indagine eseguita nel 1983 e le informazioni ricavate da precedenti lavori in zone limitrofe, hanno permesso di caratterizzare nel suo complesso l'ammasso roccioso e di individuare le principali problematiche di natura geologica relative al tracciato.

Le successive indagini hanno avuto come scopo una caratterizzazione più di dettaglio e sono state finalizzate ad una classificazione standardizzata della formazione calcarea. Sulla base dei risultati ottenuti è stata operata la scelta dei parametri di progetto per il calcolo delle sezioni di sostegno provvisorio e di rivestimento definitivo, e dei provvedimenti da adottare durante l'avanzamento dello scavo (consolidamenti, fasi di scavo ecc.).

La giacitura degli strati è indifferente rispetto ai due fronti di scavo, essendo generalmente:

- direzione di immersione: circa parallela all'asse della linea metropolitana;
- inclinazione (~80°): a reggi appoggio rispetto alla sezione di attacco della galleria naturale.

La fig.4 riporta una fotografia della cassetta contenente il materiale carotato nel corso del sondaggio n.6 tra 5,4 e 10,4 m ed i valori dei parametri utilizzati per la classificazione dei livelli stratigrafici.

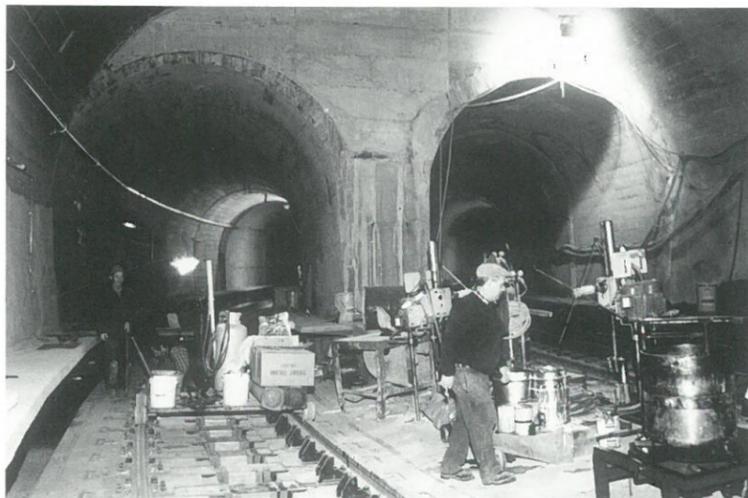


Fig. 3 Attacco delle due sezioni monobinario. Si può notare l'armamento tipo "Vienna" appositamente impiegato sotto Palazzo Doria per ridurre le vibrazioni provocate dal transito dei treni.

Nella planimetria di fig.5 è illustrata l'ubicazione di tutti i sondaggi eseguiti.

In linea di massima, la serie stratigrafica incontrata è risultata costituita da una copertura detritica variabile da 1,5 a 5m circa di materiali di riporto prevalentemente sabbiosi con breccia calcarea ed un substrato roccioso formato da calcari e calcari marnosi con rari livelli di marne intercalati da livelli argillitici.

Mediamente il grado generale di fratturazione è risultato medio basso essendo tuttavia frequentemente presenti livelli di circa 1 m caratterizzati da intensa fratturazione. La profondità di tali livelli è molto variabile all'interno dell'ammasso.

Le fessure sono talvolta interessate da materiale di riempimento limoso argilloso di deposizione.

Il grado di alterazione della roccia è generalmente basso ad eccezione delle zone a più intensa fratturazione.

All'interno di alcuni fori di sondaggio sono state eseguite delle prove di permeabilità di tipo Lugeon allo scopo di valutare gli effetti di abbondanti precipitazioni e conseguente afflusso d'acqua attraverso le zone maggiormente fratturate all'interno delle sezioni di scavo.

Il valore medio di permeabilità è risultato di 11 unità Lugeon il che ha fatto ritenere realistica la possibilità di venute d'acqua non trascurabili, se pur probabilmente localizzate, all'interno delle gallerie.

Sulla base della descrizione stratigrafica dei sondaggi, della valutazione sulle carote estratte, della spaziatura dei giunti, del grado di alterazione di questi e del riempimento, ed infine, tenuto conto dei risultati delle prove di permeabilità, è stato calcolato il valore dell'RMR (Rock Mass Rating). (Bieniawski Z. T., 1984)

Nella fig.6 sono riassunti i valori della valutazione



VALORI DEI PARAMETRI DI CLASSIFICAZIONE SECONDO BIENIAWSKI							
Profondità (m)	Resistenza della roccia Intatta	RQD	Spaziatura delle dis-continuità	Alterazione dei giunti	Acqua sotterranea	Giacitura ed orientamento delle fessure	RMR
5-7	5	13	9	12	5	-5	39
7-8	4	8	12	9	4	-5	32
8-22	5	14	6	11	5	-5	36

Fig. 4 Fotografia del materiale carotato e relativa classificazione secondo Bieniawski.

della roccia secondo l'RMR dai quali si ricava che l'ammasso appartiene, a seconda delle zone, alla III o IV classe, definite rispettivamente sufficienti ed insufficienti nei confronti dell'autosostentamento.

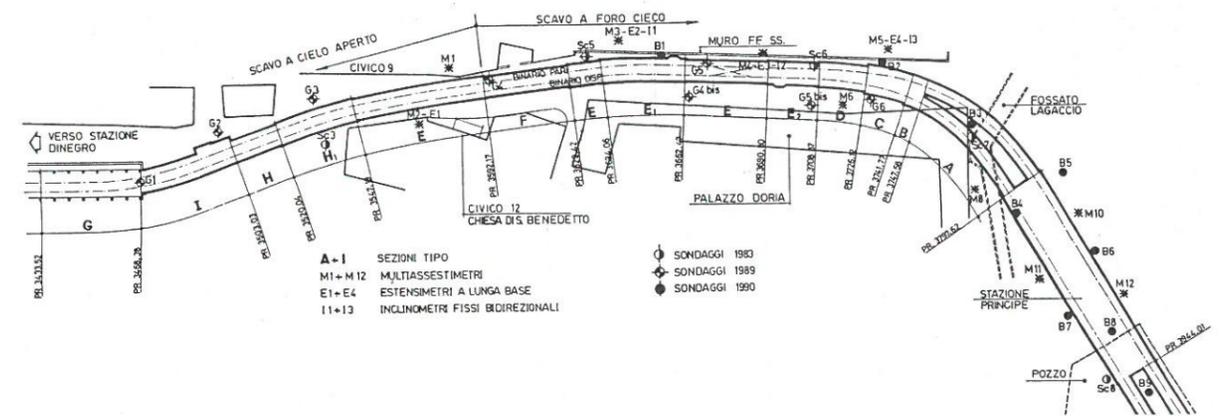


Fig. 5 Planimetria della tratta Dinegro-Principe con ubicazione dei sondaggi e della strumentazione di controllo installata.

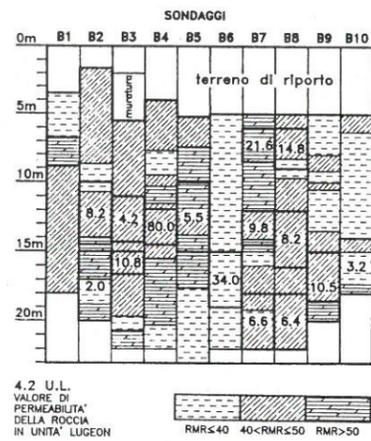


Fig. 6 Valori di RMR calcolati in base all'osservazione del materiale carotato nei sondaggi eseguiti nel 1990.

Come già precedentemente accennato, sulla base delle classi di appartenenza della roccia, sono stati ricavati i parametri di resistenza dell'ammasso da introdurre nei calcoli dei rivestimenti e delle strutture di sostegno e valutati i consolidamenti provvisori necessari per consentire l'avanzamento dello scavo in sicurezza. (Barla et al., 1986)

3. TIPOLOGIA DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO

La caratteristica comune a quasi tutto il tratto è stata la scarsa copertura di roccia, in alcuni casi del tutto assente, in particolare all'attacco del foro cieco in via S. Benedetto ed in corrispondenza della galleria di stazione dove la calotta interessava il terreno di riporto.

Le uniche sezioni di una certa copertura, relativamente alle dimensioni del cavo, sono state le due gallerie gemelle da 5,2 m sottopassanti il Palazzo Doria ed il fossato Lagaccio; il problema principale è stato quello del massimo contenimento dei cedimenti soprattutto per quanto riguarda il palazzo.

Infine, la volontà dell'Impresa di ridurre al massimo i mezzi di sostegno da mettere in opera immediatamente dopo lo scavo, ha indirizzato la scelta progettuale su interventi di consolidamento preventivi, eseguiti per la maggior parte dal piano strada in modo da sveltire l'esecuzione delle opere.

Tenuto conto dei suddetti aspetti progettuali si è optato per una soluzione che prevedeva sostanzialmente due lavorazioni e cioè, un consolidamento di tipo meccanico, per quanto concerne il sostegno della calotta, ed un intervento di miglioramento delle caratteristiche della roccia, mediante iniezioni in pressione, nelle zone di piedritto ed in alcuni casi anche della calotta e/o dell'arco rovescio. (Balossi Restelli A., 1986) (Tornaghi R. 1978)

Le figure 7 A, B, C, illustrano i consolidamenti eseguiti in alcune sezioni tipo e cioè in corrispondenza della galleria di linea da 8,2 m sotto via San Benedetto, delle due gallerie gemelle da 5,2 m sotto Palazzo Doria e della galleria di stazione Principe.

Per quanto riguarda gli infilaggi meccanici, dove possibile è stato seguito lo schema in avanzamento detto a "parapioggia" (figg. 7 A e C), altrimenti, si è dovuto ricorrere ad una disposizione dei tubi metallici subparallela alle centine come nel caso di fig. 7 B. Questi tubi sono stati realizzati a partire dalla galleria di monte precedentemente scavata e protetta col tradizionale sistema a "parapioggia"; sono disposti a "tegolo", e si immergono trasversalmente al di sopra della calotta della galleria di valle allo scopo di contenere al massimo i cedimenti dovuti alla decompressione dello scavo. Il minor raggio di curvatura della canna di valle non consentiva infatti il posizionamento della macchina perforatrice per la realizzazione dello schema a "parapioggia" e d'altro canto, in tal modo, lo scavo della galleria poteva essere effettuato senza soluzione di continuità, in linea con le esigenze dei tempi di consegna.

Per il dimensionamento della sezione dei tubi metallici del "parapioggia" si considera la condizione di vincolo più gravosa, corrispondente alla situazione immediatamente precedente alla posa in opera della centina. In questa situazione, ipotizzando che il fronte si mantenga verticale, il tubo parapioggia viene a lavorare come una trave sui molti appoggi costituiti dalle centine già poste in opera ed incastrato nel terreno ad una certa distanza oltre il fronte di scavo (normalmente si assume 0,5m). La luce massima tra l'ultima centina già posta in opera ed il fronte non dipende solamente dall'interasse delle centine ma anche dalla metodologia di scavo; infatti la profondità dello scavo stesso oltre la linea teorica è funzione del tipo di fresa utilizzata.

Più interessante dal punto di vista progettuale ed esecutivo è risultato il trattamento di consolidamento mediante iniezioni in pressione, sia perché il grado di fratturazione della roccia non era omogeneo, sia perché le iniezioni dovevano essere calibrate non solo in funzione del grado di fratturazione ma anche tenendo conto della presenza di costruzioni a ridosso delle zone da trattare.

Le iniezioni dovevano essere eseguite per riempire eventuali vuoti della roccia (in particolare in prossimità del fossato Lagaccio) od intasare le fessure presenti allo scopo di rendere il più monolitico possibile l'ammasso roccioso nelle zone di maggior concentrazione di sforzo indotto a seguito dello scavo delle gallerie. Si faceva affidamento sulle iniezioni anche per ridurre la permeabilità della roccia e quindi evitare in tal modo importanti venute d'acqua all'interno delle gallerie con conseguente asportazione del materiale fine presente nelle fessure.

Dove la roccia si presentava più fratturata, e cioè in corrispondenza del bacino del Lagaccio ed oltre verso il pozzo, il trattamento con iniezioni in

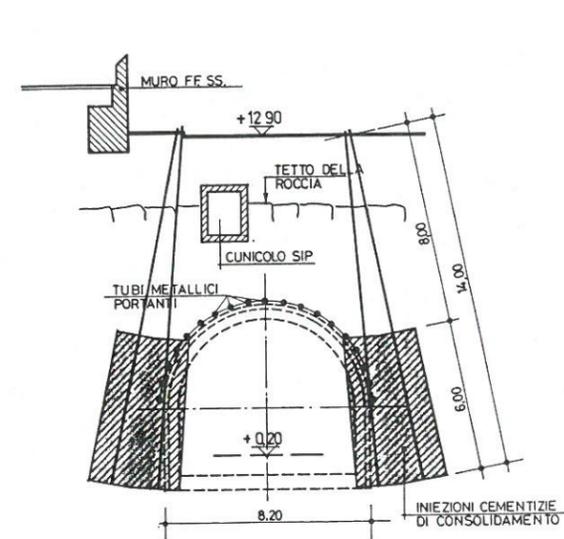


Fig. 7A Consolidamento in corrispondenza della galleria di linea nel tratto a foro cieco.

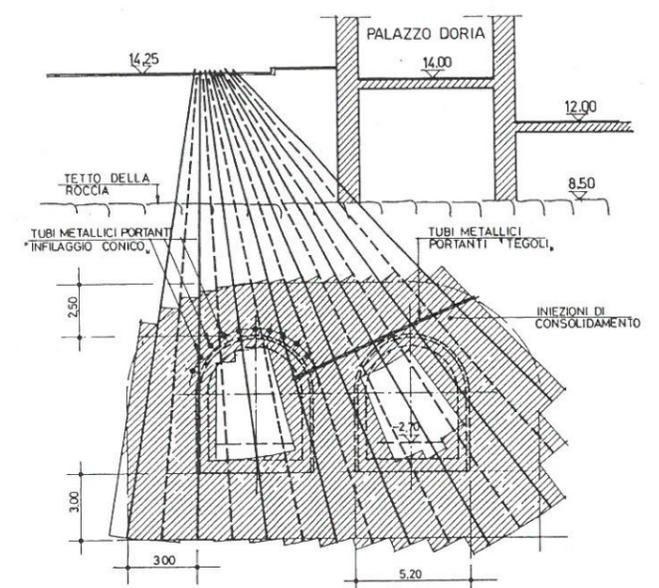


Fig. 7B Consolidamento in corrispondenza delle gallerie gemelle nel tratto a foro cieco.

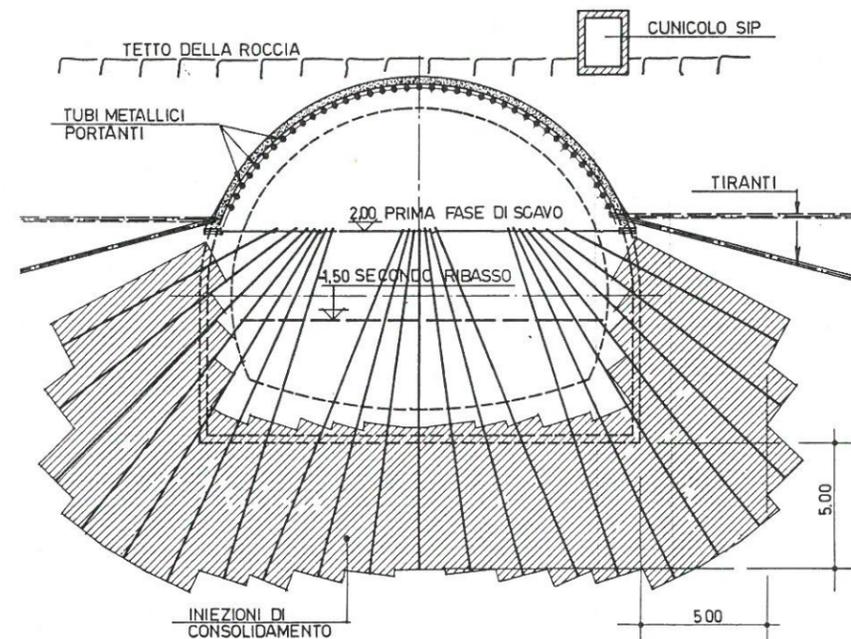


Fig. 7C Consolidamento in corrispondenza della galleria di stazione nel tratto a foro cieco.

pressione è stato esteso anche al di sotto dell'arco rovescio allo scopo di impedire qualsiasi afflusso d'acqua attraverso le fratture della roccia, in particolare dove non era previsto alcun consolidamento meccanico. In questa zona di maggior addensamento idrico, dovuto sia all'elevata fratturazione che alla vicinanza della formazione

marnosa più impermeabile, l'opera si poneva infatti nella posizione di vera e propria galleria drenante tale da intercettare le acque provenienti da monte.

Inoltre, in corrispondenza delle sezioni di galleria più prossime alle fondazioni di palazzo Doria, sempre per prevenire qualsiasi venuta d'acqua all'interno degli scavi, il trattamento di impermeabilizzazione è stato esteso a tutta la galleria.

Sulla base di esperienze precedenti, si riteneva infatti che anche una modesta asportazione di materiale fine dalle fessure della roccia, avrebbe potuto provocare dei cedimenti delle fondazioni dell'edificio, con possibili ripercussioni anche nella muratura in elevazione. Particolarmente delicate erano la struttura del loggiato situata sull'angolo del palazzo e costituita da colonne in marmo sottostante. Come si osserva

dalle figg. 7A, 7B, 7C, lo spessore delle zone iniettate è risultato variabile in funzione delle dimensioni delle gallerie e delle sollecitazioni indotte dai sovraccarichi presenti.

Le iniezioni sono state eseguite sia attraverso tubi attrezzati con sacchi otturatori (tipo M.P.S.P.), che secondo il metodo più tradizionale, a foro nudo.

E' stata utilizzata una miscela cementizia stabilizzata con l'aggiunta di bentonite e, nelle zone più profonde dove era presumibile una minore apertura delle fessure ed una maggiore concentrazione di acqua, il trattamento è stato integrato con miscela chimica molto penetrabile.

I quantitativi di miscela da iniettare sono stati regolati in funzione delle pressioni di iniezione registrate a boccaforo il cui valore massimo raggiungibile veniva stabilito a priori in funzione degli spostamenti tollerabili dalle strutture sovrastanti e verificato, in fase di iniezione, sulla base dei risultati delle letture strumentali.



Fig. 8 Sezione di scavo per la galleria a cielo aperto in via S. Benedetto. Sullo sfondo è visibile il fronte d'attacco della galleria a foro cieco.

4. TIPOLOGIA DELLE GALLERIE

Dopo il primo tratto di linea, realizzato sfruttando le esistenti strutture della via Buozzi, opportunamente adattate alle necessità dei binari, il percorso della Metropolitana di Genova avviene dapprima in galleria artificiale (scatolare eseguito a cielo aperto) e quindi, fino alla Stazione Principe compresa, con galleria a foro cieco.

Il "confine" tra le due tipologie adottate è stato imposto dallo spessore di ricoprimento del terreno.

4.1 GALLERIE A CIELO APERTO

In questi casi si è utilizzato un sistema tradizionale, sia per il sostegno in fase provvisoria che per quello in fase definitiva.

Sono state eseguite due paratie a pali accostati, sia lungo il lato monte che lungo il lato mare.

Ciò si è reso necessario per la presenza di fabbricati lungo i due lati della via S. Benedetto; la loro vicinanza ha addirittura imposto l'utilizzo di pali di diametro minore (in doppia fila) in quei tratti dove la distanza tra l'asse della paratia e il filo esterno della facciata impediva l'utilizzo delle normali macchine.

Normalmente comunque sono stati utilizzati pali Ø300 a interasse 40 cm ed armati con i necessari profilati metallici.

Per la paratia, il contrasto è stato sempre realizzato mediante puntellazione in sommità, a causa della impossibilità di eseguire tiranti che avrebbero interferito con i cantinanti degli edifici contigui e

con i vari sottoservizi presenti (fig. 8).

Le dimensioni interne dello scatolare sono di circa 7 x 5 m.

In questo tratto non si sono rese necessarie specifiche opere di consolidamento, affidando alle paratie il compito di assorbire le spinte del terreno e dei fabbricati.

Le stesse spinte sono state applicate, unitamente ai sovraccarichi verticali, sulla struttura in c.a. dello scatolare.

Dai sondaggi e dalle risultanze geotecniche (vedere cap. 2) risulta che nel tratto in cui si sviluppa la sezione scatolare a cielo aperto vi sono 4 m di terreno di riporto sovrastanti uno strato di calcari alterati di spessore variabile (1.50÷2.0 m) e quindi i calcari sani di base.

L'influenza dei fabbricati è tenuta in conto fino alla quota di sommità della roccia sana, in quanto la giacitura degli strati è circa parallela all'asse longitudinale delle strutture e presenta solo una modesta inclinazione (~80°).

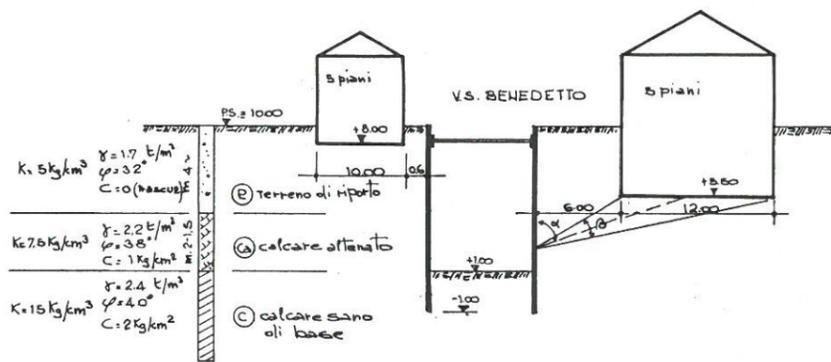


Fig. 9 Stratigrafia adottata e schema delle azioni indotte dalla presenza dei fabbricati.

Per la valutazione della spinta dovuta ai fabbricati, si è adottata la distribuzione delle pressioni proposta da K. Terzaghi, riportata in fig.9 dove è anche indicata la stratigrafia ed i parametri di calcolo assunti.

I valori delle pressioni agenti si ottengono secondo la relazione:

$$(1) \sigma_h = (2q/\pi) \times (\beta + \sin\beta \times \sin^2\alpha - \sin\beta \times \cos^2\alpha) \quad [\beta \text{ in rad}]$$

Il calcolo della paratia viene svolto con opportuno programma a elementi finiti che tiene conto del diagramma di spinta e fa interagire la struttura della paratia con il terreno che è assimilato a una serie di molle la cui reazione elastica dipende dal modulo di rigidità del terreno stesso.

La figura 10 mostra il modello di calcolo.

Per quanto riguarda lo scatolare in c.a., il dimensionamento è stato eseguito con usuale metodo di calcolo (tipo SAP), valutando le spinte laterali come descritto precedentemente per le paratie e tenendo conto anche dei sovraccarichi permanenti ed accidentali sulla soletta di copertura.

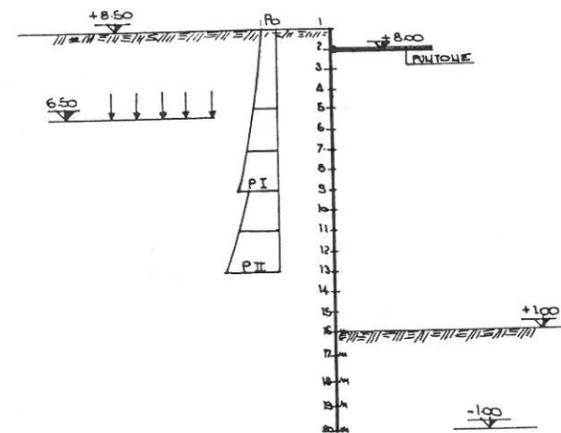


Fig. 10 Diagramma delle spinte sulla paratia.

4.2 GALLERIE A FORO CIECO

Le gallerie a foro cieco si possono differenziare in base alle loro fasi di scavo, e questo conseguentemente al tipo di fresa utilizzata, una fresa puntuale Paurat, che ha permesso di realizzare in unica fase gallerie fino a circa 7.00 m di altezza.

Per dimensioni maggiori lo scavo è stato suddiviso in due fasi, mentre per la galleria di Stazione larga circa 18 m si sono eseguite 3 fasi di scavo, di cui la 2ª e la 3ª a loro volta realizzate a campioni.

Tutte le gallerie, al di là dei vari sistemi di preconsolidamento e impermeabilizzazione, sono state realizzate applicando un prerivestimento formato da centine metalliche, disposte a seconda dei casi ad interasse di 80÷100 cm, rivestite con spritz-beton armato con leggera rete elettrosaldata, che aveva la funzione essenziale di impedire i piccoli

distacchi di roccia nelle zone più fratturate e di ottenere una superficie più regolare per l'applicazione del manto impermeabile.

Sullo spritz e sul piano di posa dell'arco rovescio è stato applicato un manto impermeabile, formato da uno strato di feltro (TNT), da un foglio di PVC e da un altro strato di TNT.

Quindi è stato gettato il rivestimento definitivo, in cemento armato.

Per quanto riguarda i parametri geotecnici adottati nei calcoli, essi sono gli stessi indicati nella fig. 9.

Il modulo di reazione elastica è stato valutato come direttamente proporzionale al modulo di deformabilità (Ed) ed inversamente al raggio equivalente (Ro) ed al coefficiente di Poisson (v) secondo la relazione:

$$(2) K_n = E_d / [(1+v) \times R_o]$$

Si sono perciò adottati valori compresi tra 5÷10 kg/cm³ nelle zone di roccia fratturata e superiori (fino a 15÷20 kg/cm³) per il calcare sano di base.

Le gallerie previste nel lotto in esame presentavano coperture variabili fino ad un massimo di 10 m e per esse la determinazione dei carichi agenti è avvenuta con i criteri relativi alle gallerie superficiali.

Ovvero si è assunto gravante l'intero carico litostatico, maggiorato della quantità valutabile per effetto dei carichi accidentali presenti in superficie.

In alcuni casi, in generale per le gallerie più profonde, l'effetto della spinta laterale è stato considerato uniforme e costante (fig.11A).

In altri casi, per le gallerie più superficiali, per la valutazione delle spinte laterali si è trascurato il contributo della coesione e si sono considerati i carichi asimmetrici, causati da edifici, ipotizzandone la loro azione sino alla base del piedritto (fig.11B).

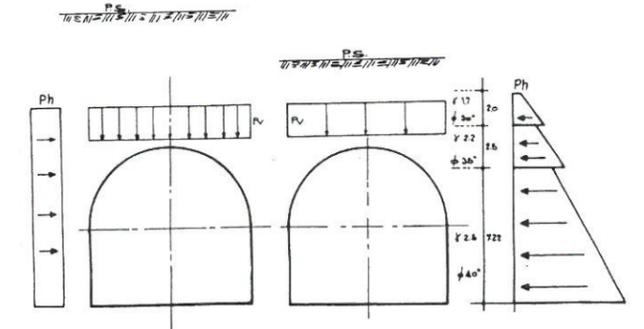


Fig. 11 Schema dei carichi gravanti sui rivestimenti delle gallerie.

Secondo la teoria delle linee caratteristiche (Panet M., Guenot A., 1982) si sono assunte le seguenti ipotesi per la valutazione del carico gravante sulle strutture di sostegno:

- per il prerivestimento (centine+spritz), poiché una quota parte di convergenza si suppone già sviluppata all'atto dello scavo, è stata adottata una

riduzione delle spinte variabile tra il 10% e il 20%.

- per il rivestimento definitivo (controgetto c.a. e arco rovescio) sarebbe stato possibile ridurre ulteriormente i carichi, tuttavia a favore di sicurezza e data l'importanza delle opere si è adottato il 100% dei carichi agenti.

Il dimensionamento della struttura è stato eseguito con il metodo degli elementi finiti, mediante un programma appositamente realizzato per il calcolo delle gallerie.

Come dati di input il programma richiede, la geometria della struttura, le caratteristiche dei materiali, lo spessore delle varie aste, i valori di K ed i carichi applicati.

La peculiarità del programma consiste nel fatto che, una volta attribuiti i valori delle reazioni elastiche, essi vengono elaborati per iterazioni successive, fino a quando non viene raggiunta la congruenza delle deformazioni della struttura, ovvero le molle risultano sempre compresse.

A questo punto, con i valori finali di rigidità, viene emesso l'output del calcolo del telaio.

Per il calcolo del priverestimento la sezione resistente è costituita da una centina di acciaio, mentre per il calcolo del rivestimento definitivo da un anello in c.a. (calotta, piedritti e arco rovescio) come illustrato in fig. 12.

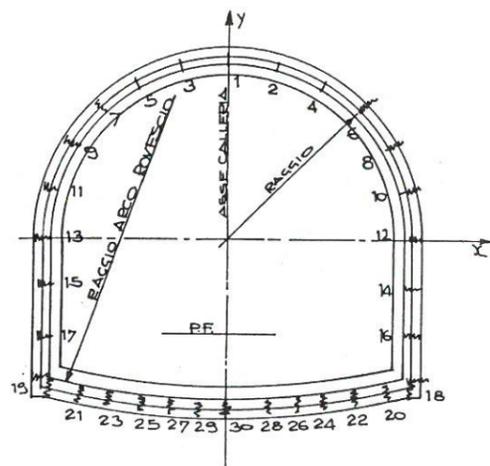


Fig. 12 Schema statico utilizzato per il calcolo del rivestimento definitivo.

5. STRUMENTAZIONE PER IL CONTROLLO DEI MOVIMENTI DELLE STRUTTURE E RISULTATI DELLE MISURE IN CORSO D'OPERA

Le strutture da tenere sotto controllo durante gli interventi di consolidamento e di scavo erano i civici nn. 9 e 12 di via S. Benedetto, il rilevato ferroviario ed il palazzo Doria.

Nella scelta del tipo di strumentazione da installare si è tenuto conto di diversi aspetti quali per esempio la vicinanza delle costruzioni allo

scavo, lo stato di conservazione e la tipologia strutturale degli edifici, la perfetta agibilità della linea ferroviaria durante tutto il periodo dei lavori ed infine le dimensioni e la profondità delle gallerie. (Balossi Restelli A. 1988)

In base alle suddette considerazioni sono state quindi installate le seguenti strumentazioni:

- caposaldi per livellazioni topografiche sulle costruzioni, per il controllo dei movimenti verticali;
- caposaldi per livellazioni topografiche da ubicare sulla strada;
- multiassestimetri-inclinometri per il controllo dei movimenti orizzontali e verticali del terreno in prossimità dello scavo ed al di sotto delle fondazioni degli edifici, con testa solidale alle strutture sovrastanti;
- estensimetri a lunga base per il controllo delle misure eseguite mediante il sistema di livellazione topografica, collegati ad un sistema di acquisizione dati elettronico;
- inclinometri fissi bidirezionali per controllare le rotazioni del muro del rilevato ferroviario con una risoluzione di circa 0,01 gradi, collegati ad un sistema di acquisizione dati elettronico;
- terna di estensimetri a filo per eseguire le misure di convergenza dell'arco sopra l'ingresso del palazzo Doria;
- catena livellometrica per il controllo in tempo reale dei cedimenti differenziali della struttura in corrispondenza del loggiato di palazzo Doria, con una precisione globale del decimo di millimetro.

L'ubicazione della strumentazione di precisione (multiassestimetri-inclinometri, estensimetri a lunga base, inclinometri, catena livellometrica ed estensimetri a filo) è riportata nelle figure 5 e 14.

Sono state inoltre eseguite le usuali misure di convergenza del profilo di scavo in varie sezioni di galleria.

Tra tutte le strumentazioni messe in opera segnaliamo in particolare i multiassestimetri che hanno fornito dati interessanti.

Com'è noto questi strumenti sono costituiti da una serie di tubi di lunghezza pari ad un metro collegati tra loro da manicotti, inseriti in una apposita perforazione e solidarizzati al terreno mediante la formazione di una guaina a base di miscela cementizia.

Le letture eseguite all'interno del tubo permettono di ricavare sia la deformata estensimetrica lungo l'asse del tubo mediante la misura della distanza relativa tra i manicotti, sia la deformata inclinometrica mediante la misura dell'angolo di inclinazione dei tubi rispetto alla verticale.

La sensibilità degli apparecchi per l'esecuzione delle letture estensimetriche è dell'ordine di $\pm 0,003$ mm.

Con questo strumento si ottiene la deformata del terreno metro per metro ed è quindi possibile individuare l'andamento della variazione dello stato deformativo provocata dal passaggio dello scavo; sommando gli spostamenti alle diverse quote si ottiene poi lo spostamento sia verticale sia orizzontale della testa dello strumento, relativamente

al punto più profondo dei tubi considerato fisso.

Riportiamo qui di seguito qualche dato sulle deformazioni occorse.

Per quanto concerne il muro delle Ferrovie, in fase di iniezione, sono stati misurati mediante dei sollevamenti dell'ordine dei 2-3 mm superati solamente in corrispondenza del multiassestometro M5 situato in prossimità della sezione tipo C-C che non hanno comunque avuto effetti sulla percorribilità della linea ferroviaria.

I cedimenti assoluti del muro, a livello strada, indotti dallo scavo delle gallerie, sono stati contenuti entro i 3 mm.

Dall'esame comparato dei grafici assestimetrici ed inclinometrici del multiassestometro M3, riportati in fig. 13, si può inoltre osservare come le deformazioni si siano sviluppate per la maggior parte in corrispondenza dei piedritti, dove si sono verificati anche dei fenomeni di convergenza della roccia verso il cavo (deformata inclinometrica), con un valore assoluto massimo di 5 mm circa.

Gli inclinometri fissi bidirezionali hanno fornito invece sempre dei valori molto bassi appena rilevabili dalla strumentazione.

In corrispondenza di Palazzo Doria, si sono osservati dei movimenti significativi solamente nella zona d'angolo tra via S. Benedetto e via Mura degli Zingari.

I caposaldi topografici hanno segnalato dei sollevamenti massimi pari a 4mm mentre, in fase di scavo, i cedimenti sono stati rilevati dai due multiassestimetri M6 ed M8 e dalla rete di tazze livellometriche.

In fig. 14 è riportato il prospetto del palazzo in corrispondenza del loggiato, insieme alla deformata ottenuta dalle letture livellometriche. Si osserva che il massimo cedimento è avvenuto in corrispondenza dello spigolo del palazzo e che lo spostamento relativo tra due basi di misura successive è risultato pari come massimo a 5,1 mm.

Tali deformazioni, trasmesse dal terreno alla struttura, hanno comunque provocato solamente delle fessure superficiali nell'intonaco.

L'unico edificio la cui struttura ha risentito in maniera più significativa del passaggio dello scavo è stato il n. civico 9 che si trova ad un solo metro di distanza dallo scavo a cielo aperto. Ad aggravare la situazione già di per sé molto delicata, è stata la presenza di una antica vasca per l'acqua, probabilmente rivestita in muratura, un tempo usata come serbatoio per le scuderie di palazzo Doria ed ora in disuso ma comunque piena d'acqua, e che non era stata segnalata dai rilievi. Le forti vibrazioni causate dal martellone e lo scavo stesso, hanno alterato lo stato tensionale originario della parete

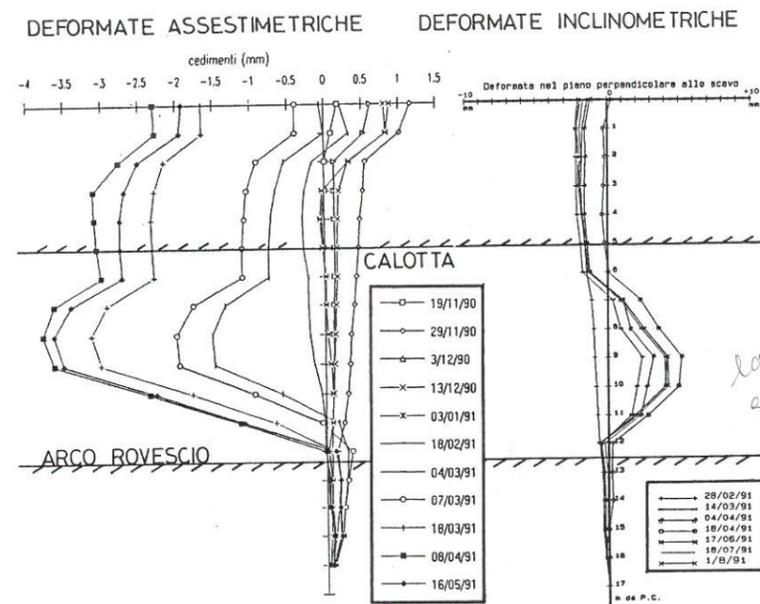


Fig. 13 Deformate assestimetriche ed inclinometriche misurate nel multiassestometro M3. Il passaggio del fronte di scavo in corrispondenza della strumentazione è avvenuto il 25/02/1991.

rocciosa che, pur essendo contrastata lateralmente dai pali infissi precedentemente allo scavo, è risultata ridotta come spessore e sottoposta alla spinta dell'acqua accumulatasi nella vasca.

La variazione dello stato tensionale e la pressione stessa dell'acqua hanno favorito uno stillicidio continuo d'acqua all'interno del nuovo scavo attraverso i giunti della roccia, con conseguente asportazione di materiale fino di riempimento ed innesco dei cedimenti.

Il multiassestometro M1, installato proprio nel punto dove la distanza tra l'edificio e lo scavo risultava minima, ha permesso sia di misurare con precisione l'evolversi del fenomeno deformativo in atto sia di verificare l'efficacia delle misure prese per contrastare le deformazioni stesse.

Il cedimento massimo misurato è stato di 6 mm mentre la deformazione laterale ha raggiunto il valore di 11 mm in corrispondenza del piano strada.



Fig. 14 Palazzo Doria. Estensimetri a filo per il controllo delle deformazioni dell'arco e catena livellometrica installata in corrispondenza del loggiato.

6. TEMPI DI ESECUZIONE

I lavori sono iniziati nel settembre 1990 a partire dalla stazione Dinegro; quindi lo scavo è proseguito in parte a cielo aperto e successivamente a foro cieco fino all'imbocco della stazione Principe.

Lo scavo della galleria di stazione, attaccato a partire dal pozzo, è iniziato a fine maggio 1991 ed il getto dell'arco rovescio si è concluso nel marzo del 1992.

Per consentire lo scavo dello scatolare si è reso necessario dapprima il trasferimento temporaneo dei sottoservizi su una passerella realizzata con elementi metallici, che costeggiava la via S. Benedetto, e successivamente la ricostruzione parziale di alcuni cunicoli per la nuova sistemazione delle linee.

Pur non essendo ancora completata la stazione per tutta la sua lunghezza, a causa dei lavori ancora in corso nel pozzo di accesso, la tratta Dinegro - Principe è entrata in esercizio nel giugno 1992 in occasione delle Manifestazioni Colombiane.

PERSONALIA:

Committente: COMUNE DI GENOVA
 Concessionaria e D.L.: ANSALDO TRASPORTI
 S.p.A. - GENOVA
 Impresa: IMPRESE RIUNITE GENOVA 2 S.c.a r.l.
 Tracciato: REICO S.p.A. - MILANO - Geom. G. Speri

ABSTRACT

The new extension of Genova underground connects the Dinegro station with Principe station. The line tract close to Dinegro was constructed in open cuts because of its shallowness, the other tract and the Principe station were tunnelled. Due to the presence of buildings and constructions close and above the excavation, it was very important limiting displacements caused by the excavation, in particular where the twin tunnels passed below the historical building named Palazzo Doria.

Different reinforcements were designed for any particular section (closed frames, single or twin line tunnels and the station tunnel), in order to best solve the concerning digging problems and to keep the costs low.

A monitoring system was installed in order to control displacements of buildings and deformation of the soil during the consolidation phase and the tunnel excavation.

For the different structural typologies, the following technologies were used:

- Security exit: cement grouting through multi packer sleeved fibreglas pipes and cementation of steel tubes.
- Single line tunnel: Consolidation and impermeabilization of the rock by means of cement and chemical grouting and protection of the crown by means of steel tubes.
- Twin line tunnels below Palazzo Doria:
 - for the mount-side shaft, protection of the crown by means of steel tubes and grouting of rock joints executed from the road level
 - for the sea-side shaft, just below Palazzo Doria, protection of the crown by means of steel tubes executed from the mount-side shaft, consolidation and impermeabilization of the rock by means of cement and chemical grouting and reinforcements of the central drift with rock bolts.
- Station tunnel: crown protection by means of steel tubes placed horizontally just outside the lining, consolidation and impermeabilization of the side drifts and of the inverted arch by means of cement and chemical grouting.
- Monitoring instrumentation: installed on the road, in Palazzo Doria and other buildings close to excavations, in the railway retaining wall, consisting of data points, sliding micrometers, long base extensometers, bi-directional inclinometers and liquid level gauge.

The site investigations, consisting of bore holes and permeability tests were executed in 1990 and the works for the construction begun in September 1990. This new tract line was inaugurated on June 1992.

Opere in c.a.: REICO S.p.A. - MILANO - Ing. A.Fava
 Opere di consolidamento: St. Ing. Balossi Restelli - MILANO - Ing. A. Balossi Restelli - Ing. E. Rovetto
 Geotecnica: Prof. Ing. A. La Magna - GENOVA
 Geologia: Prof. Dott. A. Bellini - GENOVA
 Impresa opere consolidamento: RODIO S.p.A. Casalmaiocco - (MI)
 Strumentazione: SOLVO S.r.l. MI - Ing. A. Tomiolo

BIBLIOGRAFIA

- BALOSSO RESTELLI A. (1986). Interventi speciali atti a garantire la stabilità del cavo in condizioni difficili. MIR '86, Torino, Memoria n°5
- BALOSSO RESTELLI A. (1988). Interventi di stabilizzazione e consolidamento di pareti rocciose. MIR '88, Torino, Memoria n°14
- BARLA G., FORLATI F., SCAVIA C. e VAI L. (1986). Classificazione geomeccanica: valutazione dei parametri di progetto. MIR '86, Torino, Mem. n°10
- BIENIAWSKI Z.T. (1984). Rock mechanics design in mining and Tunneling. A.A. Balkema Press, Rotterdam
- PANET M., GUENOT A. (1982). Analysis of Convergence behind the Face of a Tunnel. Tunneling '82, Brighton
- TORNAGHI R. (1978). Iniezioni. Seminario sul consolidamento di terreni e rocce imposto nell'ingegneria civile, Stresa