




# MUIR WOOD LECTURE 2015

-  Il controllo dell'estrusione del nucleo di terreno al fronte d'avanzamento di una galleria come strumento di stabilizzazione per la cavità
-  Extrusion control of the ground core at the tunnel excavation face as a stabilisation instrument for the cavity
-  Le contrôle de l'extrusion du noyau de terrain au front de taille comme instrument de stabilisation de la cavité



Prof. Ing. Pietro Lunardi  
Lunardi Geoengineering, Milano  
[pietro.lunardi@gmail.com](mailto:pietro.lunardi@gmail.com)



**Società Italiana Gallerie**  
*Italian Tunnelling Society*



PIETRO LUNARDI



Ingegnere civile, sezione trasporti, è uno dei massimi esperti mondiali di progettazione e costruzione di opere in sotterraneo. Padre di soluzioni altamente innovative, quali: l'arco cellulare, messo a punto in occasione della costruzione della Stazione Venezia del Passante Ferroviario di Milano, che nel 1990 gli valse la nomina di "Man of the Year in the construction field" da parte della rivista statunitense "Engineering News-Record", i gusci di terreno consolidato mediante jet-grouting, il pretaglio meccanico a piena sezione, il rinforzo del fronte di scavo mediante elementi strutturali di vetroresina, ha concepito e messo a punto il rivoluzionario approccio progettuale e costruttivo, noto con l'acronimo ADECO-RS, che ha reso possibile realizzare le gallerie anche nelle situazioni geologico-geotecniche e tenso-deformative più difficili, prevedendone, per la prima volta con attendibilità, i tempi e i costi di costruzione.

Già docente di "Consolidamento del suolo e delle rocce" presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Firenze (dal 1974 al 1989) e di "Difesa e conservazione del suolo" presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Parma (dal 1988 al 1994), ha ricoperto importanti incarichi pubblici e governativi essendo stato, tra l'altro, Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti nel quinquennio del secondo governo Berlusconi (2001-2006), Senatore del Parlamento italiano (2006-2008) e Deputato dello stesso Parlamento dal 2008 al 2013.

Autore di oltre 180 pubblicazioni, tra cui il famoso libro tradotto in sette lingue su "Progetto e costruzione di gallerie - Analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli (ADECO-RS)", ha tenuto più di 70 conferenze in ambito nazionale e internazionale su temi riguardanti il tunnelling e la geingegneria.



Civil engineer in the field of transport, he is one of the greatest world experts in design and construction of underground works as well as the creator of ground-breaking solutions such as: the cellular arch (developed for construction of the Porta Venezia station on the Milan Urban Railway Link Line for which he was nominated "Man of the Year in the construction field" by the United States journal "Engineering News-Record"); shells of improved ground using jet-grouting techniques; full face mechanical precutting; core-face reinforcement using fibre glass structural elements. He also devised and developed the revolutionary new approach to design and construction, known by the acronym ADECO-RS, which has made it possible to construct tunnels in even the most difficult geological-geotechnical and stress strain conditions with reliable forecasting of construction times and costs (an all-time first).

Former university lecturer in "Soil and rock improvement" at the Faculty of Engineering of the University of Florence (since 1974 to 1989) and in the "Defence and conservation of soil" at the Faculty of Engineering of the University of Parma (since 1988 to 1994), Lunardi has filled many institutional roles including that of Minister of Infrastructures and Transport for five years during the second Berlusconi government (2001-2006), Senator of the Italian Parliament (2006-2008), member of the Chamber of Deputies of the Italian Parliament (2008-2013).

He is the author of more than 180 publications, amongst which his famous book: "Design and construction of tunnels - Analysis of controlled deformation in rocks and soils (ADECO-RS)", which has been translated into seven languages, and has also held more than 70 national and international seminars and conferences on the subjects of tunnelling and geo-engineering.



Un ingénieur civil dans le domaine des transports, il est l'un des plus grands experts dans le monde sur la conception et la construction des ouvrages souterrains, le créateur de solutions innovantes: l'arc cellulaire, développés pour la construction de la gare de Porta Venezia sur la ligne ferroviaire "Passante" sous la ville de Milan, pour laquelle il a été nommé "Homme de l'année dans le domaine de la construction" par la revue américaine "Engineering News-Record"; les coques de sol améliorées en utilisant la technique de jet-grouting; les coques en spritz-béton réalisées par pré-découpage mécanique à pleine section, le noyau-front renforcement en utilisant des éléments structurels en fibre de verre, il a conçu et développé la nouvelle approche révolutionnaire de la conception et de construction, connu sous l'acronyme ADECO-RS, qui pour la première fois a permis de construire les tunnels, même dans la situations géologique - géotechnique et de contrainte-déformation le plus difficiles avec une prévision fiable des temps et des coûts de construction.

Un professeur d'université à "Le confortement du sol et des roches" dans la Faculté de Génie de l'Université de Florence (1974-1989) et à la "Défense et conservation du sol" à la Faculté de Génie de l'Université de Parme (1988-1994), il a rempli plusieurs rôles institutionnels, y compris celui de ministre des Infrastructures et des Transports pour cinq ans dans le deuxième gouvernement Berlusconi (2001-2006), sénateur du Parlement italien (2006-2008), membre de la Chambre des députés du Parlement italien (2008-2013).

Il est l'auteur de plus de 180 publications, comprenant le célèbre livre traduit en sept langues sur "Conception et construction de tunnels - Analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols (ADECO-RS)", et a tenu plus de 70 séminaires et conférences nationales et internationales sur les sujets de tunnel et la géo-ingénierie.

# MUIR WOOD LECTURE 2015

## Il controllo dell'estrusione del nucleo di terreno al fronte d'avanzamento di una galleria come strumento di stabilizzazione per la cavità

Pietro LUNARDI

Lunardi Geoengineering, Milano (Italia) - e-mail: pietro.lunardi@gmail.com

### 1. Premessa

Sono molto onorato per l'invito che mi avete rivolto a tenere questa importante *lecture* in omaggio a Mr. Alain Muir Wood, uno dei più eminenti ingegneri inglesi specialisti di *tunnelling*, che giocò un ruolo da protagonista in molti dei più importanti progetti di

gallerie realizzati nel secolo scorso. Com'è noto, egli insisteva, come pochi all'epoca, "sulla necessità di svecchiare il mondo delle costruzioni in sottterraneo e liberarlo dalle false credenze, applicando in sede di progettazione principi inflessibilmente scientifici".

A questo proposito, ho ritenuto allora interessante illustrare in Suo onore il percorso

rigorosamente scientifico di ricerca che, col prezioso aiuto dei miei collaboratori, ho compiuto, traendo spunto da un singolare fenomeno deformativo da me osservato durante il traforo stradale del Frejus, per arrivare alla messa a punto dell'Analisi delle Deformazioni Controllate nelle Rocce e nei Suoli, un approccio progettuale e co-

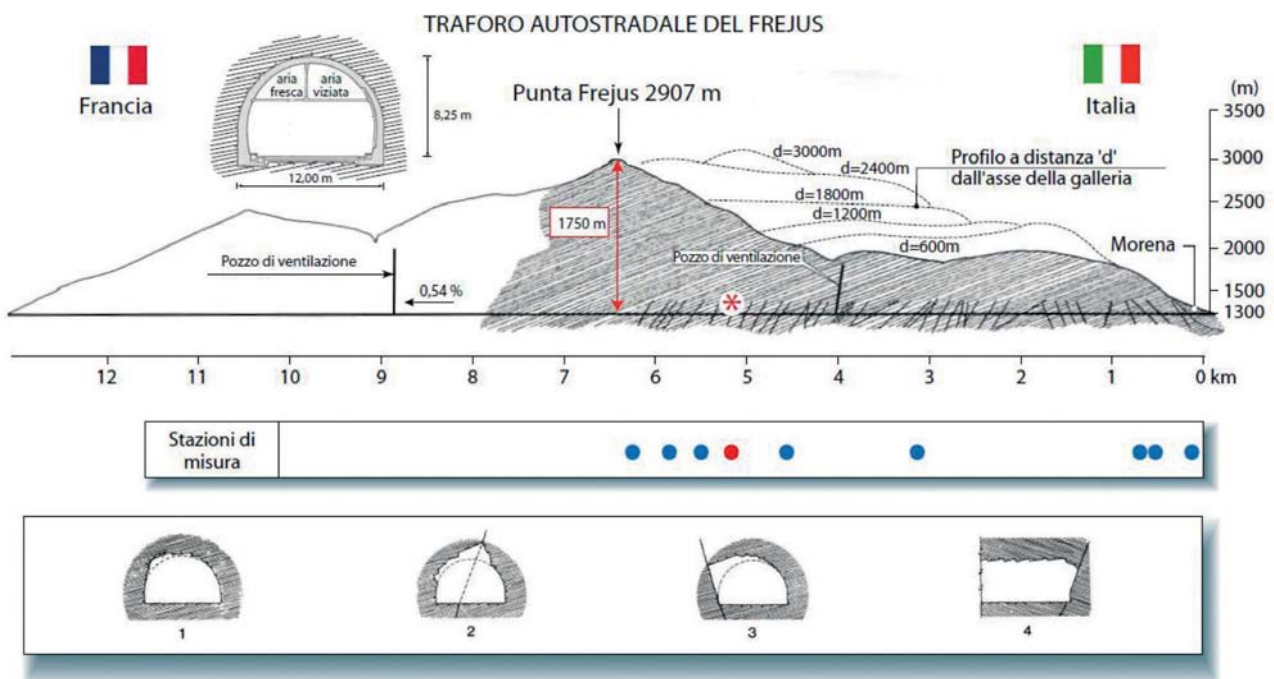


Fig. 1 – Traforo autostradale del Frejus (1975) – Profilo longitudinale e ubicazione delle stazioni di convergenza più significative.

struttivo per opere in sotterraneo che negli ultimi decenni si è dimostrato universalmente valido per la loro realizzazione sia in scavo convenzionale sia mediante TBM, in qualsiasi tipo di terreno e condizione tenso-deformativa.

In maniera sintetica, ma completa, Vi parlerò quindi:

- del singolare **fenomeno deformativo** che quarant'anni fa richiamò la mia attenzione inducendomi a intraprendere per la prima volta una ricerca approfondita sulla vera essenza della Risposta Deformativa dell'ammasso all'azione dello scavo;
- delle modalità e degli obiettivi per i quali impostai questa **Ricerca** in termini di Analisi e di Controllo della Risposta Deformativa e i risultati ottenuti su alcuni "cantieri campione", che portarono alla formulazione di un diverso approccio progettuale e costruttivo;
- dell'**applicazione** e definitiva validazione del nuovo approccio in due cantieri di tunnelling strategici;
- degli studi condotti, infine, su **modelli numerici** non lineari 3D e su **modelli fisici** in scala ridotta, che hanno confermato, anche da punto di vista teorico, la correttezza delle intuizioni, scaturite dalle evidenze sperimentali, che sono alla base del suddetto approccio.

**Tenendo sempre presente, però, che nel sottosuolo noi tutti costruiamo per sottrazione di materia, e la materia da cui è costituita la crosta terrestre, che è soggetta a campi tensionali di natura gravitativa, litostatica e tettonica, è da considerarsi "cosa viva", che tende a deformarsi per reazione all'azione dello scavo, producendo una Risposta Deformativa che deve, poi, diventare la chiave di lettura per qualsiasi progettista di opere in sotterraneo.**

## 2. L'esperienza del traforo autostradale del Frejus

Tra gli anni 1975 e 1978 ebbi la fortuna di poter partecipare, in qualità di responsabile geomeccanico, ai lavori per la realizzazione del traforo stradale del Frejus lato Italia, un'opera di tunnelling tra le più importanti e complesse del momento (circa 13 Km di lunghezza), ma soprattutto un'**occasione unica** per monitorare e studiare il compor-

tamento tenso-deformativo dell'ammasso roccioso al variare delle coperture, tra i 50 e i 1700 m. Si trattava infatti di avanzare per circa 6400 m (questa era la lunghezza della tratta di competenza italiana) entro **una formazione metamorfica di calcescisti litologicamente e strutturalmente omogenea lungo il 95 % del tracciato sotterraneo**, con giunti di scistosità costantemente tangenti al rene sinistro della galleria (Fig. 1).

Benché nel progetto non fossero state formulate previsioni sul comportamento deformativo dell'ammasso allo scavo (ciò non rientrava nella prassi abituale dell'epoca), questo era stato confortato da una campagna geologica e geomeccanica piuttosto approfondite, anche sulla base delle conoscenze già acquisite durante gli scavi per la realizzazione del traforo ferroviario adiacente, realizzato quasi un secolo prima. Le prove di resistenza e deformabilità eseguite su campioni di calcescisto indicavano, per i **parametri geomeccanici principali**, i seguenti valori medi:

- $\sigma_{gd}$  = resistenza d'ammasso = 20 MPa ( $\cong 200 \text{ Kg/cm}^2$ )
- $\sigma_r$  = resistenza a compressione semplice =  $86 \div 108 \text{ MPa}$  ( $\cong 860 \div 1080 \text{ Kg/cm}^2$ )
- E = modulo elastico = 10000 MPa ( $\cong 100000 \text{ Kg/cm}^2$ ).

Tenuto conto di tutte le succitate conoscenze, **si scelse di avanzare** a piena sezione ( $\sim 90 \text{ m}^2$ ) mediante esplosivo, con volate variabili tra 1 e 4,5 m e immediata stabilizzazione dell'anello di roccia al contorno del cavo mediante bulloni d'acciaio  $\varnothing 24$  ad ancoraggio puntuale, di  $3,5 \div 5 \text{ m}$  di lunghezza, disposti radialmente al perimetro della cavità, con densità variabile in funzione delle diverse situazioni di stabilità, agendo opportunamente sull'interasse, sulla lunghezza e sulla qualità dell'acciaio. Il rivestimento definitivo di calcestruzzo, mediamente di 70 cm di spessore, veniva gettato a circa 400 m di distanza dal fronte di scavo. La produzione media raggiunta in tal modo era pari a circa 7,5 m/giorno.

Per tenere sotto controllo il comportamento dell'ammasso roccioso allo scavo, si decise di condurre un **monitoraggio accurato e sistematico** delle convergenze diametrali, con la posa in opera, costantemente a ridosso del fronte, di una stazione di misura della convergenza su sei basi (Fig. 1), ogni 50 m d'avanzamento, in modo da poter co-

gliere nella maniera più completa possibile la risposta deformativa del cavo al variare delle coperture. Ognuna di queste stazioni di convergenza fu letta con continuità per 120 giorni dal momento dell'installazione.

Dall'esame e dal confronto delle curve di convergenza (mm/giorno) delle stazioni di misura più rappresentative al crescere delle coperture, risultò evidente (Figg. 2a e 2b):

- a) come le convergenze fossero in generale influenzate dalle coperture crescenti;
- b) come i valori riportati sulle curve di convergenza sotto coperture inferiori a 550 metri fossero di qualche decina di millimetri, mentre salissero fino a  $150 \div 200 \text{ mm}$  per coperture comprese tra 600 e 1700 m;
- c) come le convergenze più forti si fossero registrate tra le progressive 4500  $\div$  5800 m e non in corrispondenza alle massime coperture (1700 m);
- d) come i valori massimi di convergenza si fossero registrati per la base D (perpendicolare ai giunti di scistosità).

Dall'esame delle curve di convergenza relative a tali basi, si poteva immediatamente notare un **andamento stranamente anomalo** a progressiva 5172 m, in corrispondenza a una copertura di 1200 m, dove in una stazione (n. 6) non diversa dalle altre, senza incidenti geologici particolari, il 7 agosto 1977 i lavori di avanzamento erano stati sospesi a causa delle vacanze estive, per essere poi ripresi dopo 15 giorni.

Occorre precisare, però, che prima dell'interruzione dei lavori l'ammasso al contorno della cavità era stato consolidato regolarmente fino ad un metro dal fronte con circa 30 bulloni radiali per metro di galleria (senza interventi particolari sul fronte stesso) e che, una volta ripresi i lavori di scavo, il consolidamento della cavità era anch'esso ripreso con la stessa modalità, continuità e cadenze in termini di volate da 4 m.

La convergenza anomala rilevata dalla stazione n. 6 installata a progr. 5172 m a ridosso del fronte e a fronte fermo, sotto 1200 m di copertura, evidenziava, durante i 15 giorni di arresto, una convergenza di circa 100 mm. Alla ripresa degli scavi d'avanzamento, la convergenza faceva registrare una brusca impennata, fino a raggiungere valori di 600 mm dopo 3 mesi circa di misure.

Come poteva essere spiegato questo fenomeno?

Se è vero che in regime elastoplastico dell'ammasso, al contorno di una galleria in fase di avanzamento si producono **fenomeni di plasticizzazione** della roccia, la cui estensione  $R_p$  (raggio di plasticizzazione), rispetto al profilo di scavo, varia in funzione delle **coperture** in gioco e della **velocità d'avanzamento** del fronte, è altrettanto vero che, all'interno della fascia plasticizzata, il fenomeno di plasticizzazione produce un aumento di volume  $\Delta V/V$  della roccia. Mentre a **valle** del fronte di scavo questo aumento di volume  $\Delta V/V$  si traduce in convergenza del cavo (che entro certi limiti è controllabile con interventi radiali), a **mon-**

**te** del fronte  $\Delta V/V$  può trovar sfogo solo attraverso la superficie di questo, sotto forma di **"estrusione"**, che automaticamente a monte del fronte produce una forma di convergenza del profilo teorico di scavo che può definirsi **"preconvergenza"**. Nel caso della stazione di misura n. 6, l'arresto del fronte d'avanzamento per 15 giorni aveva certamente prodotto un incremento della fascia plastica sia al contorno della cavità sia a monte del fronte. Da qui l'innesco di un movimento estrusivo del terreno, attraverso il fronte, e la conseguente preconvergenza che, alla ripresa dell'avanzamento degli scavi, dopo i suddetti 15 giorni di ar-

resto, a sua volta aveva scatenato la convergenza eccezionale del cavo, **incontrollabile col solo consolidamento radiale** (il calcescisto, sotto le alte coperture, in pratica aveva rivelato un comportamento a *fluage* assimilabile a quello di un terreno soffice, alla stregua di un'argilla). In definitiva, dall'analisi delle misure registrate dalla stazione n. 6 alla progr. 5172 m risultava che la risposta deformativa della cavità (convergenza) avrebbe potuto essere interpretata come l'ultimo stadio di un fenomeno deformativo che ha la sua origine a monte del fronte di scavo, come conseguenza del comportamento estrusivo al fronte,

Misure di convergenza

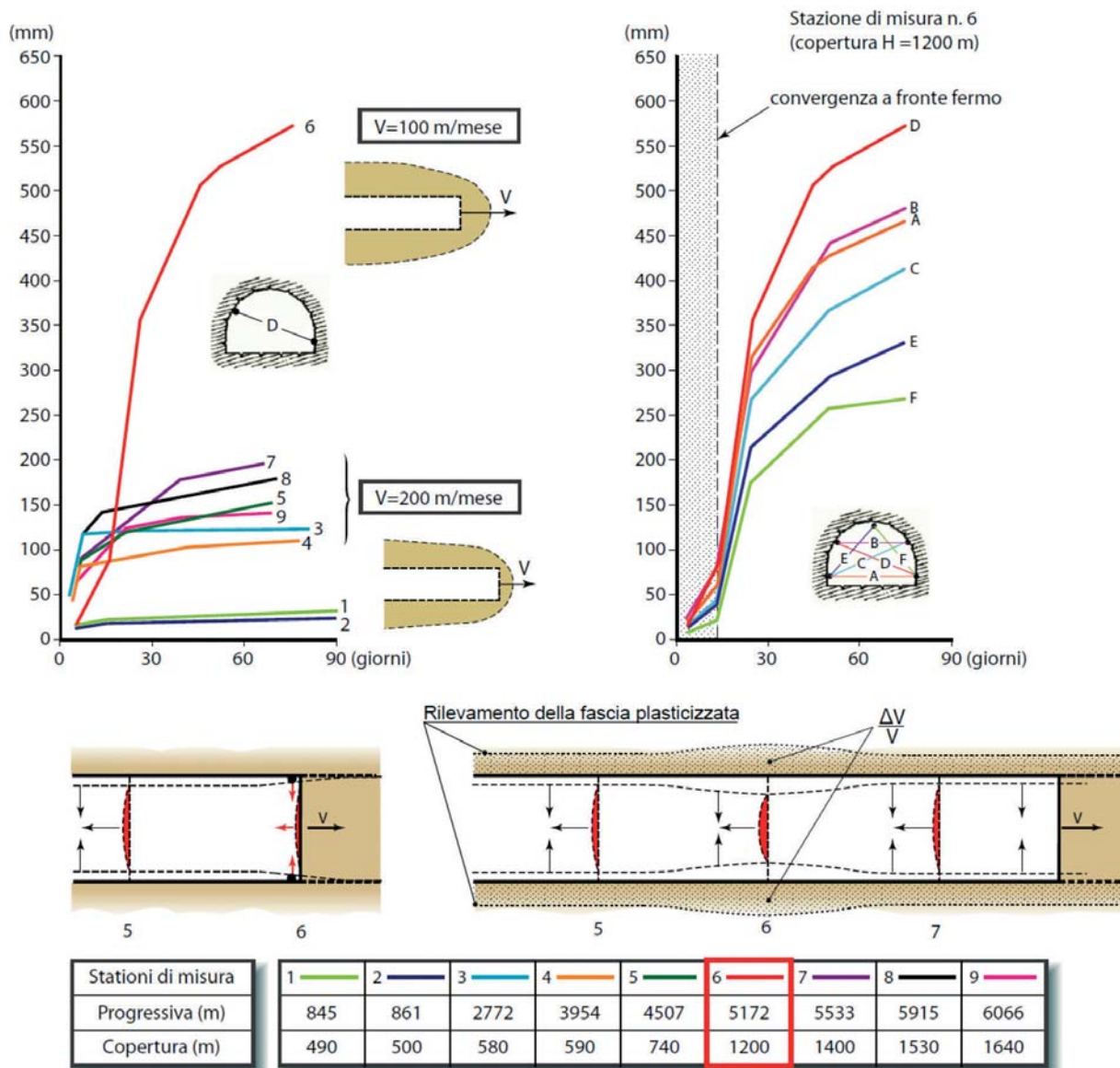


Fig. 2a – Traforo autostradale del Frejus (1975) – Misure di convergenza.

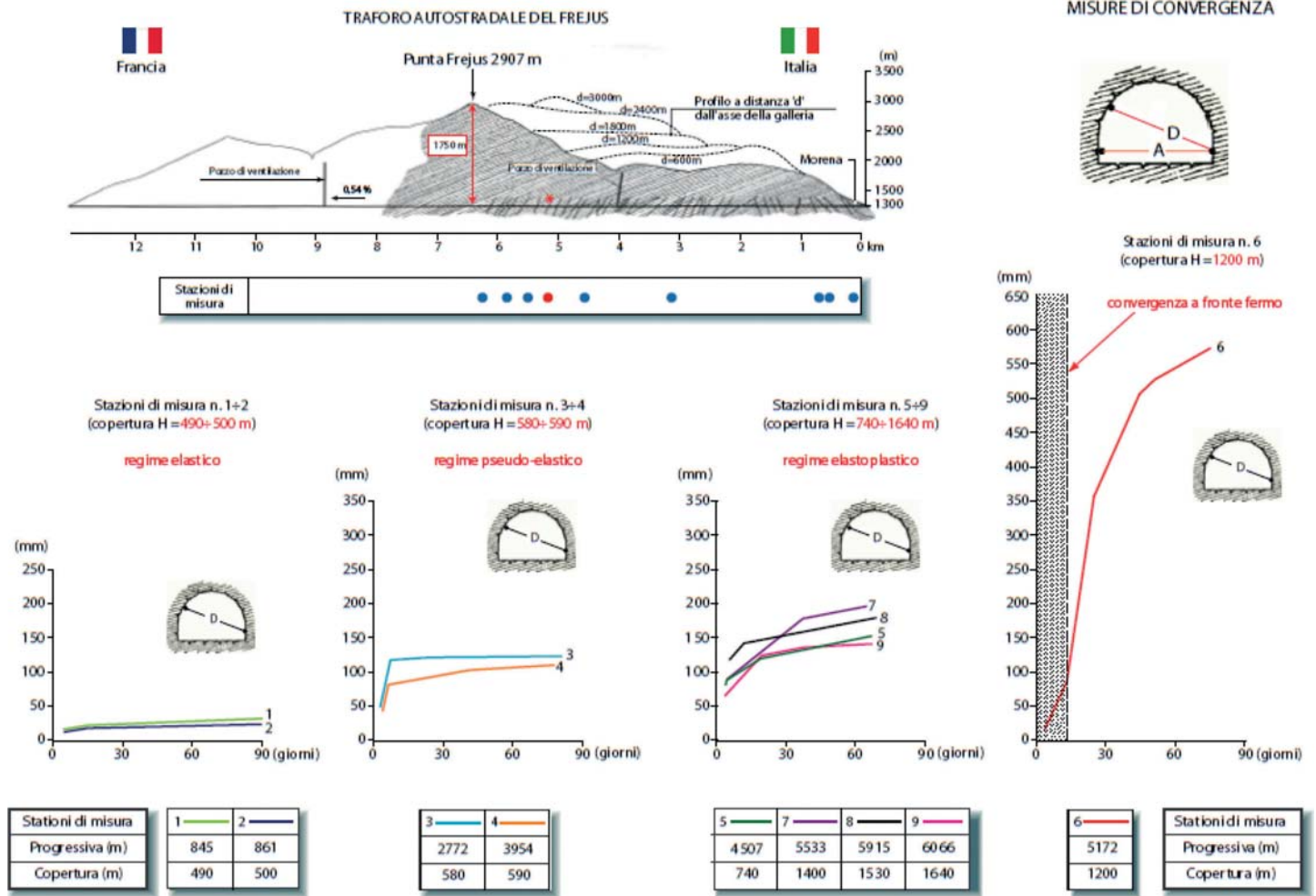


Fig. 2b – Traforo autostradale del Frejus (1975) – Misure di convergenza.

per poi evolvere, ancora a monte del fronte di scavo, in “preconvergenza”, fenomeno che a sua volta può esaltare e amplificare la convergenza del cavo a valle dello stesso.

### 3. La Ricerca

Alla luce delle suddette considerazioni, appariva allora indispensabile analizzare la risposta deformativa del terreno allo scavo, partendo da presupposti completamente diversi rispetto al passato:

- 1) chiedendosi in quale condizione tenso-deformativa, come e perché si producesse l’estrusione del nucleo-fronte, ma soprattutto
- 2) cercando di capire, se controllando ed eliminando artificialmente il comportamento estrusivo del nucleo-fronte, si sarebbe potuto controllare la convergenza della cavità fino ad eliminarla.

Mi parve assolutamente indispensabile individuare la corretta risposta a questi due quesiti e allo stesso tempo mi parve chiaro che questa poteva essere ricercata e dimostrata solo attraverso un paziente lavoro di osservazione e sperimentazione in grande scala!

Per questo, più di trentacinque anni fa, sentii la necessità di intraprendere una **Ricerca** dedicata all’ “**analisi**” e al “**controllo**” della **risposta deformativa del terreno all’azione dello scavo d’avanzamento**, in gallerie in costruzione e in gallerie abbandonate da diversi anni per l’impossibilità di avanzare con interventi tradizionali, nonostante si fosse proceduto con la parzializzazione spinta della sezione di scavo.

Presupposto fondamentale sin dall’inizio della **Ricerca**, considerate le risultanze di quanto osservato durante la realizzazione del traforo del Frejus e la complessità del

problema allo studio, fu quello di individuare, in tema di Risposta Deformativa, dei “**nuovi riferimenti**”, indispensabili per chiarire e approfondire alcuni aspetti che apparivano non sufficientemente studiati o addirittura ignorati dalla letteratura corrente (Fig. 3):

- il **nucleo d’avanzamento o nucleo-fronte**, identificato nel volume di terreno che sta a monte del fronte di scavo, di forma pressoché cilindrica e dimensione longitudinale dell’ordine di 1,5 volte il diametro della galleria;
- l’**estrusione**, identificata come componente primaria della Risposta Deformativa, che si sviluppa in gran parte all’interno del nucleo-fronte e si manifesta attraverso la superficie del fronte di scavo, in senso longitudinale, parallelamente all’asse della galleria;
- la **preconvergenza**, identificata, quale componente secondaria della Risposta

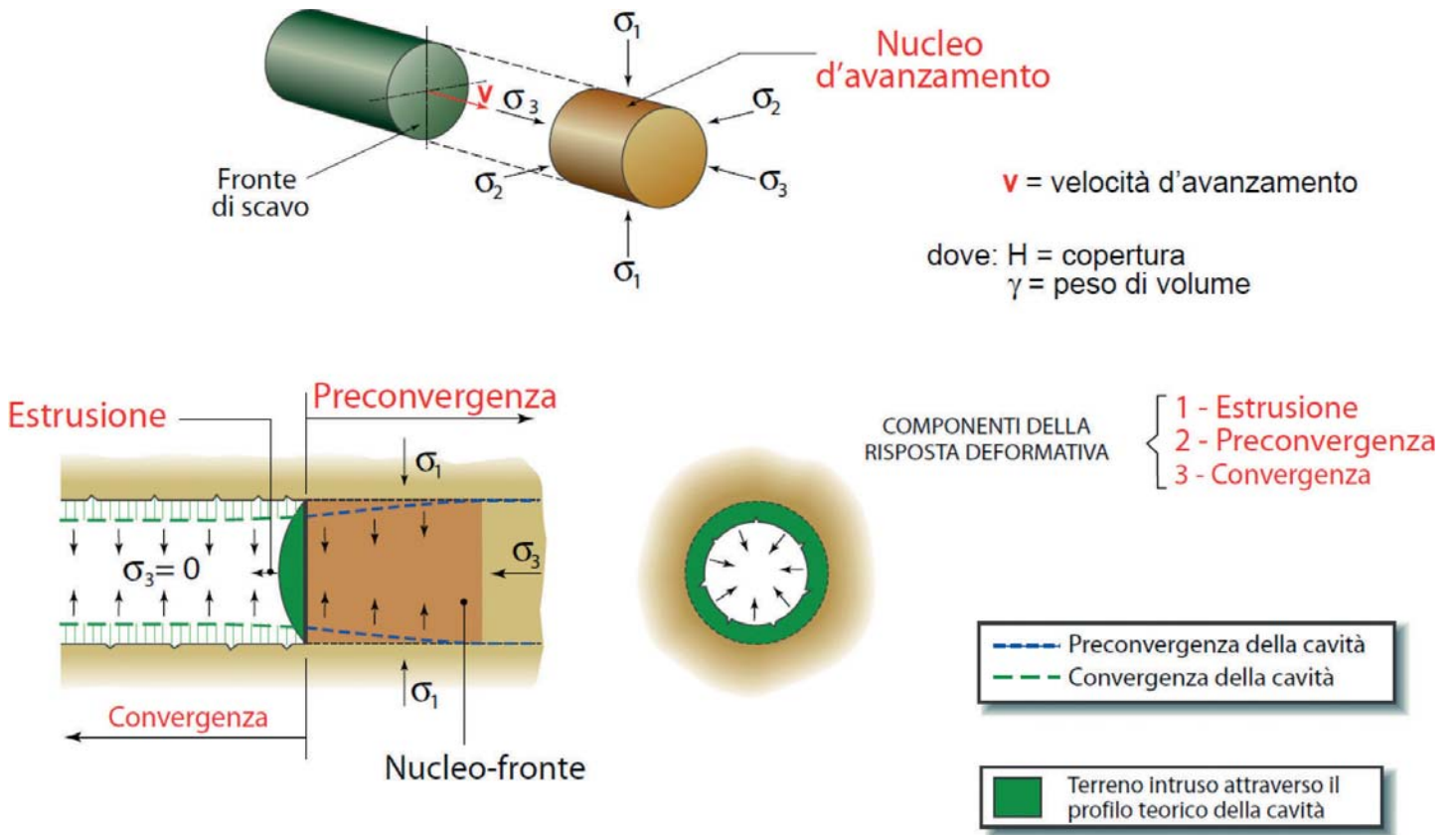
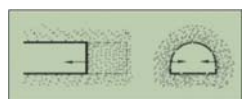


Fig. 3 – I nuovi riferimenti per la Ricerca in tema di Risposta Deformativa.

Deformativa, nella convergenza del profilo teorico di scavo a monte del fronte. La **Ricerca**, che si è protratta per oltre 30 anni, su più di 1000 chilometri di gallerie e su centinaia di migliaia di fronti di scavo, si è svolta fondamentalmente attraverso tre fasi (Fig. 4).



La **prima fase di Ricerca** fu dedicata soprattutto all'osservazione

sistematica del comportamento tenso-deformativo del nucleo-fronte, e non della sola cavità, come comunemente praticato, con particolare riferimento ai fenomeni di **estrusione** del nucleo-fronte, **preconvergenza** del cavo e **convergenza** della cavità e alle conseguenti manifestazioni d'instabilità. Le osservazioni visive condotte sistematicamente dall'interno delle gallerie, del cui scavo ero a vario titolo responsabile, permisero di associare a queste **tre componenti fondamentali della Risposta Deformativa**, le manifestazioni d'instabilità conseguenti, localizzate sul nucleo-fronte (a) e sul contorno del cavo (b), in funzione dell'intensità del campo tenso-deformativo

esistente e del comportamento del terreno in campo elastico, elastoplastico e a rottura: a) distacchi gravitativi, splaccaggi e crollo del fronte (nel caso del nucleo-fronte); b) distacchi gravitativi, splaccaggi e collasso della cavità (nel caso della cavità); rispettivamente per deformazioni in campo elastico, elastoplastico, di rottura. Durante questa fase osservazionale, che fu condotta attraverso controlli sistematici

visivi e strumentali, **apparve sempre più impensabile e incredibile come, in passato, la Risposta Deformativa del terreno all'azione dello scavo potesse essere stata ritenuta riconducibile e rappresentabile dalla sola convergenza del cavo.** D'altro canto, l'analisi approfondita della gran mole di dati raccolti sulle **tre componenti** della Risposta Deformativa e le **manifestazioni d'instabilità** conseguenti,



Fig. 4 – Le tre fasi della Ricerca in tema di Risposta Deformativa.

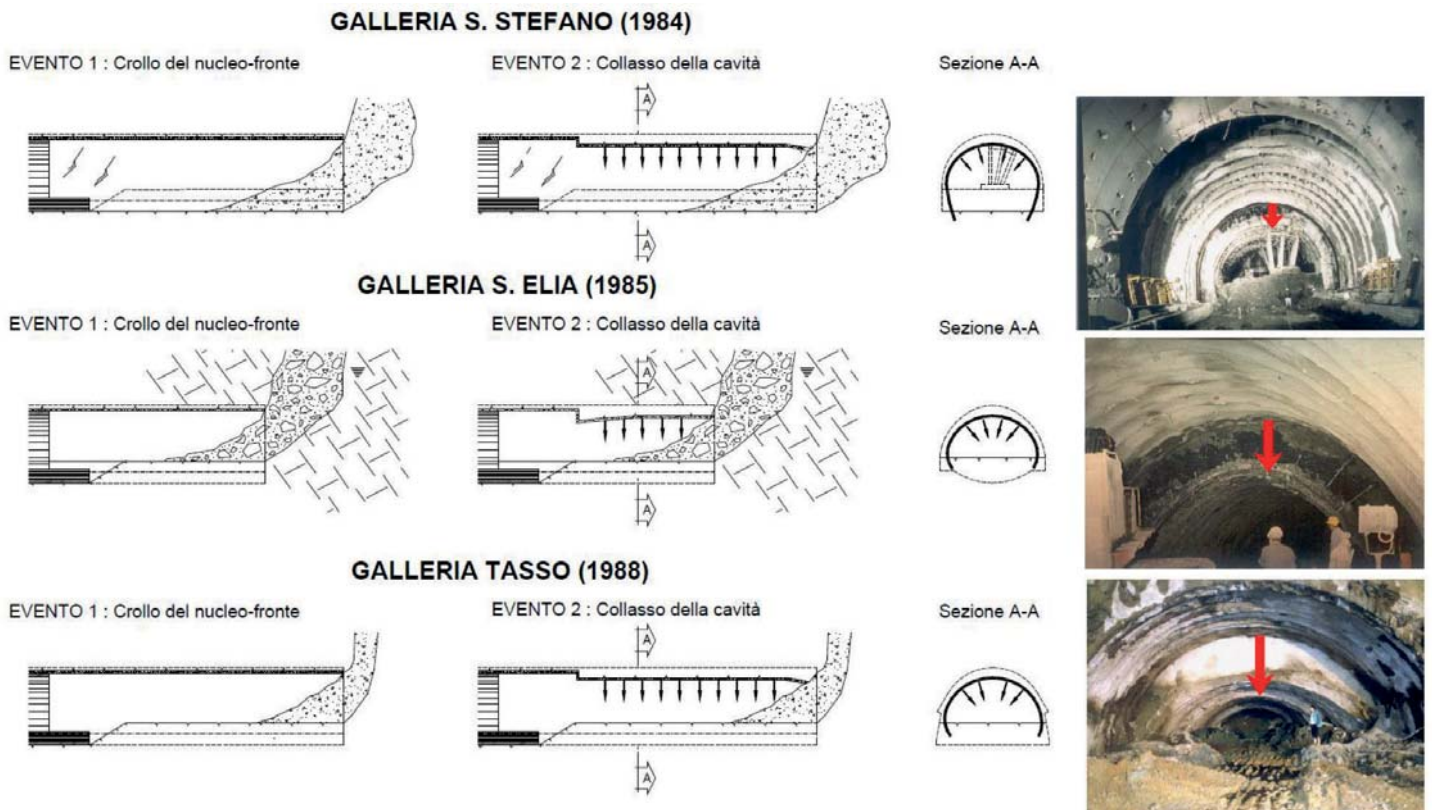
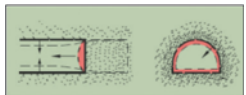


Fig. 5 – Tre casi eclatanti di crollo del fronte di scavo seguito dal collasso della cavità ancorché già rivestita.

osservate sul nucleo-fronte e sul contorno della cavità, induceva chiaramente ad attribuire i fenomeni a **tre tipi fondamentali di comportamento tenso-deformativo** dell'ammasso di terreno al fronte di scavo: stabile, estrusivo o stabile a breve termine e instabile. Iniziava a questo punto a chiedermi se attraverso l'osservazione dei fenomeni deformativi al fronte di scavo fosse in qualche modo possibile fare previsioni sul tipo e sull'entità che avrebbero assunto gli stessi fenomeni al contorno della cavità, a una certa distanza dal fronte di scavo



Da qui ebbe inizio la **seconda fase della Ricerca** (Fig. 4), ovvero la

verifica dell'**esistenza o meno di legami** tra il comportamento tenso-deformativo del nucleo-fronte e quello della cavità. Questa fu condotta attraverso l'osservazione sistematica degli eventi deformativi del fronte e del cavo, accompagnata da accurate misurazioni topografiche, e attraverso la successiva analisi approfondita di tutti i dati raccolti, con particolare riguardo all'entità e

alla successione cronologica dei fenomeni osservati, in funzione dei sistemi, delle fasi e delle cadenze di scavo che erano stati di volta in volta adottati.

Ne emersero evidenze importanti:

- l'influenza della velocità d'avanzamento sull'entità dei fenomeni deformativi del fronte e del cavo, a parità di sistemi di scavo e stabilizzazione;
- l'esistenza di uno stretto legame tra il fenomeno di estrusione del nucleo-fronte e i fenomeni di preconvergenza e convergenza del cavo;
- l'esistenza di stretti legami tra il crollo del nucleo-fronte e il collasso della cavità, anche se già stabilizzata, ma priva di arco rovescio definitivo;
- la dipendenza cronologica dei fenomeni deformativi relativi alla cavità, che risultano sempre conseguenti e dipendenti da quelli che coinvolgono il nucleo di terreno al fronte di scavo.

Innumerevoli sono i casi di manifestazioni di instabilità di gallerie scavate, a fronte di situazioni tenso-deformative difficili, che hanno portato alle conclusioni suddette.

Tra i casi più significativi relativi ai fenomeni di crollo dei fronti di scavo seguiti dal collasso della cavità, si ricordano quelli di gallerie realizzate a sezione parzializzata, non dotate di arco rovescio definitivo, se non a distanza di diversi diametri di scavo dal fronte d'avanzamento (Fig. 5). Questi fenomeni suggerirono un'interpretazione conseguente che portò, da un lato, alla definizione di **"superficie di estrusione ideale"**, che s'identifica con la superficie del fronte d'avanzamento (vedasi Fig. 6), dall'altro lato a concludere che, **quanto più la realizzazione delle gallerie deve affrontare situazioni tenso-deformative difficili, tanto più è indispensabile e imperativo avanzare a piena sezione anziché a sezione parzializzata, dal momento che la parzializzazione impedisce al cantiere di mantenere l'arco rovescio definitivo a ridosso del fronte di scavo. Così operando, infatti, si evita la mobilitazione d'importanti volumi di terreno plasticizzato, che tendono a rifluire dal piano di lavoro della galleria, predisponendo la calotta al collasso.**



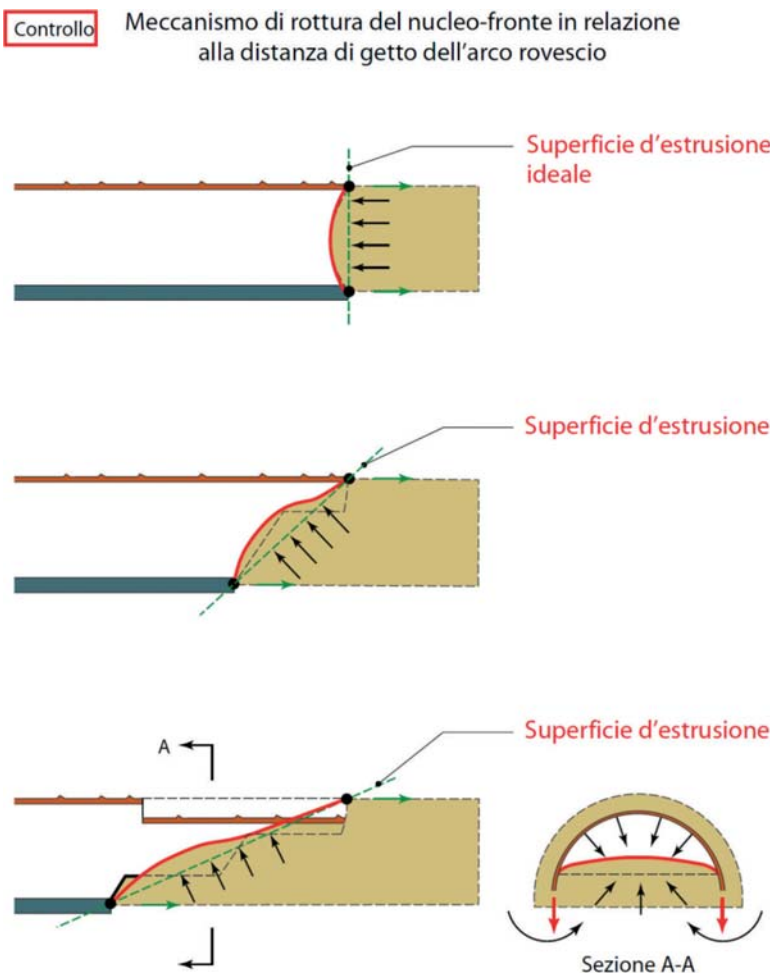
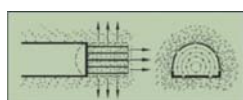


Fig. 6 – Definizione di “superficie di estrusione”.



Visti gli stretti legami in termini qualitativi e cronologici che erano emersi tra il comportamento deformativo del nucleo-fronte e quello della cavità, si ritenne opportuno dare inizio a una **terza fase di Ricerca** sperimentale (Fig. 4), con l'obiettivo, da un lato, di verificare se intervenendo sulla rigidità del nucleo-fronte fosse possibile controllare la Risposta Deformativa della cavità, e con l'esigenza, dall'altro lato, di mettere a punto nuove tecnologie mirate a migliorare la rigidità del nucleo-fronte con interventi di **rinforzo** e di **protezione**, al fine di trasformarlo in uno **strumento di stabilizzazione preventiva della cavità**.

Ovviamente, questa fase sperimentale doveva essere accompagnata, in prima analisi, dalla possibilità di monitorare l'efficacia degli interventi che di volta in

volta venivano previsti per migliorare la rigidità del nucleo-fronte, quali:

- le “**prove di estrusione in cella triassiale**” in laboratorio, con lo scopo di poter analizzare a fondo e poi prevedere, con sperimentazioni relativamente poco costose in scala ridotta, il fenomeno dell'estrusione del nucleo-fronte di una galleria. Queste prove sono poi diventate un importante strumento progettuale per gallerie da scavare in terreni coesivi soffici, permettendo una previsione accurata del fenomeno estrusivo (Fig. 7);
- le **misure dinamiche di estrusione del nucleo-fronte in scala reale**, eseguite in cantiere, attrezzando il nucleo-fronte stesso con un **estrusometro orizzontale** (“sliding micrometer”) dotato di punti di misura ogni metro e di lunghezza almeno pari a circa 3 diametri di scavo. Tali misure forniscono, in termini assoluti, la deformazione longitudinale subita dal terreno costituente il nucleo-fronte,

sia in funzione del tempo, sia in funzione dell'avanzamento (Fig. 7).

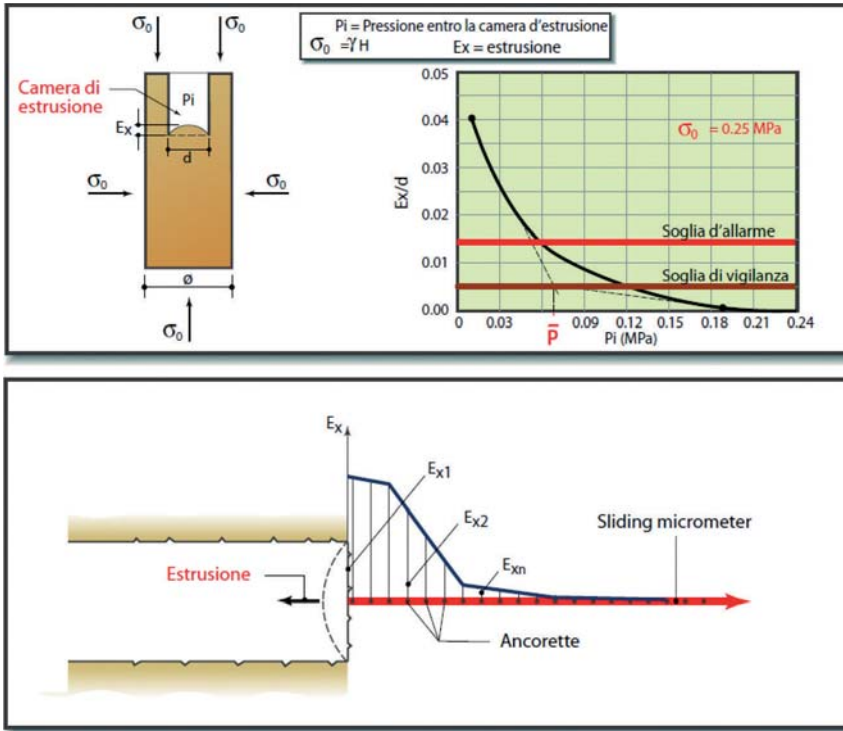
Per altri aspetti questa fase sperimentale doveva essere accompagnata, per quanto riguarda l'applicazione delle **nuove tecnologie**, atte a garantire la resistenza a taglio-trazione del nucleo-fronte, dalla messa a punto di attrezzature speciali originali e materiali che mai erano stati utilizzati nei cantieri di gallerie.

Una volta individuate le attrezzature e i materiali speciali, furono ideati e applicati una serie di nuovi interventi **da eseguirsi a monte del fronte di scavo**, detti “conservativi” per la loro capacità di impedire il detensionamento del nucleo-fronte e conservare la tensione principale minore  $\sigma_3$  di contenimento, su valori maggiori di zero (Fig. 8): interventi di **protezione** del nucleo-fronte, atti a garantire la conservazione delle caratteristiche naturali di resistenza e deformabilità del nucleo-fronte, interventi di **rinforzo** dello stesso, atti ad agire direttamente sulla consistenza del nucleo d'avanzamento migliorandone le caratteristiche naturali di resistenza a taglio-trazione e deformabilità (Fig. 9). Tra gli **interventi di protezione** si rammentano:

- i **gusci tronco-conici** costituiti dall'accostamento, lungo il profilo di scavo, di colonne sub-orizzontali, parzialmente compenstrate, di terreno consolidato mediante jet-grouting (prima sperimentazione in assoluto: linea ferroviaria Udine Tarvisio, galleria Campiolo, anno 1983);
- i **gusci di spritz-beton** fibrorinforzato realizzati lungo il profilo di scavo, mediante pretaglio meccanico a piena sezione, con l'impiego dello stesso pretaglio nel terreno come cassaforma (prima sperimentazione in assoluto: linea ferroviaria Sibari-Cosenza, galleria n. 2, anno 1985);

Tra gli **interventi di rinforzo** individuati e messi a punto si rammentano:

- il **preconsolidamento del nucleo-fronte**, per profondità non inferiori a 1,5 volte il diametro di scavo, **mediante tubi o elementi strutturali di vetroresina** fissati al terreno con malta cementizia, con intensità variabile in funzione dell'incremento di rigidità che s'intende conferire allo stesso (prima sperimentazione in assoluto: linea ferroviaria AV Firenze-Roma tra Firenze e Figline Valdarno, galle-



**PER LA PREVISIONE DEL COMPORTAMENTO ESTRUSIVO**

Prove d'estrusione in cella triassiale (in scala ridotta)

$\bar{p}$  = pressione per mantenere il fenomeno estrusivo in campo pseudoelastico e sulla base della quale dimensionare il rinforzo del nucleo-fronte

**PER MDESONITORARE L'EFFICACIA DEGLI INTERVENTI DI PROTEZIONE E RINFORZO**

Misure d'estrusione mediante sliding micrometer (in scala reale)

Fig. 7 – Prove e misure di estrusione.

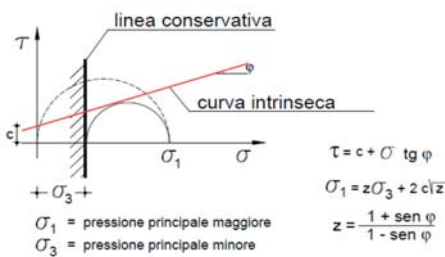


Fig. 8 – L'azione conservativa rappresentata sul piano di Mohr.

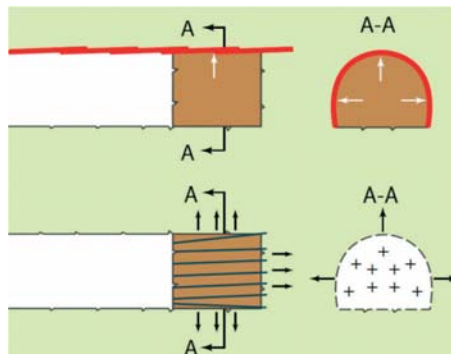


Fig. 9 – Azione degli interventi di protezione (sopra) e di rinforzo (sotto) del nucleo-fronte.

Foggia, e quello della galleria "Vasto", sulla linea ferroviaria Ancona-Bari.

**3.1. L'esperienza della galleria San Vitale (1990)**

Lo scavo della galleria "San Vitale" (Fig. 10), di 4200 m di lunghezza e 12 m di diametro, era iniziato nel 1986 sulla base di un progetto impostato secondo i criteri del NATM (Nuovo Metodo Austriaco) che per superare le difficoltà dell'avanzamento della galleria in una formazione di **argille scagliose varicolori fortemente tettonizzate** ( $c' = 0,01 \text{ Mpa} = 0,1 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $\varphi' = 8^\circ \div 18^\circ$ ), sotto una copertura variabile fino a circa 150 m, prevedeva lo scavo in classe Vb a sezioni parzializzate e l'esecuzione di una bullonatura radiale a valle del fronte. Appena intestatasi la galleria nelle argille varicolori, si producevano vistosi fenomeni di estrusione del nucleo d'avanzamento e convergenze radiali sino a valori di circa 1,5 m, che obbligarono a bloccare i lavori di scavo. Nel 1991, dopo qualche anno di fermo del cantiere, la progettazione fu affidata allo scrivente, che impostava per i restanti 1800 m di galleria un diverso criterio di avanzamento secondo un approccio progettuale del tutto nuovo, che teneva

rie Talletto, Caprenne, Tasso, Terranova Le Ville, Crepacuore e Poggio Orlandi, anno 1985);

– il **preconsolidamento del nucleo-fronte**, per profondità non inferiori a 1,5 volte il diametro di scavo, **mediante jet-grouting in orizzontale** o, in alternativa, mediante le iniezioni tradizionali già previste nella letteratura classica.

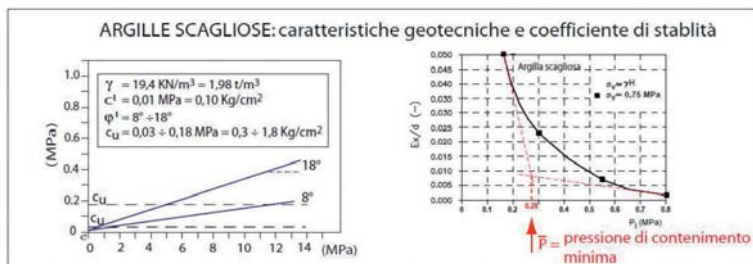
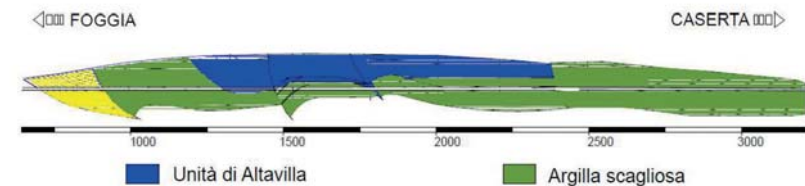
Ad integrazione di quello che si opera sul nucleo-fronte, per garantire una sua maggior stabilità nei confronti del comportamento estrusivo, si individuò infine **la necessità di sagomare il fronte di scavo conferendogli una forma concava e di realizzare sistematicamente l'arco rovescio definitivo a ridosso del fronte stesso.**

La terza fase di Ricerca, che ebbe inizio nel 1983 e che ancor oggi non considero del tutto chiusa, ha quindi un carattere prettamente sperimentale, volto al controllo della Risposta Deformativa del terreno allo scavo d'avanzamento. Essa si è svolta durante la costruzione di numerose gallerie in condizioni tenso-deformative difficili, alcune delle quali addirittura abbandonate da diversi anni per l'impossibilità riscontrata di avanzare anche a sezione parzializzata.

Tra queste, si ritiene utile illustrare brevemente due **cantieri campione** particolarmente significativi: quello della galleria "San Vitale", sulla linea ferroviaria Caserta-

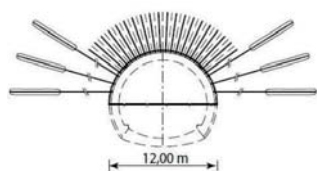
LINEA FERROVIARIA CASERTA - FOGGIA - GALLERIA 'S. VITALE' (anno 1990)

Profilo geologico



A sezione parzializzata

A piena sezione



Risultato:  
fronte bloccato per 4 anni

Risultato:  
produzione = 1,5 m/giorno di galleria finita



Fig. 10 – L'esperienza della galleria "San Vitale".

conto delle evidenze emerse da una rinnovata campagna geotecnica, le quali confermavano la possibilità di controllare i fenomeni deformativi del cavo intervenendo sul nucleo d'avanzamento con interventi di protezione e rinforzo. È in questa occasione che la progettazione si avvale per la prima volta delle "prove di estrusione in cella triassiale" già citate, sulla base dei cui risultati fu valutata l'intensità del rinforzo con tubi di vetroresina, da operare sul nucleo-fronte, per mantenerlo stabile e limitare le manifestazioni di estrusione entro i valori ritenuti idonei. In estrema sintesi il progetto prevedeva:

- avanzamento sempre a piena sezione 1) previa protezione del nucleo fronte con un anello di terreno consolidato con tubi di vetroresina, attrezzati per l'esecuzione

di iniezioni di ricompressione e inietti ad alta pressione e 2) previo rinforzo dello stesso con tubi di vetroresina operati sul fronte;

- rivestimento di 1ª fase costituito da centine e spritz-beton fibrorinforzato;
- getto sistematico dell'arco rovescio definitivo e delle murette entro mezzo diametro dal fronte;
- getto del rivestimento definitivo di calcestruzzo a seguire, a non più di tre diametri dal fronte.

Per tarare il sistema d'avanzamento adottato, bilanciando opportunamente in corso d'opera gli interventi di stabilizzazione tra il fronte e il cavo, e per verificare la correttezza delle previsioni progettuali e quindi del progetto stesso, fu operato un monitoraggio continuo dei fenomeni deformativi.

In particolare, furono eseguite per la prima volta misure sistematiche e contemporanee di estrusione del nucleo-fronte e convergenza del cavo (Fig. 11) che confermarono, al di là di ogni dubbio, la possibilità di controllare la convergenza della cavità a valle del fronte di scavo irrigidendo opportunamente il nucleo-fronte della galleria. Fu evidente, infatti, come al diminuire, per effetto dell'avanzamento, della profondità di nucleo-fronte consolidata con tubi di vetroresina corrispondesse sistematicamente un incremento dell'estrusione del nucleo-fronte e della convergenza del cavo, con curve di estrusione e convergenza che si impennavano progressivamente, a segnalare una crescente difficoltà dei fenomeni deformativi ad esaurirsi. Le misure combinate di estrusione e convergenza sono diventate da allora indispensabili per stabilire, durante la costruzione di una galleria in condizioni difficili, il momento in cui è necessario arrestare l'avanzamento per eseguire un nuovo rinforzo del nucleo-fronte e ripristinare la profondità di nucleo-fronte consolidato necessaria per mantenere l'estrusione e di conseguenza la convergenza della cavità nei limiti consentiti e stabiliti dal progetto.

Procedendo secondo i nuovi criteri, l'opera si poté portare a termine con produzioni medie di circa 50 m/mese, eccellenti in relazione al tipo di terreni attraversati e soprattutto eccezionalmente regolari.

Si ritiene particolarmente importante ricordare che le misure di tensione nel rivestimento definitivo della galleria "San Vitale", che ancor oggi vengono rilevate, evidenziano sollecitazioni molto ridotte (da 4 a 8 Mpa = 40 ÷ 80 kg/cm<sup>2</sup>), dimostrando che il contenimento delle convergenze in galleria, ottenuto mediante l'irrigidimento del nucleo-fronte, perdura nel tempo e ha dato i suoi frutti soprattutto in relazione ai carichi a lungo termine sui rivestimenti.

3.2. L'esperienza della galleria "Vasto" (1991)

La galleria "Vasto" (Fig. 12), di 12 m di diametro e coperture variabili d-a 0 a 150 m, doveva essere scavata per circa 6200 m nel sottosuolo del rilievo collinare su cui è situato l'abitato di Vasto (Pescara), costituito da un complesso di terreni a prevalente costituzione limo-argillosa ( $c' = 0,02 \text{ Mpa} = 0,2 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $\phi' = 24^\circ$ ). Alla

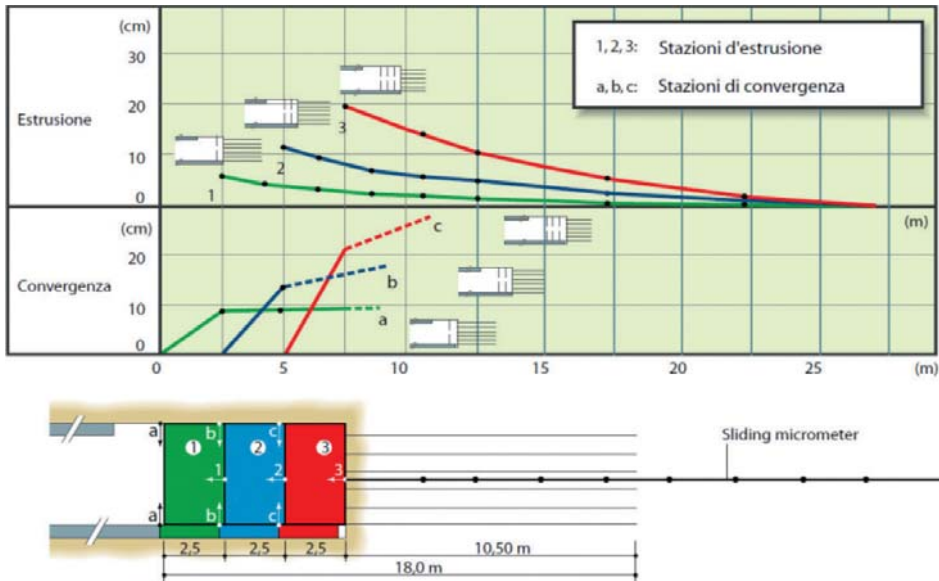


Fig. 11 – Galleria “San Vitale” (1991) - Misure combinate di estrusione e convergenza.

profondità del cavo i terreni si presentavano saturi d’acqua e fortemente sensibili al contatto con l’aria. I lavori d’avanzamento erano iniziati nel 1984 all’attacco Nord, secondo un progetto che prevedeva lo scavo a mezza sezione, subito protetto da un rivestimento provvisorio costituito da centine, spritz-beton e rete elettrosaldata. Il rivestimento definitivo di calcestruzzo armato, di un metro di spessore, veniva gettato a mezza sezione a stretto ridosso del fronte di scavo, mentre i piedritti della galleria venivano gettati successivamente per sottomurazione. Il getto dell’arco rovescio completava, per ultimo, l’intervento a distanza di diversi diametri dal fronte di scavo.

In questo modo i lavori si erano protratti, tra ripetuti e seri dissesti, fino all’aprile 1990, quando a prog. Km 38 + 075, sotto 38 m di copertura, si produsse un disastroso evento d’instabilità del fronte di scavo, a seguito del quale si produssero, per una tratta di oltre 40 m a valle dello stesso, deformazioni di enorme entità che portarono al collasso della cavità seppur già rivestita a mezza sezione (Fig. 12). La situazione era tale da rendere impossibile la prosecuzione dei lavori.

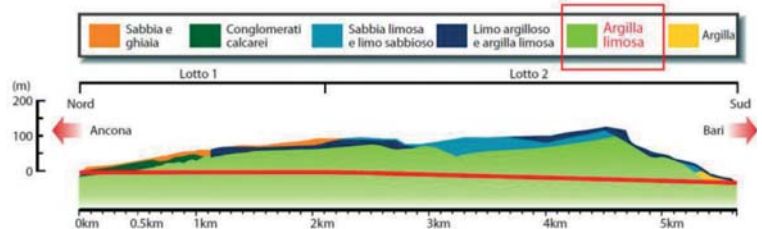
Anche in questo caso lo scrivente, chiamato per trovare una soluzione che consentisse di salvare la galleria e portarne a termine lo scavo, impostò un nuovo progetto che, avvalendosi delle conoscenze emerse dalla ricerca, ribaltava completamente quello originario, prescrivendo un avanzamento

sempre a piena sezione previa protezione e rinforzo del nucleo-fronte.

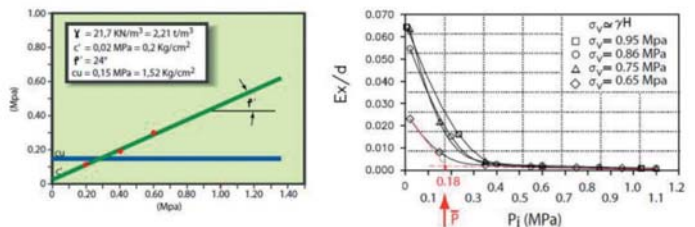
In particolare, considerata la variabilità dei terreni in gioco, furono progettate tre diverse sezioni tipo, che si differenziavano esclusivamente per il tipo di trattamento da realizzare a protezione del nucleo-fronte (jet-grouting in orizzontale o pretaglio meccanico o anello consolidato mediante tubi di vetroresina valvolati e iniettati ad alta pressione), mentre era comune a tutte e tre il rinforzo dello stesso mediante tubi di vetroresina operati sul fronte. In tutti i casi era prevista l’esecuzione di un rivestimento di prima fase costituito da centine e spritz-beton, chiuso immediatamente con l’arco rovescio definitivo a ridosso del fronte e il getto a seguire del rivestimento definitivo di calcestruzzo.

Adottando i nuovi criteri d’avanzamento

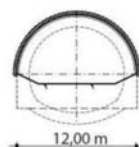
LINEA FERROVIARIA ANCONA - BARI - GALLERIA 'VASTO' (anno 1991)



ARGILLE LIMOSE: caratteristiche geotecniche e risultati prove di estrusione in cella triassiale



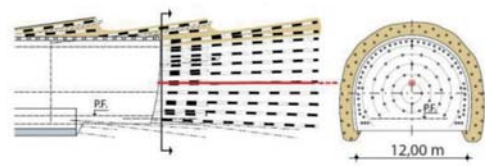
A sezione parzializzata



Risultato: l'inarrestabile estrusione del nucleo-fronte rende impossibile proseguire l'avanzamento



A piena sezione



Risultato: produzione = 1,5 m/giorno di galleria finita



Fig. 12 – L’esperienza della galleria “Vasto”.

i lavori di scavo poterono riprendere e in breve tempo furono raggiunti valori medi di produzione di circa 50 m/mese di galleria finita a fronte dei pochi metri/mese registrati applicando il progetto originario.

Le letture combinate delle misure di estrusione del nucleo-fronte e di convergenza del cavo confermarono le evidenze già emerse nel cantiere della galleria San Vitale, evidenziando valori di convergenza crescenti al diminuire dell'efficacia del consolidamento del nucleo-fronte. Fu inoltre evidenziata una chiara influenza della velocità d'avanzamento del fronte sui valori di convergenza misurati, con valori significativamente più ridotti in corrispondenza di velocità più elevate.

Analogamente a quanto rilevato per la galleria San Vitale, anche nel caso della galleria Vasto le misure di tensione nel rivestimento definitivo evidenziano ancor oggi sollecitazioni molto ridotte ( $7,9 \text{ Mpa} = 79 \text{ kg/cm}^2 \text{ max}$ ), dimostrando che il contenimento del-

le convergenze in galleria, ottenuto mediante l'irrigidimento del nucleo-fronte, perdura nel tempo dando i suoi frutti in termini di carichi sui rivestimenti

### 3.3. Conclusioni tratte dalla Ricerca

Dall'analisi dei risultati forniti dalle tre fasi della Ricerca, si giunse alle seguenti conclusioni:

1. il ruolo della convergenza, risultava ridimensionato a ultimo stadio della Risposta Deformativa all'azione dello scavo, che nasce a monte del fronte di scavo dal comportamento estrusivo del nucleo-fronte, per evolvere poi in "preconvergenza", la quale a propria volta può esaltare e amplificare la convergenza a valle dello stesso;
2. esiste una stretta correlazione tra il comportamento estrusivo al nucleo-fronte di una galleria e quanto si verifica a valle dello stesso, nella cavità;
3. il comportamento estrusivo del nucleo-fronte condiziona sempre e inevitabilmente il comportamento della cavità;
4. controllando il comportamento estrusivo del nucleo-fronte si riesce a controllare anche quello della cavità;
5. in funzione dei diversi possibili stati tenso-deformativi, il comportamento del terreno a monte del fronte di scavo, all'annullarsi della tensione principale minore  $\sigma_3$ , conseguente all'avanzamento del fronte, può essere ricondotto indicativamente a tre differenti situazioni: **nucleo-fronte stabile** (campo elastico), **nucleo-fronte stabile a breve termine** (campo elastoplastico), **nucleo-fronte instabile** (campo di rottura), cui, in termini semplificativi, è possibile associare rispettivamente tre categorie di comportamento fondamentali: A, B e C (Fig. 13);
6. tali categorie di comportamento A, B e C sono prevedibili in fase progettuale, sulla base delle caratteristiche geologiche,

#### 3ª fase di ricerca

- sagomatura del fronte a forma concava
- getto dell'arco rovescio a ridosso del fronte di scavo per rendere minima la **superficie di estrusione**

L'arrivo del fronte modifica il campo di tensioni sul nucleo annullando il contenimento interno.

#### Sintesi della terza fase di ricerca

Operando sulla rigidità del nucleo-fronte con interventi di protezione e di rinforzo, è possibile controllare la sua deformabilità (estrusione, preconvergenza) e, di conseguenza, la risposta deformativa della cavità (convergenza)

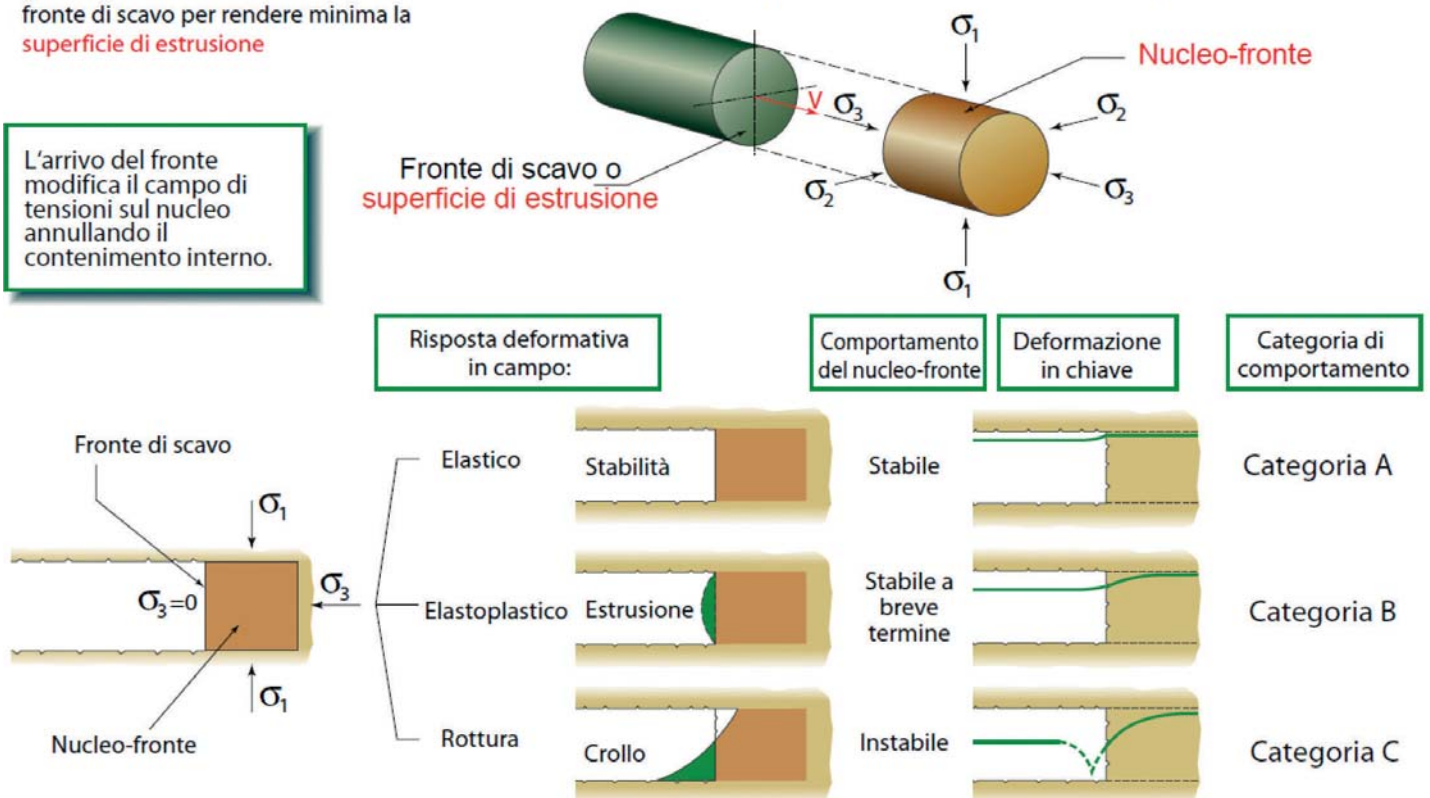


Fig. 13 – Sintesi della Terza fase di Ricerca.

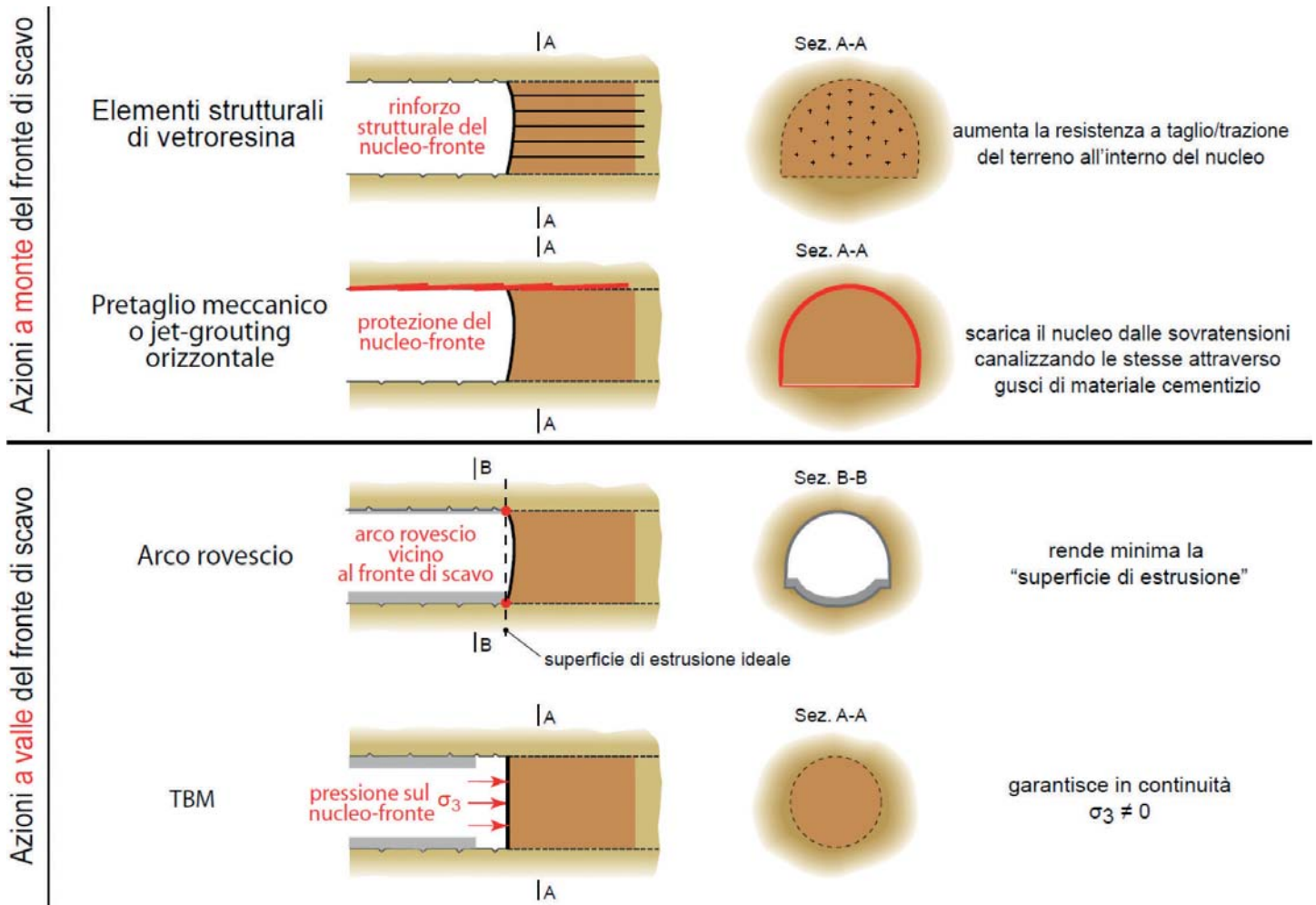


Fig. 14 – Interventi che fanno del nucleo-fronte un efficace strumento di stabilizzazione per la cavità.

- idrogeologiche, geotecniche e geomeccaniche dei terreni, grazie alle prove di estrusione in cella triassiale e alle possibilità odierne di modellazione numerica in 3D;
7. compito principale del progettista, a questo punto, è prevedere e prevenire le situazioni d'instabilità del nucleo-fronte, prevedendo misure di stabilizzazione dello stesso atte a rendere minimi eventuali fenomeni estrusivi oltre la soglia elastica. In altre parole, **il progettista si deve preoccupare di riportare i prevedibili comportamenti estrusivi in categoria B e C a quelli propri della categoria di comportamento A, operando opportunamente sulla resistenza a taglio-trazione del nucleo-fronte in modo da farne un efficace strumento di stabilizzazione per la cavità** (Fig. 14):
- con interventi di rinforzo e/o protezione del nucleo-fronte da realizzarsi **a monte del fronte di scavo**;

- con interventi da realizzarsi **a valle del fronte di scavo**: come il getto sistematico dell'arco rovescio definitivo a ridosso del fronte di scavo, al fine di minimizzare la "superficie di estrusione" e come il contenimento del fronte ( $\sigma_3 > 0$ ) esercitato con continuità da una TBM. A proposito di TBM, ci siamo mai chiesti qual è il segreto del successo crescente delle TBM o della meccanizzazione dello scavo nella maggior parte dei terreni che si possono incontrare nel mondo del tunnelling? **Ebbene, la risposta è implicita nell'azione di contenimento ( $\sigma_3$ ) che la macchina esercita costantemente, durante l'avanzamento degli scavi, sul nucleo-fronte, azione, che consente di mantenere la coazione triassiale, presente originariamente nell'ammasso, su valori finiti, fino alla messa in opera del confinamento del cavo attraverso interventi di priverivestimento o di rivestimento in conci prefabbricati.**

Ne consegue che, più si affrontano situazioni tenso-deformative difficili, più diventa imperativo avanzare sempre a piena sezione. In definitiva, se il comportamento tenso-deformativo di una galleria dipende da quello del nucleo-fronte e agendo su questo è possibile esercitare un efficace controllo sul comportamento della cavità, è conseguente ammettere che il comportamento del nucleo-fronte può essere assunto come riferimento, ai fini della progettazione e della costruzione di gallerie. È sulla base di questa considerazione che, più di 25 anni fa, prese forma l'approccio progettuale e costruttivo secondo l'**Analisi delle DEeformazioni COntrollate nelle Rocce e nei Suoli (A.DE.CO.-R.S.)**. Questo approccio, che studia la galleria come problema a tre dimensioni senza riferirsi esclusivamente alla sua sezione trasversale, come sino ad allora praticato, per la prima volta ha separato nettamente il momento

della progettazione dal momento della costruzione. Le "sezioni tipo" delle gallerie, sia **longitudinali** sia **trasversali**, progettate utilizzando il nucleo-fronte stesso come strumento di stabilizzazione, potranno allora essere applicate in fase di costruzione, senza necessità di alterare, durante la costruzione stessa, le lavorazioni al fronte, se non nell'ambito di piccole variabilità già previste e quantificate, in sede di progettazione, in funzione della risposta deformativa o del comportamento estrusivo previsto e poi effettivamente misurato in sito. Sono assicurati così: previsioni progettuali attendibili, anche in termini di tempi e costi di costruzione, produzioni di cantiere lineari, indipendentemente dal tipo di terreno e di condizione tenso-deformativa affrontati, e livelli di sicurezza per le maestranze **che non sono mai stati raggiunti con altri approcci, con particolare riferimento a quelli che, in condizioni tenso-deformative difficili, prevedono la sistematica parzializzazione della sezione di scavo.**

#### 4. Applicazione del nuovo approccio progettuale e costruttivo a due progetti strategici

La **validità** di questo nuovo approccio per progettare e costruire gallerie è dimostrata dai **successi conseguiti** nella realizzazione di **oltre 1000 km** di opere nei terreni e nelle condizioni tenso-deformative più difficili, realizzate, applicando i nuovi concetti scaturiti dalla Ricerca, nel pieno rispetto dei costi e dei tempi previsti in sede di progettazione esecutiva, cioè prima dell'apertura dei cantieri.

##### 4.1. Nuova linea ferroviaria ad alta velocità Bologna-Firenze (Italia 1996-2005)

Tra i numerosi esempi disponibili, si riporta quello che, con 104 Km di gallerie da realizzare, 84 Km delle quali di linea da 140 m<sup>2</sup> di sezione e 20 Km di gallerie d'accesso o

di servizio, è stato tra gli anni 1996 e 2005 uno dei cantieri di tunnelling più importanti del mondo: il cantiere per la costruzione della nuova linea ferroviaria A.V. tra Bologna e Firenze (Fig. 15).

A causa dell'estrema variabilità dei terreni da attraversare e delle difficili condizioni di scavo (si doveva affrontare un'ampia e disomogenea varietà di terreni, talvolta interessati da manifestazioni idriche e presenza di gas: **dalle formazioni flyschoidi alle argille scagliose e argilliti, fino ai terreni sciolti**, con coperture variabili tra 0 e 600 m) tutte le gallerie di linea furono scavate in scavo convenzionale, essendo sembrato troppo rischioso l'impiego di TBM, con l'eccezione della galleria di servizio Ginori, di circa 10 km di lunghezza, 5,6 m di diametro e sotto 5 bar di pressione d'acqua, che fu scavata in flysch marnoso-arenaceo utilizzando una fresa Wirth doppio scudata. La realizzazione dell'opera, sulla base di un progetto esecutivo redatto secondo i principi dell'Analisi delle Deformazioni CON-

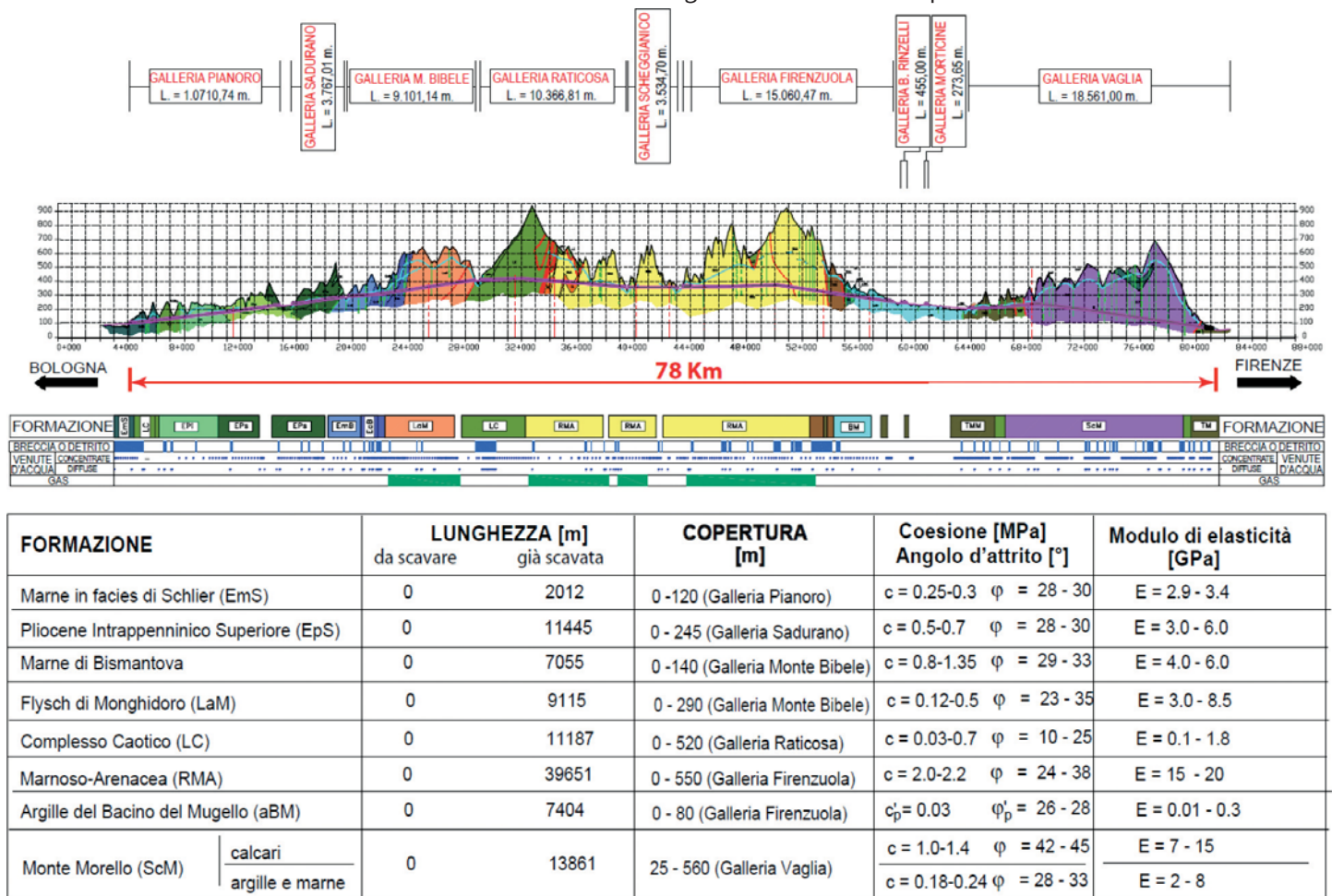


Fig. 15 - Linea ferroviaria A.V. Bologna-Firenze - Profilo geologico e caratteristiche medie delle formazioni attraversate.

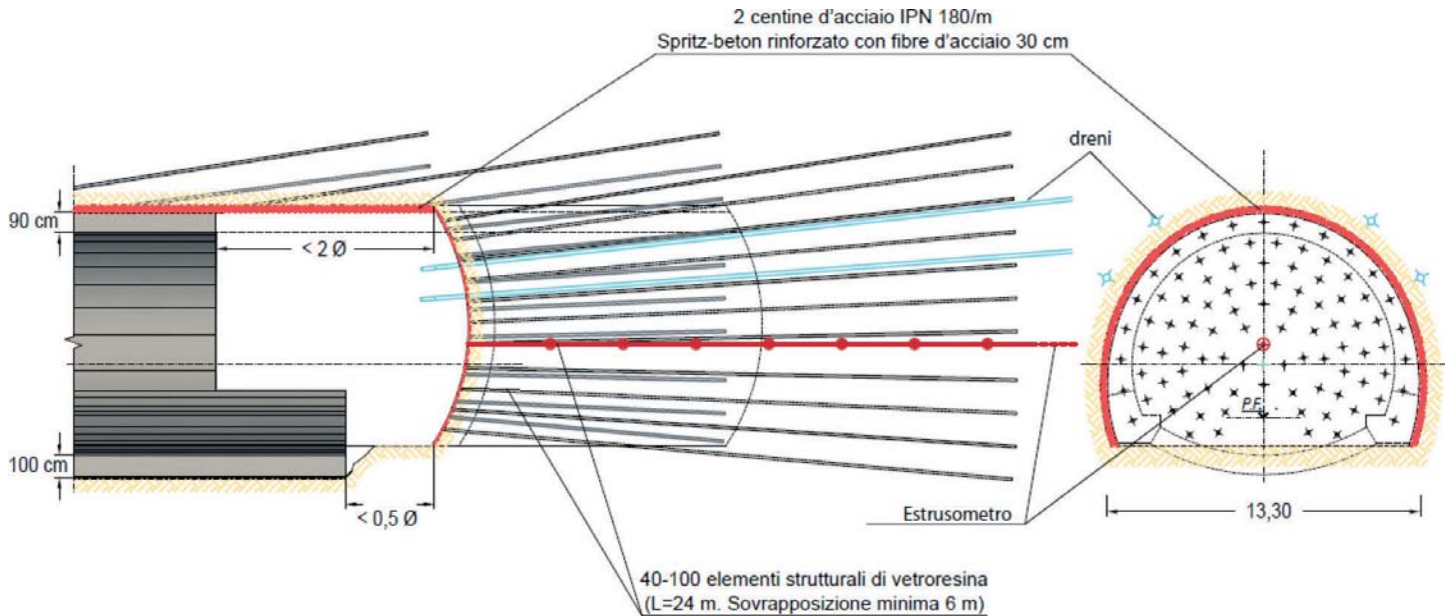


Fig. 16 – Linea ferroviaria A.V. Bologna-Firenze - Sezione tipo adottata per lo scavo della galleria “Raticosa”.

trollate nelle Rocce e nei Suoli, fu assegnata al Consorzio CAVET, che avendo stimato le previsioni progettuali condotte secondo il suddetto approccio sufficientemente attendibili, accettò, per una somma forfettaria di 4,209 miliardi di euro, di assumere su di sé tutti i rischi della costruzione, compresi i rischi geologici. Questa, iniziata nel 1996, è terminata nel 2005, nel pieno rispetto dei tempi e dei costi preventivati, con gran soddisfazione sia del Committente che del Costruttore. In questo arco di tempo, contando solo le gallerie di linea, furono attivi contemporaneamente fino a 45 fronti, facendo raggiungere una produzione media di ben 1.600 m/mese.

La fig. 16 mostra, a titolo esemplificativo, lo schema di una sezione tipo progettata per lo scavo della galleria Raticosa, in un Complesso Caotico di argille scagliose altamente spingenti, sotto 550-600 m di copertura (Categoria di comportamento C).

Le argille scagliose, com'è noto, sono estremamente sensibili alla decompressione e perdono la loro coesione se il confinamento scende a zero. Era quindi della massima importanza assicurare innanzitutto la stabilità del nucleo-fronte, rinforzandolo adeguatamente, poi adottare un rivestimento di prima fase chiuso da un arco rovescio rigido tenuto sempre a ridosso del fronte di scavo della galleria. Malgrado la severità delle condizioni tenso-deformative presenti e la pesantezza degli interventi di stabiliz-

zazione operati, le produzioni ottenute furono mediamente di 1,5 m/giorno lineari e costanti di galleria finita. Nonostante la nota difficoltà allo scavo degli ammassi appenninici, si evidenzia che, come è possibile evincere dai grafici di produzione riportati in fig. 17, in tutti i 104 Km di gallerie realizzati per la nuova linea ferroviaria AV/AC le produzioni registrate sono state eccezionalmente lineari e mai inferiori a 1,5 m/giorno di galleria finita, anche nei terreni più difficili a dimostrazione dell'estrema versatilità e delle eccellenti performance ottenibili utilizzando appropriatamente, in fase di scavo, il nucleo-fronte quale strumento di stabilizzazione della galleria, come previsto dall'Analisi delle Deformazioni Controllate nelle Rocce e nei Suoli. Anche per le gallerie realizzate per l'Alta Velocità ferroviaria tra Bologna e Firenze, le misure di tensione nei rivestimenti definitivi evidenziano a tutt'oggi valori di sollecitazione massimi dell'ordine di  $7 \div 8$  Mpa ( $70 \div 80$  Kg/cm<sup>2</sup>), a dimostrazione che utilizzando il nucleo-fronte come strumento di stabilizzazione è possibile controllare la convergenza del cavo sia a breve sia a lungo termine. Si fa notare infine che, a conferma dell'enorme salto di qualità che l'approccio all'oggetto di questa presentazione ha permesso di conseguire anche **in tema di sicurezza** (rispetto ai sistemi di scavo tradizionali che ancor oggi sono impiegati fuori dall'Italia), durante la realizzazione dei 104

Km di gallerie per la nuova linea ferroviaria ad Alta Velocità tra Bologna e Firenze non si contò alcun incidente mortale presso i fronti di scavo.

La conclusione dei lavori di scavo di quest'opera, unica per dimensioni, complessità e impegno finanziario, nel pieno rispetto dei tempi e dei costi di costruzione, nonché la sicurezza conseguita per le maestranze impegnate ai fronti di scavo, fu la definitiva conferma della correttezza delle conclusioni tratte dalle evidenze della Ricerca e della validità dell'approccio progettuale e costruttivo dell'Analisi delle Deformazioni Controllate nelle Rocce e nei Suoli da queste scaturito.

#### 4.2. Nuova linea ferroviaria ad alta velocità Lione-Marsiglia: la galleria Tartaiguille (Francia 1997)

Le operazioni di scavo della galleria Tartaiguille (180 m<sup>2</sup> di sezione), per la nuova linea ferroviaria “TGV Méditerranée” Lione – Marsiglia (Fig. 18), erano iniziate su entrambi gli imbocchi (Nord e Sud) nel febbraio 1996. Il sistema d'attacco prevedeva di avanzare a sezione parzializzata, scavando la mezza sezione superiore con un'attrezzatura ad attacco puntuale e lo strozzo, circa 200 m più indietro, con impiego di martellone.

Alla fine del Settembre 1996, le convergenze al fronte Sud, durante lo scavo nelle



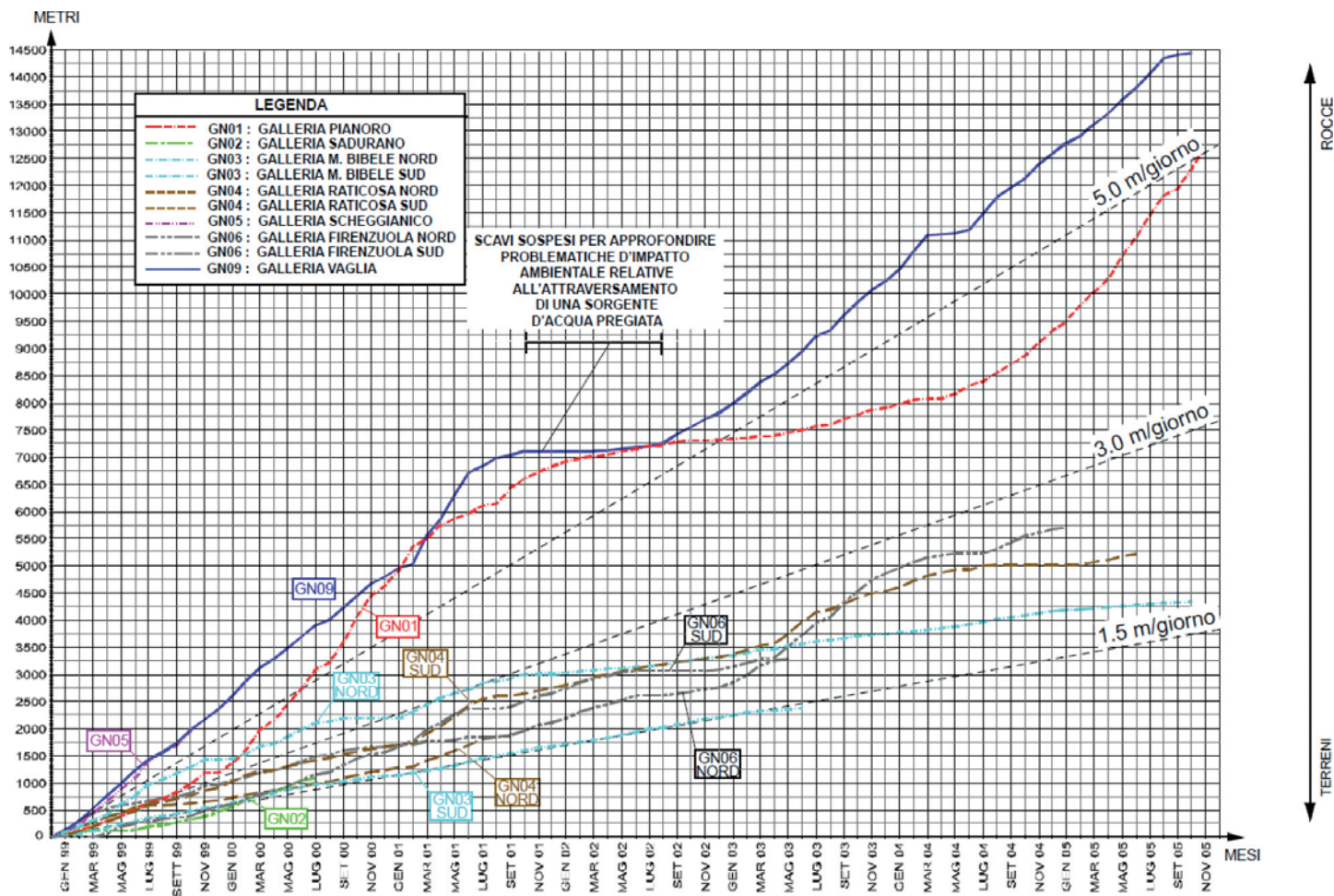


Fig. 17 – Linea ferroviaria A.V. Bologna-Firenze - Produzioni ottenute nelle differenti condizioni geomeccaniche e tenso-deformative affrontate.

marne dell'Aptien, s'incrementavano ben oltre i valori previsti dal progetto, fino a raggiungere, nel corso dello scavo della mezza sezione superiore, i 60 mm e, durante quello dello strozzo, i 150 mm, determinando fessurazioni importanti e splaccaggi nel prerivestimento di spritz-beton. Presto gli scavi avrebbero dovuto affrontare, su due fronti d'avanzamento opposti, la tratta più difficile, di circa 900 m di lunghezza, entro la temuta **formazione dello Stampien Inferiore, costituita da un'alternanza stratificata di livelli di marne, argille e limi, con elevatissima percentuale (75%) di montmorillonite estremamente sensibile all'umidità dell'aria e perciò molto rigonfiante** ( $c' = 0,05 \text{ Mpa} = 0,5 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $\varphi' = 18^\circ$ ). I responsabili dei lavori, assai preoccupati, avevano condotto una campagna geognostica integrativa e dalla conseguente revisione del progetto iniziale si era evidenziata l'impossibilità a procedere nelle argille dello Stampien coi

sistemi d'attacco previsti, che presumevano la parzializzazione della sezione di scavo, poiché ciò avrebbe comportato fenomeni deformativi d'entità inaccettabile. Per giungere a una soluzione che consentisse di superare il problema, la SNCF (Société National du Chemin de Fer), all'inizio del 1997, dava vita a un gruppo di studio ("Comité de pilotage") costituito dagli stessi tecnici delle Ferrovie Francesi, dal consorzio G.I.E. TARTAIGUILLE, dai consulenti Coyne et Bellier, dai consulenti geotecnici del consorzio Terrasol-Simecsol e dal CETU. Detto gruppo consultava a sua volta i maggiori esperti di tunnelling europei, invitandoli a predisporre una soluzione progettuale che consentisse d'attraversare la tratta argillosa in sicurezza e nel rispetto dei tempi contrattuali. Dopo aver esaminato diverse proposte, nessuna delle quali offriva garanzie di sicurezza e affidabilità, soprattutto riguardo ai tempi esecutivi, la SNCF tramite il consorzio

G.I.E. TARTAIGUILLE, confortata dagli schemi della proposta italiana completa di precise previsioni e garanzie su tempi e costi, avanzata dallo scrivente, nel marzo 1997 affidava allo stesso la progettazione esecutiva degli 860 m di galleria ancora da realizzare. La nuova soluzione progettuale mutava radicalmente i criteri progettuali tradizionali rifacendosi a quelli proposti dall'approccio secondo l'Analisi delle Deformazioni Controllate nelle Rocce e nei Suoli: avanzamento a piena sezione, previa regimazione dei fenomeni deformativi attraverso il rinforzo del nucleo-fronte, utilizzato come strumento di stabilizzazione, getto dell'arco rovescio definitivo a ridosso del fronte e quello del rivestimento definitivo entro 20 ÷ 40 m. Il dimensionamento degli interventi di consolidamento del nucleo d'avanzamento fu eseguito, in prima analisi, attraverso la rielaborazione delle prove di estrusione, quindi fu verificato attraverso modelli agli elementi

TGV MEDITERRANEE LIONE-MARSIGLIA - GALLERIA "TARTAIGUILLE" (anno 1997)

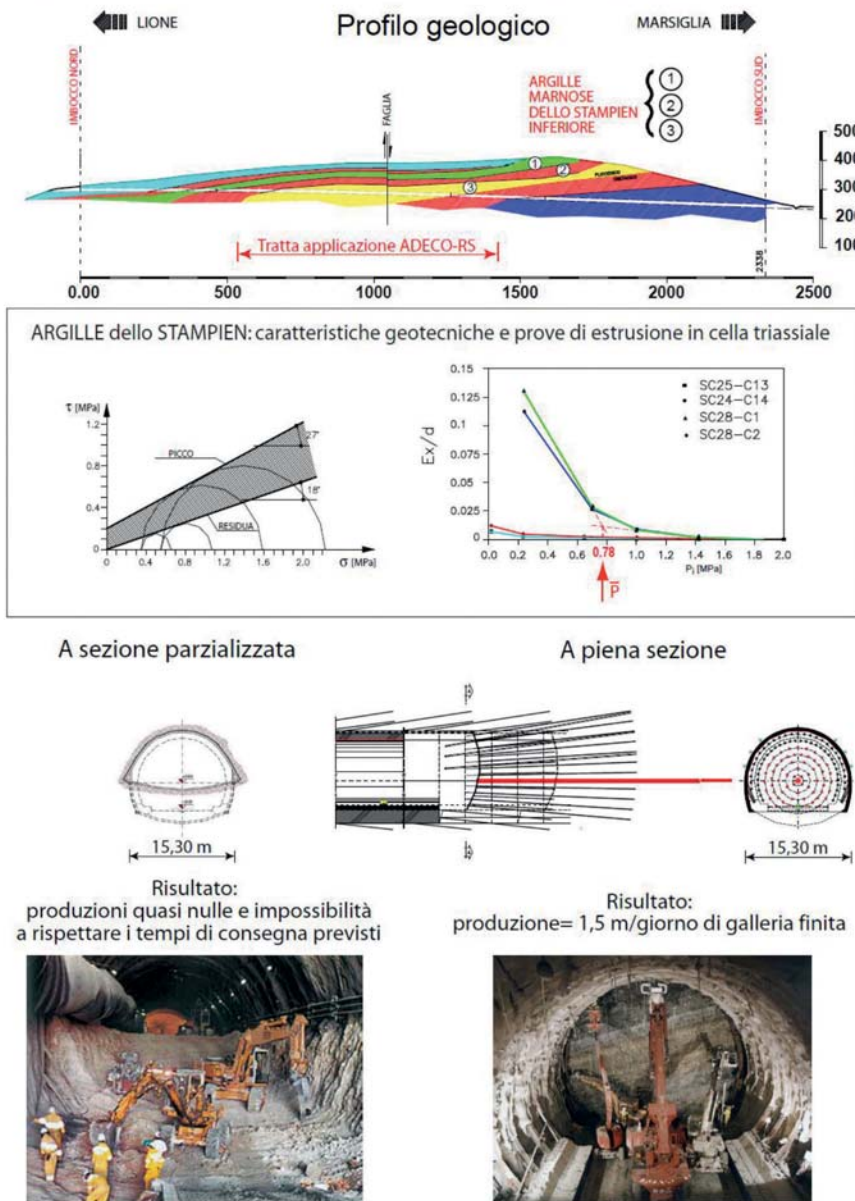


Fig. 18 – L'esperienza della galleria "Tartaiguille".

finiti 3D in campo elastoplastico, capaci di tener conto di fenomeni complessi come quelli dovuti al *fluage* e al rigonfiamento. I lavori d'avanzamento in galleria furono ripresi dal consorzio G.I.E. TARTAIGUILLE nel luglio 1997, sotto lo stretto controllo del progettista, che mantenne a tale scopo un proprio ingegnere sul cantiere per tutta la durata dei lavori.

Il nuovo sistema d'avanzamento adottato consentì di rispettare i tempi contrattuali di consegna dell'opera con produzioni che, grazie all'industrializzazione delle varie fasi operative, raggiunsero 1,7 m/giorno, ad-

dirittura superando i 1,4 m/giorno medi garantiti in fase progettuale. La galleria fu ultimata dopo appena un anno dalla ripresa dei lavori col sistema a piena sezione, circa 1 mese e mezzo in anticipo sul programma previsto di 9 mesi.

### 5. Approfondimento teorico su modelli numerici e fisici in scala ridotta

Recentemente, per inquadrare meglio, dal punto di vista teorico, i risultati della Ri-

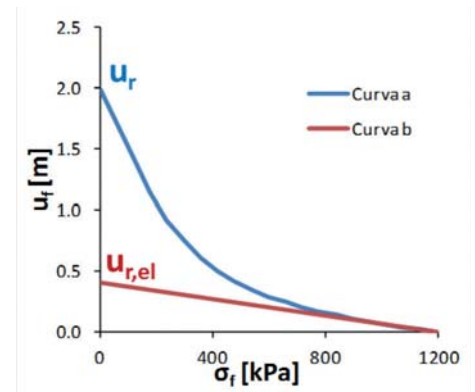


Fig. 19 – Curva caratteristica del fronte secondo i risultati dell'analisi elastoplastica (curva a) e dell'analisi elastica (curva b).

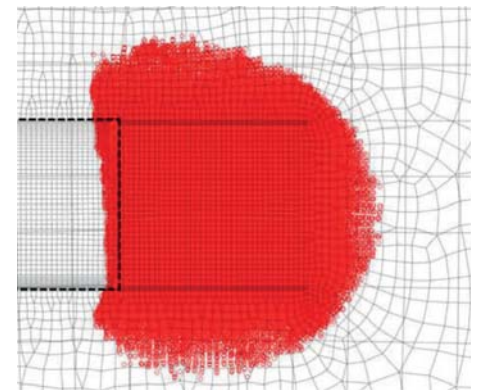


Fig. 20 – Vista laterale del modello presso il fronte di scavo: visualizzazione delle zone plasticizzate.

cerca sino ad oggi svolta e le esperienze maturate sulle innumerevoli gallerie realizzate con l'approccio secondo l'Analisi delle Deformazioni COntrollate nelle Rocce e nei Suoli e anche per mettere a punto, se possibile, procedure di calcolo semplificate ma universali, capaci di tener conto della tridimensionalità del problema dello scavo di un'opera nel sottosuolo e di tutti i principali fattori in gioco, si è dato inizio, in collaborazione con il Politecnico di Milano, a un approfondimento teorico, dei risultati della ricerca e delle esperienze maturate sulle innumerevoli gallerie realizzate, su modelli numerici e fisici in scala ridotta. Questo approfondimento ha come elemento di massimo interesse la realizzazione di un modello fisico in scala ridotta di una galleria in avanzamento in differenti condizioni tenso-deformative. Preliminarmente alla realizzazione del mo-

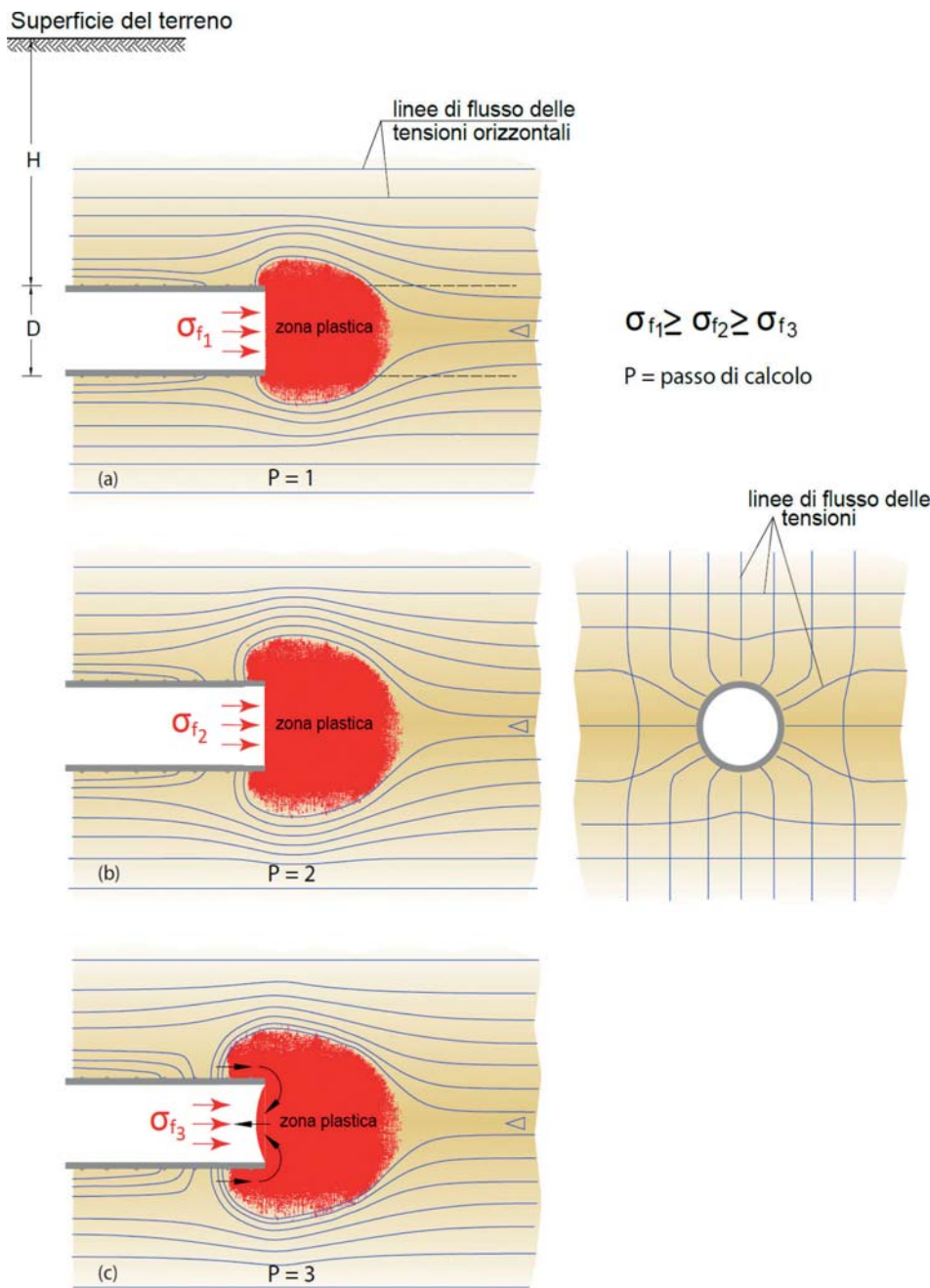


Fig. 21 – La plasticizzazione del nucleo-fronte e la canalizzazione delle linee di flusso degli sforzi orizzontali danno luogo a un fenomeno spazialmente evolutivo che origina il meccanismo estrusivo evidenziato dalle frecce nere.

dello fisico, si sono svolte alcune analisi numeriche su modelli tridimensionali agli elementi finiti (utilizzando il codice MIDAS GTS NX), allo scopo di mettere in evidenza i parametri meccanici e geometrici che condizionano la risposta di gallerie profonde scavate in strati omogenei di argilla, con particolare riguardo ai fenomeni che si sviluppano nella zona del nucleo-fronte a seguito dell'avanzamento. Le analisi, di cui

nel seguito si riassumeranno i risultati, sono state effettuate sulla base di alcune ipotesi semplificatrici: materiale omogeneo isotropo con comportamento elastico perfettamente plastico in condizioni non drenate (l'unico parametro costitutivo legato alla resistenza è la coesione non drenata  $c_u$ ), rivestimento della galleria rigido che termina esattamente a ridosso del fronte. Il modello 3D è stato realizzato con un rapporto H/D

(dove H è la copertura sulla galleria e D il diametro equivalente di questa) tale da garantire che non si sviluppino meccanismi di rottura negli strati superficiali. Informazioni più esaustive sulle caratteristiche del modello numerico, sono qui omesse per brevità, bastando dire che per valutare l'affidabilità dei risultati numerici ottenuti si sono considerate diverse dimensioni per il modello e diverse discretizzazioni spaziali. Si riportano nel seguito e si discutono in forma separata i risultati delle analisi numeriche condotte considerando il nucleo-fronte naturale (non rinforzato) e il nucleo-fronte rinforzato.

### 5.1. Caso del nucleo-fronte naturale (non rinforzato)

Una volta eseguito un primo passo di calcolo per portare il modello nelle condizioni di sforzo iniziali, sotto la sola forza di gravità, si è iniziato a simulare lo scavo con diverse modalità, sia in controllo di spostamento sia in controllo di carico, ottenendo risultati simili, sintetizzati in termini di curva caratteristica (ovvero di andamento dell'estrusione media del fronte  $u_f$  al variare della pressione orizzontale media  $\sigma_f (= \sigma_3)$  di contenimento che agisce su di esso) nel grafico in fig. 19, sia nel caso di comportamento elastoplastico (curva a), sia nel caso di comportamento puramente elastico (curva b).

L'analisi dei risultati numerici ha mostrato chiaramente che il progressivo annullamento della pressione di contenimento al fronte, che simula lo scavo d'avanzamento, porta, nelle condizioni date, alla plasticizzazione del nucleo-fronte (Fig. 20) e alla conseguente canalizzazione delle linee di flusso degli sforzi orizzontali (Fig. 21) cui corrisponde un progressivo incremento delle pressioni normali esercitate dal terreno sul rivestimento per una zona di lunghezza pari a circa un diametro di scavo.

In particolare, si è evidenziato l'evolvere di un meccanismo estrusivo in cui il terreno in una fascia al contorno della galleria rivestita rifluisce verso il fronte di scavo (Fig. 21 e 22). Si tratta di un fenomeno spazialmente evolutivo in cui la plasticizzazione del terreno al contorno del rivestimento della galleria continua a estendersi in direzione longitudinale retrostante il fronte (Fig. 21 a, 21 b, 21 c). Si ritiene importante evidenziare

che la rappresentazione delle linee di flusso degli sforzi orizzontali e della plasticizzazione del terreno al contorno della galleria data in fig. 21 risente delle schematizzazioni fatte nel modello numerico, propedeutico al modello fisico che illustreremo più oltre, in cui lo scavo è simulato in controllo di carico mantenendo comunque il fronte fermo. Nella realtà, avanzando il fronte, la plasticizzazione del terreno al contorno del cavo, essendo un fenomeno irreversibile, interesserà tutta la lunghezza della galleria. Quanto sopra illustrato ha un evidente riscontro anche in termini di curva caratteristica. Infatti, se si **normalizza** la curva caratteristica del fronte (curva a di Fig. 19), in modo da renderla graficamente indipendente dallo spostamento estrusivo residuo elastico ( $u_{r,el}$ ) e dallo stato di sforzo naturale ( $\sigma_0$ ), si ottiene la curva diagrammata in fig. 23, che non raggiunge mai un asintoto verticale: la sua rigidità si riduce progressivamente senza mai annullarsi, mostrando un comportamento duttile con incrudimento non dipendente dal legame costitutivo, ma conseguente all'incrudimento dovuto alla propagazione spaziale della zona plasticizzata.

In definitiva è possibile affermare che:

- la tridimensionalità del sistema governa la risposta della "geo-struttura" sia da un punto di vista cinematico (evoluzione del campo di spostamenti) sia da un punto di vista statico (evoluzione del campo di tensioni);
- l'approccio standard dell'analisi limite non è impiegabile per rappresentare la risposta del sistema poiché esso non raggiunge mai le condizioni di rottura.

Se si normalizza ogni curva caratteristica calcolata rispetto al **rapporto d'instabilità** modificato  $N^* = K^a_0 N$  dove:

$$N = \frac{\gamma(H + \frac{D}{2}) + q}{C_u} \quad \begin{array}{l} \text{[rapporto d'instabilità} \\ \text{definito da Broms and} \\ \text{Bennermark, 1967]} \\ a = 0,82 \\ q = \text{sovraccarico} \\ K_0 = \text{coefficiente di spinta} \\ \text{a riposo} \end{array}$$

si ottiene un risultato particolarmente utile e interessante.

Si è infatti constatato che, nonostante la gran dispersione di parametri geomeccanici e geometrici considerati, tutte le curve caratteristiche calcolate numericamente appartengono sorprendentemente a una

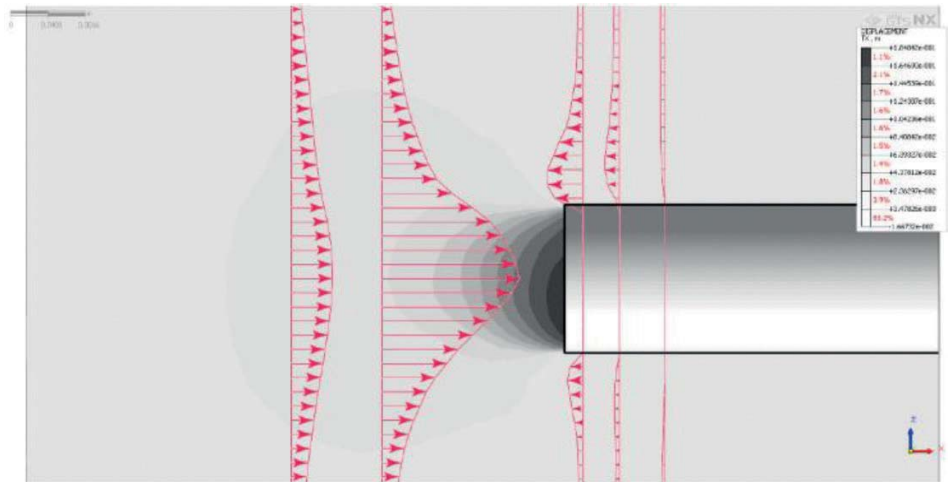


Fig. 22 – Diagrammi degli spostamenti orizzontali a differenti distanze dal fronte di scavo.

stessa curva caratteristica, detta "**curva madre**", indipendentemente dal valore di  $K_0$  e da tutti gli altri parametri (Fig. 24). Si tratta di un risultato importantissimo perché tale curva consente di fare una previsione dei fenomeni estrusivi del nucleo-fronte di una galleria al variare del contenimento orizzontale  $\sigma_r$ , partendo solamente dalla conoscenza della copertura  $H$ , del diametro della galleria  $D$ , del coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ , e dei parametri geomeccanici del terreno  $\gamma$ ,  $c_u$ , ed  $E$ .

A questo scopo, il progettista dovrà partire dalla valutazione di  $N^*$ , quindi, attraverso la curva caratteristica di fig. 24 potrà stimare il rapporto  $u_r/u_{r,el}$ . Mediante analisi numeriche elastiche tridimensionali determinerà poi  $u_{r,el}$  per infine calcolare  $u_r$ . Ciò permette ai progettisti di fornire una previsione dell'estrusione del nucleo-fronte anche per pressioni orizzontali di contenimento  $\sigma_r$  diverse da zero. La curva "madre" di fig. 24 è molto conveniente anche per valutare l'efficacia dell'intervento progettato per il rinforzo del nucleo-fronte: semplicemente confrontando con detta curva i risultati ottenuti dal sistema rinforzato. È importante rammentare che questo risultato lo si è ottenuto considerando un terreno privo di attrito in condizioni non drenate e un rivestimento estremamente rigido rispetto al terreno, che termina a ridosso del fronte. Tuttavia si è verificato che variazioni anche molto significative della rigidità del rivestimento portano a scostamenti trascurabili della curva caratteristica dell'estrusione rispetto a quella della curva madre sopra riportata (Fig. 25).

## 5.2. Caso del nucleo-fronte rinforzato

Il modello numerico ha fornito risultati molto utili anche per studiare il comportamento di una galleria scavata **previo rinforzo del nucleo-fronte**. Si è considerato in particolare il rinforzo ottenuto mediante elementi strutturali di vetroresina. Per valutare la sua efficacia ci si è concentrati principalmente su due parametri geometrici adimensionali: il rapporto  $l = L/D$ , con  $L$  lunghezza del rinforzo e il rapporto  $\alpha = A_r/A$ , con  $A$  area della sezione trasversale della galleria e  $A_r$  area complessiva delle sezioni dei rinforzi. Quando  $\alpha = 100\%$  il rinforzo del nucleo-fronte è completo e lo svernamento può avvenire solo lungo la superficie laterale del cilindro rinforzato equivalente, nel terreno posto a monte del volume rinforzato. I risultati dei calcoli eseguiti ipotizzando, per semplicità, rinforzi perfettamente elastici,

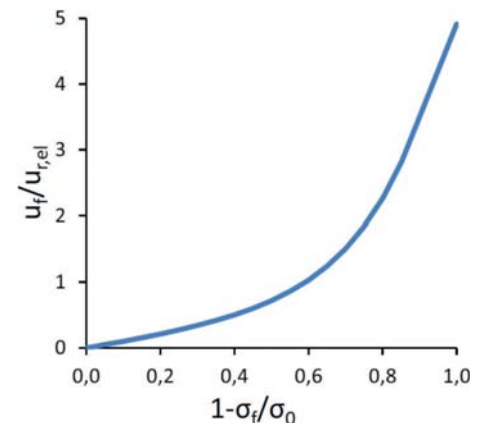


Fig. 23 – Normalizzazione della curva a di Fig. 19.

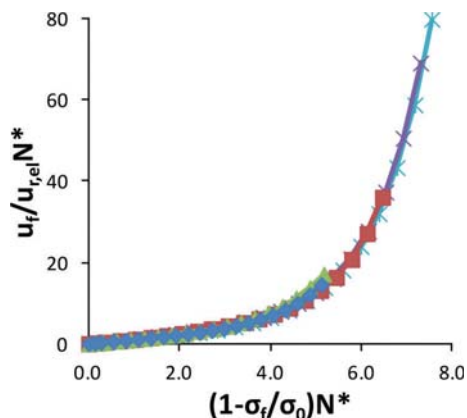


Fig. 24 - Curva caratteristica "Madre" nel piano  $u_f/u_{r,el}N^*$ - $N^*(1-\sigma_f/\sigma_0)$ .

posizionati parallelamente all'asse longitudinale della galleria con spaziatura costante, sono rappresentati in fig. 26: l'effetto dei rinforzi è ben visibile e la loro efficacia appare progressivamente crescente all'incrementare della loro lunghezza (si sono considerati valori di  $l$  compresi fra 0,25 e 1).

Gli stessi risultati hanno inoltre evidenziato che rinforzare totalmente il nucleo di avanzamento ha tre principali conseguenze:

1. il meccanismo di rottura, se si verifica, si sviluppa in una zona lontana dal fronte;
2. l'incremento della pressione normale del terreno sul rivestimento diminuisce per valori crescenti di  $l$  fino a scomparire;
3. il "fronte equivalente", posto all'interfaccia fra il suolo e il fronte del volume rinforzato, non è mai totalmente scarico a causa degli sforzi di taglio che si sviluppano sulla superficie laterale del cilindro rinforzato.

Per valutare l'influenza di  $\alpha$ , in fig. 27 si sono rappresentate le curve caratteristiche normalizzate per valori di  $\alpha$  pari a 100%, 4,5%, 1% e 0%, calcolate per  $l = 1$ . Si nota come per tale valore di  $l$  un miglioramento significativo della risposta meccanica del sistema avvenga solo a partire da valori di  $\alpha$  totalmente inaccettabili e non realistici ( $\alpha = 4,5\%$ ).

Al contrario se  $l$  è incrementato sino ad un valore di 2 la risposta cambia significativamente (Fig. 28) e appare evidente che l'efficacia dei rinforzi è assai soddisfacente già per  $\alpha = 1\%$ .

Questo è dovuto alla variazione dei processi meccanici che si sviluppano all'interno del sistema: come evidenzia la fig. 29, se i

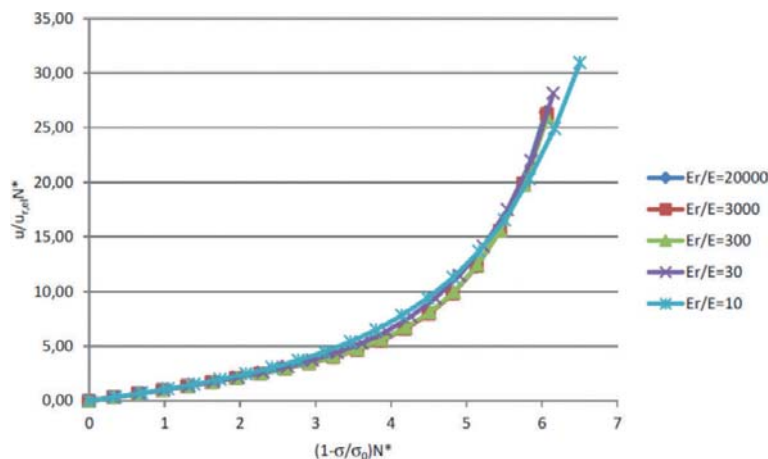


Fig. 25 - Curve caratteristiche normalizzate calcolate per rivestimenti di diversa rigidità.

rinforzi sono sufficientemente lunghi le plasticizzazioni si estendono entro un piccolo volume di terreno e i rinforzi possono rimanere ancorati a una zona di terreno a monte del nucleo-fronte ancora in campo elastico. Per brevità, non si mostrano i risultati relativi a tutti gli altri valori di  $l$  presi in considerazione, basti qui dire che in tutti i casi è risultato evidente che quando l'efficacia dell'ancoraggio dei rinforzi non è sufficiente ( $l < 1,5$ ) le plasticizzazioni si propagano interessando volumi di terreno di dimensioni maggiori, coinvolgendo l'intera lunghezza dei rinforzi che, di conseguenza, perdono gran parte della loro efficacia.

### 5.3. Approfondimento sperimentale su modelli fisici in scala ridotta

Sulla base delle indicazioni ottenute dalla modellazione numerica, si è realizzato un modello fisico per sperimentare in scala ridotta lo scavo di una galleria profonda in terreno coesivo saturo. In particolare, le prove sono state rivolte alla definizione sperimentale della curva caratteristica dei nuclei-fronti non rinforzati e rinforzati, nonché all'identificazione del corrispondente campo di spostamenti del terreno, in una fascia al contatto col fronte e al contorno della galleria.

Il modello, come illustrato in fig. 30, è costituito da una base e tre pareti verticali in legno; la quarta parete si è realizzata con un pannello di Perspex di 3 cm di spessore, per consentire di osservare direttamente il comportamento del terreno durante la prova. Il rivestimento della galleria è stato realizzato con un semicilindro cavo di acciaio

inossidabile di diametro interno pari a 206 mm e spessore pari a 1,5 mm. Il fronte della galleria è stato realizzato mediante una piastra di acciaio inossidabile dello spessore di 10 mm. Tre barre filettate connesse alla piastra permettono di muovere il fronte verso l'interno della galleria. Per poter valu-

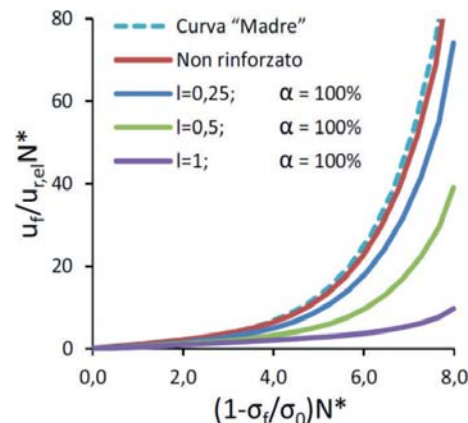


Fig. 26 - Curve caratteristiche normalizzate per  $\alpha = 100\%$ .

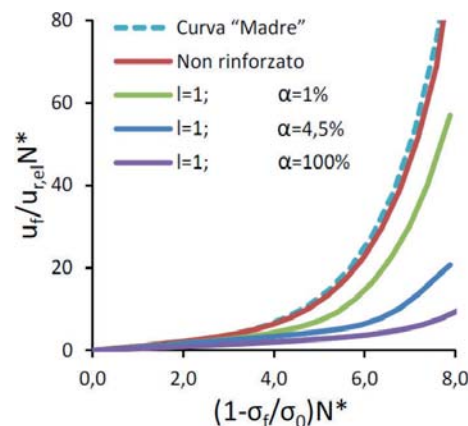


Fig. 27 - Curve caratteristiche normalizzate per  $l = 1$ .

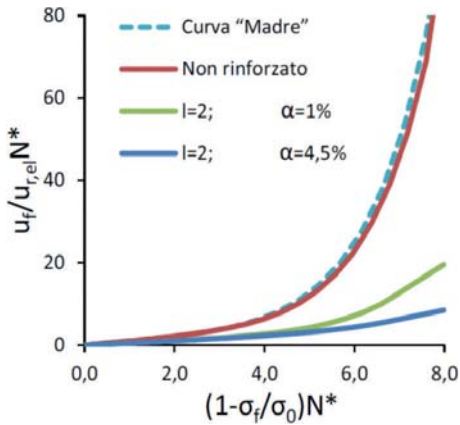


Fig. 28 – Curve caratteristiche normalizzate per  $l=2$ .

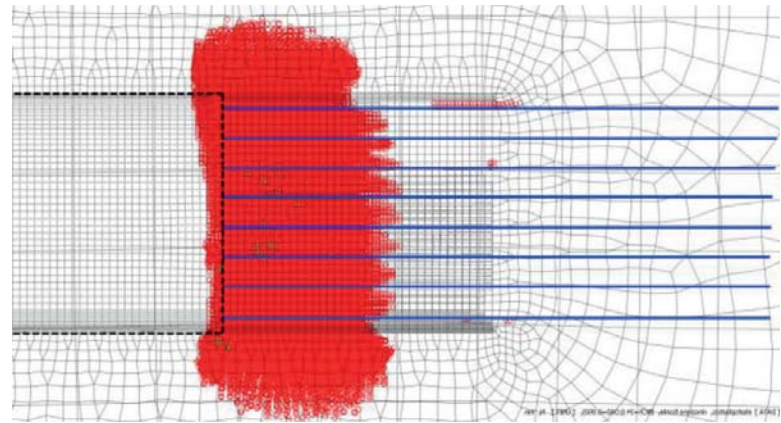


Fig. 29 – Zone soggette a deformazioni plastiche.

tare la pressione sul fronte, sulla piastra del fronte è stata fissata una membrana di lattice, riempita d'aria in pressione e collegata ad un manometro (Fig. 31).

Molta attenzione è stata posta nella preparazione del materiale terrigeno da utilizzare per le prove. Si è scelto un caolino ricostituito in laboratorio con un contenuto d'acqua pari al 160 %, corrispondente a un indice dei vuoti pari a 4,16, che, grazie all'utilizzo di un apparato drenante, ha subito una consolidazione naturale, sotto il proprio peso, all'interno dell'apparato sperimentale. Maggiori dettagli sull'apparecchiatura e sulla preparazione del terreno di prova saranno dati in future comunicazioni.

Lo scarico del fronte conseguente all'azione dello scavo è stato simulato arretrando progressivamente la piastra che lo rappresenta per passi di 0,625 mm. Contemporaneamente, lasciato il tempo al sistema per raggiungere un nuovo stato di equilibrio, si sono osservati gli spostamenti subiti dalle particelle di terreno adiacenti al pannello di Perspex. A questo scopo si è adottata la tecnica PIV (*Particle Image Velocimetry*), che permette di ricostruire il campo di spostamenti del terreno confrontando immagini ad alta risoluzione prese in successivi istanti di tempo.

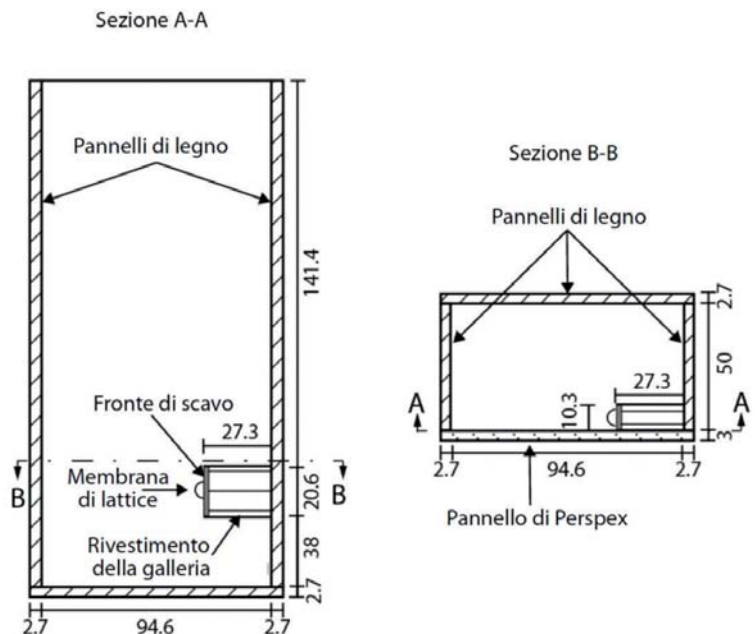
Per l'esecuzione delle prove su nuclei-fronti rinforzati, l'apparecchiatura è stata modificata in modo da poter inserire nel fronte

delle bacchette di vetroresina (Fig. 32). Per evitare l'attrito fra il fronte e il profilo interno del rivestimento è stato creato un *gap* dello spessore di 0,5 mm. Per evitare invece la fuoriuscita di caolino dal modello nelle fasi iniziali della consolidazione, dietro al fronte è stato posizionato un fermo rigidamente vincolato al rivestimento, che pertanto scarica lo sforzo geostatico direttamente sul rivestimento stesso ed impedisce lo spostamento del fronte.

In tale occasione si sono introdotte diverse migliorie per aumentare la precisione delle prove e poter automatizzare parzialmente la fase di scarico del fronte. In particolare, si è introdotto un pistone, collegato al fronte



Fig. 30 – Il modello fisico in scala ridotta realizzato nelle prove sperimentali.



mediante barre in acciaio libere di scorrere su delle boccole (Fig. 33). Tra il pistone e le barre, una cella di carico, compresa tra due nodi sferici, consente il rilievo delle pressioni sul fronte, mentre un sensore di spostamento laser, collocato all'esterno dell'apparecchiatura, permette la misura accurata degli spostamenti dello stesso.

A consolidazione avvenuta, le prove, condotte in controllo di carico, si sono articolate nelle seguenti fasi:

1. incremento della pressione del pistone fino a raggiungere la pressione geostatica iniziale;
2. svincolo del fermo dal rivestimento;
3. riduzione progressiva della pressione  $\sigma_f$  mediante il pistone, misurazione contemporanea degli spostamenti del fronte e scatto di una serie di fotogrammi per la PIV (*Particle Image Velocimetry*).

### 5.3.1. I risultati ottenuti dalle prove su modelli fisici in scala ridotta

Le prove su modelli fisici in scala ridotta hanno lo scopo di:

- verificare la capacità del modello numerico di predire il comportamento reale del sistema;
- confermare il meccanismo evolutivo del fenomeno estrusivo individuato attraverso la modellazione numerica e già rappresentato in fig. 21;
- verificare la validità della “**curva madre**” individuata sulla base dei risultati del modello numerico per prevedere l'importanza dei processi estrusivi al fronte di una galleria e dimensionare gli interventi di rinforzo del nucleo-fronte eventualmente necessari;
- confermare l'effetto del consolidamento del nucleo-fronte al variare della lunghezza e intensità dei rinforzi già messo in luce dalla modellazione numerica.

Per perseguire lo scopo, si è impostato il seguente programma di prove:

- esecuzione di una prima serie di prove sperimentali di calibrazione, variando la velocità di esecuzione della prova, per determinare la velocità ottimale da tenere per rendere ininfluenti sui risultati il comportamento viscoso del materiale;
- esecuzione di una seconda serie di prove con **nucleo-fronte non rinforzato**, variando la copertura e il grado di consolidazione del materiale ed esecuzione di

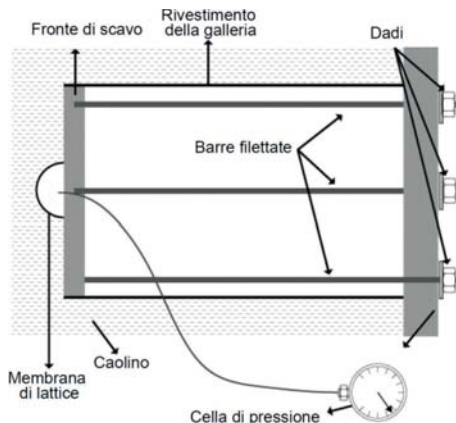


Fig. 31 – Dettaglio dell'apparato sperimentale.

corrispondenti analisi numeriche per verificare la corrispondenza dei risultati;

- esecuzione di una terza serie di prove con **nucleo-fronte rinforzato**, variando numero, disposizione e lunghezza dei rinforzi ed esecuzione di analisi numeriche.

Al momento della stesura di questo testo, si è appena esaurita l'esecuzione delle prove sperimentali di calibrazione. In fig. 34 si sono riportati i risultati di una di queste prove in termini di curva caratteristica del fronte. Si nota l'effetto del rilassamento ottenuto misurando, a spostamento fissato, la variazione nel tempo della pressione al fronte. Conformemente a quanto programmato, i risultati sperimentali sono stati simulati mediante analisi FEM considerando una variazione lineare della coesione non drenata e del modulo di Young. Dall'analisi numerica è stata estratta la curva caratteristica (curva in verde di Fig. 35) sul piano normalizzato  $u_f/u_{r,el}N^* - (1 - \sigma_f/\sigma_0)N^*$ .

La normalizzazione sia dei dati sperimentali sia dei risultati numerici si è eseguita utilizzando la coesione non drenata valutata in corrispondenza dell'asse della galleria e definendo lo spostamento residuo elastico a partire dalla pendenza iniziale della curva caratteristica sul piano  $u_f - \sigma_f$ .

In fig. 35, in rosso, sono rappresentati anche i punti corrispondenti ai risultati ottenuti dalla prova sperimentale sul modello fisico. Si nota un sostanziale accordo fra i risultati numerici e i risultati sperimentali: in particolare, i punti ottenuti al termine delle fasi di rilassamento (punti A, B, C, D ed E) coincidono quasi perfettamente con la curva ottenuta numericamente (curva verde). Nella stessa figura è riportata in giallo la

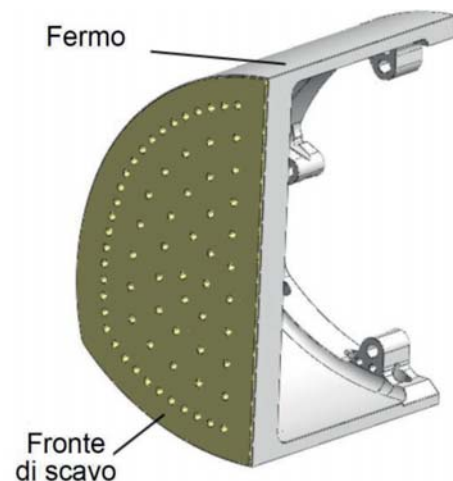


Fig. 32 – Il fronte predisposto per l'inserimento dei rinforzi e il fermo retrostante ad esso appoggiato.

“**curva madre**” ottenuta dalle analisi numeriche con  $c_u$  costante (Fig. 24). Si può notare che, nonostante localmente il campo di spostamenti del terreno risulti essere molto influenzato dalla variazione della  $c_u$ , la risposta globale del sistema in termini di curva caratteristica non mostra significative variazioni.

In definitiva, i primi risultati delle prove sperimentali su modello fisico sin qui condotte sono incoraggianti, mostrando un eccellente accordo con le evidenze emerse dal modello numerico e da quanto osservato nella realtà durante lo scavo di numerose gallerie in condizioni tenso-deformative complesse. Sembra altresì confermata la validità della “**curva madre**”. Essa può essere utilizzata vantaggiosamente per definire la diagnosi e la terapia da prescrivere in fase progettuale. I risultati definitivi delle prove, appena disponibili, saranno riportati in una prossima pubblicazione.

## 6. Conclusioni

“*Unended quest*” è il titolo di un famoso saggio di Karl Popper e la più pertinente sintesi delle suggestioni della scienza e della tecnica, che è iniziata alla fine del '500 e si è sviluppata sempre più prepotentemente fino alle scoperte e alle realizzazioni dell'uomo contemporaneo.

Nel campo delle opere dell'ingegneria civile è evidente come, l'assioma di Popper, si possa applicare alle opere d'avanguardia

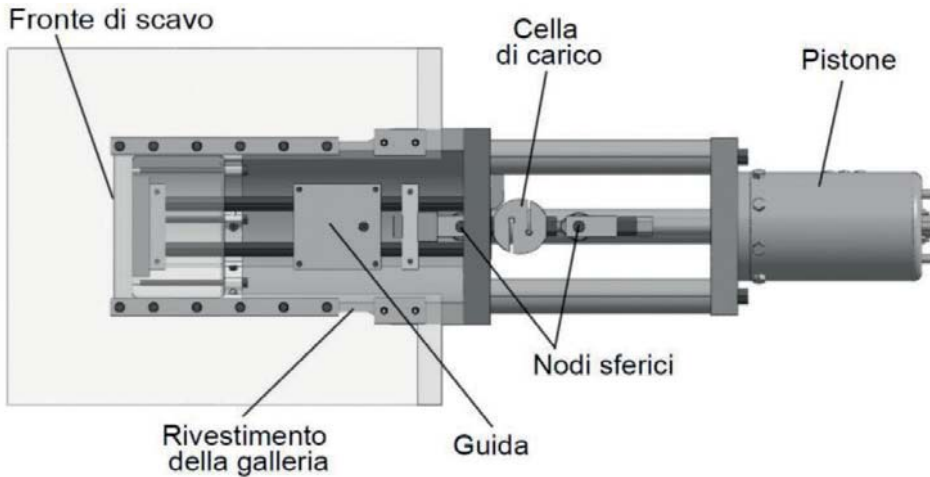


Fig. 33 – Dettaglio dell'apparecchiatura perfezionata per l'esecuzione delle prove su nucleo-fronte rinforzato.

da realizzarsi sia in superficie sia nel sottosuolo.

Nel nostro caso, trattandosi di sottosuolo, possiamo dire, grazie alla ricerca, di aver tentato, e forse esser riusciti, a dar contenuto alle aspirazioni di due padri delle costruzioni in sotterraneo quali Ladislaus von Rabcewicz (“*Tunnels should be driven full face whenever possible, although (today) this cannot always be done....*”) (Rabcewicz, 1964) e Alan Marshall Muir Wood (“*The strategy for a project needs therefore to be fashioned in considerable detail before major resources are committed*”) (Muir Wood, 2002), cercando di rispondere agli auspici che questi si erano posti.

Per questo, ho ritenuto, allora, interessante illustrare il percorso, rigorosamente scientifico, che ho compiuto col prezioso aiuto dei miei collaboratori, per arrivare alla mes-

sa a punto dell'Analisi delle Deformazioni Controllate nelle Rocce e nei Suoli, un approccio progettuale e costruttivo per opere in sotterraneo che negli ultimi decenni si è dimostrato universalmente valido per lo scavo di tali opere, sia in convenzionale sia mediante TBM, in qualsiasi tipo di terreno e condizione tenso deformativa.

Infatti, partendo, da un singolare fenomeno deformativo prodottosi durante il traforo autostradale del Frejus:

1. abbiamo individuato nel **fenomeno estrusivo** del nucleo-fronte, la componente più significativa della Risposta Deformativa dell'ammasso all'azione dello scavo;
2. abbiamo allora dato vita ad una approfondita Ricerca teorica e sperimentale **in termini di Analisi** della Risposta Deformativa dell'ammasso all'azione dello

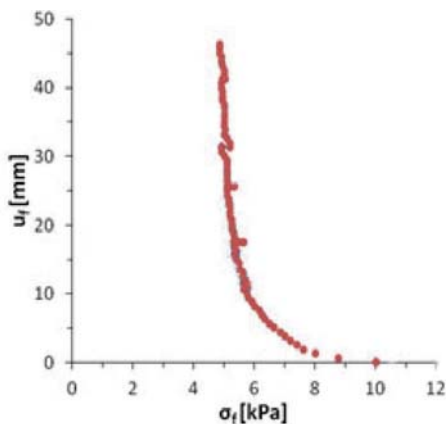


Fig. 34 – Curva caratteristica del fronte ottenuta da una prova su modello fisico.

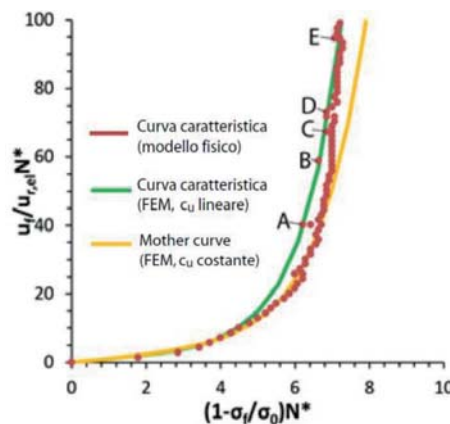


Fig. 35 – Curve caratteristiche del fronte sul piano normalizzato  $u_f/u_{f,el} N^* - (1 - \sigma_f/\sigma_0) N^*$ .

scavo, che ha permesso di dimostrare, al di là di ogni ragionevole dubbio, come il fenomeno estrusivo del nucleo-fronte sia direttamente responsabile dell'evoluzione dei successivi fenomeni di convergenza del cavo, quindi della sua stabilità;

3. abbiamo studiato, realizzato e messo a punto gli strumenti e i sistemi atti a misurare tale Risposta Deformativa in tutte le sue componenti, dando la precedenza in particolare a quella estrusiva (causa) e infine a quella più comunemente trattata sino ad allora: la convergenza (effetto);
4. abbiamo poi proseguito la Ricerca **in termini di Controllo** della suddetta Risposta Deformativa e ideato, realizzato e messo a punto gli strumenti e le tecnologie atte a controllare il fenomeno estrusivo del nucleo-fronte e a trasformare il nucleo-fronte stesso in un efficace strumento di stabilizzazione della cavità, a breve e a lungo termine, evidenziando che: **se i problemi di stabilità di una galleria non si risolvono completamente al fronte di scavo, quando ancora il problema statico, grazie alla presenza del nucleo-fronte, è tridimensionale, non potranno certo essere risolti a distanza dal fronte, quando il problema diventa piano! È in questa fase, che abbiamo evidenziato anche come il successo del controllo dei fenomeni deformativi estrusivi sia legato indissolubilmente alla scelta dell'avanzamento a piena sezione con arco rovescio definitivo sistematicamente al fronte o, più semplicemente, alla scelta della superficie di "estrusione ideale";**
5. abbiamo quindi inquadrato i risultati della Ricerca in un approccio progettuale e costruttivo, che abbiamo chiamato Analisi delle Deformazioni Controllate nelle Rocce e nei Suoli, esclusivamente per ricordare, attraverso il suo nome, il percorso rigorosamente scientifico compiuto per metterlo a punto;
6. abbiamo infine dimostrato, applicando l'Analisi delle Deformazioni Controllate nelle Rocce e nei Suoli su più di 1000 Km di gallerie da noi progettate e realizzate nei più svariati tipi di terreno e nelle più diverse condizioni tenso-deformative, che è possibile progettare e



costruire gallerie con criteri industriali, cioè nel pieno rispetto dei tempi e dei costi di costruzione previsti in sede progettuale, garantendo produzioni regolari molto elevate e un'eccezionale sicurezza, per le maestranze, in sede costruttiva.

Desidero poi rammentare che i risultati ottenuti dallo studio su modelli numerici e fisici, dove si è considerato per semplicità solo il caso di terreno puramente coesivo in condizioni non drenate, sono perfettamente estensibili anche al caso di rocce competenti sotto forti coperture, il cui comportamento, come si può dedurre dal fenomeno osservato durante il Traforo del Frejus, è appunto assimilabile a quello di terreni soffici, come le argille.

Per concludere, infine, desidero rassicurare che non ho la presunzione di far cambiare idea a chi da decenni progetta gallerie come se il progetto di una galleria fosse un problema bidimensionale o piano prevedendo, come unico rimedio in situazioni geotecniche o geomeccaniche difficili, la parzializzazione dello scavo al fronte, tuttavia nutro la speranza che le nuove generazioni, che si dedicheranno a questa affascinante disciplina, sappiano affrontarne la progettazione con un approccio corretto, che garantisca, attraverso l'analisi e il controllo della risposta deformativa del terreno all'azione dello scavo, la scelta sistematica dell'avanzamento a piena sezione quanto più si tratti di affrontare situazioni tenso-deformative difficili, come auspicato e confidatomi da Ladislaus von Rabcewicz in occasione di una Sua visita al traforo del Gran Sasso (Italia), all'inizio degli anni '70.

## Simboli

- A area del fronte della galleria
- $A_r$  area degli elementi di rinforzo inseriti nel nucleo-fronte
- $c_u$  coesione non drenata
- D diametro equivalente della galleria
- E modulo di Young del terreno
- $E_r$  modulo di Young del rivestimento
- H copertura di terreno sulla galleria
- $K_0$  coefficiente di spinta a riposo
- L lunghezza degli elementi di rinforzo inseriti nel nucleo-fronte
- I rapporto L/D

- N rapporto d'instabilità definito da Broms e Bennermark [1987]
- $N^*$  rapporto d'instabilità modificato
- q sovraccarico
- $u_f$  spostamento estrusivo medio del fronte
- $u_r$  spostamento estrusivo medio residuo
- $u_{r,el}$  spostamento estrusivo medio residuo elastico
- $\gamma$  peso di volume del terreno
- $\sigma_0$  pressione originaria nel terreno
- $\sigma_f$  pressione orizzontale di contenimento che agisce sul fronte
- $\sigma_3$  pressione principale minore
- $\sigma_2$  pressione principale intermedia
- $\sigma_1$  pressione principale maggiore

## Bibliografia

- [1] Rabcewicz L. (1964) – “The New Austrian Tunnelling Method”, Part one, Water Power, November.
- [2] Broms B.B., Bennermark H., (1967) – Stability of clay at vertical openings, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 91, No. 1.
- [3] Lunardi P. (1979) – Applications de la Mécanique des Roches aux Tunnels Autoroutiers. Exemple des tunnels du Fréjus (côte Italie) et du Gran Sasso. Conferenza all'I.T.B.T.P. - Parigi, 4 ottobre 1979, Revue Française de Géotechnique, No. 12, 5-43.
- [4] Lunardi P., Louis C. (1984) – Méthodes de présoutènement et pré-étanchement pour les travaux en souterrain. Journées d'études internationales, November, Lyon.
- [5] Lunardi P., Mongilardi E., Tornaghi R. (1986) – Il preconsolidamento mediante jet-grouting nella realizzazione di opere in sotterraneo. ITA-AITES World Tunnel Congress 1986 “Large Underground Openings”, Florence, Volume 2, 601-612.
- [6] Camargo Guazzelli J.L., Lunardi P. (1988) – Túnel de Campinas: evolución del diseño y problemas de operación. ITA-AITES World Tunnel Congress 1986 “Tunnels and Water”, Madrid, Volume 1, 145-154.
- [7] Lunardi P., Bindi R., et al. (1989) – Nouvelles orientations pour le projet et la construction des tunnels dans des terrains meubles. Etudes et expériences sur le préconfinement de la cavité et la préconsolidation du noyau au front. Colloque International «Tunnels et micro-tunnels en terrain meuble, Paris.
- [8] Lunardi P. (1990) – The Cellular Arch Method: technical solution for the construction

of the Milan Railway's Venezia Station. Tunnelling and Underground Space Technology, 9.

- [9] Golinelli G., Lunardi P., Perelli Cippo A. (1991) – La prima applicazione del jet-grouting in orizzontale come precontenimento delle scavo di gallerie in terreni incoerenti. SIG International Conference “Soil and Rock Improvement in Underground Works”, Milan, Volume 1, 187-202.
- [10] Arseno F.P., Lunardi P., Volpe A. et al. (1991) – La prima applicazione in Italia del pretaglio meccanico. SIG International Conference “Soil and Rock Improvement in Underground Works”, Milan, Volume 2, 549-556.
- [11] Lunardi P. (1991) – Aspetti progettuali e costruttivi nella realizzazione di gallerie in situazioni difficili: interventi di precontenimento del cavo. SIG International Conference “Soil and Rock Improvement in Underground Works”, Milan, Volume 2, 567-580.
- [12] Lunardi P. (1992) – Il consolidamento del terreno mediante jet-grouting. Quarry and Construction, marzo.
- [13] Lunardi P., Giorgi P., Papacella A. et al. (1992) – Tunnel face reinforcement in soft ground design and controls during excavation. ITA-AITES World Tunnel Congress “Towards New Worlds in Tunnelling”, Acapulco.
- [14] Lunardi P., Granata R., Mongilardi E. (1992) – Shotcreting applied to shell construction in the precutting tunnelling method. ITA-AITES World Tunnel Congress “Towards New Worlds in Tunnelling”, Acapulco, 697-706.
- [15] Lunardi P., Bindi R., et al. (1993) – Technical and financial planning of underground works: the “ADECO-RS” method. 6th European Forum of Economic Engineering, Bocconi University, Milan.
- [16] Lunardi P. (1993) – Nuovi criteri di progetto e costruzione per una corretta pianificazione delle opere in sotterraneo. SIG Conference within the SAMOTER on “La realizzazione delle grandi opere in sotterraneo”, Verona.
- [17] Lunardi P. (1993) – Fibre-glass tubes to stabilize the face of tunnels in difficult cohesive soils. Seminar within the SAIE on “The application of fiber Reinforced Plastics (FRP) in civil structural engineering”, Bologna.
- [18] Lunardi P. (1993) – La stabilité du front de taille dans les ouvrages souterrains en terrain meuble: études et expériences sur le renforcement du noyau d'avancement.

- Symposium international «Renforcement des sols: experimentations en vraie grandeur des annes 80», Paris.
- [19] Kovári K. (1994) "On the Existence of NATM, Erroneous Concepts behind NATM", *Tunnel*, 1, 1994.
- [20] Lunardi P. (1994) – Progetto e costruzione di gallerie secondo l'approccio basato sull'analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli. Articolo in tre parti: *Quarry and Construction*, marzo 1994, marzo 1995, aprile 1996.
- [21] Lunardi P. (1995) – L'importanza del precontenimento del cavo in relazione ai nuovi orientamenti in tema di progetto e costruzione di gallerie. *Gallerie e grandi opere in sotterraneo*, 45.
- [22] Lunardi P. (1995) – Fibre-glass tubes to stabilize the face of tunnels in difficult cohesive soils. *Materials Engineering*, 1995, Vol. 6, No. 1-2, 107-165.
- [23] Lunardi P. (1997) – Ground improvement by means of jet-grouting. *Ground improvement*, vol. 1, n. 2.
- [24] Lunardi P. (1997) – Aspetti progettuali e costruttivi della galleria "Vasto". *Quarry and Construction*, 8.
- [25] Lunardi P. (1997) – The influence of the rigidity of the advance core on the safety of tunnel excavation. *Gallerie e grandi opere sotterranee*, 52.
- [26] Lunardi P. (1997) – La liaison à grande vitesse Bologne-Florence. *Mines et Carrières*, October.
- [27] Lunardi P. (1997) – Pretunnel advance system, *Tunnels and Tunnelling International*, October.
- [28] Lunardi P. (1998) – Convergence-confinement ou extrusion-préconfinement? Colloque "Mécanique et Géotechnique" (Jubilé scientifique de Pierre Habib), Paris.
- [29] Lunardi P. et al. (1998) – Quality Assurance in the Design and Construction of Underground Works. *Proceedings of the International Conference on "Underground Construction in Modern Infrastructure"*, Stockholm.
- [30] Thut A., Alonso E., Lloret A., Amstad Ch., Kovari K., Lunardi P. (1999) – Weltweite Erfahrungen mit dem Gleitmikrometer in der Geotechnik. *Proceedings of the Christian Veder Kolloquium "Die Beobachtungsmethode in der Geotechnik"*, Graz.
- [31] Lunardi P. et al. (1999) – The Bologna to Florence high speed railway line: progress of underground works. *ITA-AITES World Tunnel Congress "Challenges for the 21st century"*, Oslo.
- [32] Lunardi P. et al. (1999) – La ligne à grande vitesse Bologne-Florence: avancement des travaux souterrains. *Mines & Carrières*, Vol. 81, October.
- [33] Lunardi P. (1999) – Une methode de construction innovante pour elargir les tunnels routiers, autoroutiers et ferroviaires sans interrompre la circulation; son application au tunnel de Nazzano sur l'autoroute A1 Milan-Naples, *Proceedings of the Conference on "Instandsetzung von Tunneln"*, Olten.
- [34] Andre D., Dardard B., Bouvard A., Carmes J. (1999) – La traversée des argiles du tunnel de Tartaignuille. *Tunnels et ouvrages souterrains*, No. 153.
- [35] Lunardi P. (1999) – La galleria "Tartaignuille", ovvero l'applicazione dell'approccio ADECO-RS per la realizzazione di un tunnel "impossibile". *Gallerie e Grandi Opere Sotterranee* n. 58.
- [36] Martel J., Roujon M., Michel D., (1999) – TGV Méditerranée - Tunnel de Tartaignuille: méthode pleine section", *Proceedings of the International Conference on "Underground works: ambitions and realities"*, Paris.
- [37] Lunardi P. (2000) – Design & constructing tunnels – ADECO-RS approach", *Tunnels and Tunnelling International*, special supplement to the May issue.
- [38] Lunardi P. (2000) – Tunnelling under the Via Appia Antica in Rome. *Tunnels & Tunnelling International*, April.
- [39] Kovári K., Lunardi P. (2000) – On the observational method in tunnelling. *Proceedings of the International Conference on "Geotechnical and Geological Engineering"*, Melbourne.
- [40] Lunardi P. (2000) – Tunnelling under the Mugello Racing Circuit incorporating the ADECO-RS approach. *Tunnel*, No. 8.
- [41] Lunardi P. et al. (2001) – Modern tunneling in Italy for the high speed railway line. *Proceedings of the 6th International Symposium at BAUMA*, Monaco.
- [42] Lunardi P., Bindi R. (2001) – The evolution of reinforcement of the advance core using fibre glass elements for short and long term stability of tunnels under difficult stress-strain conditions: design, technologies and operating methods", *ITA-AITES World Tunnel Congress "Progress in Tunnelling after 2000"*, Milan.
- [43] Lunardi P. et al. (2001) – Action to reduce the hydrogeological impact produced by underground works. *ITA-AITES World Tunnel Congress "Progress in Tunnelling after 2000"*, Milan.
- [44] Lunardi P. et al. (2001) – The ADECO-RS approach in the design and construction of the underground works of Rome to Naples High Speed Railway Line: a comparison between final design specification, construction design and "as built". *ITA-AITES World Tunnel Congress "Progress in Tunnelling after 2000"*, Milan.
- [45] Lunardi P. et al. (2001) – Risk assessment in tunnel design. *ITA-AITES World Tunnel Congress "Progress in Tunnelling after 2000"*, Milan.
- [46] Muir Wood A.M. (2002) – Tunnel vision. *Ingenia*, Royal Academy of Engineering, 11, 13-17.
- [47] Lunardi P. (2003) – Widening the load at Nazzano. *Tunnels & Tunnelling International*, July.
- [48] Lunardi P., Bindi R., Cassani G. (2006) – Prime evidenze e risultati dell'impiego dell'approccio ADECO-RS per la realizzazione di oltre 73 Km di gallerie di linea", *Strade e Autostrade*, No. 1.
- [49] Lunardi P., Bindi R., Cassani G. (2007) – From the ADECO-RS approach to the tunnelling industrialisation. *Proceedings of the International Conference on "Tunnels, drivers of change"*, Madrid.
- [50] Lunardi P. (2008) – Design and construction of tunnels. *Analysis of Controlled Deformation in Rock and Soils (ADECO-RS)*, Springer, Berlin.
- [51] Calzona, R. (2008) – La ricerca non ha fine – Il Ponte sullo Stretto di Messina. *DEI S.r.l.*, Roma.
- [52] Lunardi P. (2012) – ADECO-RS guarantees observance of times and costs in the construction of underground works. *The 5th Global Tunnel Congress – China 2012*, Beijing.
- [53] Lunardi P. (2014) – The underground as a resource and reserve for new spaces; ADECO-RS as an effective tool to be able to realize them. *ITA/AITES World Tunnel Congress "Tunnels for a better life"*, Iguassu Falls.
- [54] Lunardi P., Barla G. (2014) – Full face excavation in difficult ground. *Proceedings of the 63rd Geomechanics Colloquy*, Salzburg.
- [55] Lunardi G., Cassani G., Bellocchio A. (2014) – The construction of two tunnels (at Sochi) in difficult stress-strain conditions: the results of the first real comparison between NATM and ADECO-RS. *AFTES International Congress*, Lyon.
- [56] Di Prisco C., Lunardi P., C., Flessati L., Frigerio G. (2015) – Numerical and theoretical analyses of the mechanical behaviour of tunnel faces. *Sottoposto per la pubblicazione su Geotechnique*.

# MUIR WOOD LECTURE 2015

## Extrusion control of the ground core at the tunnel excavation face as a stabilisation instrument for the cavity

Pietro LUNARDI

Lunardi Geoengineering, Milano (Italia) - e-mail: pietro.lunardi@gmail.com

### 1. Introduction

I am truly honoured for this invitation to hold an important lecture in memory of Mr. Alain Muir Wood, one of the most eminent English engineers specialised in tunnelling, who was at the forefront in some of the most important tunnel projects of the previous century. It is known how he always insisted (one of the few of his time) *“on the need to modernise the field of underground construction and to free it from false beliefs, by applying inflexibly scientific principles during the design stage”*.

For this reason, in his honour, I would like to illustrate the rigorously scientific route that me and my collaborators have followed, inspired by the observation of a particular deformation phenomenon which occurred while tunnelling through Frejus, and the theoretical and experimental research which followed. This path led to the formulation of the Analysis of Controlled Deformation in Rocks and Soils, an approach for planning and constructing underground works which has become universally valid for both conventional and TBM excavation in any type of ground or stress-strain condition. In a brief but detailed manner, I therefore intend to talk about:

- the **deformation phenomenon** which inspired me to conduct the first in-depth research on the true essence of the Deformation Response of the ground to the action of excavation;

- the methods and goals implemented during this **Research** in terms of Analysis and Control of the Deformation Response and the results garnered from “sample sites”, which brought about the formulation of a different design and construction approach;
- the **application** and final validation of the new approach in two strategic tunnelling sites;
- and finally, the studies carried out on non-linear 3D **numerical models** and on **physical models** in a reduced scale, which confirmed – also theoretically – the validity of the ideas brought about by the experimental evidence at the base of this approach.

**Always remembering that we build for subtraction of material and the Earth’s crust is made up of material that is subject to stress fields of gravitative, lithostatic and tectonic nature and which must therefore be considered a “living thing”, that tends to deform as a reaction to excavation and therefore generate a Deformation Response which must always be the focus of any designer of underground works.**

### 2. The experience of the Frejus motorway tunnel (1975)

Between 1975 and 1978, as the head of geomechanics, I was fortunate enough to take part in the works concerning the Fre-

jus road tunnel on the Italian side. This was one of the most important and complex tunnelling works of its time (around 13 km in length), and also **a once in a lifetime opportunity** to monitor and to study the stress-strain behaviour of the rock mass as the overburden varies (between 50 and 1,700 m). Indeed, it was necessary to advance for about 6,400 metres (this was the length of the Italian side) through a **calceschistic formation, which for 95% of the underground path remained lithologically and structurally homogeneous** with joints of schistosity constantly tangent to the left haunch of the tunnel.

Despite the fact that at the time it wasn’t common practice to make predictions on the deformation response of the rock mass to the action of excavation, in this particular case in-depth geological and geomechanic campaigns were carried out on the base of reports collected while excavating the adjacent train tunnel (almost a century before).

The resistance and deformation tests carried out on the calceschistic samples indicated the following medium values for the **main geomechanic parameters**:

- $\sigma_{gd}$  = strength of the rockmass = 20 MPa ( $\cong 200 \text{ Kg/cm}^2$ )
- $\sigma_r$  = unconfined compression strength =  $86 \div 108 \text{ MPa}$  ( $\cong 860 \div (1080) \text{ Kg/cm}^2$ )
- $E$  = elastic module = 10000 MPa ( $\cong 100000 \text{ Kg/cm}^2$ ).

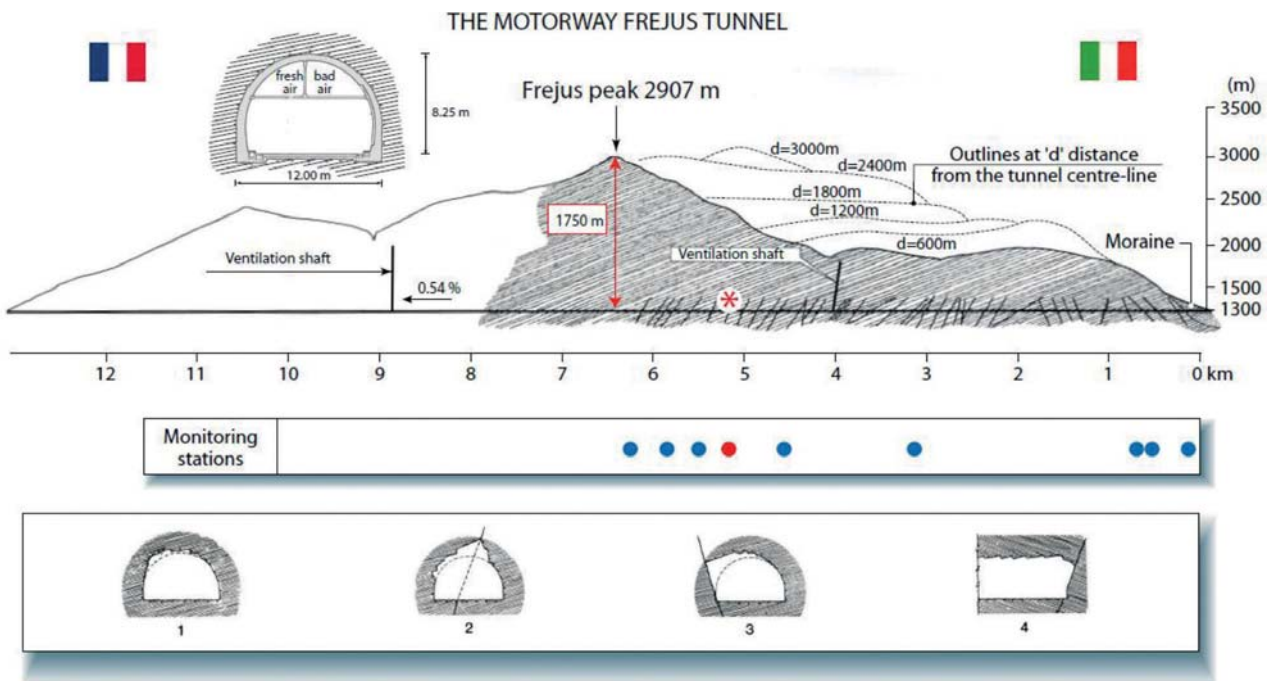


Fig. 1 – Frejus motorway tunnel (1975) – Longitudinal profile and location of the most significant convergence stations.

Following the indications of the above-mentioned research, **advancement was carried out** in full face ( $\sim 90 \text{ m}^2$ ) by blasting, using rounds between 1 and 4.5 m and immediately stabilising the rock cavity with end-anchored steel bolts  $\varnothing 24$  ( $3.5 \div 5 \text{ m}$  in length) that were radially positioned around the perimeter of the cavity. Density varied according to the stability situations, acting on the interaxis, length and quality of steel. The final lining in concrete – 70 cm thick on average – was cast at around 400 m from the excavation face. Average production using this method was around 7.5 m/day.

In order to keep behaviour of the rock mass under control, an **accurate and systematic monitoring** of the diametrical convergences was carried out by installing – always at the face – a six-base convergence measurement station (Fig. 1) each 50 m of advancement. This made it possible to thoroughly monitor the deformation response of the cavity as the overburden varied. Each of these stations was constantly read for 120 days from the moment of installation.

From the examination and comparison of the convergence curves (mm/day) of the most relevant measurement stations, the following became clear as the overburden increased (Fig. 2a and 2b):

- convergence was generally influenced by increased overburden;
- for overburden below 550 metres the values reported on the convergence curves were equal to tens of millimetres; but for overburden between 600 and 1,700 m, these same values went up to  $150 \div 200 \text{ mm}$ ;
- the strongest convergences were recorded between the chainages  $4,500 \div 5,800 \text{ m}$  and not at the maximum overburden (1,700 m);
- the maximum convergence values were recorded for the base D (perpendicular to the schistosity joints).

Examination of the convergence curves of these bases immediately revealed an **anomaly** at chainage 5,172 m, with an overburden of 1,200 m, where in a station (n. 6) in no way different than the others, without particular geological accidents, on 7<sup>th</sup> August (1977) advancement had been suspended for the summer holidays and had recommenced 15 days later.

It's important to note at this point that, before interrupting the works, the rockmass around the cavity had been regularly reinforced up to one metre from the face with around 30 radial bolts per metre of tunnel (without taking any particular actions on the face itself) and that, once excavation

had recommenced, rockmass reinforcement around the cavity had also resumed with the same method, continuity and rhythm in terms of 4 m rounds.

The anomaly recorded at station n. 6 installed at ch. 5,172 m at the un-advancing face, with an overburden of 1,200 m, showed a convergence of around 100 mm during the 15 days of holiday. As soon as excavation started again, the convergence recorded a sharp jump to values of 600 mm after about 3 months of measurement.

How could this phenomenon be explained? It's certainly true that in an elastic-plastic regime a mass experiences, during the advancement phase, **plasticization phenomena** of rock surrounding the cavity with a Radius of Plasticization  $R_p$  which varies according to the **overburden** and **advance speed** respect to the profile of excavation. However, it's also true that the plasticization phenomenon produces an increase of the rock's  $\Delta V/V$  volume in the plasticized band.

While downstream the excavation face this increase of  $\Delta V/V$  volume translates into a convergence of the cavity (which can be kept under control to a certain limit with radial operations), **upstream** the face  $\Delta V/V$  can only vent underneath the surface of this, as an **“extrusion”**, which upstream

Measurements of convergence

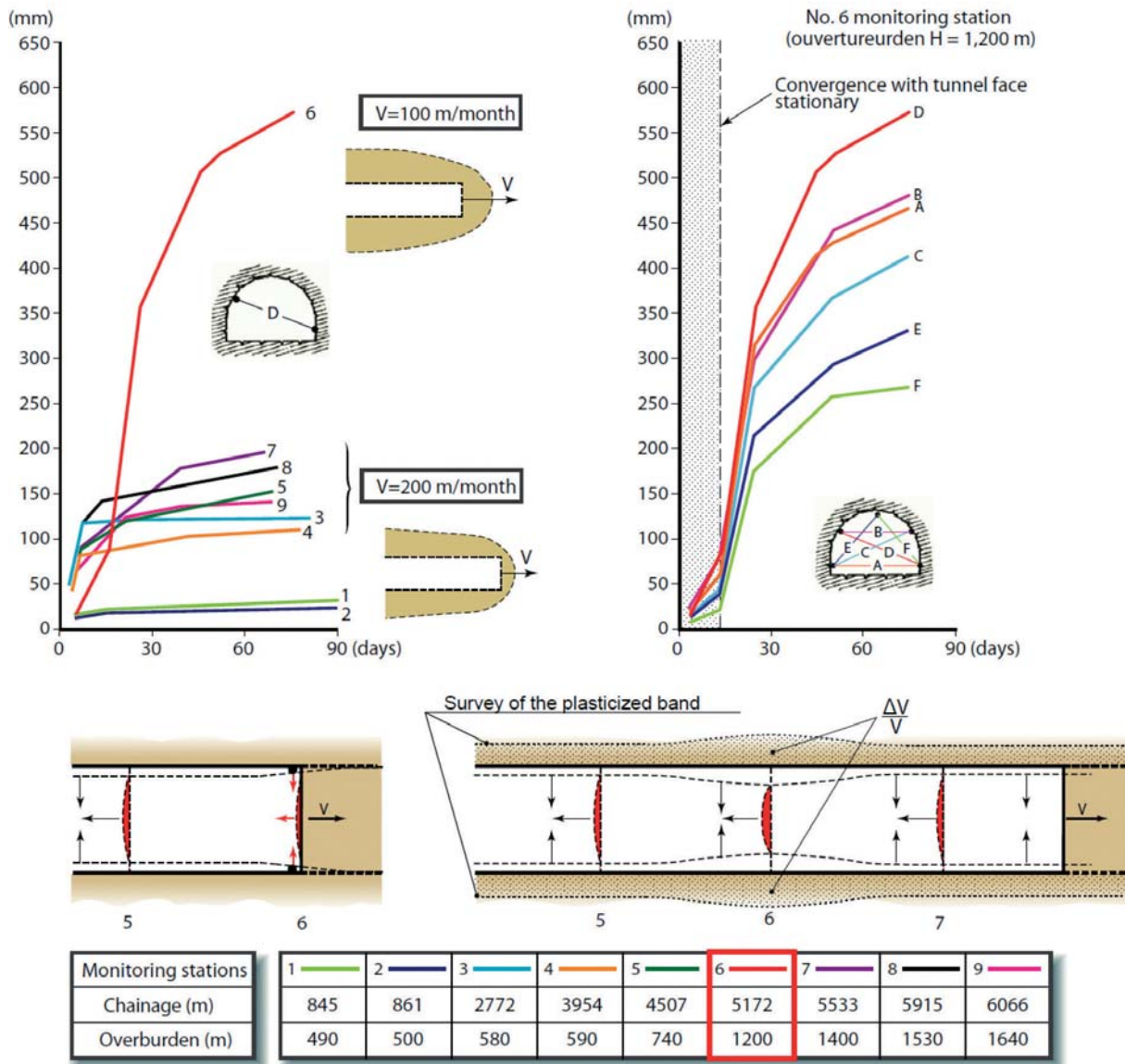


Fig. 2a: Frejus motorway tunnel (1975) – Convergence measurements.

the face automatically produces a form of convergence of the theoretical excavation profile that can be defined as “pre-convergence”.

In the case of measurement station n. 6, the 15-day pause of the advance face certainly produced an increase of the plasticized band both surrounding the cavity and upstream the face. This caused extrusive movement of the ground through the face and resulting pre-convergence, which – when advancement recommenced after the 15-day break – brought about the exceptional convergence of the cavity

that could not be controlled only by radial operation (the calceschist under high overburden showed a similar creep behaviour to that of a soft ground such as clay). Definitely, it appeared to me from the analysis of the measurements recorded at station n. 6 at ch. 5172 that the deformation response of the cavity (convergence) could be interpreted as the final stage of a deformation phenomenon which originated upstream the excavation face as a consequence of the extrusive behaviour of the face. This phenomenon then evolved – always upstream the excavation face – into

a “pre-convergence”, which can increase and amplify the convergence of the cavity downstream the face itself.

### 3. The Research

At the light of the above mentioned considerations, it was therefore necessary to analyse the deformation response of the ground to excavation starting from completely different assumptions than those of the past:

1) considering in which stress-strain con-

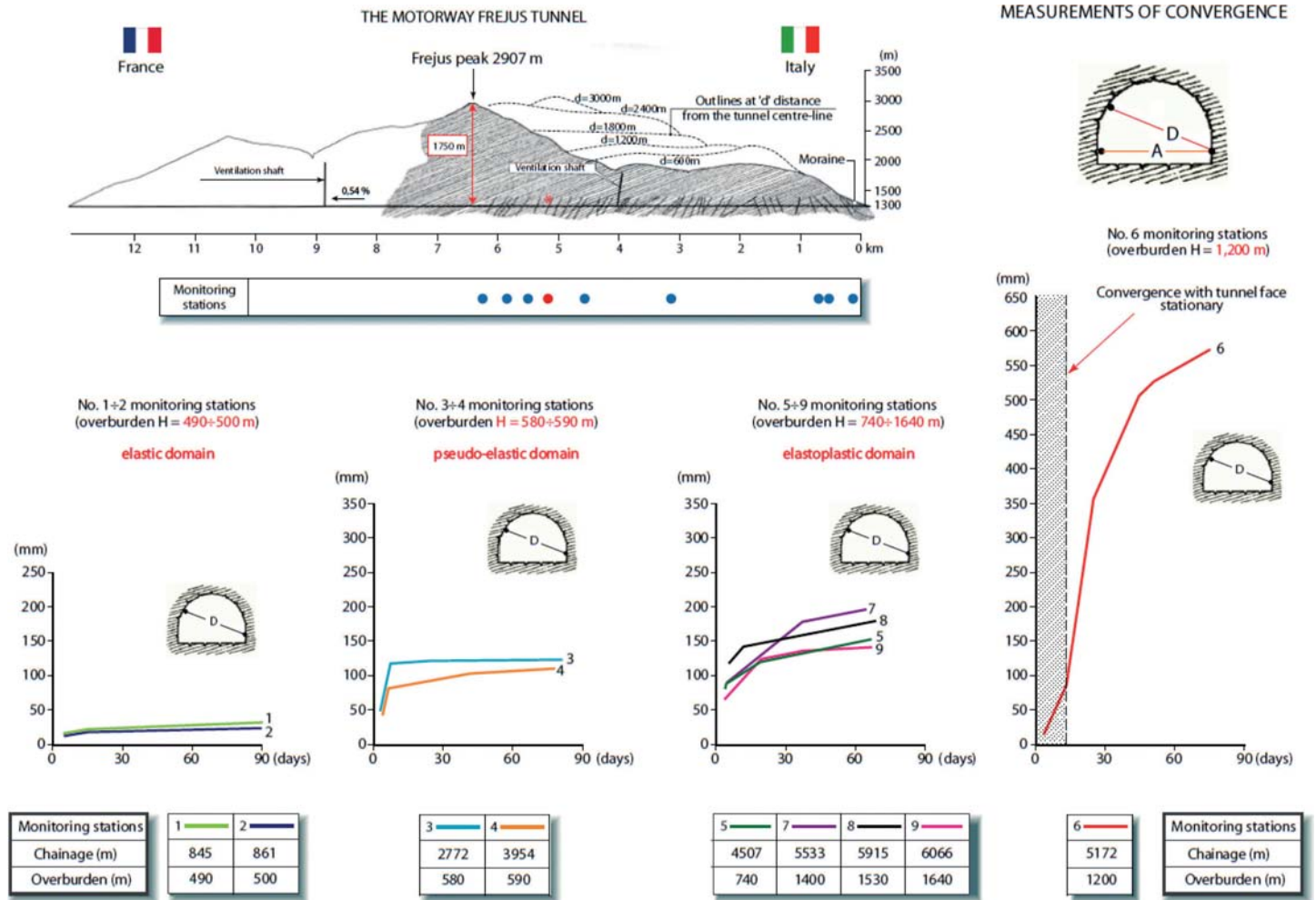


Fig. 2b: Frejus motorway tunnel (1975) – Convergence measurements.

ditions, how and why the extrusion of the core-face takes place. But especially:

- 2) understanding if by controlling and eliminating the extrusive behaviour of the core-face, the convergence of the cavity can also be controlled and even eliminated.

For me, finding the correct answers to these questions was of the utmost importance. I realised that this could only be researched and demonstrated by means of patient observation and large-scale experimentation! For these reasons, thirty years ago, I started my **Research** focussed on the "analysis" and "control" of the deformation response of the ground to the action of excavation, in tunnels in construction and in tunnels that had been abandoned for years due to the impossibility of advancing with traditional methods, despite previously partitioning the excavation face.

The first step in this **Research** (considering the recordings made while excavating the Frejus tunnel and the complexity of the problem itself) was to individuate "new references", necessary to clarify and analyse those aspects that appeared to have been ignored or studied inadequately by the current literature (Fig. 3):

- **advance core or core-face**, meaning the volume of ground upstream the excavation face, cylindrical in shape and 1.5 times the diameter of the tunnel in longitude;
- **extrusion**, meaning the primary component of the Deformation Response, which develops mainly within the core-face and manifests itself through the surface of the excavation face, parallel to the axis of the tunnel in longitude;
- **pre-convergence**, meaning the second component of the Deformation Response, in the convergence of the theoretical excavation profile upstream the face.

Said **Research**, that continued for over 30 years, taking into consideration more than 1,000 kilometres of tunnel and hundreds of thousands of excavation faces, was conducted through three main phases (Fig. 4).



The **first phase of Research** was mostly dedicated

to the systematic observation of the stress-strain response of the core-face (and not of the sole cavity as was common practise) with attention to the following phenomena: **extrusion** of the core-face, **pre-convergence** of the cavity and **convergence** of the cavity and subsequent signs of instability. The visual observations which were systematically carried out inside the tunnels (all of which were under my responsibility in different roles) made it possible to associate the following signs of instability to these **three fundamental**

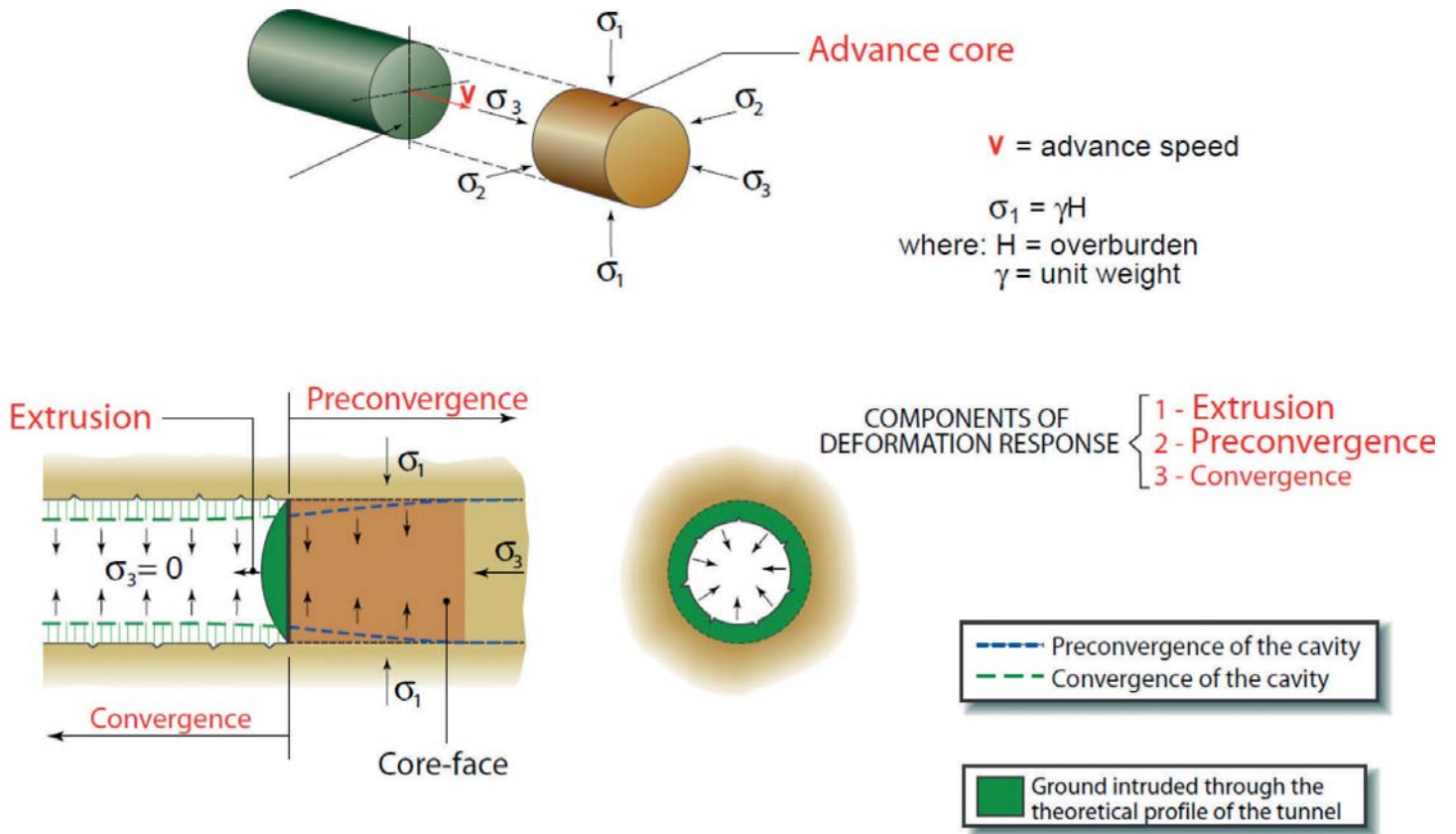


Fig. 3 – The new references for the Research on Deformation Response.

**components of Deformation Response.**

Said signs are localised at the core-face (a) and at the outline of the cavity (b), in function of the intensity of the existing stress-strain field as well as in function of the ground behaviour in an elastic, elastic-plastic and failure field:

a) gravitative detachments, spalling and failure of the face (in the case of the core-face);

b) gravitative detachments, spalling and collapse of the cavity (in the case of the cavity).

respectively for deformations in the elastic, elastic-plastic and failure field.

During this observational phase, that was conducted through the use of systematic visual and instrumental controls, **it became ever so unbelievable that in the past the Deformation Response had been assumed to be solely attributable to and representable by the convergence of the cavity.**

On the other hand, the in-depth analysis of the amount of data regarding **the three components** of the Deformation Response and regarding the following

**signs of instability** observed on the core-face and on the outline of the cavity, made it possible to attribute the phenomena **to three fundamental types of stress-strain behaviour** of the rockmass at the excavation face: stable, extrusive (or stable in the short-term) and unstable. At this point I began to wonder if by observing the deformation phenom-

ena at the excavation face it would have been in some way possible to predict the type and entity that the phenomena at the outline of the cavity would have presented, at a certain distance from the excavation face.



Here began the **second phase of Research** (Fig.

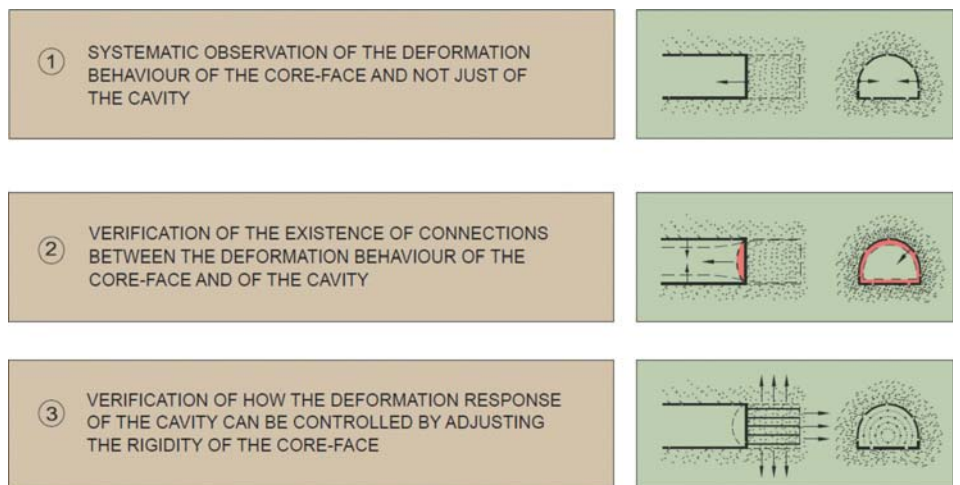


Fig. 4 – The three phases of Research regarding the Deformation Response.

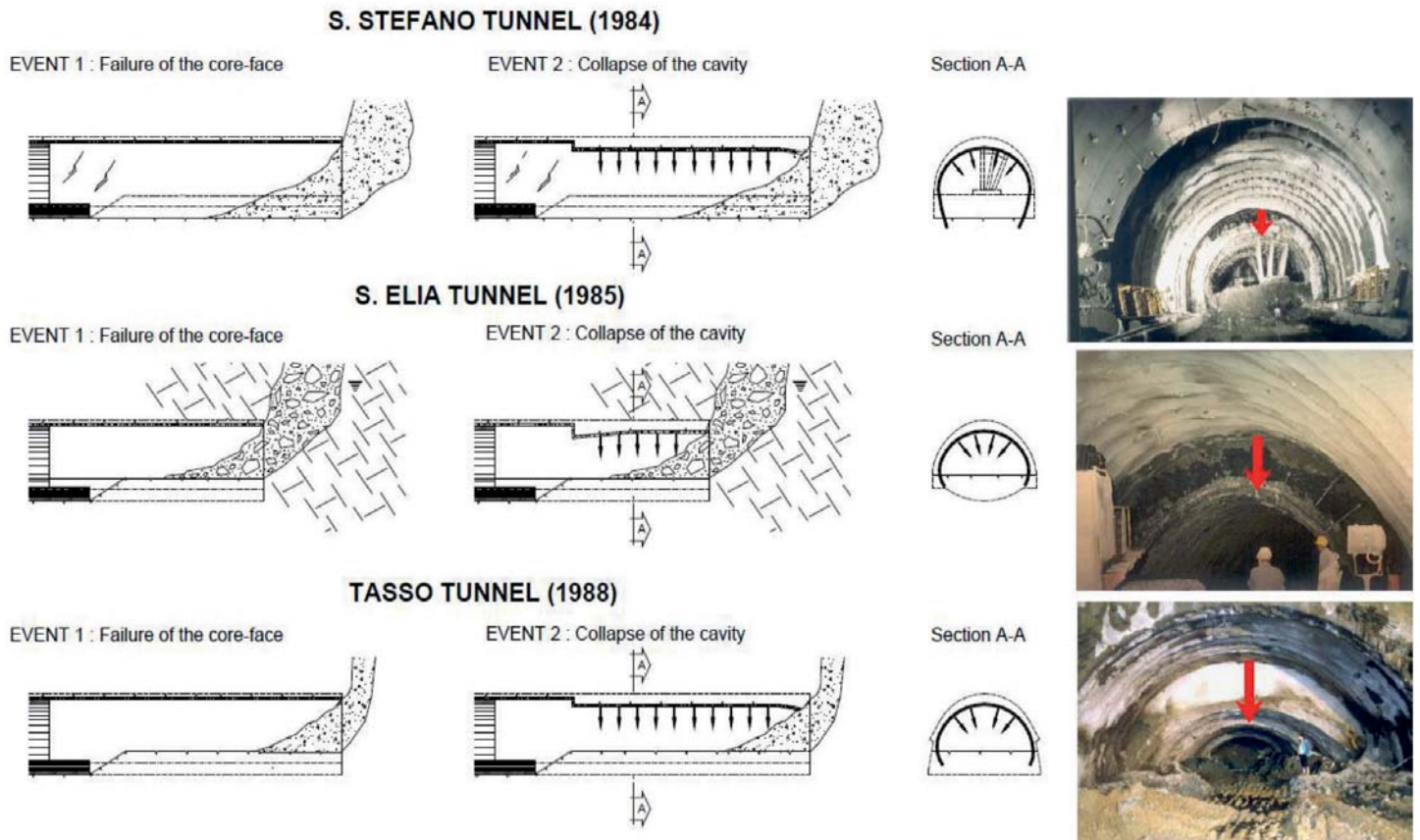


Fig. 5 – Three striking cases of core-face failure followed by the collapse of the cavity in already-lined tunnels.

4), or verification of the **existence or not of links** between the stress-strain behaviour of the core-face and that of the cavity.

This was carried out by means of systematic observation of deformation events of the face and of the cavity, accompanied by accurate topographic measurements, and in-depth analysis of all the data collected - especially regarding the chronological succession of the observed phenomena - in function of the systems, phases and cadences of excavation which were adopted each time.

The following findings were of great importance:

- influence of the advance speed on the entity of the deformation phenomena of the face and of the cavity, using the same excavation and stability systems;
- existence of a close link between the extrusion phenomena of the core-face and the pre-convergence and convergence phenomena;
- existence of close links between the failure of the core-face and the collapse of

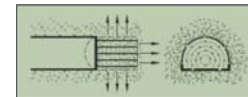
the cavity even if already stabilised, but without the final invert;

- the chronological dependency of the deformation phenomena of the cavity, which always follow and depend on the same ones which involve the ground core at the excavation face.

There have been many cases of unstable excavated tunnels in difficult stress-strain situations, which brought about the following conclusions.

The most significant cases of excavation-face failure, followed by the collapse of the cavity, are those of tunnels constructed in a partitioned face without a final invert, if only at the distance of a few diameters of excavation from the advance face (Fig. 5). These phenomena suggested a consequent interpretation which on one side brought about the definition of an **“ideal extrusion surface”**, which is identifiable with the surface of the excavation face (see Fig. 6), and on the other side led to conclude that, **the more that tunnel construction needs to face difficult stress-strain situations, the more im-**

**portant it becomes indispensable and imperative to advance in full face rather than in partitioned face. Partitioning doesn’t allow the work-site to keep the final invert close to the excavation face, moreover, to advance in full face avoids mobilising large volumes of plasticised ground, which tend to flow from the work plane of the tunnel and can cause failure of the crown.**



Considering the close links (in qualitative and chronological terms) that emerged between the deformation behaviour of the core-face and that of the cavity, it was clear that a **third phase of experimental Research** needed to be put into place (Fig. 4) with the objective, on one side, of verifying whether the deformation response of the cavity could be controlled by intervening on the rigidity of the core-face, and with the need, on the other side, of creating new technologies capable of improving the rigidity of the core-face with **reinforcement and protection** actions. In this manner, the



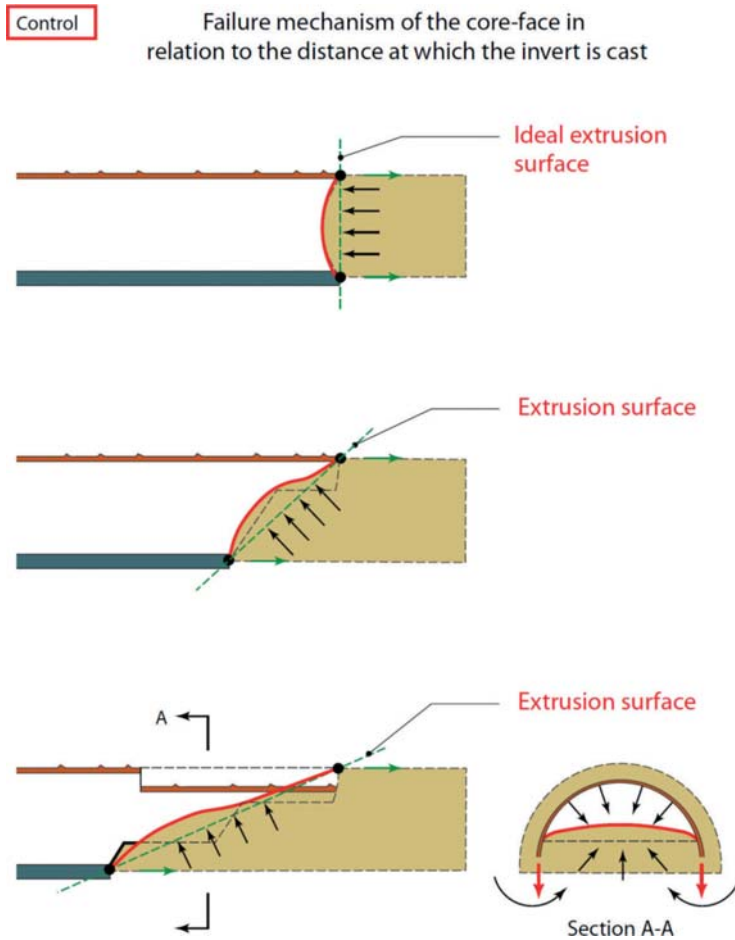


Fig. 6 – Definition of “extrusion surface”.

core-face itself could become an **instrument for preventively stabilising the cavity**.

Clearly, this experimental phase needed to be coordinated, in first analysis, with the possibility of monitoring the effectiveness of those actions which were expected from time to time to improve the rigidity of the core-face, such as:

- the “**extrusion tests in triaxial cell**”, in laboratory, with the aim of being able to analyse in depth and then predict, by means of uncostly experiments in a reduced scale, the phenomenon of the extrusion of the core-face of a tunnel. These tests have then become an important design tool for tunnels that need to be excavated in soft cohesive soils, allowing an accurate prediction of the extrusive phenomenon (Fig. 7);
- the **dynamic measurements in real scale of the extrusion of the core-face**, carried out on the site by means of a “**sliding micrometre**”, about 3 excavation diameters long and with measurement points each metre, inserted into the core-face. In absolute terms, these measurements give the longitudinal deformation of the core-face ground both in function of time and of advancement (Fig. 7).

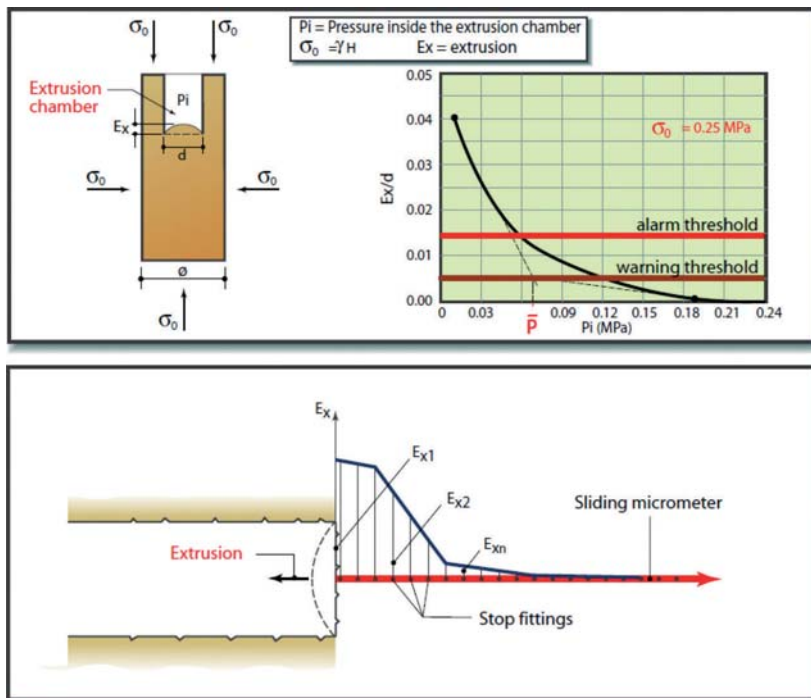


Fig. 7 – Extrusion tests and measurements.

**TO PREDICT THE EXTRUSIVE BEHAVIOUR**

Triaxial extrusion test (in reduced scale)

$\bar{p}$  = pressure to maintain the extrusion phenomenon in pseudoelastic field and on the bases of which the core-face reinforcement is calculated

**TO MONITOR THE EFFECTIVENESS OF THE OPERATIONS WHICH PROTECT OR REINFORCE THE CORE-FACE**

Extrusion measurement by using a sliding micrometer (in real scale)

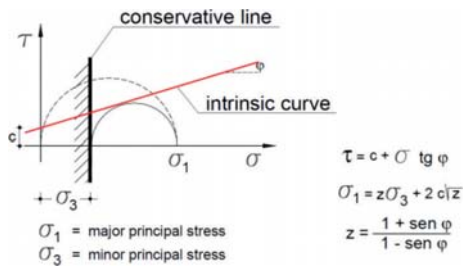


Fig. 8 – Conservative action on a Mohr plane.

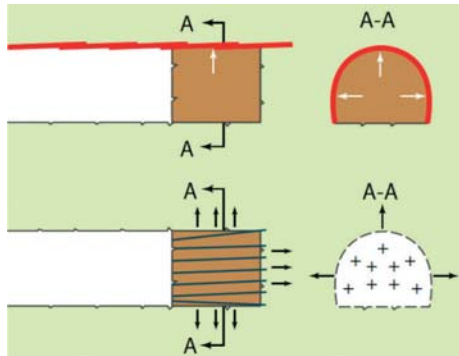


Fig. 9 – Actions for protection (above) and reinforcement (below) of the core face.

For other aspects, this experimental phase also required (as regards the application of **new technologies** necessary to guarantee shear-tensile strength) original special instruments and materials that had never before been used on tunnel construction sites.

Having identified the instruments and special materials, a series of new operations **to be performed upstream the excavation face** were conceived and applied. These are defined as being “conservative” in that they are capable of reducing the stress on the core-face and keeping the minor principal confinement stress  $\sigma_3$  on values greater than zero (Fig. 8): operations which **protect** the core-face, and are therefore capable of conserving the natural strength and deformability traits of the core-face; operations which **reinforce** the core-face, capable of acting directly on the consistency of the advance core and improving its natural shear-tensile strength and deformability (Fig. 9).

Amongst the **operations which protect the core-face**:

- **truncated-cone shells** created by juxtaposing, along the excavation outline, partially co-penetrated (overlap-

ped) sub-horizontal columns of ground improved by means of jet-grouting (first experiment ever: Udine Tarvisio railway line, Campiolo tunnel, year 1983);

- **fibre-reinforced shotcrete shells** carried out around the line of extrados of the future tunnel by means of full-face mechanical pre-cutting technique, using the pre-cut itself as formwork (first experiment ever: Sibari-Cosenza railway line, tunnel n. 2, year 1985).

Amongst the **operations of core-face reinforcement** identified and perfected:

- **pre-reinforcement of the core-face**, for lengths equal to or more than 1.5 times the diameter of excavation, **by means of tubes or structural elements in fibre glass** fixed to the ground with cement mortar and with an intensity which varies in function of the increase of core rigidity required (first experiment ever: HS Florence-Rome railway line between Florence and Figline Valdarno, Talletto, Caprenne, Tasso, Terranova Le Ville, Crepacuore and Poggio Orlandi tunnels, year 1985);
- **pre-reinforcement of the core-face**, for lengths equal to or more than 1.5 times the diameter of excavation, **by means of horizontal jet-grouting** or, alternatively, by means of traditional injection methods.

In addition to these operations on the core-face, in order to guarantee a greater stability of this with reference to its extrusive behaviour, **it was finally found necessary to shape the excavation face concavely and to cast the final invert at the face itself.**

The third phase of research began in 1983 and has not yet been fully completed. It's mainly experimental and is focused on controlling the deformation response of the ground as the excavation face advances. It has taken place during the construction of many tunnels in difficult stress-strain conditions, some of which were abandoned for many years due the impossibility of advancing even by means of partitioning the face.

Amongst these, I would like to briefly describe two significant **sample tunnels**: the “San Vitale” tunnel, on the Caserta-Foggia railway line; and the “Vasto” tunnel, on the Ancona-Bari railway line.

### 3.1. The experience of the “San Vitale” tunnel (1990)

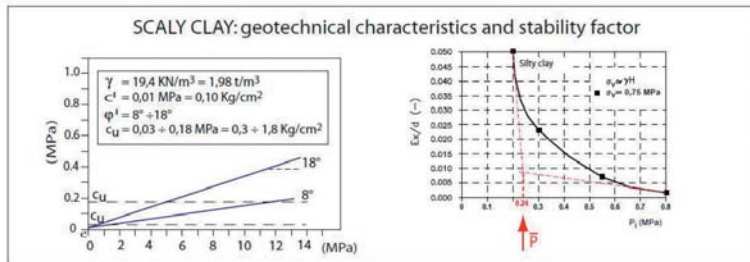
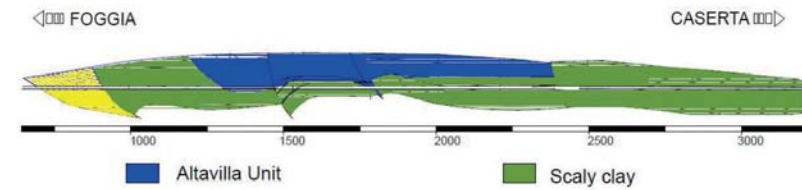
Excavation of the “San Vitale” tunnel (Fig. 10) – 4,200 m in length and 12 m in diameter – began in 1986 on the basis of a NATM (New Austrian Tunnelling Method) based design. To overcome the difficulties of tunnel advancement in a **heavily tectonised formation of varicoloured scaly clays** ( $c' = 0.01 \text{ Mpa} = 0.1 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $\varphi' = 8^\circ \div 18^\circ$ ) under a overburden which was variable up to around 150 m, it required partitioned-face excavation in class Vb and radial bolting downstream the face.

As soon as excavation reached the varicoloured clays, the advance core experienced evident extrusion phenomena and radial convergences up to 1.5 m, which forced excavation to a halt. In 1991, a few years later, the design was given to me and I decided to follow a different advance criterion in accordance with a new project approach taking into account the results of a new geotechnical campaign. Said results confirmed the possibility of controlling the deformation phenomena of the cavity by acting on the advance core with actions of protection and reinforcement. In this occasion, the project used for the first time the previously described “extrusion tests in triaxial cell”, the results of which were used to evaluate the reinforcement intensity of the fibreglass tubes which needed to be applied to the core-face in order to keep it stable and to limit extrusion to acceptable levels. Very briefly, the design called for the following:

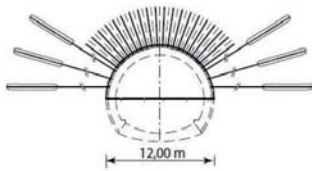
- constant advancement in full face 1) having previously protected the core-face with a ring of ground which had been reinforced with fibre-glass tubes capable of high-pressure recompression injections, and 2) having reinforced the core-face with fibre-glass tubes inserted into the face;
  - 1<sup>st</sup> phase lining with steel ribs and fibre-reinforced shotcrete;
  - systematically casting the final invert and kickers within half diameter from the face;
  - casting the final concrete lining at no more than three diameters from the face.
- In order to verify that the predictions made and the design itself were correct and to calibrate the advance system, the deformation phenomena were constantly

CASERTA - FOGGIA RAILWAY LINE - "S. VITALE" TUNNEL (year 1990)

Geological profile



Partitioned face



Result:  
face stopped for four years



Full face



Result:  
advance rate= 1.5 m/day of finished tunnel



Fig. 10 – The experience of the “San Vitale” tunnel.

being monitored, thus balancing the stabilization operation between the face and the cavity while work was underway. For the first time systematic and contemporary measurements of core-face extrusion and cavity convergence were used (Fig. 11). These measurements confirmed without a doubt how the convergence of the cavity downstream the excavation face could be kept under control by correctly hardening the core-face of the tunnel. Indeed, a reduction due to the face advancement of the depth of the core-face reinforced with fibre-glass tubes caused a systematic increase of the core-face’s extrusion and cavity’s convergence. The progressive rise of extrusion and convergence curves revealed the increasing difficulties for the deformation phenomena to exhaust themselves.

The combined extrusion and convergence measures have since then become essential in establishing (when constructing a tunnel in difficult conditions) the moment in which advancement should cease in order to newly reinforce the core-face and restore the necessary depth for the reinforced core-face, thus maintaining the extrusion and therefore the convergence of the cavity within the limits permitted and established by the design.

Proceeding in accordance with these new criteria, the work was completed with average productions of around 50 m/month, which is outstanding and exceptionally regular when considering the type of ground in play.

It is particularly important to remember that the stress measurements of the “San Vitale” tunnel final lining is being measured to this day, and show very low levels (from 4 to 8 Mpa = 40 ÷ 80 kg/cm<sup>2</sup>). It is therefore safe to say that containment of convergence (obtained by hardening the core-face) lasts over time especially in terms of long-term loads on the linings.

3.2. The experience of the “Vasto” tunnel (1991)

The “Vasto” tunnel (Fig. 12), is 12 m in diameter and its overburden varies between 0 and 150 m. It needed to be excavated for around 6,200 m underground the hill-top town of Vasto (Pescara). The terrains

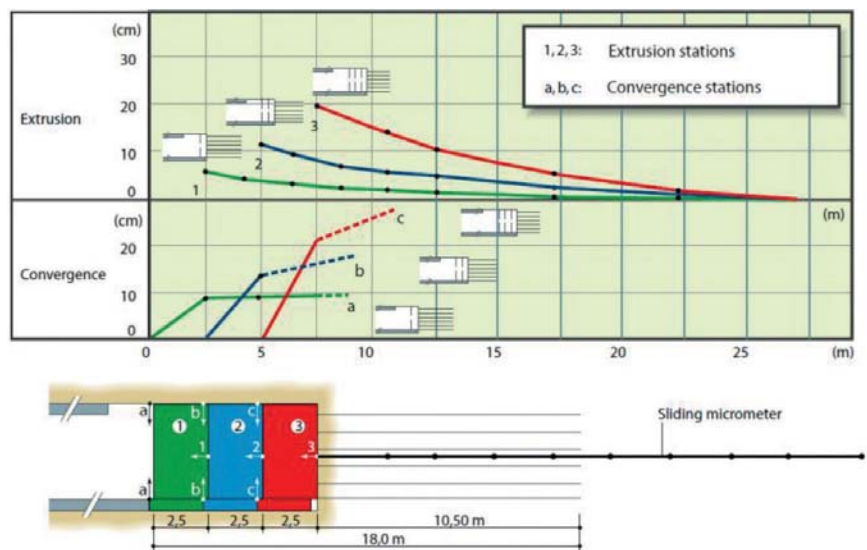


Fig. 11 – “San Vitale” tunnel (1991) – Combined extrusion and convergence measurements.

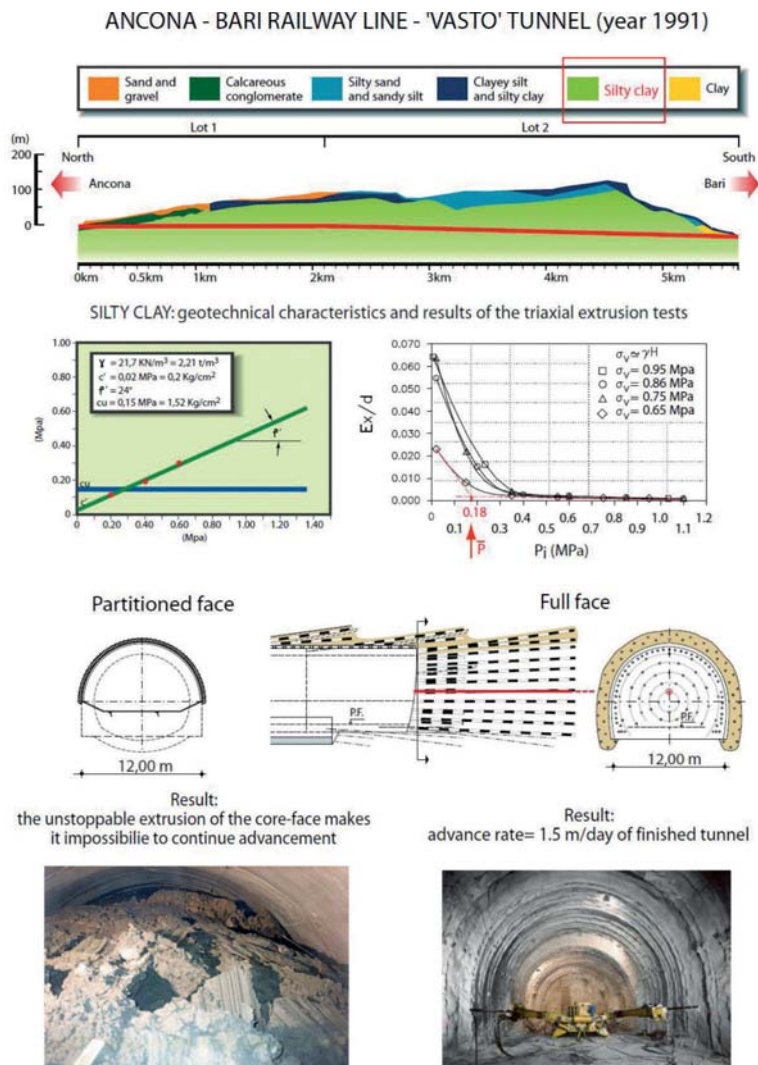


Fig. 12 – The experience of the “Vasto” tunnel.

were **mostly silty clayey** ( $c' = 0.02 \text{ Mpa} = 0.2 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $\varphi' = 24^\circ$ ). At the depth of the cavity, the ground was saturated with water and extremely sensitive to contact with air. Advance work had begun in 1984 on the northern side and had been in half-face, temporarily protected by a lining of ribs, shotcrete and electro-welded mesh. The final lining in reinforced concrete was one metre thick and was cast in half face at the excavation face, while the tunnel sidewalls were then cast for underpinning. Finally, the invert was cast at a several diameters from the excavation face.

The work had proceeded in this manner (while severe collapses continued to occur) until April 1990, when at ch. Km 38 + 075, under 38 m of overburden, a disastrous instability event took place at the excavation

face, followed by enormous deformations which, for over 40 m downstream, brought the cavity (which had already been lined in half face) to finally collapse (Fig. 12). The entity of the situation was such that work was forced to a halt.

I was therefore called in this situation as well, in order to save the tunnel and to finish excavation. I put a new design into action, which by taking advantage of the knowledge acquired during the Research, turned the original project on its head: proposing full-face advancement with previous protection and reinforcement of the core-face. Taking into consideration the variability of the grounds in question, three different section types were designed, which differed exclusively for the type of treatment that needed to be executed in order to protect

the core-face (either horizontal jet-grouting, or mechanical pre-cutting, or a ring of ground reinforced by means of valved fibreglass tubes injected at high pressure). However, common to all three section types was core-face reinforcement by means of fibreglass tubes operated at the face. In every case a first-phase lining of ribs and shotcrete was planned, immediately closed with a final invert at the face and the subsequent casting of the final lining of concrete. By following these new criteria for advancement, excavation recommenced and production quickly reached an average level of 50 m/month of finished tunnel. A far cry from the few metres/month recorded while using the original design.

A combination of face-core extrusion measurements and cavity convergence measurements confirmed what had already become clear while working on the “San Vitale” tunnel: the convergence would increase as the strengthening of the core-face decreased. It was also clear that the advancement velocity heavily influenced the measured convergence values, with significantly lower values at higher velocities.

As is the case of the “San Vitale” tunnel, the stress measurements of the final lining are very small to this day ( $7.9 \text{ Mpa} = 79 \text{ kg/cm}^2 \text{ max}$ ), thus proving that hardening the core-face can contain convergence in the tunnel over time and also in terms of loads on the linings

### 3.3. Conclusions drawn from the Research

Analysing the results in the three phases of Research has brought the following results:

1. the role of convergence was reduced as the last stage of Deformation Response under excavation action, which begins upstream the excavation face from the extrusive behaviour of the core-face, and then evolves into “pre-convergence”, which can increase and amplify the convergence downstream the core-face itself;
2. there is a strict correlation between the extrusive behaviour of the tunnel’s core-face and what occurs downstream the same, in the cavity;
3. the extrusive behaviour of the core-face always and inevitably influences the behaviour of the cavity;

4. controlling the extrusive behaviour of the core-face also controls the deformation behaviour of the cavity;
5. in function of the different possible stress-strain situations, the behaviour of the ground upstream the excavation face (reducing to zero the minor principal stress  $\sigma_3$  following the advancement of the face) can be indicatively traced back to three different situations: **stable core-face** (elastic field), **stable core-face in the short term** (elastic-plastic field), **unstable core-face** (failure field) which, in simplified terms, can be associated with three main behaviour categories: A, B and C (Fig. 13);
6. these categories (A, B and C) are foreseeable in the design phase, according to the geological, hydro-geological, geotechnical and geo-mechanical traits of the grounds. They can be ascertained by means of extrusion tests in triaxial cell and modern 3D numerical modelling;
7. at this point, the designer's main task is to foresee and prevent the instability of the core-face by preparing stability measures on the core-face itself able to reduce to a minimum the extrusive phenomena beyond the elastic threshold. In other words, the designer must **return foreseeable category B and C extrusive behaviours to the levels of category A. To achieve this, he must correctly operate on the core-face's shear-tensile strength so as to make it an effective instrument for stability of the cavity** (Fig. 14):
  - with operations of reinforcement and/or protection of the core-face **upstream the core-face**;
  - with operations **downstream the excavation face**: such as the systematic casting of the final invert at the excavation face to minimise the "extrusion surface" and constant confinement of the face ( $\sigma_3 > 0$ ) exerted by means of a TBM. Speaking of

TBMs, have we ever asked ourselves the secret to the increasing success of TBMs or mechanization of excavation for most types of grounds encountered when tunnelling? **Well, the answer is clearly due to the confinement action ( $\sigma_3$ ) which the machine constantly applies to the core-face during advancement. This action maintains the original tri-axial coaction in the ground mass within finite values, until the cavity can be confined during work by means of pre-lining or prefabricated segment lining.**

For these reasons, the more difficult the stress-strain situation is, the more imperative advancing in full face becomes. Definitely, if the stress-strain behaviour of a tunnel depends on that of the core-face and operations on said core-face are capable of controlling the cavity's behaviour, the result is that core-face behaviour can be used as a reference for tunnel design

3<sup>rd</sup> research stage

Outline of the 3<sup>rd</sup> research stage

By operating on the rigidity of the advance core using conservation and reinforcement techniques, it is possible to control its deformability (extrusion, preconvergence) and therefore, the deformation response of the cavity (convergence)

The arrival of the face modifies the field of stresses on the advance core reducing internal confinement to zero

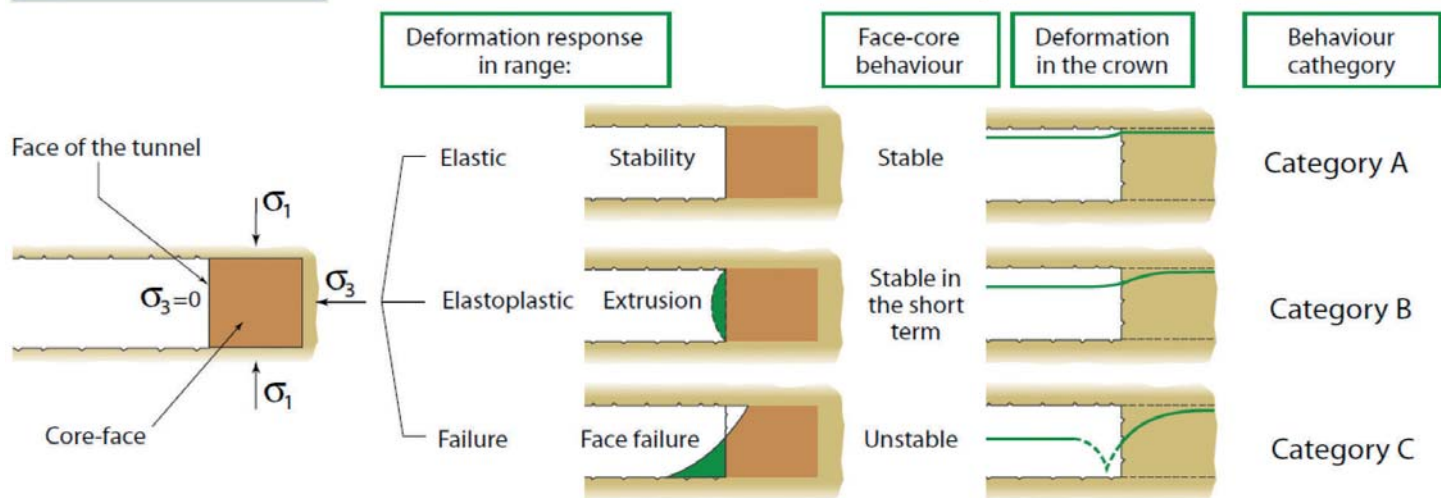
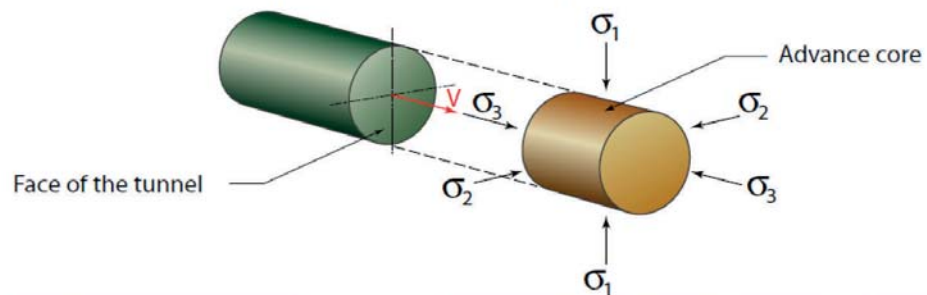


Fig. 13 – Overview of the Third Phase of Research.

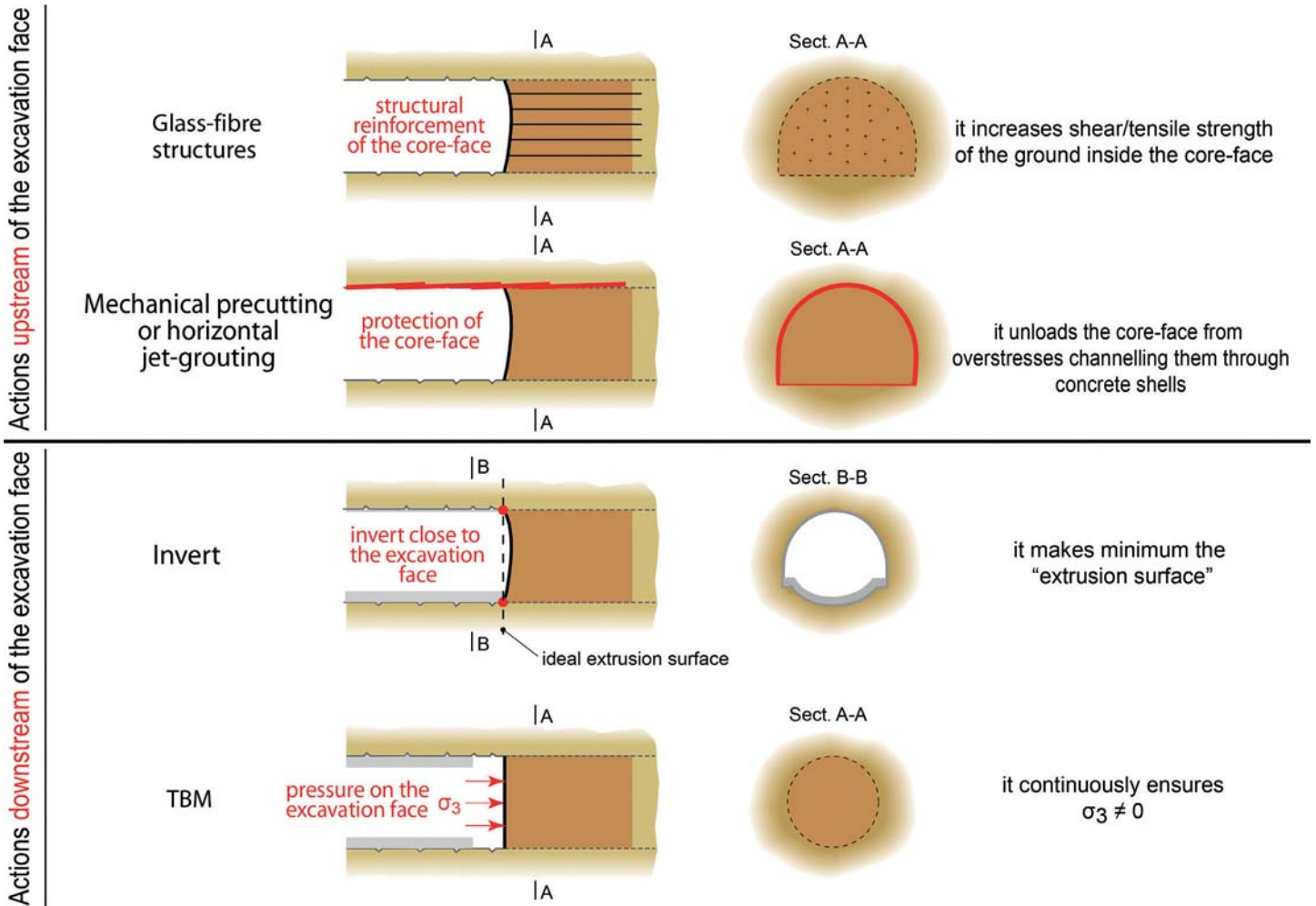


Fig. 14 – Operations which turn the core-face into an effective instrument for stabilisation.

and construction. Following this consideration, more than 25 years ago the **Analysis of COntrolled DEformation in Rocks and Soils – (A.DE.CO.-R.S.)** was developed. This approach studies tunnels as a three-dimensional problem (no longer only in the cross section as before) and, for the first time, clearly separates the design and construction stages. Tunnel **longitudinal** and **cross** section types (designed using the core-face itself as a stabilisation instrument) can therefore be applied in the construction phase without having to change the operations at the face during construction, except for small variations which have previously been quantified and designed in the design stage, in function of the expected deformation response or extrusive behaviour which is then effectively measured on site. This assures reliable design predictions, also in terms of times and construction costs, and linear site production despite the type

of terrain and stress-strain conditions. It further assures worker safety levels **never reached with other approaches, especially those which require partitioning of the excavation face for excavating in difficult stress-strain conditions.**

#### 4. Application of the new design and construction approach to two strategic projects

The **validity** of this new design and construction approach for tunnelling has been confirmed by **over 1,000 km of successful** underground works in extremely difficult grounds and stress-strain situations. By applying the new concepts derived from the Research, the works were finalized in complete accordance with the costs and times guaranteed during the final design stage (before the sites were opened).

#### 4.1. New high speed rail line between Bologna and Florence (Italy 1996-2005)

With so many examples to choose from, one of the most significant projects is that which required 104 Km of tunnel: 84 Km of which for the line (140 m<sup>2</sup> of section) and 20 Km of access or service tunnels. From 1996 to 2005 this was one of most important tunnelling sites in the world: the site for the construction of the new high speed rail line from Bologna to Florence (Fig. 15). All the line tunnels were excavated conventionally due to the extreme variability of the ground and the difficult excavation situations (a wide and inhomogeneous variety of soils, some of which were also affected by gas and by water: **from flyschoid formations to scaly clays and argillites, to loose soils**, with overburden between 0 and 600 m). Indeed, TBM excavation was deemed too risky, except for the Ginori service tun-

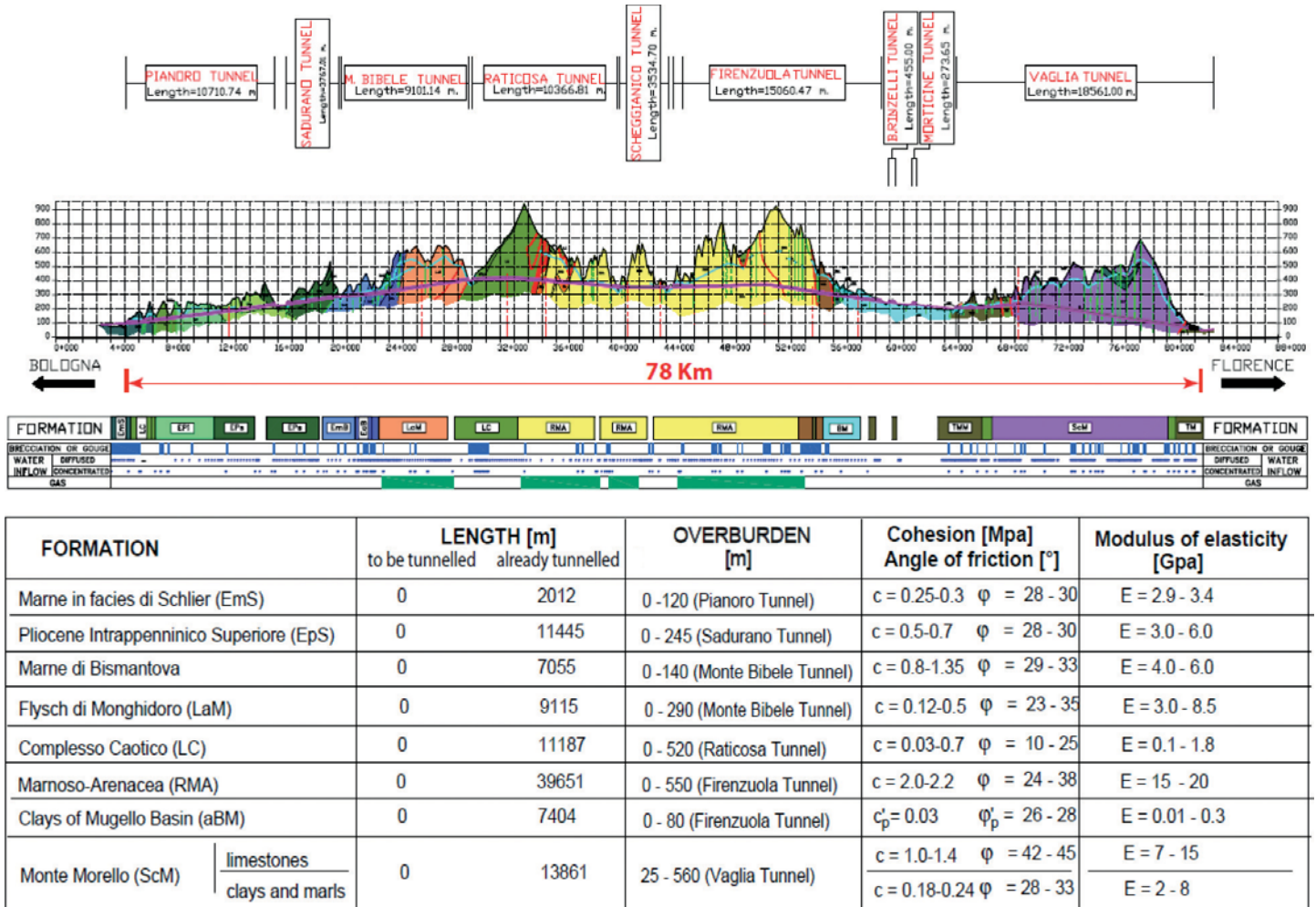


Fig. 15 – High speed rail line between Bologna and Florence – Geological profile and average characteristics of formations.

nel (10 km in length, 5.6 m in diameter and under 5 bars of water pressure) which was excavated in marly-arenaceous flysch with a double-shield Wirth TBM.

The CAVET consortium was given the operation on the basis of a final design which had been drawn out according to the Analysis of Controlled Deformation in Rocks and Soils. Having considered the reliability of the design, said Consortium accepted to take on, for a lump sum of 4.209 billion Euros, all risks of construction, including geological risks. Construction began in 1996 and finished in 2005, exactly in line with the expected times and costs, satisfying both the client and the contractor. Counting only the line tunnels, in this period of time 45 faces were active at the same time, and production reached 1,600 m/month. E.G: fig. 16 shows the section type designed for excavation of the Raticosa tunnel, in a chaotic complex of highly squeezing scaly

clays, under 550-600 m of overburden (Behaviour category C).

Scaly clays are known to be extremely sensitive to decompression and lose cohesion if confinement drops to zero. It was therefore necessary to guarantee the stability of the core-face, reinforcing it adequately, and to then adopt a first-phase lining closed by a rigid invert constantly at the excavation face of the tunnel. Despite the severity of the stress-strain conditions and the weightiness of the stabilization operations, daily production averaged 1.5 m of finished tunnel. Despite the well known difficulty of excavating Apennine masses, the production graphs of fig. 17 show that, for all 104 Km of tunnels for the new high speed rail line, production was exceptionally linear and never dropped below 1.5 m/day of finished tunnel, even in the most difficult ground. This is proof of the versatility and high performance of using the core-face

as an instrument for tunnel stability, in accordance with the Analysis of Controlled Deformation in Rocks and Soils. Today, the stress measurements of the final linings of the Bologna-Florence high-speed railway show maximum stress readings in the order of 7 ÷ 8 Mpa (70 ÷ 80 Kg/cm<sup>2</sup>), which once again proves how the core-face as a stabilisation instrument is able to control cavity convergence both in the short and in the long term.

**Safety** was also heavily improved by using the above approach (especially when compared to other conventional excavation methods that are still used outside of Italy to this day), indeed there were no fatalities at the excavation faces while constructing the 104 km of tunnel for the Bologna-Florence high-speed railway.

The fact that excavation of this work – unique in size, complexity and financial commitment – was concluded in full com-

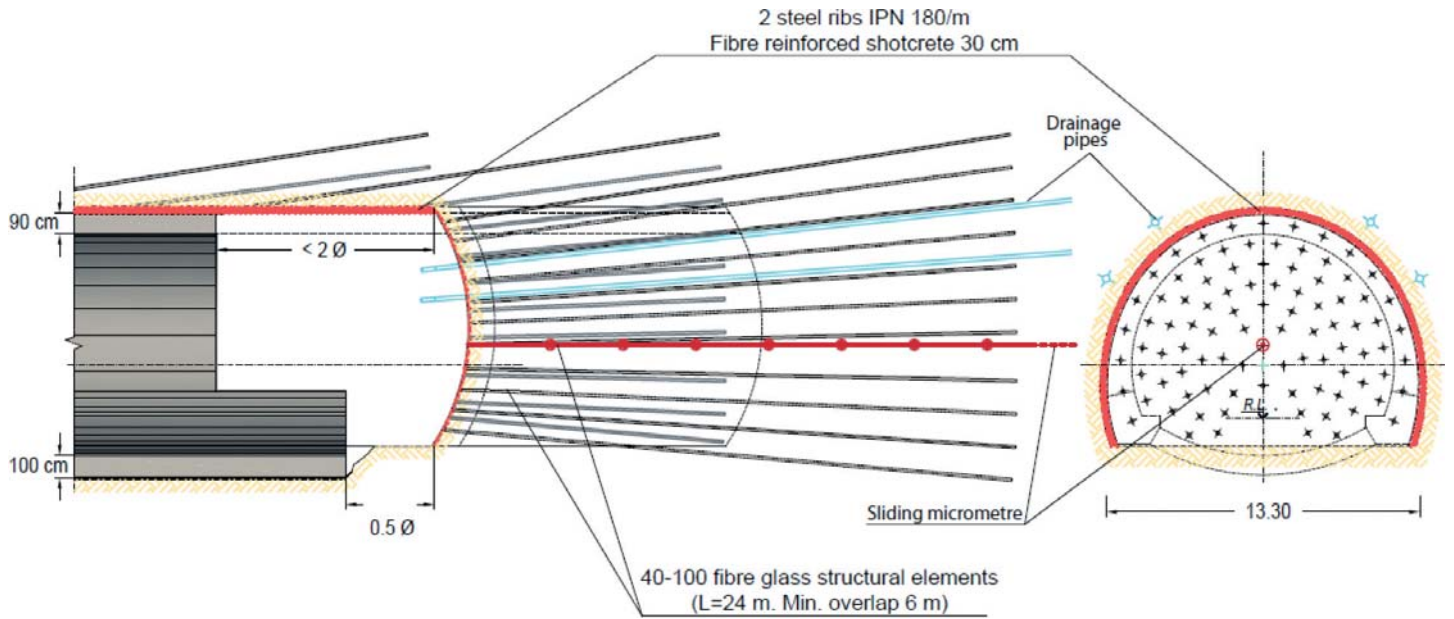


Fig. 16 – High speed rail line between Bologna and Florence – Section type used for excavation of the “Raticosa” tunnel.

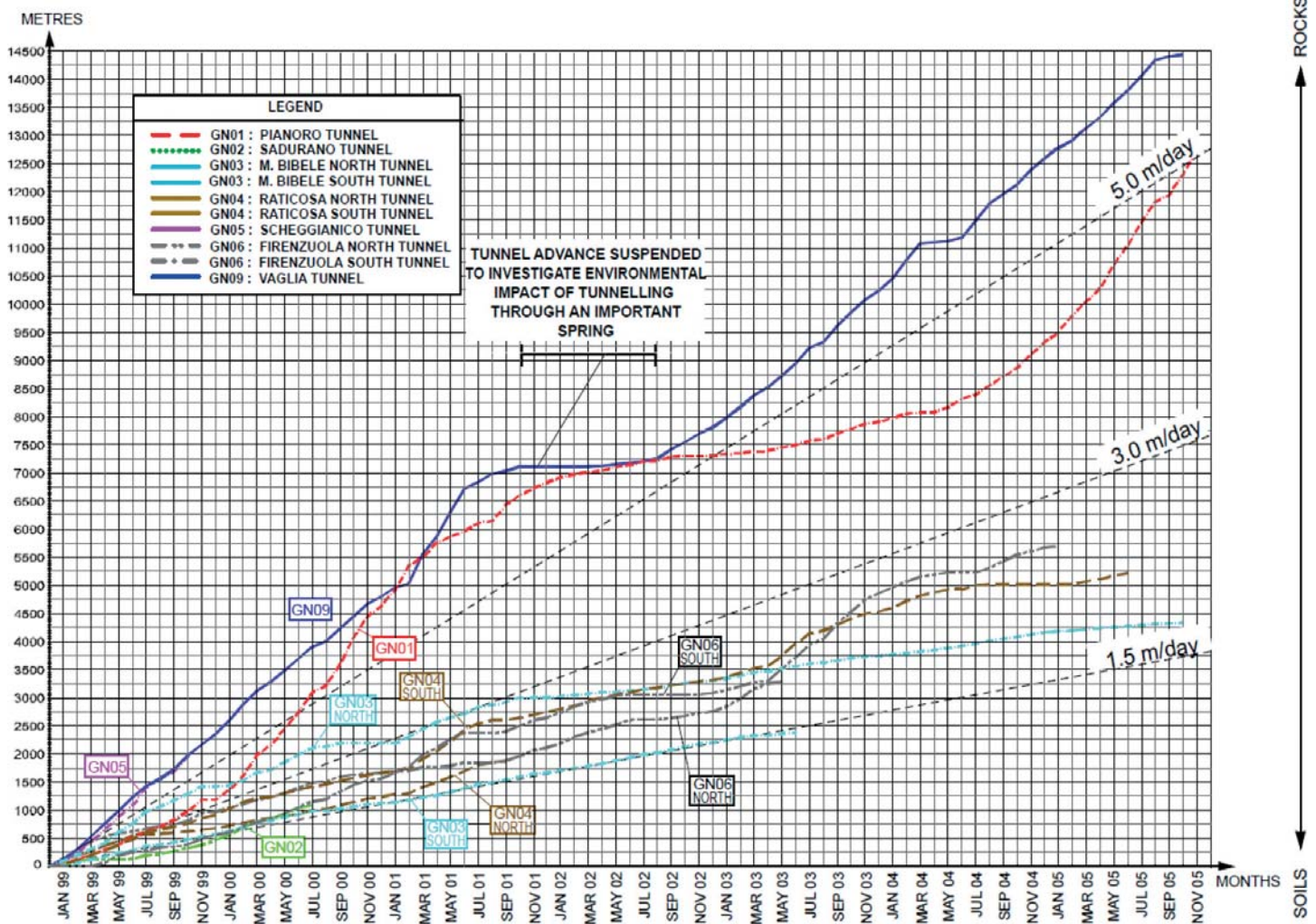


Fig. 17 – High speed rail line between Bologna and Florence - Productions obtained in different stress-strain conditions.



pliance with the expected construction times and costs, as well as in utmost safety conditions for the workers engaged at excavation faces, served as final validation of the correctness of those conclusions drawn from the evidence of the Research and of the validity of the resulting Analysis of Controlled DEformation in Rocks and Soils design and construction approach.

4.2. New high speed rail line between Marseille and Lyon: the Tartaignulle tunnel (France 1997)

Excavation of the Tartaignulle tunnel (180 m<sup>2</sup> in section), for the new railway line “TGV Méditerranée” Lyon-Marseille (Fig. 18), began for both entrances (North and South) in February 1996. The initial approach consisted of advancing in partitioned face, excavating the heading with road-heading equipment and the bench (about 200 m back) with a jackhammer.

At the end of September 1996, while excavating the Aptien marls, convergence at the southern face raised well-above the expected values and reached 60 mm during excavation of the heading, and 150 mm during that of the bench. This caused fissuring and cracking in the shotcrete pre-lining.

Soon, excavation needed to face the worst stretch on both sides: 900 m through the feared “Lower Stampien” formation, which alternated strata of marls, clays and silts, with a high percentage (75%) of montmorillonites which were highly sensitive to air humidity and at risk of swelling ( $c' = 0.05 \text{ Mpa} = 0.5 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $\varphi' = 18^\circ$ ). Those in charge were quite worried and had therefore conducted an integrative geognostic campaign. The revision of the initial project had proven that the systems used previously were inadequate for the Stampien clays. These systems required partitioning of the excavation face which would have caused unacceptable deformation phenomena.

In order to solve the problem, in 1997 the SNCF (Société National du Chemin de Fer), formed a study group (“Comité de pilotage”) with the technicians of the French Railways themselves, the G.I.E. TARTAGUILLE consortium, the Coyne et Bellier consultants, the Terrasol-Simecsol consortium geotechnicians and the CE-

LYON-MARSEILLE TGV MEDITERRANEE - “TARTAGUILLE” TUNNEL (year 1997)

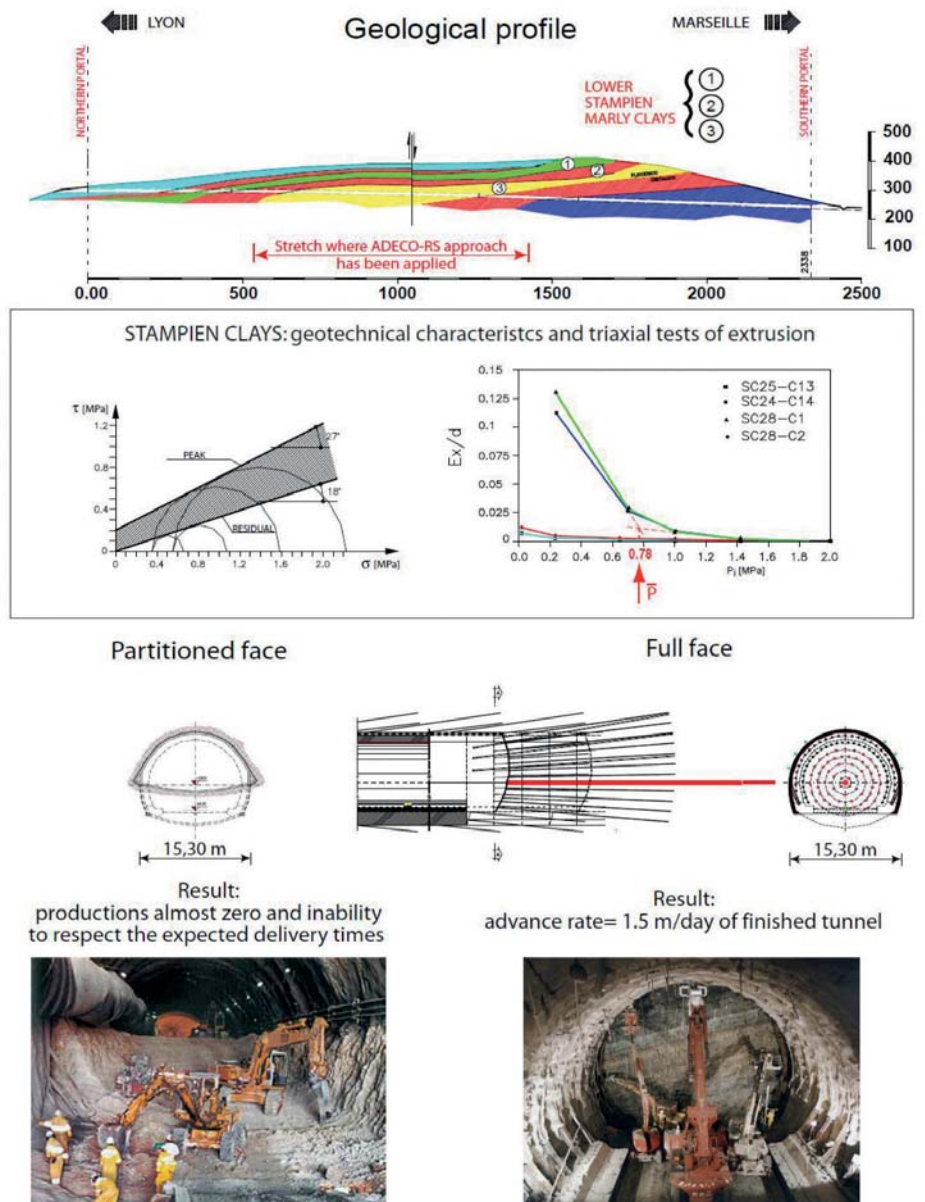


Fig. 18 – The experience of the “Tartaignulle” tunnel.

TU. Said group started consulting the greatest European tunnelling experts and invited them to present a design solution capable of facing the clayey stretch both in safety and in line with the contracted timetable.

Following examination of the various proposals, none of which guaranteed safety and reliability (especially regarding the construction times), SNCF, passing through the G.I.E. TARTAGUILLE consortium, looked at the Italian proposal’s charts which I had put forward and which specified predictions and guarantees on the necessary times and

costs. In March 1997 I was therefore given the detailed design of the 860 m of tunnel which needed to be constructed.

The new design solution radically changed the traditional design criteria in favour of those proposed by the Analysis of Controlled Deformation in Rocks and Soils: full-face advancement (with control of deformation phenomena by means of the reinforcement of the core-face used as a stabilisation instrument), casting of the final invert at the face and final lining within 20 ÷ 40 m.

Sizing of the reinforcing operations on

the advance core was carried out, in first analysis, by means of reworking the extrusion tests. This was then verified with 3D finite element models in elastic-plastic field, capable of taking into account complex phenomena such as creep and swelling.

G.I.E. TARTAIGUILLE recommenced advance works on the tunnel in July 1997, under strict supervision of the designer, who kept a trusted engineer on the site for the full duration of the work.

The new advance system respected the contractual timetable of the works with an industrialised production of 1.7 m/day, which was even above the design stage prediction of 1.4 m/day. The tunnel was completed after just a year after recommencing with the full-face system, about 1 month and a half ahead of the original nine month schedule.

## 5. Theoretical study on numerical and physical models in reduced scale

Recently, a theoretical study on the results of Research and on the experience gathered on many tunnels constructed using the Analysis of Controlled Deformation in Rocks and Soils was launched in collaboration with the Polytechnic University of Milan. Said study aims to better frame the results of the Research as well as to develop simplified but universal calculation procedures, capable of taking into account the three-dimensional problem of underground construction and subsequent factors. The main result of this study will be to create a reduced-scale physical model of a tunnel in advancement in different stress-strain conditions.

Preliminarily to the realization of the physical model, numerical finite element analyses were carried out on three-dimensional models (using the MIDAS GTS NX code), this served to highlight the mechanical and geometrical parameters which condition the response of deep tunnels excavated in homogeneous clay strata, with regard to phenomena developing in the core-face following advancement. The analyses are summarised below, and were based on simplified hypotheses: homogeneous isotropic material with perfectly plastic-elastic behaviour

in undrained conditions (the undrained cohesion  $c_u$  is the only constitutive parameter related to the material strength) and rigid lining of the tunnel which ends exactly at the face. The 3D model was built according to ratio  $H/D$  (where  $H$  is the overburden on the tunnel and  $D$  is the equivalent diameter) which guarantees against local failure mechanisms involving superficial layers. For the sake of brevity, more detailed information on the numerical model has here been omitted, it is enough to say that several dimensions for the model and diverse spatial discretization were taken into account to assess the reliability of the numerical results.

The results of the numerical analyses, taking into account both the natural core-face (non-reinforced) and the reinforced core-face, are separately reported below.

### 5.1. Case of the natural core-face (not reinforced)

The first calculation step consisted of bringing the model to its initial stress conditions under the sole force of gravity, excavation was then simulated according to various modalities (both as regards movement control and load control), this garnered similar results: the graphic in fig. 19 reports in terms of a characteristic curve – meaning the progress of the medium face extrusion  $u_f$  varying the medium horizontal pressure  $\sigma_f (= \sigma_z)$  which contains it – both the elastic-plastic behaviour (curve a) and the purely elastic behaviour (curve b). Analysis of the numerical results clearly shows that the progressive reduction of confinement pressure at the face, which simulates the advancement of excavation, causes, in the given conditions, plasticization of the core-face (Fig. 20) and channelling of the horizontal stress flowlines (Fig. 21 a). This coincides with a progressive increase of normal ground pressures on the lining for a length equal to about one diameter of excavation.

Of particular importance is the evolution of the extrusive mechanism where the ground within a band surrounding the lined tunnel flows towards the excavation face (Fig. 21 and 22). This is a spatially evolving phenomenon where the plasticization of the ground around the tunnel lining continues to extend in a longitudinal direction behind the face (Fig. 21 a, 21 b, 21 c).

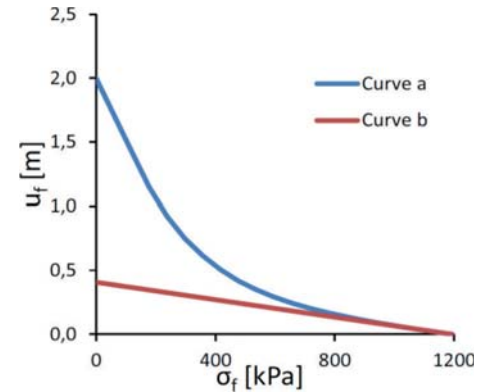


Fig. 19 – Characteristic curve of the elastic-plastic face (curve a) and of the elastic analysis (curve b).

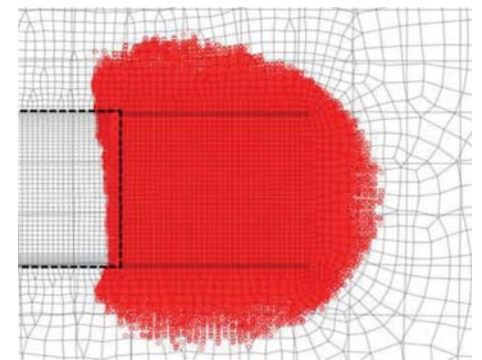


Fig. 20 – Lateral view of the model in the proximity of the tunnel face: visualization of the plastified zones.

It must be mentioned that the representation of the horizontal stress flowlines and plasticization of the ground surrounding the tunnel shown in fig. 21 is affected by the schematisation of the numerical model that is preparatory to the physical model which will be shown later, in which excavation is simulated in load control with a stationary face. In real life, the plasticisation of the ground surrounding the cavity is an irreversible phenomenon, and as the face advances it affects the entire length of the tunnel.

What is illustrated above is also reflected in terms of characteristic curve. Indeed, if the characteristic curve of the face (curve a of Fig. 19) is **normalized** so as to be graphically independent from the elastic residual extrusive displacement ( $u_{r,el}$ ) and from the initial stress state ( $\sigma_0$ ) the result is the curve in fig. 23, which never reaches a vertical asymptote: its rigidity progressively reduces but never nullifies, showing a ductile behaviour with hardening that is not a

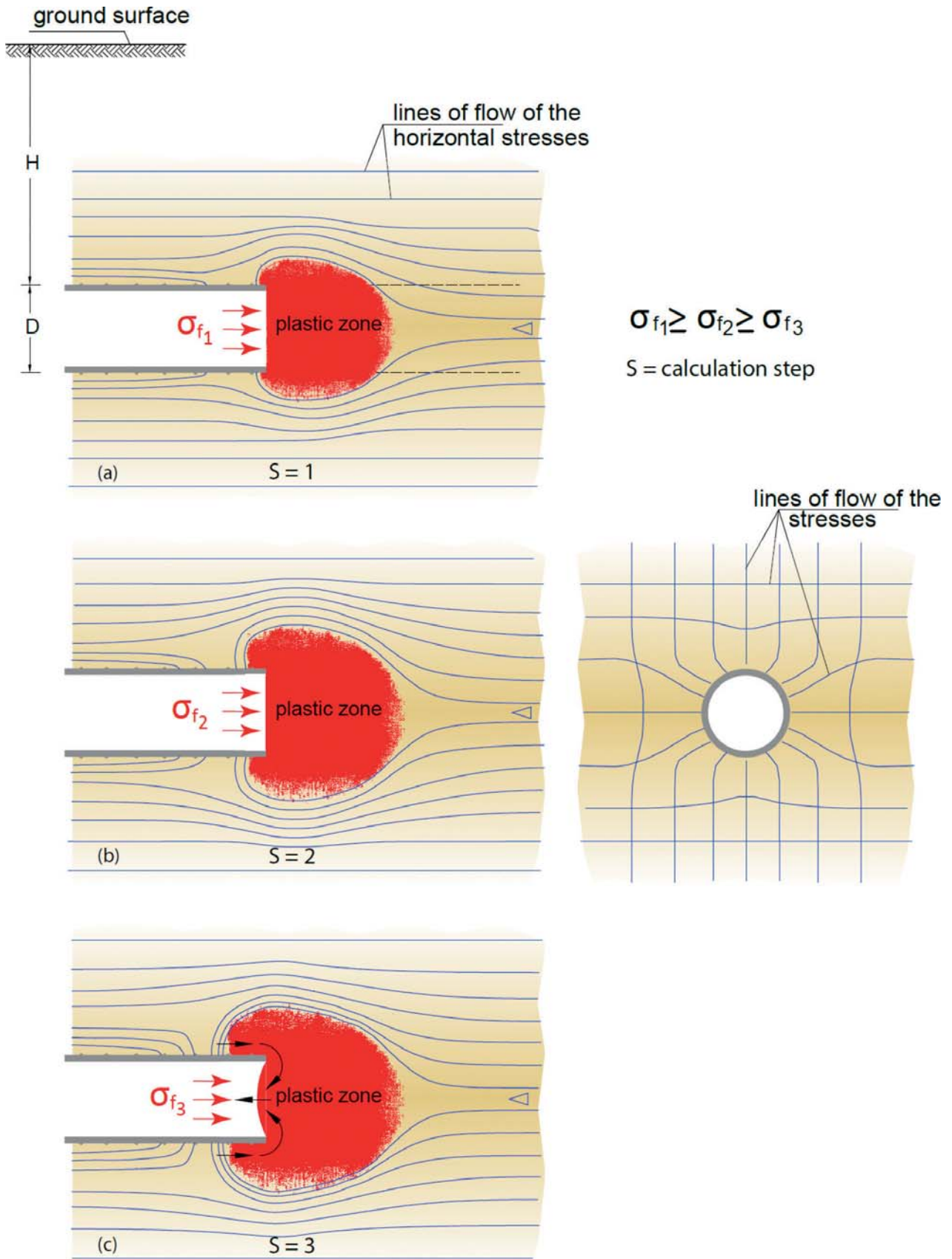


Fig. 21 – Plastic deformation of the face core and channelling of the horizontal-stress flowlines which give way to a spatial evolution phenomenon starting from the extrusive mechanism shown by the black arrows.

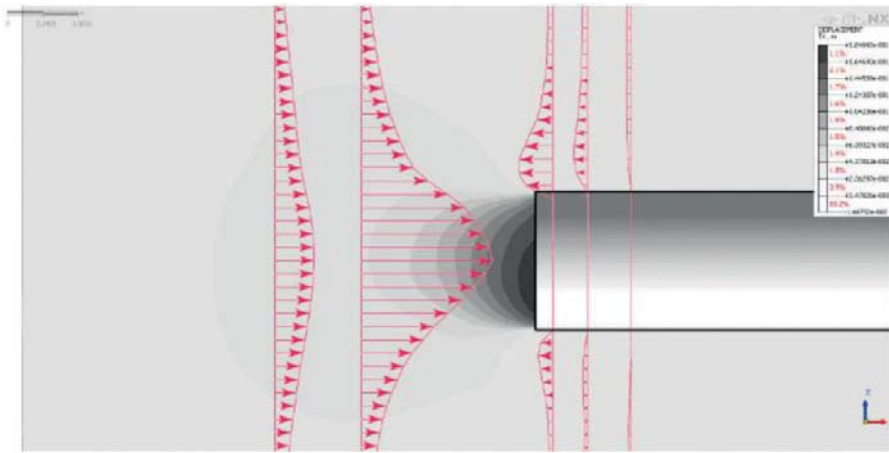


Fig. 22 – Diagrams of the horizontal displacements at various distances from the excavation face.

consequence of the material constitutive relationship but instead of the hardening caused by the spatial propagation of the plasticisation band.

In summary:

- the system’s three-dimensionality governs the response of the “geo-structure” both from a cinematic and static point of view (evolution of the displacement field and evolution of the stress field, respectively);
- the standard limit analysis approach cannot be used to represent the system response in that it never reaches failure conditions.

If every calculated characteristic curve is normalised according to the modified **stability ratio**  $N^* = K_0^a N$  in which:

$$N = \frac{\gamma(H + \frac{D}{2}) + q}{Cu}$$

[Broms and Bennermark's stability ratio, 1967]  
 $a = 0.82$   
 $q = \text{overload}$   
 $K_0 = \text{coefficient of earth pressure at rest}$

the final result is useful and interesting. Despite the great dispersion of geomechanic and geometric parameters taken into consideration, it has been found that all calculated characteristic curves belong to the same characteristic curve, called “**mother curve**”, independently from the value of  $K_0$  and all other parameters (Fig. 24). This is an important result in that said curve allows us to predict extrusive phenomena of the core-face of a tunnel as the  $\sigma_f$  value varies only by knowing: the overburden  $H$ , the diameter of the tunnel  $D$ , the coefficient of earth pressure at rest  $K_0$ , and

the geomechanic parameters of ground  $\gamma$ ,  $c_u$ , and  $E$ .

The designer therefore needs to evaluate  $N^*$ , in order to calculate the ratio:  $u_f/u_{rel}$  by means of the characteristic curve of fig. 24. Using elastic three-dimensional numerical analyses he then calculates  $u_{rel}$  which lead to the calculation of  $u_f$ . This allows designers to predict the extrusion of the core-face for horizontal confinement pressures  $\sigma_f$  different than zero. The “mother curve” in fig. 24 is also very convenient to determine the effectiveness of the operation designed to reinforce the core-face: simply by comparing the results garnered from the reinforced system with said curve.

Please keep in mind that the above result is based on a frictionless ground in undrained conditions, with a lining which is much more rigid than the ground itself and which ends at the face. Despite this, it has been observed that even significant variations of the lining’s rigidity cause negligible

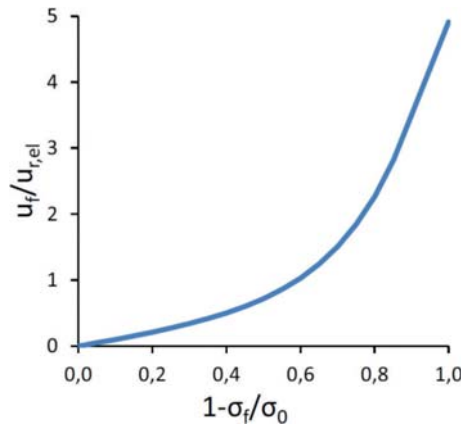


Fig. 23 – Normalization of the curve a in fig. 19.

changes in the characteristic curve of extrusion when compared to the mother curve presented above (Fig. 25).

## 5.2. Case of the reinforced core-face

The numerical model has also given us useful results for studying the behaviour of a tunnel excavated **after reinforcing the core-face**. In particular, reinforcement by means of fibreglass structures. Two adimensional geometric parameters were mainly taken into consideration: the ratio  $l = L/D$ , with  $L$  reinforcement length and the ratio  $\alpha = A_r/A$ , with  $A$  area of the tunnel cross section and  $A_r$  total area of the reinforcement sections.

When  $\alpha = 100\%$  then the reinforcement of the core-face is complete and yield can only take place along the side surface of the equivalent reinforced cylinder, in ground placed upstream the reinforced volume.

For simplicity, the results of these calculations presuppose perfectly elastic reinforcements, which are positioned in parallel to the longitudinal axis of the tunnel in constant spacing. They are depicted in fig. 26: the effect of reinforcement is clearly visible and their effectiveness appears to be progressively growing as the length increases (the  $l$  values considered are between 0.25 and 1). Furthermore, the same results have also shown that reinforcing the advance core completely has three main results:

1. if failure does occur, it develops in an area far from the face;
2. increase of normal ground pressure on the lining decreases in growing values of  $l$  until disappearing entirely;

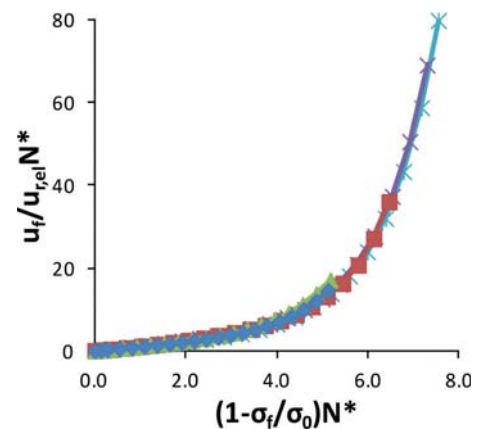


Fig. 24 – Characteristic “Mother” curve in the plane  $u_f/u_{rel} N^* - N^*(1 - \sigma_f/\sigma_0)$ .

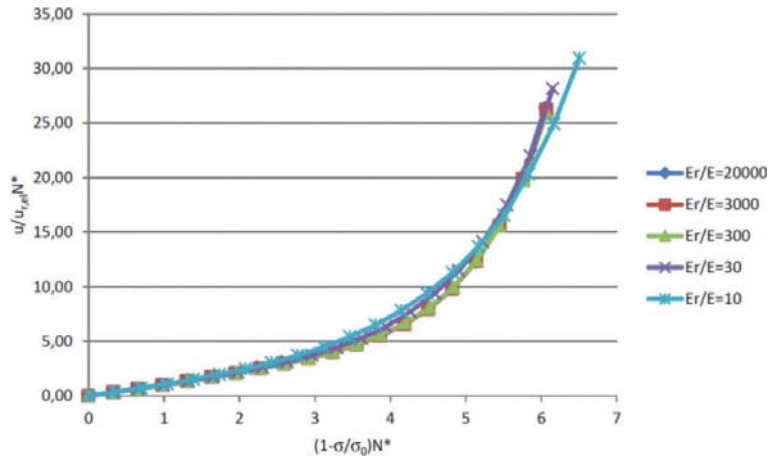


Fig. 25 – Normalised characteristic curves calculated for linings of different rigidity.

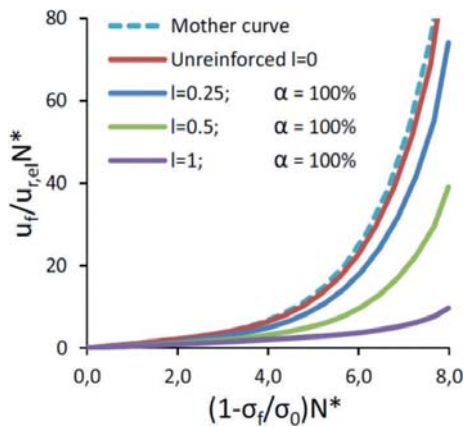


Fig. 26 – Normalised characteristic curves for  $\alpha = 100\%$ .

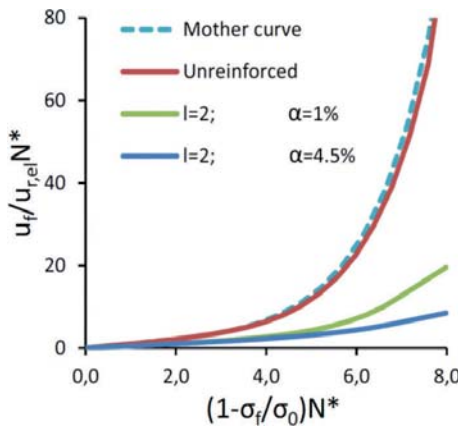


Fig. 28 – Normalised characteristic curves for  $l=2$ .

3. the “equivalent face” positioned between the ground and the face of reinforced volume, is never totally relieved due to the shear stress which develops on the side surface of the reinforced cylinder. In order to assess the influence of  $\alpha$ , fig. 27 shows the normalised characteristic curves

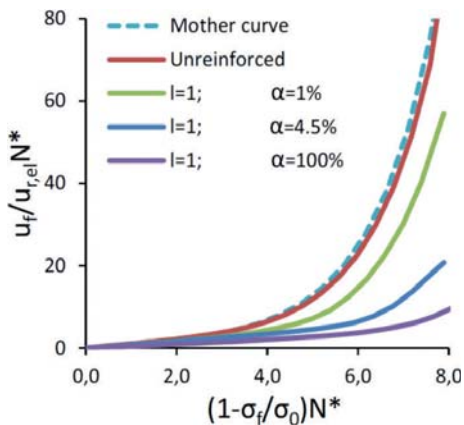


Fig. 27 – Normalised characteristic curves for  $l=1$ .

for  $\alpha$  values equal to 100%, 4.5%, 1% and 0%, calculated at  $l = 1$ . Take note that for this value of  $l$  a significant improvement of the mechanical response of the system only takes place starting from values of  $\alpha$  which are utterly unacceptable and unrealistic ( $\alpha = 4,5\%$ ).

Conversely, if  $l$  is increased up to a value of 2 the response changes significantly (Fig. 28) and the effectiveness of reinforcement is evidently already satisfactory starting from  $\alpha = 1\%$ .

This is due to the variation of mechanical processes developing inside the system: as is clear in fig. 29, if reinforcement is long enough, then plasticization will extend along a small volume of ground and reinforcement may remain anchored to an area of ground upstream the core-face in an elastic field

For the sake of brevity, the results of all the other  $l$  values taken into consideration will not here be shown. All that needs to be said is that in each case it was clear that if reinforcement is not sufficient ( $l < 1,5$ ) for the effectiveness of anchoring, plasticization propagates affecting greater volumes of ground, and also affecting the entire length of reinforcement which consequently loses most of its effectiveness.

### 5.3. Experiments on physical models in a reduced scale

Following the results of the numerical models, a physical model was built in order to experiment (in a reduced scale) excavation of a deep tunnel in cohesive and saturated ground. In particular, experiments focussed on the experimental definition of the characteristic curve of non-reinforced core-faces and of reinforced ones. Experiments also focussed on defining the corresponding field of ground displacements in a band which is in contact with the face and the outline of the tunnel. The model (illustrated in Fig. 30) is made

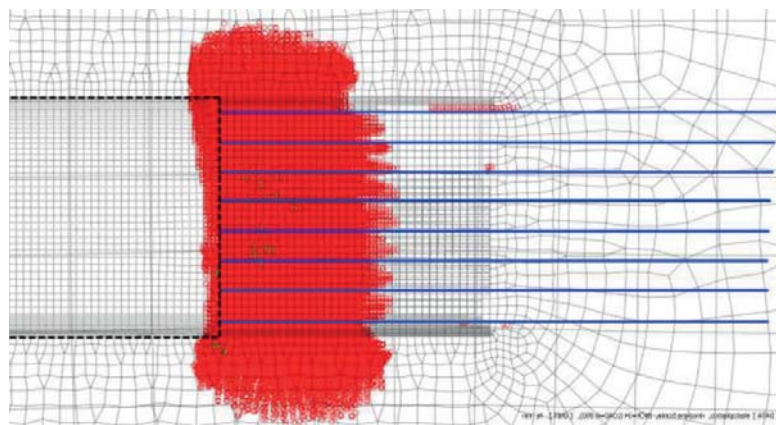
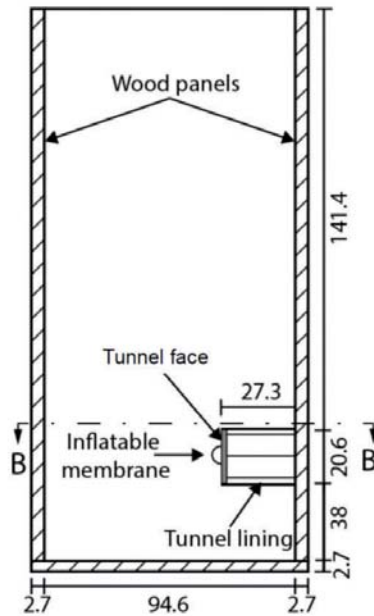


Fig. 29 – Areas subject to plastic deformation.



Section A-A



Section B-B

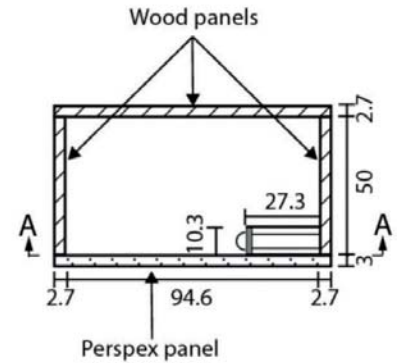


Fig. 30 – Reduced-scale model for experimental tests.

up of a base and three vertical wooden walls. The fourth wall was made in 3 cm thick Perspex in order to allow observation of ground behaviour during the experiment.

The lining of the tunnel was built in a semi-cylindrical cavity of stainless steel with an internal diameter of 206 mm and a thickness equal to 1.5 mm. The face of the tunnel was built using a plate of stainless steel 10 mm thick. Three threaded rods were linked to the face panel in order to move the face towards the tunnel. In order to measure pressure on the face, a latex membrane was fixed to the face which was then filled with pressurized air and linked to a pressure gauge (Fig. 31).

Great care was taken in preparing the terigenous material used for the experiments. Lab-produced kaolin was chosen for the task, with a water content equal to 160 % and a corresponding void ratio equal to 4.16. Thanks to a draining apparatus, said kaolin consolidated itself naturally under its own weight inside the experimental model. More details on the device and on preparation of the experimental ground will be given in future communications.

Unloading of the face following excavation was simulated by progressively withdrawing the plate in steps of 0.625 mm. At the same

time, after allowing the system time to find a new balance state, the displacements of the ground particles adjacent to the Perspex panel were observed. To this end, a PIV (Particle Image Velocimetry) technique was used, which makes it possible to reconstruct the field of ground displacements by confronting high-resolution images taken in subsequent instants of time.

For experiments on the reinforced core-faces, the device was modified in order to insert fibreglass rods in the face (Fig. 32). A gap of 0.5 mm was created in order to avoid friction between the face and the internal profile of the lining. Furthermore, in order

to avoid spillage of kaolin from the model during the first phases of consolidation, a lock (bound to the lining) was positioned behind the face, which transmitted the geostatic stress directly onto the lining and stopped the face from moving.

A series of improvements were made to increase the precision of the experiment and to partially automatize the phase of face unloading. In particular, a piston – connected to the face with rolling steel bars (Fig. 33). A load cell was placed between the piston and

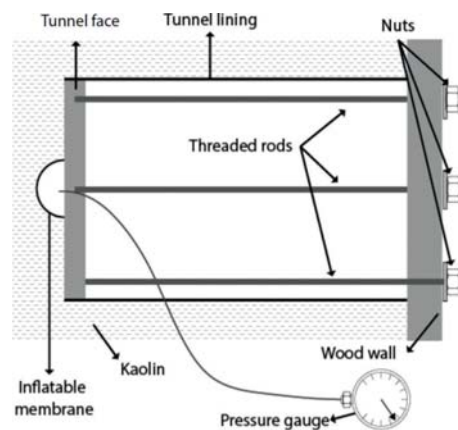


Fig. 31 – Diagram of the experimental apparatus.

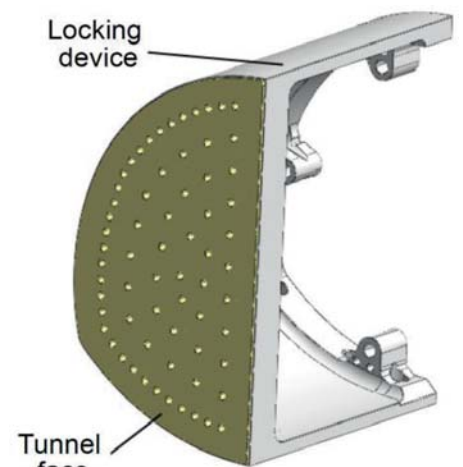


Fig. 32 – Face equipped for the insertion of reinforcements and lock set at the back.

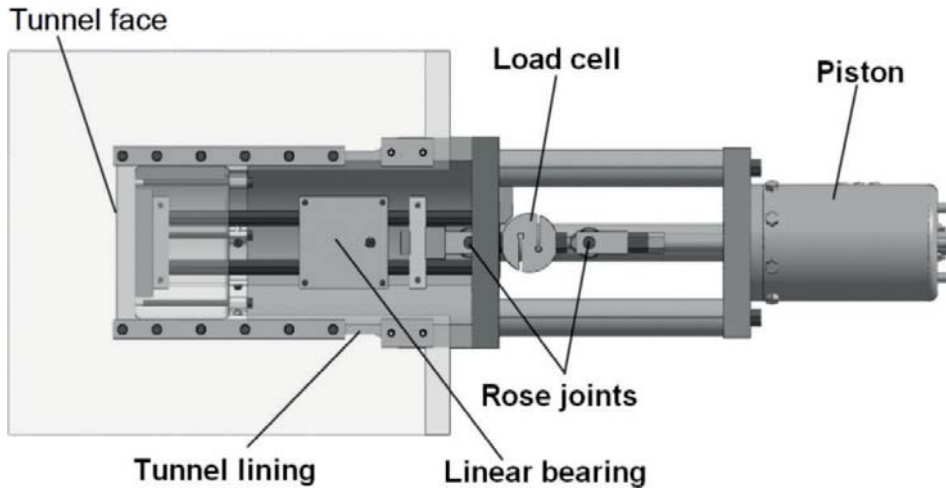


Fig. 33 – Detail of the improved device to carry out tests on reinforced core-face.

the bars and set between to rose joints. This cell was capable of measuring the pressure on the face, while a laser movement sensor (outside of the device) accurately measured the face's displacements.

Following consolidation, the experiments (conducted in load control) followed these phases:

1. increase of the piston's pressure to reach the initial geostatic pressure;
2. release of the lock from the lining;
3. progressive reduction of pressure  $\sigma_f$  with the piston and measurement of face displacement, while taking a series of PIV (*Particle Image Velocimetry*) photographs.

### 5.3.1. Results of experiments on physical models in a reduced scale

The tests on physical models in a reduced scale serve the following purposes:

- verify the capacity of the numerical model to foresee the real behaviour of the system;
- confirm the evolutive mechanism of the extrusive phenomenon identified by the numerical modelling and represented in fig. 21;
- verify the validity of the “**mother curve**” identified by the results of the numerical model and to predict the importance of extrusive phenomena at the tunnel face as well as to assess the necessary reinforcement operations of the core-face;
- confirm the effect of core-face strengthening as a function of length and the intensity of reinforcement (previously underlined by the numerical modelling).

To this aim, the following program of tests was set up:

- a first series of experimental calibration tests (varying the test speed) to determine the optimal speed at which the viscous behaviour of material no-longer influences results;
- a second series of tests with a **non-reinforced core-face** (varying the overburden and the degree of consolidation of material) and corresponding numerical analyses to verify the conformity of results;
- a third series of tests with a **reinforced core-face** (varying the number, positioning and length of reinforcements) and numerical analyses.

The experimental calibration tests have just been completed during the preparation of the present text. fig. 34 reports the results of one of these tests in terms of

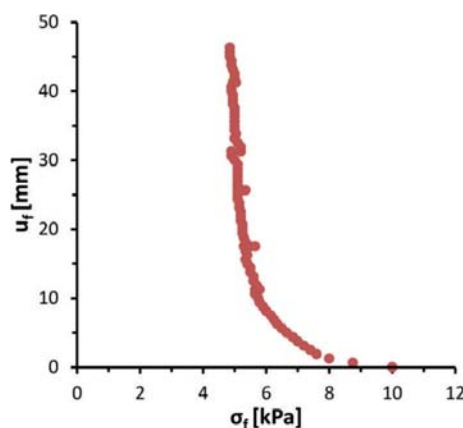


Fig. 34 – Characteristic curve of the face obtained from a physical model test.

a characteristic curve of the face. Notice the effect of relaxation obtained by measuring, at a fixed movement, the variation in time of the pressure at the face. In conformity with what had been programmed, the experimental results were simulated by FEM analyses, taking into consideration a linear variation of undrained cohesion and Young's modulus. The green characteristic curve shown on the normalised plane  $u_f/u_{f,el}N^* - (1 - \sigma_f/\sigma_0)N^*$  in fig. 35 was obtained from the numerical analysis.

Normalisation of experimental data and numerical results was carried out by using the undrained cohesion which was assessed at the axis of the tunnel and by defining the remaining elastic displacement from the initial inclination of the characteristic curve on the plane  $u_f - \sigma_f$ .

Fig. 35 also shows in red the points corresponding to the results obtained from the experimental test on a physical model. Notice the substantial correspondence between the numerical results and the experimental results: in particular, the points obtained at the end of the relaxation phases (points A, B, C, D and E) coincide almost perfectly with the curve obtained numerically (green curve). The same figure presents in yellow the “**mother curve**” which was obtained by the numerical analyses with a constant  $c_u$  (Fig. 24). Notice that, despite the fact that the field of ground displacements is quite influenced locally by the variation of  $c_u$ , the global response of the system in terms of characteristic curve doesn't show significant variations.

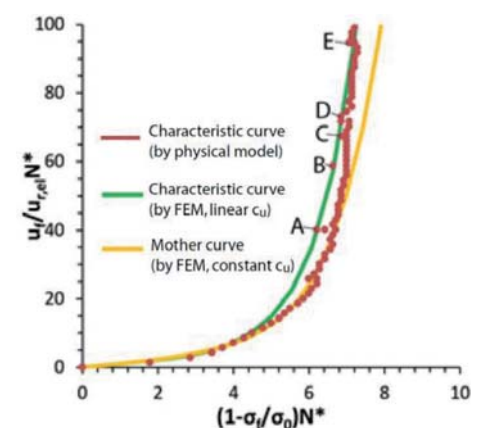


Fig. 35 – Characteristic curves of the face in the normalized plane  $u_f/u_{f,el}N^* - (1 - \sigma_f/\sigma_0)N^*$ .

Definitively, the results of the experimental tests on the physical model carried out so far are encouraging, and show an excellent correspondence with the results of the numerical model and with what has been observed on the field when excavating many tunnels in complex stress-strain conditions. It also seems to confirm the validity of the “mother characteristic curve”. This can be used positively in order to define the diagnosis and therapy which must be prescribed during the design stage. Complete results regarding the tests on physical models in a reduced scale will be reported in a future publication.

## 6. Final remarks

As the great philosopher Karl Popper famously said in his Intellectual Biography, research is an “Unended Quest”. One that for science and technology began at the end of the XVI century and has developed more and more up to the discoveries and technologies of present day.

In the case of civil engineering, Popper’s axiom is clearly pertinent to modern underground and overground works alike.

In our case, speaking about underground works, we may say that we have tried (and hopefully succeeded) to follow the aspirations of two fathers of underground construction such were Ladislaus von Rabcewicz (“*Tunnels should be driven full face whenever possible, although (today) this cannot always be done..*”) (Rabcewicz, 1964) and Alan Marshall Muir Wood (“*The strategy for a project needs therefore to be fashioned in considerable detail before major resources are committed*”) (Muir Wood, 2002). It was our aim to meet the goals that they had set before us.

For this reason I have here recounted the rigorously scientific path which me and my esteemed collaborators followed in formulating the Analysis of Controlled Deformations in Rocks and Soils. A design and construction approach for underground works which in the last decades has proven to be universally valid, both conventionally and with TBM, in any sort of ground and stress-strain condition.

Indeed, starting from the particular deformation phenomenon which occurred during construction of the Frejus motorway tunnel:

1. we identified in the **extrusive phenomenon** of the core-face the most significant component of Deformation Response in the mass under excavation action;
2. we carried out in-depth theoretical and experimental research **in terms of Deformation Response Analysis** on the mass under excavation action. This allowed us to prove without a reasonable doubt that the extrusive phenomenon of the core-face is directly responsible for the evolution of the following cavity convergence phenomena, and therefore of its stability;
3. we consequently studied, actualised and perfected the systems and instruments necessary to measure said Deformation Response and all of its components, especially the extrusive component (cause) and convergence (effect – which up to then had been the main focus of study);
4. we continued our Research **in terms of Control** of said Deformation Response and we identified, actualised and perfected the instruments and the technologies necessary to control the extrusion phenomenon of the core-face as well as to transform the core-face itself into an effective instrument for cavity stability in the short and long term. We were able to point out that: **if tunnel stability problems can’t even be solved at the excavation face (where the static problem is three-dimensional due to the presence of the core-face), they certainly can’t be solved away from the face (where the problem becomes plane)! In this phase we highlighted how the success of extrusion deformation phenomena control is directly linked to the choice of full-face advancement with final invert systematically at the face or, more simply, to the choice of the “ideal extrusion” surface;**
5. we finalised the results of our research into a design and construction approach which we called Analysis of Controlled Deformation in Rocks and Soils. A name which was chosen exclusively for the manner in which it recalls the rigorously scientific approach that we used in formulating said approach;
6. finally, after applying the Analysis of Controlled Deformation in Rocks and Soils on over 1,000 km of tunnel in va-

rious types of terrain and in different stress-strain conditions, we were finally able to demonstrate that designing and constructing tunnels in accordance with industrial criteria (meaning in full compliance with the designed construction times and costs) is possible before construction begins, with the guarantee of regular production and **exceptional safety for workers during construction.**

I would also like to remind all that the results of the numerical and physical models – which for the sake of simplicity took into account the case of a purely cohesive ground in undrained conditions – can also be extended to the case of competent rocks under heavy overburden. Their behaviour, as we saw when excavating the Frejus tunnel, is quite similar to that of soft grounds such as clays.

In conclusion, I assure you that I don’t have the presumption of changing the minds of those that have been designing tunnel for years as a two-dimensional or plane problem, and have been using partitioning as the only solution for difficult geotechnical and geomechanical problems. However, I do hope that the new generations which are approaching this fascinating discipline learn to face tunnel design with an approach that – by analysing and controlling the deformation response of ground to the excavation action – may guarantee the systematic choice of full-face advancement above all in the case of difficult stress-strain situations. This was the aspiration that Ladislaus von Rabcewicz confided to me during a visit of his to the Gran Sasso tunnel construction site (Italy), in the early 70s.

## Symbols

- A area of the tunnel face
- $A_r$  total area of reinforcement sections
- $c_u$  undrained cohesion
- D equivalent diameter of tunnel
- E Young’s ground modulus
- $E_r$  Young’s tunnel lining modulus
- H overburden on the tunnel
- $K_0$  coefficient of earth pressure at rest
- L length of the core-face reinforcements
- l L/D ratio
- N Broms and Bennermark’s stability ratio
- $N^*$  modified stability ratio



$q$  overload  
 $u_f$  medium face extrusive displacement  
 $u_r$  medium residual extrusive displacement  
 $u_{rel}$  medium elastic residual extrusive displacement  
 $\alpha$   $A_r/A$  ratio  
 $\gamma$  unit weight of ground  
 $\sigma_0$  initial stress state in the ground  
 $\sigma_f$  horizontal confinement pressure onto the face  
 $\sigma_3$  minor principal stress  
 $\sigma_2$  intermediate principal stress  
 $\sigma_1$  major principal stress

## Bibliography

- [1] RABCEWICZ L. (1964) – “The New Austrian Tunnelling Method”, Part one, Water Power, November.
- [2] BROMS B.B., BENNERMARK H., (1967) – Stability of clay at vertical openings, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 91, N° 1.
- [3] LUNARDI P. (1979) – Applications de la Mécanique des Roches aux Tunnels Autoroutiers. Exemple des tunnels du Frèjus (côte Italie) et du Gran Sasso. Conferenza all’I.T.B.T.P. - Parigi, 4 ottobre 1979, Revue Française de Géotechnique, N° 12, 5-43.
- [4] LUNARDI P., LOUIS C. (1984) – Méthodes de présoutènement et pré-étanchement pour les travaux en souterrain. Journées d’études internationales, November, Lyon.
- [5] LUNARDI P., MONGILARDI E., TORNAGHI R. (1986) – Il preconsolidamento mediante jet-grouting nella realizzazione di opere in sotterraneo. ITA-AITES World Tunnel Congress 1986 “Large Underground Openings”, Florence, Volume 2, 601-612.
- [6] CAMARGO GUAZZELLI J.L., LUNARDI P. (1988) – Túnel de Campinas: evolución del diseño y problemas de operación. ITA-AITES World Tunnel Congress 1986 “Tunnels and Water”, Madrid, Volume 1, 145-154.
- [7] LUNARDI P., BINDI R., et al. (1989) – Nouvelles orientations pour le project et la construction des tunnels dans des terrains meubles. Etudes et experiences sur le preconfinement de la cavite et la preconsolidation du noyau au front. Colloque International “Tunnels et micro-tunnels en terrain meuble, Paris.
- [8] LUNARDI P. (1990) – The Cellular Arch Method: technical solution for the construction of the Milan Railway’s Venezia Station. Tunnelling and Underground Space Technology, 9.
- [9] GOLINELLI G., LUNARDI P., PERELLI CIPPO A. (1991) – La prima applicazione del jet-grouting in orizzontale come precontenimento delle scavo di gallerie in terreni incoerenti. SIG International Conference “Soil and Rock Improvement in Underground Works”, Milan, Volume 1, 187-202.
- [10] ARSENA F.P., LUNARDI P., VOLPE A. et al. (1991) – La prima applicazione in Italia del pretaglio meccanico. SIG International Conference “Soil and Rock Improvement in Underground Works”, Milan, Volume 2, 549-556.
- [11] LUNARDI P. (1991) – Aspetti progettuali e costruttivi nella realizzazione di gallerie in situazioni difficili: interventi di precontenimento del cavo. SIG International Conference “Soil and Rock Improvement in Underground Works”, Milan, Volume 2, 567-580.
- [12] LUNARDI P. (1992) – Il consolidamento del terreno mediante jet-grouting. Quarry and Construction, March.
- [13] LUNARDI P., GIORGI P., PAPACELLA A. et al. (1992) – Tunnel face reinforcement in soft ground design and controls during excavation. ITA-AITES World Tunnel Congress “Towards New Worlds in Tunnelling”, Acapulco.
- [14] LUNARDI P., GRANATA R., MONGILARDI E. (1992) – Shotcreting applied to shell construction in the precutting tunnelling method. ITA-AITES World Tunnel Congress “Towards New Worlds in Tunnelling”, Acapulco, 697-706.
- [15] LUNARDI P., BINDI R., et al. (1993) – Technical and financial planning of underground works: the “ADECORS” method. 6th European Forum of Economic Engineering, Bocconi University, Milan.
- [16] LUNARDI P. (1993) – Nuovi criteri di progetto e costruzione per una corretta pianificazione delle opere in sotterraneo. SIG Conference within the SAMOTER on “La realizzazione delle grandi opere in sotterraneo”, Verona.
- [17] LUNARDI P. (1993) – Fibre-glass tubes to stabilize the face of tunnels in difficult cohesive soils. Seminar within the SAIE on “The application of fiber Reinforced Plastics (FRP) in civil structural engineering”, Bologna.
- [18] LUNARDI P. (1993) – La stabilité du front de taille dans les ouvrages souterrains en terrain meuble: études et expériences sur le renforcement du noyau d’avancement. Symposium international “Renforcement des sols: expérimentations en vraie grandeur des années 80”, Paris.
- [19] KOVÁRI K. (1994) “On the Existence of NATM, Erroneous Concepts behind NATM”, Tunnel, 1, 1994.
- [20] LUNARDI P. (1994) – Conception et exécution des tunnels d’après l’analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols, Article in three parts: Quarry and Construction, March 1994, March 1995, April 1996.
- [21] LUNARDI P. (1995) – L’importanza del precontenimento del cavo in relazione ai nuovi orientamenti in tema di progetto e costruzione di gallerie. Gallerie e grandi opere in sotterraneo, 45.
- [22] LUNARDI P. (1995) – Fibre-glass tubes to stabilize the face of tunnels in difficult cohesive soils. Materials Engineering, 1995, Vol. 6, No. 1-2, 107-165.
- [23] LUNARDI P. (1997) – Ground improvement by means of jet-grouting. Ground improvement, vol. 1, n. 2.
- [24] LUNARDI P. (1997) – Aspetti progettuali e costruttivi della galleria “Vasto”. Quarry and Construction, 8.
- [25] LUNARDI P. (1997) – The influence of the rigidity of the advance core on the safety of tunnel excavation. Gallerie e grandi opere sotterranee, 52.
- [26] LUNARDI P. (1997) – La liaison à grande vitesse Bologne-Florence. Mines et Carrières, October.
- [27] LUNARDI P. (1997) – Pretunnel advance system, Tunnels and Tunnelling International, October.
- [28] LUNARDI P. (1998) – Convergence-confinement ou extrusion-préconfinement? Colloque “Mécanique et Géotechnique” (Jubilé scientifique de Pierre Habib), Paris.
- [29] LUNARDI P. et al. (1998) – Quality Assurance in the Design and Construction of Underground Works. Proceedings of the International Conference on “Underground Construction in Modern Infrastructure”, Stockholm.
- [30] THUT A., ALONSO E., LLORET A., AMSTAD CH., KOVARI K., LUNARDI P. (1999) – Weltweite Erfahrungen mit dem Gleitmikrometer in der Geotechnik. Proceedings of the Christian Veder Kolloquium “Die Beobachtungsmethode in der Geotechnik”, Graz.
- [31] LUNARDI P. et al. (1999) – The Bologna to Florence high speed railway line: progress of underground works. ITA-AITES World Tunnel Congress “Challenges for the 21st century”, Oslo.
- [32] LUNARDI P. et al. (1999) – La ligne à grande vitesse Bologne-Florence: avancement des travaux souterrains. Mines & Carrières, Vol. 81, October.
- [33] LUNARDI P. (1999) – Une méthode de construction innovante pour élargir les tunnels routiers, autoroutiers et ferroviaires sans interrompre la circulation; son application au tunnel de Nazzano sur l’autoroute A1 Milan-Naples, Proceedings of the Conference on “Instandsetzung von Tunneln”, Olten.
- [34] ANDRE D., DARDARD B., BOUVARD A., CARMES

- J. (1999) – La traversée des argiles du tunnel de Tartaiguille. *Tunnels et ouvrages souterrains*, No. 153.
- [35] LUNARDI P. (1999) – The “Tartaiguille” tunnel, or the use of the ADECO-RS approach in the construction of an “impossible” tunnel”, *Gallerie e grandi opere sotterranee*, No. 58.
- [36] MARTEL J., ROUJON M., MICHEL D. (1999) – TGV Méditerranée - Tunnel de Tartaiguille: méthode pleine section, *Proceedings of the International Conference on “Underground works: ambitions and realities”*, Paris.
- [37] LUNARDI P. (2000) – Design & constructing tunnels – ADECO-RS approach”, *Tunnels and Tunnelling International*, special supplement to the May issue.
- [38] LUNARDI P. (2000) – Tunnelling under the Via Appia Antica in Rome. *Tunnels & Tunnelling International*, April.
- [39] KOVÁRI K., LUNARDI P. (2000) – On the observational method in tunnelling. *Proceedings of the International Conference on “Geotechnical and Geological Engineering”*, Melbourne.
- [40] LUNARDI P. (2000) – Tunnelling under the Mugello Racing Circuit incorporating the ADECO-RS approach. *Tunnel*, No. 8.
- [41] LUNARDI P. et al. (2001) – Modern tunnelling in Italy for the high speed railway line. *Proceedings of the 6th International Symposium at BAUMA*, Monaco.
- [42] LUNARDI P., BINDI R. (2001) – The evolution of reinforcement of the advance core using fibre glass elements for short and long term stability of tunnels under difficult stress-strain conditions: design, technologies and operating methods”, *ITA-AITES World Tunnel Congress “Progress in Tunnelling after 2000”*, Milan.
- [43] LUNARDI P. et al. (2001) – Action to reduce the hydrogeological impact produced by underground works. *ITA-AITES World Tunnel Congress “Progress in Tunnelling after 2000”*, Milan.
- [44] LUNARDI P. et al. (2001) – The ADECO-RS approach in the design and construction of the underground works of Rome to Naples High Speed Railway Line: a comparison between final design specification, construction design and “as built”. *ITA-AITES World Tunnel Congress “Progress in Tunnelling after 2000”*, Milan.
- [45] LUNARDI P. et al. (2001) – Risk assessment in tunnel design. *ITA-AITES World Tunnel Congress “Progress in Tunnelling after 2000”*, Milan.
- [46] MUIR WOOD A.M. (2002) – Tunnel vision. *Ingenia*, Royal Academy of Engineering, 11, 13-17.
- [47] LUNARDI P. (2003) – Widening the load at Nazzano. *Tunnels & Tunnelling International*, July.
- [48] LUNARDI P., BINDI R., CASSANI G. (2006) – Prime evidenze e risultati dell’impiego dell’approccio ADECO-RS per la realizzazione di oltre 73 Km di gallerie di linea”, *Strade e Autostrade*, No. 1.
- [49] LUNARDI P., BINDI R., CASSANI G. (2007) – From the ADECO-RS approach to the tunnelling industrialisation. *Proceedings of the International Conference on “Tunnels, drivers of change”*, Madrid.
- [50] LUNARDI P. (2008) – Design and construction of tunnels. *Analysis of Controlled Deformation in Rock and Soils (ADECO-RS)*, Springer, Berlin.
- [51] Calzona, R. (2008) - La ricerca non ha fine – The Messina Strait Bridge. *DEI S.r.l.*, Rome.
- [52] LUNARDI P. (2012) – ADECO-RS guarantees observance of times and costs in the construction of underground works. *The 5th Global Tunnel Congress – China 2012*, Beijing.
- [53] LUNARDI P. (2001) – The underground as a resource and reserve for new spaces; ADECO-RS as an effective tool to be able to realize them. *ITA/AITES World Tunnel Congress “Tunnels for a better life”*, Iguassu Falls.
- [54] LUNARDI P., BARLA G. (2014) – Full face excavation in difficult ground. *Proceedings of the 63rd Geomechanics Colloquy*, Salzburg.
- [55] LUNARDI G., CASSANI G., BELLOCCHIO A. (2014) – The construction of two tunnels (at Sochi) in difficult stress-strain conditions: the results of the first real comparison between NATM and ADECO-RS. *AFTES International Congress*, Lyon.
- [56] DI PRISCO C., LUNARDI P., C., FLESSATI L., FRIGERIO G. (2015) – Numerical and theoretical analyses of the mechanical behaviour of tunnel faces. Submitted for publication in *Geotechnique*.

# MUIR WOOD LECTURE 2015

## Le contrôle de l'extrusion du noyau de terrain au front de taille comme instrument de stabilisation de la cavité

Pietro LUNARDI

Lunardi Geoengineering, Milano (Italia) - e-mail: pietro.lunardi@gmail.com

### 1. Introduction

Je suis profondément honoré de votre invitation à tenir cette importante conférence magistrale en hommage à un ingénieur anglais des plus remarquables, spécialiste en excavation de tunnels qui joua un rôle majeur dans la plupart des projets les plus importants de tunnels creusés le siècle passé. Nous ne sommes pas sans le savoir, il était de ceux, peu nombreux à l'époque, qui insistaient sur *«le besoin de dépoussiérer le monde des constructions souterraines et de l'affranchir des fausses croyances appliquant à la conception des principes inflexiblement scientifiques»*.

J'ai pensé dès lors qu'il serait intéressant de refaire en son honneur le parcours rigoureusement scientifique de recherche que j'ai suivi avec l'aide précieuse de mes collaborateurs. Point de départ, les observations faites d'un phénomène singulier de déformation que j'ai pu à l'occasion du creusement du tunnel routier du Fréjus avant de parvenir à la mise au point de l'Analyse des Déformations Contrôlées des Roches et des Sols, une approche de conception et de construction des ouvrages souterrains qui s'est démontrée universellement valable pour leur réalisation, qu'il s'agisse d'une excavation conventionnelle ou d'une excavation par TBM, quel que soit le terrain, quelles que soient les conditions de contrainte-déformation.

Je vous parlerai donc d'une manière syn-

thétique mais non moins exhaustive pour autant:

- du **phénomène de déformation** qui attirait, il y a quarante ans de cela, mon attention et qui me poussa à entreprendre pour la première fois une recherche approfondie sur l'essence même de la réponse en déformation d'un massif soumis à l'action d'une excavation;
- des modalités et des objectifs qui m'ont guidé dans cette **Recherche** pour aborder l'Analyse et le Contrôle de la Réponse en Déformation. Sans omettre les résultats obtenus dans quelques "chantiers modèles". Ce qui allait aboutir à la formulation d'une approche différente de conception et construction;
- de l'**application** et de l'affirmation de la nouvelle approche sur deux chantiers d'excavation stratégiques;
- enfin, des études menées sur des **modèles numériques** non linéaires 3D et sur des **modèles physiques** à échelle réduite qui ont confirmé, y compris du point de vue théorique, la justesse des intuitions découlant de l'évidence expérimentale qui est à la base même de ladite approche.

**Sans jamais perdre de vue que nous construisons par soustraction de matière et que la matière qui constitue l'écorce terrestre – sujette à des régimes de contrainte de nature gravitative, lithostatique et tectonique – est à considérer comme une "chose vive", qui tend à se dé-**

**former par réaction à l'action de l'excavation produisant une Réponse en déformation qui va devenir la clé de lecture pour tout projeteur d'ouvrages souterrains.**

### 2. L'expérience du tunnel autoroutier du Fréjus

Entre 1975 et 1978, j'eus la chance de participer en qualité de responsable géomécanique aux travaux de réalisation du tunnel routier du Fréjus côté italien, un ouvrage d'excavation, de tunnelling, parmi les plus importants et les plus complexes de l'époque (près de 13 Km de longueur) mais, plus encore, ce fut pour moi **une occasion unique** de monitorer et d'étudier le comportement contrainte-déformation du massif rocheux en présence de la variation des recouvrements (entre 50 et 1.700 m) – Il s'agissait effectivement d'avancer sur près de 6.400 m (c'était la longueur du tronçon de la compétence italienne) dans **une formation métamorphique de calcschistes lithologiquement et structurellement homogènes les long de 95 % du tracé souterrain**, avec des joints de schistosité constamment tangents au rein gauche du tunnel (Fig. 1).

Bien que le projet ne formulât pas de prévisions quant au comportement en déformation du massif lors de l'excavation (cela ne faisait pas partie des pratiques habituelles de l'époque), il avait été supporté par une

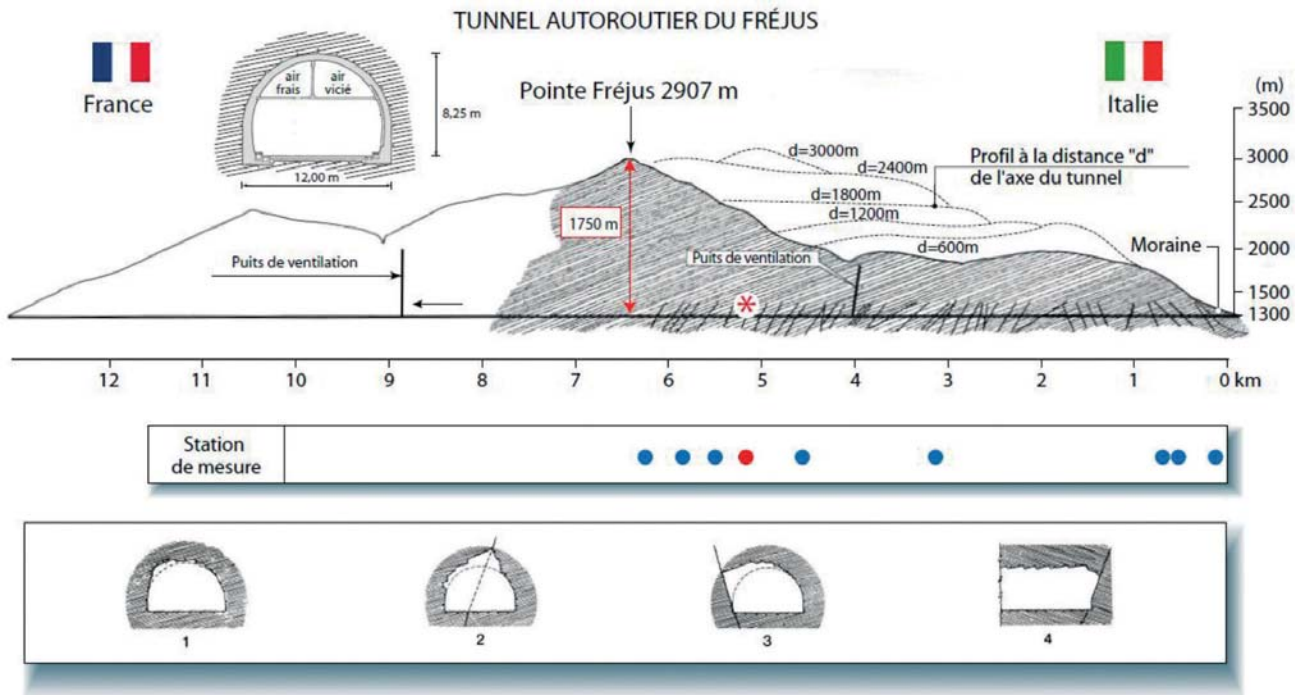


Fig. 1 – Tunnel autoroutier du Fréjus (1975) – Profil longitudinal et situation des stations de convergence les plus significatives.

campagne géologique et géomécanique plutôt approfondie, notamment sur la base des connaissances déjà acquises au cours des excavations pour la réalisation du tunnel ferroviaire adjacent dont la construction remontait à un siècle plus tôt.

Les tests de résistance et de déformabilité pratiqués sur des échantillons de calcschiste indiquaient pour les **paramètres géomécaniques principaux**, les valeurs moyennes suivantes:

- $\sigma_{gd}$  = résistance du massif = 20 MPa ( $\cong 200 \text{ Kg/cm}^2$ )
- $\sigma_f$  = résistance à compression simple = 86 ÷ 108 MPa ( $\cong 860 \div 1080 \text{ Kg/cm}^2$ )
- E = module élastique = 10000 MPa ( $\cong 100000 \text{ Kg/cm}^2$ ).

Compte tenu de toutes ces connaissances, **il fut opté d'avancer** à pleine section ( $\sim 90 \text{ m}^2$ ) à l'aide d'explosifs, avec des volées variables entre 1 et 4,5 m et une stabilisation immédiate de l'anneau de roche sur les pourtour de la cavité par des boulons en acier  $\varnothing 24$  à ancrage ponctuel, de 3,5 ÷ 5 m de longueur, disposés radialement au périmètre de la cavité, à une densité variable en fonction des différentes situations de stabilité, agissant avec discernement sur l'interaxe, sur la longueur et sur la qualité de l'acier. Le revêtement définitif de béton, d'une épaisseur de 70 cm en moyenne,

était placé à 400 m environ de distance du front de taille. La production moyenne ainsi obtenue est de près de 7,5 m/jour.

Pour tenir sous contrôle le comportement du massif rocheux lors de l'excavation, il fut décidé de procéder à un **monitorage méticuleux et systématique** des convergences diamétrales, avec la mise en place, constamment à proximité du front, d'une station de mesure de la convergence sur six bases (Fig. 1), tous les 50 m d'avancement, de manière à pouvoir obtenir les plus complètement possible la réponse en déformation de la cavité au fur et à mesure des variations des recouvrements. Chacune de ces stations de convergence fut suivie et lue avec continuité pendant 120 jours à partir du moment même de leur installation. Il se dégagait clairement de l'examen et de la confrontation des courbes de convergence (mm/jour) des stations de mesure les plus représentatives au fur et à mesure que les recouvrements augmentaient (Fig. 2a et 2b):

- a) que les convergences étaient en général influencées par les recouvrements croissants;
- b) que les valeurs montrées sur les courbes de convergence sous des recouvrements inférieurs à 550 mètres étaient de quelques dizaines de millimètres alors qu'elles

montaient jusqu'à 150 ÷ 200 mm pour des recouvrements compris entre 600 et 1.700 m;

- c) que les convergences les plus fortes étaient enregistrées entre les p. m. 4500 ÷ 5800 m et non pas à la hauteur des recouvrements maximum (1.700 m);

- d) que les valeurs maximum de convergence ont été enregistrées pour la base D (perpendiculaires aux joints de schistosité). Il ressortait immédiatement de l'examen des courbes de convergence relatives à ces bases un comportement **étrangement anormal** au p.m. 5.172 m – en présence d'un recouvrement de 1200 m –, où dans une station (n. 6), identique à toutes les autres et sans accidents géologiques particuliers, le 7 août 1977, les travaux d'avancement avaient été suspendus du fait des congés d'été pour être repris 15 jours plus tard.

Il convient toutefois de préciser qu'avant l'interruption des travaux, sur le pourtour de la cavité, le massif avait été régulièrement consolidé jusqu'à un mètre du front avec 30 boulons radiaux par mètre de tunnel (sans interventions particulières sur le front même) et qu'une fois les travaux de creusement repris, la consolidation de la cavité avait retrouvé, elle aussi, les mêmes modalités, continuité et cadence en termes de volées de 4 m.

Mesures de convergence

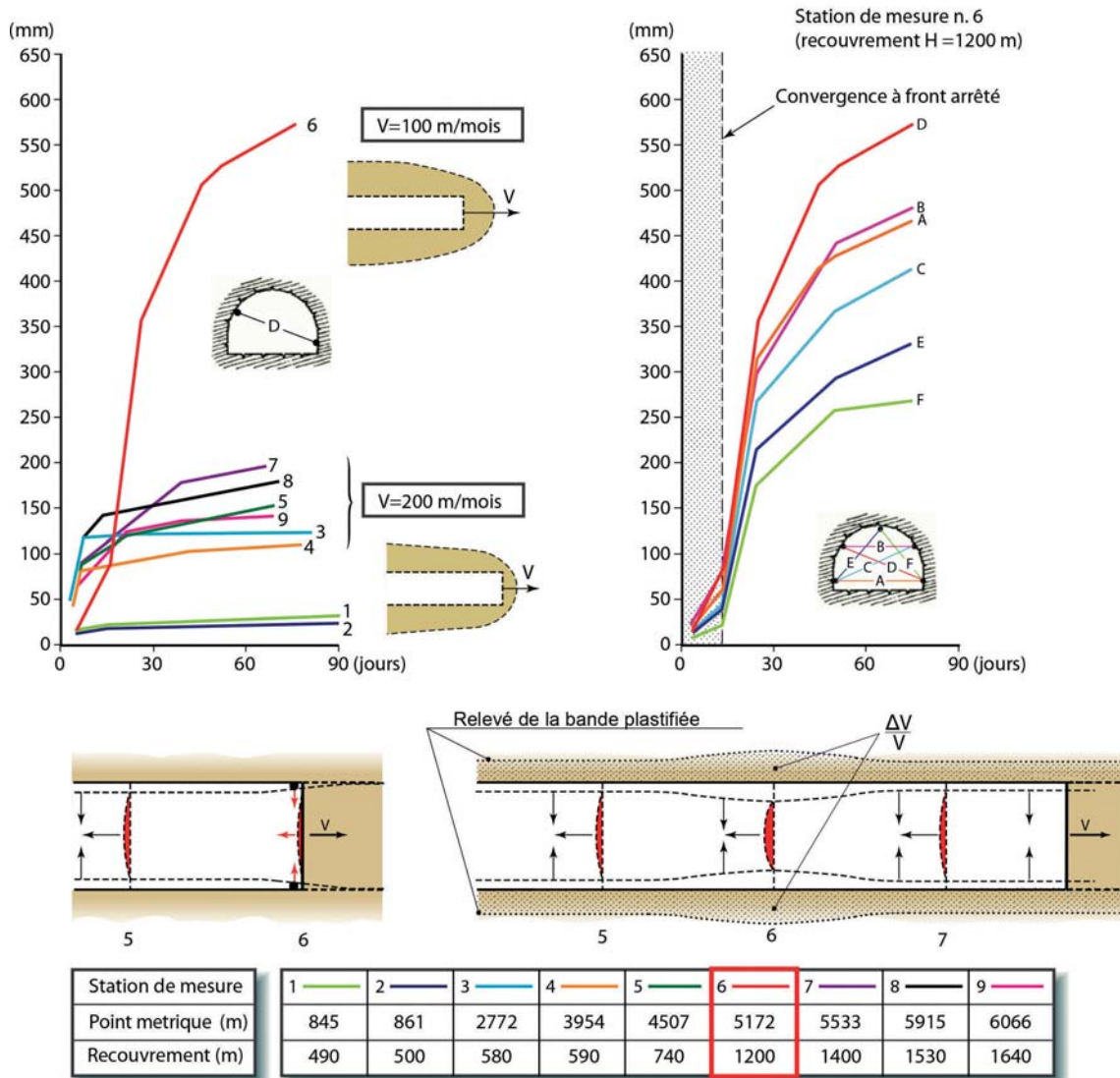


Fig. 2a – Tunnel autoroutier du Fréjus (1975) – Mesures de convergence.

La convergence anormale relevée par la station n. 6 installée au p.m. 5.172 m en proximité du front et à front arrêté, sous 1.200 m de recouvrement, mettait en évidence – au cours des 15 jours d’arrêt – une convergence de près de 100 mm. Avec la reprise des excavations d’avancement, la convergence faisait enregistrer une brusque flambée jusqu’à atteindre des valeurs de 600 mm au bout de 3 mois de mesures.

Ce phénomène, comment s’expliquait-il? S’il est vrai qu’en régime élastoplastique du massif, sur le contour d’un tunnel en phase d’avancement, il se produit des **phénomènes de plastification** de la roche dont l’extension  $R_p$  (rayon de plastification)

varie, par rapport au profil d’excavation, en fonction des **recouvrements** en jeu et de la **vitesse d’avancement** du front, il est tout aussi vrai qu’à l’intérieur de la bande plastifiée le phénomène de plastification produit une augmentation de volume  $\Delta V/V$  de la roche.

Tandis qu’en aval du front d’excavation cette augmentation de volume  $\Delta V/V$  se traduit par la convergence de la cavité (qui est, dans certaines limites, contrôlable grâce à des interventions radiales), **en amont** du front,  $\Delta V/V$  ne peut trouver de débouché qu’à travers la surface de celui-ci, sous la forme d’**extrusion** qui produit automatiquement, en amont du front, une forme de convergence du profil théorique d’excavation

qui peut être défini de **“préconvergence”**.

Dans le cas de la station de mesure n. 6, l’arrêt du front de taille pendant 15 jours avait incontestablement produit une augmentation de la bande plastique sur le contour de la cavité aussi bien qu’en amont du front. D’où l’amorce d’un mouvement d’extrusion du terrain à travers le front et la préconvergence consécutive qui, à la reprise de l’avancement des excavations, au terme des 15 jours d’arrêt, avait à son tour déclenché la convergence exceptionnelle de la cavité qui aurait été **incontrôlable avec un confortement radial seulement** (sous les hauts recouvrements, le calcschiste avait révélé un comportement à

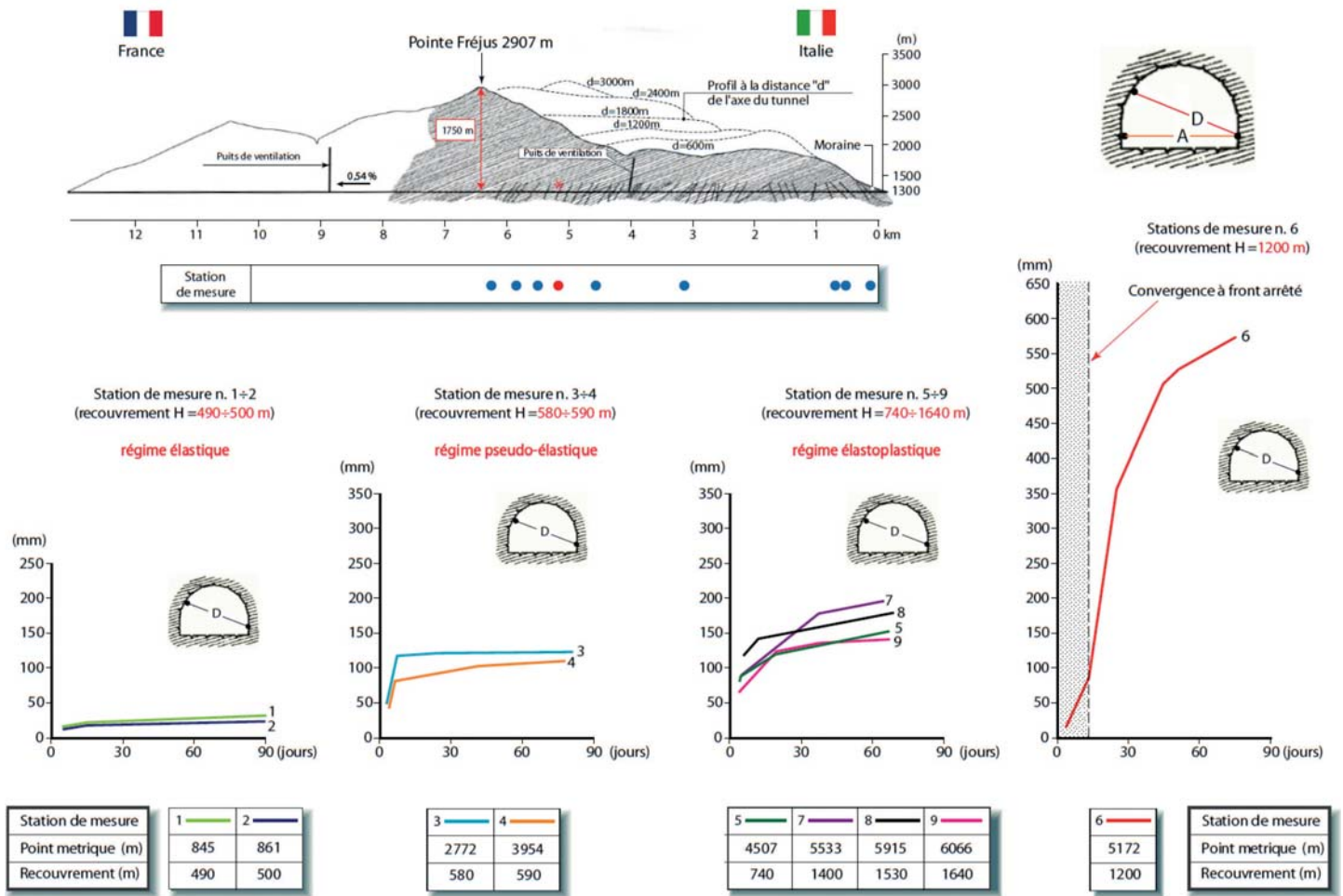


Fig. 2b – Tunnel autoroutier du Fréjus (1975) – Mesures de convergence.

fluage assimilable à celui d'un terrain mou du type argile).

En définitive, il se dégageait de l'analyse des mesures enregistrées par la station n. 6 au p. m. 5172 m que la réponse en déformation de la cavité (convergence) aurait pu être interprétée comme le dernier stade d'un phénomène de déformation ayant son origine en amont du front de taille en tant que conséquence du comportement extrusif au front, pour évoluer, encore en amont du front de taille, en "préconvergence", phénomène qui peut à son tour stimuler et amplifier la convergence de la cavité en aval de lui.

### 3. La Recherche

À la lumière de ces considérations, il apparaissait indispensable d'analyser la réponse en déformation du terrain à l'excavation en

partant de principes totalement différents de ceux du passé:

- 1) en se demandant dans quelle condition de contrainte-déformation, comment et pourquoi se produisait l'extrusion du noyau-front, mais, plus encore,
- 2) essayant de comprendre si, contrôlant et éliminant artificiellement le comportement extrusif du noyau-front, il aurait été possible de contrôler la convergence de la cavité jusqu'à l'éliminer.

Il me parut absolument indispensable de trouver une réponse correcte à ces deux questions tout comme il m'apparut clairement que la réponse ne pouvait être cherchée et démontrée qu'à travers un travail patient d'observation et d'expérimentation sur une grande échelle !

C'est pourquoi, il y plus de trente-cinq ans de cela, j'éprouvai le besoin d'entreprendre une **Recherche** consacrée à l' "analyse" et au "contrôle" de la réponse en déforma-

**tion du terrain à l'action de l'excavation et de l'avancement**, dans les tunnels en construction et dans des tunnels abandonnés depuis plusieurs années à cause de l'impossibilité d'avancer en se basant sur les interventions conventionnelles bien qu'il ait été procédé à une partialisation poussée de la section d'excavation.

Condition fondamentale dès le début de la **Recherche**, compte tenu des résultats de nos observations au cours de la réalisation du tunnel du Fréjus et de la complexité du problème à l'étude: déterminer en matière de Réponse en Déformation, de "nouvelles références", points d'appui indispensables pour éclaircir et approfondir certains aspects qui paraissaient insuffisamment étudiés, voire carrément ignorés par la littérature courante (Fig. 3):

- le **noyau d'avancement ou noyau-front**, défini par le volume de terrain qui se trouve en amont du front de tail-

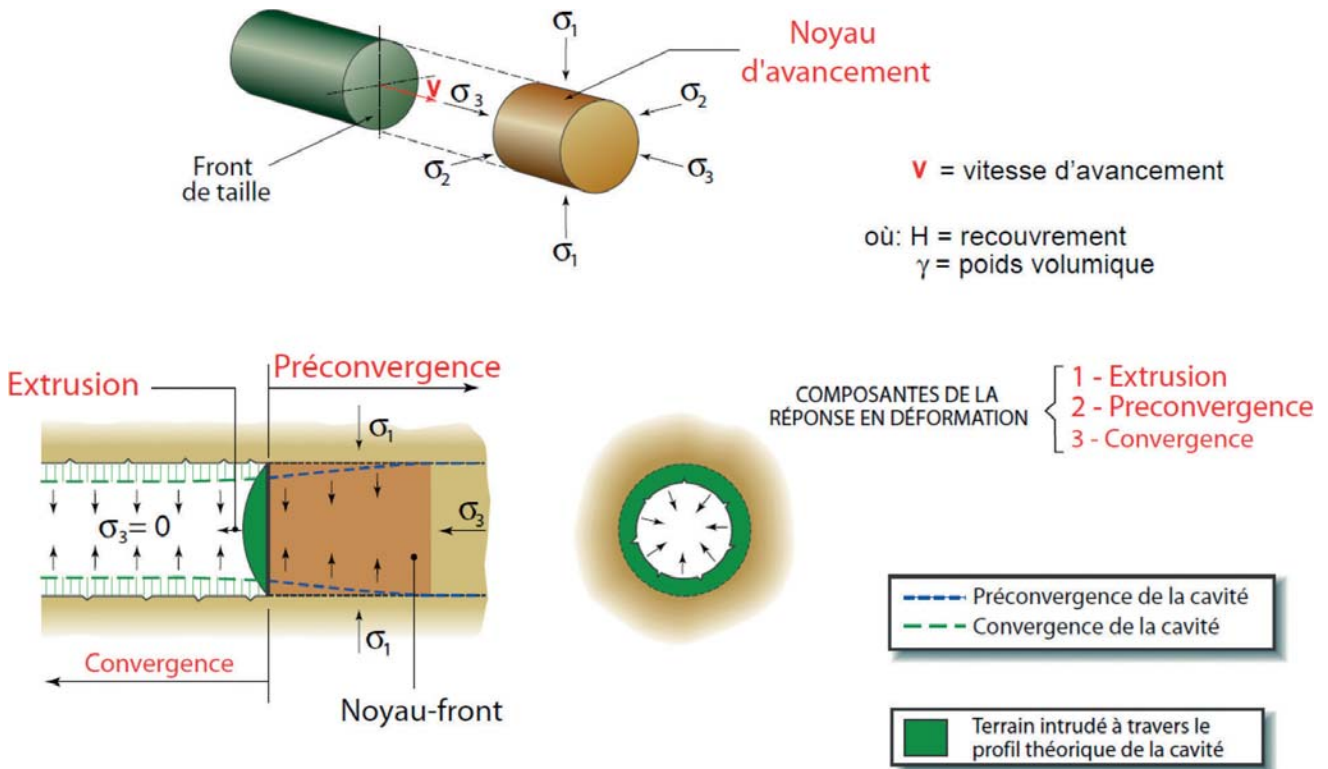
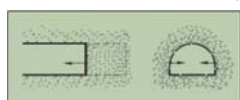


Fig. 3 – Les nouvelles références pour la Recherche en matière de Réponse en Déformation.

le, de forme pratiquement cylindrique et de dimension longitudinale de l'ordre de 1,5 fois le diamètre du tunnel;

- l'**extrusion**, définie comme la composante primaire de la Réponse en Déformation, qui se développe dans une large mesure à l'intérieur du noyau-front et se manifeste à travers la surface du front de taille, en sens longitudinal parallèlement à l'axe du tunnel;
- la **préconvergence**, définie comme la composante secondaire de la Réponse en Déformation, dans la convergence du profil théorique d'excavation en amont du front;

La **Recherche**, qui s'est poursuivie pendant plus de 30 ans, sur plus de 1.000 kilomètres de tunnels et sur des centaines de milliers de fronts de taille, s'est déroulée fondamentalement à travers trois phases (Fig. 4).



La **première phase de Recherche** fut essentiellement

consacrée à l'observation systématique du comportement de contrainte-déformation du noyau-front et non pas de la seule cavité comme cela est couramment pratiqué, en particulier en ce qui concerne les phénomènes d'**extrusion** du noyau-front, de **pré-**

**convergence** de la cavité et de **convergence** de la cavité de même que pour ce qui est des manifestations d'instabilité qui s'ensuivent. Les observations visuelles menées systématiquement de l'intérieur des galeries, de l'excavation desquelles j'étais, à divers titres, responsable, nous permirent d'associer à ces **trois composantes fondamentales de la Réponse en Déformation**, les manifestations d'instabilité consécutives, localisées sur le noyau-front (a) et sur le pourtour de la cavité (b), en fonction de l'intensité du

champ contrainte-déformation existant et du comportement du terrain en champ élastique, élastoplastique et de rupture:

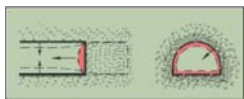
- a) chutes de blocs sous l'effet de leur poids, écaillages et écroulement du front (dans le cas du noyau-front);
  - b) chutes de blocs sous l'effet de leur poids, écaillages et collapse de la cavité (dans le cas de la cavité);
- pour les déformations en champ élastique, élastoplastique et de rupture respectivement. Au cours de cette phase d'observation –



Fig. 4 – Les trois phases de la Recherche en matière de Réponse en Déformation.

qui fut menée à travers des contrôles systématiques visuels et instrumentaux – **il parut plus que jamais, impensable et incroyable que par le passé, la Réponse en Déformation du terrain à l'action de l'excavation ait pu être considérée réductible et représentable à la seule convergence de la cavité.**

Par ailleurs, l'analyse approfondie de la masse de données collectées sur les **trois composants** de la Réponse en Déformation et les **manifestations d'instabilité** observées sur le noyau-front et sur le pourtour de la cavité qui en découlent, nous menaient à attribuer de toute évidence les phénomènes à **trois types fondamentaux de comportement en contrainte-déformation** du massif de terrain au front de taille: stable, extrusif ou stable à court terme et instable. À ce stade, je commençai à me demander si – à travers l'observation des phénomènes de déformation au front de taille – il ne serait pas en quelque sorte possible de faire des prévisions sur le type et sur l'importance qu'auraient pris ces mêmes phénomènes sur le pourtour de la cavité, à une certaine distance du front de taille.



C'est ainsi que commença la **deuxième phase de la Recherche**

(Fig. 4), à savoir la vérification **de l'existence ou de l'absence de liens** entre le comportement en contrainte-déformation du noyau-front et celui de la cavité.

Cette phase se fit à travers l'observation systématique des événements en déformation du front et de la cavité, accompagnée de mesures topographiques méticuleuses suivies de l'analyse approfondie de toutes les données collectées, tout particulièrement en ce qui concerne l'importance et la succession chronologique des phénomènes observés, en fonction des systèmes, des phases et des cadences d'excavation qui avaient été adoptés d'une fois à l'autre. Il s'en dégagèrent des manifestations d'une évidence impressionnante:

- l'influence de la vitesse d'avancement sur l'importance des phénomènes de déformation du front et de la cavité, à systèmes d'excavation et de stabilisation égaux;
- l'existence d'un lien étroit entre le phénomène d'extrusion du noyau-front et les phénomènes de préconvergence et convergence de la cavité
- l'existence de liens étroits entre l'effondrement du noyau-front et le collapse de la cavité bien que déjà stabilisée mais dépourvue du radier définitif;
- la dépendance chronologique des phénomènes de déformation relatifs à la

cavité qui sont toujours consécutifs et dépendants de ceux qui impliquent le noyau de terrain au front de taille.

Innombrables sont les cas de manifestations d'instabilité de tunnels creusés en présence de situations de contrainte-déformation difficiles qui ont abouti aux conclusions ci-dessus.

Rappelons, parmi les cas les plus significatifs de phénomènes d'effondrement des fronts de taille suivis du collapse de la cavité, ceux de tunnels réalisés à section partialisée, non pourvus du radier définitif, si ce n'est à une distance de plusieurs diamètres d'excavation du front de taille (Fig. 5). Ces phénomènes nous poussèrent à une interprétation qui s'ensuit logiquement et aboutit, d'une part, à la définition de "**surface d'extrusion idéale**", qui s'identifie à la surface du front de taille (voir Fig. 6) et, de l'autre, à conclure que **plus la réalisation des tunnels devra affronter des situations de contrainte-déformation difficiles, plus il sera indispensable et impératif d'avancer à pleine section plutôt qu'à section partialisée dans la mesure où la partialisation empêche le chantier de garder le radier définitif en proximité du front de taille. Ce faisant, nous évitons effectivement la mobilisation d'importants volumes de terrain plastifié qui tendent à refluer du plan de**

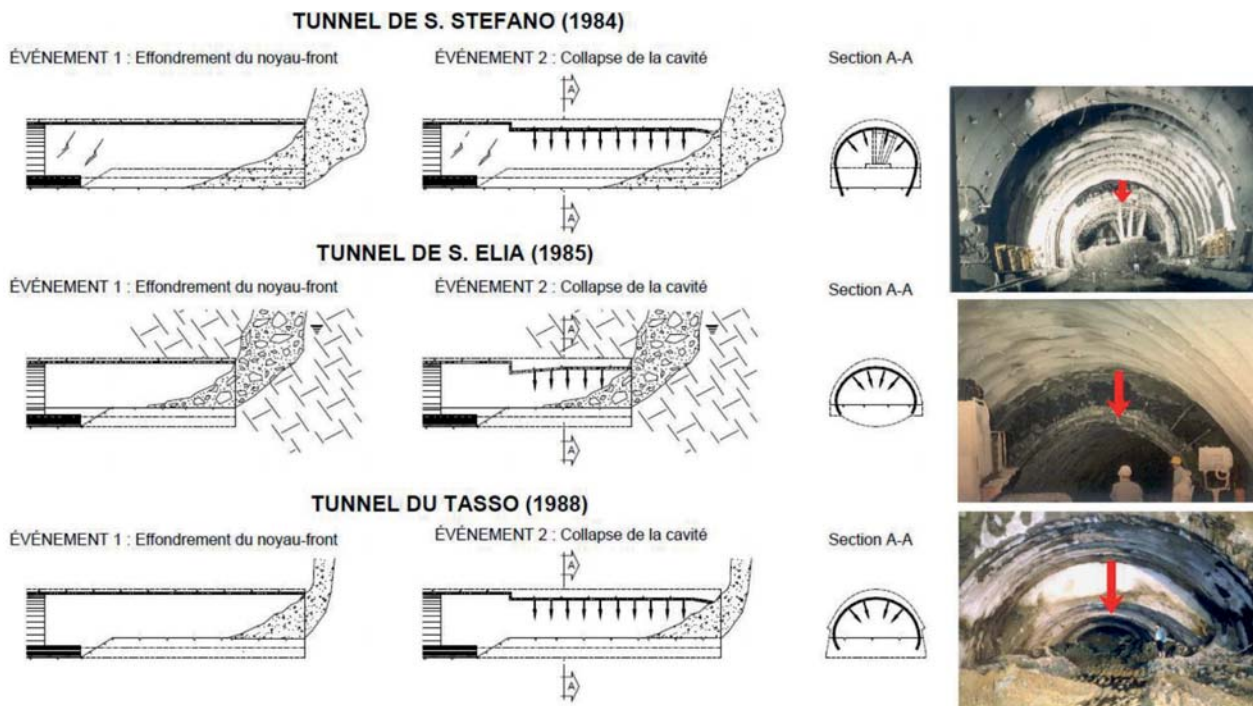


Fig. 5 – Trois cas spectaculaires d'effondrement du front de taille suivi du collapse de la cavité bien que déjà revêtue.



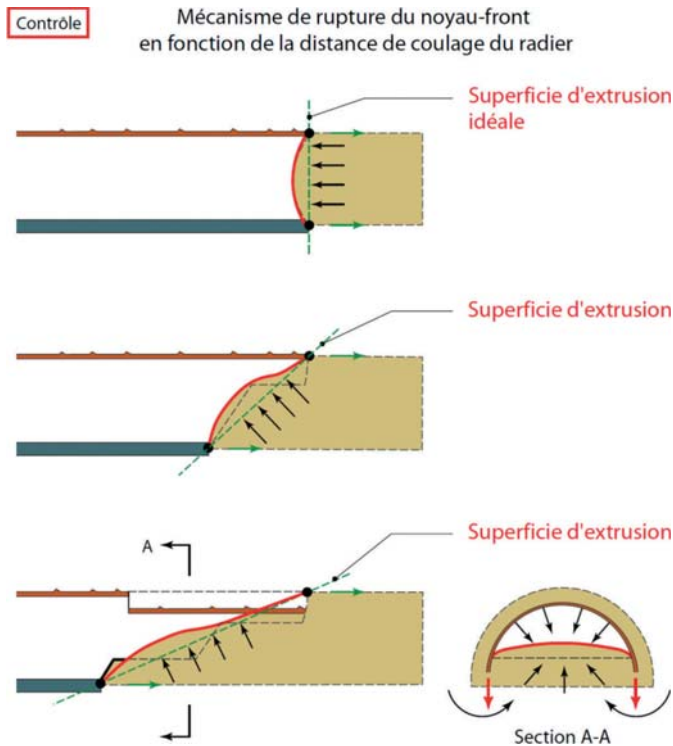
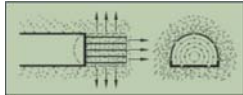


Fig. 6 – Définition de "surface d'extrusion".

**travail du tunnel mettant la calotte dans des conditions de collapsé.**



Vu les liens qualitatifs et chronologiques étroits

qui s'étaient dégagés entre le comportement en déformation du noyau-front et celui de la cavité, nous crûmes bon de passer à la **troisième phase de Recherche expérimentale** (Fig. 4) dans le but bien pré-

cis de vérifier d'une part si en intervenant sur la rigidité du noyau-front il serait possible de contrôler la Réponse en Déformation de la cavité avec, d'autre part, l'exigence de mettre au point de nouvelles technologies ciblées, améliorant la rigidité du noyau-front par des interventions de **renforcement** et de **protection**, pour en faire un **instrument de stabilisation préventive de la cavité**.

À l'évidence, cette phase expérimentale devait s'accompagner, en première analyse, de la possibilité de monitorer l'efficacité des interventions décidées d'une fois à l'autre en vue d'améliorer la rigidité du noyau-front, notamment:

- les "tests d'extrusion en cellule triaxiale", en laboratoire, dans les but de pouvoir analyser à fond, puis prévoir, par des expérimentations relativement peu coûteuses, à échelle réduite, les phénomène de l'extrusion du noyau-front d'un tunnel. Ces tests sont devenus un instrument important dans la conception des tunnels à creuser dans des terrains cohérents tendres permettant une bonne prévision du phénomène d'extrusion (Fig. 7);
- les mesures **dynamiques à échelle réelle d'extrusion du noyau-front**, effectuées sur le chantier en équipant le noyau-front d'un **extrusomètre horizontal** ("sliding

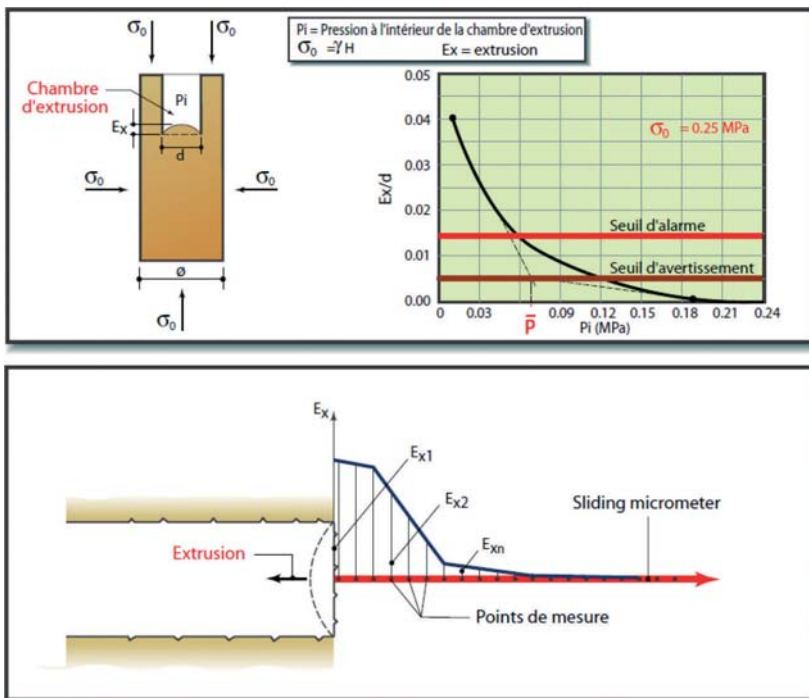


Fig. 7 – Tests et mesures d'extrusion.

**POUR LA PRÉVISION DU COMPORTEMENT EXTRUSIVE**

Test d'extrusion triaxial (à une échelle réduite)

$\bar{p}$  = Pression pour maintenir le phénomène extrusif dans le domaine pseudoélastique et sur la base duquel dimensionner le renforcement du noyau-face

**POUR VÉRIFIER L'EFFICACITÉ DES INTERVENTIONS DE PROTECTION ET RENFORCEMENT**

Mesures de l'extrusion par sliding micrometer (en vraie grandeur)

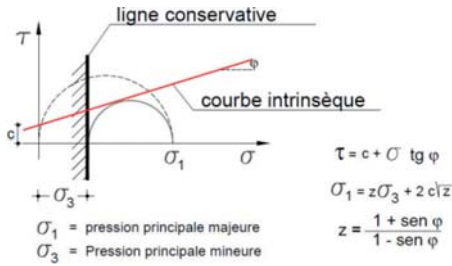


Fig. 8 – L'action conservative représentée sur le plan de Mohr.

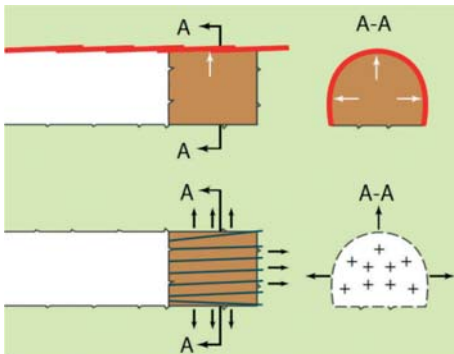


Fig. 9 – Action des interventions de protection (en-haut) et de renforcement (en-bas) du noyau-front.

micrometer”) doté de points de mesure à chaque mètre et d'une longueur d'excavation d'environ 3 diamètres au moins. Ces mesures fournissent, en termes absolus, la déformation longitudinale subie par le terrain constituant le noyau-front, en fonction du temps tout aussi bien qu'en fonction de l'avancement (Fig. 7).

Par ailleurs, cette phase expérimentale devait, en ce qui concerne l'application des **nouvelles technologies** capables de garantir la résistance au cisaillement-traction du noyau-front, s'accompagner de la mise au point d'équipements spéciaux originaux et de matériels qui n'avaient jamais été utilisés dans les chantiers de tunnels.

Les équipements et les matériels spéciaux une fois déterminés, il fut pensé à toute une série de nouvelles interventions à **effectuer en amont du front de taille**, dites interventions “conservatives” du fait de leur capacité d'empêcher le détensionnement du noyau-front et de conserver la contrainte principale mineure  $\sigma_3$  de confinement sur des valeurs supérieures à zéro (Fig. 8); interventions de **protection** du noyau-front, capables de garantir la conservation des caractéristiques naturelles de résistance et de déformabilité du noyau-front; interventions de **renforce-**

**ment** de celui-ci, capables d'agir directement sur la consistance du noyau d'avancement et d'améliorer ses caractéristiques naturelles de résistance au cisaillement-traction et de déformabilité (Fig. 9).

Parmi les **interventions de protection** rappelés:

- les **coques tronconiques** constitués par la mise en place, le long du profil d'excavation, de colonnes subhorizontales, partiellement intercalées de terrain consolidé par jet-grouting (première expérimentation absolue: ligne de chemins de fer Udine-Tarvisio, tunnel Campiolo, 1983);
- les **coques en béton projeté renforcé de fibres**, réalisées le long du profil d'excavation par prédécoupage mécanique à pleine section, avec l'utilisation du prédécoupage même dans le terrain comme coffrage (première expérimentation absolue: ligne de chemins de fer Sibari-Cosenza, tunnel n. 2, 1985);

Parmi les **interventions de renforcement** définies et mises au point, rappelés:

- le **prérenforcement du noyau-front**, pour des profondeurs non inférieures à 1,5 fois le diamètre d'excavation, **par tubes ou éléments structuraux en fibre de verre** fixés au terrain par du mortier ciment à intensité variable en fonction de l'augmentation de rigidité que l'on entend lui conférer (première expérimentation absolue: ligne de chemins de fer Grande Vitesse Florence-Rome, entre Florence et Figline Valdarno, tunnels du Talleto, Caprenne, Tasso, Terranova Le Ville, Crepacuore et Poggio Orlandi, 1985);
- le **prérenforcement du noyau-front**, pour des profondeurs non inférieures à 1,5 fois le diamètre d'excavation, **par jet-grouting horizontal** ou, comme alternative, par les injections conventionnelles déjà prévues par la littérature classique.

Enfin, pour compléter ce qui se fait sur le noyau-front, en vue de garantir sa meilleure stabilité vis-à-vis d'un comportement extrusif, **le besoin se fit sentir de modeler différemment le front de taille, de lui conférer une forme concave et de réaliser le radier définitif en proximité même du front.**

La troisième phase de Recherche, qui a commencé en 1983 et que je ne consi-

dère pas, même à ce jour, encore tout à fait achevée, présente donc un caractère résolument expérimental tourné vers le contrôle de la Réponse en Déformation du terrain lors de l'excavation d'avancement du front de taille. Elle s'est exercée au cours de la construction de nombreux tunnels dans des conditions de contrainte-déformation difficiles quand ils n'avaient pas été carrément abandonnés depuis plusieurs années face à l'impossibilité d'avancer, même à section partialisée.

Parmi eux, nous estimons utile de citer rapidement l'exemple de deux **chantiers échantillons** particulièrement significatifs: celui du tunnel de “San Vitale”, sur la ligne de chemins de fer Caserte-Foggia et celui du tunnel de “Vasto”, Ancône-Bari.

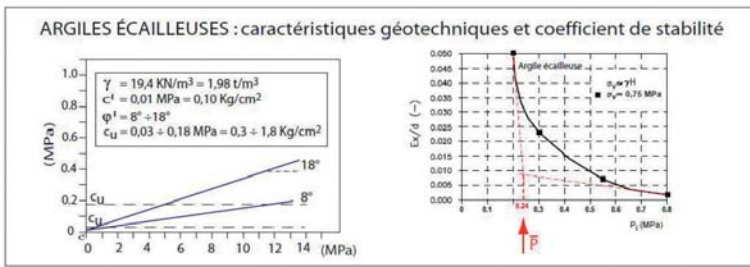
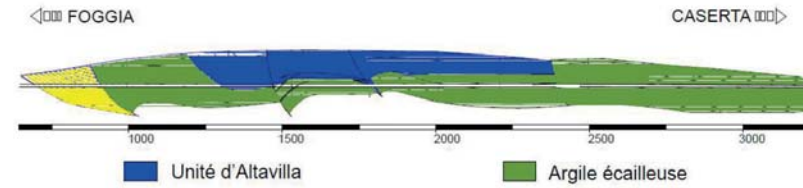
### 3.1. L'expérience du tunnel de “San Vitale” (1990)

Le creusement du tunnel de “San Vitale” (Fig. 10), 4.200 m de longueur et 12 m de diamètre, avait commencé en 1986 sur la base d'un projet adopté selon les critères de la NATM (Nouvelle méthode autrichienne) qui prévoyait – pour surmonter les difficultés de l'avancement du tunnel dans une formation **d'argiles écaillées de différentes couleurs fortement tectonisée** ( $c' = 0,01 \text{ Mpa} = 0,1 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $\varphi' = 8^\circ \div 18^\circ$ ), sous un recouvrement variable jusqu'à 150 m environ – l'excavation en classe Vb à sections partialisées et l'exécution d'un boulonnage radial en aval du front.

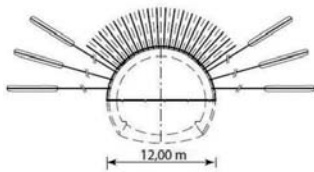
Le tunnel aussitôt arrivé aux argiles de différentes couleurs, il se produisait des phénomènes très importants d'extrusion du noyau d'avancement et des convergences radiales atteignant des valeurs de près de 1,5 m, qui obligèrent de bloquer les travaux d'excavation. En 1991, au bout de quelques années d'arrêt du chantier, la conception me fut confiée. J'adoptai donc pour les 1.800 m de tunnel restants un critère différent d'avancement selon une approche conceptuelle tout à fait nouvelle qui tenait compte des évidences qui s'étaient manifestées grâce à une campagne géotechnique rénovée qui confirmaient la possibilité de contrôler les phénomènes de déformation de la cavité opérant sur le noyau d'avancement des interventions de protection et de renforcement. C'est en cette occasion que la conception se prévalut pour la première fois

LIGNE FERROVIAIRE CASERTA-FOGGIA : TUNNEL DE SAN VITALE (1990)

Profil géologique



Section partialisée



Résultat:  
front bloqué pendant 4 ans



Pleine section



Résultat:  
production = 1,5 m/jour de tunnel fini



Fig. 10 – L'expérience du tunnel de "San Vitale".

des "tests d'extrusion en cellule triaxiale" déjà cités. C'est sur la base de leurs résultats que fut évaluée l'intensité du renforcement par des tubes en fibre de verre, à pratiquer sur le noyau-front, pour le conserver stable et limiter les manifestations d'extrusion à des valeurs retenues correctes. Disons très rapidement que le projet prévoyait:

- un avancement toujours à pleine section
  - 1) après protection du noyau-front par un anneau de terrain consolidé par des tubes en fibre de verre, équipés pour l'exécution d'injections de recompression pratiquées à haute pression et
  - 2) après son renforcement par des tubes en fibre de verre opérés sur le front;
- le revêtement de la phase 1 constitué de cintres et de béton projeté renforcé de fibres;

- la coulée systématique du radier définitif et des banquettes dans l'espace d'un demi-diamètre du front;
- le coulé du revêtement définitif en béton à suivre à un maximum de trois diamètres du front.

Pour étalonner le système d'avancement adopté, équilibrant utilement en cours de travail les interventions de stabilisation entre le front et la cavité, et pour vérifier la justesse des prévisions conceptuelles et, partant, du projet lui-même, il fut pratiqué un monitoring continu des phénomènes de déformation. En particulier, il fut procédé pour la première fois à des mesures systématiques et simultanées d'extrusion du noyau-front et de convergence de la cavité (Fig. 11) qui confirmèrent, au-delà de tout soupçon, la possibilité de contrôler la convergence de la cavité en aval du front de taille en conférant au noyau-front du tunnel la rigidité voulue. Il fut effectivement évident que la diminution – du fait de l'avancement – de la profondeur du noyau-front consolidé par des tubes en fibre de verre s'accompagnait systématiquement d'une augmentation de l'extrusion du noyau-front et de la convergence de la cavité, avec des courbes d'extrusion et de convergence qui s'accroissaient progressivement, signal d'une difficulté sans cesse croissante des phénomènes de déformation à disparaître. Les mesures combinées d'extrusion et de convergence sont devenues dès lors indispensables pour stabiliser, au cours de la construction d'un tunnel

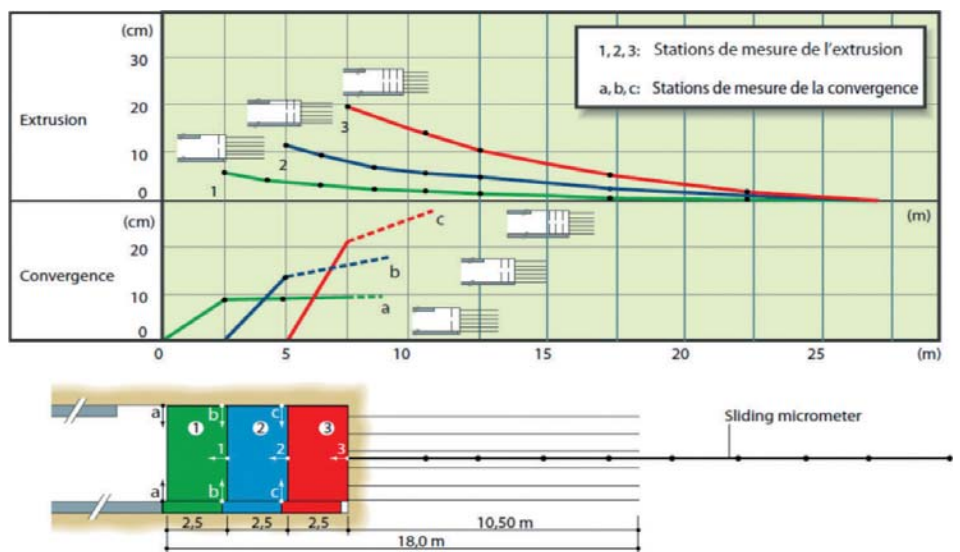


Fig. 11 – Tunnel de San Vitale (1991) - mesures combinées d'extrusion et de convergence.

dans des conditions difficiles, le moment où il est nécessaire d'arrêter l'avancement pour procéder à un nouveau renforcement du noyau-front et rétablir la profondeur de noyau-front consolidé pour garder l'extrusion et, par voie de conséquence, la convergence de la cavité dans les limites consenties et établies par le projet.

Agissant selon ces nouveaux critères, il fut possible de mettre fin à l'ouvrage avec des productions moyennes d'environ 50 m/mois, excellentes si l'on tient compte du type de terrains traversés et plus encore, exceptionnellement régulières.

Il est particulièrement important de rappeler que les mesures de contrainte dans le revêtement définitif du tunnel de "San Vitale", qui continuent à ce jour d'être encore relevées, montrent des contraintes très réduites (de 4 à 8 Mpa = 40 ÷ 80 kg/cm<sup>2</sup>) prouvant que le confinement des convergences dans un tunnel, obtenu en augmentant la rigidité du noyau-front, reste durable dans le temps et qu'il a donné d'excellents résultats surtout en fait de charges à long terme sur les revêtements.

### 3.2. L'expérience du tunnel de "Vasto" (1991)

Le tunnel de "Vasto" (Fig. 12), 12 m de diamètre et recouvrements variables de 0 à 150 m, devait être creusé sur quelque 6.200 m dans le sous-sol de la colline sur laquelle se situe la ville de Vasto (Pescara), fait d'un ensemble de **terrains constitués de limon-argile** ( $c' = 0,02 \text{ Mpa} = 0,2 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $\varphi' = 24^\circ$ ). À la profondeur de la cavité, les terrains se présentaient saturés d'eau et fortement sensibles au contact de l'air. Les travaux d'avancement avaient commencé en 1984 à l'attaque Nord, selon un projet qui prévoyait l'excavation à demi-section, immédiatement protégée par un revêtement provisoire constitué de cintres, béton projeté et grille électrosoudée. Le revêtement définitif de béton armé, un mètre d'épaisseur, était jeté à demi-section tout à fait en proximité du front de taille tandis que les piédroits du tunnel étaient jetés par la suite comme chevalement. Pour finir, la coulée du radier complétait l'intervention à une distance de plusieurs diamètres du front de taille.

De la sorte, les travaux s'étaient prolongés entre un accident sérieux et un autre,

jusqu'au mois d'avril 1990, lorsqu'au p. m. Km 38 + 075, sous 38 m de recouvrement, il se produisit un désastre à savoir l'instabilité du front de taille qui provoquait, sur un tronçon de plus de 40 m, en aval, des déformations extrêmement importantes qui entraînaient le collapse de la cavité bien que déjà revêtue à demi-section (Fig. 12). La situation était suffisamment grave pour entraîner l'impossibilité de poursuivre les travaux. Dans ce cas comme dans l'autre, consulté pour trouver une solution qui permette de sauver le tunnel et de mener à bonne fin le creusement, je mis sur pied un nouveau projet qui tirant profit des connaissances acquises grâce à la recherche, bousculait radicalement le projet initial et prescrivait un avancement constamment à pleine section après protection et renforcement du noyau-front.

En particulier, compte tenu en particulier de la variabilité des terrains en présence, il fut procédé à projeter trois différentes sections types qui ne se différençaient exclusivement que par le type de traitement pour réaliser la protection du noyau-front (jet-grouting horizontal ou précécoupage mécanique ou anneau consolidé par des tubes en fibre de verre valvulés et injectés à haute pression), alors qu'elles avaient toutes les trois en commun son renforcement par des tubes en fibre de verre pratiqués sur le front. Tous les cas prévoyaient l'exécution d'un revêtement de première phase constitué de cintres et de béton projeté, immédiatement fermé par le radier définitif à proximité du front, et par le jet de béton du revêtement définitif.

L'adoption des nouveaux critères d'avancement nous permit de reprendre les travaux

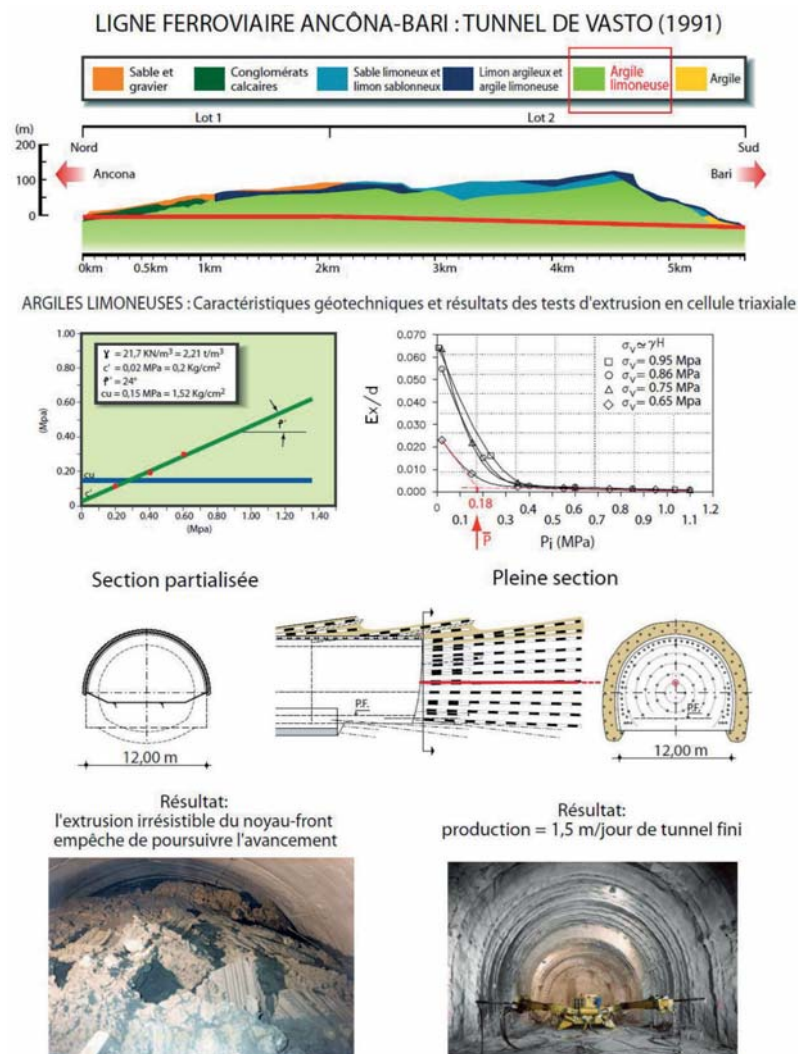


Fig. 12 - L'expérience du tunnel de "Vasto".

d'excavation et d'atteindre rapidement des valeurs moyennes de production de près de 50 m/mois de tunnel fini contre les quelques petits mètres/mois enregistrés lors de l'application du projet initial.

Les lectures combinées des mesures d'extrusion du noyau-front et de convergence de la cavité confirmèrent les évidences déjà apparues au chantier du tunnel de "San Vitale", montrant des valeurs de convergence qui augmentaient au fur et à mesure que diminuait l'efficacité de la consolidation du noyau-front. Elles mirent notamment en évidence une influence très claire de la vitesse d'avancement du front sur les valeurs de convergence mesurées, avec des valeurs significativement plus réduites en présence de vitesses plus élevées.

Tout comme observé pour le tunnel de "San Vitale", les mesures de contrainte dans le revêtement définitif du tunnel de Vasto soulignent, même à présent, des contraintes, bien que très réduites (7,9 Mpa = 79 kg/cm<sup>2</sup> max) démontrant ainsi que le confinement des convergences dans le tunnel, obtenu par le raidissement du noyau-front,

se prolonge dans le temps et qu'il donne d'excellents résultats en fait de charges sur les revêtements.

### 3.3. Conclusions tirées de la Recherche

L'analyse des résultats obtenus par les trois phases de la Recherche nous a permis d'en arriver aux conclusions suivantes:

- 1) le rôle de la convergence se voyait ramené à celui de dernier stade de la Réponse en Déformation à l'action de l'excavation, qui naît en amont du front de taille du comportement extrusif du noyau-front, pour évoluer en "préconvergence", laquelle à son tour peut accentuer et amplifier la convergence en aval;
- 2) il existe une corrélation étroite entre le comportement extrusif du noyau-front d'un tunnel et ce qui se passe en aval dans la cavité;
- 3) le comportement extrusif du noyau-front conditionne toujours et inévitablement le comportement de la cavité;
- 4) contrôlant le comportement extrusif du

noyau-front, nous réussissons à contrôler également celui de la cavité;

- 5) en fonction des différents états de contrainte-déformation possibles, le comportement du terrain en amont du front de taille peut, lorsque la contrainte principale mineure  $\sigma_3$  consécutive à l'avancement du front s'annule, se ramener à titre d'indication à trois différentes situations: **noyau-front stable** (champ élastique), **noyau-front stable à court terme** (champ élastoplastique), **noyau-front instable** (champ de rupture) auxquelles, en simplifiant, il est possible d'associer respectivement trois catégories de comportement fondamentales: A, B et C (Fig. 13);
- 6) ces catégories de comportement A, B et C sont prévisibles dans la phase conceptuelle, sur la base des caractéristiques géologiques, hydrogéologiques, géotechniques et géomécaniques des terrains, grâce aux tests d'extrusion en cellule triaxiale et aux possibilités actuelles de la modélisation numérique en 3D;

#### 3ème phase de recherche

- modelage du front en forme concave
- jet du radier à l'arrière du front de taille pour réduire la **surface d'extrusion** à sa plus simple expression

L'arrivée du front de taille modifie le champ de contraintes sur le noyau, annulant le confinement interne.

#### Synthèse de la troisième phase de recherche

Opérant sur la rigidité du noyau-front par des interventions de protection et de renforcement, il est possible de contrôler sa déformabilité (extrusion, préconvergence) et, par voie de conséquence, la réponse en déformation de la cavité (convergence)

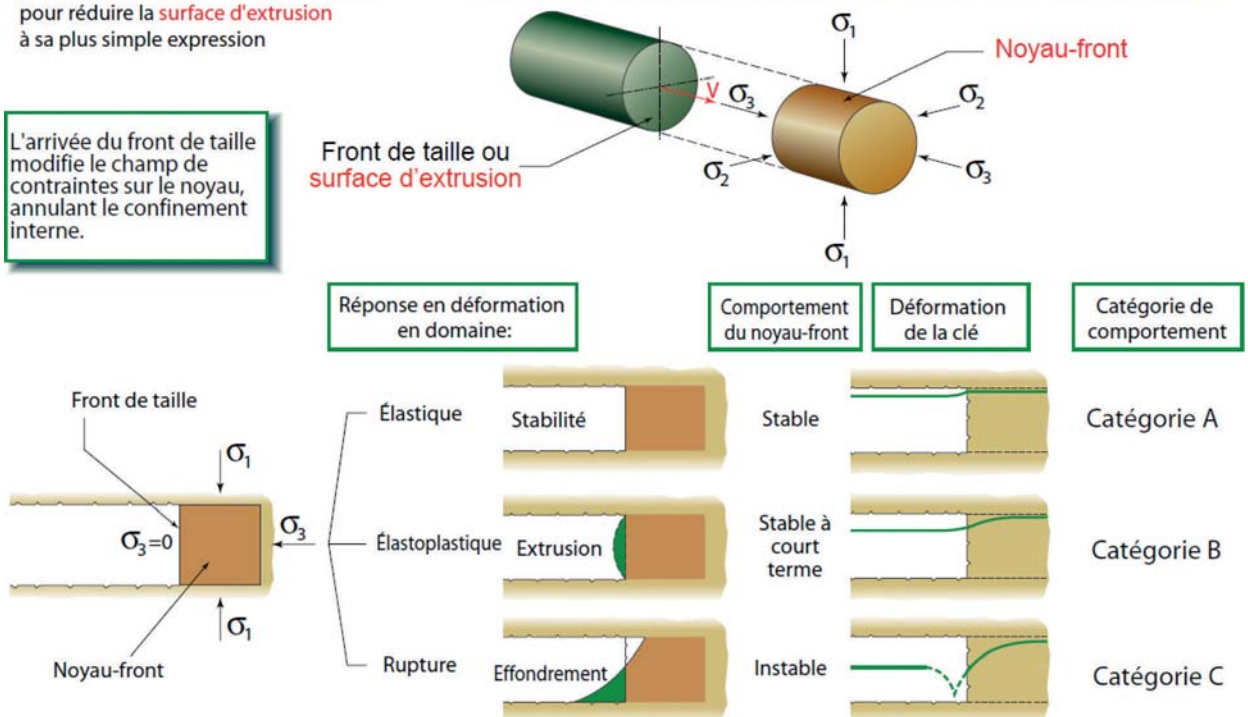


Fig. 13 – Synthèse de la Troisième Phase de Recherche.

7) la tâche principale du projeteur est, à ce stade, de prévoir et prévenir les situations d'instabilité du noyau-front, prévoyant des mesures nécessaires à sa stabilisation, capable de réduire à leur plus simple expression les phénomènes éventuels d'extrusion au-delà du seuil d'élasticité. En d'autres termes, le projeteur doit se préoccuper de **ramener les comportements en extrusion prévisibles dans les catégories B et C à ceux propres à la catégorie de comportement A opérant efficacement sur la résistance au cisaillement-traction du noyau-front de manière à en faire un instrument efficace de stabilisation pour la cavité** (Fig. 14):

- par des interventions à réaliser **en amont du front de taille**: de renforcement et/ou de protection du noyau-front;
- par des interventions à réaliser **en aval du front de taille**: comme le coulé systématique du radier définitif tout près du front de taille, afin de minimiser la "surface d'extrusion", ou comme le confinement du front ( $\sigma_3 > 0$ ) pratiqué avec continuité par un tunnelier. À propos de tunnelier, nous sommes-nous jamais demandé quel est le secret du succès sans cesse croissant des tunneliers autrement dit de la mécanisation de l'excavation dans la plupart des terrains

qui peuvent se présenter dans le monde du tunnelling? **Fort bien ! La réponse est implicite dans l'action de confinement ( $\sigma_3$ ) que la machine exerce constamment au cours de l'avancement des excavations sur le noyau-front, action qui permet de maintenir la coaction triaxiale, initialement présente dans le massif, sur des valeurs finies jusqu'à la mise en place du confinement de la cavité à travers des interventions de prérevêtement ou de revêtement de voussoirs préfabriqués.**

Il s'ensuit que plus les situations de contrainte-déformation que nous affrontons sont difficiles et plus il devient impératif d'avancer toujours à pleine section. En définitive, si le comportement en contrainte-déformation d'un tunnel dépend de celui du noyau-front et si agissant sur celui-ci il est possible d'exercer un contrôle efficace sur le comportement de la cavité, il est logique d'admettre que le comportement du noyau-front peut être pris comme référence aux fins de la conception et de la construction des tunnels. C'est sur la base de cette considération que prit forme, il y a plus de 25 ans, l'approche de conception et de construction selon l'**Analyse des DÉformations CONtrôlées dans les Roches et dans les Sols (A.DE.CO.-R.S.)**. Cette approche qui étudie le tunnel comme un problème à trois dimensions au lieu de se référer

exclusivement à sa section transversale – comme cela avait été pratiqué jusqu'alors – a séparé pour la première fois et très nettement le moment de la conception du moment de la construction. Les sections types **longitudinales** et **transversales**, projetées en utilisant le noyau-front comme un instrument de stabilisation, pourront dès lors être appliquées à la phase de construction sans besoin d'apporter des altérations, en pleine construction, aux travaux au front – si ce n'est de petites variations déjà prévues et quantifiées au niveau de la conception – en fonction de la réponse en déformation ou du comportement extrusif prévu et puis effectivement mesurés *in situ*. La méthode assure donc: des prévisions fiables au niveau de la conception, y compris en termes de temps et de coût de construction, des productions de chantier linéaires, indépendamment du type de terrain et des conditions de contrainte-déformation affrontés enfin, des niveaux de sécurité pour la main-d'œuvre **jamais atteints par d'autres approches, en particulier, celles qui dans des conditions de contrainte-déformation difficiles prévoient la partialisation systématique de la section d'excavation.**

#### 4. Application de la nouvelle approche de conception et de construction à deux projets stratégiques

La **validité** de cette nouvelle approche pour projeter et construire des tunnels a été démontrée par les **succès obtenus** avec la réalisation de **plus de 1.000 km** d'ouvrages dans les terrains et dans les conditions de contrainte-déformation les plus difficiles, réalisés en appliquant les nouveaux concepts, issus de la Recherche, dans le respect le plus total des coûts et des temps prévus au niveau de la conception exécutive autrement dit celle qui précède immédiatement l'ouverture des chantiers.

##### 4.1. Nouvelle ligne ferroviaire à grande vitesse Bologne-Florence (Italie 1996-2005)

Parmi les nombreux exemples disponibles, nous avons choisi celui qui, avec 104 Km de tunnels à réaliser, dont 84 Km de ligne,

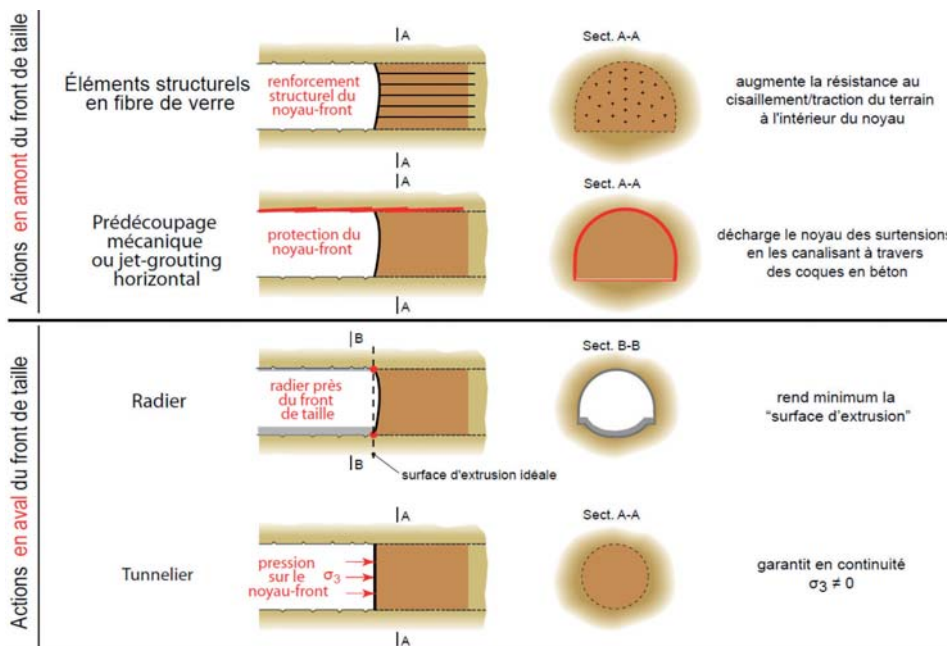


Fig. 14 – Interventions faisant du noyau-front un instrument efficace de stabilisation de la cavité.

de 140 m<sup>2</sup> de section et 20 Km de galeries d'accès ou de service, a été entre les années 1996 et 2005, le chantier le plus important de tunnelling; nous parlons bien sûr du chantier de construction de la nouvelle ligne ferroviaire GV entre Bologne et Florence (Fig. 15).

Du fait de l'extrême variabilité des terrains à traverser et des conditions difficiles d'excavation (il fallait affronter une très grande variété de terrains non homogènes, parfois intéressés par la présence d'eau et de gaz): **des formations flyschöide aux argiles écaillées et aux argilites, jusqu'aux terrains meubles**, avec des recouvrements variables entre 0 et 600 m) tous les tunnels de ligne furent creusés par excavation conventionnelle du fait qu'il nous avait semblé trop risqué de recourir au tunnelier, à l'exception de la galerie de service Ginori, de près de 10 km de longueur, 5,6 m de diamètre et sous 5 bar de pression d'eau, qui fut creusée dans un flysch marneux -arénacé

en utilisant un tunnelier Wirth à bouclier double.

La réalisation de l'ouvrage fut confiée – sur la base d'un projet exécutif rédigé selon les principes de l'Analyse des DÉformations Contrôlées dans les Roches et dans les Sols – à Consorzio CAVET lequel après avoir estimé les prévisions du projet affrontées selon cette approche suffisamment fiables, accepta, pour la somme forfaitaire de 4,209 milliards d'euro, de prendre sur soi tous les risques de la construction, y compris les risques géologiques. La construction commença donc en 1996 pour s'achever 2005, dans le respect le plus total des temps et des coûts prévus, à la grande satisfaction du maître d'ouvrage tout autant que du maître d'œuvre. Durant cette période de temps, en ne calculant que les tunnels de ligne, il est arrivé de voir jusqu'à 45 fronts actifs au même moment permettant ainsi d'atteindre une production moyenne de bel et bien 1.600 m/mois.

La fig. 16 nous montre à titre d'exemple le

schéma d'une section type projetée pour l'excavation du tunnel Raticosa, dans un complexe chaotique d'argiles écaillées hautement résistantes, sous 550-600 m de recouvrement (Catégorie de comportement C).

Les argiles écaillées, la chose est connue, sont extrêmement sensibles à la décompression et perdent leur cohésion si le confinement descend à zéro. Il était donc de la plus haute importance d'assurer avant tout la stabilité du noyau-front et de la renforcer efficacement puis d'adopter un revêtement de première phase, fermé par un radier rigide tenu toujours en proximité du front de taille du tunnel. Malgré la sévérité des conditions de contrainte-déformation présentes et le poids des interventions de stabilisation pratiquées, les productions obtenues ont atteint en moyenne 1,5 m /jour linéaires et constants de tunnel fini. Malgré la difficulté d'excavation bien connue des massifs Apennins, il convient de souligner que – les graphiques de pro-

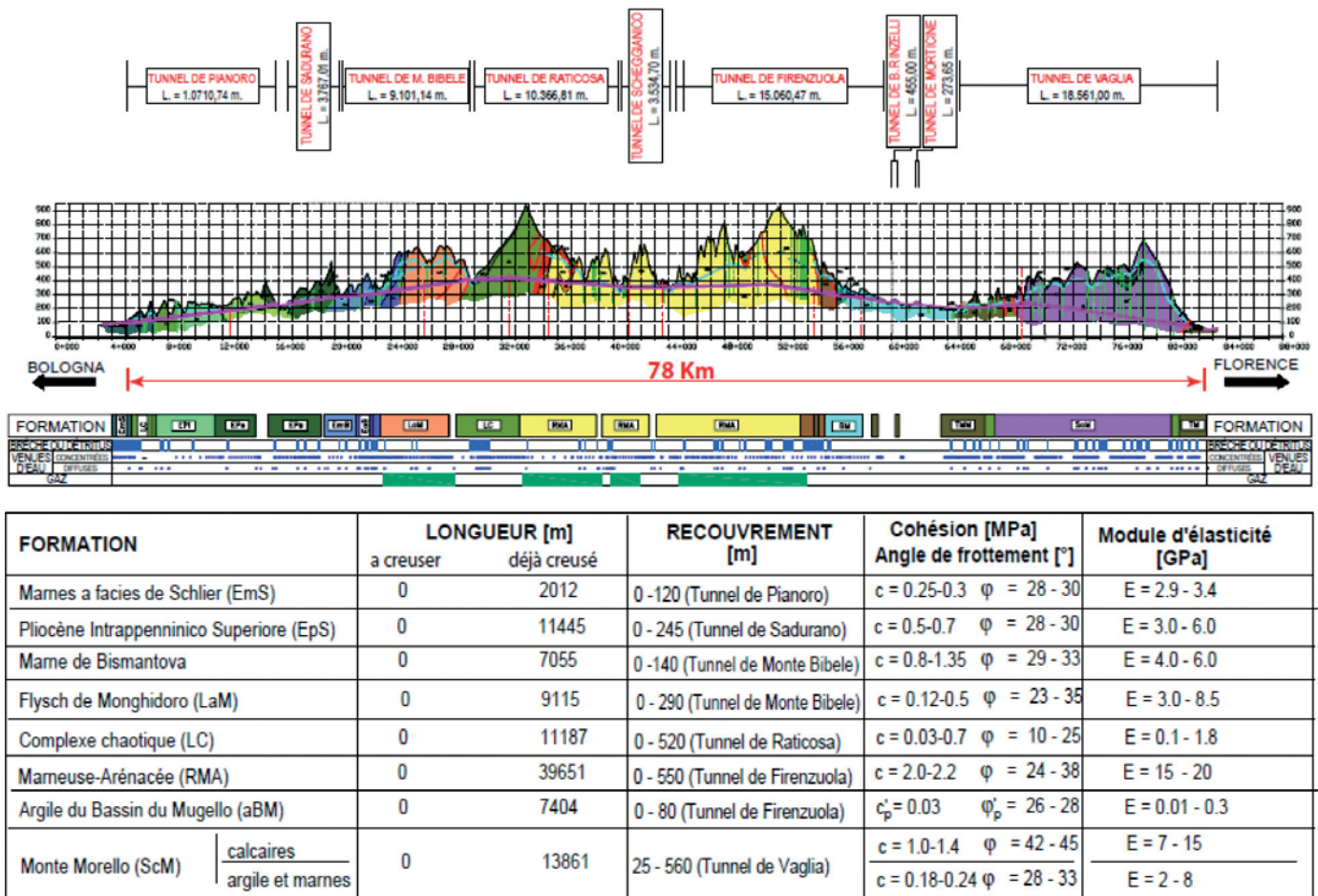


Fig. 15 – Ligne ferroviaire G.V. Bologne-Florence - Profil géologique et caractéristiques moyennes des formations traversées.

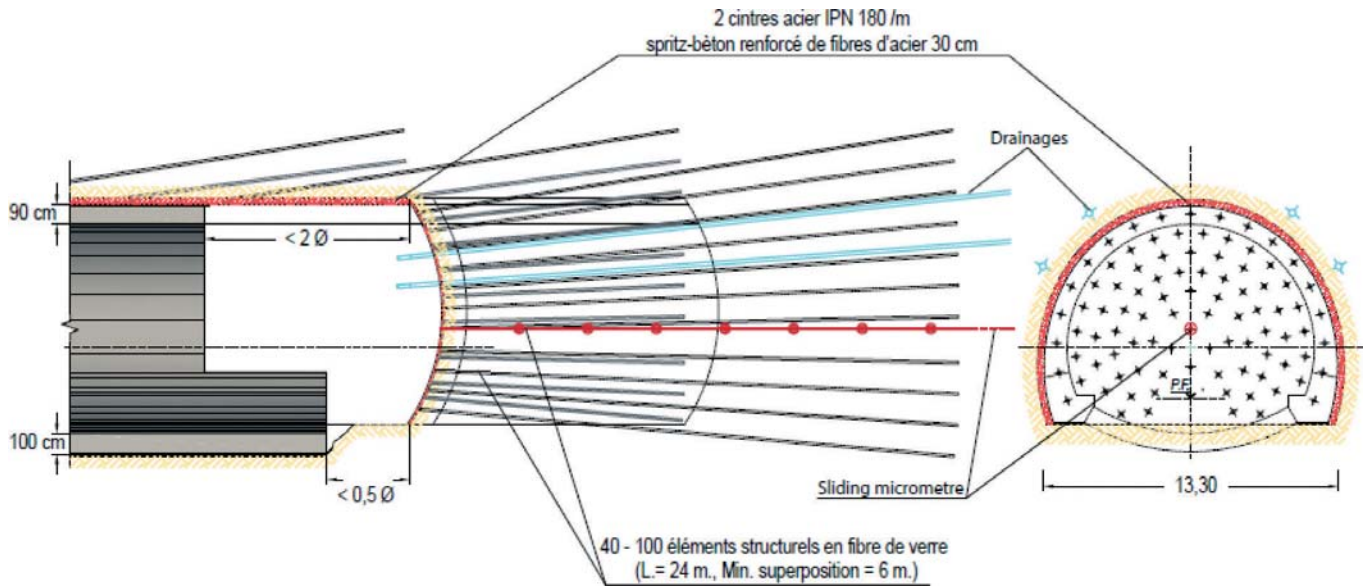


Fig. 16 – Ligne ferroviaire G.V. Bologne-Florence - Section type projetée pour l'excavation du tunnel «Raticosa».

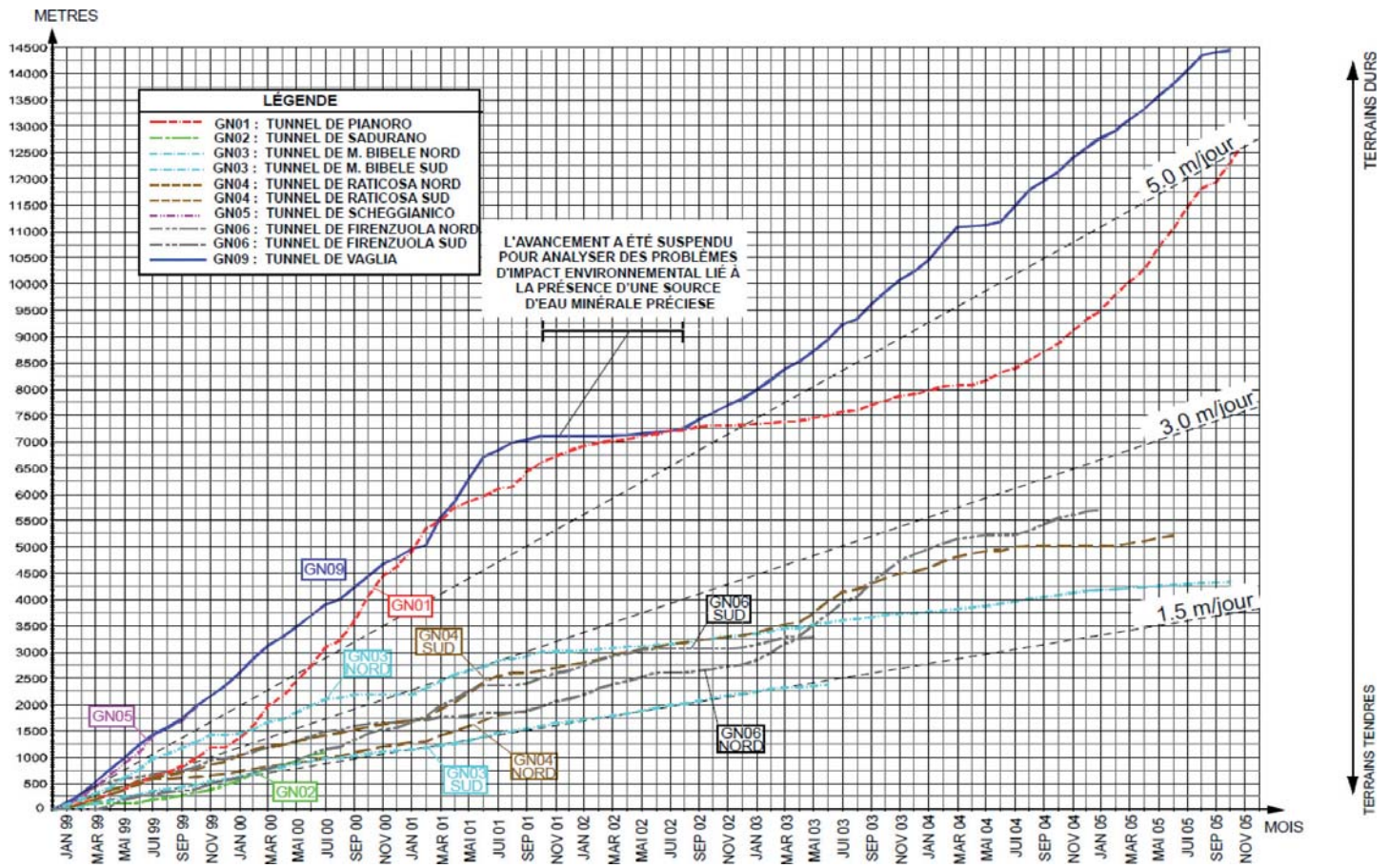


Fig. 17 – Ligne ferroviaire G.V. Bologne-Florence - Productions obtenues dans les différentes conditions géomécaniques et de contrainte-déformation rencontrées.

duction présentés par la fig. 17 nous montrent très clairement – pour tous les 104 Km de tunnels réalisés pour la nouvelle ligne ferroviaire GV/GC, les productions

enregistrées ont été exceptionnellement linéaires et jamais inférieures à 1,5 m/jour de tunnel fini, même dans les terrains les plus difficiles, démontrant de la sorte la

polyvalence extrême et les performances excellentes qu'il était possible d'obtenir en utilisant correctement – au cours de la phase d'excavation – le noyau-front



en tant qu'instrument de stabilisation du tunnel, comme prévu par l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols. Même pour les tunnels réalisés pour la Grande Vitesse ferroviaire entre Bologne et Florence, les mesures de contrainte dans les revêtements définitifs n'ont jamais cessé à ce jour de montrer des valeurs de contrainte maximum de l'ordre de  $7 \div 8 \text{ Mpa}$  ( $70 \div 80 \text{ Kg/cm}^2$ ), chose qui démontre bien qu'en se servant du noyau-front comme d'un instrument de stabilisation il est possible de contrôler la convergence de la cavité à court aussi bien qu'à long terme.

Notons enfin, pour confirmer le saut de qualité immense que l'approche objet de cette présentation a permis d'accomplir **en matière de sécurité** (par rapport aux systèmes d'excavation conventionnels qui sont d'ailleurs encore utilisés hors d'Italie), qu'il n'y a eu, au cours de la réalisation des 104 Km de tunnels pour la nouvelle ligne ferroviaire à Grande Vitesse entre Bologne et Florence, aucun accident mortel sur les fronts d'excavation.

La réalisation des travaux d'excavation de cet ouvrage, unique par ses dimensions, sa complexité et l'effort financier impliqué de même que par le respect total des durées et des coûts de construction, sans oublier bien sûr la sécurité acquise à l'égard de la main-d'œuvre travaillant sur les fronts d'excavation, fut la confirmation de la justesse des conclusions tirées des évidences de la Recherche et de la validité de l'approche de conception et de construction de l'Analyse des DÉformations CONtrôlées dans les Roches et dans les Sols qui en a découlé.

#### 4.2. Nouvelle ligne ferroviaire à grande vitesse Lyon-Marseille: le tunnel de "Tartaiguille" (France 1997)

Les opérations d'excavation du tunnel de "Tartaiguille" ( $180 \text{ m}^2$  de section), pour la nouvelle ligne ferroviaire "TGV Méditerranée" Lyon-Marseille (Fig. 18), avaient commencé sur les deux entrées (Nord et Sud) en février 1996. Le système d'attaque initial prévoyait d'avancer à section partialisée creusant la demi-section supérieure à l'aide d'un équipement ponctuel et le stross – 200 m environ plus en arrière – à l'aide d'un marteau.

Fin septembre 1996, au cours de l'excava-

### TGV MÉDITERRANÉE LYON-MARSEILLE - TUNNEL DE "TARTAIGUILLE (1997)

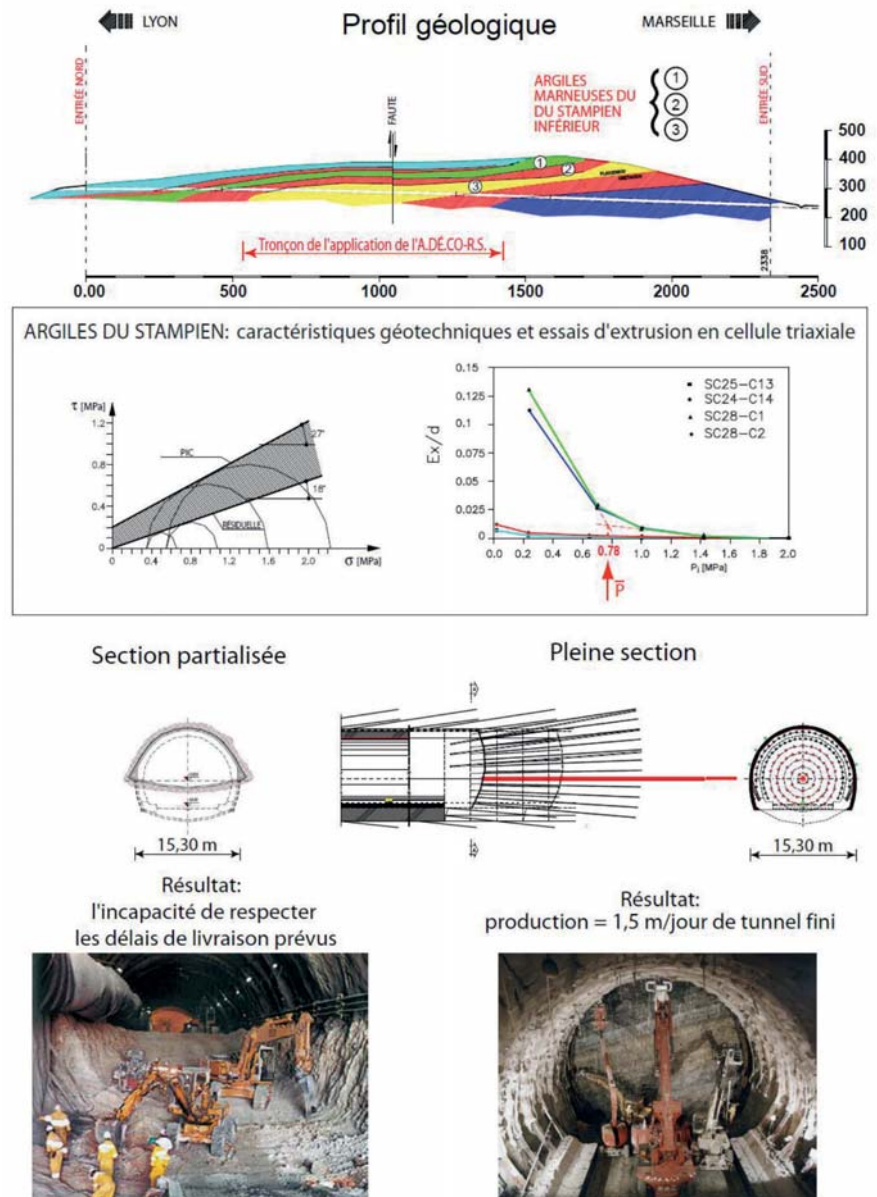


Fig. 18 – L'expérience du tunnel de "Tartaiguille".

tion dans les marnes de l'Aptien, les convergences au front Sud augmentaient bien au-delà des valeurs prévues par le projet jusqu'à atteindre, au cours de l'excavation de la demi-section supérieure, 60 mm et au cours de l'étranglement, 150 mm, déterminant des fissurations importantes et des écaillages dans le prérevêtement en de béton projeté.

Très vite, les excavations allaient devoir affronter, sur deux fronts d'avancement opposés, le tronçon le plus difficile – 900 m de longueur – **dans une formation à craindre du Stampien Inférieur, consti-**

**tuee d'une succession stratifiée de niveaux de marnes, d'argiles et de limons avec un pourcentage très élevé (75%) de montmorillonite extrêmement sensible à l'humidité de l'air et donc très gonflante** ( $c' = 0,05 \text{ Mpa} = 0,5 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $\phi' = 18^\circ$ ). Les responsables des travaux, décidément préoccupés, avaient mené une campagne géognostique intégrative et la révision du projet initial qui suivit avait bien montré l'impossibilité de poursuivre le travail dans les argiles du Stampien avec les systèmes d'attaque établis qui prévoyaient la partialisation de la section d'excavation dans la

mesure où cela aurait comporté des phénomènes de déformation d'une gravité inacceptable.

Pour parvenir à une solution permettant de surmonter le problème, la SNCF (Société Nationale des Chemins de Fer Français) créait, début 1997, un groupe d'étude ("Comité de pilotage") constitué des techniciens des Chemins de Fer Français, de la société G.I.E. TARTAIGUILLE, des conseils Coyne et Bellier, des consultants géotechniciens de Terrasol-Simecsol et du CETU. À son tour, ce groupe consultait les plus grands experts européens de tunnelling les invitant à préparer une solution conceptuelle permettant de traverser le tronçon argileux en toute sécurité et dans le respect des temps prévus par le contrat.

Après avoir examiné plusieurs propositions, aucune desquelles n'offrait des garanties de sécurité et de fiabilité, surtout pour ce qui était des temps d'exécution, en mars 1997, encouragée par les conditions de la proposition italienne munie de prévisions et de garanties précises sur les temps et les coûts que je lui transmis, en mars 1997, la SNCF me confiait, par l'intermédiaire de G.I.E. TARTAIGUILLE, le projet exécutif des 860 m de tunnel encore à réaliser.

La nouvelle solution conceptuelle modifiait radicalement les critères conventionnels et se tournait résolument vers ceux proposés par l'approche selon l'Analyse des DÉformations Contrôlées dans les Roches et dans les Sols: avancement à pleine section, après une régulation des phénomènes de déformation à travers le renforcement du noyau-front qui va servir d'instrument de stabilisation, coulage du radier définitif à proximité du front et coulage du revêtement définitif à une distance de 20 ÷ 40 m.

Le dimensionnement des interventions de consolidation du noyau d'avancement fut effectué, en première analyse, à travers la réélaboration des tests d'extrusion, après quoi il fut vérifié à travers des modèles aux éléments finis 3D en champ élastoplastique, capables de tenir compte de phénomènes complexes comme ceux dus au fluage et au gonflement. Les travaux d'avancement du tunnel furent repris par la société G.I.E. TARTAIGUILLE en juillet 1997, sous un contrôle très sévère de ma part. Tant et si bien que j'imposai dans ce but la présence au chantier d'un de mes ingénieurs pendant toute la durée des travaux.

Le nouveau système d'avancement adopté permit de respecter les temps prévus par le contrat pour la livraison de l'ouvrage, avec des productions qui, grâce à l'industrialisation des différentes phases opérationnelles atteignirent 1,7 m/jour, dépassant carrément le 1,4 m/jour moyen garanti lors de la phase de projet. Le tunnel fut achevé une année à peine après la reprise des travaux avec le système à pleine section, autrement dit avec près de un mois et demi d'avance sur le programme prévu de neuf mois.

## 5. Approfondissement théorique sur des modèles numériques et physiques à échelle réduite

Récemment, pour mieux encadrer du point de vue théorique les résultats de la Recherche faite jusqu'à ce jour et les expériences acquises sur les tunnels innombrables réalisés grâce à l'approche selon l'Analyse des DÉformations Contrôlées dans les Roches et dans les Sols et également pour mettre au point, dans la mesure du possible, des procédures de calcul simplifiées mais universelles, capables de tenir compte de la tridimensionnalité du problème de l'excavation d'un ouvrage dans le sous-sol ainsi que de tous les facteurs principaux en jeu, nous avons entamé, en collaboration avec le Politecnico de Milan, un approfondissement théorique des résultats de la recherche et des expériences acquises dans le nombre infini de tunnels réalisés, sur des modèles numériques et physiques à échelle réduite. Cet approfondissement a pour élément d'intérêt majeur la réalisation d'un modèle physique à échelle réduite d'un tunnel en avancement, dans différentes conditions de contrainte-déformation.

Préliminairement à la réalisation du modèle physique, des analyses numériques furent faites sur des modèles tridimensionnels aux éléments finis (utilisant le code MIDAS GTS NX), dans le but de mettre en évidence les paramètres mécaniques et géométriques qui conditionnent la réponse de tunnels profonds creusés dans des couches homogènes d'argile, avec une attention particulière aux phénomènes qui se développent dans la zone du noyau-front par suite de l'avancement. Les analyses dont nous résumerons ci-après les résultats, ont été effectuées sur la base de quelques hypo-

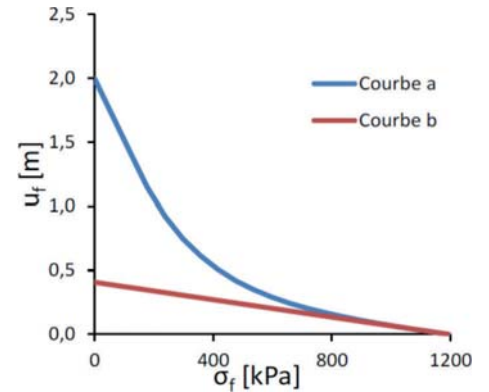


Fig. 19 – Courbe caractéristique du front selon les résultats de l'analyse élastoplastique (courbe a) et de l'analyse élastique (courbe b).

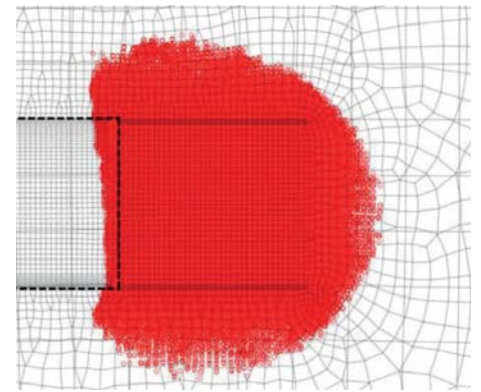


Fig. 20 – Vue latérale du modèle au front d'excavation: la visualisation des zones plastifiées.

thèses simplificatrices: matériau homogène isotrope à comportement élastique parfaitement plastique dans des conditions non drainées (le seul paramètre constitutif lié à la résistance est la cohésion non drainée  $c_u$ ), revêtement du tunnel rigide qui se termine exactement en proximité du front. Le modèle 3D a été réalisé dans un rapport H/D (où H est le recouvrement sur le tunnel et D le diamètre équivalent de celle-ci) susceptible d'empêcher que des mécanismes de rupture ne puissent se développer dans les couches superficielles. Pour plus de brièveté, nous omettons des informations plus exhaustives sur les caractéristiques du modèle numérique. Il suffira de dire que pour évaluer la fiabilité des résultats numériques obtenus nous avons considéré différentes dimensions pour le modèle et différentes discrétisations spatiales.

Ci-après, nous présentons et discutons séparément les résultats des analyses

numériques effectuées en considérant le noyau-front naturel (non renforcé) et le noyau-front renforcé.

### 5.1. Cas du noyau-front naturel (non renforcé)

Une fois effectué un premier calcul pour amener le modèle aux conditions d'effort initiales, sous la seule force de la gravité, nous avons commencé à simuler l'excavation selon différentes modalités, tant en contrôle de déplacement qu'en contrôle de charge, obtenant des résultats similaires, synthétisés en termes de courbe caractéristique (autrement dit d'évolution de l'extrusion moyenne du front  $u_f$  selon les variations de la pression horizontale moyenne  $\sigma_f (= \sigma_3)$  de confinement qui agit sur lui) dans le graphique de la figura 19, dans le cas de comportement élastoplastique (courbe a) aussi bien que dans le cas de comportement purement élastique (courbe b).

L'analyse des résultats numériques a montré clairement que l'annulation progressive de la pression de confinement au front qui simule l'excavation d'avancement, aboutit, dans les conditions données, à la canalisation des lignes de flux des efforts horizontaux et à la plastification du noyau-front (Fig. 20a) qui s'accompagne d'une augmentation progressive des pressions normales exercées par le terrain sur les revêtement pour une zone d'une longueur d'environ un diamètre d'excavation.

En particulier, l'évolution d'un mécanisme extrusif s'est révélée, où le terrain dans une bande sur le pourtour du tunnel revêtu reflue vers le front de taille (Fig. 21 et 22). Il s'agit d'un phénomène spatialement évolutif où la plastification du terrain sur le pourtour du revêtement du tunnel continue à s'étendre en direction longitudinale à l'arrière du front (Fig. 21 a, 21 b, 21 c). Naturellement, la représentation des lignes de flux des contraintes horizontales et de la plastification du terrain sur le pourtour du tunnel, montrée sur la fig. 21, se ressent des schématisations faites dans le modèle numérique qui précède et prépare le modèle physique, que nous illustrerons plus loin, où l'excavation est simulée sous contrôle de la charge mais gardant le front arrêté. En fait, au fur et à mesure que le front avance, la plastification du terrain sur le pourtour de

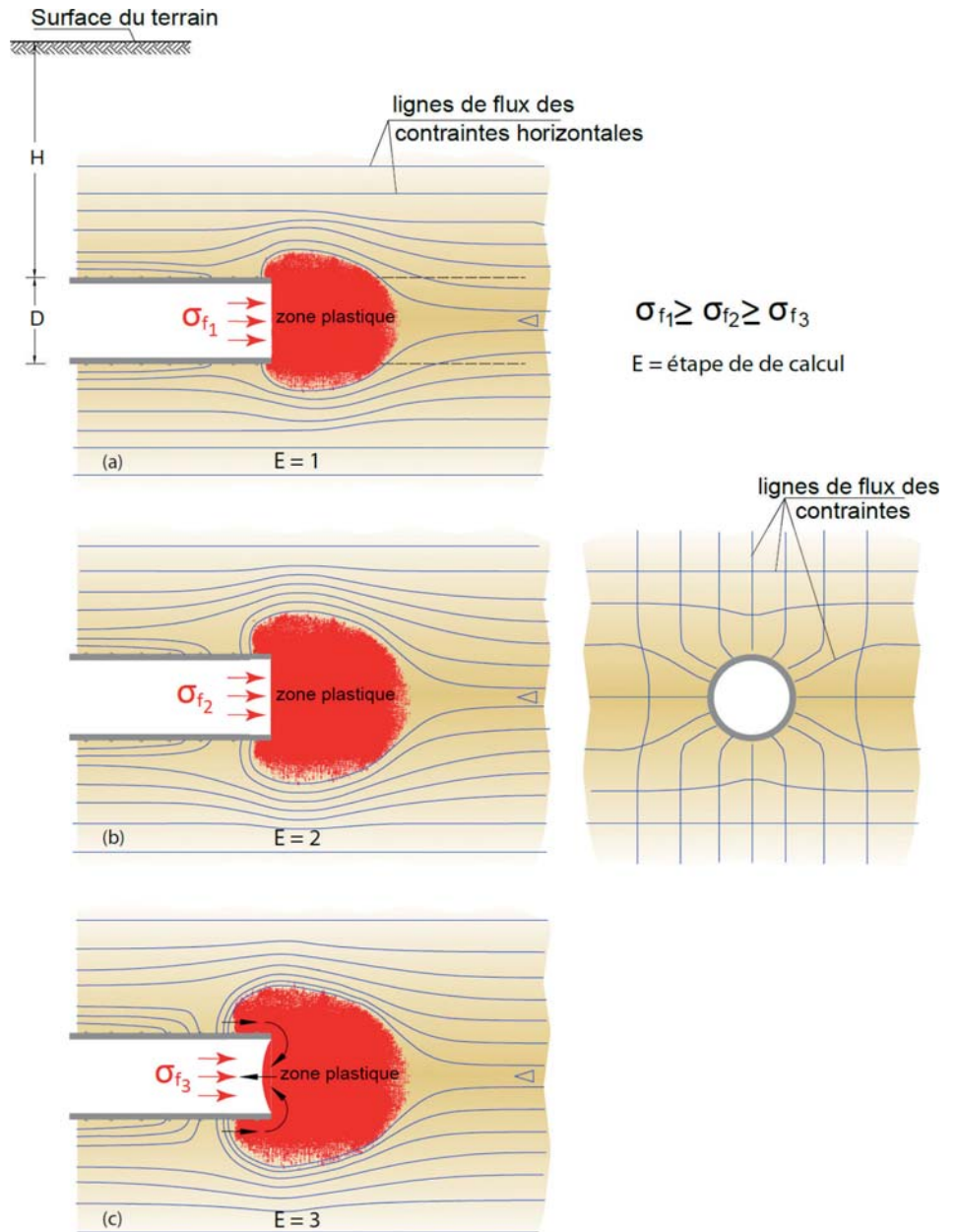


Fig. 21 – La plastification du noyau-front et la canalisation des lignes de flux des contraintes horizontales donnent lieu à un phénomène spatialement évolutif qui est à l'origine du mécanisme extrusif souligné par les flèches noires.

la cavité, étant un phénomène irréversible, intéressera toute la longueur du tunnel. Ce qui vient d'être affirmé se retrouve évidemment aussi en termes de courbe caractéristique. Effectivement, si la courbe caractéristique du front se **normalise** (courbe a de la fig. 19) de manière à la rendre graphiquement indépendante du déplacement extrusif résiduel élastique ( $u_{r,el}$ ) et de l'état d'effort naturel ( $\sigma_0$ ) nous obtenons le diagramme de la courbe de la fig. 23, qui n'atteint jamais une asymptote verticale: sa rigidité se réduit progressivement sans ja-

mais s'annuler, montrant un comportement ductile avec un écrouissage qui ne dépend pas du lien constitutif mais qui est la conséquence de l'écrouissage dû à la propagation spatiale de la zone plastifiée.

En définitive, il est possible d'affirmer que:

- la tridimensionnalité du système régit la réponse de la "géosstructure" à la fois d'un point de vue cinématique (évolution du champ de déplacements) et d'un point de vue statique (évolution du champ de contraintes);

- l'approche standard de l'analyse limite ne

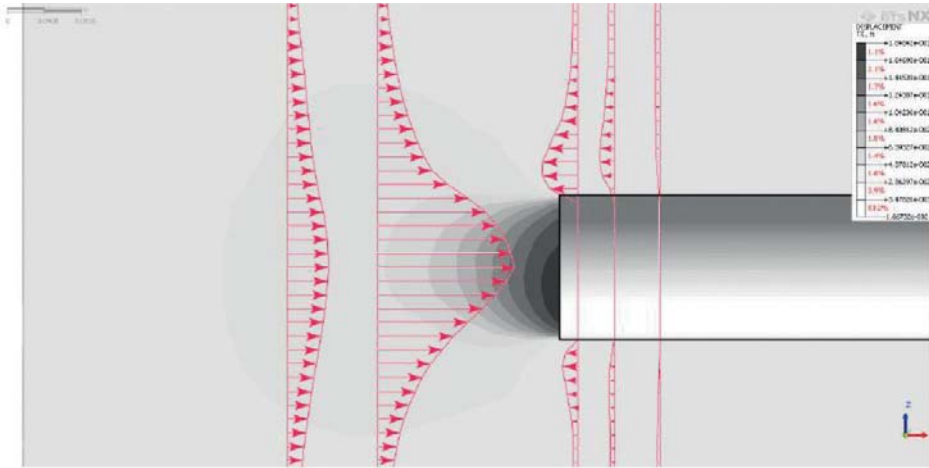


Fig. 22 – Diagrammes des déplacements horizontaux à des distances différentes du front de taille.

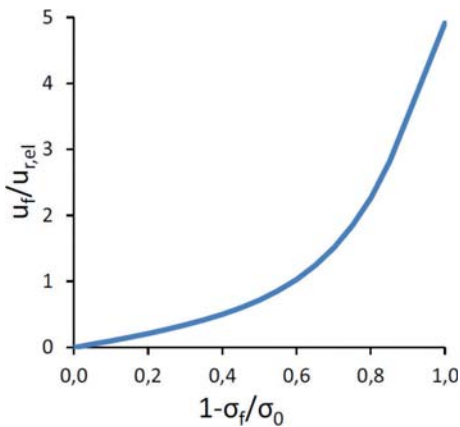


Fig. 23 – Normalisation de la courbe a de la Fig. 19.

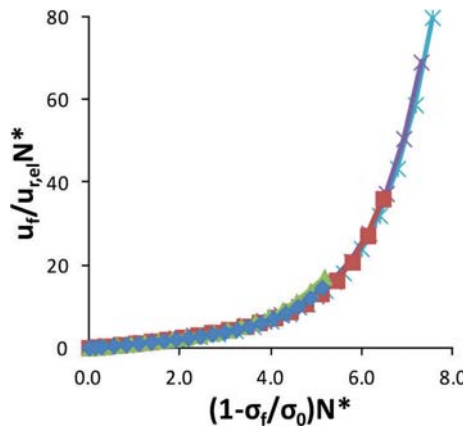


Fig. 24 – Courbe caractéristique «Mère» dans le plan  $u_f / u_{f,rel} N^* \cdot N^* (1 - \sigma_f / \sigma_0)$ .

prévision des phénomènes d'extrusion du noyau-front d'un tunnel en cas de variation du confinement horizontal  $\sigma_f$ , en ne partant que de la connaissance du recouvrement  $H$ , du diamètre du tunnel  $D$ , du coefficient de poussée à repos  $K_0$ , et des paramètres géomécaniques du terrain  $\gamma$ ,  $c_u$ , et  $E$ .

Dans ce but, le projecteur devra partir de l'évaluation de  $N^*$ , puis, à travers la courbe caractéristique de la fig. 24, il pourra estimer le rapport  $u_f / u_{f,rel}$ . Par des analyses numériques élastiques tridimensionnelles, il déterminera  $u_{rel}$  pour calculer enfin  $u_f$ . Ceci lui permet de fournir une prévision de l'extrusion du noyau-front y compris pour des pressions horizontales de confinement  $\sigma_f$  autres que zéro. La "Courbe Mère" de la fig. 24 est extrêmement valable même pour évaluer l'efficacité de l'intervention projetée pour le renforcement du noyau-front: tout simplement en confrontant avec cette courbe les résultats obtenus par le système renforcé.

Il est important de rappeler que ce résultat a été obtenu en tenant compte d'un terrain dépourvu de frottement, dans des conditions non drainées, et d'un revêtement extrêmement rigide par rapport au terrain, qui se termine en proximité du front. Il est arrivé toutefois que des variations, parfois très significatives, de la rigidité du revêtement aient mené à des écarts négligeables de la courbe caractéristique de l'extrusion par rapport à celle de la Courbe Mère figurant ci-dessus, (Fig. 25).

## 5.2. Cas du noyau-front renforcé

Le modèle numérique a fourni des résultats très utiles, même pour étudier le compor-

peut pas être utilisée pour représenter la réponse du système car il n'atteint jamais les conditions de rupture.

Si nous normalisons chaque courbe caractéristique calculée en fonction du **rapport d'instabilité modifié**

$N^* = K_0^a N$  où:

$$N = \frac{\gamma(H + \frac{D}{2}) + q}{C_u}$$

[rapport d'instabilité défini par Broms et Bennermark, 1967]

$a = 0,82$

$q$  = surcharge

$K_0$  = coefficient de pression au repos

nous obtenons un résultat particulièrement utile et intéressant.

Nous avons effectivement constaté que malgré la grande dispersion de paramètres géomécaniques et géométriques considérés, toutes les courbes caractéristiques calculées numériquement appartiennent d'une façon surprenante à une même

courbe caractéristique, dite "**courbe mère**", indépendamment de la valeur de  $K_0$  et de tous les autres paramètres (Fig. 24). Il s'agit d'un résultat extrêmement important car cette courbe permet de faire une

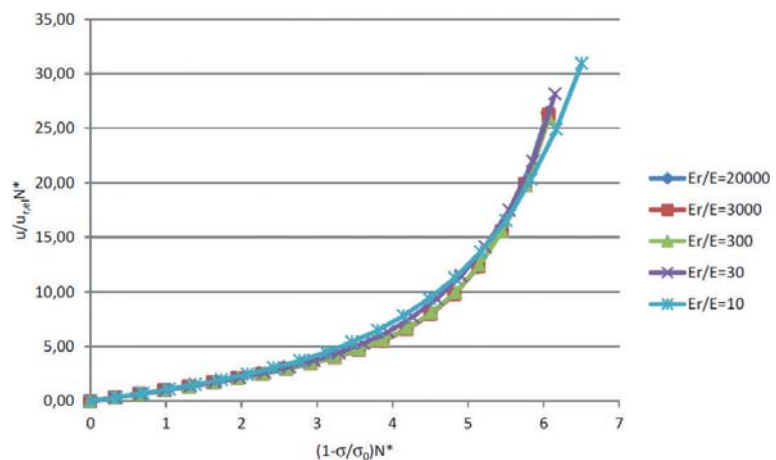


Fig. 25 – Courbes caractéristiques normalisées calculées pour revêtements de rigidité différente.

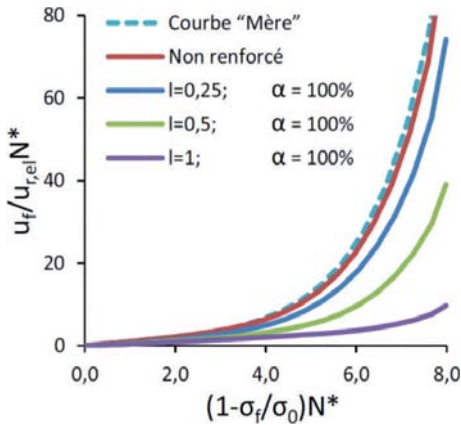


Fig. 26 – Courbes caractéristiques normalisées pour  $\alpha = 100\%$ .

tement d'un tunnel creusé **après un renforcement du noyau-front**. Nous avons pris tout particulièrement en considération le renforcement obtenu à l'aide d'éléments structuraux en fibre de verre. Pour évaluer son efficacité, nous nous sommes concentrés principalement sur deux paramètres géométriques adimensionnels: le rapport  $l = L/D$ , avec  $L$  longueur du renforcement et le rapport  $\alpha = A_r/A$ ,  $A$  étant l'aire de la section transversale du tunnel et  $A_r$  étant l'aire globale des sections des renforcements.

Lorsque  $\alpha = 100\%$  le renforcement du noyau-front est complet et la limite d'élasticité ne peut intervenir que le long de la surface latérale du cylindre renforcé équivalent, dans le terrain situé en amont du volume renforcé.

Les résultats des calculs effectués en supposant pour plus de simplicité des renforcements parfaitement élastiques, positionnés parallèlement à l'axe longitudinal du tunnel avec un espacement constant, sont présentés à la fig. 26: l'effet des renforcements est bien visible et leur efficacité paraît progressivement croissante au fur et à mesure qu'augmente leur longueur (nous avons pris en considération des valeurs de  $l$  compris entre 0,25 et 1).

Ces mêmes résultats ont par ailleurs souligné que renforcer totalement le noyau d'avancement suppose trois conséquences principales:

- 1) s'il se produit, le mécanisme de rupture se développe dans une zone loin du front;
- 2) l'augmentation de la pression normale du terrain sur le revêtement diminue

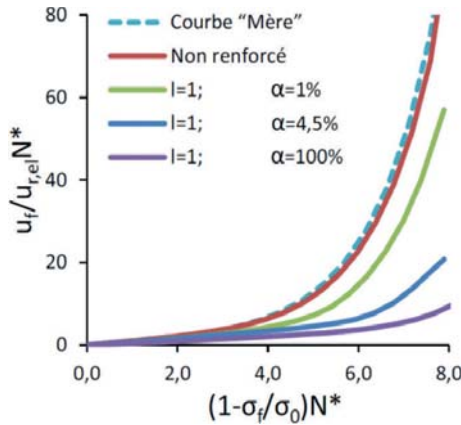


Fig. 27 – Courbes caractéristiques normalisées pour  $l=1$ .

pour des valeurs croissantes de  $l$ , jusqu'à disparaître;

3) le "front équivalent", placé à l'interface entre le sol et le front du volume renforcé, n'est jamais totalement déchargé à cause des contraintes de découpage qui se développent sur la surface latérale du cylindre renforcé.

Pour évaluer l'influence de  $\alpha$ , fig. 27, nous avons représenté les courbes caractéristiques normalisées pour des valeurs de  $\alpha = 100\%$ ,  $4,5\%$ ,  $1\%$  et  $0\%$ , calculées pour  $l = 1$ . Nous notons que pour cette valeur de  $l$ , une amélioration significative de la réponse mécanique du système n'a lieu qu'à partir de valeurs de  $\alpha$  totalement inacceptables et non réalistes ( $\alpha = 4,5\%$ ).

Si au contraire  $l$  augmente jusqu'à une valeur de 2, la réponse change significativement (Fig. 28) et il est évident que l'efficacité des renforcements est déjà assez satisfaisante pour  $\alpha = 1\%$ .

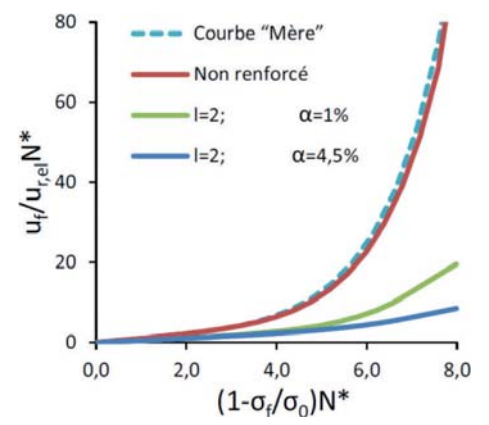


Fig. 28 – Courbes caractéristiques normalisées pour  $l=2$ .

Cela est dû à la variation des processus mécaniques qui se développent à l'intérieur du système: comme le montre la fig. 29, si les renforcements sont suffisamment longs, les plastifications s'étendent à l'intérieur d'un petit volume de terrain et les renforcements peuvent rester ancrés à une zone de terrain en amont du noyau-front encore en champ élastique.

Pour plus de brièveté, nous ne montrons pas les résultats relatifs à toutes les autres valeurs de  $l$  prises en considération. Ici, il nous suffira de dire que dans tous les cas, s'est avéré que lorsque l'efficacité de l'ancrage des renforcements n'est pas suffisante ( $l < 1,5$ ) les plastifications se propagent intéressant des volumes de terrain de dimensions supérieures, impliquant la longueur tout entière des renforcements qui perdent par voie de conséquence, une grande partie de leur efficacité.

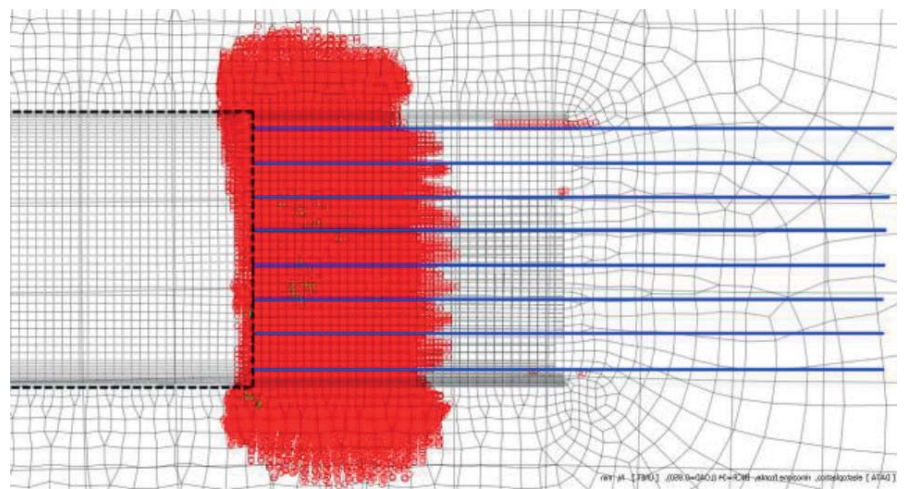


Fig. 29 – Zones sujettes à des déformations plastiques.

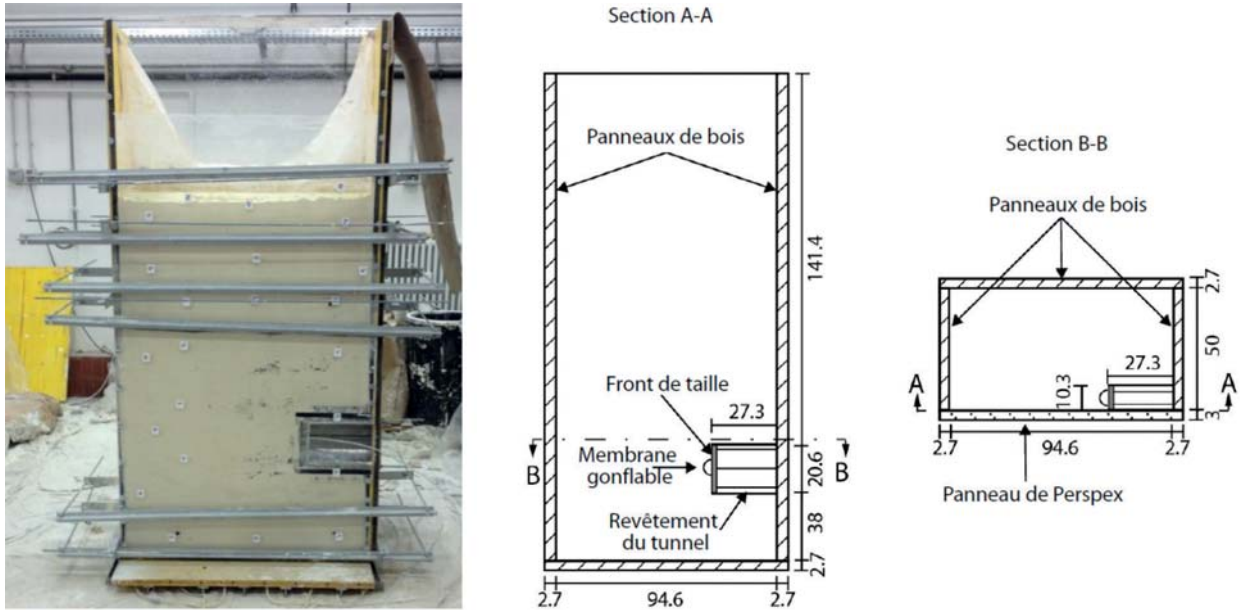


Fig. 30 – Le modèle physique à échelle réduite réalisé dans les essais.

### 5.3. Approfondissement expérimental sur des modèles physiques à échelle réduite

Sur la base des indications obtenues par la modélisation numérique, nous avons réalisé un modèle physique pour expérimenter sur une échelle réduite l'excavation d'un tunnel profond en terrain cohérent saturé. Les essais ont concernées en particulier la définition expérimentale de la courbe caractéristique des noyaux-fronts non renforcés et renforcés ainsi que l'identification du champ de déplacement correspondant au terrain dans une bande sur le contour du tunnel. Le modèle, comme le montre la fig. 30, est constitué d'une base et de trois parois verticales en bois. La quatrième paroi est réalisée par un panneau en Perspex de 3 cm d'épaisseur pour permettre d'observer directement le comportement du terrain au cours de l'essai.

Le revêtement du tunnel a été réalisé avec un câble semi-cylindrique en acier inoxydable, diamètre interne de 206 mm, épaisseur de 1,5 mm. Le front du tunnel a été réalisé par une plaque en acier inoxydable d'une épaisseur de 10 mm. Trois barres filetées connectées à la plaque permettent de déplacer le front vers l'intérieur du tunnel. Pour réussir à évaluer la pression sur le front, il a été procédé à fixer sur la plaque du front une membrane en latex remplie d'air sous pression et reliée à un manomètre (Fig. 31).

Une grande attention a été accordée à la préparation du terrain à utiliser pour les essais. Le choix est tombé sur un kaolin reconstitué en laboratoire avec une teneur en eau de 160 %, correspondant à un indice des vides de 4,16 qui, grâce à l'utilisation d'un appareil drainant, a subi une consolidation naturelle sous l'effet de son propre poids à l'intérieur de l'appareil expérimental. Nous renvoyons, le cas échéant, à des communications futures pour ce qui est des détails plus amples sur l'appareillage et sur la préparation du terrain à tester. La décharge du front qui a suivi l'action d'excavation a été simulée en reculant progressivement la plaque qui le représente pour des distances de 0,625 mm. Parallèlement, après avoir laissé le temps

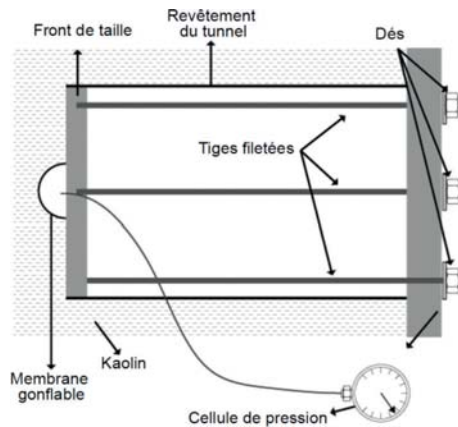


Fig. 31 – Détail de l'appareil expérimental.

au système d'atteindre un nouvel état d'équilibre, nous avons observé les déplacements subis par les particules de terrain adjacentes au panneau en Perspex. Dans ce but, nous avons adopté la technique PIV (*Particle Image Velocimetry*) qui permet de reconstituer le champ de déplacements du terrain en confrontant les images haute résolution obtenues à des moments ultérieurs.

Pour l'exécution des essais sur des noyaux-fronts renforcés, l'appareillage a été modifié de manière à pouvoir introduire dans le front des barres en fibre de verre (Fig. 32). Pour éviter le frottement entre le front et le

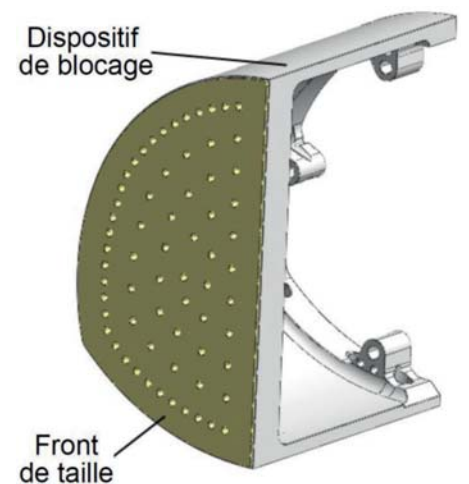


Fig. 32 – Le front disposé pour l'introduction des renforcements et du dispositif de blocage.

profil intérieur du revêtement nous avons prévu un espace de 0,5 mm. Pour éviter plutôt la fuite de kaolin du modèle dans les phases initiales de la consolidation, nous avons positionné à l'arrière du front un dispositif de blocage fortement retenu au revêtement qui décharge donc la contrainte géostatique directement sur le revêtement et empêche le déplacement du front.

Ce fut l'occasion d'introduire de nombreuses améliorations destinées à augmenter la précision des essais et pouvoir automatiser en partie la phase de décharge du front. Nous avons notamment introduit un piston relié au front par des barres en acier libres de courir sur des douilles (Fig. 33). Entre le piston et les barres, une cellule de charge comprise entre deux rotules permet de relever les pressions sur le front tandis qu'un capteur de déplacement laser, situé à l'extérieur de l'appareil permet de mesurer avec précision ses déplacements.

La consolidation une fois assurée, les essais effectués sous contrôle de charge, se sont succédé selon les phases suivantes:

- 1) augmentation de la pression du piston jusqu'à atteindre la pression géostatique initiale;
- 2) libération du blocage du revêtement;
- 3) réduction progressive de la pression  $\sigma_f$  à l'aide du piston, mesure simultanée des déplacements du front et photographies pour la PIV (*Particle Image Velocimetry*).

### 5.3.1. Les résultats obtenus à partir des essais sur des modèles physiques à échelle réduite

Les essais sur des modèles physique à échelle réduite ont pour but de:

- vérifier la capacité du module numérique de prévoir le comportement réel du système;
- confirmer le mécanisme évolutif du phénomène extrusif déterminé à travers la modélisation numérique déjà présenté à la fig. 21;
- vérifier la validité de la "courbe mère" déterminée sur la base des résultats du module numérique pour prévoir l'importance des processus sur le front d'un tunnel et dimensionner les interventions de renforcement du noyau éventuellement nécessaires;
- confirmer l'effet de la consolidation du noyau-front par rapport à la variation

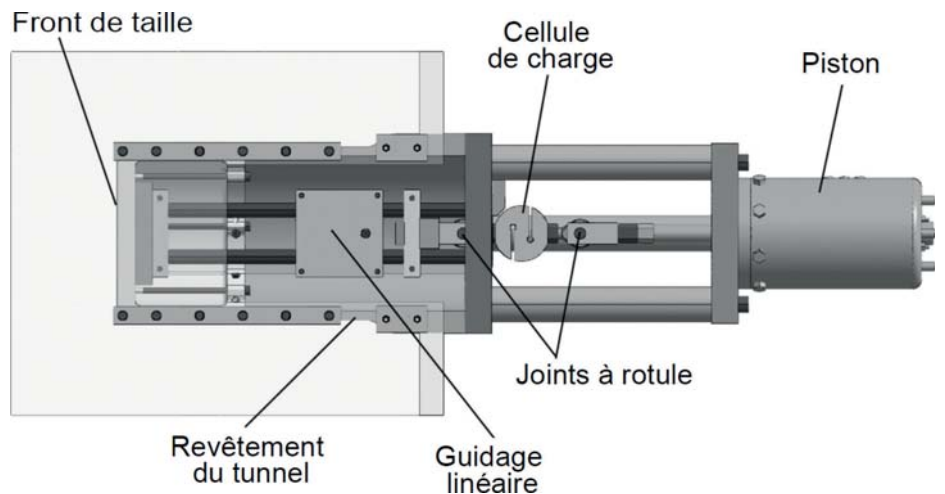


Fig. 33 - Détail de l'appareillage élaboré pour l'exécution des tests, noyau-front renforcé.

de la longueur et de l'intensité des renforcements déjà mis en évidence par la modélisation numérique.

Pour poursuivre notre but, nous avons établi le programme suivant de essais:

- exécution d'une première série de essais d'étalonnage en variant la vitesse d'exécution de l'essai, pour déterminer la vitesse optimale à suivre et supprimer toute son influence au comportement visqueux du matériau sur les résultats;
- exécution d'une deuxième série de essais avec un **noyau-front naturel** en variant le recouvrement et le degré de consolidation du matériau; exécution d'analyses numériques correspondantes pour vérifier la conformité des résultats;
- exécution d'une troisième série de essais avec un **noyau-front renforcé** en variant

le nombre, la disposition et la longueur des renforcements; exécution d'analyses numériques.

Au moment même où nous écrivons vient de se terminer l'exécution des essais d'étalonnage. La fig. 34 montre les résultats d'un de ces essais en termes de courbe caractéristique du front. Nous remarquons l'effet du relâchement obtenu en mesurant, le déplacement une fois fixé, la variation dans le temps de la pression au front. Conformément à ce qui a été programmé, les résultats expérimentaux ont été simulés par une analyse MEF tenant compte d'une variation linéaire de la cohésion non drainée et du module de Young. L'analyse numérique a donné lieu à la courbe caractéristique (courbe verte de la Fig. 35) sur le plan normalisé  $u_f/u_{f,el}N^* - (1 - \sigma_f/\sigma_0)N^*$ .

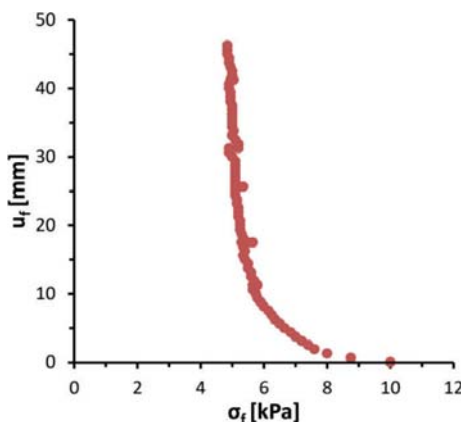


Fig. 34 - Courbe caractéristique du front obtenue à partir d'un essai sur modèle physique.

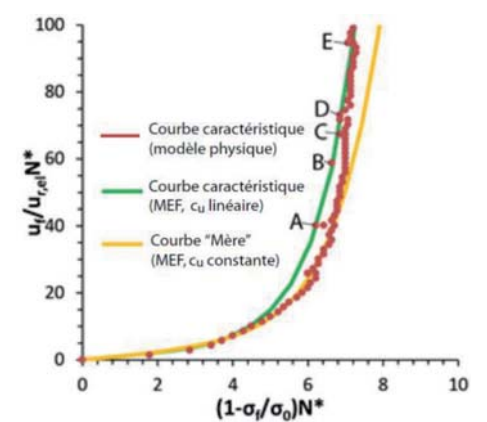


Fig. 35 - Courbes caractéristiques du front sur le plan normalisé  $u_f/u_{f,el}N^* - (1 - \sigma_f/\sigma_0)N^*$ .

La normalisation tant des données expérimentales que des résultats numériques a été effectuée en utilisant la cohésion non drainée évaluée au niveau de l'axe du tunnel et en définissant le déplacement résiduel élastique à partir de la pente initiale de la courbe caractéristique sur le plan  $u_f-\sigma_f$ . La fig. 35, montre également, en rouge, les points correspondant aux résultats obtenus par le essai sur le modèle physique. Nous remarquons un accord très net entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux. En particulier, les points obtenus au terme des phases de relâchement (points A, B, C, D et E) coïncident presque parfaitement avec la courbe numériquement obtenue (courbe verte). La même figure indique en jaune la "courbe mère" obtenue par les analyses numériques avec  $c_v$  constante (Fig. 24). Nous pouvons noter – bien que localement le champ de déplacements du terrain résulte être très influencé par la variation de  $c_v$  – que la réponse globale du système en termes de courbe caractéristique ne révèle pas de variations significatives. En définitive, les premiers résultats des essais sur modèle physique pratiqués à ce jour sont encourageants et font preuve d'un accord parfait avec l'évidence des résultats obtenus par le modèle numérique et avec ce que nous avons pu observer en réalité au cours de l'excavation de nombreux tunnels en présence de conditions de contrainte-déformation complexes. La validité de la "Courbe Mère" semble, elle aussi, plus que confirmée. Elle peut être utilisée avec profit pour définir le diagnostic et la thérapie à prescrire dans la phase de conception. Les résultats définitifs des tests, à peine disponibles, seront présentés à l'occasion d'une prochaine publication.

## 6. Conclusions

"La recherche n'a jamais fin" est la conclusion d'un célèbre essai de Karl Popper et la synthèse la plus pertinente des suggestions de la science et de la technique qui s'est manifestée vers le XVI<sup>ème</sup> siècle pour se développer de plus en plus puissamment pour en arriver aux découvertes et aux réalisations de l'homme contemporain. Il va de soi que, dans le domaine des ouvrages de génie civil, l'axiome de Pop-

per s'applique fort bien aux réalisations d'avant-garde, en surface autant que dans le sous-sol.

Dans notre cas, s'agissant de sous-sol, nous pouvons affirmer avoir, grâce à la recherche, tenté, et sans doute réussi, à donner une teneur aux aspirations des deux pères des constructions en souterrain que sont Ladislaus von Rabcewicz ("*Tunnels should be driven full face whenever possible, although (today) this cannot always be done....*") (Rabcewicz, 1964) et Alan Marshall Muir Wood ("*The strategy for a project needs therefore to be fashioned in considerable detail before major resources are committed*") (Muir Wood, 2002), essayant de répondre aux vœux qu'ils avaient exprimés.

J'ai pensé dès lors qu'il serait intéressant de refaire en son honneur le parcours rigoureusement scientifique de recherche que j'ai suivi avec l'aide précieuse de mes collaborateurs avant de parvenir à la mise au point de l'Analyse des Déformations Contrôlées des Roches et des Sols, une approche de conception et de construction des ouvrages souterrains qui s'est révélée, ces dernières décennies, universellement valable pour leur réalisation qu'il s'agisse d'une excavation conventionnelle ou d'une excavation par TBM, quel que soit le terrain, quelles que soient les conditions de contrainte-déformation.

Partant d'un phénomène singulier de déformation qui s'était produit au cours des travaux du tunnel autoroutier du Fréjus,

1. nous avons défini, dans le **phénomène d'extrusion** du noyau-front, la composante la plus significative de la Réponse en Déformation du massif à l'action d'excavation;
2. nous nous sommes livrés à une recherche théorique et expérimentale approfondie **en termes d'Analyse** de la réponse en déformation du massif sous l'action d'excavation qui nous a permis de démontrer au-delà de tout doute raisonnable, que le phénomène de l'extrusion du noyau-front est directement responsable de l'évolution des phénomènes de convergence et partant de stabilité qui suivent;
3. nous avons étudié, réalisé et mis au point les instruments et les systèmes capables de mesurer cette réponse en déformation dans tous ses éléments, laissant la priorité avant tout à l'élément

extrusion (qui en est la cause) puis, à celui le plus fréquemment traité jusqu'alors, à savoir la convergence (qui en est l'effet);

4. nous avons poursuivi la recherche **en termes de Contrôle** de cette réponse en déformation autrement dit nous avons conçu, réalisé et mis au point les instruments et les technologies permettant de contrôler le phénomène d'extrusion du noyau-front et de transformer ce même noyau-front en un outil efficace de stabilisation de la cavité à court et à long terme. Non sans mettre bien en évidence que: **si les problèmes de stabilité d'un tunnel ne sont pas complètement résolus au front de taille alors que le problème statique est encore tridimensionnel grâce à la présence du noyau-front, ils ne pourront certes pas l'être à distance du front lorsqu'il devient bidimensionnel ! C'est encore dans cette phase que nous avons démontré que le succès du contrôle des phénomènes de déformation et d'extrusion est indissolublement lié au choix de l'avancement à pleine section avec radier définitif systématiquement à proximité du front de taille ou plus simplement au choix de la surface d'"extrusion idéale";**
5. nous avons donc encadré les résultats de la recherche dans une approche de conception et de construction que nous avons appelé Analyse des Déformations Contrôlées dans les Roches et dans les Sols exclusivement pour nous rappeler par son nom le parcours rigoureusement scientifique suivi pour la mettre au point;
6. nous avons enfin prouvé, appliquant l'Analyse des Déformations Contrôlées dans les Roches et dans les Sols sur plus de 1000 Km de tunnels réalisés dans les types les plus divers de terrain et dans les conditions les plus diverses de contrainte-déformation, qu'il est possible de projeter et de construire des tunnels sur des bases et selon des critères industriels autrement dit dans le respect le plus total des temps et des coûts de construction prévus au niveau du projet tout en garantissant des productions régulières très élevées et **une sécurité**



**absolue de la main-d'œuvre au cours de la construction.**

Je désire vous rappeler par ailleurs que les résultats obtenus par l'étude sur des modèles numériques et physiques où – pour plus de simplicité – nous n'avons pris en considération que le cas d'un terrain purement cohérent dans des conditions non drainées, peuvent parfaitement s'étendre aux cas des roches compétentes sous de forts recouvrements, dont le comportement est – nous le déduisons du phénomène observé sur le Tunnel du Fréjus – assimilable à celui des terrains tendres comme l'argile.

Pour conclure, je désire vous rassurer immédiatement sur un point. Loin de moi la présomption de faire changer d'idée à ceux qui projettent depuis des décennies des tunnels comme si le projet d'un tunnel était un problème bidimensionnel ou plan prévoyant pour tout remède – dans des situations géotechniques ou géomécaniques difficiles – la partialisation du forage au front. Je nourris toutefois l'espoir que les nouvelles générations qui se dévoueront à cette fascinante discipline sachent aborder la conception par une approche correcte qui garantisse – à travers l'analyse et le contrôle de la réponse en déformation du terrain sous l'action d'excavation – le choix systématique de l'avancement à pleine section à plus forte raison quand il s'agit d'affronter des situations de contrainte-déformation difficiles. Ce que souhaitait et que m'a confié Ladislaus von Rabcewicz en personne à l'occasion de sa visite en Italie, au tunnel du Gran Sasso, vers le début des années 70.

**Symboles**

A aire du front de taille  
 $A_r$  aire globale des sections des renforcements insérés dans le noyau-front  
 $c_u$  cohésion non drainée  
 D diamètre équivalent du tunnel  
 E module de Young du terrain  
 $E_r$  module de Young du revêtement  
 H recouvrement  
 $K_0$  coefficient de pression des terres au repos  
 L longueur des renforcements insérés dans le noyau-front

l rapport L/D  
 N rapport d'instabilité défini par Broms e Bennermark [1987]  
 $N^*$  rapport d'instabilité modifié  
 q surcharge  
 $u_f$  déplacement extrusif moyen du front  
 $u_r$  déplacement extrusif moyen résiduel du front  
 $u_{r,el}$  déplacement extrusif moyen résiduel élastique  
 $\gamma$  poids spécifique apparent du terrain  
 $\sigma_0$  contrainte initiale dans le terrain  
 $\sigma_f$  pression horizontale de confinement qui agit sur le front de taille  
 $\sigma_3$  contrainte principale mineure  
 $\sigma_2$  contrainte principale intermédiaire  
 $\sigma_1$  contrainte principale majeure

**Bibliographie**

- [1] RABCEWICZ, L. (1964) – "The New Austrian Tunnelling Method", Part one, Water Power, novembre.
- [2] BROMS, B.B., BENNERMARK, H., (1967) – Stability of clay at vertical openings, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 91, No. 1.
- [3] LUNARDI, P. (1979) – Applications de la Mécanique des Roches aux Tunnels Autoroutiers. Exemple des tunnels du Fréjus (côté Italie) et du Gran Sasso. Conférence à l'I.T.B.T.P. - Paris, 4 octobre 1979, Revue Française de Géotechnique, No. 12, 5-43.
- [4] LUNARDI, P., LOUIS C. (1984) – Méthodes de présoutènement et pré-étanchement pour les travaux en souterrain. Journées d'études internationales, novembre, Lyon.
- [5] LUNARDI, P., MONGILARDI, E., TORNAGHI, R. (1986) – Il preconsolidamento mediante jet-grouting nella realizzazione di opere in sotterraneo. ITA-AITES World Tunnel Congress 1986 "Large Underground Openings", Florence, Volume 2, 601-612.
- [6] CAMARGO GUAZZELLI, J.L., LUNARDI P. (1988) – Túnel de Campinas: evolución del diseño y problemas de operación. ITA-AITES World Tunnel Congress 1986 "Tunnels and Water", Madrid, Volume 1, 145-154.
- [7] LUNARDI, P., BINDI, R., et aut. (1989) – Nouvelles orientations pour le projet et la construction des tunnels dans des terrains meubles. Études et expériences sur le préconfinement de la cavité et la préconsolidation du noyau au front. Colloque International «Tunnels et micro-tunnels en terrain meuble, Paris.
- [8] LUNARDI, P. (1990) – The Cellular Arch Method: technical solution for the construction of the Milan Railway's Venezia Station. Tunnelling and Underground Space Technology, 9.
- [9] GOLINELLI, G., LUNARDI, P., PERELLI CIPPO, A. (1991) – La prima applicazione del jet-grouting in orizzontale come precontenimento dello scavo di gallerie in terreni incoerenti. SIG International Conference "Soil and Rock Improvement in Underground Works", Milan, Volume 1, 187-202.
- [10] ARSENA, F.P., LUNARDI P., VOLPE, A. et aut. (1991) – La prima applicazione in Italia del pretaglio meccanico. SIG International Conference "Soil and Rock Improvement in Underground Works", Milan, Volume 2, 549-556.
- [11] LUNARDI, P. (1991) – Aspetti progettuali e costruttivi nella realizzazione di gallerie in situazioni difficili: interventi di precontenimento del cavo. SIG International Conference "Soil and Rock Improvement in Underground Works", Milan, Volume 2, 567-580.
- [12] LUNARDI, P. (1992) – Il consolidamento del terreno mediante jet-grouting. Quarry and Construction, mars.
- [13] LUNARDI, P., GIORGI, P., PAPACELLA, A. et aut. (1992) – Tunnel face reinforcement in soft ground design and controls during excavation. ITA-AITES World Tunnel Congress "Towards New Worlds in Tunnelling", Aca-pulco.
- [14] LUNARDI, P., GRANATA, R., MONGILARDI, E. (1992) – Shotcreting applied to shell construction in the precutting tunnelling method. ITA-AITES World Tunnel Congress "Towards New Worlds in Tunnelling", Aca-pulco, 697-706.
- [15] LUNARDI, P., BINDI R., ET AL. (1993) – Technical and financial planning of underground works: the "ADECO-RS" method. 6th European Forum of Economic Engineering, Bocconi University, Milan.
- [16] LUNARDI, P. (1993) – Nuovi criteri di progetto e costruzione per una corretta pianificazione delle opere in sotterraneo. SIG Conference within the SAMOTER on "La realizzazione delle grandi opere in sotterraneo", Verona.
- [17] LUNARDI, P. (1993) – Fibre-glass tubes to stabilize the face of tunnels in difficult cohesive soils. Seminar within the SAIE on "The application of fiber Reinforced Plastics (FRP) in civil structural engineering", Bologne.
- [18] LUNARDI, P. (1993) – La stabilità del front de taille dans les ouvrages souterrains en terrain meuble: études et expériences sur le renforcement du noyau d'avancement. Symposium international «Renforcement

- des sols: expérimentations à échelle réelle des années 80», Paris.
- [19] KOVÁRI, K. (1994) "On the Existence of NATM, Erroneous Concepts behind NATM", *Tunnel*, 1, 1994.
- [20] LUNARDI, P. (1994) – Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols", Article en trois parties: *Quarry and Construction*, mars 1994, mars 1995, avril 1996
- [21] LUNARDI, P. (1995) – L'importanza del precontenimento del cavo in relazione ai nuovi orientamenti in tema di progetto e costruzione di gallerie. *Gallerie e grandi opere in sotterraneo*, 45.
- [22] LUNARDI, P. (1995) – Fibre-glass tubes to stabilize the face of tunnels in difficult cohesive soils. *Materials Engineering*, 1995, Vol. 6, No. 1-2, 107-165.
- [23] LUNARDI, P. (1997) – Ground improvement by means of jet-grouting. *Ground improvement*, vol. 1, n. 2.
- [24] LUNARDI, P. (1997) – Aspetti progettuali e costruttivi della galleria "Vasto". *Quarry and Construction*, 8.
- [25] LUNARDI, P. (1997) – The influence of the rigidity of the advance core on the safety of tunnel excavation. *Gallerie e grandi opere sotterranee*, 52.
- [26] LUNARDI, P. (1997) – La ligne à grande vitesse Bologne-Florence. *Mines et Carrières*, octobre.
- [27] LUNARDI, P. (1997) – Pretunnel advance system, *Tunnels and Tunnelling International*, octobre.
- [28] LUNARDI, P. (1998) – Convergence-confinement ou extrusion-préconfinement? Colloque "Mécanique et Géotechnique" (Jubilé scientifique de Pierre Habib), Paris.
- [29] LUNARDI, P. et aut. (1998) – Quality Assurance in the Design and Construction of Underground Works. *Proceedings of the International Conference on "Underground Construction in Modern Infrastructure"*, Stockholm.
- [30] THUT, A., ALONSO, E., LLORET A., AMSTAD CH., KOVARI K., LUNARDI P. (1999) – Weltweite Erfahrungen mit dem Gleitmikrometer in der Geotechnik. *Proceedings of the Christian Veder Kolloquium "Die Beobachtungsmethode in der Geotechnik"*, Graz.
- [31] LUNARDI, P. et aut. (1999) – The Bologna to Florence high speed railway line: progress of underground works. *ITA-AITES World Tunnel Congress "Challenges for the 21st century"*, Oslo.
- [32] LUNARDI, P. et aut. (1999) – La ligne à grande vitesse Bologne-Florence: avancement des travaux souterrains. *Mines & Carrières*, Vol. 81, October.
- [33] LUNARDI, P. (1999) – Une méthode de construction innovante pour élargir les tunnels routiers, autoroutiers et ferroviaires sans interrompre la circulation; son application au tunnel de Nazzano sur l'autoroute A1 Milan-Naples, *Proceedings of the Conference on "Instandsetzung von Tunneln"*, Olten.
- [34] ANDRE, D., DARDARD, B., BOUVARD, A., CARMES, J. (1999) – La traversée des argiles du tunnel de Tartaiguille. *Tunnels et ouvrages souterrains*, No. 153.
- [35] LUNARDI, P. (1999) – The "Tartaiguille" tunnel, or the use of the ADECO-RS approach in the construction of an "impossible" tunnel", *Gallerie e grandi opere sotterranee*, No. 58.
- [36] MARTEL J., ROUJON M., MICHEL D. (1999) – TGV Méditerranée - Tunnel de Tartaiguille: méthode pleine section", *Proceedings of the International Conference on "Underground works: ambitions and realities"*, Paris.
- [37] LUNARDI, P. (2000) – Design & constructing tunnels – ADECO-RS approach", *Tunnels and Tunnelling International*, special supplement to the May issue.
- [38] LUNARDI, P. (2000) – Tunnelling under the Via Appia Antica in Rome. *Tunnels & Tunnelling International*, Avril.
- [39] KOVÁRI, K., LUNARDI, P. (2000) – On the observational method in tunnelling. *Proceedings of the International Conference on "Geotechnical and Geological Engineering"*, Melbourne.
- [40] LUNARDI, P. (2000) – Tunnelling under the Mugello Racing Circuit incorporating the ADECO-RS approach. *Tunnel*, No. 8.
- [41] LUNARDI, P. et aut. (2001) – Modern tunnelling in Italy for the high speed railway line. *Proceedings of the 6th International Symposium at BAUMA*, Monaco.
- [42] LUNARDI P., BINDI, R. (2001) – The evolution of reinforcement of the advance core using fibre glass elements for short and long term stability of tunnels under difficult stress-strain conditions: design, technologies and operating methods", *ITA-AITES World Tunnel Congress "Progress in Tunnelling after 2000"*, Milan.
- [43] LUNARDI, P. et aut. (2001) – Action to reduce the hydrogeological impact produced by underground works. *ITA-AITES World Tunnel Congress "Progress in Tunnelling after 2000"*, Milan.
- [44] LUNARDI, P. et aut. (2001) – The ADECO-RS approach in the design and construction of the underground works of Rome to Naples High Speed Railway Line: a comparison between final design specification, construction design and "as built". *ITA-AITES World Tunnel Congress "Progress in Tunnelling after 2000"*, Milan.
- [45] LUNARDI, P. et aut. (2001) – Risk assessment in tunnel design. *ITA-AITES World Tunnel Congress "Progress in Tunnelling after 2000"*, Milan.
- [46] MUIR WOOD, A.M. (2002) – Tunnel vision. *Ingenia*, Royal Academy of Engineering, 11, 13-17.
- [47] LUNARDI, P. (2003) – Widening the load at Nazzano. *Tunnels & Tunnelling International*, July.
- [48] LUNARDI, P., BINDI, R., CASSANI, G. (2006) – Prime evidenze e risultati dell'impiego dell'approccio ADECO-RS per la realizzazione di oltre 73 Km di gallerie di linea", *Strade e Autostrade*, No. 1.
- [49] LUNARDI, P., BINDI, R., CASSANI, G. (2007) – From the ADECO-RS approach to the tunnelling industrialisation. *Proceedings of the International Conference on "Tunnels, drivers of change"*, Madrid.
- [50] LUNARDI, P. (2008) – Design and construction of tunnels. *Analysis of Controlled Deformation in Rock and Soils (ADECO-RS)*, Springer, Berlin.
- [51] CALZONA, R. (2008) - La ricerca non ha fine – The Messina Strait Bridge. *DEI S.r.l.*, Rome.
- [52] LUNARDI, P. (2012) – ADECO-RS guarantees observance of times and costs in the construction of underground works. *The 5th Global Tunnel Congress – China 2012*, Beijing.
- [53] LUNARDI, P. (2014) – The underground as a resource and reserve for new spaces; ADECO-RS as an effective tool to be able to realize them. *ITA/AITES World Tunnel Congress "Tunnels for a better life"*, Iguassu Falls.
- [54] LUNARDI, P., BARLA, G. (2014) – Full face excavation in difficult ground. *Proceedings of the 63rd Geomechanics Colloquy*, Salzburg.
- [55] LUNARDI, G., CASSANI, G., BELLOCCHIO, A. (2014) – The construction of two tunnels (à Sochi) in difficult stress-strain conditions: the results of the first real comparison between NATM and ADECO-RS. *AFTES International Congress*, Lyon.
- [56] DI PRISCO C., LUNARDI P., C., FLESSATI, L., FRIGERIO, G. (2015) – Numerical and theoretical analyses of the mechanical behaviour of tunnel faces. *Soumis pour publication sur Geotechnique*.



“Nucleo-fronte preconsolidato con armature di vetroresina (TGV Méditerranée, Galleria Tartaiguille, anno 1997, terreno: argilla rigonfiante, copertura: 110 m).”

“Core-face reinforced with fibre glass elements (TGV Méditerranée, Tartaiguille tunnel, year 1997, ground: swelling clay, overburden: 110 m).”

“Noyau-front renforcée par renforcements en fibre de verre (TGV Méditerranée, Tunnel de Tartaiguille, année 1997, terrain: argila gonflante, recouvrement: 110 m).”



Muir Wood Lecture – Dubrovnik, World Tunnel Congress 2015

ISBN 978-88-555-3321-8



9 788855 533218

Supplemento al Numero 114 della Rivista "Gallerie e Grandi Opere Sotterranee", periodico trimestrale riconosciuto dal C.N.R. della Società Italiana Gallerie - Italian Tunnelling Society, members of ITA/AITES  
 ISBN: 978-55-555-3321-8

Editore:  
 S.I.G. Società di Servizi S.r.l.  
 Via Breda, 28 – 20126 Milano  
 Tel.: 02 25715805;  
 Cell.: 335 5452361  
[www.societaitalianagallerie.com](http://www.societaitalianagallerie.com)  
[gallerie@societaitalianagallerie.it](mailto:gallerie@societaitalianagallerie.it)

Gestione editoriale:  
 Patron Editore  
 Via Badini, 12 - Quarto Inferiore  
 40057 Granarolo dell'Emilia  
 Bologna  
 Tel.: 051 767003  
 Fax: 051 768252  
[www.patroneditore.com](http://www.patroneditore.com)  
[info@patroneditore.com](mailto:info@patroneditore.com)

Grafica e Impaginazione:  
 Exegi Snc - Bologna  
 Stampa:  
 Tipografia Negri - Bologna  
 agosto 2015