

**REVUE  
FRANÇAISE  
DE  
GEOTECHNIQUE**

**ENVIRONNEMENT ET GEOTECHNIQUE**

COMMUNICATIONS PRESENTEES  
AUX DEUXIEMES JOURNEES NATIONALES GEOTECHNIQUES  
ORGANISEES PAR LES COMITES FRANÇAIS DE  
MECANIQUE DES SOLS  
MECANIQUE DES ROCHES  
GEOLOGIE DE L'INGENIEUR

LES 11 ET 12 MARS 1981 A NANTES

n°14 bis

130 F



ASSOCIATION AMICALE DES INGENIEURS ANCIENS ELEVES  
DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES



# REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

N° 14 BIS

COMMUNICATIONS PRESENTÉES  
AUX DEUXIÈMES JOURNÉES NATIONALES GEOTECHNIQUES  
ORGANISÉES PAR LES COMITÉS FRANÇAIS DE  
MECANIQUE DES SOLS  
MECANIQUE DES ROCHES  
GEOLOGIE DE L'INGENIEUR

LES 11 ET 12 MARS 1981 A NANTES

## sommaire

avant-propos	5
géotechnique et environnement : leur prise en compte pour l'aménagement de l'agglomération nantaise A. Mahé - P. Fontalirand	7
thème I prise en compte de l'environnement dans les études, la conception et l'exécution des ouvrages et des travaux	
sous-thème I.1 esthétique et sitologie : amélioration du paysage urbain et rural	
la photographie aérienne pour la reconnaissance de l'environnement J. Aubert - G. Gros	19
effets de l'endiguement de la rive nord de l'estuaire de la Loire R. Dupain	28
problèmes de sol et d'environnement en région nantaise L. Gonin - D. Pfefer	34
environnement et pose d'une conduite sous-marine A. Grovel	40
sous-thème I.2 stockages et installations souterrains : hydrocarbures, énergie, déchets,...	
la variante souterraine, solution aux problèmes d'environnement J. Brégeon - P. Duffaut	44
fondations spéciales et environnement D. Gouvenot	53
stockages souterrains d'hydrocarbures : sécurité et protection de l'environnement A.C. Lacoste - P. Bérest	61
évacuation des déchets radioactifs en sites continentaux P. Masure	69

<b>sous-thème I.3</b>	
<b>exploitation à ciel ouvert (mines et carrières) : dépôts de stériles, réaménagements,...</b>	
connaissance du gisement et étude d'impact C. Archimbaud - L. Primel	75
exploitation rationnelle d'un terril C. Schroeder	80
<b>sous-thème I.4</b>	
<b>construction sur zones de décharges (ordures ménagères, déchets industriels,...)</b>	
comportement géotechnique des résidus urbains G. Cartier	85
remblais autoroutiers sur ballastières remblayées J.P. Cudennec - J.P. Gigan - G. Cartier	91
consolidation dynamique et construction en zones de décharge M. Gambin - P. Guinement	97
reprise des fondations sur zone de décharge D. Gouvenot	102
<b>thème II</b>	
<b>géotechnique et vibrations : effets sur l'environnement</b>	
<b>sous-thème II.1</b>	
<b>usage des explosifs : tirs en zones urbaines ou à protéger...</b>	
loi expérimentale de propagation des vibrations dues aux tirs d'explosifs P. Chapot	109
protection contre les ébranlements liés aux travaux de déroctage A. Rozière	114
étude sur maquette des vibrations dues au tir en souterrain Ph. Weber - P. Saint Lot	121
<b>sous-thème II.2</b>	
<b>effets des méthodes de compactage et consolidation des sols</b>	
analyse des vibrations engendrées par le pilonnage dynamique P. Allard	127
vibrations engendrées par le compactage dynamique P. Liausu	134
fonçage et vibrations J.G. Sieffert - Y. Riou	139
<b>sous-thème II.3</b>	
<b>transmission des vibrations par le sol : bruits routiers et industriels (circulation, engins de travaux et creusement, machines fixes,...)</b>	
effet des vibrations transmises par le sol R. Bonaz	144
vibrations générées dans le sol par une installation de concassage H. Cornet - P. Habib	150
propagation des vibrations dues au trafic routier D. Le Houedec	155

transmission des vibrations dues au trafic routier Y. Guillard	161
<b>sous-thème II.4</b>	
<b>critères de nuisances et méthodes de mesure, cas pathologiques</b>	
analyse des phénomènes vibratoires dûs aux tirs en tunnels P. Allard - A. Rozière	168
<b>thème III</b>	
<b>mouvements de terrains induits d'origine anthropique à l'exclusion des risques dits « naturels »</b>	
<b>sous-thème III.1</b>	
<b>stabilité et consolidation des exploitations souterraines abandonnées (à l'exclusion de leur seule détection)</b>	
stabilisation et consolidation de la colline d'Issy-les-Moulineaux C. Dufour	177
apport des diagraphies pour la réalisation d'injections de carrières effondrées J.C. Erling - J. Lakshmanan - J. Rougé	185
<b>sous-thème III.2</b>	
<b>glissements de terrain liés directement à des travaux</b>	
glissement de la mosquée « Emir Abd el Khader » à Constantine D. Beucler	190
mouvements liés à des travaux de défense et de restauration des sols J.P. Flotte	194
glissements de terrain liés à des travaux A. Silleran	198
<b>sous-thème III.3</b>	
<b>mouvements de surface lors de travaux souterrains</b>	
contrôle des mouvements de surface lors de travaux souterrains urbains M. Viallaneix	203
dimensionnement des exploitations souterraines et stabilité de la surface E. Tincelin - R. Deniau - P. Sinou - D. Leonet - D. de Winter	209
prévision des effondrements de surface à partir des mesures en souterrain E. Tincelin - R. Deniau - P. Sinou - D. Leonet - D. de Winter	227
<i>communication tardive</i>	
stockage de chaleur dans les excavations à ciel ouvert ou souterraines A. Montjoie	241

### Revue Française de Géotechnique

4 numéros par an

Editeur : Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées  
28 rue des Saints-Pères 75007 Paris Tél. 260 34 13 et 260 14 80

Directeur de la Publication : E. Absi

Président du Comité de Direction : A. Pasquet

Comité de Direction : P. Habib - P. Duffaut - C. Bordet - E. Absi

Directeur du Comité de Rédaction : P. Londe

Comité de rédaction : J. Goguel - J. Kérisel - G. L'Hériveau - J. Mandel - A. Mayer - M. Panet - M. Rat - J. Salençon - F. Schlosser

Abonnement annuel : France : 260 FF — étranger : 300 FF

Prix du numéro : 65 FF

Tous droits de reproduction, traduction, adaptation, totales ou partielles, sous quelque forme que ce soit, expressément réservés.  
Les articles figurant au sommaire sont publiés sous l'entière responsabilité de leurs auteurs.

Bulletin à retourner à/to be returned to :

Monsieur DARMOIS Service des Publications  
Ecole Nationale des Ponts et Chaussées  
28 rue des Saints-Pères F 75007 PARIS (FRANCE)

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

ANNEE 1981

Nom/Name \_\_\_\_\_

Prénom/Christian name \_\_\_\_\_

Organisme/Company \_\_\_\_\_

Adresse/Address \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

**Bulletin d'abonnement/Subscription order form**

*Abonnement annuel – 4 numéros/Annual subscription – 4 issues*

France 260 F

Etranger/foreign countries 300 F

Je déclare m'abonner à la **Revue Française de Géotechnique** et vous adresse ci-joint le règlement (chèque bancaire libellé à l'ordre de «Anciens ENPC – Formation Permanente»)

I subscribe to the **Revue Française de Géotechnique** and hereby enclose the payment (check to the order of «Anciens ENPC – Formation Permanente»)

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

VENTE PAR NUMERO

Nom/Name \_\_\_\_\_

Prénom/Christian name \_\_\_\_\_

Organisme/Company \_\_\_\_\_

Adresse/Address \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

**Tarif/Price**

– Numéros 1, 2, 4 à 13 : l'unité 65 F

– Number 1, 2, 4 to 13 : unit price 65 FF

– Numéro 3 spécial «Ancrages dans les sols» : l'unité 100 F

– Number 3 special «Ground anchors» : unit price 100 FF

– A partir du numéro 14 : l'unité 80 F

– From number 14 : unit price 80 FF

Je souhaite recevoir \_\_\_\_\_ exemplaire(s) du (des) numéro(s) :  
au prix de \_\_\_\_\_

Frais d'expédition pour la France : l'unité 12 F x \_\_\_\_\_

Frais d'expédition pour l'étranger : l'unité 18 FF x \_\_\_\_\_

I order \_\_\_\_\_ copies of number :

Unit price : \_\_\_\_\_

Postage for France : unit : 12 FF x \_\_\_\_\_

Postage for foreign countries : unit : 18 FF x \_\_\_\_\_

Total \_\_\_\_\_

## avant-propos

Au cours des années soixante-dix, la complémentarité de la géologie de l'ingénieur, de la mécanique des sols et de la mécanique des roches ainsi que leur rapprochement sous le vocable de «*Géotechnique*» se sont progressivement imposés. Les comités français de ces trois disciplines, sous l'impulsion de leurs présidents, s'engageaient dans cette voie en organisant en 1975 des journées d'études en commun à Orléans, sur le thème de la dispersion des caractéristiques des sols et des roches.

En 1977, ils créaient la *REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE*, puis décidaient fin 1979 l'organisation de secondes journées communes en 1981.

Intimement lié aux projets, à la construction et à l'aménagement du territoire, le *géotechnicien* ne peut plus ignorer l'environnement dans lequel il exerce ses activités, qu'il le modifie, l'améliore ou tente de le conserver. C'est pourquoi les relations de la *GEOTECHNIQUE* avec l'*ENVIRONNEMENT* retenues comme thèmes de ces journées sont :

- la prise en compte de l'environnement dans les études, la conception et l'exécution des ouvrages ,
- les vibrations et leurs effets (à l'exclusion de la sismicité naturelle) ;
- les mouvements de terrains induits d'origine anthropique.

Les textes rassemblés dans ce numéro spécial de la Revue Française de Géotechnique sont les réponses des membres des trois comités français à l'appel à communication lancé par les organisateurs. D'autre part, des membres de ces trois comités, spécialistes, ont été mis à contribution pour établir l'analyse des communications reçues et dresser un état des connaissances et des techniques, en France à l'heure actuelle, dans chacun des sous-thèmes. Ces rapports généraux seront publiés, ensemble, dans un numéro courant de la Revue Française de Géotechnique de l'année 1981.

Notre espoir est que le choix des thèmes, l'organisation des séances, les visites techniques, l'exposition associées à ces journées et les présents comptes-rendus provoquent un vaste échange d'expériences, de résultats et de difficultés : les contacts ainsi établis aideront à mieux respectivement les diffuser, les interpréter et les résoudre.

La tenue de ces *deuxièmes journées nationales géotechniques* permet à celles d'Orléans de devenir les *premières* : préparons dès maintenant les *troisièmes*.

Dominique Fourmaintraux  
Secrétaire du Comité d'Organisation

## comité d'organisation

placé sous l'égide de

Pierre HABIB

Président du Comité Français de Mécanique des Sols

Claude BORDET

Président du Comité Français de Géologie de l'Ingénieur

Pierre DUFFAUT

Président du Comité Français de Mécanique des Roches

Yuan TCHENG en assura la présidence,

Dominique FOURMAINTRAUX, le secrétariat, et

Gérard VOUILLE, la comptabilité ;

Georges PILOT organisa les publications,

Louis PRIMEL, les visites techniques, et

Adrien MILLIES-LACROIX, l'exposition.

François BAGUELIN en fut le correspondant local.



# géotechnique et environnement : leur prise en compte pour l'aménagement de l'agglomération nantaise

## allocution d'accueil de la municipalité de Nantes et de ses Services Techniques aux deuxièmes journées nationales géotechniques

par

**A. Mahé**

Maire-Adjoint, Ville de Nantes

**P. Fontalirand**

Services Techniques, Ville de Nantes

« Depuis des millénaires, la Ville tient une place prépondérante dans l'histoire des civilisations : Babylone, Athènes, Rome, Paris, Moscou, Pékin, Londres, New-York, Brasilia sont autant de jalons du phénomène urbain.

La Ville est donc, depuis l'origine des temps, considérée comme la projection de la société tout entière.

Ce phénomène urbain résulte d'une fascination certaine des hommes par la Ville et se caractérise par une concentration de population dans des cités, qui offrent à la fois : travail, logement, loisirs et libertés de choisir un mode d'expression, de rencontres et d'échanges.

Mais la connaissance du passé d'une ville, l'examen de ses évolutions successives, du comportement de ses habitants, au cours de périodes troublées ou de brusques changements, permet souvent de bien comprendre le présent et, donc, de mieux appréhender l'avenir.

Car il est bien certain qu'à côté de tous les témoignages du passé, marqués dans la pierre, le « contenu social » intéresse, au plus haut point, les édiles chargés de « gouverner » la Ville.

\* \* \*

Pour sa part, NANTES bénéficie d'un passé prestigieux.

Son origine remonte à plus de 1000 ans avant J.C.; des navigateurs s'installent au confluent de la Loire et de l'Erdre, alors soumise à l'influence des marées.

Nul doute que le site a joué un rôle primordial dans la recherche de l'emplacement de sa fondation : c'est en effet, ici, que le franchissement de la Loire, entre la mer et l'amont, est le plus aisé, grâce aux innombrables petites îles qui jalonnent la traversée du fleuve du nord au sud.

A cette convergence d'éléments hydrographiques : Loire, Erdre, Sèvre, se surimpose ensuite celle de voies terrestres, la plupart d'origine gallo-romaines, déterminant ainsi une fonction commerciale et d'échanges jamais démentie depuis.

Pour assurer sa réussite, la Ville se dote de plusieurs enceintes successives :

- la première, gallo-romaine, et d'une longueur de 1 600 m environ, couvre une superficie de 16 ha,
- la deuxième est élevée dans le faubourg du Marchix, en 1592, sous l'impulsion du Duc de Mercœur.

Et les épisodes ne manquent pas, qui font alterner heures sombres et de grandeur.

NANTES doit aux Ducs de Bretagne, qui en firent leur capitale, six siècles de fastes et d'indépendance.

Mieux, Anne, Duchesse de Bretagne, fut, par ses mariages successifs avec Charles VIII et Louis XII, deux fois Reine de France.

Notre château, qui est le résultat de l'apport architectural successif de quatre siècles, du XIIIème au XVIème, allie la rigueur de l'âge féodal à l'imagination raffinée de la Renaissance.

La cathédrale de NANTES est un des autres joyaux historiques de la Ville ; la première pierre est posée en 1434 ; la nouvelle façade gothique, placée devant la cathédrale romane est due à l'architecte Mathelin Rodier.

La fin du XVII<sup>ème</sup> siècle et le XVIII<sup>ème</sup> siècle représentent l'âge d'or de la Ville fondé sur ce qu'on appelle le trafic du « bois d'ébène », autrement dit des esclaves. NANTES est le premier port français. C'est de cette période de richesse qu'est née, sous l'impulsion de l'architecte Ceineray, puis de son disciple Crucy, la reconstruction de tous les quais du fleuve et de leurs bâtiments, ainsi que de la construction, à partir de 1721, sur l'Île Feydeau, de maisons d'armateurs à l'architecture opulente.

Au XIX<sup>ème</sup> siècle, la Ville se tourne résolument vers l'industrie, notamment métallurgique et alimentaire (biscuiterie) ; l'alimentation en eau potable est assurée et le réseau public d'assainissement commence à fonctionner.

Au cours de la première moitié du siècle actuel, deux grands travaux éditaires sont menés à leur terme :

- la traversée de la Ville dans le sens Est-Ouest, en souterrain et en tranchée, par les lignes S.N.C.F.,

- le remblaiement de deux bras de Loire et de celui de l'Erdre, dont le cours est dévié par un canal souterrain du quai Ceineray au quai Malakoff.

La Ville sort meurtrie de la deuxième guerre mondiale ; les bombardements aériens de 1943 ont paralysé le port et défiguré la cité ; 1 525 hectares bombardés sur 6 500, 7 000 logements détruits partiellement ou en totalité, plusieurs milliers de victimes.

Après la période de reconstruction, apparaît l'âge d'or de la construction. A partir d'un développement économique rapide et continu et d'un accroissement démographique sans précédent, la périphérie se couvre de lotissements, puis d'immeubles collectifs et, enfin, de grands ensembles qui modifient sensiblement la silhouette urbaine de la Ville, hormis le centre.

La crise du logement étant très aiguë, la prépondérance est donnée au « quantitatif », au détriment des aspirations sociales des habitants.

Les activités, enserrées en tissu urbain, éclatent littéralement ; des zones industrielles nouvelles sont créées dans l'agglomération et les communes limitrophes.

L'université, au Nord de NANTES, se développe aussi rapidement.

Mais, à partir des années 1975-1980, l'aspect qualitatif est enfin pris en compte.

D'autre part, la crise du pétrole, la longueur et le coût des trajets quotidiens domicile-travail, parfois l'insuffisance des équipements publics périphériques, la difficulté de créer une vie sociale et, d'autre part, le refus nettement marqué de la population vis-à-vis des « grands ensembles » impersonnels, aux espaces mornes et indifférenciés, ont conduit tout naturellement une partie de la population à rechercher, sinon le centre-ville, du moins son pourtour immédiat.

Aux grandes opérations de construction doivent donc se substituer, maintenant, plusieurs types d'actions nouvelles :

- la construction de lotissements ou de petits immeubles collectifs, plus respectueux que par le passé de l'environnement immédiat et bien intégrés dans les quartiers ; notamment, la construction de logements sociaux, afin d'assurer l'indispensable diversité sociale au centre-ville, doit être prévue ; des résultats ont déjà été obtenus,

- la réhabilitation de logements (notamment dans le centre-ville) dans des immeubles dont le gros-œuvre est souvent sain ; il s'agit de mieux les adapter aux impératifs de l'habitat moderne et de les doter des éléments de confort (isolation thermique, acoustique, salle d'eau, chauffage...),

- la réhabilitation des logements H.L.M. d'après-guerre construits très rapidement et à un moindre coût ; l'action devra porter tant sur le bâti que sur les espaces et équipements environnants.

Pour y parvenir, c'est une véritable politique urbaine qui doit être mise en place, intégrant

également d'autres actions sur les transports collectifs urbains, les circulations tous modes, le stationnement, la vie associative, sociale et culturelle, la promotion du centre-ville.

Les élus nantais sont conscients des difficultés actuelles, mais ils entendent agir, à partir d'une connaissance approfondie du développement urbain, avec courage, persévérance et ténacité pour que cette politique se traduise dans les faits ; ils ne veulent pas d'opérations prestigieuses et coûteuses, mais tout un enchaînement d'actions plus modestes, concourant à la même finalité et répondant aux diverses aspirations sociales de la population.

Enfin, toute une réflexion est conduite depuis plus d'un an sur, non pas la seule Ville de NANTES, mais à l'échelle de l'agglomération de fait, c'est-à-dire sur une quinzaine de communes. »

\*  
\* \*

Sans doute, Messieurs, allez-vous trouver que je suis loin du sujet de vos préoccupations.

Mais j'ai tout d'abord tenu à vous brosser un très rapide tableau de la Ville que vous avez fort aimablement choisie pour le déroulement de ces Deuxièmes Journées Nationales Géotechniques.

J'en viens maintenant à votre sujet, en vous présentant les dessous de notre Cité.

Citant Mme Ters et MM. Marchand et Weecksteen, co-rédacteurs de la notice introductive de la carte géologique de Nantes, dressée par la B.R.G.M. sur les documents de l'I.G.N., je dirai, avec eux, que celle-ci fait apparaître, dans sa partie N.W., le plateau granitique du Sillon de Bretagne, s'abaissant d'Ouest en Est, du Temple vers Orvault et de Saint-Étienne-de-Montluc à Chantenay (de 91 à 70 m).

De part et d'autre du couloir ligérien, s'étendent de basses plates-formes, entre 36 et 20 m, dominées par le talus tectonique du Sillon de Bretagne, au N.E., et par celui de Saint-Père-en-Retz, au S.W. (feuille Nantes - Ile du Pilier au 1/80 000).

À l'Est, une région affaissée, occupée par des micashistes, s'étend, vers 30 m d'altitude, de part et d'autre de la vallée de l'Erdre, qui fut entièrement occupée par la mer pliocène. Dans l'angle N.E. de la feuille (les Cinq-Chemins), cette zone déprimée se trouve dominée par le Plateau de 70 - 80 m qui fait suite au Sillon de Bretagne et s'étend au Nord de Mauves (feuille Vallet).

Le couloir de la Loire, colmaté par les alluvions récentes et anciennes, est relativement étroit à la traversée de formations telles que les roches granitiques du Sillon de Bretagne, les gneiss leptynitiques et les roches basiques, entre la Martinière et Bouguenais. Il s'élargit, à l'Ouest de la feuille, en direction de la Grande-Brière, et à l'Est, vers la zone affaissée de Mauves - La Chapelle-Basse-Mer.

Le socle ancien est représenté, sur cette feuille, par des granites et les formations cristallophyliennes fortement plissées du flanc N.E. de l'anticlinorium de Saint-Nazaire - Mervent (micashistes, gneiss leptynitiques et roches basiques : amphibolites et serpentinites).

Le style de plissement qui les affecte est souvent isoclinal, à pendage N.E. dominant, et les couches sont fortement redressées : on observe aussi des ondulations molles, à pendages faibles (entre Saint-Jean-de-Boiseau et Brains).

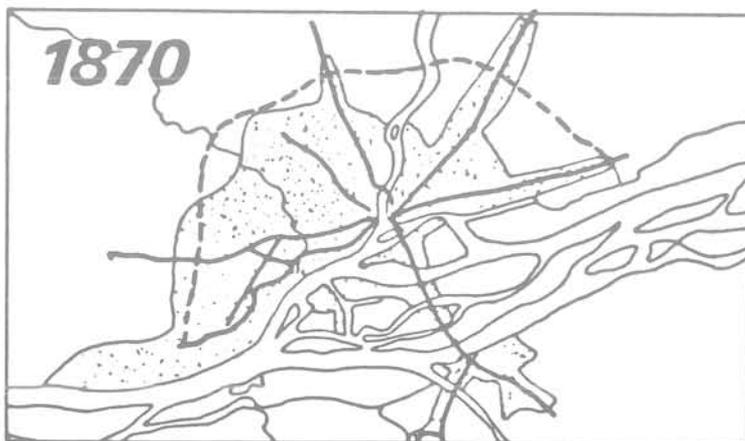
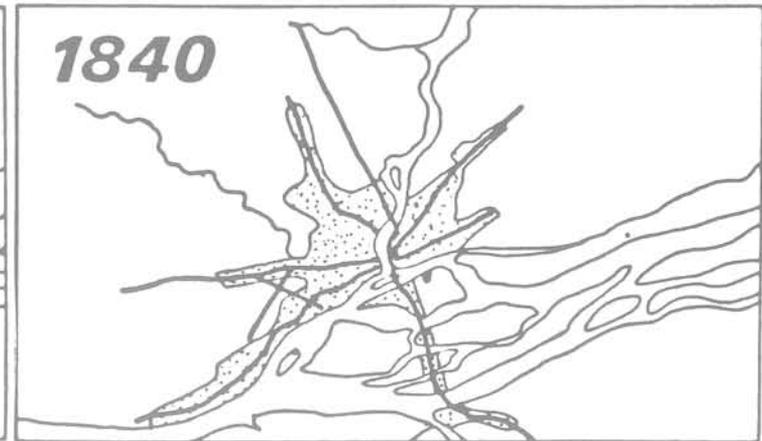
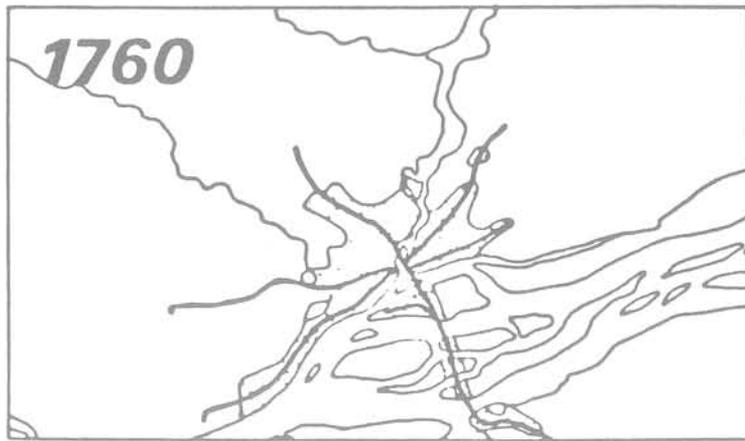
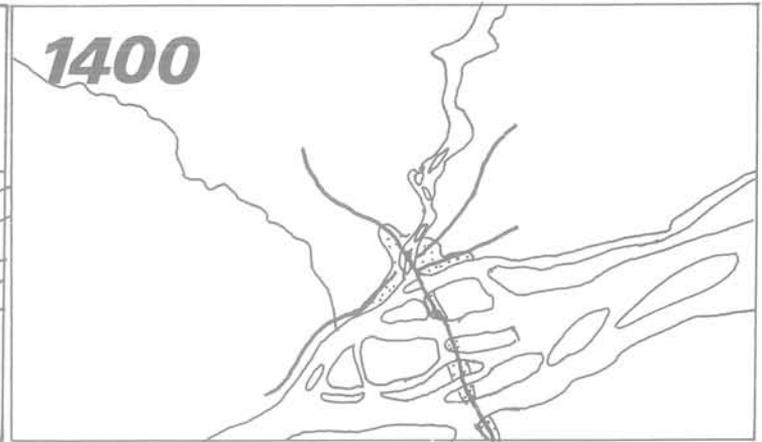
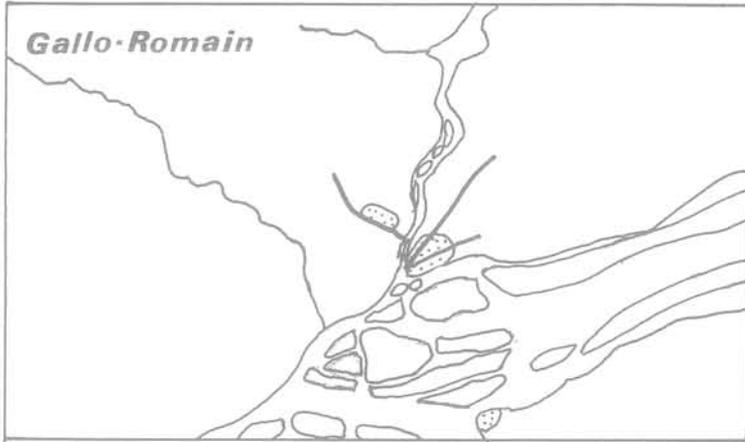
À l'Est de la feuille, les micashistes albitiques dessinent une structure péri-anticlinale, à contour elliptique, d'orientation E.W., avec plongement d'axe vers l'Est.

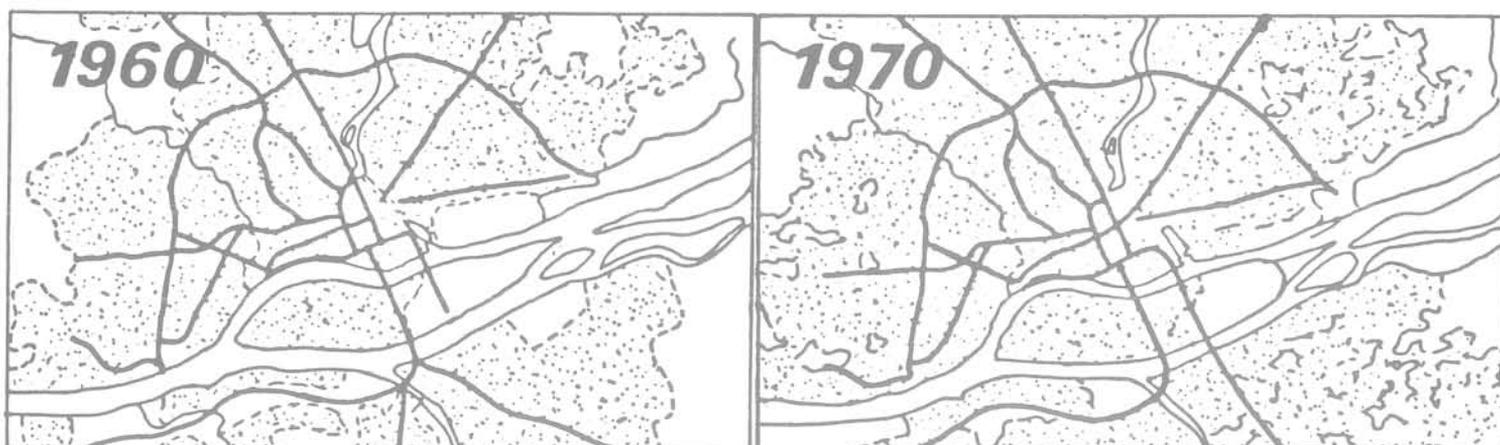
Un important accident coupe obliquement la vallée de la Loire, au N.W. et au S.E. de Saint-Sébastien, dans la zone d'affrontement entre les micashistes albitiques de Saint-Sébastien et la bordure ouest du pli couché de Champtoceaux.

Les restes des dépôts de la transgression pliocène sont abondamment représentés sur cette feuille, sous la forme de nappes de sables et de cailloutis. Ces terrains ont fossilisé un relief qui était très voisin de l'actuel. Les limons quaternaires et les alluvions anciennes et modernes de la Loire recouvrent une partie importante des autres formations.

Contrairement à ce que l'on pourrait croire, l'évolution de notre Ville n'a pas été influencée par la nature de son sous-sol, mais a été conditionnée

par les éléments naturels qu'elle comporte, en particulier, par ses fleuves et rivières, comme le montrent les schémas ci-joints.





Il est donc flagrant que notre Ville s'est développée de façon à la fois concentrique autour du noyau initial et de façon linéaire le long de ses voies d'eau et de ses routes, quelle que soit la nature de son sous-sol ; les deux exemples qui peuvent illustrer mon propos sont l'île Feydeau et le quai de la Fosse, où ont été édifiés, sur pieux en bois, selon un procédé inventé par l'architecte Pierre Rousseau, quelques-uns des plus luxueux immeubles de Nantes.

Héritiers du passé, nous nous trouvons, encore actuellement, et je dirai même, de plus en plus, confrontés au problème du développement de notre Ville sur des sites qui, pour nombre d'entre eux, se présentent comme des cas particuliers appelant des solutions particulières.

Je demanderai à M. Fontalirand, Directeur Général des Services Techniques de la Ville de Nantes, de bien vouloir en expliciter quelques-unes.

\*  
\* \*

Le thème n° 1 de vos Journées Géotechniques s'intitule : « Prise en compte de l'environnement dans les études, la conception et l'exécution des ouvrages et travaux ».

J'ai commencé par m'interroger : géotechnique et environnement ? Deux termes qui semblent, a priori, bien éloignés l'un de l'autre à l'instant où

se présente, pour les spécialistes que nous sommes des techniques urbaines, un problème à résoudre. Puis, à la réflexion, nous nous apercevons que, comme M. Jourdain faisait de la prose sans le savoir, la géotechnique s'est imposée à nous, presque à notre insu, par l'influence directe ou indirecte qu'elle peut avoir sur l'environnement et réciproquement.

Je vais, en conséquence, me permettre de passer très rapidement en revue quelques exemples de ce que nous avons pu rencontrer à Nantes.

Je ne citerai que pour mémoire, deux importantes réalisations : la rocade dans sa partie N.E. et la station de traitement des eaux usées de la partie Nord de l'agglomération, ces deux sujets devant être traités par MM. Gonin et Pfeffer, de la Société SIMECSOL ; il est évidemment inutile de vous infliger deux fois le même pensum.

Mon propos comportera trois parties :

- aménagement de zones inondables - modification du site,
- aménagement d'une carrière en zone de loisirs,
- construction d'ouvrages d'art.

#### 1 - Aménagement de zones inondables - Modification du site

M. le Maire-Adjoint Mahé vous a rappelé que Nantes est drainée par de nombreux fleuves, rivières et cours d'eau ; de ce fait, nous possédions, et possédons d'ailleurs encore, des zones inon-

dables, généralement marécageuses qui, outre qu'elles dégradent le site, tant par leur aspect que par leurs nuisances, occupaient des surfaces importantes inutilisables. La première nécessité qui s'est imposée fut de les remblayer, sans que pour autant, dans la majorité des cas, leur destination future soit nettement définie. Il est d'ailleurs intéressant de noter que nous n'étions pas les premiers à modifier ainsi le site. Celui de la Loire le fut perpétuellement, de l'époque celtique à nos jours. L'obligation devant laquelle se trouvent toutes les Communes d'éliminer, au moindre coût, les résidus urbains d'origine ménagère ou industrielle, a conduit à la solution de facilité d'utiliser ceux-ci comme remblais, parfois complétés par des remblais hydrauliques en sable. Ces terrains, ainsi récupérés, ont eu deux destinations principales :

- des zones de construction,
- des zones de loisirs.

#### *Zones de construction*

Dans ce cas, se pose le problème crucial du choix des fondations. Les terrains remblayés étant, naturellement, de très mauvaise portance, les remblais apportés ne leur retirent ni ne leur apportent rien, d'où la nécessité, tant pour des motifs techniques qu'économiques, soit de fonder à de grandes profondeurs pour des surcharges importantes, soit de rechercher un allègement des constructions permettant des fondations superficielles. Il en résulte un choix ayant une conséquence indéniable sur un paysage urbain futur. Deux Z.U.P. ont ainsi été réalisées : Beaulieu et Pirmil. Dans les deux cas, pour des motifs susexprimés, le programme a comporté essentiellement la construction d'immeubles hauts, parfois de tours, sur fondations profondes. Afin de rompre avec cet horizon de béton, rarement agréable à l'œil par suite d'un manque de recherche architecturale, l'achèvement de la Z.U.P. de Beaulieu, actuellement en cours, se réalise selon un plan d'épannelage permettant de construire des immeubles bas sur fondations superficielles. Ce nouveau paysage rejoint, d'ailleurs, les nouvelles aspirations de la population. Nous voyons donc bien là l'influence de la géotechnique sur l'urbanisation.

#### *Zones de loisirs*

L'ampleur des problèmes posés par les fondations dans les zones récupérées par remblais nous a

conduits à affecter la majorité de nos autres zones de remblais à des équipements de sports et de loisirs.

- Tout d'abord, *le terrain de camping du Petit-Port*, réalisé sur des remblais de terre avec ses bâtiments légers : accueil - sanitaires.

Compte tenu de la nature du remblai et malgré son épaisseur de 2 à 4 mètres, nous n'avons pas eu pratiquement de tassement de sol, ni de trouble dans les ouvrages de superstructure ou d'infrastructure : par ailleurs, nous n'avons rencontré aucun échec végétal.

- Ensuite, *l'ensemble sportif de Beaulieu* : nous nous trouvons devant un remblai mixte, par zones : résidus urbains de toutes natures et sable.

Compte tenu de l'ancienneté du remblai (1947 à 1964), nous n'avons constaté aucun mouvement. Par contre, au moment du semis du gazon, il est apparu que des zones ont rapidement disparu ; les zones brûlées se sont manifestées sur la seule partie remblayée en résidus urbains et, de plus, au droit des canalisations de drainage et des fentes de suintement remplies d'agréats fins ; les émanations gazeuses du sous-sol, dont la fermentation a été ranimée par les diverses interventions faites dans le remblai : dégagement de gaz toxiques (méthane) et entraînant une élévation de la température, ont été la cause de ces dégradations qui ont progressivement disparu.

- *Place Esnoul-des-Châtelets* : nous traiterons cette réalisation sous la rubrique « aire de loisirs », bien qu'il s'agisse de la création d'un marché de plein air sur remblais d'ordures ménagères.

Si nous n'avons enregistré que peu de mouvements de sol, nous avons, par contre, constaté des effets catastrophiques sur les plantations : les travaux effectués en sous-sol et dans un remblai récent ont « réveillé » la fermentation entraînant pendant cinq années le remplacement d'arbres morts, parfois jusqu'à 60 % l'an.

- *La plaine de jeux de Sèvres* a été réalisée sur décharge d'ordures ménagères, à l'exclusion de tous déchets industriels.

Nous avons, là aussi, constaté des mouvements de sol et craignons de nous trouver confrontés aux conséquences susexprimés sur la végétation, au moment où seront réalisées les plantations.

J'en terminerai avec ce type d'aménagement en citant une réalisation mixte exécutée sur des remblais de résidus urbains de 1960 à 1968, dans la zone de Malakoff.

Il s'agit de la construction :

- d'une piscine,
- d'un groupe scolaire,
- et d'un parc paysager.

Dans ce cas, un apport supplémentaire de remblais en matériaux inertes correctement compactés, d'une hauteur de 3 à 4 mètres au-dessus d'une ancienne décharge de résidus urbains, a permis de n'enregistrer ni tassement du sol, ni réaction sur les végétaux, les divers travaux que nous avons exécutés en infrastructure n'ayant pas atteint la couche des ordures.

On peut donc conclure que la récupération de zones inondables et marécageuses par remblaiement et leur affectation à des zones de loisirs est une bonne solution qui apporte une amélioration de l'environnement. Toutefois, la nature des remblais utilisés peut entraîner des déboires momentanés, à partir du moment où ceux-ci sont constitués par des ordures ménagères, et que au cours des travaux il soit nécessaire d'y effectuer des terrassements.

## 2 - Aménagement d'une carrière en zone de loisirs

Dans le cadre de la prise en compte de l'environnement dans la conception et de la réalisation des travaux, je n'aurai garde d'oublier qu'aux portes de Nantes, sur la commune de Moisdon-la-Rivière, existait une ancienne carrière présentant des excavations, buttes, rampes, socles de concasseurs et de trémies, le tout envahi plus ou moins par une végétation sauvage. Non seulement cette ancienne carrière dénaturait le site, mais elle présentait un danger pour qui s'y aventurerait.

Après avoir exécuté des reprofilages et des comblements de fosses, tout en maintenant quelques reliefs, et en les intégrant, et en conservant la végétation spontanée intéressante, nous avons repris le front de taille et aménagé une aire de loisirs rustiques.

## 3 - Projets d'ouvrages d'art

Les solutions techniques à adopter sont fondamentalement influencées par la nature du sous-sol, et

l'environnement doit, impérativement, être respecté au maximum, ceci indépendamment d'autres contraintes. Mais ces impératifs ne sont pas obligatoirement contradictoires et l'un peut venir au secours de l'autre.

Je citerai deux exemples :

### - Le pont des Bourdonnières sur la Sèvre

Recherchant l'économie, notre première esquisse comportait un ouvrage d'une portée égale à la largeur de la rivière à franchir, soit 81 mètres avec deux piles en rivière et raccordement au terrain naturel par des remblais d'une hauteur allant de zéro à près de neuf mètres respectivement de 294 ml. et de 665 ml. de longueur de part et d'autre de l'ouvrage de franchissement.

Du rapport de sondage dont nous avons eu alors connaissance, nous pouvons extraire :

- du point de vue géologique, le socle rocheux est constitué de roches cristallophylliennes et métamorphiques au pendage fortement redressé (60° par rapport à l'horizontale). Par la suite, au cours de la transgression du Flandrien, les « gouttières » de la Loire, de la Sèvre et de leurs affluents ont été remblayées par des dépôts fluviatiles ou fluvio-marins, le cours d'eau se déplaçant d'un bord à l'autre de son lit majeur ; le tracé actuel de l'écoulement en période d'étiage ne se fait donc plus à la verticale du lit du torrent originel (paléolit).

Les terrains rencontrés au cours des sondages sont constitués par :

- des remblais,
- des alluvions, dans lesquelles on peut distinguer :
  - des argiles limoneuses et limons sableux,
  - des vases argileuses,
  - des sables argileux,
- des produits d'altération du micashiste formant le substratum : limons sableux,
- le substratum rocheux.

La topographie du substratum, reconnue de manière globale par l'étude de sismique, est confirmée par les sondages. Le paléolit de la Sèvre ne se trouve pas exactement à l'aplomb de son cours actuel, mais un peu plus au Nord ; le substratum rocheux est rencontré à 26 m de profondeur.

Celui-ci constitue une couche portante de très bonne qualité.

Les alluvions constituent les terrains de remplissage de la vallée de la Sèvre et de son petit affluent, le ruisseau de la Chaussée. On y distingue plusieurs faciès, en allant des terrains les plus anciens aux plus récents :

- des sables argileux :

La masse la plus importante tapisse le fond du paléolith de la Sèvre ; elle a une épaisseur de 9,50 m au maximum,

- des vases argileuses et tourbeuses :

Ces vases sont rencontrées, en règle générale, entre les cotes NGF + 2 et - 13 ; elles surmontent directement le rocher, lorsque celui-ci se situe au-dessus de la cote - 13. Ce sont des argiles plastiques limoneuses et sableuses, molles, micacées et de couleur gris-bleuté ; elles deviennent organiques en profondeur,

- de l'argile limoneuse et des limons sableux :

La partie supérieure des alluvions, sur une épaisseur de 1 à 2,50 m, est constituée par un terrain un peu différent des vases sous-jacentes, soit une argile limoneuse marron clair à grise, avec des traces rouilles, micacée, assez compacte, soit un limon gris à marron clair, avec cailloutis siliceux, vasard et saturé, qui fait la transition avec les vases.

Nous nous trouvons donc en présence d'un sol non stratifié horizontalement.

Les calculs effectués nous montraient que, si nous utilisons la technique des remblais, l'évolution secondaire, après le tassement de la consolidation primaire, donnerait un supplément de tassement de 0,33 m au bout de dix ans, et nous conduirait à la nécessité d'une hauteur totale de remblais de 11 m.

Les études de stabilité à court terme nous confirmaient la nécessité d'effectuer les remblais par couches successives ; pour ce qui concerne celles à long terme, la conclusion en était que la sécurité de la confection des remblais en bordure de la Sèvre ne pourrait être assurée de manière satisfaisante.

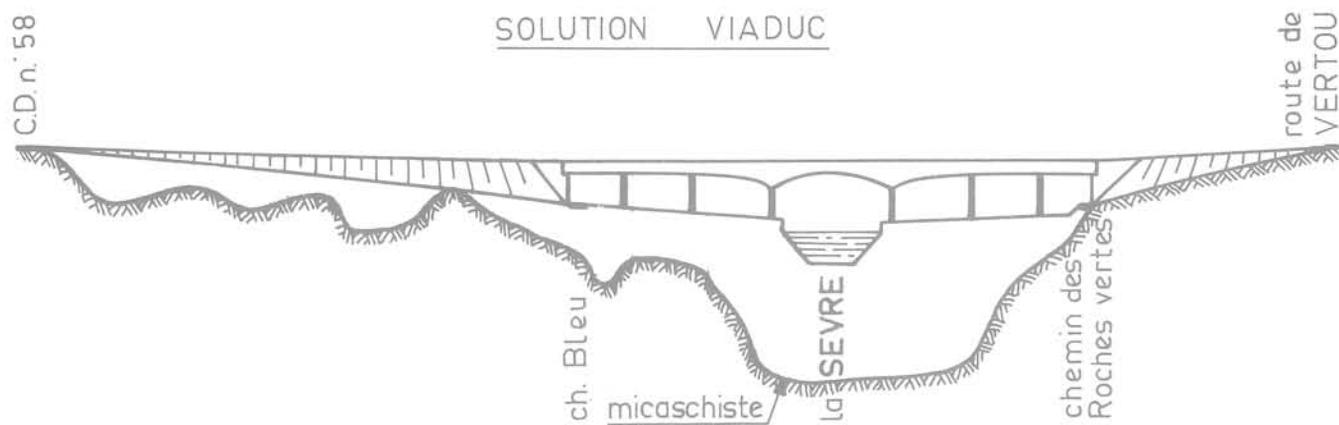
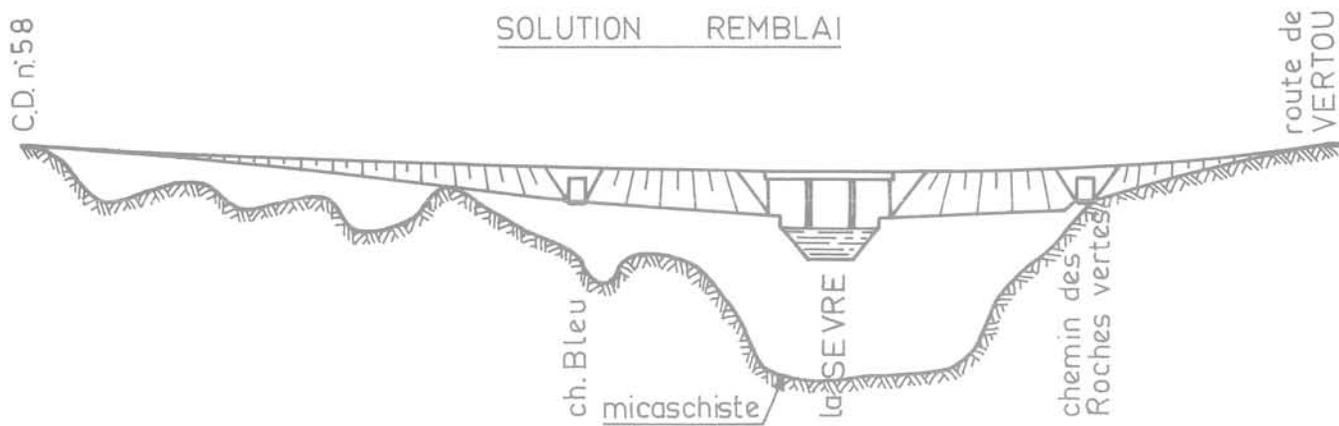
La nécessité de laisser à la Sèvre un débouché suffisant, en temps de crue, et de dégager un certain tirant d'air nous interdisait de détourner cette rivière pendant les travaux de remblaiement.

Nous nous trouvions, en outre, dans notre esquisse de base, devant la nécessité de construire trois ouvrages : franchissement de la Sèvre et des deux chemins encadrant celle-ci, le chemin Bleu et le chemin des Roches-Vertes. Il devenait aventureux d'envisager un projet comportant des remblais entre ces trois ouvrages, remblais dont la stabilité ne pouvait être assurée de façon satisfaisante et qui engendraient des efforts parasites sur les fondations des ouvrages d'art, par l'intermédiaire des terrains mous de leur assiette.

Ces constatations nous ont alors conduits à adopter une solution viaduc sur fondations au rocher, les remblais étant limités aux zones extrêmes, là où le rocher se présentait à faibles profondeurs.

Si ces nouvelles dispositions ont eu pour conséquences fâcheuses d'augmenter très sensiblement le coût de l'ouvrage, elles auront permis de présenter un ouvrage qui, s'il n'améliore pas l'environnement, aura le mérite de beaucoup mieux s'intégrer au site et de limiter l'agression causée par sa construction.

*Voir croquis reproduit page suivante*



- Le second ouvrage correspond au *franchissement de la Loire à Cheviré*

Confrontés au triple problème du débit à assurer, au droit du franchissement, à une circulation de voirie rapide, du maintien d'un haut gabarit pour la navigation et de l'incorporation au site de l'ouvrage, nous avons étudié toutes les solutions de pont tournant, basculant, levant, fixe ; en pesant les avantages et les inconvénients de chacune de ces solutions, la réflexion de nos élus s'est portée vers un franchissement sous-fluvial. Les résultats des sondages en cours nous diront si la géotechnique viendra ou non au secours du respect de l'environnement.

J'en arrive - enfin, direz-vous - à ma conclusion. Jusqu'à maintenant, les aménageurs que nous sommes, faute de crédits d'études - mais n'était-ce pas là un mal français - sommes allés un peu à l'aventure avec, parfois, pour obligation conséquente d'improviser, au lieu de prévoir. Héritiers du passé ou de notre propre manque d'information, nous avons eu à faire face à des problèmes qui auraient pu être ressentis beaucoup plus tôt. Nous étions conscients de l'influence fondamentale de la nature des sols sur la solution de nos problèmes, mais la tendance était, en France, de laisser aux entreprises le soin et la charge financière des études complémentaires, préalables à l'établissement de leurs projets. Ce procédé a coûté fort cher aux Français, et ce, depuis des générations.

Depuis quelques années - et j'en remercie notre Municipalité - il a été admis que des études préalables poussées - comme l'avaient compris, bien avant nous, les Américains - si elles étaient d'un prix de revient apparemment élevé, permettaient d'abaisser le coût des réalisations. Il est évident que le géologue et le géotechnicien doivent intervenir, très en amont, avant l'étude de tout projet d'aménagement, pour nous permettre de tenir compte des contraintes naturelles.

Parfaitement conscient de cette nécessité, je m'associerai pleinement aux propos que M. Bourrelier, Directeur Général du B.R.G.M., a tenu, le 14 mars 1979, à Lyon. « Dans l'esprit de nombreux responsables, l'importance des études préalables est sous-estimée. Il est important de montrer que des erreurs graves peuvent être évitées en tenant compte, au bon moment, c'est-à-dire avant le lancement des projets, des multiples contraintes imposées par le milieu naturel.

Dans un domaine aussi complexe, la création de « banques de données » sera, souvent, nécessaire, mais ne sera jamais suffisante. Rien ne pourra remplacer le travail d'équipes pluridisciplinaires, formées en tenant compte de l'importance et de la difficulté des problèmes à résoudre » et, j'ajouterai, au sein desquelles le géotechnicien doit obligatoirement trouver place.

# **thème I**

## **prise en compte de l'environnement dans les études, la conception et l'exécution des ouvrages et des travaux**

### **sous-thème I.1**

#### **esthétique et sitologie : amélioration du paysage urbain et rural**

la photographie aérienne pour la reconnaissance de l'environnement  
J. Aubert - G. Gros

effets de l'endiguement de la rive nord de l'estuaire de la Loire  
R. Dupain

problèmes de sol et d'environnement en région nantaise  
L. Gonin - D. Pfefer

environnement et pose d'une conduite sous-marine  
A. Grovel

### **sous-thème I.2**

#### **stockages et installations souterrains : hydrocarbures, énergie, déchets...**

la variante souterraine, solution aux problèmes d'environnement  
J. Brégeon - P. Duffaut

fondations spéciales et environnement  
D. Gouvenot

stockages souterrains d'hydrocarbures : sécurité et protection de l'environnement  
A.C. Lacoste - P. Bérest

évacuation des déchets radioactifs en sites continentaux  
P. Masure

### **sous-thème I.3**

#### **exploitation à ciel ouvert (mines et carrières) : dépôts de stériles, réaménagements,...**

connaissance du gisement et étude d'impact  
C. Archimbaud - L. Primel

exploitation rationnelle d'un terril  
C. Schroeder

**sous-thème I.4**  
**construction sur zones de décharges**  
**(ordures ménagères, déchets industriels,...)**

**comportement géotechnique des résidus urbains**  
G. Cartier

**remblais autoroutiers sur ballastières remblayées**  
J.P. Cudennec - J.P. Gigan - G. Cartier

**consolidation dynamique et construction en zones de décharge**  
M. Gambin - P. Guinément

**reprise des fondations sur zone de décharge**  
D. Gouvenot

# la photographie aérienne pour la reconnaissance de l'environnement

par

**J. Aubert**

Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées, Melun

**G. Gros**

S. E. T. R. A., Paris

RESUME - Les auteurs veulent montrer comment en fonction de l'évolution de l'environnement au sens large et plus spécialement suivant les modifications : du cycle phytologique des végétaux, des états de surface des sols nus, du parcellaire agricole, il est possible de tirer d'une analyse multitemporelle des clichés verticaux des enseignements géotechniques propres à être transposés à l'étude d'un tracé routier ou d'une reconnaissance de gisement. De l'examen des couvertures photographiques établies dans le temps, il est possible de cerner les conditions d'apparition propres à un type d'indice donné ce qui permet alors de programmer une mission - verticale ou oblique - spécifique à un problème particulier dans un contexte géologique précis. Deux exemples sont proposés avec pour support un sol crayeux d'une part et des alluvions d'autre part. Une comparaison des résultats obtenus par une étude de photo-interprétation multitemporelle à partir de clichés verticaux et obliques et, par une prospection géophysique montrent les possibilités d'orientation d'une étude géotechnique.

"La photographie doit saisir la révélation inattendue et éterniser la fugitive" a écrit Aldoux HUXLEY. Or c'est bien souvent avec quelques secrets espoirs d'une découverte originale que le photo-interprète scrute un site nouveau ou encore peu connu. Si la révélation inattendue n'est pas alors éternisée, c'est peut être qu'elle était trop fugitive et que les conditions propices à sa saisie n'étaient pas réunies.

Aussi évoquerons-nous, dans un avant-propos introductif, les points essentiels de la démarche du photo-interprète qui s'appuie sur l'analyse de l'environnement pris au sens large. Puis nous soulignerons l'existence d'archives photographiques nationales comme source d'informations d'une grande richesse. Dans une seconde partie, nous rappellerons l'intérêt de l'examen multitemporel en montrant, sur une zone précise, que la reconnaissance géotechnique ne saurait être pertinente par l'exploitation d'une seule mission fut-elle la plus récente. Nous indiquerons dans une troisième partie comment la somme des indices accumulés au cours de l'analyse de l'ensemble des missions couvrant un même site, mais réalisées à des époques différentes, conduit au choix des périodes favorables de prises de vues aériennes obliques à basse altitude sur des secteurs restreints pour l'examen détaillé du cadre physique et anthropique. Enfin nous établirons sur la base d'une comparaison des résultats obtenus, d'une part, grâce à la photo-interprétation et, d'autre part, au moyen de la prospection géophysique, que la photo-interprétation multitemporelle conjuguée à celle des prises de vues aériennes obliques à basse altitude concourt efficacement à l'orientation de la campagne de reconnaissance géotechnique de terrain.

I - AVANT-PROPOS INTRODUCTIF.

## I.1 - Quelques aspects de la démarche du photo- interprète.

En photogéologie, le photo-interprète tente de dégager des relations entre les éléments qui composent l'environnement et les phénomènes physiques, bio-physiques ou anthropiques. Pour cela, trois composantes sont à prendre en compte : l'environnement paysager, l'environnement culturel, l'environnement climatique.

Une fois établies, ces relations aboutissent à l'isolation d'indicateurs pertinents vis-à-vis de thèmes donnés. Ces indicateurs se répartissent en deux groupes : le groupe des indicateurs permanents et celui des indicateurs temporaires.

Le groupe des indicateurs permanents comprend ceux qui sont extraits de l'organisation du paysage dont les caractéristiques essentielles présentent une grande stabilité dans le temps comme celles contenues dans la morphologie du site et dans une moindre mesure son occupation.

Le groupe des indicateurs temporaires rassemble essentiellement ceux qui sont régis par l'environnement climatique dont les variations marquent l'état hydrique du sol et l'état phytobiologique des cultures et végétaux, c'est-à-dire l'environnement culturel.

Cette classification est étayée comme chacun sait par le fait que morphologie et occupation du sol, ainsi que leurs rapports mutuels, varient pour partie en fonction de la nature des terrains. Il s'ensuit qu'à partir de quelques points d'observation, il est aisé de déduire des caractéristiques géotechniques régionales. En voici trois exemples :

zone boisées sur les buttes sableuses et siliceuses du tertiaire de l'Est Parisien, forêts sur les plateaux calcaires de l'Ouest Parisien, peupleraies dans les dépôts vaseux ou limoneux des vallées.

Toutes les informations à collecter ne vérifient pas de telles relations. Certaines, plus ténues, susceptibles d'être révélées par l'environnement cultural comme la présence de témoins archéologiques ou la fissuration d'un plateau calcaire dépendent alors de l'évolution climatique saisonnière et des conditions météorologiques locales qui fixent l'humidité des sols et l'état phytobiologique du couvert végétal. Les indices qui en résultent apparaissent, selon les cas, dès la levée des semis ou bien seulement, par maturité différentielle, après l'épiaison. Ainsi sur sol alluvionnaire au droit d'un passage graveleux, les plants de céréales connaissent une densification plus faible et une maturation plus précoce que sur un encaissant plus limoneux ou plus argileux. Les plants de céréales seront alors exprimés par des teintes plus claires dans le premier cas. Les indices hydriques quant à eux sont fonction de la texture, de la granulométrie, de la porosité et de la nature chimique des sols. A la différence des indices phytobiologiques, ils sont beaucoup plus fugitifs car leur apparition est directement conditionnée par les précipitations et le vent. Ce dernier provoque du fait des hétérogénéités physico-chimiques locales des sols, un assèchement différentiel lequel en modifiant leur réflectance rend immédiatement compte de leur nature.

Ces divers indicateurs permanents et temporaires ne sont pas, par définition, visibles sur une seule et même mission. Leur présence pourra par contre en toute logique être attestée par une collection de photographies aériennes prises à des époques différentes. C'est cette chance qu'offre la photothèque nationale.

## I.2 - La photothèque nationale : une source d'une grande richesse d'informations.

Le décret du 29 Mai 1946 instituant le centre de documentation photographique national (photothèque) stipule que celui-ci est chargé de rassembler les négatifs originaux ou à défaut les contre-types de toutes les photographies aériennes qui sont prises pour les besoins des services publics tant en métropole que dans les territoires et départements d'OUTRE-MER, exception étant faite pour les missions couvrant des surfaces inférieures à 1 000 ha. Il est dans les attributions de ce centre d'assurer le classement et la conservation des négatifs ou contre-types et de mettre cette documentation à la disposition de tous les départements ministériels en exécutant à la demande des services intéressés les tirages, agrandissements et assemblages nécessaires.

Depuis 1946 la photothèque a archivé 4 millions de clichés résultant d'émulsions panchromatiques, infra-rouges noir et blanc et infra-rouges couleur. Certains de ces clichés ont été exécutés dans le cadre de la mission de vocation cartographique de l'Institut Géographique National (I.G.N.). Les autres ont été réalisées par l'I.G.N. ou d'autres prestataires pour des besoins divers pour le compte des services.

La couverture aérienne de la première catégorie est systématiquement stéréoscopique à une échelle homogène à 1/30 000 ou à 1/15 000 qui est fixée selon le

type de cartes à élaborer. Elle est produite aux époques de l'année et aux moments de la journée les plus adaptés à la restitution photogrammétrique, c'est-à-dire en absence de végétation et d'ombre. En outre, il convient de noter que si la majeure partie de la FRANCE est aujourd'hui couverte de photographies prises au cours des 20 dernières années, dès 1981 la couverture aérienne du territoire national issue des travaux de vocation de l'I.G.N. devrait être telle que l'on pourra disposer en tout point de l'hexagone d'une couverture de moins de 5 ans soit au 1/30 000 soit au 1/15 000.

Par contre, la couverture de la deuxième catégorie rassemble aussi bien les missions à moyenne échelle commandées par le service de l'inventaire forestier national (I.F.N.) que celles plus ponctuelles stéréoscopiques ou non, aux échelles allant du 1/60 000 au 1/4 000 faites à la demande des Directions Départementales et Services Techniques. Il s'ensuit une couverture dont les caractéristiques et le renouvellement sont très disparates puisque les émulsions, les dates et les échelles assurant le meilleur recensement forestier ne conviennent pas obligatoirement à la confection de plans à grande échelle ou à l'estimation des surfaces inondées.

Ainsi est mis à la disposition des services une importante documentation cartographique. Pourtant, la photo-interprétation des prises de vues aériennes verticales ne porte généralement, pour la reconnaissance des sites à aménager, que sur la plus récente couverture disponible. Que celle-ci provienne de la photothèque nationale, ou ait été spécialement effectuée pour satisfaire l'ensemble des besoins de l'étude d'un projet routier, elle ne s'avère pas toujours appropriée à une efficace exploitation pluridisciplinaire - archéologique - géotechnique - anthropique. C'est la raison pour laquelle il nous a paru utile de signaler, sur une zone précise, l'apport à la connaissance des sites de l'analyse systématique de clichés pris à des époques différentes.

## II - ANALYSE MULTITEMPORELLE.

### II.1 - Présentation de la zone d'expérimentation.

Il a été choisi dans le bassin parisien, au Nord du département de l'YONNE, une zone d'expérimentation de 40 km<sup>2</sup> (site n° 1, fig. 1).

Ce rectangle de 8 km x 5 km, se situe à 13 km au Sud-Est de la confluence SEINE-YONNE et s'étend entre les agglomérations de VILLENEUVE-la-GUYARD, COURLON, VILLEMANOCHÉ et SAINT-AIGNAN. Il est couvert par une dizaine de missions échelonnées entre les années 1949 et 1976. Cette zone est constituée de deux ensembles géotechniques : la vallée alluvionnaire de l'YONNE (alluvions silico-calcaires-graveleuses de 6 à 8 m de puissance), les collines crayeuses de la rive gauche avec, au Sud-Ouest, un recouvrement de plusieurs mètres de limons des plateaux et, au Sud-Est, la craie subaffleurante avec quelques placages épars de limon.

La photo-interprétation a porté sur des missions réalisées dans des conditions climatiques et météorologiques différentes telles que périodes arides (sécheresse de 1976) ou pluvieuses (inondations de 1955) et, par voie de conséquence avec couvert végétal très développé (printemps et été) ou très réduit (automne et hiver) (fig. 2).

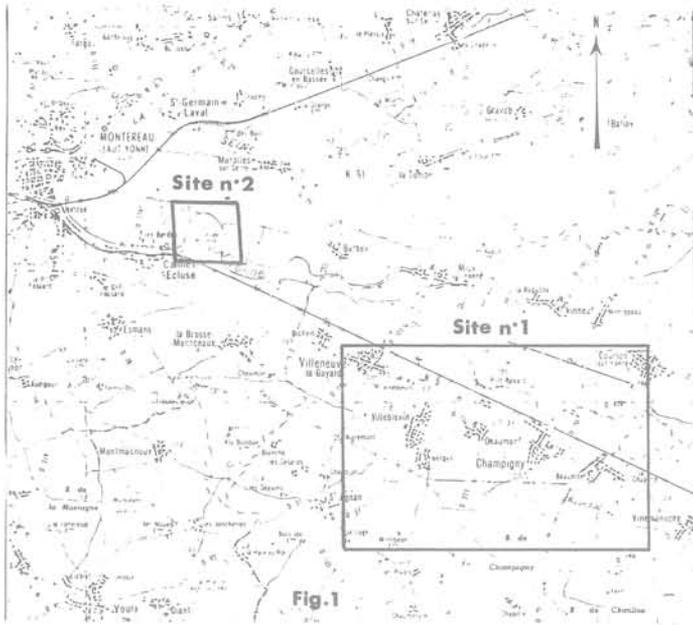


Fig.1

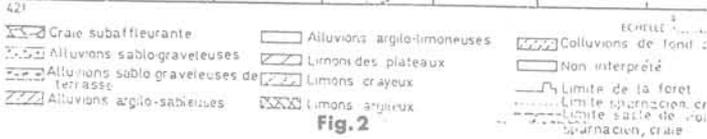
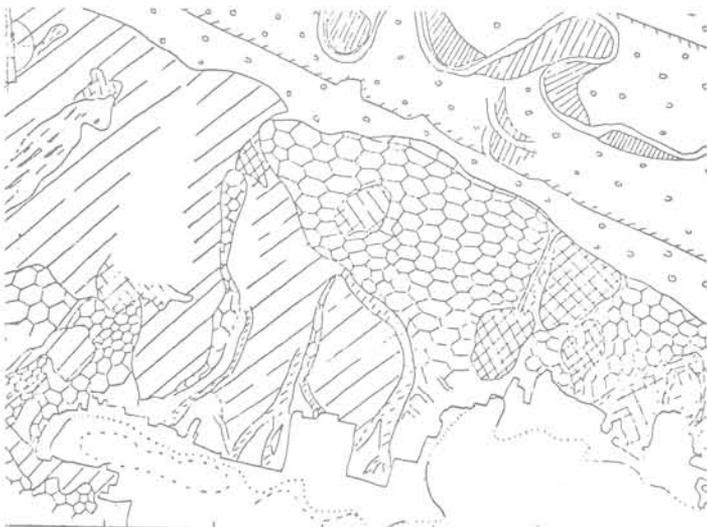


Fig.2

On relève, d'après le tableau I cinq missions de printemps, trois missions d'été, une mission d'automne et une mission d'hiver.

TABLEAU I

Epoque	Echelle	Emulsion
Août 1949	1/25000	Panchromatique
Janvier 1955	1/25000	Panchromatique
Mai et Juin 1957	1/25000	Panchromatique
Mai et Juin 1961	1/25000 et 1/17000	Panchromatique
Octobre 1963	1/20000	Panchromatique
Avril 1967	1/25000	Panchromatique
Printemps 1970	1/25000	Panchromatique
Mai 1969	1/25000	Panchromatique
Août 1972	1/15000	Panchromatique et infra-rouge
Août 1976	1/25000	Panchromatique

On s'est attaché à mettre en évidence l'intérêt des couvertures les plus anciennes et à montrer l'apport de chaque mission, d'une part, selon les indicateurs permanents fournis par la morphologie et l'occupation du sol et, d'autre part, en fonction des indicateurs temporaires associés aux diverses périodes de prise de vues.

II.2 - Résultats acquis par l'analyse multitemporelle

II.2.1 - Exploitation des données de l'environnement paysager à partir des couvertures les plus anciennes.

L'exploitation des couvertures les plus anciennes de 25 ou 30 ans d'âge fait apparaître une évolution du paysage venant masquer les relations existantes avec la nature du sous-sol. Celle-ci concerne la modification des strates historiques du paysage par désorganisation des structures agraires anciennes dont l'élaboration dans le cas présent, remonte au moyen-âge. Ceci est dû aux remembrements agricoles de la deuxième moitié du deuxième millénaire. Force est de constater que le découpage du territoire en parcelles agricoles n'obéit plus aujourd'hui aux mêmes règles qu'autrefois. Cette évolution imposée par les impératifs d'une exploitation rationnelle des terres efface du même coup le lien qui existait entre substrat et parcelles. En effet, celles-ci étaient bien souvent disposées en fonction de la nature des terrains et constituaient alors de précieux indices.

En voici deux exemples : le premier se rapporte à la Division de l'espace de la zone des collines crayeuses et celle des dépôts limoneux, dont la limite transparait encore dans le paysage en 1949. En effet, dans la zone de craie subaffleurante les pièces culturales destinées à la polyculture montraient des dimensions restreintes et des superficies moyennes de l'ordre de 10 à 15 ares. Par contre, dans la zone des dépôts limoneux, les surfaces atteignaient 2 à 4 hectares. Aujourd'hui, la disharmonie tend à disparaître par regroupement, mais figure encore dans la toponymie (cf. les grandes pièces).

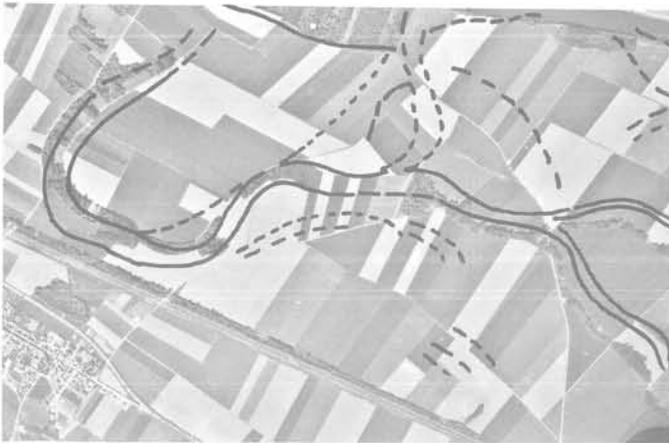
Le second exemple est relevé dans la plaine alluviale où la modification de géométrie des parcelles oblitère quasi complètement la distribution spatiale des dépôts alluvionnaires (figs. 3 et 4).



Perte de l'information géologique par suite de la destruction du paysage

— Indices originaux en liaison avec le parcellaire ancien (Couverture 1949) et conservés (Couverture 1969)  
 - - - - Indices disparus après remembrement agricole

Fig.3



**Perte de l'information géologique par suite de la destruction du paysage**

— Indices originaux en liaison avec le parcellaire ancien (Couverture 1949) et conservés (Couverture 1969) Fig.4  
 - - - Indices disparus après remembrement agricole

La disposition courbe ou rayonnante des champs reflétait assez fidèlement les différenciations lithologiques des nappes de dépôts alluvionnaires en s'appuyant sur d'infimes variations de relief et de nature des sols. L'organisation alors retenue associée à une culture en billons favorisait l'écoulement des eaux superficielles et tendait vers un assainissement naturel des terres. Aujourd'hui, une nouvelle organisation est imposée qui implique dans les zones les plus argileuses la pose de drains artificiels.

Ces deux exemples illustrent clairement une dégradation de l'information géologique qui ne pourra que s'accroître au fil des ans à mesure de la réalisation des programmes de remembrements ruraux et de tous les travaux connexes. C'est encore plus vrai dans des régions à fort développement urbain. Les témoins du passé sont éliminés par les exigences du monde moderne. L'historien aura perdu les raisons de l'organisation agraire d'antan et le géotechnicien l'expression de l'hétérogénéité des sols.

Cette perte de l'information se trouve palliée en partie par les archives de la photothèque nationale et démontre tout l'intérêt de l'analyse multitemporelle des missions.

#### II.2.2 - La complémentarité des missions.

Plus qu'un long texte, la comparaison de la carte de synthèse des indices géologiques relevées sur l'ensemble des missions à deux des cartes dressées respectivement pour la mission de 1961 et celle de 1976 met bien en évidence l'apport complémentaire des diverses missions (figs. 5, 6 et 7). Du même coup, cela souligne les limites de la photo-interprétation portant sur une seule mission puisque l'exemple présenté porte sur deux missions qui ne sont pas les moins riches. D'une façon plus générale les tableaux II et III donnent une idée d'ensemble de la pertinence de chacune des missions quantifiant la qualité des indices relevés vis-à-vis des différentes catégories de terrain et d'environnement culturel.

CARTE SYNTHETIQUE DES INDICES GEOLOGIQUES

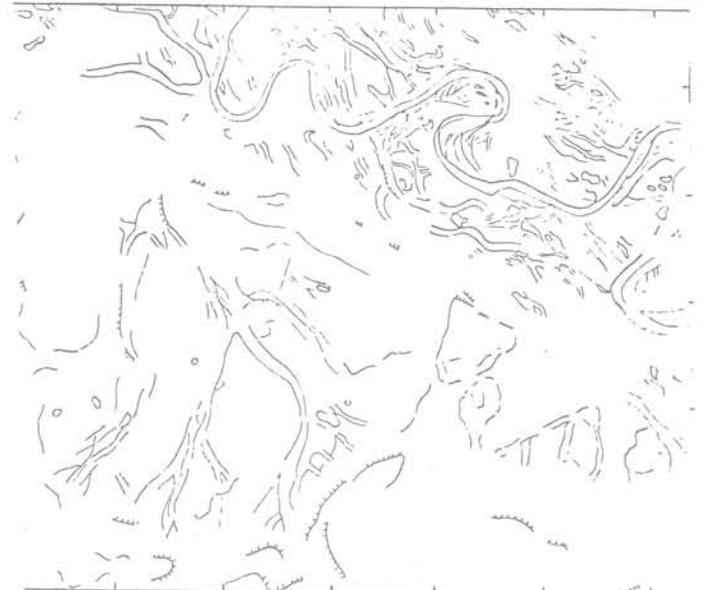


Fig.5

CARTE ANALYTIQUE DES INDICES GEOLOGIQUES

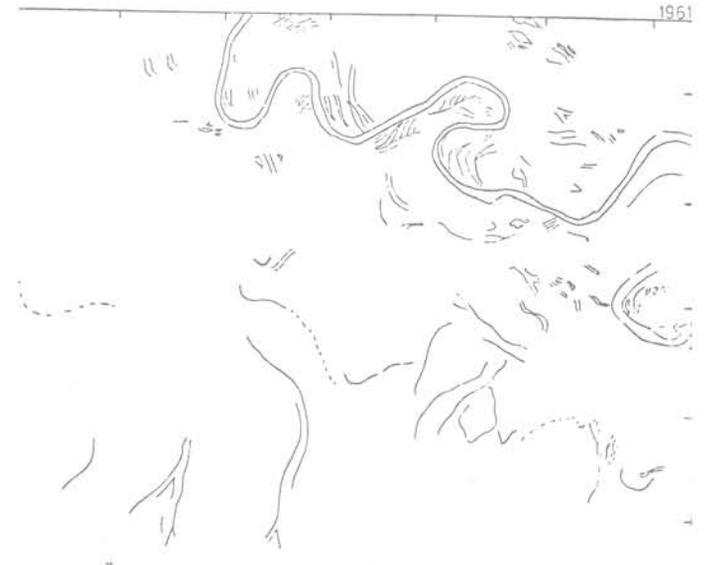


Fig.6

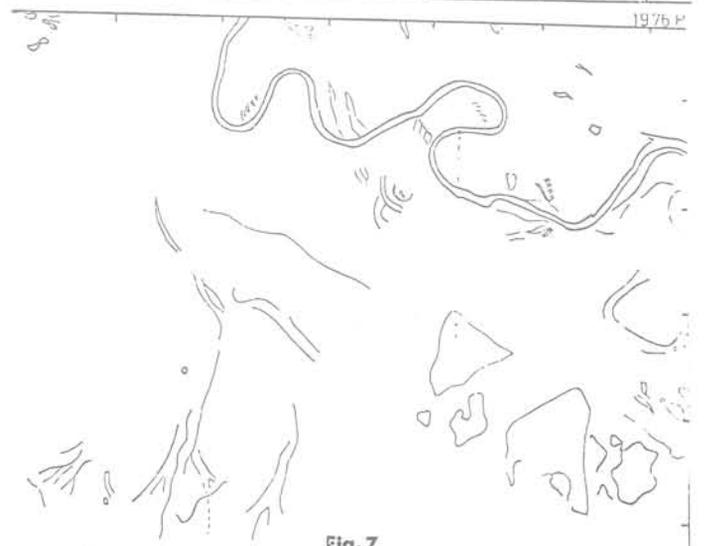


Fig.7

**TABLEAU II**  
INDICES EN FONCTION DES CATEGORIES DE TERRAIN

Date	type d'indice	Croie	recouvrement de limons	colluvions	alluvions	champs parcellaires	marmites
1955 - 15 Janvier	pl.9		couverture partielle		XX		
1957 - 28 mai	pl.2	X	X	XX	XXX	XXX	X
1959 - 15 Janvier	pl.10		couverture partielle		XXX		
1961 - 30 mai	pl.3	X	XX	XX	XXX		
1963 - 10 octobre	pl.4	XXX	XXX	XX		XXX	XXX
1967 - 17 avril	pl.5	X	XX	couverture partielle		XXX	
1968 - 22 mai	pl.6	X	X	X		X	X
1970 - 7		XXX	XXX	couverture partielle		XXX	
1972 - 9 août	pl.7 et bis	X	X	X		X	X
1976 - 6 août	pl.8 et bis	XX	XXX	XXX	X	XX	XX

L'analyse des différents indices géologiques et hydriques résumée dans le tableau ci-dessus montre clairement la diversité de l'apport de chacune des missions.

XXX mission très favorable  
XX mission favorable  
X mission peu favorable

**TABLEAU III**  
INDICES EN FONCTION DE L'OCCUPATION AU SOL

Date mission et terrain	type d'indice	hydrogéologique hydrique	botanique macrophytes	phytologiques céréales (maturité)	chevrons	saifs ou betteraves	micromorphologie	géologie
1955 alluvions craye		X XX	XXX				X	
1957 alluvions craye limone				XX X				
1959 alluvions craye limone		XXX XX	XXX					
1961 alluvions craye limone				XXX XX X				X
1963 alluvions craye limone		XXX XX			X		XXX	X XXX XXX
1967 craye limon		XX		X				
1969 alluvions craye limone				X X				
1972 alluvions craye limone				X		X X		
1976 alluvions craye limone		XXX XXX			XX XX	XXX XXX XXX		

XXX très bons indices  
XX bons indices  
X indices peu développés

De l'analyse de tous ces indices, il ressort que pour une période de prise de vue déterminée, il n'est pas possible de trouver apparemment un moment favorable unique pour l'ensemble des observations géologiques et géotechniques.

Les hétérogénéités alluvionnaires sont le mieux perçues en mai-juin, c'est-à-dire à une période où les céréales parviennent à une maturité différentielle.

La recherche de lits mineurs et de champs actifs demande à bénéficier de conditions de très hautes eaux (inondation décennale ou centenaire).

L'analyse du recouvrement limoneux montre que le printemps voire l'automne avec le maximum de sols nus constituent une bonne période, mais que de bons résultats peuvent être acquis en été dans des conditions d'extrême aridité.

L'infra-rouge apporte des précisions très utiles sur l'humidité de surface, le rabattement de nappe, les zones de rétention, la cartographie des plans d'eau, dans certains cas toutefois l'émulsion panchromatique peut être supérieure pour l'étude par le biais d'indices phytologiques.

Toutes les informations examinées n'apportent pas, pour le site étudié, la même richesse d'informations. En effet, sur la dizaine de couvertures consultées, deux sont dépourvues presque totalement de renseignements (1969, 1972), trois seulement auraient suffi à la cartographie des alluvions (1955, 1961, 1976), deux enfin apparaissent efficaces pour l'étude des affleurements crayeux et du recouvrement limoneux (1963-1976). Autrement dit, seulement quatre missions convenablement choisies (1955, 1961, 1963, 1976) fournissent l'essentiel de l'information pour l'établissement d'une carte de synthèse géotechnique.

S'il n'existe donc pas une période de prise de vues favorable à la mise en évidence de l'ensemble des indices, il est clair que selon l'objectif poursuivi par le photo-interprète, le choix des missions doit être guidé par les dates de prises de vues. En l'occurrence, mai-juin pour les problèmes alluvionnaires, automne et printemps pour les régions crayeuses. Par ailleurs, des conditions exceptionnelles, sécheresse par exemple ou au contraire inondations d'hiver, valorisent les clichés, mais dans ce dernier cas les facteurs extérieurs, pluie, brouillard, nuages peuvent entraver les vols à haute altitude. En outre, l'exploitation systématique de la documentation existante permet d'appréhender les indices susceptibles d'être décelés et facilite ainsi le choix des périodes de prises de vues adaptées à leur saisie exhaustive au moyen de la photographie aérienne oblique à basse altitude.

### III - SUIVI DES INDICES DANS LE TEMPS PAR LA PHOTOGRAPHIE AERIEENNE OBLIQUE.

Sur la base des résultats précédents il a été entrepris le suivi des indices géologiques et archéologiques, d'une part, en terrain crayeux sur sols nus et, d'autre part, en dépôts alluvionnaires au travers du couvert végétal. Une série de prises de vues à basse altitude réalisée entre mars et août 1980 devait préciser la durée de visibilité de ces indices (fig. 8).

#### III.1 - Etude des sols crayeux

Cette étude indique que dès le mois de mars 1980, après une période relativement chaude, pluvieuse et venteuse pour la saison, les indices géologiques et archéologiques se présentent comme suit (fig. 8) :

- indices géologiques : ils offrent une très bonne visibilité globale avec une différenciation aisée des placages limoneux et des fonds de vallées colluvionnées. Ils demeurent visibles quatre semaines durant, soit sur sols nus, soit au travers de la levée des céréales. Toutefois, les anciennes manières très apparentes lors des céréales naissantes, le 3 mars, avaient totalement disparues, le 7 mars pour ne réapparaître, que très partiellement (20 % des indices), lors de la maturité différentielle de céréale en juin.

- indices archéologiques : pendant le mois de mars, ils ne transparaissent pas ou peu dans les labours alors qu'ils sont identifiables sur les céréales. Il s'agit essentiellement de fosses néolithiques et protohistoriques dont la persistance de la visibilité sur les céréales naissantes s'explique par la température moyenne relevée en janvier et février. Cette température est de l'ordre de 3 à 4°C supérieure à

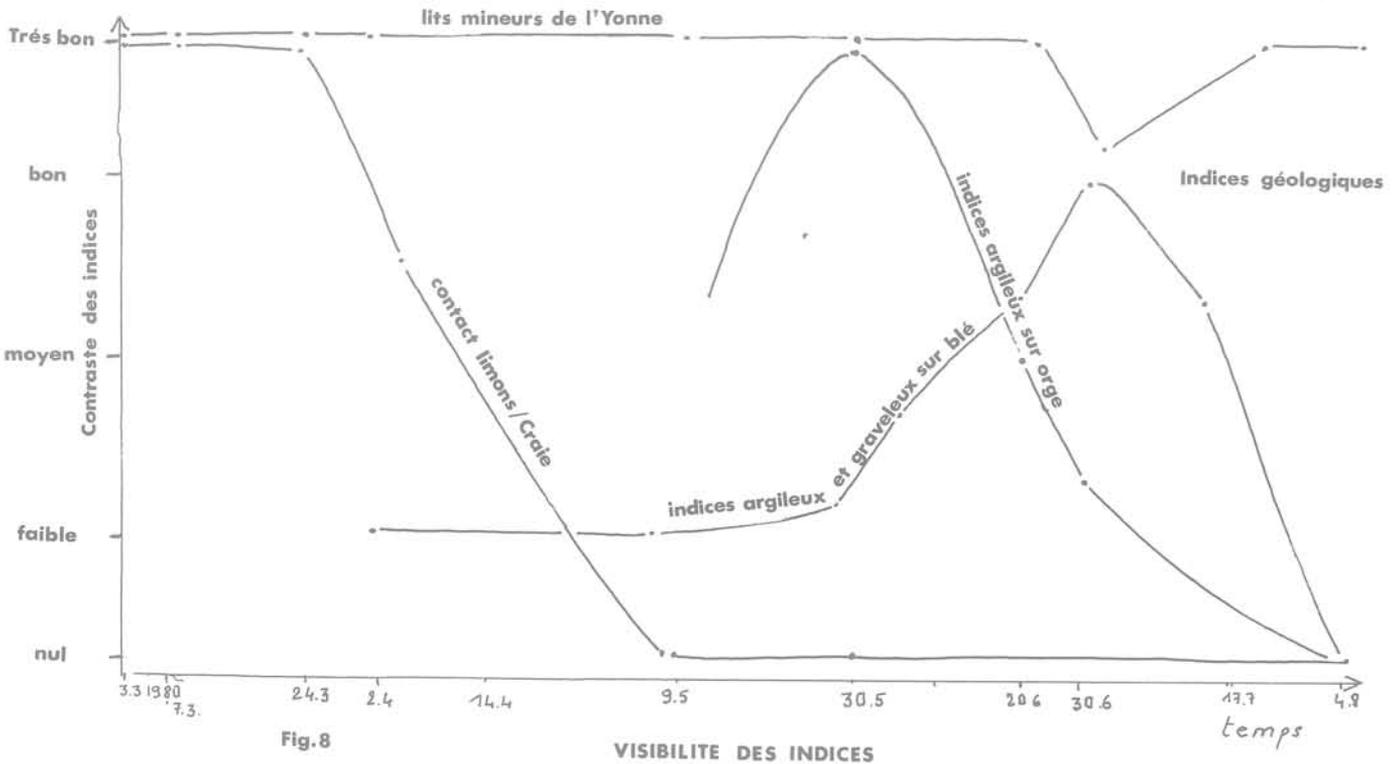
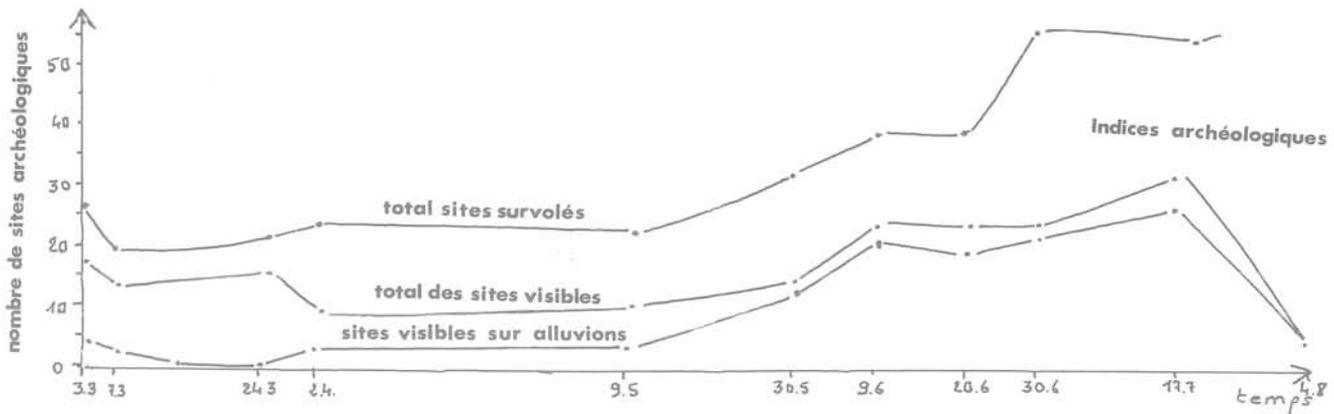


Fig.8

VISIBILITE DES INDICES

celle de l'année précédente pendant laquelle il n'y avait eu aucun indice visible sur cette même zone. Autrement dit leur détection est liée à l'état phytobiologique des cultures. Qu'il s'agisse d'indices géologiques ou archéologiques la seule période favorable est celle de la fin de l'hiver pour les zones crayeuses.

### III.2 - Etude des dépôts alluvionnaires

L'étude des dépôts alluvionnaires a essentiellement porté sur les matériaux graveleux et argileux (fig.8)

- indices géologiques : plusieurs cas sont à considérer :

- noues et lits mineurs : on a observé une visibilité continue de mars à août 1980 qui s'explique dans les zones basses par la submersion préalable survenue fin février et début mars. Il en est advenu par excès d'eau un flétrissement et dépérissement des céréales d'hiver et une remise en culture à partir du mois de juin. C'est ce qui a permis de différencier la trace de

- matériaux graveleux : ils restent invisibles de mars à avril et offrent un bon contraste le 20 mai et au début août exception faite pour les parcelles moissonnées. En effet, les orges et les blés arrivés à maturité plus précocement entraînent une inversion des teintes sur les clichés panchromatiques noir et blanc. Ceci souligne l'influence de l'évolution phénologique du couvert cultural dont il importe de tenir compte pour la recherche d'indices en l'occurrence graveleux.

- matériaux argileux : il semblerait que la période de visibilité soit réduite à 8 jours par an avec au cours des mois de juin et juillet de brefs mais étonnants contrastes discontinus dans le temps.

- indices archéologiques : ceux-ci se comportent différemment avec les orges d'hiver et les blés. Avec les orges la durée d'observation des indices varie de 8 à 15 jours alors qu'avec les blés, l'observation reste possible pendant 2 mois (juin et juillet).

On a pu constater au droit des fossés une teinte des végétaux plus accentuée et à la verticale d'autres vestiges une croissance différentielle précédée également par une différence de couleur au début. Il convient de rapprocher ces remarques du déficit en eau de l'année 1980 qui s'élève, dans les parties hautes du site, à 80 % en avril et 50 % en mai par rapport à une année moyenne. De ce fait l'année 1980, dans un contexte alluvionnaire, présente pour la photo-interprétation les mêmes avantages que l'année 1976 avec toutefois un déficit en eau plus précoce.

D'une façon globale le suivi régulier des indices a confirmé le schéma mis en évidence par la photo-interprétation multitemporelle. Il a précisé la durée de vie des indices géologiques et archéologiques ce qui devrait permettre, en association avec un suivi régulier des conditions météorologiques locales (par le biais du bilan hydrique intégré), de déclencher des missions aériennes ponctuelles avec le maximum de chances de réussite.

#### IV - CORRELATION DES INFORMATIONS OBTENUES PAR PHOTO-INTERPRETATION AVEC LES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES MATERIAUX - RECONNAISSANCE DES GISEMENTS ALLUVIONNAIRES.

La photo-interprétation relève différents types d'indices soit du 1er ordre lorsqu'il s'agit d'observations faites sur sols nus, soit du 2ème ordre lorsque l'analyse porte sur les modifications du couvert végétal. De telles observations seront d'autant plus utiles qu'elles pourront être reliées aux caractéristiques géotechniques des terrains. Aussi avons-nous procédé à la comparaison, d'une part, sur le site n°1 (présenté antérieurement) des indices mis en évidence et de la granulométrie des sols et, d'autre part, sur un autre site de la vallée de l'YONNE aux résultats obtenus par prospection électrique.

##### IV.1 - Etude granulométrique comparative - site n° 1 (MONTEREAU).

Du point de vue géotechnique la différence entre les sols graveleux et limoneux porte à la fois sur la variation d'épaisseur de la couche superficielle, sur une différence de nature et de granulométrie des formations sous-jacentes (sols fins et sols graveleux). Ces variations sont résumées dans les tableaux IV et V.

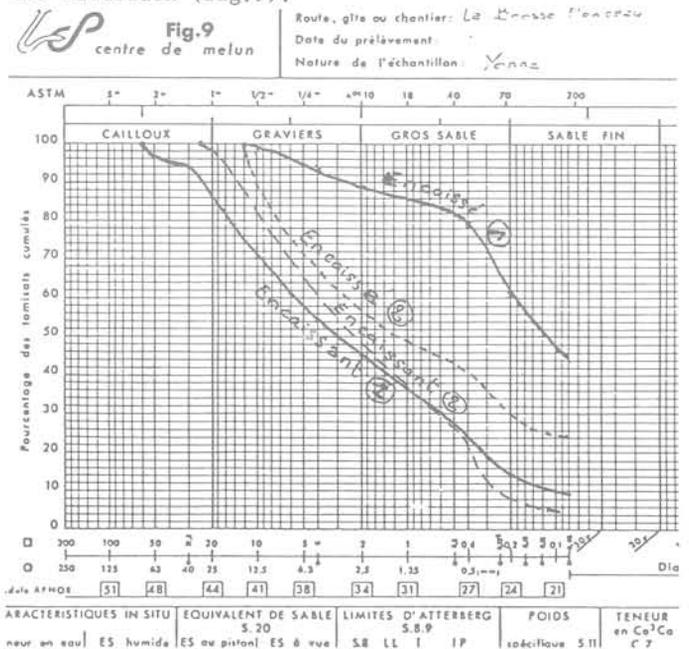
Tableau IV

Pourcentage		Passant
Limons	Graves	
45 %	10 %	80 Ω
90 %	45 %	2 mm
99 %	70 %	10 mm
100 %	86 %	20 mm
96 %	97 %	50 mm

Tableau V

Pourcentage		Passant
Limons sableux	Sables fins	
24 %	5 %	80 Ω
50 %	38 %	1 mm
58 %	48 %	2 mm
90 %	80 %	10 mm
100 %	98 %	15 mm

Les observations correspondant au 2ème cas concernant des différences granulométriques minimes quantitativement mais importantes pour le comportement des matériaux (fig.9).



##### IV.2 - Etude géophysique comparative - Site de Seiglats.

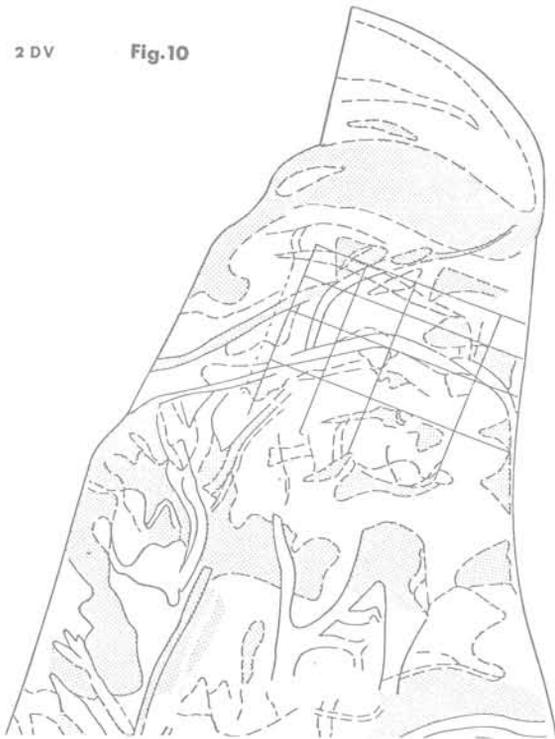
La comparaison des résultats obtenus par photo-interprétation et prospection géophysique s'appuie sur le site de Seiglats placé dans une boucle de l'YONNE à CANNES-ECLUSE (site n° 2, fig. 1).

La synthèse photogéologique a nécessité l'examen de 7 couvertures aériennes différentes et a permis :

- la cartographie lithologique (fig.10) et stratigraphique (fig.11) comprenant : des stries de glissement avec alternances graveleuses et limoneuses, des placages graveleux, des lits graveleux, des liserés argileux ;
- le dessin de la lithostratigraphie des dépôts avec : les formations les plus anciennes au Sud et en position haute, le recoupement par des chenaux obliques à dominante graveleuse par délavage du matériau, des stries de glissement dans le lobe du méandre

corrélativement il a été dressé une carte géotechnique (fig.12).

2 DV Fig.10



VALLEE DE L'YONNE - LANNES - ECLUSE - Boucle "des Seiglots"

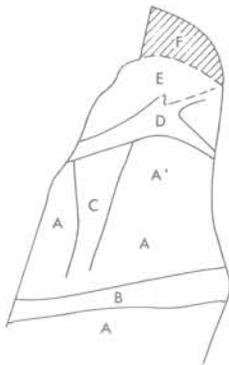


Fig.11

Stratigraphie des dépôts

La dynamique des dépôts se reflète bien dans cette carte qui traduit l'âge relatif des dépôts fluviaux. Les formations les plus jeunes sont numérotées alphabétiquement par ordre croissant.

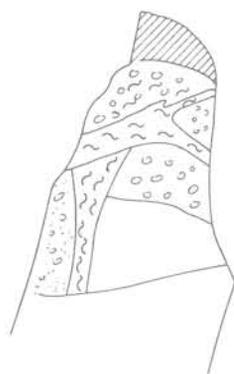


Fig.12

Qualité géotechnique

- ////// Stries de glissement à dominante de matériaux fins.
- CP\* Stries de glissement. Alternance de matériaux grossiers et fins.
- OU\* Matériaux grossiers.
- ~ Zone de chenaux.
- OU Zone mixte.

La prospection électrique repose sur plusieurs centaines de points mesurés par trainé avec une longueur de ligne  $AB = 10$  m (fig.13). Elle indique : une zone

Sud de faible résistivité ( $< 60 \Omega/m$ ) traversant la totalité du site, un pôle central de forte résistivité, deux alignements, l'un Nord-Sud de faible résistivité

( $< 80 \Omega$ ) et l'autre oblique NE-SE à double résistivité faible vers le nord et très forte vers le Sud. Une zone à forte résistivité au Nord, bordée à proximité du fleuve par des terrains moins résistants, quelques zones isolées à forte résistivité relative ( $> 130 \Omega m$ ).

VALLEE DE L'YONNE - CANNES - ECLUSE - Boucle "des Seiglots"

CARTE D'ISORESISTIVITE AB/2 = 10m

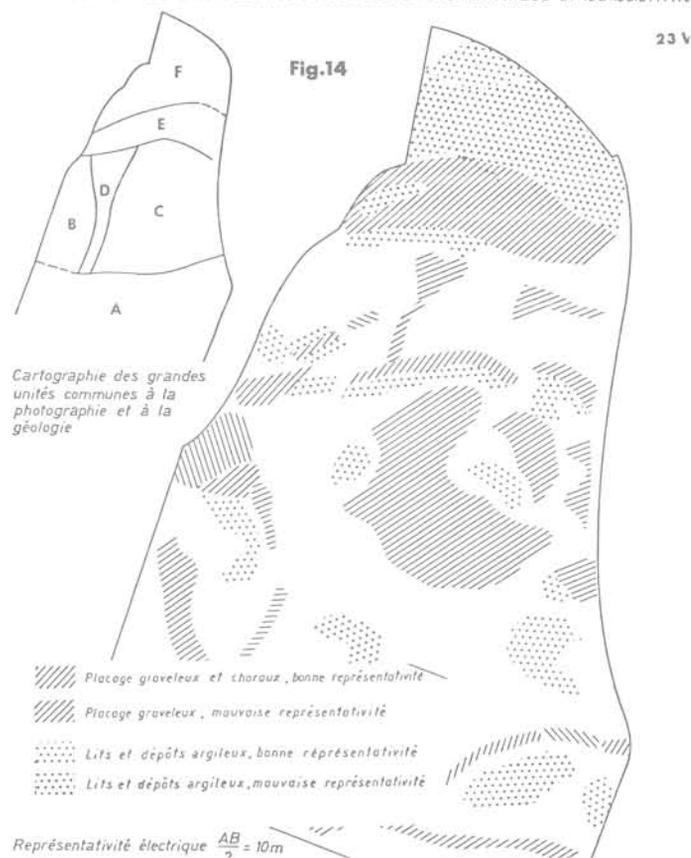
Courbes d'égale résistivité



Fig.13

Le schéma géotechnique issu de la carte des résistivités apparentes s'avère très proche de la carte géotechnique élaborée par photo-interprétation (fig.14). Dans chacun de ces documents on retrouve les mêmes principaux éléments structurants. Toutefois, la photo-interprétation apparaît plus pessimiste dans la partie Nord du gisement avec des placages argileux plus étendus au niveau des stries de glissement. Elle semble, par contre, plus précise dans le dessin des chenaux d'écoulement tant pour leur géométrie que pour la nature de leur dépôt. Il s'agit là probablement d'un effet d'échelle en raison de la taille de la maille de prospection. Cependant, il est intéressant de noter que pour une longueur de ligne de  $AB/2 = 6$  m, les résultats produits par géophysique paraissent moins représentatifs. Cela pourrait signifier que la photographie aérienne livre des informations sur les 2 ou 3 premiers mètres du sol. C'est d'ailleurs ce que confirme la comparaison faite avec la carte du toit du gisement graveleux au moyen de sondages mécaniques de vérification.

En définitive, les résultats provenant de la photo-interprétation apportent une aide appréciable à la reconnaissance géotechnique des sites en autorisant l'allègement de la campagne de prospection géophysique dont le rôle essentiel serait celui du calage des indices révélés par la photo-interprétation.



V - CONCLUSIONS

Il est clair que la photo-interprétation appliquée à la reconnaissance géotechnique et anthropique ne saurait être pertinente par l'exploitation d'une seule mission fut-elle la plus récente. C'est au contraire l'analyse systématique des clichés pris à des époques différentes qui assure, par complémentarité des informations qu'ils fournissent, les meilleures chances d'un recensement sinon exhaustif, du moins approfondi d'indices fugaces que seule peut révéler la lecture de l'environnement paysager et cultural dans des conditions climatiques variées. Cela est particulièrement vrai à partir des missions les plus anciennes du fait des exigences du monde moderne qui en modifiant le paysage gomme du même coup ses relations visuelles avec l'hétérogénéité des sols. En outre, la photo-interprétation multitemporelle, méthode peu coûteuse, par la connaissance générale qu'elle donne des indices décelés, concourt au choix des périodes favorables des prises de vues obliques à basse altitude sur des secteurs restreints pour lequel leur étude de détail s'impose. Périodes, dates et heures d'observation, altitude, angle de prises de vues, éclaircissement, vent et précipitations, conditionnent l'intérêt de ce type de prospection. Ce sont là des éléments qui, pour certains régissent des phénomènes physiques, biophysiques ou anthropiques et, pour d'autres, en accentuent l'existence. Mais tous, contribuent de façon fondamentale au repérage aérien dans le paysage des anomalies qui en résultent. Autant de paramètres dont le choix peut être guidé par la consultation des archives photographiques de l'I.G.N. et le suivi régulier des données météorolo-

giques et climatiques locales. Ainsi les prises de vues obliques à basse altitude conserveront toute leur efficacité par une souplesse de mise en oeuvre assurant le respect des conditions, au préalable déterminées, les plus propices à l'examen et à la compréhension de détail du cadre physique dans lequel viendra s'inscrire le projet.

Associées de la sorte, photographies aériennes verticales et obliques apportent par la pertinence de leurs réponses la connaissance d'ensemble des sites nécessaire mais suffisante à l'organisation d'une campagne de terrain réduite alors pour l'essentiel à une prospection ponctuelle.

Si le développement de l'imagerie spatiale laisse entrevoir, aux spécialistes des sciences de la terre, aux photo-interprètes de diverses disciplines et aux aménagés d'une façon générale, de très riches possibilités d'investigation globale des sites à petite échelle, la photographie aérienne classique verticale et oblique devrait néanmoins être appelée à jouer un rôle indispensable de guide pour la sélection et l'exploitation de ces nouvelles images.

BIBLIOGRAPHIE

AGACHE R. (1966)  
Recherche des moments favorables à la mise en évidence des vestiges archéologiques arasés par l'agriculture dans le Nord de la FRANCE, Actes IIe Symp. int. photo-interprétation. PARIS

AUBERT J., DORIDOT M., RICK P. (1979)  
La photographie aérienne oblique. Une technique légère appliquée à la géologie de génie-civil et aux études d'environnement. Bull. liaison Ponts et Chaussées n° 3 sept-oct 1979

AUBERT J., DORIDOT M., RICK P. (1980)  
Apport de la photographie aérienne appliquée à l'étude de gisements alluvionnaires, complémentarité avec la géophysique, utilisation de la télédétection - rapport interne L.R.E.P.

AUBERT J., GROS G. (1980)  
La photo-interprétation multitemporelle et les prises de vues aériennes obliques à basse altitude - rapport L.R.E.P.-S.E.T.R.A.

CHEVALIER R. (1964)  
L'avion à la découverte du passé, Fayard.

DASSIE J. (1978)  
Manuel d'archéologie aérienne, Technip. PARIS.

GOGUEY R. (1966)  
Recherche sur l'influence des dates et des conditions de prises de vues de la détection aérienne des indices d'origine archéologique. Actes IIe Symp. int. photo-interprétation II. PARIS.

GROS G. (1980)  
Quelques réponses aux besoins des ingénieurs routiers, revue de l'association française de topographie n° 4 septembre.

JALMAIN D. (1970)  
Archéologie aérienne en ILE-de-FRANCE, Technip. I.

STEINER D. (1966)  
Investigation of seasonality as a factor affecting the photo-interpretation of rural land use. Actes IIe symp. int. photo-interprétation II, PARIS.

# effets de l'endiguement de la rive nord de l'estuaire de la Loire

par  
**R. Dupain**

I. U. T. Génie civil, Saint-Nazaire

**RESUME** - Entre 1930 et 1979, le Port Autonome de Nantes St Nazaire a stabilisé le chenal de navigation sur la rive Nord de l'estuaire de la Loire en construisant une digue entre Donges et Montoir. Celle-ci a libéré des terrains qui après remblaiement ont été affectés à l'industrie lourde.

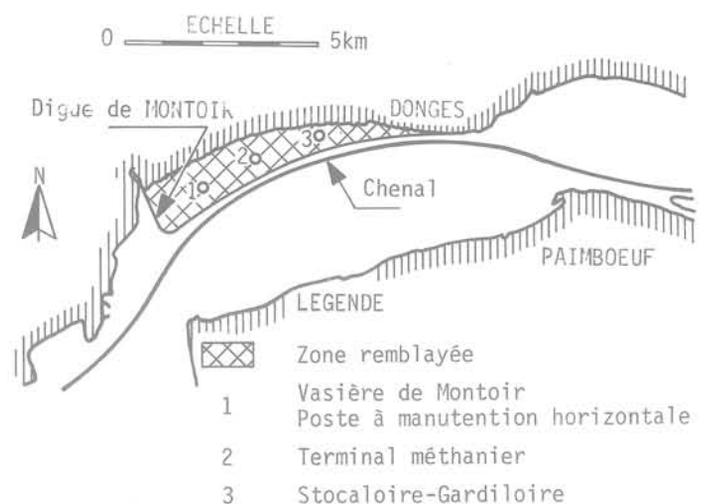
Ces terrains ont reçu pendant la construction (1930-1979) et du fait de celle-ci une couche de vase très plastique qui pose de sérieux problèmes de stabilité pour tous les remblais et stocks présents.

**REMERCIEMENTS** - Nous tenons à remercier le Port Autonome de Nantes St Nazaire et le BRGM pour tous les documents qui ont servi dans cette étude.

Les travaux d'aménagement de la Loire entre Nantes et St Nazaire ont eu pour but, depuis le 18ème siècle, d'améliorer les conditions de navigation en créant un chenal stable et d'entretien réduit. Ceux-ci se sont déroulés en trois phases essentielles :

- . Endiguement de la section Nantes - Le Pellerin (1859-1864)
- . Doublement de la section intermédiaire Le Pellerin - Paimboeuf par un canal maritime (1869-1910), puis le canal s'étant révélé d'un gabarit trop faible, endiguement de la section intermédiaire
- . Aménagement de la section aval Paimboeuf - St Nazaire (à partir de 1933). Création d'un chenal de navigation stable, suivant la rive Nord, d'où la construction par étapes (1933-1979) de la digue de Montoir entre Donges et St Nazaire. L'édification de cette digue a permis d'isoler des terrains qui ont été remblayés jusqu'à 7,50 m cote marine et qui accueillent aujourd'hui des équipements industriels et portuaires lourds. C'est cette zone qui fait l'objet de notre étude (fig.1)

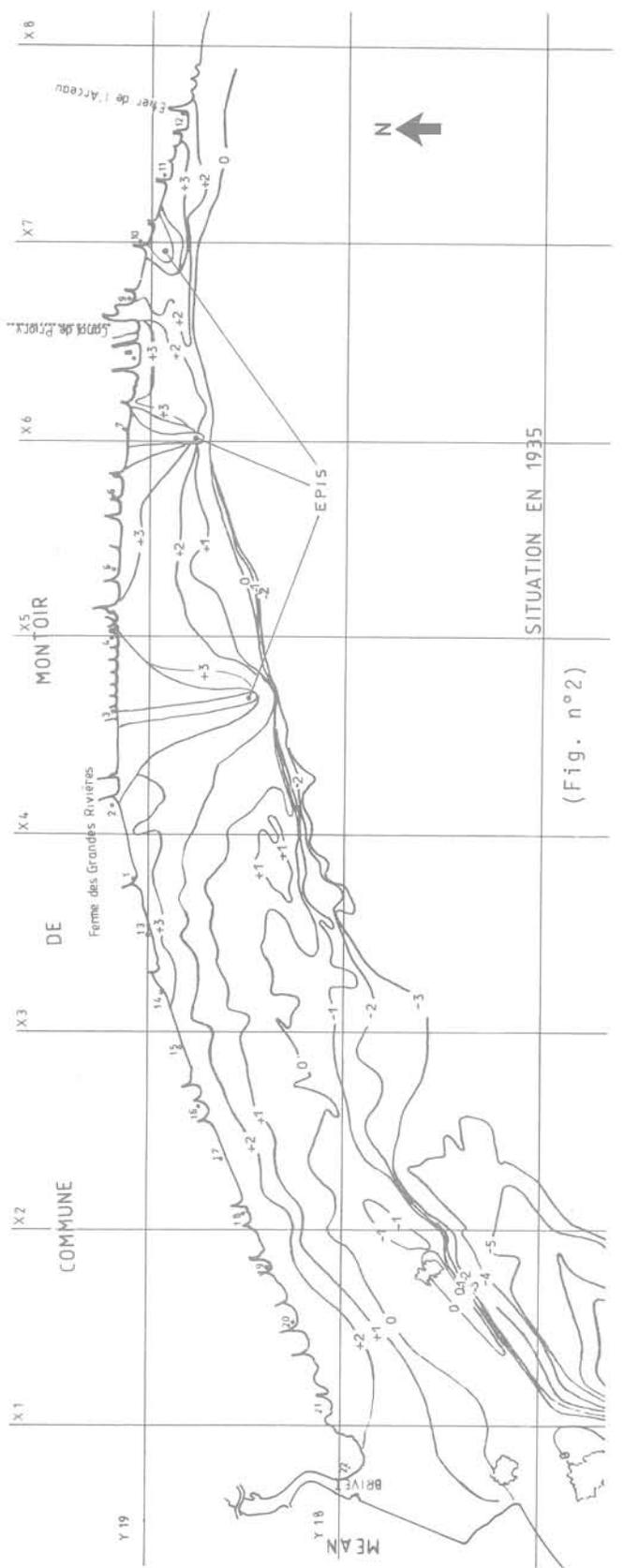
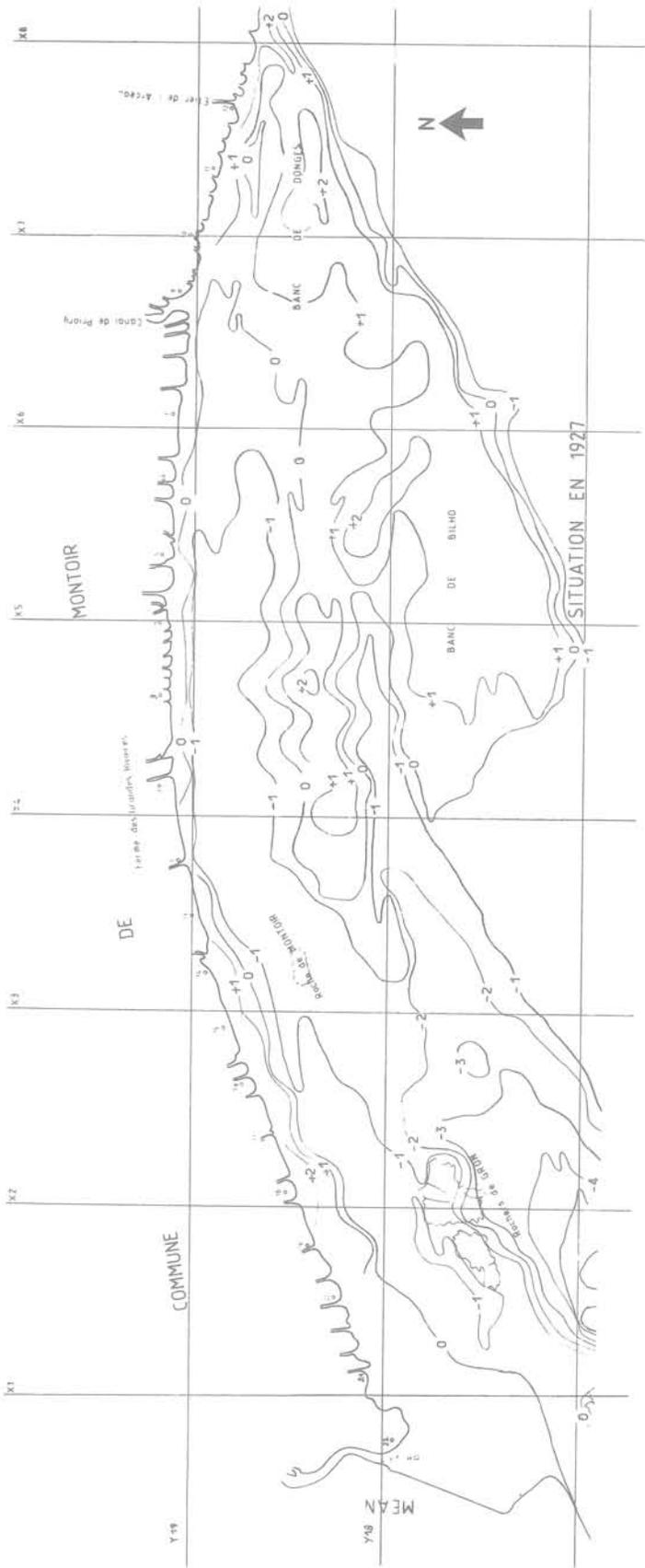
A St Nazaire o NGF = 3,03 CM -  
Niveau des plus hautes mers : 5,50 m CM.



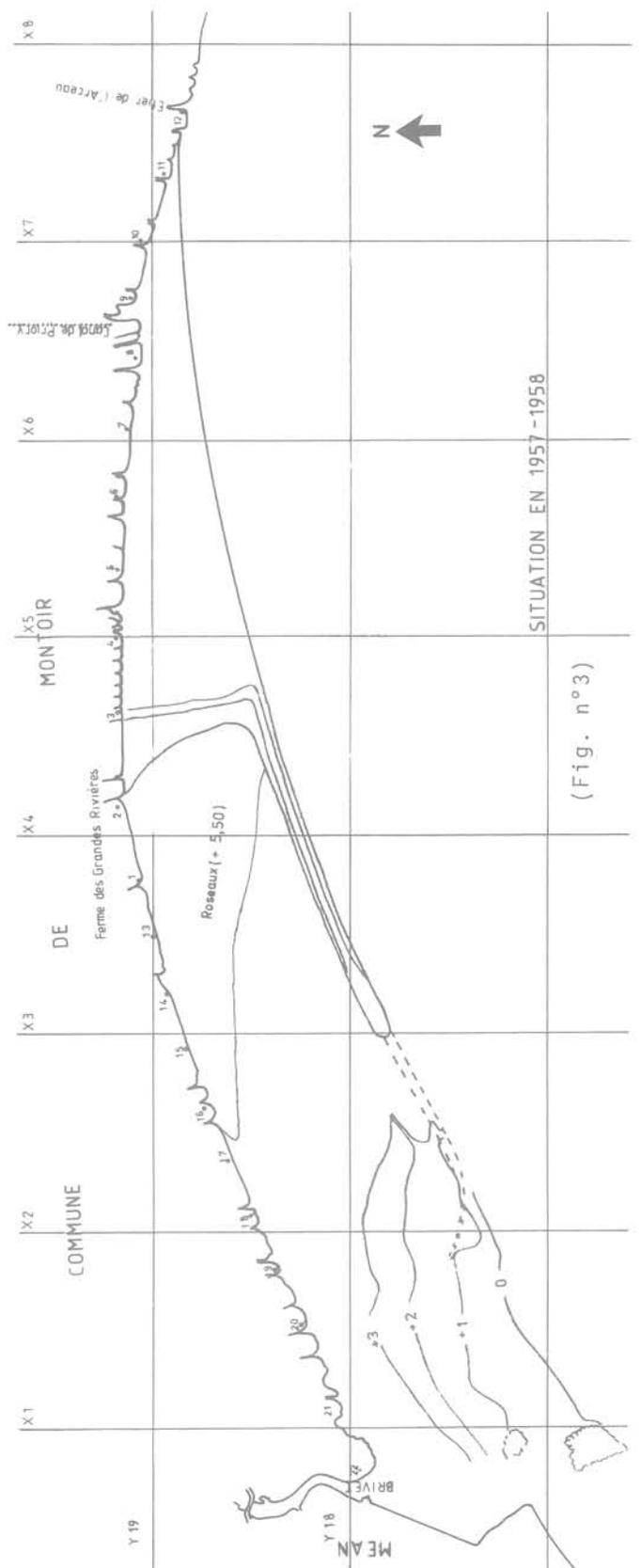
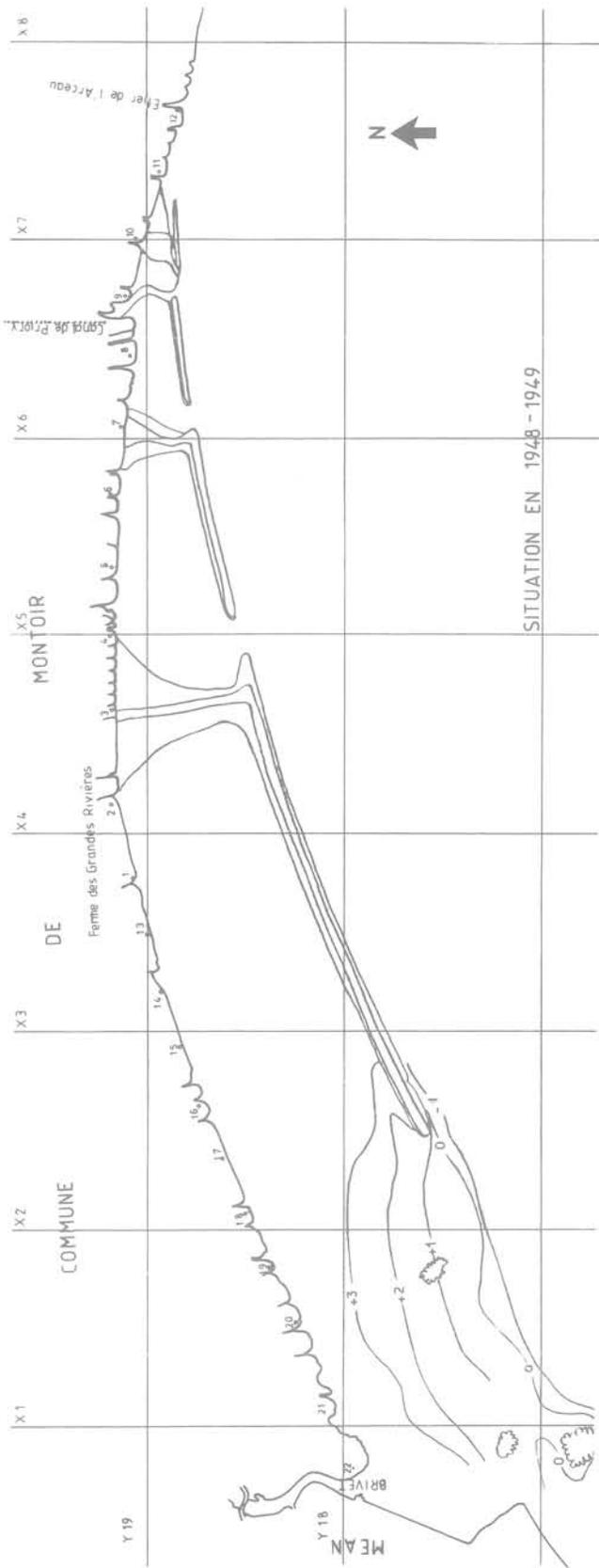
(Fig. n°1)

Nos travaux se sont développés selon trois directions :

- . Evolution morphologique de l'estuaire aval depuis 1927 (avant travaux) jusqu'en 1979 (fin des travaux).
- . Compilation d'une centaine de sondages effectués dans la concavité de Montoir (zone remblayée entre la digue et l'ancien rivage du fleuve).
- . Analyse de deux cas de rupture du sol dans la même zone.



(Fig. n°2)



(Fig. n°3)

1. EVOLUTION DE L'ESTUAIRE AVAL DE 1927 à 1979 - ETUDE SUR CARTES. Réf.1

L'étude des cartes et levées bathymétriques effectués par le Port Autonome de Nantes St Nazaire entre 1927 et 1979 (11 cartes) nous a permis, d'une part, de reconstituer les différentes étapes de l'édification de la digue de Montoir et, d'autre part, de suivre l'évolution de l'envasement des zones ainsi abritées plus ou moins complètement de l'action des courants circulant dans l'estuaire.

Cette étude peut être résumée par les figures n° 2 et 3 sur lesquelles sont représentées les phases d'évolution les plus marquantes.

Les étapes de la construction sont donc les suivantes :

- . Construction de 3 épis perpendiculaires à la rive (situation en 1935)
- . Mise en place de la digue par tronçons à partir des épis (situation en 1948-1949)
- . Jonction des différents tronçons en une digue continue (1957-1958) pour aboutir à la fermeture de la concavité de Montoir en 1979 (Fig. n° 1)

On peut constater que la sédimentation s'est effectuée, entre la digue et l'ancien rivage, pendant toute la durée de la construction et qu'elle a atteint une épaisseur de 3 à 6 m selon les secteurs.

Ces dépôts récents sont à comparer avec l'envasement qui a suivi la fermeture de l'ancien chenal rive gauche et qui a dépassé 5 m d'épaisseur.

Cette sédimentation vaseuse peut avoir diverses origines :

- . La méthode de dragage avec redéposition d'une partie des matériaux dragués (dragage à l'américaine)
- . La descente du bouchon vaseux en section aval lors des crues de la Loire
- . Les apports de l'estuaire externe

Par ailleurs, une étude effectuée par le laboratoire central hydraulique de France (Réf.3) indique que la sédimentation a été permanente dans la zone aval de 1930 à nos jours, ceci n'excluant pas une érosion constante dans le chenal (autodragage). En fait, l'endiguement et l'approfondissement du chenal ont eu pour conséquence une sédimentation argileuse importante dans les zones hors chenal et en particulier dans la concavité de Montoir.

Nous sommes donc en présence de dépôts superficiels qui ont atteint presque partout la côte  $\approx 5,50$  m C.M et qui ont au plus 45 ans d'âge. On peut donc présager d'un très mauvais comportement mécanique de ces sols fins.

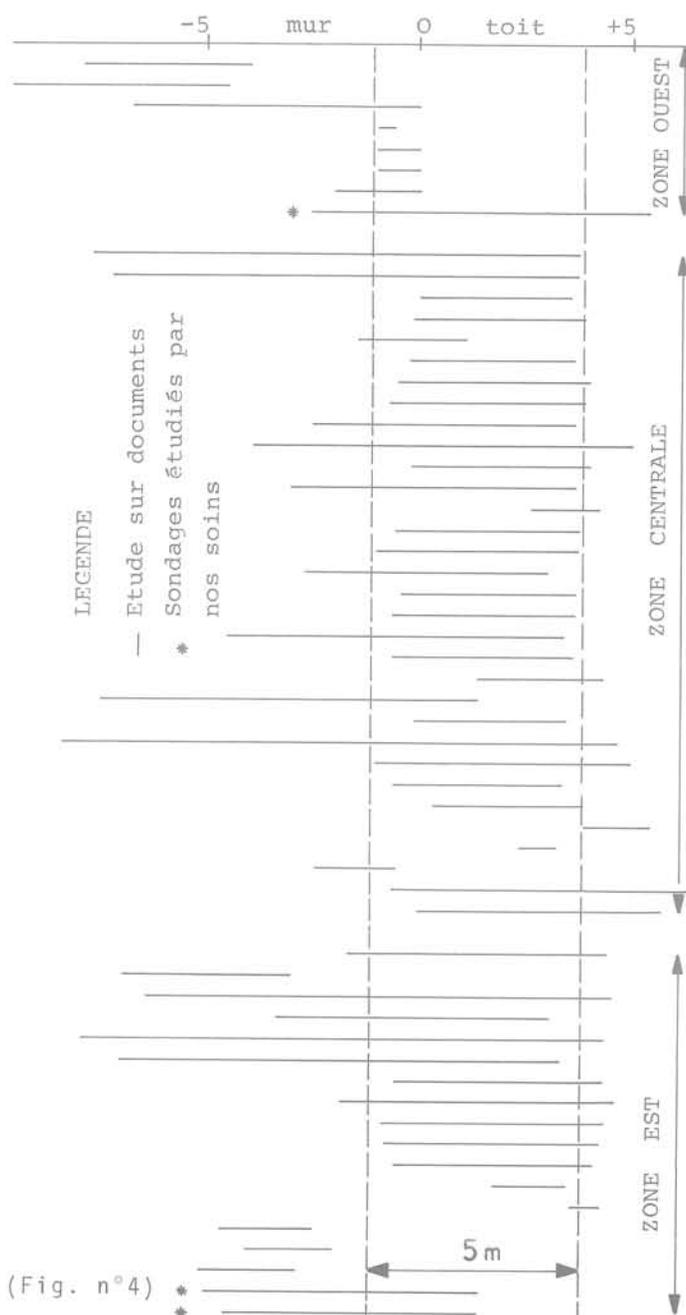
2. ETUDE DES DOCUMENTS DE SONDAGES EFFECTUES DANS LA ZONE REMBLAYEE. Réf.2

Nous avons dépouillé les résultats d'une centaine de sondages exécutés au cours des 40 dernières années. Nous n'avons pu exploiter que 58 d'entre eux qui se situent géographiquement de la façon suivante :

- . 8 sondages dans la zone Ouest (vasière, poste à manutention horizontale, digue)
- . 32 sondages en partie centrale (terminal méthanier)

- . 18 sondages en zone Est (entrepôts Stoca-Loire, usine d'engrais Gardiloire, quai à pondéreux, quai à liquides)

Nous avons reporté sur un graphique (fig.4) la position du toit et du mur de la couche d'argile molle superficielle pour chacun des sondages.



(Fig. n°4)

Ceci nous permet de confirmer l'existence d'une épaisseur d'argile molle superficielle d'environ 5 m avec un toit situé à environ 4 m CM ce qui correspond aussi à la zone des hautes mers.

Les disparités constatées sur certains sondages ont diverses origines :

. Difficulté d'interprétation du langage du sondeur et des documents correspondants . Sondages concernant les ouvrages portuaires qui correspondent à des sites immergés (quais)

Le dépouillement statistique des résultats nous donne une épaisseur moyenne de la couche d'argile molle superficielle de 5 m avec un écart type de 3 m.

Il y a donc bon accord entre ce chiffre et celui issue de l'étude sur cartes.

3. ETUDE DE DEUX CAS DE RUPTURE DU SOL APRES CHARGEMENT.

Deux cas de rupture de sol après chargement ont été étudiés :

. Route d'accès au terminal roulier poste à manutention horizontale avec franchissement de la vasière Ouest de Montoir.

. Aire de stockage de phosphates de l'entreprise Stocaloire.

1er cas :

Le franchissement de la vasière Ouest de Montoir a été réalisé par une route sur remblai hydraulique depuis la digue bordant la Loire au Sud vers l'ancien rivage au Nord. Il y a eu rupture généralisée de la vase superficielle par le remblai hydraulique.

Un sondage effectué à proximité de la route a donné la coupe suivante :

5,40 m CM à 1,40 m CM  
Vase très fluide

1,40 m CM à - 2,60 m CM  
Argile très plastique

-2,60 m CM à -12,90 m CM  
Alternance d'argile plastique et d'argile peu plastique à fins lits de sable (appelée "jalle" localement)

-12,90 m CM à -13,20 m CM  
Sables coquillers

L'étude des sols a montré que nous sommes en présence d'argiles vierges pour la première couche et d'argiles sous consolidées à normalement consolidées pour les couches inférieures.

De plus, la mesure de la cohésion non drainée  $C_u$  en place au scissomètre de chantier, a montré que entre 5,40 et 1,60 m CM les valeurs de cohésion intacte et remaniée sont identiques. C'est donc que cette

couche a été poinçonné par le remblai. On constate aussi que cette même couche est celle qui s'est déposée du fait de la construction de la digue (Fig. 2 et 3).

2ème cas :

L'édification d'un stock de 10 m de haut de phosphates ( $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$ ) a provoqué le poinçonnement du sol avec formation de bourrelets latéraux. Nous avons effectué deux sondages avec prélèvement d'échantillons intact en continu l'un à l'emplacement même du stock, l'autre dans une zone intacte voisine mais hors de l'influence de celui-ci.

La coupe du sol est la suivante :

7,50 m CM à 3,50 m CM  
Remblai hydraulique

3,50 m CM à - 3 m CM  
Argile très plastique

-3 m CM à -16 m CM

Alternance d'argile plastique à peu plastique (jalle) et de passages sableux plus ou moins épais.

L'étude détaillée à partir notamment de 22 essais oedométriques a conduit aux conclusions suivantes :

. Nous sommes en présence dans les deux cas d'argiles vierges de 3,50 m à - 10 m CM et d'argiles sous consolidées à vierges même aux plus grandes profondeurs. Les seules couches normalement consolidées sont celles d'argiles à fins lits de sable (jalle)

. La mise en coïncidence des coupes verticales de sol pour les deux sondages, rendue possible par la présence d'une couche d'huîtres à -15,50 m CM, montre le fluage de 0,50 à 1 m d'argile dans la couche supérieure ce qui a donné naissance aux bourrelets latéraux.

. La présence du stockage pendant 4 ans n'a pas provoqué de consolidation appréciable des sols (essais à l'Oedomètre)

Ceci met par conséquent en évidence le mauvais comportement de la couche d'argile superficielle.

CONCLUSION

La stabilisation du chenal de navigation sur la rive droite de l'estuaire de la Loire entre Donges et St Nazaire, a conduit à l'édification de la digue de Montoir. Cet ouvrage dont la finalité a été atteinte a eu pour conséquence un dépôt de vase très plastique d'environ 5 m d'épaisseur dans la concavité de Montoir.

Ainsi, les terrains mis hors d'eau du fait de cette construction ont ils été recouverts d'un sédiment de caractéristiques mécaniques très mauvaises. Ceci a conduit à des difficultés importantes lors de la mise en place de remblais ou de stocks destinés au fonctionnement des industries implantées dans la concavité de Montoir.

La construction de la digue de Montoir a donc conduit à la modification des propriétés mécaniques du sol en place ce qui a rendu très difficile toutes les mises en place de remblais.

Cet aspect négatif était prévisible mais on peut dire aussi que la création de zones industrielles n'était pas le but recherché au début du projet en 1930.

Références :

- .Levés de l'estuaire de la Loire -PANSN
- .Documents déposés au BRGM - Nantes
- .LCHF : Loire Maritime - Aménagement de l'estuaire.

# problèmes de sol et d'environnement en région nantaise

par

**H. Gonin**

SIMECSOL, Paris

**D. Pfefer**

SIMECSOL, Nantes

RESUME - Les études de sols ont pour premier but une synthèse de l'état du sol et du sous-sol avant une intervention humaine. Pour cela, le géotechnicien doit faire appel à différentes sciences ou techniques : la Géologie, la Géomorphologie, la Géophysique, l'Analyse Structurale, l'Hydrogéologie, enfin la Mécanique des Sols. Les auteurs passent rapidement en revue ces différents aspects de l'étude de sols en présentant quelques exemples très simples recueillis parmi les études auxquelles ils ont participé dans la Région Nantaise.

## INTRODUCTION

La collectivité humaine a occupé notre territoire de temps immémorial. Les données de la Géographie imposaient à l'origine son implantation : la situation privilégiée de la Région Nantaise à cet égard est évidente, l'embouchure d'un grand fleuve donnant accès soit à la mer, soit à l'intérieur. Depuis l'explosion de la civilisation moderne, l'accroissement simultané de la population et des moyens de communication a changé à la fois la manière dont l'homme utilise un site et les raisons de son choix ; les équipements collectifs occupent une place primordiale dans l'aménagement, et imposent, par la volonté humaine, des modifications parfois considérables à l'occupation du sol. Les données socio-économiques, ou les considérations politiques, pèsent lourdement sur les choix ; mais il est dangereux de méconnaître les données naturelles et l'évolution des équilibres. Les études de sols à caractère général doivent donc d'abord se proposer de décrire l'état existant, d'étudier sa gènes, et se préoccuper des modifications que l'on envisage d'y apporter.

A travers quelques exemples simples choisis dans la Région Nantaise, nous examinons ci-après quels sont les principaux moyens dont disposent pour cela les géotechniciens que nous sommes.

## I - GEOMORPHOLOGIE, GEOLOGIE, PHOTOS AERIENNES

De tout temps, l'homme a été un observateur passionné de la nature, et il était parfois pris, devant ce qu'il ne comprenait pas,

d'une terreur mystique. A l'heure actuelle, sa confiance toute récente dans les prodiges de la technique tend peut-être à l'éloigner de la patience et de la minutie de l'observation, et, au rythme accéléré de notre époque, la notion de temps n'a plus le même sens. Et pourtant, dans notre domaine, l'essentiel repose sur l'observation. Le bâtisseur se projette dans l'avenir : il lui faut à la fois tirer les leçons du passé, et prévoir les observations nécessaires pour enrichir sa connaissance.

En premier lieu, l'histoire des sols laisse son empreinte sur eux. Les efforts tectoniques ont plissé, fracturé les terrains sédimentaires ou non et l'érosion souligne, plus qu'elle ne les masque, les accidents anciens. La végétation différencie parfois les substrats, l'émergence des nappes se traduit dans le relief et l'occupation des sols : la Géomorphologie est l'étude des relations entre la nature des sols et la topographie. Inséparable de la Géologie, elle doit guider l'étude générale des sols.

Pour notre vieille terre, les observations des géologues sont rassemblées et publiées sous forme de cartes et de notices. C'est, bien entendu, le document de base. Mais, en zone peu urbanisée, un levé plus détaillé permet parfois d'obtenir des renseignements plus précis, notamment sur les pentes limites des affleurements, la tenue des talus naturels ou artificiels existants. Dans ce domaine précisément, la science moderne nous apporte un moyen de choix, dont la richesse, maintenant reconnue, n'est pas toujours exploitée à fond : les photos aériennes.

Grâce aux photos aériennes, le relief peut être restitué et exagéré, à l'aide du très simple stéréoscope ; l'état du terrain à différentes dates peut-être analysé. Selon les émulsions employées, les photos sont en lumière naturelle, ou utilisent des bandes du spectre électro-magnétique hors de la lumière visible : infra-rouge, ultra-violet, onde radio, radar. Nous n'insisterons pas davantage sur la photo-interprétation, qui a donné lieu à de nombreuses publications

spécifiques.

L'exemple que nous présentons ici est particulièrement simple, mais tout à fait dans le sujet du thème n° 1. Il s'agit de la Station d'Épuration du TOUGAS, dont la construction est en cours d'achèvement dans la vallée de la Loire, sur la commune de SAINT HERBLAIN. Cette station est installée dans une zone marécageuse qui a servi de décharge publique depuis la fin de la dernière guerre (Figure 1)

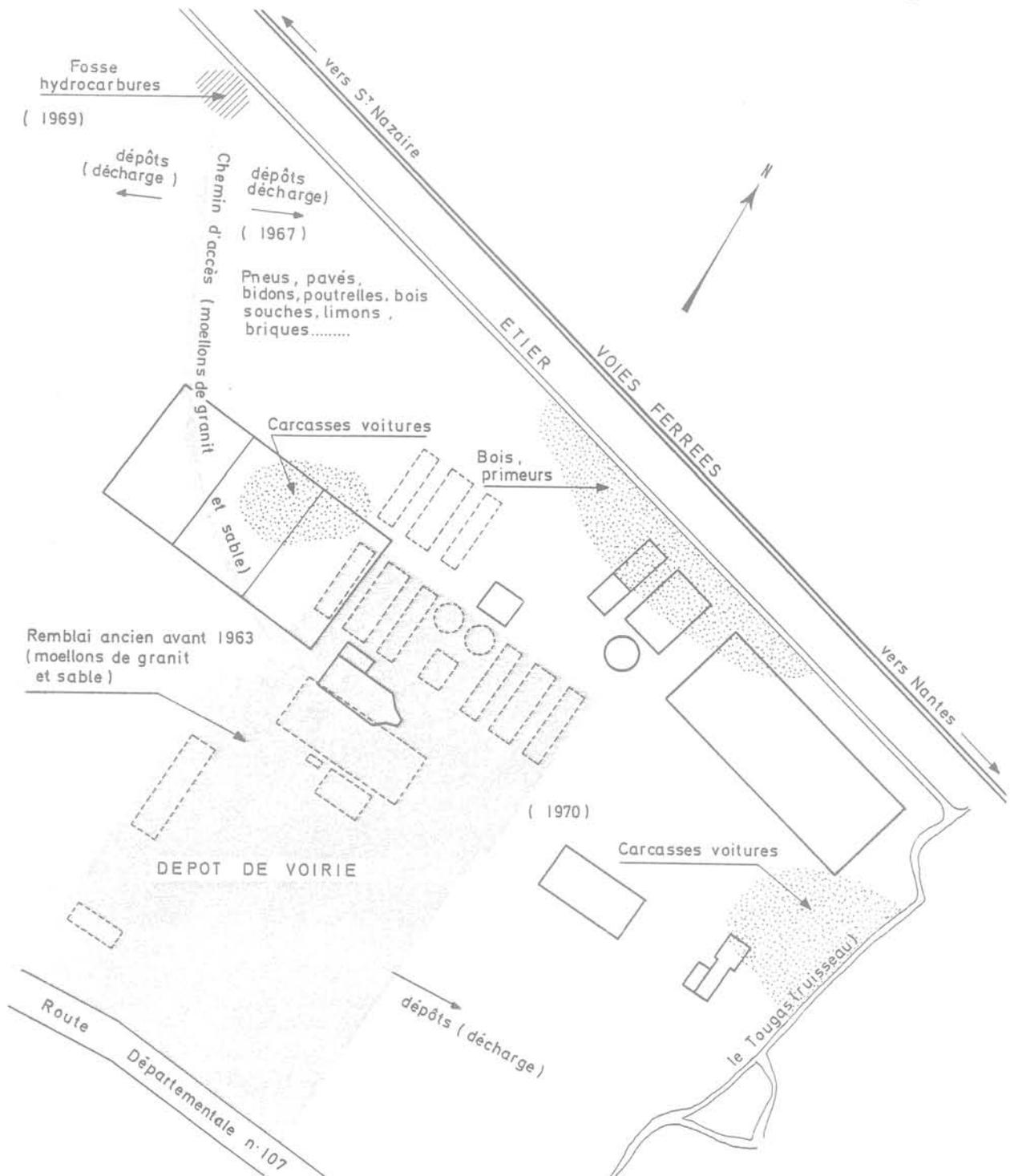


Figure 1 - Station d'Épuration de la vallée du TOUGAS - Zonage schématique -

Une enquête complétée par l'examen des couvertures aériennes existantes a permis d'établir une carte sommaire donnant des renseignements sur la date et la nature des dépôts, préalable nécessaire à toute étude. Ces renseignements sont ici d'autant plus nécessaires que ces matériaux de décharge recouvrent des dépôts récents de la Loire en grande épaisseur, compressibles et de portance limitée, donc que les zones les plus fraîchement surchargées sont les plus évolutives.

## II - PROCÉDES GEOPHYSIQUES

Un degré de précision supplémentaire peut, et quelquefois, doit être apporté à la connaissance du sous-sol par l'emploi de procédés géophysiques.

Le principe de la Géophysique est de mesurer en un point, ou entre deux points voisins, des grandeurs physiques dont les variations dans l'espace peuvent renseigner sur la nature, la compacité, la composition des différentes couches qui constituent le sous-sol.

La gravimétrie s'intéresse par exemple aux variations très fines de l'accélération de la pesanteur ; la sismique à la vitesse de propagation d'ondes, telles que le son ; la résistivité aux caractéristiques électriques des sols. Lorsque les mesures sont faites à partir de forages (diagraphies) et non de la surface du sol, on peut également mesurer la radioactivité naturelle, l'absorption de radiations, ou, en plus, des "paramètres de forages" pendant la réalisation du trou.

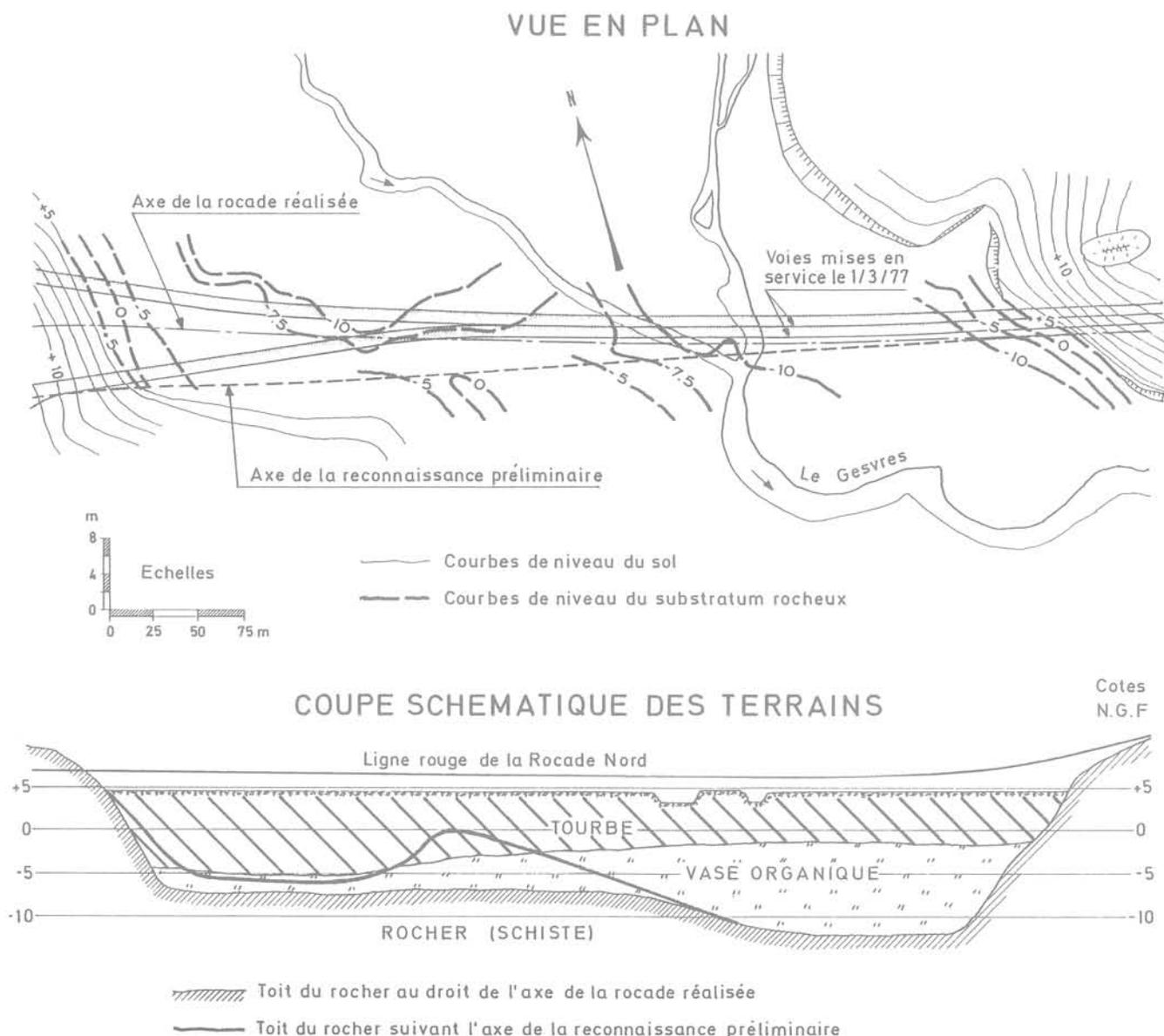


Figure 2 - Traversée du marais de GESVRES par la rocade Nord de la ville de NANTES.

On doit toujours vérifier et étalonner par des sondages carottés les résultats des études géophysiques, ce qui conduit à demander au géophysicien d'abord en quels endroits il désire des sondages, et ensuite, une réinterprétation de sa première étude en tenant compte des résultats de ces sondages. Faute de se plier à cette exigence, des erreurs peuvent être commises.

L'exemple que nous présentons ici est négatif : il s'agit en effet d'une étude pour laquelle la Géophysique n'a pas été employée, mais il montre bien son utilité ; le procédé adapté aurait été la Sismique.

La traversée du marais de GESVRES par la rocade Nord de la Ville de NANTES a donné lieu à un projet technique dont nous avons rapporté, par ailleurs, les caractéristiques et le déroulement (KERISEL - GONIN 1978). Ce projet a fait l'objet d'un concours lancé par la Ville de NANTES en Août 1975. Les conditions du terrain étaient connues par une étude préliminaire sur un axe indiqué sur la figure 2 ; l'axe définitif du tracé retenu diffère de celui-ci sur la rive droite. On peut voir que la topographie du substratum rocheux, qui constitue une donnée essentielle pour le projet, est telle que les coupes des terrains le long de ces deux axes sont sensiblement distinctes. Le projet a dû être adapté aux conditions réelles du site, imparfaitement connues au moment des études préliminaires. Il s'agit là d'un cas où une étude géophysique était rendue difficile par les conditions d'accès et des raisons d'ordre administratif ; il est néanmoins évident que seule une étude de ce type pouvait apporter sur la topographie du substratum rocheux des renseignements globaux permettant de définir un projet sans incertitude.

Ce cas est fréquent dans la Région de NANTES, où des dépôts récents de transgression masquent une topographie très variée du substratum rocheux ; aussi les études récentes de déviations routières faites par la Ville de NANTES font-elles appel à la Géophysique pour définir les grandes lignes de la topographie du substratum, vérifiées par des sondages implantés en fonction des résultats de la Géophysique et des possibilités d'accès ; les études qui en résultent sont à la fois économiques et complètes (liaisons du VERTOU, de BELLEVUE). Malgré la réussite finale, la traversée routière du marais de GESVRES valait, à notre avis, d'être citée comme bien adaptée à une étude sismique qui n'a pas été faite.

### III - ANALYSE STRUCTURALE

L'analyse structurale est une méthode d'étude très élaborée qui se propose de déduire les états de contraintes existant ou ayant existé dans le sous-sol ou les constructions à partir des déformations ou mouvements qui s'y manifestent ou s'y sont manifestés, et de leur symétries. Cette technique est actuellement utilisée pour les recherches

pétrolières et minières. Il s'agit essentiellement de recueillir sur le terrain des observations sur les déformations, fractures ou failles des roches (au sens géologique du terme), leur distribution dans l'espace, et les mouvements relatifs des compartiments les uns par rapport aux autres. Pour suivre les évolutions, notamment d'ouvrages qui supportent des mouvements, on peut munir les deux lèvres d'une fracture de repères qui permettent des mesures tridimensionnelles.

Les trois composantes du mouvement d'une fracture sont le rejet, le décrochement et l'ouverture, suivant un système d'axe comportant l'horizontale du plan, l'horizontale qui lui est perpendiculaire et la verticale (figure 3). Pour un état donné, des organisations apparaissent qui permettent des déductions. Les évolutions récentes ou en cours peuvent être distinguées des mouvements anciens dont les traces sont "cicatrisées" (souvent par des remplissages cristallisés).

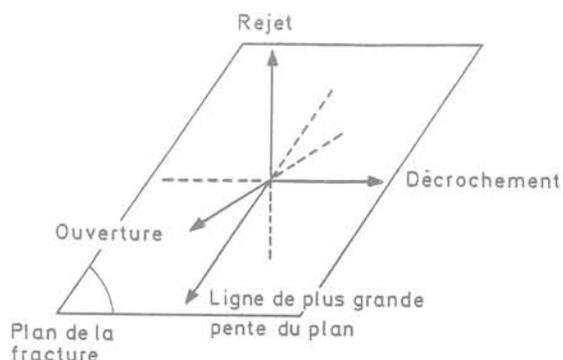


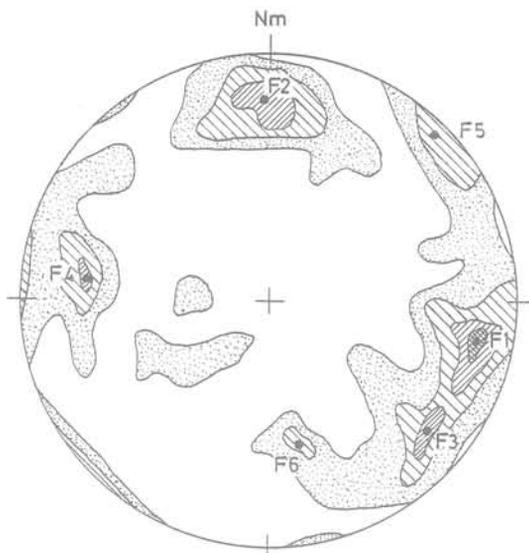
Figure 3 - Jeu d'une fracture - Définitions

Dans notre domaine, les applications de cette méthode sont plus nombreuses qu'il peut apparaître à première vue. Nous l'avons, par exemple, utilisée avec profit, en Région Parisienne, pour l'étude du doublage du tunnel de SAINT CLOUD, dans l'analyse de la stabilité de la bordure Est de la colline du TROCADERO et de la fissuration du tunnel existant. Elle s'applique à l'étude des mouvements d'une structure fissurée, à celle de la stabilité de talus rocheux. L'exemple très simple que nous avons choisi comme illustration est celui de l'étude, en Juin 1979, de la stabilité d'une passerelle pour piétons, à la pointe de CHEMOULIN à SAINT NAZAIRE.

Le relevé des discontinuités de la roche (il s'agissait là d'un gneiss) est reporté sur la figure 4 en projection stéréographique et en représentation polaire, qui permet l'établissement d'un diagramme statistique.

Cette étude permet de déterminer les risques d'instabilité, et de proposer un confortement par boulons d'ancrage (cf. figure 5). La confortation de ce morceau de falaise et l'établissement, avec une notable économie de moyens, d'un chemin piétonnier ne constituent ils pas un bon exemple du respect de l'environnement ?

DIAGRAMME DE SCHMIDT  
demi-sphère inférieure



Densité des mesures



Figure 4 - Pointe de CHEMOULIN

Diagramme polaire statistique des discontinuités.

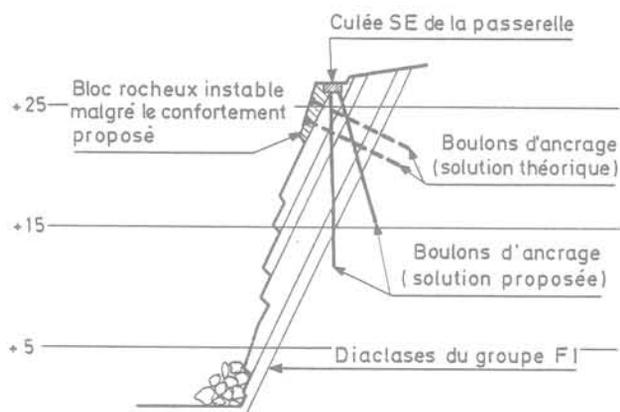


Figure 5 - Passerelle pour piétons de la Pointe de CHEMOULIN

Confortation de l'appui de la culée.

#### IV - HYDROGEOLOGIE

L'Hydrogéologie nécessite des études longues et rassemblant de multiples observations sur la pluviométrie, les bassins versants, la piézométrie des nappes, les écoulements des eaux vives et souterraines. Il est très important de s'en préoccuper, car les équipements collectifs, qui trouvent souvent une implantation privilégiée dans le lit majeur des fleuves, apportent des modifications au régime des eaux, sans parler des problèmes liés à la pollution des nappes. Ces études sont d'autant plus nécessaires que l'eau est une ressource naturelle dont l'homme a grand besoin ; mais on ne doit pas perdre de vue que l'exploitation des ressources en eau a souvent des incidences sur les travaux de construction.

Nous ne nous référerons pas ici à une étude particulière, mais passerons en revue quelques problèmes qui se présentent fréquemment dans la Région Nantaise et qui sont en relation avec l'Hydrogéologie.

En premier lieu, on oublie souvent que le contexte géologique, dans la vallée de la Loire et ses affluents, est favorable à l'existence de conditions artésiennes au contact du substratum rocheux. L'existence de ces conditions faiblement artésiennes est souvent très difficile à mettre en évidence d'une manière simple, rapide et peu coûteuse; elle conditionne cependant l'équilibre et la consolidation des dépôts récents de transgression qui forment le remplissage alluvial. Malheureusement, il arrive souvent que dans les projets on doive se contenter sur ce point de choisir une hypothèse sans certitude absolue, faute de temps et d'argent.

Par ailleurs, c'est un lieu commun de dire qu'il faut se préoccuper de l'incidence des abaissments phréatiques dûs aux épuisements dans les fouilles, à l'extérieur de celles-ci. Le problème se pose avec une acuité particulière pour les terrains qui forment le remplissage alluvial de la vallée de la Loire, constitué d'une succession de lits sableux et de fines passées de vase marine. La grande distorsion des perméabilités qui en résulte a pour conséquence d'étendre au loin le rayon d'influence d'un abaissement phréatique local.

Enfin, la pollution des eaux souterraines est un facteur dont il faut tenir compte dans les projets. La pollution par des hydrocarbures, et notamment des essences légères, présente des dangers et nécessite des précautions sur lesquels il n'est pas inutile d'insister. Nous devons en tenir compte dans les études de sols.

#### V - ET LA MECANIQUE DES SOLS ?

Etude du comportement mécanique des sols, elle doit intervenir, au stade des études générales, pour éclairer ou confirmer toutes les observations recueillies et exploitées.

Trop souvent, elle est considérée comme un but en soi, avec des formules passe-partout et des recettes hermétiques au profane. Nous concevons pour notre part l'utilisation de nos connaissances en Mécanique des Sols comme un outil au service d'une recherche inductive portant sur les problèmes qui se posent et l'examen des solutions qui peuvent y être apportées. C'est pourquoi, à notre sens, l'étude de Mécanique des Sols doit se fixer des buts précis, avec la meilleure économie de moyens possible ; et elle n'est qu'une part, essentielle mais limitée, de l'étude des sols à caractère général. Ce sera par exemple, la détermination des caractéristiques à long terme d'une argile dont l'origine géologique sera bien précisée, ou de la compressibilité et des facteurs de la résistance au cisaillement d'un dépôt récemment parfaitement identifié, ou l'étude granulométrique d'alluvions fluviatiles, ou des caractéristiques de gonflement d'une marne formant une couche sédimentaire bien localisée.

#### CONCLUSIONS

Comment doit être présentée l'étude de sols ? A quoi peut elle servir ? On permettra aux auteurs, en conclusion, de donner leurs idées personnelles sur cette question.

La synthèse des études faites doit être présentée clairement dans un rapport court. Si ce rapport a plus de vingt pages, il ne sera pas lu dans son intégralité. Au besoin, on peut renvoyer à des annexes plus détaillées traitant d'une matière particulière.

Il doit être accompagné de plans et de schémas synthétiques peu nombreux, établis dans un souci de clarté et dans un but didactique. On ne doit pas hésiter à donner des explications d'ordre général, en évitant toutefois les stéréotypes, ce qui demande un effort constamment renouvelé. Ce rapport doit envisager les répercussions lointaines des aménagements prévus, et donner au lecteur le désir de s'en préoccuper, en suscitant sa curiosité. Il doit souligner les avantages ou les inconvénients des différentes solutions envisageables, leurs conséquences prévisibles, mais s'il peut orienter un choix, il ne doit pas chercher à l'imposer.

Enfin, les prévisions doivent pouvoir être comparées aux réalités. Le rapport suggérera la mise en place d'un système de mesures et de contrôles adaptés aux problèmes qui se posent, et insistera sur les dispositions à prendre pour en assurer le suivi. Il y a là, dans la pratique, un problème d'une très grande difficulté. Faute d'un effort collectif suffisant pour recueillir des données, car chacun estime que cet effort incombe au voisin plus qu'à lui-même, nous sommes mal armés pour résoudre au mieux des problèmes qui se sont déjà posés. Il y a parfois lieu d'être consterné, lorsqu'un sinistre

arrive, en voyant le peu de renseignements dont les experts disposent pour en rechercher les causes. Quelques observations consignées en leur temps seraient souvent d'une aide extrêmement précieuse, et les cas ne sont pas rares où cela aurait permis de prévoir des incidents et de prendre préventivement des mesures adaptées.

L'un de nous s'étonnait un jour, devant les questions curieuses et pertinentes qui lui étaient posées par son client, que celui-ci n'ait que très superficiellement lu le rapport d'étude de sols qu'il avait entre les mains. "Vous savez bien, Monsieur, que les rapports sont faits pour ne pas être lus", fut la réponse en forme de constat humoristique.

Faisons au moins en sorte que nos rapports valent la peine d'être lus !

#### REFERENCES

DE SLOOVERE P, (1980) Reconnaissance du sous-sol par enregistrement instantané de divers paramètres au cours de la perforation d'un forage destructif. Bulletin de l'Association internationale de Géologie de l'Ingénieur, (21) 43-48.

HOEK E, (1974) Rock slope Engineering, the institution of mining and metallurgy, London.

KERISEL J, GONIN H, (1978), La traversée du marais de Gesvres par la rocade Nord de la ville de Nantes. Revue Générale des Routes et Aérodrômes, (543), 45-58.

L'évaluation Géotechnique et la Télédétection appliquées aux projets routiers dans les pays en voie de développement (1980). Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, (107) 37-72.

LOUIS C, (1977), Apport de la Géotechnique aux exploitations minières à ciel ouvert, B.R.G.M. Orléans.

# environnement et pose d'une conduite sous-marine

par

**A. Grovel**

I.U.T. Génie civil, Saint-Nazaire

RESUME - La pose d'une conduite sous-marine de 2,3 km de long et 250 mm de diamètre, près de Lorient, dans une région particulièrement exposée à la houle, fut guidée par l'étude de l'environnement, l'océanographie fixa la zone d'arrivée en mer, l'analyse des houles et l'environnement humain imposèrent le point de départ, et c'est l'utilisation d'une caractéristique géologique du site qui permit le franchissement en sécurité du déferlement. Des mesures postérieures ont montré que le déferlement pouvait s'accompagner à cet endroit de phénomènes annexes plus dangereux que ceux initialement prévus ; on peut donc penser que c'est la disposition particulière du passage sous les déferlantes qui assure depuis bientôt dix ans la bonne tenue de l'ouvrage.

## INTRODUCTION

En 1967 la ville de LORIENT envisageait de résoudre définitivement les problèmes de pollution de sa rade, dans laquelle se jetaient tous les égouts, en construisant une station d'épuration dont les rejets, stérilisés à 100 %, seraient évacués au large, sur le fond, en un point de non retour. M. G.SAURY et M. M.RUZ, qui étaient alors respectivement Ingénieur d'Arrondissement et Ingénieur T.P.E. responsable des V.R.D. de la ville, chargèrent alors l'auteur de cette communication de l'étude préliminaire en nature de cet émissaire sous marin. Il s'agissait de définir les contraintes de l'environnement sur les choix du tracé, de la mise en oeuvre et de la conception de l'ouvrage.

Une convention entre l'Arrondissement Maritime de l'Equipement du Morbihan et le laboratoire de Géologie Marine de l'Université de Nantes (Directeur F. OTTMANN) a permis d'utiliser tous les moyens d'investigation nécessaires.

## LE SITE

La carte ci-après montre la situation du projet et les faits marquants à priori. A l'intérieur des terres, dans la rade de Lorient, se jettent les estuaires du BLAVET et du SCORFF, dont les crues quasi simultanées sont susceptibles d'augmenter considérablement la compétence d'un courant de jusant.

La géologie est simple, tout au moins pour

ses utilisations en travaux publics. La bande côtière est formée de granulite, ou granite à deux micas, diaclasé et souvent altéré ; à quelques kilomètres de là, à PLOEMEUR, se situent les plus grandes carrières françaises de kaolin. Le recouvrement superficiel est généralement absent, hormis quelques lambeaux de conglomérats pliocènes en falaise sur les bords du BLAVET et à la sortie même de la rade de LORIENT. On cherche vainement sur cette côte Sud de la Bretagne les débris de coulées de solifluxion, et notamment les blocs erratiques, vestiges des glaciations quaternaires, si fréquents sur la côte Nord. Au large, l'île de GROIX, aux célèbres micashistes et amphibolites, assure une protection contre les houles du Sud Ouest ; une ligne de haut fonds la relie aux îles GLENANS, et cette ligne est interrompue par des passages ouverts aux houles de Ouest Sud Ouest.

Entre GROIX et la côte, les fonds sous-marins peuvent être schématisés comme un plateau de profondeur 25 mètres, entaillé à l'Ouest par une fosse ouverte vers le large par un de ces passages et profonde d'environ 40 mètres, la fosse du TALUD. A 2 300 mètres, dans l'Est Nord Est, le point le plus proche est la pointe du TALUD ; la liaison entre la pointe et la fosse du même nom paraît à priori la plus intéressante pour un émissaire, avec le maximum de trajet terrestre et le minimum sous-marin.

Le premier point de l'étude a donc consisté à vérifier que la fosse du TALUD pouvait être considérée comme un point de non-retour, par des mesures portant sur la stratification des eaux, le régime des courants et la sédimentologie. Ce point une fois acquis, restait à définir l'ouvrage.



- . Crues centennaires du BLAVET et du SCORFF
- . Courant de pente calculé et extrapolé d'après 10 ans d'observations météorologiques.

On atteignait des vitesses maximales de 2 noeuds, soit 1 mètre/seconde, portant à l'Ouest, sur les fonds destinés à porter la conduite. La nécessité de l'ancrage par pieux n'apparaissait donc nullement et la relative modération des courants autorisait une solution où l'alourdissement de l'émissaire suffirait à le stabiliser.

#### Les houles

Deux mois de mesures par fonds de 25 mètres à l'aide d'un capteur à pression permirent de poser le problème et notamment de commencer une corrélation houle-météorologie, en utilisant la méthode de calcul SVERDRUP - MUNK-BRETSCHNEIDER sur 10 ans de cartes météorologiques de l'Atlantique. Les plans de houles pour les directions principales et les périodes les plus fréquentes mirent en lumière l'importance des houles venant de l'Ouest Sud Ouest ; cette direction coïncidait de plus avec celle des vents locaux les plus fréquents et les plus forts. Il y avait donc, lors des tempêtes, superposition de la houle et de la "mer du vent", avec le phénomène habituel de concentration autour d'une pointe comme celle du TALUD.

La houle de projet était donc la suivante :

- Période : 10 - 11 secondes
- Direction : Ouest-Sud-Ouest
- Occurrence de hauteur : 5 mètres annuelle  
10 mètres décennale

Après réfraction, sur zone, par fonds de 25 mètres.

Vu l'importance des houles il fallait impérativement présenter la conduite orthogonalement aux crêtes des houles les plus fortes ; l'orientation vers l'Ouest-Sud-Ouest était donc imposée.

## LES FORCES PHYSIQUES

### Les courants

Les mesures anciennes demandaient à être complétées. On réalise donc dans ces "coureaux" un mouillage de courantographe de 16 jours, trois stations au point fixe de 25 heures, trois coupes verticales et deux lâchers de 10 flotteurs en surface. La corrélation avec la météorologie permit d'analyser convenablement les courants entre leurs différentes composantes :

- . Mi-jusant d'une marée de coefficient 120
- . Courant de dérive du plus fort vent d'Est recensé en 10 ans.

## CHOIX DU TRACE

Compte tenu des conditions précédentes, auxquelles l'ouvrage devra résister, c'est l'étude des fonds marins tant du point de vue morphologique que géologique et géotechnique qui décidera du choix définitif du tracé.

En effet l'importance des houles et surtout la nécessité de franchir le déferlement, zone toujours critique, ont fait immédiatement songer à la solution d'une conduite ensouillée.

Les fonds marins entre GROIX et la côte étaient très bien décrits par des minutes de sonde, au 1/5000e, exécutées au plomb suiffé, au siècle dernier, par le Service Hydrographique. Un relevé bathymétrique, avec des moyens modernes, permet de se recalculer sur ces documents. Des prélèvements (une cinquantaine) à la drague, à la benne, au carottier KULLENBERG, des plongées enfin, complétèrent ces informations.

Dans la solution de la canalisation ensouillée, le tracé (n° 1 sur la carte) suivait des zones sableuses, en partant d'une crique particulièrement bien abritée des houles d'Ouest et d'Ouest Sud-Ouest pour virer plus au large en se présentant dans le sens de la fosse du TALUD. L'argument favorable était la découverte sous la surface du sable, à une profondeur comprise entre un demi-mètre et un mètre, d'un niveau assez régulier de galets ; mais la mobilité probable de ce sable sous l'action de la houle faisait aussi prévoir qu'un pipeline simplement posé pourrait s'enfouir naturellement très doucement jusqu'aux galets.

De plus le trajet était long et surtout, la présence d'habitations à terre autour de la crique, interdisait la solution de pose la plus économique, à savoir l'implantation à terre du chantier d'assemblage de la conduite.

La solution adoptée (n° 2 sur la carte) consistera donc à s'orienter perpendiculairement aux crêtes des houles dominantes suivant le tracé le plus court, en partant de la pointe du TALUD, là où une diaclase dans la roche permettait d'atteindre le plus rapidement des fonds de 17 mètres. On présentait donc ainsi la plus petite longueur possible au déferlement. De plus, la pointe étant déserte, le chantier de préparation et de lancement était aisé à installer.

La pose d'une semelle filante telle qu'une canalisation de 250 mm de diamètre sur des fonds de roche, de sables recouvrant des galets, d'argiles raides altérations de granites sous-jacents, ne posaient aucun problème géotechnique sérieux.

Vis à vis des courants et des vitesses orbitales de la houle, le poids et les charges de la conduite enrobée de béton assuraient sa stabilité.

La partie fragile se situait évidemment dans la zone du déferlement. Or dans cette zone, par beau temps, le sondage moderne à l'ultra-son avait décrit un sol sous-marin de deux à trois mètres moins profond que ne le montraient les cartes du siècle dernier.

A terre, à deux cent mètres de là, sur les falaises de la pointe du TALUD, la surface de la roche granitique était plane, rabotée, avec des stries régulières, comme dans les pays nordiques actuels. S'agissait-il là de traces de coulées de solifluxion ? Dans ce cas, qu'étaient-elles devenues ?

Une plongée permit de découvrir à l'endroit même où les écarts de sonde étaient si grands, au pied du flanc Ouest de la pointe, un chaos granitique composé de blocs de 5 tonnes : un "HUELGOAT" sous marin. Sur les blocs le plomb des vieux sondeurs devait glisser, atteindre des profondeurs plus grandes que le sommet, alors que l'ultra son lissait le tout en un toit élevé. Pour franchir cet obstacle l'entreprise qui lança l'émissaire dut réaliser une saignée dans ce chaos en relevant ces blocs à la grue.

Or des mesures de houle récentes dans cette région (THOMAS-GROVEL) interprétées par le Laboratoire de Génie Civil de l'ENSM, ont montré que les "long-shore currents", ces courants pulsatoires très violents qui prennent naissance entre le déferlement et la côte, avait probablement, lors de l'étude de cette conduite, été très sous-estimés. En certains points, par tempêtes d'Ouest, on pouvait craindre des vitesses de 6 noeuds, soit 3 mètres/seconde.

On peut donc s'interroger : n'est ce pas la protection des blocs de granite du chaos dans la zone du déferlement et près de la côte, qui permet à cet émissaire de si bien résister aux tempêtes en ce lieu très exposé, et cela depuis bientôt 10 ans ?

## CONCLUSIONS

L'étude de l'environnement a donc guidé pas à pas la recherche d'une solution de pose. Les vitesses de courants n'étaient pas excessives et permettaient d'envisager une conduite alourdie et protégée mais sans ancrage par pieux. Le sol sous-marin, lorsqu'il était mobilisable, n'était qu'un faible recouvrement de formations stables, constituant de bonnes fondations. Le gros problème était donc constitué par la houle. La direction de lancement fut celle de l'orthogonale des houles dominantes et le franchissement du déferlement fut assuré au point de pente maximale, en profitant au mieux de l'abri d'une tranchée au milieu d'un chaos de blocs de granite.

Les ruptures au déferlement étant très fréquentes dans ce genre d'ouvrages, on peut se demander si l'accumulation, de part et d'autre d'une conduite, d'enrochements naturels ou artificiels dans la zone des "long-shore currents", n'assurerait pas une solution de protection analogue.

## Références

GROVEL A. (1970)  
Etude d'un Estuaire dans son Environnement,  
Thèse Etat Fac. Sc. Nantes

THOMAS P. (1977)  
Contribution à l'étude de la houle à  
l'embouchure de la Laïta  
Rap. D.D.E. Morbihan

THOMAS P. , GROVEL A. (1978)  
Problèmes posés par le dépouillement d'une  
houle irrégulière à la côte.  
Communicat. Colloque U.O.F. 1978.

# la variante souterraine, solution aux problèmes d'environnement

par

**J. Brégeon**

B. R. G. M., Orléans

**P. Duffaut**

B. R. G. M., Orléans

RESUME - Pour un grand nombre d'ouvrages, le choix d'une variante souterraine présente des avantages et des inconvénients, ceux-là l'emportent généralement sur ceux-ci en matière de protection de l'environnement. Assurément, des problèmes techniques difficiles peuvent apparaître par exemple pour la reconnaissance géologique, et pour l'établissement du projet, qui met en jeu les mécanismes des sols, des roches et de l'eau. Le facteur essentiel est la structure géologique : par leur disposition par rapport à la surface, et par leur structure propre, certains terrains constituent des structures préexistantes qui peuvent être très favorables pour certains usages (exemple : pièges anticlinaux pour le stockage de gaz). C'est donc l'environnement géologique qui porte en lui-même la solution à maint problème de protection de l'environnement écologique. Il y a lieu de reconnaître les *structures favorables* aux usages les plus urgents, et aussi à des ouvrages plus lointains qui seraient plus contraignants ; plus généralement les Etats vont être conduits à assurer une véritable gestion de cette ressource nouvellement perçue que constitue l'espace souterrain.

## INTRODUCTION

Bien des motivations ont conduit l'homme à creuser et utiliser le sous-sol, depuis la plus haute antiquité, parmi lesquelles l'accès à l'eau souterraine, l'exploitation des ressources minérales, la conservation de denrées périssables, l'abri contre les intempéries, les bêtes sauvages ou les ennemis, sans compter des motivations plus mystérieuses d'ordre spirituel ou religieux. Dans certains cas, il n'y avait pas d'alternative : faute d'eau en surface dans les déserts, il faut aller la chercher en profondeur ; dans d'autres cas, il y avait un choix à faire entre deux variantes, soit une construction à la surface, soit un ouvrage souterrain ; quant aux exploitations minières, elles présentent aussi deux modes possibles, en découverte ou en souterrain.

La civilisation industrielle a intensifié et diversifié certaines de ces motivations ; en outre, elle en a ajouté de nouvelles en raison des besoins énergétiques, de l'extension des voies de communication et de l'accroissement considérable des surfaces bâties, tant zones urbaines que zones industrielles. La *variante souterraine* apparaît alors de plus en plus souvent, dans les aménagements hydroélectriques, pour le franchissement d'obstacles naturels ou artificiels, pour le stockage de produits énergétiques, mais aussi dans les innombrables réseaux et services nécessaires

à la vie urbaine, enfin pour toute sorte d'activités commerciales, industrielles et militaires.

C'est aussi la civilisation industrielle qui a conduit à prendre conscience de la *pollution* et des *nuisances* et à développer le concept moderne de *protection de l'environnement*, en raison justement de la concentration croissante des hommes, de leurs activités, et des déchets inévitables. Si les sociétés ont cru d'abord pouvoir reléguer les activités polluantes dans des "réserves" industrielles à la façon du paysan qui relègue les porcs dans la porcherie et préserver au contraire des zones résidentielles, des zones de loisirs, voire même des zones de "conservation" de la nature, elles ont compris désormais qu'il faut appliquer partout et toujours une politique active de limitation des nuisances et des pollutions, éventuellement modulée suivant l'affectation de différentes zones.

Qu'on se tienne au sens anglosaxon du terme environnement (la Terre, ses climats, ses flores et ses faunes) ou qu'on y inclue au sens français tous les éléments de cadre de vie social (l'esthétique, les patrimoines historiques et culturels, les perceptions, l'hygiène et le confort, aussi bien dans le travail et le repos, dans les transports et les loisirs), il est clair que les variantes

souterraines ne sont pas indifférentes. Dans beaucoup de cas, leurs avantages sont considérables, dans quelques uns, des inconvénients apparaissent, voire des dangers. Dans la plupart néanmoins, des problèmes techniques difficiles sont posés, qui dépendent très largement de la nature du sous-sol.

C'est donc l'environnement géologique qui porte en lui-même la solution à maint problème de protection de l'environnement en général. Les grandes options d'une politique d'aménagement du territoire ne doivent plus négliger les potentialités propres du sous-sol, éminemment variables d'un endroit à l'autre. En outre, les grandes nations seront amenées à mettre en place des systèmes de plus en plus perfectionnés de gestion de l'espace souterrain, dans lesquels la place de la géologie restera prépondérante.

#### lère Partie - AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE LA VARIANTE SOUTERRAINE

Il n'est guère faisable de recenser la totalité des usages possibles du sous-sol, et moins encore d'établir un tableau exhaustif des avantages et des inconvénients de la variante souterraine. Le tableau I n'a donc qu'un caractère d'exemple schématique et ne doit pas être pris comme l'aboutissement d'une étude détaillée. Il recense trois types d'avantages et quatre types d'inconvénients :

#### Les avantages

Le premier avantage, c'est d'épargner l'espace superficiel utile pour d'autres usages, urbain, industriel, agricole, etc. (il épargne aussi d'ailleurs l'espace au-dessus du sol). En effet, l'emprise des installations au sol d'une variante souterraine n'est qu'une petite fraction de l'emprise des variantes superficielles. En outre, il y a toujours de l'espace souterrain disponible et en particulier à faible distance des zones à desservir.

Le second avantage, c'est que tout ce qui est mis en souterrain est du même coup isolé, c'est-à-dire à la fois protégé contre les agressions en tout genre (ce qui ne concerne pas directement l'environnement), mais en même temps soustrait aux regards et plus généralement soustrait à tous les sens.

La mise en souterrain des eaux usées urbaines est un exemple significatif de ce second avantage : bien avant l'ère chrétienne Rome s'est dotée d'un émissaire souterrain, Cloaca maxima. Outre le confort des sens, l'hygiène s'en est aussi trouvée améliorée, c'est pourquoi les systèmes d'égoûts et d'émissaires constituent aujourd'hui une des principales populations d'ouvrages souterrains dans le monde. Pour cet usage, la variante souterraine paraît définitivement adoptée, favorisée il est vrai par la nécessité de recueillir les effluents par gravité, donc au niveau le plus bas possible.

Types d'utilisation du sous-sol	AVANTAGES			INCONVENIENTS			
	Economie d'espace	Isolement	Raison technique	Nuisances Pollutions	Psycho et Physiologiques	Juridiques	Coût Excessif
Extraction							
. Eau		x	x			x	
. Chaleur		xx	xx				
. Pétrole			xx				
. Charbon	x		xx	xx	xx		
. Minerais	x		xx	x	x		
. Matériaux	xx		xx	x	x		
Franchissement							
. Aqueduc	x		xx				
. Chemin de fer	x		xx				
. Route	x		x				x
Abri							
. Denrées	x	x					
. Denrées réfrigérées	x	xx					
. Hydrocarbures, etc.	xx	xx	xx	x			
. Parcs à voitures	xx						
. Commerces	x				xx		
. Industries	x				x		
. Traitement des eaux	x	x					x
. Défense			xx		x		
Enfouissement							
. Déchets agricoles		xx		x			
. Déchets industriels		xx		x			
. Déchets nucléaires		xx		xx		x	

Tableau 1 - Principaux avantages et inconvénients de la variante souterraine

En réalité, toutes les cases ou presque mériteraient des commentaires particuliers. Les signes x et xx indiquent des avantages ou inconvénients importants ou très importants en moyenne (sous réserve de cas particuliers). L'absence de x signifie seulement moins important et non absence de lien.

Plus généralement l'ensemble des réseaux urbains de canalisations, eau, gaz, électricité, téléphone et bien d'autres se sont enterrés peu à peu à faible profondeur. L'eau bénéficie ainsi d'une protection thermique, indispensable sous certains climats. Les autres se sont enterrés surtout pour ne pas occuper d'espace en surface ou au-dessus. C'est qu'en effet tout occupant linéaire introduit une coupure de l'espace superficiel qui peut être extrêmement gênante pour les autres usages. La suppression des coupures est un argument essentiel en faveur de l'implantation en sous-sol des canalisations, surtout les plus encombrantes, et aussi des voies ferrées. La superposition des réseaux dans l'espace aérien, classique d'abord pour les fils et câbles, s'est étendue ensuite aux chemins de fer, puis aux autoroutes, au moins au niveau des échangeurs. Cette superposition est souvent plus facile en employant le sous-sol : les passages souterrains se multiplient au moins dans les villes, pour éviter des ouvrages bruyants au niveau des étages habités.

Un troisième avantage est d'ordre technico-économique, c'est d'ailleurs bien souvent celui qui a conduit d'abord aux solutions souterraines : le tunnel de circulation sous la montagne évite les dénivellations qui conduiraient au col, et les difficultés pour maintenir la voie en service l'hiver ; et s'il s'agit d'un canal, il n'y a plus d'alternative, il faut passer de niveau ou abandonner ; le franchissement d'une voie maritime par dessous évite toute restriction au trafic, ainsi sous la Manche, les variantes de pont ont été écartées au profit du tunnel à cause de la vulnérabilité des piles ; la conduite forcée de l'usine hydroélectrique peut bénéficier de la résistance du terrain ; de même le stockage d'hydrocarbures, au-delà d'une certaine dimension, est moins cher en souterrain.

Il faut bien reconnaître que dans la plupart des cas plusieurs avantages s'ajoutent. Si l'environnement n'a pas toujours été la première préoccupation des constructeurs d'ouvrages souterrains, il n'en est pas moins toujours bénéficiaire. De plus en plus il passe aujourd'hui au premier rang des préoccupations, ainsi dans le franchissement en souterrain d'une partie du Bois de Boulogne par le boulevard périphérique de Paris.

Quelques chiffres sommaires illustrent le gain d'espace : un volume de gaz de l'ordre du milliard de mètres cubes, tel qu'on sait le stocker dans une structure piège analogue à un gisement de pétrole, remplace plusieurs milliers de gazomètres d'autrefois (diamètre 50 m, hauteur 40 m) qui occuperaient donc ensemble une surface de plus de 10 km<sup>2</sup>. Au contraire, les installations au sol du stockage souterrain ne représentent que quelques hectares.

#### Les inconvénients

D'abord le danger de nuisances et pollutions, souvent cachées ou insidieuses justement

parce que rien ne se voit depuis la surface. Le tableau 2 énumère divers impacts des exploitations et ouvrages dans le sous-sol, tout au moins ces impacts négatifs que sont les nuisances et les pollutions. Il comprend trois rubriques, les impacts sur la surface du sol, en position et en stabilité, sur les eaux souterraines, en niveau, débit et qualité, enfin sur le terrain lui-même, dont l'état naturel, la virginité initiale, sont irréremédiablement modifiés. La dernière rubrique, sur l'effet de coupure, s'applique lorsqu'un usage du sous-sol empêche ou restreint notablement l'accès au sous-sol plus profond ou plus lointain.

Tableau 2 - Impacts des usages du sous-sol

- I - Sur la surface du sol
  - . affaissement vertical lent
  - . basculement
  - . affaissement brutal (mines et carrières)
  - . fontis
  - . secousses produites par injection de fluides
- II - Sur l'eau souterraine
  - . abaissement du niveau de la nappe
  - . barrage sur l'écoulement de la nappe
  - . pollution par les effluents
  - . réchauffement ou congélation
  - . changement de pression interstitielle
- III - Sur le terrain lui-même
  - . décompression, ameublissement
  - . concentrations de contrainte
  - . écoulement d'air, oxydation
  - . écoulement d'eau, lessivage
  - . occupation d'espace à 3 dimensions
  - . effet de coupure

Ensuite, les réactions physiologiques et psychologiques des individus appelés à travailler ou séjourner en souterrain, encore que les conditions de ce confinement soient généralement moins contraignantes que par exemple dans un sous-marin. L'expérience acquise aujourd'hui sur l'éclairage, la climatisation, la forme et la disposition des volumes est considérable, qu'il s'agisse d'installations civiles ou militaires. Il n'y a plus qu'une proportion infime de la population pour ressentir une différence gênante avec les conditions "normales".

Les difficultés juridiques ne sont pas négligeables, qui tiennent non seulement aux droits de propriété, mais aussi à l'inadaptation d'un grand nombre de réglementations. C'est seulement dans le cas des mines que les codes sont précisément adaptés au sous-sol. Pour les "établissements classés" comme les stockages d'hydrocarbures, la réglementation se développe au moins en ce qui concerne la sécurité et la pollution ; de même pour les établissements recevant du public, vis-à-vis de l'incendie et de la panique. A vrai dire, les exemples sont trop peu nombreux pour fournir une base convenable

ble à une réglementation largement valable. Pendant longtemps encore, bien des cas resteront des cas particuliers nécessitant à la fois dérogation aux règles habituelles et imagination pour définir des règles particulières.

Enfin, le dernier domaine est celui des *difficultés technico-économiques*, c'est-à-dire en quelque sorte le contrepoint des avantages déjà évoqués avec le même qualificatif. En effet, la variante souterraine apparaît souvent défavorisée en termes de coût et de délai d'exécution. Ce qui est le plus grave, c'est que ces deux termes sont en outre susceptibles de dépassements considérables. Certains chantiers ont duré deux fois le délai prévu, et ont coûté trois fois plus cher. Certains ouvrages n'ont pu être terminés et ont été abandonnés. Le délai de creusement des tunnels est particulièrement crucial lorsque l'accès est possible seulement par les extrémités, ainsi c'est la principale difficulté, sinon la seule, du tunnel sous la Manche, puisque ce délai se traduit par des frais financiers ajoutés au coût net. Les progrès technologiques ont considérablement amélioré l'exécution de nombreuses phases du travail. Néanmoins, la durée totale de réalisation des grands tunnels transalpins, hier ferroviaires, aujourd'hui routiers, n'a pas été réduite de manière vraiment significative.

2ème Partie - PROBLEMES TECHNIQUES

Classification des problèmes

Parmi les problèmes techniques, beaucoup ne sont pas géotechniques et ne sont donc pas abordés ci-dessous. On peut noter d'ailleurs que plusieurs se posent de la même façon pour un grand aménagement complexe, qu'il s'agisse d'un bâtiment hors sol ou enterré (exemple l'éclairage des grands magasins aveugles, la ventilation et la protection contre l'incendie et la panique des salles de spectacles et des immeubles de grande hauteur). D'autres au contraire sont spécifiques de la variante souterraine (ventilation d'un tunnel routier, relevage des effluents, etc..).

Les problèmes géotechniques se subdivisent évidemment en fonction de nombreux facteurs, et d'abord de la nature des ouvrages à réaliser. Sans vouloir établir une classification détaillée ni même couvrir tous les cas possibles, on séparera seulement quatre classes d'ouvrages souterrains d'après leur forme générale et leur position par rapport à la surface :

- les ouvrages linéaires relativement profonds, c'est-à-dire les tunnels et les cavernes qui peuvent être considérées comme des tunnels de grande section ;
- les ouvrages superficiels, susceptibles d'être réalisés à ciel ouvert, aussi bien tranchées couvertes pour ouvrages linéaires que grandes enceintes du type de l'opération des Halles ;
- les ouvrages et cavités étendues à deux dimensions comme les carrières souterraines et les mines sédimentaires, avec toutefois des cas particuliers lorsque les couches ne sont pas horizontales et lorsque les cavités sont irrégulières, comme les cavités de dissolution du sel ;
- les utilisations de l'espace souterrain qui ne comportent pas d'ouvrage au sens traditionnel, sinon pour les accès, par exemple les captages d'eau souterraine, les injections de fluides, les stockages de gaz en aquifère.

Les problèmes géotechniques se subdivisent en outre suivant les spécialités à mettre en jeu. Le tableau 3 propose quatre entrées à croiser avec les classes définies ci-dessus : les reconnaissances géologiques, la mécanique des sols, la mécanique des roches, l'hydrogéologie, qui sont l'objet des chapitres ci-dessous. Un chapitre supplémentaire concerne les accès.

Reconnaitances géologiques

La première inconnue d'un ouvrage souterrain, c'est le comportement du terrain pendant les travaux.

Ce comportement proprement dit ressortit à la mécanique, mais il est largement dépendant de la nature du terrain, c'est-à-dire

Classes d'utilisation du sous-sol	Reconnaitances	Mécanique des sols	Mécanique des roches	Hydrogéologie
Ia Tunnels Ib Cavernes	xx xx	xx	xx xx	x x
II Ouvrages superficiels	x	xx		x
III Ouvrages miniers	x		xx	x
IV Pas d'ouvrages	xx			xx

Tableau 3 - Problèmes géotechniques (même remarques qu'au tableau 1 sur l'usage des x ou leur absence)

de sa conception et de sa structure. Prévoir cette composition et cette structure, c'est l'objet des reconnaissances géologiques.

Cette prévision est relativement facile dans deux cas : celui des ouvrages miniers pourvu que l'on pense à échantillonner non seulement le minerai, mais aussi les épontes qui constitueront le mur et le toit des cavités; celui des ouvrages superficiels puisqu'il est souvent peu coûteux de multiplier les tranchées et forages courts et de limiter en conséquence les distances d'interpolation.

Au contraire, cette prévision est difficile pour les tunnels profonds, et par exemple il n'est pas d'usage de faire des forages de plusieurs centaines de mètres pour étudier le tracé des tunnels transalpins. C'est alors bien souvent à des hypothèses géologiques que l'on fait confiance : par exemple le granite qui apparaît aux deux extrémités d'un tunnel à creuser, et en de très nombreux points sur la surface de la montagne à franchir est postulé comme un corps continu à peu près homogène (c'est en gros le cas du tunnel du Mont Blanc) ; ou bien la couche horizontale calcaire qui affleure sur tous les bords d'un plateau s'étend de façon continue et régulièrement horizontale sous le plateau. Ainsi, le géologue fait-il concorder avec les informations disponibles l'un des nombreux "modèles" dont il a connaissance. Du moins ne le fait-il pas au hasard, mais en se fiant à des analogies de style et en étant toujours prêt à comprendre les différences.

Le rôle de la reconnaissance est toujours capital mais son utilisation comporte deux modalités : dans le cas d'un ouvrage "rigide" défini strictement à l'avance, il s'agit "seulement" de choisir le meilleur profil-type, les meilleures méthodes d'exécution, y compris les précautions éventuelles au voisinage d'une difficulté localisée, et d'estimer le coût et le délai ; fort heureusement, dans la plupart des cas, il s'agit en outre de choisir le meilleur site ou le meilleur tracé.

A cet égard, les cavernes sont favorisées parce qu'une plus grande latitude est généralement accordée au choix de leur site exact.

La reconnaissance de certaines structures est particulièrement délicate, lorsque le forage lui-même constitue un danger pour l'intégrité d'un piège (terrains salins, terrains contenant des fluides sous pression).

#### Mécanique des sols

Le mot sol ne doit pas leurrer : d'une part les roches broyées le long des failles sont des sols pour le mécanicien, quelle que soit la profondeur, mais, d'autre part, les terrains meubles superficiels montrent avant remaniement des résistances plus élevées que les remblais exécutés avec le même matériau. La mécanique des matériaux de barrages en

terre est souvent pessimiste, appliquée aux sols naturels en place.

Les sols sont toujours des terrains à forte porosité, donc très défavorables, même dans leur domaine élastique. C'est pourquoi les déformations autour des tunnels peuvent être considérables, et en particulier l'affaissement de la surface du sol au-dessus du tunnel. En raison des conséquences des affaissements en milieu urbain, il s'agit d'un sujet très largement étudié, notamment dans les villes construites sur des terrains argileux. Un des exemples les plus frappants est celui des galeries de stockage de gaz proches d'Anvers à 80 m de profondeur.

Un important cas particulier est celui des terrains gonflants, les uns qui absorbent de l'eau parce que leur confinement naturel a été détruit, les autres grâce à des réactions chimiques avec augmentation de volume.

Le comportement parfaitement plastique est susceptible d'expliquer la stabilité de tunnels relativement profonds dans les sols, après une évolution plus ou moins importante. Les formules théoriques montrent le rôle capital du frottement pour multiplier l'efficacité du moindre soutènement. Par contre, sans soutènement, une cohésion est nécessaire, et il faut qu'elle persiste malgré les grandes déformations. En général, cette persistance n'est obtenue que grâce à un confinement.

Mais bien entendu, ce comportement favorable ne peut s'appliquer aux tunnels trop superficiels car la zone plastique rejoint la surface et le problème de sa stabilité change de nature.

#### Mécanique des roches

La stabilité des tunnels et cavernes en terrain rocheux est à ce point évidente qu'on n'a imaginé que récemment de justifier le dimensionnement des éléments de soutènement provisoires ou définitifs. L'effet de voûte largement utilisé en construction au-dessus du sol, se met en oeuvre presque automatiquement, et il est favorisé dès qu'existe une composante horizontale de la contrainte initiale.

La portée d'une excavation stable en terrain rocheux est traditionnellement limitée aux environs de 25 m ; toutefois il n'y a pas d'impossibilité à envisager des portées de 50 à 60 m, qui existent dans des grottes naturelles (maximum connu 200 m) et aussi dans certaines cavités minières.

Des problèmes plus difficiles apparaissent en cas de variations de température. Ainsi l'échauffement jusque vers 200°C qui est prévu autour des dépôts de déchets nucléaires pourrait avoir des conséquences dommageables sur les roches encaissantes, fracturation supplémentaire des granites, fluage accéléré des sels gemmes par exemple. Au contraire, le refroidissement en cas de

stockage de gaz naturels liquéfiés (-161°C) doit provoquer des fissures à partir des angles de la cavité, fissures susceptibles de se propager à grande distance si le gaz liquéfié y circule sans trop s'évaporer.

### Hydrogéologie

Les ouvrages souterrains qui contiennent ou véhiculent de l'eau dans un terrain non saturé sont exposés à des fuites, parfois gênantes pour d'autres usagers. Quelle que soit la situation, des effluents peuvent polluer les nappes. Mais le cas général est celui d'un ouvrage sous la nappe, qui se comporte comme un drain et récolte donc un débit, au prix d'un abaissement de la surface de la nappe. L'application de l'hydrogéologie à la prévision des débits d'exhaure transitoires et permanents est relativement classique, encore que plus difficile pour un tunnel en milieu rocheux fracturé que pour une grande fouille en alluvions.

Mais un aspect moins classique est l'effet mécanique de la pression de l'eau, surtout en l'absence de débit visible, lorsque la perméabilité du terrain est très faible, et que la pression transitoire peut se maintenir longtemps à un niveau élevé. On constate alors que la plupart des éboulements survenus au front d'avancement d'un tunnel sont plutôt des renards, et que beaucoup de gonflements de terrains argileux peuvent aussi être attribués à cette pression.

La pression naturelle des fluides interstitiels est modifiée par de nombreuses opérations qui sont parfois susceptibles de conséquences lointaines (déjà signalées ci-dessus à titre d'impacts). Les stockages de gaz en aquifères en offrent un exemple très important, mais aussi les "manipulations" des gisements pétroliers destinés à stimuler la production : ainsi, la réinjection d'eau. Enfin, les changements de température ne sont pas à négliger : ils induisent des circulations convectives, qu'il s'agisse simplement d'extraction ou de stockage de calories, de stockages cryogéniques, ou de stockages de déchets nucléaires.

### Les accès

Pour les accès aux ouvrages souterrains, la période des travaux est souvent plus contraignante que l'exploitation ultérieure. Ainsi des fenêtres ou puits intermédiaires sont ajoutés aux longues galeries hydroélectriques pour raccourcir la durée des travaux. Au contraire, pour certains tunnels routiers transalpins, des puits d'aération qui font partie du projet n'ont pas été utilisés comme accès pendant les travaux (souvent parce qu'ils prennent l'air en des sites peu accessibles).

Si l'exécution des puits ne pose pas de problème particulier (leur axe est raisonnablement incliné sur la surface du sol), celle des têtes de tunnel est d'autant plus délicate que l'angle de pénétration dans le sol est faible (tunnel horizontal dans versant

à faible pente, ou bien tunnel à faible pente pénétrant un sol horizontal).

L'habitude est bien établie d'étudier avec un soin particulier les têtes de tunnels, où s'ajoutent trois difficultés : d'abord la couverture est très faible, donc aucun effet d'arc n'est mobilisable ; ensuite, le terrain superficiel est moins résistant, voire tout à fait meuble ; enfin, la pente même du versant est parfois proche d'un équilibre limite que le moindre terrassement remet en cause. Heureusement, la reconnaissance est facile puisqu'elle ne porte que sur quelques mètres d'épaisseur.

## 3ème Partie - LES STRUCTURES "CAPABLES"

### Présentation

Dans les chapitres précédents, la nature des terrains et leur structure ont été considérées d'une façon générale plutôt comme occasion de difficultés. Le géologue s'attache alors aux "défauts" du terrain, altération du granite, failles et zones broyées, en tous terrains, cavités karstiques dans le calcaire, etc.. A cette vision négative du sous-sol il y a lieu de juxtaposer une vision positive, grâce à laquelle seraient recensés au contraire les terrains favorables par leur composition et leur structure aux divers usages possibles.

Il ne s'agit d'ailleurs pas d'une démarche nouvelle puisque c'est exactement celle du mineur à la recherche du minerai ou du combustible fossile, celle aussi de l'hydrogéologue à la recherche d'eau.

### Les grottes

Les grottes ont constitué de longue date des abris ou même des habitations. Pour ce premier usage, il est nécessaire que la hauteur et la largeur respectent certains gabarits. Au contraire, s'il s'agit de stocker des liquides, la section ne compte pas, mais seulement le volume et l'étanchéité. Les cavités karstiques constituent souvent une réserve d'eau potable (exemple, source du Lez près de Montpellier) et leur utilisation pour le stockage de gaz est à l'étude.

### Les vides artificiels

Par rapport aux grottes, les vides abandonnés par les carrières et mines souterraines ont souvent un accès plus facile, un gabarit plus régulier et plus important, un développement plus dense qui diminue les distances d'un transport éventuel. En outre, on les trouve souvent en grand nombre au voisinage immédiat des zones urbaines.

Parmi les applications importantes, il y a lieu de citer les installations militaires de Taverny dans d'anciennes carrières de gypse, au nord-ouest de Paris, les innombrables champignonnières dans les carrières de calcaire grossier de la région parisienne, un stockage d'eau potable dans une mine de

fer de Lorraine et surtout le stockage de pétrole de May-sur-Orne (5 hm<sup>3</sup>).

#### Les pièges aquifères

La notion de piège est héritée de la géologie pétrolière. Les hydrocarbures fluides migrent dans les terrains jusqu'à ce qu'ils soient arrêtés par un piège, une structure d'où ils ne pourront plus s'échapper. Il suffit en effet d'une étanchéité à la partie supérieure. La recherche des pièges "fertiles" est l'affaire des pétroliers mais, à défaut de pétrole, un piège "stérile" représente néanmoins une importante ressource potentielle puisqu'on sait y stocker du gaz naturel. On pourrait sans doute y stocker d'autres produits, voire les y abandonner dans de bonnes conditions de sécurité.

Le recensement des pièges utilisables est donc une tâche d'inventaire d'intérêt public au même titre que par exemple l'inventaire de certaines ressources minérales.

#### Les roches salines

Les roches salines constituent un cas très particulier en ce qu'elles se prêtent à des cavités peu coûteuses grâce à la dissolution, qu'elles sont remarquablement étanches, et suffisamment stables.

C'est pourquoi elles ont été retenues par Gaz de France et Géostock pour le stockage de gaz naturel et de pétrole, mais aussi par l'industrie chimique pour quelques réalisations de moindre volume. La maîtrise de la dissolution permet de régler la forme de la cavité.

#### Les roches capables de grandes cavités

Si ce titre convient déjà au sel (il existe des chambres cubiques de 60 m de côté dans des mines de sel de Louisiane, et des "bouteilles" obtenues par dissolution de capacité encore supérieure), il convient aussi à diverses autres roches, mais il est bien certain que des qualités particulières sont nécessaires.

En effet, ce n'est pas tellement la résistance qui compte (déjà dans la craie des cavités de grande portée sont possibles), mais c'est la continuité et l'homogénéité. En outre, il y a lieu d'adapter étroitement la forme de la cavité à la structure naturelle du terrain. Ceci est d'ailleurs un des avantages de la cavité minière sur beaucoup de cavités du génie civil : la cavité minière est obtenue par enlèvement d'une couche, le toit et le mur de la cavité sont encore des couches, c'est-à-dire des dalles.

D'une manière très générale, on peut dire qu'en terrain stratifié les cavités rectangulaires (à toit plan) sont les plus recommandées, alors qu'en terrain quasi isotrope (granite, sel gemme), les toits voûtés sont préférables (à grande profondeur toute paroi plane est à éviter, comme tout angle vif).

L'adaptation à la structure peut aller plus loin que les structures visibles du terrain. En effet, suivant la valeur de la composante horizontale du tenseur contrainte, il y a lieu de modifier l'élançement de la section, en la dessinant plus élançée si la composante est négligeable, au contraire plus aplatie si la composante horizontale est plus élevée que la composante verticale.

#### Les reliefs rocheux urbains

Si les reliefs rocheux urbains ont été souvent exploités pour la pierre de taille (ou le gypse à Montmartre), beaucoup offrent aujourd'hui un espace souterrain doté de deux qualités rares : il est accessible de niveau tout autour ; il est naturellement drainé, ou facile à drainer par gravité. Un excellent exemple est fourni par la colline qui porte le château au centre de Salzbourg. Les pentes ont été retaillées par des exploitations de pierre de taille, puis un tunnel routier central a été creusé. Depuis peu d'années, des parcs à voitures souterrains ont été ajoutés, ainsi que des tunnels pour piétons et des galeries commerciales.

Les villes scandinaves, riches en buttes rocheuses héritées de l'érosion glaciaire (les "buttes moutonnées") y placent des stations de traitement des eaux, à l'arrivée et au départ, des abris de défense passive, dont certains utilisés comme garages en temps normal, des entrepôts variés, des salles de sport et des piscines, des arsenaux, avec des cales accessibles depuis la mer, et même une église à Helsinki.

Les entrepôts sont particulièrement précieux dans les ports des côtes rocheuses escarpées, par exemple à Bergen ou à Terre Neuve.

Il est permis d'imaginer tout ce qui pourrait être installé à l'intérieur des pains de sucre de Rio de Janeiro !

#### Le potentiel souterrain

En résumé, le sous-sol n'apporte pas seulement des *ressources minérales* (l'eau, les matériaux, les combustibles fossiles, les minerais), il apporte aussi des *ressources spatiales*. La connaissance et la gestion du potentiel souterrain est bien avancée pour les premières, notamment par des inventaires, des concessions, des réservations, il ne l'est guère pour les secondes. Et pourtant ce potentiel est aujourd'hui essentiel, non seulement pour valoriser les zones urbaines encombrées, pour préserver les zones agricoles ou de loisirs, mais aussi pour diminuer certaines dépenses énergétiques, et pour diminuer les risques inhérents à divers produits et activités industriels.

Comment évaluer ce potentiel ? Comment l'améliorer éventuellement ? (notamment dans les régions où il apparaît faible en regard de la demande). L'évaluation est affaire de nombreux critères, à base de :

- grandeurs physiques, définissant le milieu, porosité, perméabilité, surface spécifique, température, poids spécifique, chaleur massique, conductivité thermique, coefficients de dilatation, coefficients d'élasticité, résistance, etc..
- données géométriques et structurales définissant des sites, profondeur, épaisseur, directions de diaclases, de stratification, de schistosité, y compris les superpositions, les plis, les failles, etc..
- données géographiques définissant la situation par rapport aux besoins potentiels (ainsi la demande en stockages de gaz est grande au voisinage des plus grandes villes).

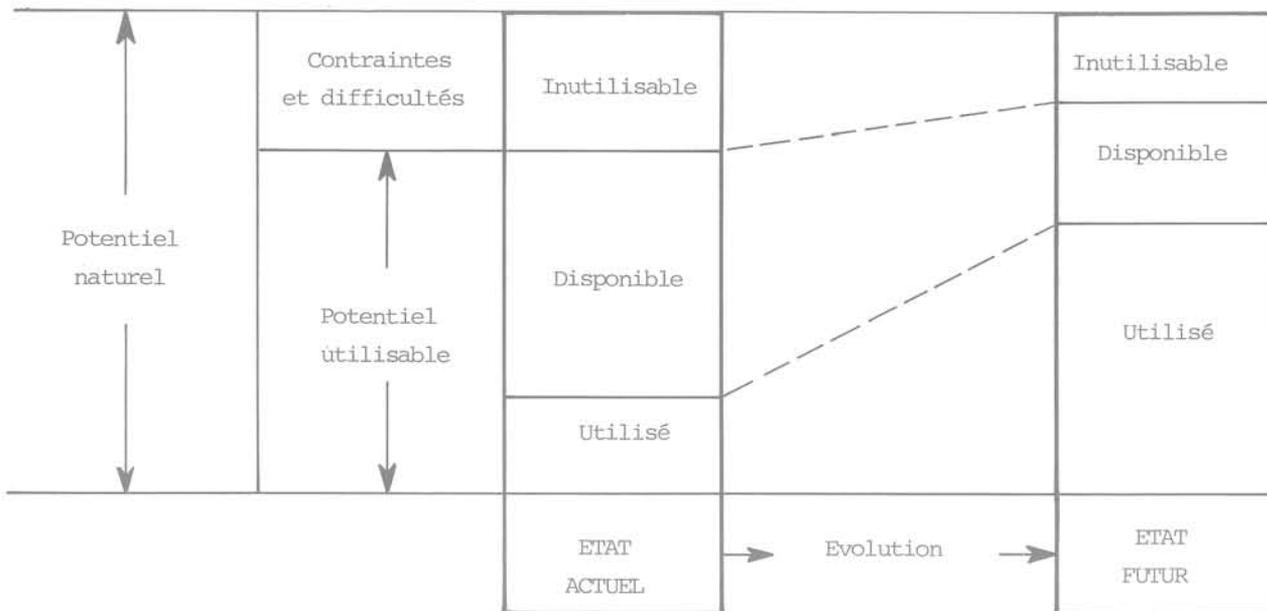
La figure 1 illustre schématiquement les limitations apportées à l'usage du sous-sol

par diverses difficultés, techniques et autres, par exemple pour une tranche définie d'épaisseur du sous-sol d'une ville.

Des procédés d'exécution nouveaux feront diminuer ces limitations, mais aussi des dispositions différentes concernant les périmètres de protection, des synchronisations d'ouvrages complexes à buts multiples (par exemple l'opération des Halles).

Les mêmes raisonnements qui sont faits sur l'occupation du sol peuvent être appliqués au sous-sol. Par exemple, chaque "parcelle" à trois dimensions pourra se voir attribuer une valeur d'usage, variable suivant l'affectation. L'aménagement idéal est celui qui optimise la somme des valeurs d'usage, en tenant compte aussi bien du sol que du sous-sol.

Fig. 1 - Limitation du potentiel naturel et influence des plans de développement et d'aménagement



### CONCLUSION

Ainsi, la même société industrielle qui a, par ses excès, suscité les réactions du public puis des états en faveur d'une protection de l'environnement, apporte une réponse grâce au développement des ouvrages souterrains : lorsque le train et la locomotive sont dans le tunnel, la voie est franchissable à volonté, le bruit, les vibrations et les émissions de fumée sont supprimées. Il n'est pas étonnant que cet exemple déjà ancien soit désormais contagieux. Dans le choix entre deux variantes, le seul coût des travaux est quelquefois suffisant pour imposer le sous-sol (face notamment au coût des

terrains occupés par une variante sur le sol), et lorsqu'il ne l'est pas il y a lieu d'évaluer les bénéfices sociaux qu'apporte spécifiquement la variante souterraine. Plutôt que d'optimiser le seul patrimoine d'un maître d'ouvrage spécialisé, il s'agit d'optimiser l'ensemble du patrimoine national.

Cet objectif ne peut être atteint que par un ensemble de démarches convergentes des différents maîtres d'ouvrages et de l'état. C'est à l'état qu'incombe la responsabilité de la gestion des ressources du sous-sol par des mesures réglementaires, des incita-

tions, des interdictions. Pour l'assumer, il doit inventorier assez longtemps à l'avance aussi bien les besoins que les ressources ; il pourra recourir à de véritables plans d'occupation du sous-sol (POS) et définir les coefficients d'occupation (COSS), le tout à trois dimensions.

De son côté, chaque maître d'ouvrage se doit d'analyser de façon approfondie les avantages et les inconvénients de la variante souterraine, quitte à demander à l'état une contrepartie pour des avantages qui profiteront à d'autres (par exemple la suppression de l'effet de coupure économisera les ouvrages de franchissement d'une voie ferrée par une autoroute à construire ultérieurement).

C'est assurément le sous-sol urbain qui pose les problèmes les plus urgents, puisque les besoins y sont les plus grands, alors qu'il est déjà au moins de façon superficielle très encombré.

Mais, pour toute ville nouvelle ou grande zone industrielle à créer, et par exemple un aéroport dont l'espace au sol et au-dessus doivent être laissés libres, il est pos-

sible de confronter en temps utile les besoins, classés d'après les qualités les plus rares qu'ils attendent du milieu, et les sites classés d'après ces mêmes qualités.

Parmi les questions qui doivent être posées, figure toujours l'usage à long terme au même endroit. C'est qu'en effet il est plus difficile de modifier un ouvrage souterrain qu'un ouvrage à l'air libre. Pis encore, il est impossible de l'éliminer, alors qu'en démolissant les constructions ordinaires on rend le sol apte à de nouveaux usages. En sous-sol, rien ne peut ramener à l'état initial.

C'est donc au prix seulement de réflexions très sérieuses que l'environnement géologique apportera la solution à maint problème de protection de l'environnement écologique. Par delà la géologie traditionnelle du génie civil, c'est un nouveau chapitre de la géologie de l'aménagement qu'un usage accru du sous-sol permettra d'écrire.

# fondations spéciales et environnement

par

**D. Gouvenot**

SOLETANCHE Entreprise

RESUME - Les techniques utilisées en matière de fondations spéciales (paroi moulée en béton armé, paroi d'étanchéité, injections, pieux forés et barrettes, etc...) ont reçu de très nombreuses applications lors des grands travaux de construction classique. Depuis quelques années, ces techniques participent à la protection de l'environnement, notamment par le fait qu'elles permettent la construction d'ouvrages enterrés dans des conditions géotechniques souvent difficiles. Grâce à ces procédés, on a pu concevoir et réaliser des stockages souterrains (hydrocarbures, gaz liquéfiés). Des écrans d'étanchéité ont pu être réalisés pour protéger les nappes phréatiques des eaux polluées ou des déchets industriels. Les injections de sol ont été utilisées à maintes reprises pour étancher et consolider les sols et permettre ainsi de protéger l'environnement des déchets et des effets des constructions humaines. Des progrès techniques certains ont été réalisés grâce à cette nouvelle orientation des fondations spéciales. De nouveaux matériaux ont dû être mis au point pour répondre à une protection de qualité de l'environnement.

## INTRODUCTION

Utilisées traditionnellement pour résoudre les problèmes délicats de construction dans le sol, les techniques de fondations spéciales tendent de plus en plus à s'adapter à des applications spécifiques. Nous avons développé récemment l'application de ces techniques aux travaux maritimes (GOUVENOT, 1977).

Nous indiquerons, dans le présent article, les applications actuelles, résultant des efforts accomplis pour l'amélioration et la protection de l'environnement.

Les fondations spéciales qui comportent essentiellement des techniques de paroi moulée, de fondations forées, et d'injections, ont permis de résoudre des problèmes difficiles liés à la protection de l'environnement et ont apporté des solutions intéressantes aux problèmes suivants :

- Stockage souterrain des hydrocarbures : pétrole brut et gaz naturels liquéfiés.
- Protection des nappes souterraines en les isolant, à l'aide d'écrans étanches moulés dans le sol, de la pollution des déchets industriels ou ménagers.

- Fondation d'ouvrages, à l'aide des techniques de fondations forées, sur des zones de décharge, par utilisation de pieux injectés de haute capacité et de petit diamètre (pieux IM).
- Protection de l'environnement à l'aide des techniques de l'injection, par étanchement et consolidation des sols, pour éviter les mouvements de surface, au cours des travaux de creusement nécessités par l'exécution d'ouvrages souterrains.

Nous allons développer les deux premières applications en décrivant la technique utilisée, les matériaux mis au point pour développer ces techniques, des exemples de réalisation, et les problèmes de conception et d'exécution.

La troisième application fait l'objet de l'article n° 47 du présent congrès.

La quatrième est citée pour mémoire.

## LES STOCKAGES SOUTERRAINS A L'ABRI DE PAROIS MOULEES

Les parois moulées dans le sol constituent des enceintes en béton armé enterrées, à l'intérieur desquelles il est possible de

réaliser des stockages très divers. Les avantages de ces stockages ont été déjà longuement développés et nous ne retiendrons que les plus marquants :

1° - Sécurité : les produits stockés sont en général dangereux (GNL par exemple), et les services de sécurité préfèrent souvent les voir stocker dans le sol. De plus, lorsque des réservoirs sont enterrés, la surface occupée au sol est considérablement réduite, car deux cuves souterraines peuvent être construites beaucoup plus rapprochées que des cuves aériennes.

2° - Esthétique : un stockage souterrain est en général peu visible ou invisible et réduit considérablement l'impact de ce genre de construction sur l'environnement.

3° - Coût : le coût de grands stockages souterrains est souvent plus intéressant que le stockage classique.

Nous allons décrire deux exemples de stockage : l'un se rapporte aux gaz naturels liquéfiés et a reçu de nombreuses applications, l'autre se rapporte au pétrole brut, et on prévoit, à l'heure actuelle, un essai semi-industriel, avant de passer à des réalisations en vraie grandeur.

#### Stockage souterrain de gaz naturels liquéfiés

Ce type de stockage se rapporte essentiellement au méthane liquide (GNL) pour lequel il existe déjà de nombreuses réalisations, notamment au Japon. Des études sont également en cours pour développer ce type de stockage dans les grands ports français pour du propane liquéfié (GPL).

La paroi moulée est utilisée pour permettre l'exécution de la fouille qui est en général cylindrique. Le diamètre et la profondeur de l'enceinte varient de 30 à 50 m environ (figure 1).

Après excavation à sec, la paroi est en général doublée par plusieurs enceintes (béton armé, isolant, acier, etc...) qui constituent la cuve du réservoir proprement dit.

Sur le plan géotechnique se pose le problème assez délicat du fonctionnement de la paroi cylindrique dans son rôle de soutènement provisoire puisque, dans cette phase, elle travaille simultanément en compression (dans un plan horizontal) du fait de l'effet voûte résultant de sa forme, et en flexion (dans un plan vertical) du fait de sa hauteur et de la diversité des sols qui peuvent être rencontrés. Des méthodes de dimensionnement ont été mises au point en tenant compte de la rigidité de l'anneau en béton que constitue la paroi d'une part, du comportement élastoplastique du sol, et des conditions d'appui particulières de la paroi, notamment en tête où elle est couronnée par une grosse cerce en béton, et dans le sol où elle trouve un appui par butée.

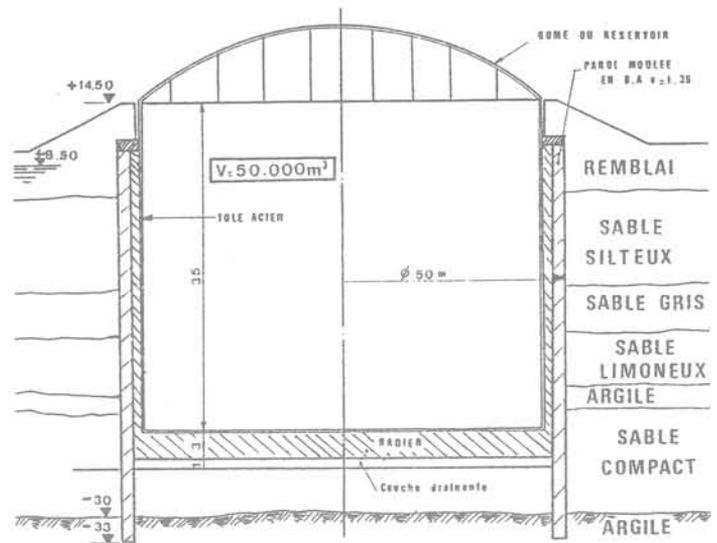


Figure 1 : Réservoir de GNL en paroi moulée

Des problèmes très ardues sont également soulevés par la mise hors d'eau de la fouille, qui implique des études de stabilité d'ensemble vis-à-vis du glissement, et de stabilité du fond de fouille, aussi bien, en phase provisoire, qu'en phase d'exploitation du réservoir.

Selon les sols rencontrés, il y a trois types de réservoirs :

- Drainage temporaire du radier : ce type de disposition consiste à drainer le fond de fouille uniquement dans la phase de construction du réservoir. Elle est adoptée lorsque les sols sont suffisamment peu perméables pour qu'on puisse considérer qu'ils pourront geler en phase d'exploitation.
- Radier drainé : cette disposition vaut pour les sols plus perméables. La paroi allant s'ancrer dans un horizon étanche, l'eau provenant du sol est pompée sous le radier. De l'eau chaude est injectée sous le radier pour éviter le gel. Dans ces conditions, le radier peut être très léger et réduit à une dalle.
- Radier poids : cette technique est employée lorsqu'il n'y a pas d'horizon étanche. On peut réaliser un fond injecté pendant la phase de travaux et c'est un radier en béton très épais (de l'ordre de 5 m d'épaisseur) qui assure la stabilité du fond en phase d'exploitation.

On constate alors les exigences auxquelles doit satisfaire l'exécution de la paroi moulée :

1° - Respect de la forme géométrique circulaire pour limiter les contraintes dans le béton au taux du projet. Ceci implique des tolérances d'implantation et de verticalité

difficiles, et qui sortent, en général, des spécifications usuelles.

2° - Qualité d'étanchéité de la paroi notamment en phase de travaux pour permettre la construction du réservoir à sec en assurant une qualité irréprochable des joints. L'utilisation d'appareils vérifiant la verticalité des panneaux en cours de perforation est souvent nécessaire pour s'assurer d'une bonne verticalité. Nous avons développé récemment un nouveau type de machines de perforation : l'hydrofraise, qui a été testée et est couramment utilisée au Japon, jusqu'à 100 m de profondeur, en respectant des spécifications de verticalité inférieures à ce qui est admis couramment pour des profondeurs nettement moins importantes.

L'influence du froid provoque un gel progressif du sol avec le temps qui peut durer plusieurs années. Ce gel provoque une bonne amélioration des caractéristiques du sol pour les sollicitations à court terme et notamment les sollicitations sismiques. Les contraintes induites par le gel et mesurées au Japon restent dans un domaine très acceptable (ISHIMASA, 1979).

Les mesures qui permettent de contrôler le bon fonctionnement de l'ouvrage en service consistent à suivre :

- La température du sol et de la paroi (thermocouple).
- Les contraintes des aciers dans le béton (jauge de contrainte).
- La pression des terres (capteur de pression totale et de pression interstitielle).

- Les déplacements des terres résultant des gonflements dus au gel (clinomètre).

FUJITA (1979) donne les résultats de ce type de mesure pour un réservoir GNL de 45 000 m<sup>3</sup> construit au Japon.

L'intérêt des maîtres d'oeuvre pour ce type de réservoir semble s'accroître car il présente des avantages évidents vis-à-vis des problèmes de sécurité et d'environnement. Six de ces réservoirs sont déjà en service au Japon. Il s'en construit à l'heure actuelle de nombreux autres dans ce même pays. Plusieurs sont à l'étude en France et en Belgique.

Les problèmes d'exécution en ce qui concerne les fondations spéciales sont ardues, mais non insolubles, et nécessitent une instrumentation de surveillance qui est maintenant au point.

#### Stockage de pétrole brut dans une enceinte en paroi moulée (brevet PLASOL)

Pour résoudre les problèmes de stockage de pétrole brut posés par la mise en service des navires pétroliers de 200 000 à 500 000 tonnes, nous avons été amenés à étudier la réalisation de réservoirs semi enterrés de très grande capacité (de 200 000 à 500 000 m<sup>3</sup> unitaires).

La technique utilisée pour construire la partie enterrée du réservoir est celle des parois moulées. La partie hors sol du réservoir et le toit flottant sont de construction classique en tôle d'acier. La partie hors sol est très réduite et rend ces réservoirs peu visibles.

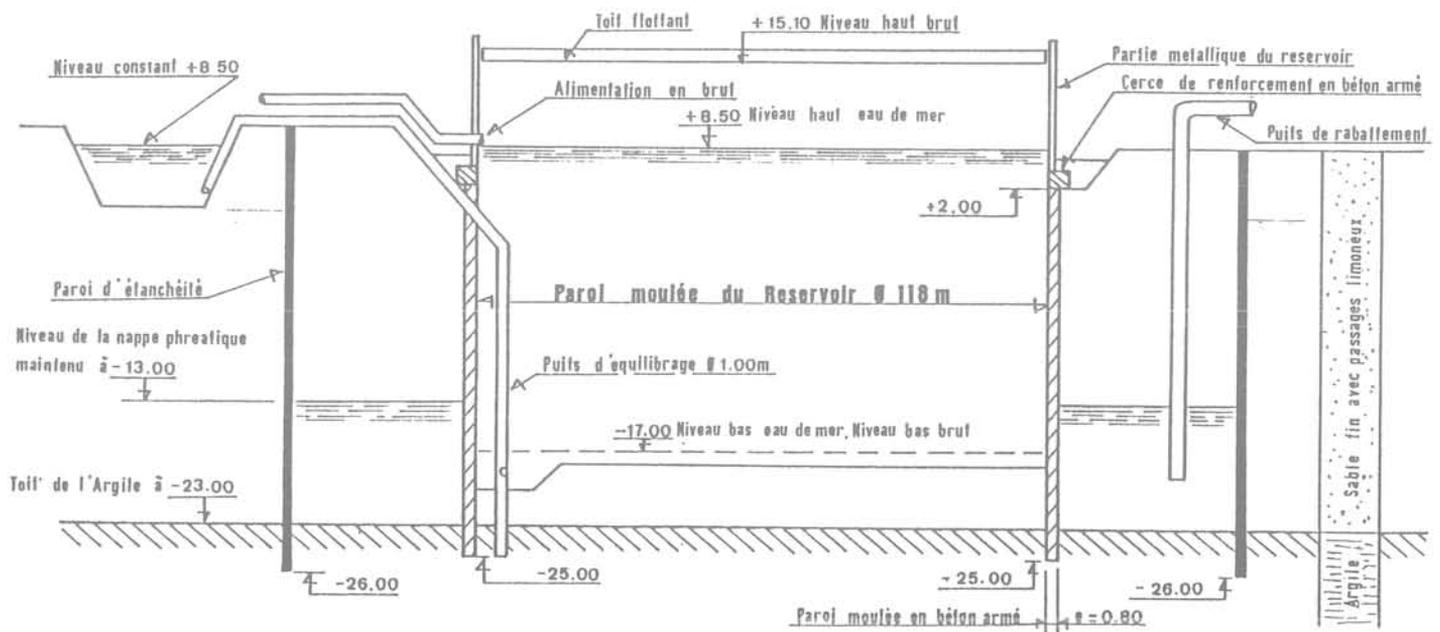


Figure 2 : Réservoir de type "PLASOL" pour hydrocarbures à base de paroi moulée

## Description

Le principe de fonctionnement d'un tel réservoir consiste à équilibrer la pression du sol et de l'eau, extérieurs au réservoir, par la pression du fluide contenu. Ce fluide est tantôt le pétrole brut stocké, tantôt de l'eau mise en place dans le réservoir pour maintenir l'équilibre des pressions de part et d'autre de la jupe que constitue la paroi moulée.

Les phases de fonctionnement sont les suivantes :

1° - Réservoir plein d'eau : le réservoir est en communication avec un niveau d'eau constant par une tuyauterie. Ce niveau assure une pression constante sur le fond du réservoir dans toutes les phases d'exploitation. Le niveau constant est déterminé de telle façon que la paroi du réservoir enterré soit plaquée contre le sol afin d'assurer sa stabilité.

2° - Arrivée de pétrole brut : une conduite amène le pétrole au voisinage de la surface de l'eau.

L'interface eau-pétrole descend tandis que le niveau haut du pétrole monte dans le réservoir.

3° - Réservoir plein de pétrole : le procédé permet d'obtenir des réservoirs de très grande capacité avec bassin de rétention réduit puisque, seul, le volume d'hydrocarbures hors sol est à retenir, d'où, une faible occupation du sol. De plus, les pressions exercées sur la jupe du réservoir sont incomparablement plus faibles que pour un réservoir classique, d'où un gain sur le dimensionnement de la paroi du réservoir, et des possibilités de stockage de très grande dimension.

## Principes généraux de construction

Contrairement au réservoir GNL décrit ci-dessus, le réservoir PLASOL ne peut jamais être vide, même en phase de travaux. La vidange provoquerait un déséquilibre de la paroi. On est donc conduit à excaver les terres situées à l'intérieur du réservoir, sous l'eau, ce qui nécessite d'utiliser des techniques de dragage. Le fond du réservoir ne peut donc être mis en place que sous l'eau. On utilise :

- Soit un fond naturel étanche (fond argileux par exemple).
- Soit un fond artificiel créé par injection ou par béton coulé sous l'eau.

Au niveau de la conception, on rencontre les mêmes problèmes que pour les réservoirs GNL, à savoir : étude d'une paroi circulaire sous des types de sollicitation complexes, stabilité du fond, stabilité d'ensemble aux grands glissements, etc...

Un écran étanche concentrique à la paroi moulée permet d'assurer la protection de la nappe phréatique naturelle. Nous reviendrons dans le paragraphe suivant sur cette technique. Cet écran étanche permet également d'abaisser en permanence le niveau d'eau à l'extérieur du réservoir à une cote telle que l'équilibre des pressions sur la jupe puisse être réalisé aisément. Le flambement de la jupe est à étudier avec soin, car l'on est souvent en présence d'une jupe en béton armé assez mince (0,80 m à 1,20 m), de très grand diamètre (100 m environ). On utilise les théories classiques de la résistance des matériaux. Comme, de plus, les pressions exercées sur la paroi sont, par hypothèse, assez faibles, il s'ensuit que l'on peut résoudre assez facilement la question du flambement en ajoutant une poutre de forte inertie à la tête de la paroi moulée.

Les problèmes d'exécution (implantation pour respecter la forme géométrique, verticalité, qualité des joints) sont aussi cruciaux que pour les réservoirs GNL.

Ce type de réservoir n'a pas été réalisé à ce jour. Nous préparons, pour l'instant, la réalisation d'un essai semi-industriel. Les études ont été menées en collaboration avec des sociétés pétrolières (brevet PLASOL) et ont montré qu'en dehors de ces avantages sur le plan sécurité, environnement, et facilité d'exploitation, ces techniques permettaient de réaliser des stockages de volume unitaire très important à un prix très inférieur et en utilisant des surfaces au sol beaucoup plus petites qu'avec un stockage classique. Les avantages pour l'environnement sont donc multiples.

## LES ECRANS D'ETANCHEITE ET LA PROTECTION DES NAPPES PHREATIQUES

On a très souvent à protéger des nappes phréatiques des infiltrations d'eaux polluantes résultant soit de déchets industriels, soit de stockage d'eaux polluées. La technique de parois d'étanchéité, déjà connue pour ses applications en travaux hydrauliques (voile d'étanchéité dans les barrages, protection hydraulique des grandes fouilles excavées sous la nappe), répond très bien au problème de la protection des nappes phréatiques. Il est en effet possible de réaliser des "boîtes" étanches constituées par une paroi moulée périmétrale et un fond étanche naturel ou non (figure 3).

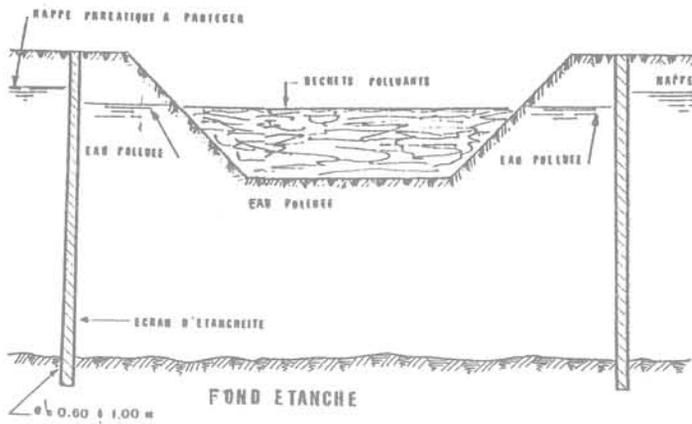


Figure 3 : Principe de stockage de déchets avec protection des nappes phréatiques

### Principe de la protection

On peut alors stocker des produits polluants ou des eaux polluées à l'intérieur de cette "boîte". L'étanchéité de la paroi et du fond permet d'éviter les écoulements des fluides polluants et protège ainsi la nappe phréatique. Toutefois, l'étanchéité de ces "boîtes" n'étant jamais totale (nous reviendrons ultérieurement sur ce point), on peut prévoir des conditions d'utilisation qui protègent la nappe avec une sécurité absolue. Il suffit en effet d'assurer un niveau d'eau à l'intérieur de la "boîte" inférieur au niveau de la nappe phréatique située à l'extérieur. On élimine ainsi tout écoulement de l'intérieur vers l'extérieur, y compris à travers le fond. Les seuls écoulements possibles vont de l'extérieur vers l'intérieur. On élimine ainsi tout risque de pollution de la nappe.

Dans certaines conditions d'utilisation, on est amené à stocker les produits polluants à un niveau supérieur au niveau de la nappe. Il faut alors être capable d'estimer le débit de fuite pour pouvoir déterminer si le taux de produit polluant qui peut ainsi franchir les côtés de la "boîte" ou son fond reste admissible pour la nappe phréatique.

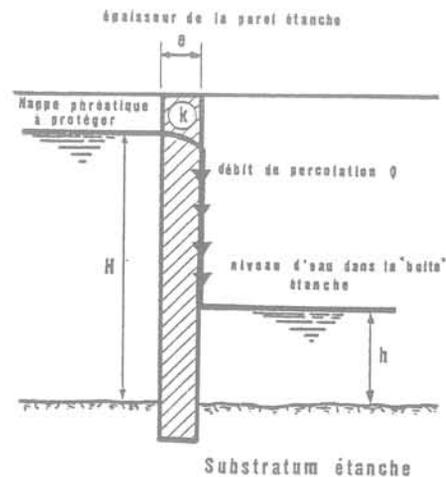
### Techniques utilisées

La technique d'exécution de la paroi périmétrale peut être de deux types :

- Technique de la paroi moulée en béton armé, déjà citée pour les stockages souterrains.
- Technique de la paroi forée en continu sous un coulis auto durcissable.

Cette technique a été décrite par CARON (1973) et consiste à forer sous une boue bentonitique à laquelle on a ajouté du ci-

ment. Le coulis reste fluide pendant la perforation puis durcit dans le sol et constitue ainsi l'écran étanche recherché. Cette technique est incomparablement plus économique que la technique de la paroi moulée en béton armé et permet une exécution en continu de la paroi. C'est la technique la mieux adaptée pour résoudre les problèmes d'étanchéité dans le sol sous gradient faible. L'écran étanche est donc un mélange de bentonite, de ciment, d'ajouts éventuels (filler par exemple) et d'adjuvants qui ont pour rôle, la plupart du temps, de régler le temps de prise du coulis. La perméabilité de tels écrans a été déterminée à partir des débits de percolation passant à travers des écrans de ce type et mesurés pour assurer un niveau constant à l'intérieur de la "boîte". Les valeurs de perméabilité ainsi obtenues par application de la loi de DARCY<sup>7</sup> conduisent en général à des valeurs de  $10^{-7}$  m/s (figure 4).



D'après Darcy :

$$\frac{Q}{e} = \frac{20}{L} \frac{1}{H^2 - h^2}$$

Figure 4 : Détermination "en grand" de la perméabilité d'une enceinte étanche

### Coulis et perméabilité

Cette valeur est obtenue pour les coulis usuels et a été testée sur des écrans de plusieurs hectares de surface développée. Cette perméabilité correspond à des débits de percolation de quelques m<sup>3</sup>/h qui sont, la plupart du temps, acceptables sans gêner l'exploitation du stockage de déchets. Toutefois, dans le cas de déchets extrêmement polluants pour lesquels on n'admet que des débits de fuite très faibles sans pouvoir assurer un niveau intérieur suffisamment bas, on peut être conduit à rechercher des perméabilités plus petites. Notons que ceci ne présente d'intérêt que si la qualité du fond étanche est elle-même suffisante pour justi-

fier la recherche d'une perméabilité réduite sur le voile périmétral. On peut être, alors, amené à augmenter les dosages usuels en ciment et en bentonite, ou même en filler, pour réduire la perméabilité, mais on aboutit assez rapidement à une impasse technique, car le coulis devient trop rigide et trop visqueux pour permettre une perforation de la tranchée dans des conditions acceptables. On utilise alors des dispersants qui améliorent la répartition de la matière sèche dans le volume du coulis et qui, en homogénéisant physiquement la structure du coulis, réduisent la perméabilité. On peut atteindre ainsi des valeurs de perméabilité de  $10^{-8}$  m/s environ. Dans un cas de protection de nappes vis-à-vis de cations métalliques, il nous a été demandé des perméabilités encore plus petites. Ceci ne peut être réalisé économiquement et d'une manière techniquement satisfaisante qu'en travaillant sur la microstructure même du coulis. Il s'agit là d'une voie de très grand avenir qui n'a pas reçu encore d'application industrielle, mais qui permet d'espérer d'obtenir des coulis très étanches en améliorant la micro compacité du produit à l'échelle des cristaux de silicate de chaux qui se forment lors de l'hydratation et de la prise du coulis. Les photographies ci-dessous prises au microscope électronique à balayage montrent la différence de structure que l'on peut obtenir entre un coulis usuel et un coulis à microcompacité améliorée.

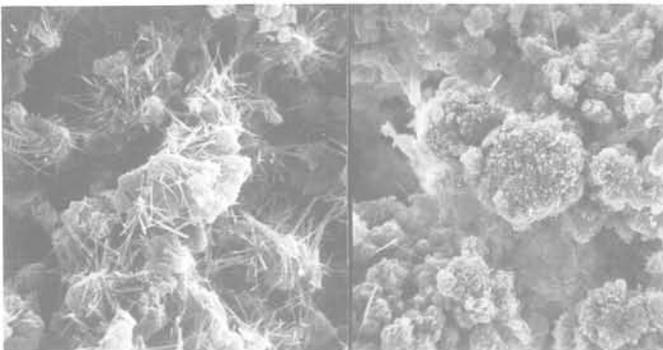


Figure 5

Coulis usuel bento-  
nite-ciment

Coulis à microcompa-  
cité améliorée

N.B. : On remarque la différence de porosité entre les deux coulis qui sont pourtant à matière sèche égale (grossissement 2 500)

### Caractéristiques mécaniques des écrans

Les caractéristiques du coulis d'étanchéité doivent être également examinées sur le plan de la résistance des matériaux et notamment sur la déformabilité de l'écran qui doit pouvoir subir les mouvements du sol lors de l'excavation de la fouille sans se fissurer. Il est courant de demander à ces coulis d'avoir un module d'Young voisin de celui du sol. En effet, ces écrans d'étanchéité peuvent être soumis à des déformations en tête de plusieurs centimètres. Il est incompatible d'exiger simultanément une perméabilité faible et un module d'Young bas. En effet, une perméabilité faible pour un coulis usuel ne peut s'obtenir qu'en augmentant les dosages de bentonite et de ciment. Ce qui se traduit par une résistance à la compression plus forte, et par un module d'Young plus fort. Les modules mesurés sur échantillon en compression simple sont de l'ordre de 1 000 à 5 000 bars. Ils sont donc en général beaucoup plus élevés que le module du sol en place. Pour traiter le problème correctement, il faut donc :

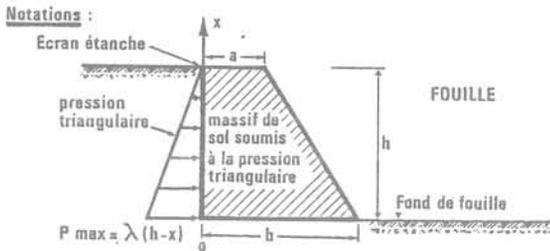
1° - Calculer la déformée du massif de sol situé en aval de l'écran d'étanchéité. A partir de cette déformée, il est possible de déterminer les contraintes réellement exercées dans l'écran. Ces contraintes résultent d'une part de la pesanteur et, d'autre part de la flexion imposée à l'écran par les déformations du sol. C'est la résultante de ces contraintes qui permet de fixer le module qu'il est raisonnable d'exiger du coulis, en écrivant la condition de traction nulle donc de non fissuration dans le coulis. Le module obtenu à partir de ces considérations peut être notablement plus élevé que celui du sol.

2° - On en déduit alors la résistance à la compression et la perméabilité du coulis.

Nous attirons l'attention sur le fait que ces paramètres ne sont pas indépendants. Si les valeurs trouvées ne sont pas compatibles avec les spécifications de l'utilisateur, il faut revenir à la condition d'utilisation avec niveau intérieur plus bas que le niveau extérieur. Les nouveaux coulis à microstructure améliorée ouvrent des horizons nouveaux car l'amélioration de la microstructure ne se fait pas par apport de matière sèche supplémentaire. Le choix du couple perméabilité-module sera plus large.

3° - Il convient de ne pas négliger l'étude des déformations localisées résultant de comportement différentiel, quand l'écran traverse un interface de deux couches de sol de rigidité différente (figure 6).

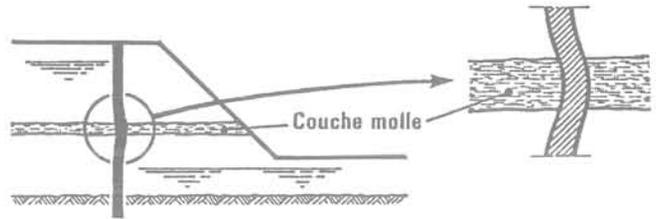
**Déformée d'un gabion trapézoïdal soumis à une charge triangulaire**



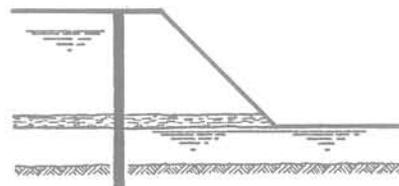
On pose :  $c = \frac{bh}{b-a}$

Expression de la déformée :  $v(x)$  :

$$v(x) = \frac{2\lambda}{E} \cdot \left( \frac{c}{b} \right)^3 \times \left[ \frac{(c-h)^3}{2c} \cdot x \cdot \frac{(c-h)}{2c^2} (11c^2 - 4ch - h^2) \cdot \frac{x^2}{2} + \frac{(c-h)^2}{2(x-c)} + 3(c-h)(x-2c+h) \cdot \text{Log} \frac{c-x}{c} \right] - \frac{3\lambda}{5G} \cdot \frac{c}{b} \times \left[ (c-2h) \cdot x + \frac{x^2}{2} + (c-h)^2 \cdot \text{Log} \frac{c-x}{c} \right]$$



**Couche molle intercalée**



**Couche molle à la base du "gabion"**

Figure 6a : Déformée d'ensemble d'un écran étanche

Figure 6b : Déformée locale

Il est important de vérifier la non fissuration, dans ces conditions, car il est courant de rencontrer des couches limoneuses ou vaseuses intercalées entre des couches sableuses. Lorsque le massif de sol se déforme, l'écran est soumis à des déformations différentielles qu'il ne peut absorber que si sa formulation en tient compte.

de mise hors d'eau de la fouille. La déformée de l'écran est assez régulière, sauf au voisinage du fond de fouille, où elle atteint plusieurs centimètres sur deux mètres de hauteur seulement, en raison de la présence d'une couche de vase à cet emplacement.

Qualité d'exécution

Les problèmes d'exécution dépendent énormément de la nature du sous-sol. Il y a toutefois deux règles impératives à vérifier constamment :

1° - S'assurer que la plate-forme de travail est suffisamment haute par rapport aux différents niveaux piézométriques que l'on peut rencontrer dans le sous-sol (2 m environ), et il faut tenir compte de l'effet du marnage pour les travaux réalisés au voisinage d'un littoral.

2° - Vérifier en permanence la continuité des écrans pour assurer leur qualité d'étanchéité, car toute fenêtre peut être catastrophique, surtout dans un horizon perméable.

Exemples de réalisation

Les principales réalisations actuelles sont de deux types :

1° - Protection des nappes phréatiques autour des stockages d'hydrocarbures.

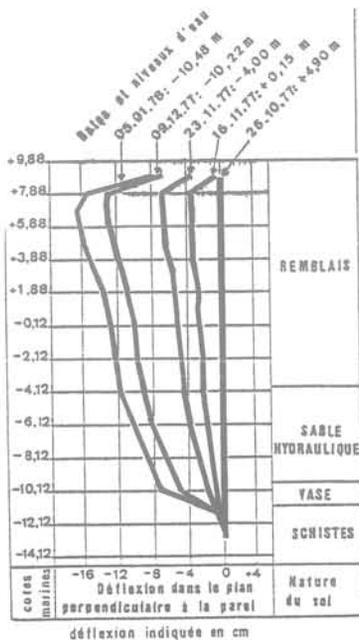


Figure 7 : Mesures clinométriques dans un écran d'étanchéité

On voit ainsi sur la figure 7 des mesures clinométriques réalisées, au sein d'un écran étanche, pendant les différentes phases

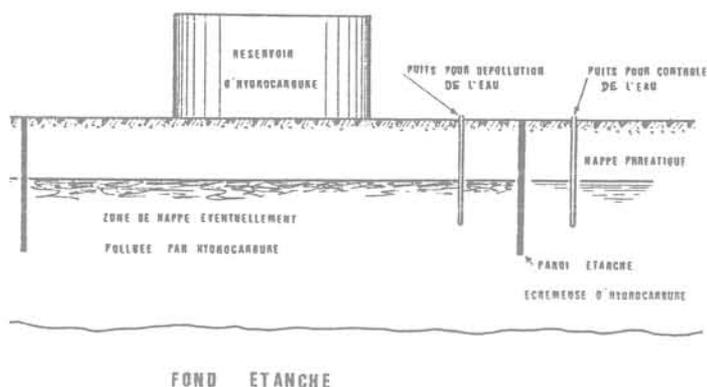


Figure 8 : Protection d'une nappe des hydrocarbures par un écran étanche

2° - Protection des nappes phréatiques autour des stockages de déchets industriels (voir figure 3).

Dans le cas de la protection vis-à-vis des hydrocarbures, une paroi "écrémeuse" suffit. En effet, les hydrocarbures ont une densité telle qu'ils surnagent et une paroi qui pénètre de deux mètres environ dans les nappes suffit à stopper leur progression. Il est possible de récupérer ces hydrocarbures par pompage dans la nappe polluée.

Nous avons réalisé ce type d'écran dans l'enceinte de très grandes raffineries.

Dans l'utilisation de protection totale de nappes par des déchets industriels, l'application a porté aussi bien sur des stériles miniers, que sur des matériaux de dragage fortement pollués par les rejets industriels.

Les mesures que l'on peut réaliser pour surveiller le fonctionnement de ces écrans consistent essentiellement à surveiller les différents niveaux d'eau à l'intérieur et à l'extérieur des "boîtes" étanches. On peut ainsi déceler à l'aide des piézomètres des anomalies dans l'écoulement des nappes. D'autre part, les mesures de débit de percolation pendant la phase des travaux permettent d'avoir une très bonne idée de la perméabilité d'ensemble de la "boîte".

Enfin, il est recommandé de disposer de puits à l'extérieur de l'écran afin que des contrôles réguliers de l'eau puissent être réalisés à partir d'échantillons d'eau pompée à intervalles réguliers. En ce qui concerne la déformée des écrans, nous avons déjà cité l'utilisation de la clinométrie.

## CONCLUSIONS

Les ouvrages enterrés destinés au stockage d'énergie (hydrocarbures) ou au stockage de déchets (stériles, déchets industriels ou ménagers) nécessitent une très grande qualité d'exécution, car tout défaut, notamment dans l'étanchéité conduit à des nuisances extrêmement graves sur l'environnement (pollution des nappes). Ceci explique le soin apporté dans l'amélioration des contrôles aussi bien en phase de travaux qu'en phase d'exploitation. L'ouvrage livré au stockage est ainsi vérifié et contrôlé avant d'être mis en service.

L'avantage apporté par les techniques de fondations spéciales concerne aussi bien l'environnement de surface que l'environnement souterrain.

En surface :

- Sécurité améliorée par le stockage enterré ou semi enterré de produits dangereux.
- Nuisances réduites sur l'environnement par rapport aux stockages classiques en général peu esthétiques.

En profondeur :

- Protection des nappes phréatiques. À la paroi moulée, nous associons pour finir, les techniques d'injection utilisées depuis de nombreuses années pour prévenir les mouvements de surface lors du creusement de galeries, pour protéger les nappes, etc...

## REFERENCES

- Caron C., (1973). Un nouveau style de perforation ; la boue autodurcissable. Annales de l'ITBTP novembre 1973.
- Fujita, (1979). Development and Operational Experiences of LNG in-ground storage tanks in Japan. Part. II Osaka Gas Company 1979.
- Gouvenot D., (1977). Les fondations spéciales en travaux maritimes. Revue Travaux octobre 1977.
- Ishimasa, (1979). Development and Operational Experiences of LNG in-ground storage tanks in Japan. Part. I Tokyo Gas Company 1979.

# stockages souterrains d'hydrocarbures : sécurité et protection de l'environnement

par

**A. C. Lacoste**

Ministère de l'Industrie

**P. Bérest**

Ministère de l'Industrie

**RESUME** - Le stockage souterrain des hydrocarbures présente, sur le plan de la sécurité et de l'environnement, des avantages considérables. Certains problèmes subsistent néanmoins, qui concernent en particulier la protection de l'espace souterrain. L'organisation du contrôle et de la surveillance de ces ouvrages par l'administration est décrite ; trois exemples illustrent les solutions qui ont pu être apportées aux difficultés subsistantes.

## INTRODUCTION

La consommation française de produits pétroliers a vu sa croissance se réduire depuis plusieurs années ; les volumes impliqués restent néanmoins considérables (108 millions de tonnes de pétrole et 24 milliards de mètres cubes normaux de gaz naturel). Ces quantités énormes impliquent des capacités de stockage proportionnées, pour des raisons qui peuvent être variées :

- pour le pétrole et ses dérivés liquides (naphta, fuel, essence etc...) il s'agit avant tout de protéger l'ensemble de l'économie de la vulnérabilité à une interruption de tout ou partie de nos approvisionnements : à cette fin le stock minimal, adopté par l'ensemble des pays occidentaux, est de trois mois de consommation.

- pour le gaz naturel, le stockage permet un ajustement entre l'approvisionnement, constant au cours de l'année, et la consommation, fortement fluctuante en raison de la part importante qu'y occupe le chauffage ; la réalisation de cet objectif exige le stockage de deux mois de consommation moyenne environ.

- pour les produits chimiques de base (éthylène, propylène, ammoniac etc...) ou les gaz de pétrole liquéfiés (butane et propane) la fonction du stock est plus classique : ces quelques produits résultent de l'activité d'un petit nombre de grosses unités et constituent la matière première de milliers de produits en aval ; la fabrication de ces derniers ne doit pas être trop rigidement dépendante d'un fonctionnement continu des unités amont.

Le stockage de produits énergétiques apparaît donc comme une nécessité absolue. Un décalage entre les besoins et la capacité réalisée conduirait à un choix dont les deux termes seraient inadmissibles :

- la réponse à un approvisionnement déficitaire ou à une demande excédentaire par le rationnement, qui signifiera suivant les cas le chômage technique ou l'inconfort grave des usagers domestiques.

- le report provisoire de la consommation sur une autre source d'énergie : cette solution implique le double équipement des usagers, et ne fait que déplacer le problème de constitution de stocks : cette solution coûteuse peut donner une souplesse utile, mais n'est pas à l'évidence suffisante.

Si le stockage apparaît nécessaire, il est clair en même temps qu'il soulève par nature des difficultés sur le plan de l'environnement et de la sécurité. Il résulte directement en effet de la nature et de la quantité des produits stockés deux problèmes :

- un problème de volume : les chiffres précédents montrent qu'il faut stocker environ 30 millions de mètres cubes de pétrole et 4 milliards de mètres cubes normaux de gaz naturel. Imaginons un instant que la seule solution techniquement envisageable soit de stocker ces produits dans de grandes cuves métalliques analogues aux anciens gazomètres dont quelques exemplaires sont encore visibles en Région Parisienne : en donnant à ces cuves 20 mètres de haut et 50 mètres de diamètre, il en faudrait encore 750 pour stocker le pétrole et ... 300 000 pour stocker le gaz naturel !

- un problème de sécurité : ces produits sont susceptibles de brûler ou d'exploser ; c'est précisément pour les utiliser de cette manière, dans une chaudière ou un moteur de véhicule, que ces produits sont recherchés. De plus la plupart de ces produits sont toxiques, à partir d'une certaine concentration dans l'air ou dans l'eau ; enfin l'obstacle du volume, rappelé plus haut, conduit à stocker certains d'entre eux sous pression, ce qui constitue en soi un danger supplémentaire.

Les grands stockages de produits énergétiques -ou chimiques- constituent donc un exemple particulièrement démonstratif des oppositions qui peuvent naître entre la nécessité de l'équipement industriel du pays et le souci de préservation de l'environnement. Nous essaierons de montrer que le stockage souterrain paraît le moyen de passer un bon compromis entre ces deux exigences. Mais il est d'abord nécessaire de distinguer dans les problèmes d'environnement deux aspects.

Du point de vue de l'économie globale de l'environnement, le stockage souterrain présente un avantage considérable : les installations visibles, celles qui peuvent générer bruits, odeurs, ou être simplement inesthétiques, sont réduites au minimum. Un grand aquifère de stockage de gaz naturel occupe une trentaine d'hectares de terrains de surface, dont les deux tiers sont composés par les dégagements nécessaires autour des têtes de puits. Un tel aquifère permet, pendant la saison froide, d'alimenter le cinquième de la France. L'économie est considérable : il n'en reste pas moins que ces équipements peuvent constituer une gêne pour les habitants du voisinage immédiat ; il est normal que des dispositions soient prises pour diminuer cette gêne, et légitime que les procédures administratives permettent aux habitants de participer à la définition de ces dispositions.

Cet aspect n'est toutefois aucunement spécifique des stockages souterrains ; à tout prendre, les problèmes soulevés ont ici moins aigus que pour beaucoup d'autres installations industrielles.

Le second aspect est plus caractéristique et concerne la sécurité de l'environnement devant un risque majeur, tel qu'incendie ou explosion, ou devant une pollution de la surface ou du sous-sol par les hydrocarbures. Là aussi, le stockage souterrain paraît présenter des avantages remarquables : c'est cet aspect, plus original, qui fera l'objet de la suite de cet article.

#### LES TECHNIQUES DE STOCKAGE DES HYDROCARBURES DANS LE SOUS-SOL

Dans le cadre de cet article, il n'est pas possible de discuter dans le détail les diverses techniques utilisables. Le tableau joint, à double entrée, donne la liste des stockages existants, par nature de produits et par technique de création, en France.

STOCKAGES SOUTERRAINS FRANCAIS (1979)

	gaz naturel 10 <sup>9</sup> KWH (10 <sup>6</sup> NM <sup>3</sup> )	pétrole (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	gaz liquéfiés (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )
AQUIFERES			
	Beynes 4.1 370		
	Saint Illiers 6.4 580		
	Chemery 15.7 1400		
	Velaine 5.3 480		
	Gournay/Aronde 4.2 380		
	Lussagnet 4.4 400		
SEL			
	Tersanne 1.7 150	Manosque 7000	Viriat 120
	Etrez - -		Grand Serre 70
			Carresse 44
GALERIES			
		May sur Orne 5000	Donges 80
			Lavera 125
			Porcheville 130
			Petit Couronne 65

On peut rapidement rappeler les caractéristiques des trois techniques principales :

- dans le stockage en aquifère, on reproduit un gisement naturel de gaz en choisissant un site qui en rassemble toutes les conditions : un niveau suffisamment poreux et perméable, surmonté d'une couche épaisse imperméable de forme bombée, de sorte que le gaz soit piégé comme sous une cloche dans la partie haute de la structure.

- dans le stockage en cavité saline, on utilise la remarquable solubilité du sel gemme pour creuser dans les gisements profonds de sel des cavités de grandes dimensions par simple circulation d'eau douce. Cette technique est utilisable pour tous les hydrocarbures, liquides, gazeux ou liquéfiés.

- dans le stockage en galeries minées, on creuse par des moyens classiques des galeries analogues à des galeries minières ou des tunnels ; mais ces galeries sont fermées, à l'exception des tubes qui permettent la circulation des fluides stockés. Le coût de creusement est relativement élevé, ce qui rend cette technique attractive seulement pour les produits liquides ou liquéfiables.

Ces techniques ont été très largement utilisées dans le monde entier. Il existe aux U S A plus de 400 aquifères (certains d'entre eux sont constitués dans d'anciens gisements de gaz, ce qui souligne l'analogie) et aux environs de 2 000 cavités de stockage dans le sel (pour une soixantaine en France). Dans les pays du nord de l'Europe, la remarquable résistance des roches du bouclier scandinave a rendu systématique l'utilisation de galeries minées de très grandes dimensions. En R F A , l'essentiel du stockage souterrain est réalisé en aquifère ou dans le sel. Le tableau joint montre que la variété de la géologie du sous-sol français a permis une répartition assez équilibrée des différentes techniques.

#### Avantages généraux du stockage souterrain -

Le stockage souterrain doit être comparé, du point de vue de la sécurité et de la protection de l'environnement, à la solution alternative qui est le stockage en cuves métalliques à la surface du sol. Le stockage souterrain présente par nature de nombreux avantages.

- l'emprise au sol : un stockage en aquifère comporte en surface une quarantaine de têtes de puits, de dimension très faible, mais qui sont entourées d'une zone dégagée d'un demi hectare ; en y ajoutant une station d'une dizaine d'hectares, l'emprise totale est de l'ordre de la trentaine d'hectares ; un stockage en gazomètres d'un demi milliard de mètres cubes en occuperait plusieurs dizaines de milliers. Les proportions sont moindres pour un stockage de liquide mais restent importantes.

- vis à vis des agressions extérieures : un stockage aérien de capacité équivalente comporte un grand nombre de cuves et offre donc aux agressions extérieures (chute d'avion, incendie initié par une autre installation industrielle etc...) une prise considérable. Le stock souterrain est au contraire protégé par une "paroi" naturelle qui peut atteindre plusieurs centaines de mètres.

- du point de vue des conséquences d'un accident : une déchirure d'une cuve métallique met l'ensemble du stockage en contact avec l'oxygène de l'air, qui est le comburant naturel des produits stockés. Au contraire la masse des produits stockés sous le sol est séparée de l'atmosphère par un isolant de plusieurs centaines de mètres. Si on imagine donc un accident symétrique à la déchirure d'une cuve, soit la rupture d'une tête de puits (on verra plus loin comment on peut l'éviter), on s'aperçoit que l'incendie éventuel est localisé en un point précis, ce qui dans la plupart des cas réduira sensiblement les conséquences et permettra une intervention adéquate.

- un avantage plus particulier est lié au stockage sous pression. Certains produits, comme les GPL, présentent un grand volume à l'état gazeux ; il est donc intéressant de les stocker à l'état liquide, mais cela nécessite d'augmenter leur pression, comme on le fait dans les bouteilles de butane à usage domestique. La prévention des dangers présentés par les fortes pressions peut être coûteuse ; au contraire, lorsque l'on descend sous la surface du sol, la pression de l'eau qui imbibe les roches augmente avec la profondeur : sous terre, les fortes pressions deviennent une caractéristique naturelle des fluides et les difficultés liées au contraste entre la pression ambiante et la pression de stockage se réduisent.

Ces avantages généraux sont considérables. Il est d'ailleurs remarquable de constater que les pays qui attachent traditionnellement une importance considérable à la sécurité civile sous tous ses aspects et en particulier dans la perspective d'un affrontement militaire, privilégient le stockage souterrain par rapport à tout autre technique : c'est la cas en particulier des pays scandinaves. De même certains pays exportateurs de pétrole du Moyen Orient se dotent d'une capacité de stockage de produits raffinés, qui n'est à l'évidence pas motivée par des problèmes d'approvisionnement.

Ce préjugé très favorable a une conséquence étonnante : à la lecture des comptes rendus des congrès internationaux consacrés au stockage souterrain, on constate que ces techniques apparaissent si sûres que les risques résiduels ne font pas l'objet d'un examen systématique ou même, dans certains pays, d'un contrôle particulier par l'administration ; au contraire des stockages aériens, à la sécurité desquels la plus grande attention est en général portée.

La situation française s'explique sans doute par des traditions différentes et a conduit dès l'origine les sociétés à porter un intérêt particulier à ce problème ; c'est peut-être un des éléments qui explique la réputation de la technique française dans ce domaine, et les succès qu'elle a pu rencontrer à l'étranger. Les risques résiduels méritent en effet une attention soignée :

- les inconvénients présentés par les stockages aériens se retrouvent posés, à une échelle très réduite, par les têtes de puits qui sont les seules traces à la surface du stockage souterrain, et donc un point vulnérable. Ces têtes doivent être largement calculées et protégées efficacement.

- des problèmes spécifiques à l'environnement souterrain apparaissent. Il s'agit pour l'essentiel de la conservation de la stabilité mécanique des cavités,

de la prévention des fuites souterraines et de la protection des risques d'éruption (cette dernière notion recouvre, au sens large, les conséquences d'une défaillance importante de l'étanchéité des canalisations verticales qui permettent la circulation des fluides entre le stockage proprement dit et la surface).

Organisation du contrôle et de la surveillance des stockages souterrains -

Le contrôle et la surveillance sont assurés pour l'essentiel par le ministère de l'industrie ; leur définition est largement inspirée des principes qui guident depuis plusieurs siècles l'exercice de la police des mines. Ces principes s'efforcent de combiner :

- d'une part un contrôle stricto sensu, qui s'applique à vérifier la conformité des ouvrages à un ensemble de dispositions; ce contrôle est assorti de pouvoirs de sanction.

- d'autre part une politique d'incitation, qui exige un suivi attentif de l'évolution de l'état de l'art et une haute qualification des agents chargés du contrôle.

En effet le stockage souterrain est une activité relativement nouvelle ; la technologie y évolue de manière constante ; il serait absurde d'enfermer ce développement dans des règles techniques de détail, contraignantes et figées. Ceci implique :

- une réglementation souple, mais qui échelonne les autorisations administratives aux grandes étapes de la réalisation du stockage (par exemple, forage, essais de forage, injection expérimentale, essais d'étanchéité, autorisation de mise en service), ce qui permet de ponctuer chaque phase par un examen technique attentif.

- un dialogue permanent avec les concepteurs et exploitants de stockages souterrains.

- une organisation convenable de l'administration : le contrôle des stockages est assuré par les directions interdépartementales de l'industrie ; mais une direction centrale, la direction de la qualité et de la sécurité industrielles (DQSI) est chargée de coordonner et d'animer les activités du ministère de l'industrie en matière de sécurité des stockages, en relation avec les directions chargées de définir, par produits, les objectifs de la politique de stockage (direction des hydrocarbures ; direction du gaz, de l'électricité et de charbon) ; la DQSI organise la formation spécifique des agents chargés du contrôle, elle définit et finance un programme d'études techniques d'intérêt général. L'importance accordée à ces problèmes a été soulignée récemment par la création, par le Ministre de l'Industrie, d'une Commission de Sécurité des Stockages Souterrains.

Quelques problèmes liés à la sécurité et à la protection de l'environnement -

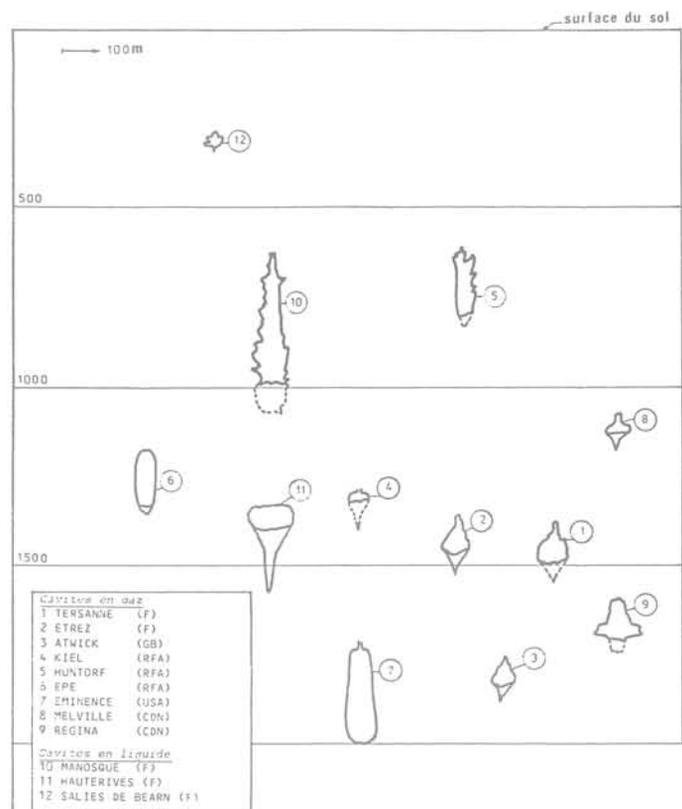
Il n'est pas possible, dans le cadre du présent article, de présenter exhaustivement les problèmes de sécurité et d'environnement posés par les stockages souterrains et les solutions qui ont pu y être apportés. Il serait pourtant dommage, dans le cadre de

journées organisées par des géotechniciens, de ne pas offrir à la discussion quelques exemples de problèmes importants et relativement originaux soulevés par le caractère souterrain des ouvrages de stockage; nous avons choisi trois d'entre eux qui ont paru particulièrement caractéristiques.

La Stabilité Mécanique : l'exemple des cavités dans le sel -

La planche jointe présente une coupe verticale de diverses cavités lessivées dans le sel gemme, en France et à l'étranger.

EXEMPLES DE CAVITES SALINES DANS LE MONDE



Ces cavités ont des dimensions considérables; elles paraissent néanmoins petites à l'échelle de leur recouvrement, de sorte que le risque d'un effondrement brutal se propageant jusqu'à la surface n'est pas à prendre en compte : au moins pour les dimensions et les espacements respectés jusqu'à ce jour, l'expérience acquise à travers deux milliers de cavités de ce type réalisées dans le monde élimine la perspective d'un tel accident.

Des désordres localisés au voisinage des cavités n'en pourraient pas moins avoir des conséquences graves, spécialement si s'établissaient des communications entre la cavité et des formations non salifères ; les produits s'échapperaient alors de la cavité ou, peut être pire, de l'eau douce pénétrerait massivement dans le gisement salifère.

Le problème posé est tout à fait original ; cette originalité tient à une propriété très remarquable : le sel gemme est incapable de supporter durablement un écart important à l'état de contraintes isotrope. Ce fait, qui explique le caractère particulier de la tectonique salifère, est souvent mal pris en compte ; il conduit à des erreurs d'interprétation et explique le tour polémique que prennent souvent les discussions des spécialistes. Du point de vue de l'administration, deux problèmes se posaient :

- la pression intérieure, la profondeur, la géométrie de la cavité sont a priori les paramètres essentiels de la stabilité. Peut-on établir pour ceux-ci les règles assurant la stabilité d'une cavité ?

- plusieurs projets prévoyaient l'implantation de dizaines de cavités dans le même gisement. Quel espacement minimal devait on imposer entre deux cavités voisines ?

Comme souvent les réponses à ces questions ont évolué dans le temps, en particulier lorsque les prédictions des calculs ont été soumises à l'épreuve de l'expérience.

Dans un premier temps, une expérimentation systématique en laboratoire a été effectuée sur des échantillons prélevés par carottage, pour déterminer les paramètres du comportement du sel dans la perspective de l'utilisation du modèle élastoplastique parfait. Les progrès faits à l'époque dans le domaine du calcul, en particulier par l'utilisation des résolutions par éléments finis, permettaient d'introduire ces paramètres dans des modèles rendant compte du comportement de l'ensemble de la structure.

Les résultats se résumaient ainsi :

- aux pressions envisagées, les cavités perdraient un volume de l'ordre de quelques pour cent.

- la jonction des zones plastiques de deux cavités voisines devait être évitée : ceci conduisait à des règles de dimensionnement, variables suivant les sites, mais que l'on peut grossièrement résumer de la manière suivante : la distance entre axes de cavités voisines doit être de trois à quatre fois le diamètre maximum des cavités.

En 1980, après une dizaine d'années d'existence de cavités dans le sel, l'expérience s'est enrichie de nombreuses constatations :

- les cavités sont restées globalement stables; aucun mouvement même minime de la surface du sol n'a été enregistré. Toutefois, les cavités profondes remplies de gaz de Tersanne (Drôme) ont vu leur volume diminuer plus fortement que prévu. La mesure du volume des cavités en gaz est particulièrement délicate, ce qui a conduit l'exploitant, Gaz de France, à mettre au point des techniques originales de traçages à l'hydrogène puis, à la demande de l'administration, à remplir une cavité de saumure pour y effectuer une mesure par sonar. Une perte de volume de 25 % environ a été ainsi constatée.

- les mesures de caractéristiques mécaniques en laboratoire ont été profondément remises en cause. Ces mesures posent, dans le cas du sel gemme, des problèmes de mode opératoire particulier ; de plus, les comportements différés du sel gemme ont une importance prépondérante : des essais de fluage de longue durée (plusieurs mois) ont montré que les caractéristiques réelles du sel gemme avaient été surestimées.

- les mesures in situ sur des cavités ont été développées par l'administration et par les sociétés concernées. Elles ont mis également en évidence le comportement visqueux du sel gemme.

Toutes les conclusions n'ont pas été tirées de ce très complet ensemble d'études ; néanmoins un corps de doctrine provisoire se dégage clairement de l'expérience :

- les pertes importantes de volume par fluage ne se constatent que lorsque la différence entre le poids des terrains et la pression intérieure excède 20 à 22 MPa.

- une distance entre cavités égale à 3 ou 4 fois le diamètre maximum des cavités (suivant les conditions locales) paraît satisfaisante.

- en évitant les toits plats de grande portée, on assure une très bonne tenue de la partie supérieure de la cavité.

Le premier de ces critères a une conséquence pratique immédiate : les stockages de gaz naturel dans le sel gemme ne doivent pas être implantés trop profondément; l'optimum doit être placé quelque part entre 800 mètres et 1200 mètres. L'intérêt de cette formulation est qu'une vérification prochaine de son bien fondé est possible, plusieurs cavités ayant été récemment implantées, en Grande Bretagne et en R F A, à des profondeurs qui excèdent sensiblement la valeur maximale ici proposée.

#### SECURITE DES TETES DE PUIITS

La tête de puits, où aboutissent les canalisations qui permettent la circulation des fluides entre la surface et le réservoir souterrain, est la seule partie aérienne du stockage ; c'est la seule qui peut être soumise aux agressions extérieures ; cette circonstance constitue un des avantages principaux des stockages souterrains sur le plan de la sécurité.

La possibilité d'un accident grave lié à des circonstances extérieures (chute d'avion...) en est considérablement réduite. La probabilité de défaillance de l'équipement est faible : le matériel utilisé est d'usage courant dans l'industrie pétrolière ; sa fiabilité est donc éprouvée ; il est bien entendu très largement dimensionné pour l'usage particulier qui en est fait dans un stockage et comporte de nombreuses sécurités internes.

L'éventualité d'un accident majeur -rupture complète de la tête de puits- a néanmoins été examinée avec attention. Ses conséquences varient avec la nature des produits stockés :

(a) prenons l'exemple d'un stockage de produit liquide (pétrole) dans une cavité dans le sel située à 1000 mètres de profondeur. Une explication préalable est nécessaire sur le mode de fonctionnement d'un tel stockage. Le sondage qui met en communication la surface du sol et la cavité est divisée en deux espaces distincts : l'un est rempli de pétrole et l'autre de saumure saturée. L'injection ou le soutirage de pétrole peut être ainsi compensé par un mouvement inverse de saumure saturée, de sorte que la cavité et l'ensemble du sondage sont toujours remplis de liquide.

Dans la cavité la saumure, plus lourde, occupe le fond, et le pétrole la surmonte. Observons comment la pression varie dans les deux parties du sondage quand on remonte vers la surface.

La pression des deux fluides est égale à l'interface; puis elle décroît lorsque l'on monte ; la saumure étant plus lourde que le pétrole (les densités sont respectivement 1,2 et 0,9) la pression décroît toute fois plus vite dans l'espace rempli de saumure : au niveau de la tête de puits, la pression de la saumure devient égale à la pression atmosphérique, tandis que la pression du pétrole est, dans notre exemple, d'une trentaine de bars.

Si la tête de puits rompt, du pétrole jaillirait donc à la surface alors que la saumure descendrait dans le sondage. Le volume expulsé est plus important que celui qui résulte du simple rééquilibrage de ce gigantesque "tube en U" : la détente des fluides consécutive à une rupture occasionne une augmentation de leur volume qui se résorbe par expulsion brutale. Pour une cavité contenant 100 000 mètres cubes de pétrole, la quantité expulsée est de quelques centaines de mètres cubes. Cette quantité appelle deux commentaires :

. elle est très faible en valeur relative : plus de 99 % du contenu du stockage reste à l'abri d'un incendie ou d'une explosion. Pour cette raison, un calcul suffisamment large des caractéristiques de la tête de puits et de ses divers organes constitue en temps ordinaire une sécurité adaptée.

. elle reste significative en valeur absolue. On peut heureusement supprimer tout risque par une parade simple lorsque les circonstances appellent une sécurité exceptionnelle (lorsque des ouvriers travaillent sur la tête de puits par exemple) : il suffit de vider le stockage de quelques millièmes de son contenu, en laissant descendre le sommet de la colonne de saumure, pour réduire à zéro la surpression du pétrole en tête de puits. On connaît malheureusement un accident mortel, survenu à l'étranger,

que cette précaution aurait semble-t-il permis d'éviter.

(b) le problème est plus aigu pour les stockages de gaz naturel (en aquifère ou en gisement de sel). Cette fois en effet, le produit étant gazeux, c'est la totalité des produits stockés qui sortirait avec un débit considérable en cas de rupture de la tête de puits. Cet accident majeur aurait heureusement de fortes chances d'être surtout spectaculaire : si, comme il est probable, le jet s'enflamme spontanément, le gaz brûlera en donnant des produits de combustion inoffensifs ; cette gigantesque torchère s'éteindra après quelques jours, et le plus grand dommage sera le gaspillage d'une quantité importante d'énergie, qu'il sera peut être possible de réduire par une intervention appropriée.

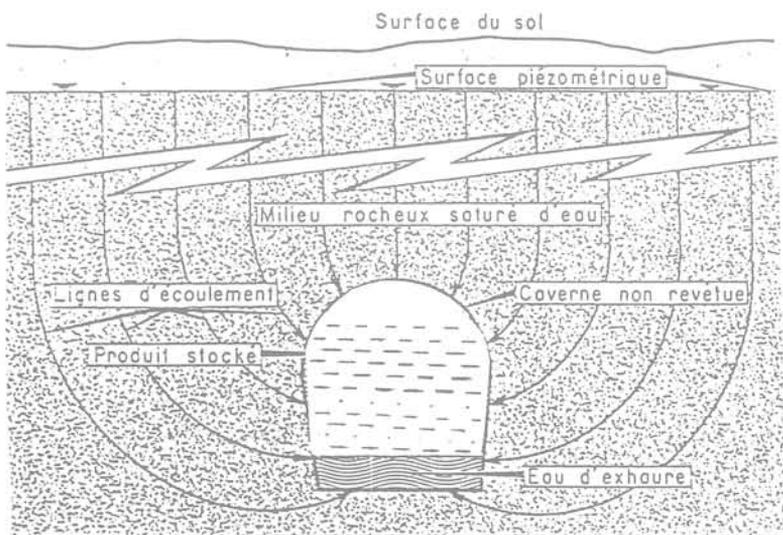
Il n'en reste pas moins qu'un tel accident ferait courir des risques graves au personnel éventuellement présent au voisinage de la tête de puits ; enfin la situation serait plus délicate si l'allumage de la torche ne s'opérait pas spontanément. Gaz de France a donc choisi dès l'origine, en concertation avec l'administration, de prévoir une sécurité exceptionnelle contre ce type d'accident : tous les sondages en communication avec le stock de gaz sont équipés d'une vanne souterraine de sécurité, placée à une trentaine de mètres sous terre. Cette vanne est à sécurité positive : elle est actionnée automatiquement par une chute de pression en tête ; son principe est le même que celles des vannes utilisées dans les exploitations pétrolières offshore où, pour d'autres raisons, des précautions particulières contre les risques d'éruption doivent être prises.

De telles vannes équipent plusieurs centaines de sondages de stockages souterrains en France ; il faut souligner que, très heureusement, depuis le début de leur installation il y a une vingtaine d'années, aucune de ces vannes n'a eu l'occasion de remplir son rôle de sécurité ultime. La France est, à notre connaissance, le seul pays où les sondages en gaz naturel soient systématiquement équipés de cette manière ; d'autres pays européens envisagent d'imposer des dispositifs du même type.

(c) les stockages de produits liquéfiés présentent un cas intermédiaire. Dans le scénario le plus pessimiste, après une expulsion initiale brutale d'une fraction du volume stocké sous forme liquide, la cavité se viderait lentement, la vitesse de vaporisation étant réglée par l'apport de chaleur qu'elle nécessite. La solution de la vanne de sécurité n'est malheureusement pas directement transposable, car elle soulève ici des problèmes technologiques particuliers -au moins dans le cas des cavités lessivées en gisement de sel-. La protection de la tête de puits par un ouvrage ad hoc paraît, en l'état actuel de la technologie, le moyen le plus efficace de compléter la sécurité ; il n'en reste pas moins que c'est sans doute pour ce cas particulier que les efforts les plus importants devront dans l'avenir être consentis.

## ÉTANCHEITÉ DES STOCKAGES EN GALERIE NON REVÊTUE

L'étanchéité des stockages en galerie non revêtue est l'aspect le plus original de cette technique. En effet, l'étanchéité n'est pas assurée par un revêtement de la paroi ; au contraire le massif environnant est perméable et laisse l'eau s'écouler ; mais on se place à une profondeur suffisante sous la surface libre de la nappe pour que la pression de l'eau y excède nettement la pression des produits stockés ; de ce fait l'eau est attirée vers la galerie ; son écoulement empêche l'écoulement inverse des produits vers le massif. On doit donc parler de confinement des produits plutôt que d'étanchéité, l'étanchéité n'étant assurée que "dans un sens".



Section - type d'un stockage souterrain géologique

La question du niveau minimum de dépression à établir entre l'eau du massif et les produits stockés est essentielle du point de vue de la sécurité, mais on doit d'abord évoquer deux points qui concernent la stabilité de l'écoulement.

a) l'eau qui s'accumule au fond de la galerie doit être pompée, pour qu'elle n'envahisse pas progressivement la totalité du stockage. Pour des raisons économiques, il est intéressant que le débit d'exhaure soit limité, de l'ordre de 10m<sup>3</sup>/h à 30m<sup>3</sup>/h. Ceci implique une perméabilité moyenne du massif assez faible, de l'ordre de grandeur du millidarcy. Le système doit disposer d'une sécurité vis à vis d'un accident tel qu'une panne des pompes d'exhaure immergées ; l'existence du ciel gazeux assure cette sécurité : en cas d'arrêt du pompage la pression des produits resterait à peu près constante tant que la phase gaz ne serait pas résorbée ; pour les ordres de grandeur des débits d'eau envisagés plus haut, on dispose ainsi d'un temps d'intervention de plusieurs mois avant que la situation ne devienne dangereuse.

b) la galerie joue pour le massif le rôle d'un drain ; la surface libre de la nappe tend donc à s'abaisser, en particulier à la verticale du stockage. Une période de sécheresse peut d'ailleurs entraîner des effets analogues. Cette circonstance est gênante, puisque le massif risque de se dénoyer, et en tout cas parce que la pression de l'eau dans le massif va se réduire avec la descente de la surface libre. Pour éviter cet inconvénient, il est souhaitable que la nappe soit bien réalimentée ; cet objectif est partiellement contradictoire avec la limitation du débit d'exhaure, qui exige des perméabilités assez faibles. Une circonstance favorable est d'avoir une zone assez peu perméable autour de la galerie surmontée d'une zone plus perméable et bien alimentée : ainsi le débit est faible et la pression reste constante. Cette circonstance peut se trouver naturellement (le stockage de Gargenville se rapproche de cette situation favorable : le niveau de craie turonienne où est réalisé le stockage est séparé du niveau supérieur de craie sénonienne par un horizon détritique qui joue le rôle de réservoir). Dans les autres cas, on réalise artificiellement cette configuration favorable en disposant à quelques mètres au dessus de la galerie un "rideau d'eau", soit une petite galerie d'où rayonnent des sondages qui "couvrent" le stockage ; un puits vertical permet le contrôle et la réalimentation éventuelle du rideau d'eau.

Il reste à discuter le principe même du confinement, et plus précisément le choix du niveau de dépression suffisant pour assurer la sécurité. (Ce niveau résultera principalement de la profondeur et, le cas échéant, de la position du rideau d'eau.) L'invasion du massif par les hydrocarbures créerait en effet à l'évidence une situation dangereuse, dont l'éventualité doit être à tout prix éliminée. La discussion est, sur le plan scientifique, particulièrement délicate à mener ; plusieurs phénomènes physiques de nature différente concourent en effet à une explication complète :

- l'écoulement de l'eau dans le massif est régi par l'équation de Darcy ; mais dans la pratique, les discontinuités nombreuses présentes dans les massifs rocheux créent autant de cheminements préférentiels dont on sait mal rendre compte.

- le stockage est en dépression par rapport au massif environnant ; il y a donc "appel d'eau" vers la galerie. Toutefois, du fait de la hauteur relative importante des galeries, le phénomène global est assez complexe et une dépression minimale assez importante est nécessaire pour qu'il y ait effectivement "appel d'eau" sur l'ensemble du pourtour des galeries.

- les produits stockés sont plus légers que l'eau : ils sont donc soumis de la part de celle-ci à la poussée d'Archimède qui tend à la faire sortir de la galerie par le toit ; cet effet doit être comparé à l'effet de confinement qui résulte de l'écoulement de l'eau.

- la roche qui constitue la paroi de la galerie est beaucoup moins mouillante aux produits stockés qu'à l'eau : les effets capillaires transforment donc -au moins jusqu'à un certain point- la paroi de la galerie en "membrane semi perméable" : l'eau s'écoule commodément vers la galerie, mais en sens inverse les produits doivent vaincre la barrière capillaire pour pénétrer dans le massif.

La discussion détaillée des phénomènes sort du cadre de cette note. Elle a fait l'objet d'un examen attentif, mené conjointement par les sociétés concernées et l'administration ; cet examen a permis de dégager des règles précises, qui tiennent compte en particulier de la géométrie propre de chaque stockage. On peut retenir de ces règles des ordres de grandeur applicables en première approximation : pour une galerie en propane d'une hauteur modérée, une dépression d'une trentaine de mètres d'eau est à même d'assurer une très bonne sécurité du stockage vis à vis du maintien du confinement.

Cette valeur peut être localement modifiée, pour tenir compte de circonstances particulières ; elle constitue néanmoins un ordre de grandeur convenable. Il est regrettable que l'on ne dispose pas, dans la littérature d'origine étrangère, de données précises sur ce point. Certains textes parlent de cinq mètres, ce qui nous paraît beaucoup trop faible ; par contre de très bons articles, d'origine suédoise ou japonaise, traitent en profondeur le problème des principes du calcul. Le deuxième point de la discussion précédent, l'existence de "l'appel d'eau" sur l'ensemble du pourtour, n'a toutefois été complètement développé qu'en France à l'initiative de l'administration ; il a conduit la société Géostock à développer une méthodologie pratique appelée "détermination du coefficient de forme".

#### CONCLUSION

Les stockages souterrains d'hydrocarbures constituent la solution la plus rationnelle, dès que les volumes impliqués sont importants : ils sont moins coûteux, plus discrets et plus sûrs que les autres formes de stockage. Dans certains cas, comme celui du gaz naturel, ces avantages suppriment pratiquement la possibilité d'alternatives.

La poursuite des options énergétiques prises dans le domaine des hydrocarbures devrait conduire à un développement soutenu de ce type de stockage, en particulier dans les domaines du gaz naturel et des gaz de pétrole liquéfiés.

Une difficulté particulière tient à ce que les avantages incontestables de cette technique sont parfois mal perçus par l'opinion publique. Ceci tient à deux raisons au moins. La première est que le plus souvent ces stockages ne sont pas implantés dans un environnement industriel, et que les habitants des sites concernés craignent donc les nuisances d'installations pour eux inhabituelles ; ce qui paraît au voisinage d'un grand port un progrès considérable contient encore une menace de nuisances dans un environnement où l'industrie est inconnue. La deuxième raison tient au caractère complexe, sinon parfois mystérieux des problèmes liés au sous-sol, qui conduit à de fréquents contresens : un quotidien national intitulait il y a quelques mois un article consacré à un projet de stockage en aquifère... "Grandes manoeuvres autour des silos à gaz".

Ces erreurs contiennent une leçon claire, sans doute valable pour bien d'autres réalisations : une information précise et complète doit être apportée. Cette tâche est de longue haleine, compte tenu de la variété des publics, de leurs connaissances, de la nature de leurs inquiétudes. L'organisation de journées géotechniques consacrées à l'environnement contribue à cette information. Il faut remercier les

organisateurs d'avoir choisi comme thème d'une de ces journées "environnement et stockage souterrain" : les géotechniciens ont beaucoup à apporter à ce débat, pour lequel nous souhaitons avoir précisé le rôle qu'y tient l'administration.

# évacuation des déchets radioactifs en sites continentaux

par

**Ph. Masure**

B. R. G. M., Orléans

RESUME - Les projections très éloignées dans le temps qu'impose la gestion des déchets radioactifs à vie longue et les effets possibles du dégagement thermique auquel donnent lieu les déchets de haute activité, constituent des conditions inaccoutumées pour les spécialistes des nombreuses disciplines concernées par l'évacuation des déchets radioactifs en formations géologiques continentales.

La recherche de solutions fiables de confinement géologique ne peut se limiter à des projets de dépôts miniers dans des formations particulièrement favorables. Elle exige une connaissance des environnements géologique et écologique exceptionnellement précise et complète. Elle requiert une analyse prospective de leur évolution naturelle et de l'impact des actions humaines, totalement inaccoutumées de par l'échelle prévisionnelle qu'elle impose.

Se basant sur les résultats obtenus dans le cadre des programmes de recherche internationale en cours, l'auteur propose un élargissement des réflexions portant sur le confinement géologique et visant à exploiter pleinement les connaissances scientifiques de la géosphère et les méthodes d'études disponibles.

## INTRODUCTION

Les programmes de *stockage souterrain* de produits solides, liquides ou gazeux ont connu au cours de ces dernières années un développement remarquable. Que les raisons en soient technico-économiques, stratégiques de sécurité ou de gestion rationnelle de l'espace, il est prévisible que l'exploitation des vides naturels (pores, fractures, karsts), ou construits (cavités minées) comme volumes de stockage dans le sous-sol, va se poursuivre et même s'accélérer.

Les problèmes posés par l'évolution du milieu récepteur et son environnement au cours de l'exploitation du stockage ont donné lieu à des études scientifiques et techniques spécifiques (mécaniques, thermiques et hydrauliques) qui ont permis de maîtriser avec une fiabilité suffisante l'impact de tels projets sur l'environnement.

La situation est bien différente en matière d'évacuation de déchets de grande nocivité dans le sous-sol. La production de certains déchets industriels nocifs a atteint un niveau tel que leur dispersion dans le sol et les eaux n'est plus biologiquement satisfaisante. Leur transformation ou leur isolement définitif de la biosphère s'impose.

Coûtumiers et respectueux de normes de sûreté rigoureuses inhérentes à leur activité, les

spécialistes de l'industrie nucléaire sont les premiers - et probablement les seuls jusqu'ici - à avoir posé le problème des déchets de grande nocivité et à avoir initié les études scientifiques et techniques nécessaires.

## RECHERCHES EN COURS SUR L'EVACUATION DES DECHETS RADIOACTIFS A VIE LONGUE EN FORMATIONS GEOLOGIQUES PROFONDES

Une partie des déchets solides produits au cours du cycle du combustible nucléaire renferme des *radionucléides à vie longue* (émetteurs alpha) qui sont actuellement isolés de l'environnement par stockage, en surface, dans l'attente de la mise en oeuvre de procédures d'évacuation. La nocivité de ces déchets de faible, moyenne ou haute activité persistera pour les générations futures durant des périodes qui s'étendent bien au-delà de l'avenir prévisible (plusieurs dizaines à plusieurs centaines de milliers d'années).

Les *déchets de retraitement* (\*\*) recèlent des actinides, dont la très haute activité peut être considérée comme quasi-permanente. Ils contiennent également des produits de fission

(\*\*) Déchets liquides calcinés et enrobés dans des verres boro-silicatés coulés dans des conteneurs métalliques

dont la décroissance se traduit par un dégagement d'énergie thermique considérable au cours des premiers siècles qui suivent leur production (\*).

Les programmes de recherches relatifs à l'élimination de ces déchets de très haute activité, qui posent les problèmes scientifiques les plus complexes, se sont développés au cours des vingt dernières années aux USA et, plus récemment, dans les pays européens, le Canada et l'URSS. Parmi les concepts d'élimination variés qui ont été envisagés pour isoler ces déchets de la biosphère : évacuation dans l'espace extra-terrestre, destruction des radionucléides à vie longue par transmutation nucléaire, évacuation sur le fond des océans, évacuation sur le sous-bassement rocheux des calottes glaciaires ou dans les zones de subduction des plaques océaniques, évacuation profonde en formations géologiques stables, cette dernière alternative s'est vite imposée comme la plus accessible techniquement et la plus fiable scientifiquement, tout en paraissant économiquement raisonnable. Pour les mêmes raisons, le choix s'est porté en priorité sur le concept d'évacuation dans les formations continentales, de préférence à l'évacuation dans les formations sub-océaniques.

Le concept d'évacuation en formations géologiques profondes peut répondre a priori à un certain nombre d'exigences parmi lesquelles : inaccessibilité, stabilité à long terme, piégeage ou retardement du retour partiel des radionucléides jusqu'à la biosphère.

Les nappes d'eau souterraine ou l'eau interstitielle que l'on rencontre dans toute les roches de la partie superficielle de la croûte terrestre constitueront le principal facteur potentiel de libération et de transfert des radionucléides jusqu'à la biosphère. C'est pourquoi les formations géologiques retenues jusqu'ici comme milieux de confinement potentiels (sel, argiles et schistes, granites et gneiss, basaltes) ont été choisies pour leurs structures simples, leur abondance, leur faible perméabilité ou porosité en masse, leur conductivité thermique et/ou leur capacité de sorption élevée.

Les actions scientifiques et techniques internationales réalisées jusqu'ici ont porté sur la définition de stratégies possibles d'évacuation des déchets conditionnés en formations géologiques et sur la conception des installations de dépôt souterrain. Elles se sont attachées, à des degrés divers, à la recherche, la sélection et la caractérisation de sites géologiques potentiellement favorables au confinement des déchets radioactifs.

(\*)  $3.10^{12}$  Joules sont dégagés au cours du premier siècle par un conteneur de 150 l de déchets vitrifiés dont la concentration est de 12 %. Un site d'évacuation pourrait avoir une capacité allant jusqu'à quelques dizaines de milliers de conteneurs.

La connaissance des caractéristiques de libération des radionucléides par lixiviation des déchets conditionnés, puis des phénomènes de rétention (sorption-désorption) des principaux produits de fission (Sr, CS, Eu, I) et des actinides (diverses formes de Pu, Np, Am, Ra) et l'analyse détaillée des conditions hydrogéologiques dans les massifs rocheux ont fait l'objet des recherches les plus nombreuses et ont conduit à des programmes expérimentaux et de modélisation variés (écoulement hydraulique, phénomènes de transfert intégrant convection, dispersion et rétention). L'effort de caractérisation de l'évolution, à moyen et long terme, des barrières naturelles (milieu géologique récepteur) et artificielles (conteneurs métalliques et verres de conditionnement, matériaux de remplissage des cavités de dépôt) susceptibles de constituer le confinement des déchets radioactifs s'est heurté à de grandes difficultés. Il doit tenir compte, notamment, de l'interaction des différentes barrières avec les déchets et des conditions évolutives du milieu, liées aux effets du dégagement thermique et des radiations alpha.

L'évaluation de la sûreté à long terme de l'isolation des radionucléides par le milieu géologique (étude d'impact) a également fait l'objet d'études nombreuses mais dispersées. Ces "analyses de sûreté" comportent deux phases d'analyses complémentaires :

. L'étude des potentialités de migration des éléments enfouis dans la géosphère depuis le dépôt d'évacuation jusqu'à la biosphère, dans le cadre de scénarios de défaillance représentatifs,

. L'évaluation des dommages causés dans la biosphère par la dispersion des radionucléides et des éléments chimiques stables provenant du dépôt (et éventuellement par des phénomènes particuliers liés à l'impact du dépôt sur la géosphère).

L'élaboration de scénarios de défaillance du confinement des déchets s'est faite suivant deux approches méthodologiques distinctes (probabiliste et déterministe). Sans discuter les mérites et limites respectifs des deux méthodes, on retiendra que l'approche probabiliste permet, par le développement d'analyses par arbres de défaillance du confinement (Fault Tree Analysis), de considérer de manière beaucoup plus complète et systématisée les situations pouvant conduire à la libération des déchets.

Dans le cadre des hypothèses de défaillance du confinement géologique les plus vraisemblables, la libération des déchets dans la biosphère est réduite et progressive. De plus, cette libération pourrait se produire à une époque très éloignée de la date d'évacuation des déchets. Des variations géographiques de la contamination radiologique sont probables, avec d'éventuels points de concentration localisés. Dans ces conditions, il est bien difficile de préciser des

seuils dommageables et des risques pour des périodes de temps allant de plusieurs centaines à plusieurs milliers de générations humaines.

Au total, on peut considérer que les actions scientifiques et techniques développées jusqu'ici ont permis un fructueux rapprochement des spécialités concernées, qu'elles appartiennent au génie chimique, nucléaire ou minier, aux sciences de la terre ou à la radiobiologie. Toutefois, les actions entreprises nécessitent d'être poursuivies et un certain nombre de lacunes restent à combler pour s'assurer que tous les aspects du problème sont suffisamment appréhendés. L'effort de recherches correspondant risque d'être long et laborieux avant qu'un bilan scientifique définitif puisse être dressé.

Si cette situation est relativement compatible avec la cadence assez lente de production des déchets vitrifiés de très haute activité (déchets de retraitement), il en va tout autrement pour les *déchets solides de faible et moyenne activité contaminés par des produits à vie longue* (\*\*) dont l'accumulation croissante des quantités produites nécessite que soient précisées de manière urgente des solutions sûres d'isolement définitif de la biosphère. Aussi est-il indispensable que la recherche systématique, mais fractionnée, en cours soit accompagnée d'une *réflexion opérationnelle globale* portant sur le confinement géologique.

#### PROPOSITIONS EN FAVEUR D'UNE REFLEXION OPERATIONNELLE SUR LE CONFINEMENT GEOLOGIQUE

La communauté scientifique concernée par les problèmes d'évacuation de déchets à vie longue en formations géologiques ressent, dans une large mesure, les incertitudes bien connues des géologues, confrontés à des échelles de temps et d'espace sans commune mesure avec celles de l'expérimentation, à des lois de comportement mal appréhendées ou à des milieux mal définis. Pourtant, la métallogénie et l'étude des gisements d'hydrocarbures montrent que, dans des conditions particulières, certaines substances minérales ou organiques peuvent être piégées sous forme concentrée pendant des millions d'années.

Une réflexion opérationnelle sur le piégeage et le confinement géologique doit viser à exploiter pleinement les connaissances scientifiques acquises et les méthodes d'études disponibles, afin de disposer, dans un délai raisonnable, des éléments nécessaires pour juger des potentialités réelles de confinement à long terme présentées par certains sites géologiques, dans le cadre de stratégies d'évacuation adaptées. Cette réflexion doit se développer suivant deux thèmes majeurs :

(\*\*) Boues de traitement des résidus liquides, gaines ou coques, déchets solides divers

- Comment limiter l'incertitude inhérente au milieu géologique et exploiter au mieux les potentialités naturelles de piégeage et confinement de la croûte terrestre ?
- Comment optimiser les concepts d'évacuation retenus ?

#### 1 - Limitation des incertitudes actuelles

La connaissance des équilibres internes des massifs s'est développée au cours des dernières décennies dans le cadre des projets de grands ouvrages de génie civil, d'exploitations hydrauliques souterraines et, plus récemment, de stockages souterrains. Les méthodes d'analyses, de mesures et de simulation mises en oeuvre avaient pour but de faire des prévisions de l'évolution des équilibres internes pour des périodes dépassant rarement quelques générations.

En butte aux incertitudes bien connues des spécialistes de génie géologique, les études de faisabilité de projets d'évacuation de déchets radioactifs à vie longue se heurtent en outre à des incertitudes jusqu'ici méconnues :

- celles qui sont liées à l'échelle de temps "géologique" imposée par le problème, qui conduisent à tenir compte de situations, dimensions ou facteurs cinétiques jugés négligeables dans les raisonnements courants : amplitude de l'érosion superficielle à l'échelle du massif par exemple, influence des cycles climatiques lents sur les équilibres internes du milieu, effet à long terme des variations de température et des contraintes sur les conditions d'écoulement des fluides en milieux de très faible perméabilité, évaluation des risques d'intrusion accidentelle dans le dépôt souterrain par les générations futures, etc..

- celles qui sont liées au *dégagement thermique* des déchets de retraitement qui introduit une dimension nouvelle en matière d'impact des grands ouvrages sur la géosphère, que ce soit des points de vue structural, minéralogique, géochimique, hydraulique ou mécanique. Après la découverte du "choc hydraulique" induit par les retenues de certains grands barrages, ou par l'injection massive de liquides dans certaines couches profondes, ne doit-on pas craindre un "choc thermique" ignoré jusqu'ici ?

Face aux incertitudes inhérentes aux opérations nouvelles d'aménagement, les programmes relatifs aux grands projets d'ouvrages souterrains (usines hydroélectriques souterraines, cavernes de stockage d'hydrocarbures, etc...) se déroulent généralement de manière pragmatique en mêlant, après une reconnaissance détaillée de sites sélectionnés, approche théorique et observations pratiques à grande échelle. La méthode appliquée consiste en une sélection et une adaptation progressive de divers projets en compétition aux conditions réelles du site, avec traitement éventuel du milieu naturel pour en corriger les défauts.

. Appliquée au problème de l'évacuation des déchets radioactifs en formations géologiques continentales, cette méthode implique tout d'abord un nouvel effort de diversification des concepts de dépôt, facilité par la relative liberté de choix de sites favorables.

Les potentialités de piégeage considérées jusqu'à présent dans les concepts de confinement ont été essentiellement d'ordre lithologique (granite, sel, argile). On a certainement trop négligé d'autres formes de piégeage rencontrées dans la nature et qui peuvent être d'origine structurale, stratigraphique, géochimique, capillaire, mécanique ou osmotique.

Les concentrations minérales non syngénétiques résultant du jeu des phénomènes géologiques dans des structures de piégeage singulières, il est important de compléter le concept trop général de formations géologiques potentiellement favorables aux confinements des radionucléides par le concept de contextes géologiques particulièrement favorables au piégeage des radionucléides, les déchets pouvant être considérés comme un minéral artificiel.

Cette nouvelle approche devrait inspirer de nombreuses variantes de confinement et d'adaptation des dépôts au milieu géologique en diversifiant les applications du concept multibarrière.

. Le concept de barrières artificielles autour des conteneurs de déchets conditionnés n'a fait référence, jusqu'ici, qu'à des matériaux inclus dans les puits forés (barrières géochimiques). Il pourrait être enrichi, dans certains cas, par des solutions de traitement du milieu géologique entourant le dépôt en vue de limiter (ou éliminer) l'accès de l'eau souterraine dans le dépôt. A titre d'exemple, ceci pourrait être obtenu par injection de silice ou de précipités dans les fissures ou les pores, par drainage des abords du dépôt ou par l'utilisation de barrières capillaires. Certaines structures géologiques litées, judicieusement sélectionnées, pourraient également constituer une extension du concept multibarrière qui n'a pas été suffisamment évaluée et constituer ce que l'on pourrait appeler des barrières géologiques multiples.

. Enfin, si l'on veut être en mesure de faire des projections déterministes significatives de l'évolution à long terme des massifs rocheux, il est nécessaire de compléter et de préciser la connaissance des caractéristiques et du comportement du milieu géologique. Ainsi, les observations, mesures et expérimentations que permet l'exécution de puits et galeries expérimentales profondes doivent constituer l'un des objectifs prioritaires de toute recherche dans ce domaine.

L'application des méthodes de génie géologique milite en faveur de la réalisation ultérieure d'installations pilotes expérimentales

et réversibles (\*\*), simulant l'ouvrage final sur le lieu même des sites sélectionnés, en vue d'analyser l'impact du dépôt sur la géosphère, avec auscultation détaillée du massif et de l'ouvrage, et ce pendant une durée de l'ordre de plusieurs décennies.

## 2 - Optimisation des concepts de confinement

L'objectif fondamental fixé aux analyses de sûreté est la vérification scientifique de la fiabilité du concept d'évacuation en formations géologiques. S'il est encore prématuré d'attendre des résultats complets d'analyse de risques exploitables dans le cadre d'une approche décisionnelle, les méthodes élaborées fournissent des outils qui peuvent être utilisés dès à présent en vue d'optimiser les concepts de confinement.

Si les développements d'analyse globale des performances de projets de confinement géologique se sont effectués dans le cadre d'approches probabilistes (fault tree analysis) ou déterministes (worst case analysis) dans le but de fournir des verdicts passifs, il semble que l'approche prospective fournisse un cadre plus adapté à une réflexion purement opérationnelle.

D'une manière générale, la prospective a pour but de déterminer, à la lumière d'un faisceau représentatif de situations futures potentielles, les mesures à prendre immédiatement pour infléchir les tendances négatives. Son intérêt est de permettre de rapprocher, dans les scénarios cohérents, relations causales entre les différents facteurs du milieu et phénomènes aléatoires. Ces derniers peuvent être soit des produits du hasard (chute de météorites par exemple), soit des combinaisons accidentelles entre différentes séries de causes indépendantes les unes des autres.

Appliquée au cas particulier de l'évacuation des déchets radioactifs, l'approche prospective peut se subdiviser en trois actions principales qui conduisent à l'élaboration de scénarios simples et représentatifs :

- La première action est constituée par l'analyse historique de l'évolution des facteurs climatiques, biologiques et géologiques au cours du Quaternaire. Cette étude rétrospective du Quaternaire a pour objet de définir les tendances lourdes, les invariants dans le changement et les relations causales qui pourraient jouer sur l'évolution future du milieu naturel.

- Le deuxième domaine d'action concerne la caractérisation des milieux naturels et artificiels, de leur comportement et de leur évolution dans le temps. Il constitue le corps des recherches scientifiques actuelles. Il tient compte tout particulièrement de l'impact à long terme du dégagement thermique et de la migration des radionucléides sur l'environnement du dépôt.

(\*\*) réversibles : permettant la récupération des conteneurs de déchets

- Enfin, le troisième domaine d'action a trait à l'élaboration de scénarios d'évolution possible de l'environnement géologique susceptible de favoriser la libération et la migration des radionucléides. La mise au point de tels scénarios peut être facilitée par les méthodes d'analyses par arbre de défaillance ou arbre d'événement.

Trois types de scénarios de base, gradués dans la difficulté et la complexité, devraient être utilisés en vue de faciliter la comparaison des situations considérées. Il serait intéressant d'élaborer à ce propos des scénarios fixistes, des scénarios tendanciels et des scénarios catastrophistes.

- Les scénarios fixistes supposent que l'équilibre naturel actuel est immuable et que le milieu n'évolue que sous l'impact du dépôt. Cette hypothèse est vraisemblable à un horizon de quelques siècles.

- Les scénarios tendanciels tiennent compte, en outre, des phénomènes d'évolution naturelle tendancielle déterminés par l'analyse historique du milieu (climat, géologie, biologie). Ces hypothèses sont vraisemblables à un horizon allant de quelques millénaires à quelques dizaines de millénaires.

- Enfin, les scénarios catastrophistes compliquent les scénarios précédents, par la prise en compte d'événements catastrophiques à déroulement rapide, tels que secousses sismiques majeures, chute de météorites ou intrusion humaine accidentelle. Ils peuvent se substituer totalement aux autres scénarios pour les analyses de risques relatives à la phase opérationnelle de construction et d'évacuation des déchets, en tenant compte de phénomènes brutaux, comme l'inondation accidentelle du dépôt ou l'effondrement d'une galerie.

L'utilisation de l'approche prospective doit permettre d'atteindre à court terme deux objectifs bien précis :

- d'abord faire des comparaisons sur la fiabilité du confinement présenté par divers sites ou concepts d'évacuation en compétition. L'analyse des résultats, à l'interface géosphère-biosphère, des trois scénarios simples et reproductibles proposés facilitera cet objectif. Les multiples exercices d'analyse de risques effectués jusqu'ici par des équipes nationales compétentes n'ont pas permis, de par leur diversité, un tel rapprochement et une telle comparaison. Cette comparaison est pourtant indispensable, tant dans le domaine de la sûreté que dans le domaine des coûts.

- en second lieu, faciliter la recherche des concepts d'évacuation les plus sûrs - c'est-à-dire les mieux adaptés - sur un site déterminé. Dans ce sens, les méthodes de simulation globale de systèmes et d'analyses de sensibilité fournissent l'outil nécessai-

re de comparaison entre diverses options de confinement.

Ces méthodes devraient permettre de contrebalancer l'effort de recherche systématique d'hypothèses de défaillance du confinement (fault tree analysis) qui a fait l'intérêt des approches probabilistes développées jusqu'ici en permettant :

- i) de considérer à l'inverse les effets de certaines solutions de renforcement possible du confinement des déchets,
- ii) de définir par effet rétroactif les performances minimales que les barrières construites devraient respecter, compte tenu des normes fixées pour la sûreté globale du système.

Il est bien évident que ces considérations doivent toujours être accompagnées par une analyse coût-bénéfices.

En résumé, l'approche prospective devrait permettre de juger de la pertinence de certaines variantes de concepts de dépôts (barrières artificielles complémentaires, traitement du rocher, etc.), ainsi que du coût et de la sûreté comparée de diverses stratégies de gestion et d'évacuation des déchets radioactifs. Si ces objectifs peuvent paraître moins ambitieux que la démonstration scientifique de la sûreté à long terme des projets d'évacuation élaborés, il n'en sont pas moins précieux au stade actuel des connaissances.

## CONCLUSION

Les problèmes scientifiques et techniques posés par l'évacuation des déchets très nocifs dans le sous-sol, en vue de leur élimination définitive de la biosphère, sont bien différents de ceux que les spécialistes de stockage souterrain de substances récupérables ont à résoudre depuis une quinzaine d'années.

Malgré l'ampleur des recherches que nécessite la vérification scientifique de la fiabilité du concept de confinement géologique sur un site donné, l'existence de nombreuses concentrations minérales dans la géosphère prouve qu'il est légitime de chercher à tirer le meilleur parti des potentialités naturelles de confinement, dans le cadre de projets opérationnels adaptés et économiquement raisonnables. Il est pourtant curieux de constater que les programmes de recherche en cours sur l'évacuation des déchets radioactifs à vie longue ont porté tous leurs efforts initiaux sur la vérification toute théorique du respect de l'environnement pour les générations futures, en négligeant les enseignements apportés par l'observation des contextes géologiques singuliers où peuvent être analysés "en vraie grandeur" les processus de piégeage et de confinement des éléments chimiques.

L'analyse de la sûreté à long terme (pour l'homme et son environnement) présentée par les projets d'évacuation actuels a permis d'élaborer des méthodes d'approche nouvelles (analyses de risques) dont on a négligé, là aussi, l'intérêt qu'elles présentent pour optimiser les concepts d'évacuation envisagés.

Il semble donc nécessaire que ces connaissances soient rapidement exploitées, parallèlement à la poursuite de la recherche systématique entreprise, afin que soient précisées des concepts de confinement parfaitement fiables dans des délais brefs.

Devant l'accumulation croissante des déchets solides de faible et moyenne activité contaminés par des produits à vie longue, un effort de recherche et développement intensif est dorénavant crucial pour les pays à fort développement électro-nucléaire. Si cet effort n'était pas réalisé dans les années à venir, on pourrait craindre un véritable divorce entre les soucis des scientifiques et des organes de sûreté d'une part et les responsables de la gestion et de l'évacuation des déchets d'autre part.

Quoi qu'il en soit, il y a lieu de garder à l'esprit que le degré de raffinement ou de précision recherché dans certains développements théoriques peut être rendu caduque par les incertitudes inhérentes aux sciences de la terre, des matériaux, de l'environnement ou de l'homme et qu'ainsi une approche pragmatique des problèmes doit leur être constamment préférée pour être raisonnablement adaptée au stade actuel des connaissances.

Il serait grave, en particulier, que toute décision honnête et raisonnée soit bloquée par le malaise qu'apporte la prise de conscience toute nouvelle de l'impact à long terme des activités humaines sur l'environnement que nous préparons pour les générations futures.

Devrait-on stopper toute exploitation minière d'éléments chimiques nocifs puisqu'elle contribue à détruire leur piègeage naturel et à accélérer la contamination de l'environnement ? Doit-on proscrire toute utilisation du charbon, devant la pollution atmosphérique et les bouleversements climatiques que pourrait entraîner la croissance du taux de CO<sub>2</sub> dans l'atmosphère ? Il est important que la pratique des analyses de sûreté à long terme se multiplie dans tous les domaines de l'activité humaine, afin que les comparaisons nécessaires à un choix raisonné soient possibles.

Nota : Une grande part des réflexions présentées dans ce document proviennent d'un travail effectué sous contrat pour la Commission des Communautés Européennes. Toutefois, les conclusions présentées sont strictement personnelles et n'engagent que l'auteur.

#### QUELQUES BASES D'INFORMATION SUR LES PROBLEMES DE GESTION ET EVACUATION DES DECHETS RADIOACTIFS.

- Rapport d'experts de l'Agence pour l'énergie nucléaire de l'OCDE : Objectifs, concepts et stratégies en matière de gestion des déchets radioactifs résultant des programmes nucléaires de puissance. Paris, Septembre 1977
- Agence Internationale de l'Energie Atomique. Agence de l'OCDE pour l'énergie nucléaire : Colloque international sur l'évacuation des déchets radioactifs dans le sol. Otaniemi, près Helsinki, 2-6 juillet 1979.
- S. ORLOWSKI, R. SIMON. Première conférence européenne sur la gestion et le stockage des déchets radioactifs. Luxembourg, 20-23 mai 1980. Commission des Communautés Européennes.

° ° °

# connaissance du gisement et étude d'impact

par

**C. Archimbaud**

Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées, Clermont-Ferrand

**L. Primel**

L.C.P.C., Paris

RESUME - Pour certaines carrières, la législation récente rend obligatoire l'étude d'impact avant ouverture. Les textes imposent que cette étude doit comprendre 5 parties : définition de l'état initial, - effets prévisibles sur l'environnement, - motivations de choix du site, - dispositions pour prévenir, réduire et compenser les effets des nuisances, - remise en état des sols. Les études d'impact actuellement réalisées prennent rarement en compte les caractéristiques géométriques et qualitatives du futur gisement. Cette communication a pour but de montrer qu'une bonne étude du gisement est indispensable à la réalisation d'une étude d'impact plausible ; les méthodes de prospection utilisées aussi bien en roches massives, que pour les gisements alluvionnaires, permettent de mettre en évidence les différents paramètres (essentiellement épaisseur et nature de la découverte et du matériau exploitable, contexte hydrogéologique) dont la connaissance est indispensable pour toute prévision du mode d'exploitation du gisement et donc de son influence sur l'environnement, ainsi que pour un phasage réaliste de la remise en état des sols.

## INTRODUCTION

Lorsqu'un exploitant sollicite l'autorisation d'étendre son gisement ou d'en exploiter un nouveau, il doit se référer en France au décret n° 79-1108 du 20/12/1979, traitant du nouveau régime des autorisations d'ouverture de carrières. Ce texte réglementaire impose de bien prendre en compte les "contraintes"; mais trop souvent ne vient à l'esprit que ce qui concerne l'environnement au sens large : le paysage, le milieu naturel, la protection des nappes, les nuisances dues au bruit et poussières..., en oubliant, ou tout au moins en sous-estimant la contrainte située la plus en amont et qui pourtant est à la base de toutes les autres : le GISEMENT. Pourtant, il faut considérer que l'article 8 du décret est très explicite sur ce point. Nous n'aurons pas la cruauté de rappeler les nombreux exemples de carrières ouvertes dans des gisements "fantômes", le but de cette communication étant de montrer en quoi la connaissance du gisement est une donnée fondamentale pour une prise en compte sérieuse et réaliste de l'environnement.

Quels sont les paramètres qu'il est indispensable de connaître d'une part pour réaliser une étude d'impact fiable et d'autre part pour organiser l'exploitation, de façon à réduire ou supprimer les impacts négatifs et respecter les conditions prévues pour la remise en état des sols ? Telle est la question posée.

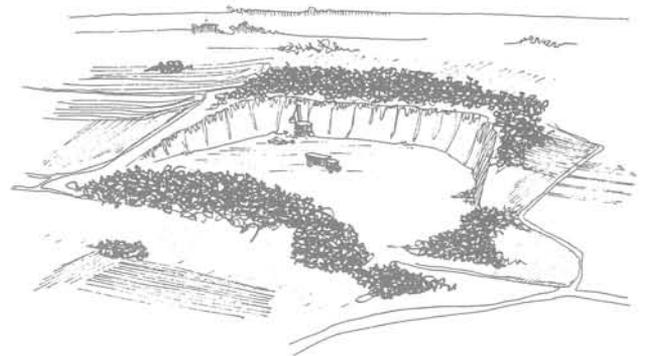


Fig.1 - Utilisation des différents éléments d'un site (topographie, gisement, végétation) en vue de diminuer les contraintes visuelles.

## LA DECOUVERTE

Il est évident que l'exploitant doit connaître l'épaisseur de la découverte qu'il aura à décaper, ainsi que les variations de cette épaisseur. Economiquement parlant, le matériel employé dépendra directement de ces

notions d'épaisseur, mais aussi de la nature de la découverte et bien entendu de la position de la nappe phréatique lorsqu'elle existe. Jusqu'à présent, ces questions n'étaient en général étudiées que dans le cadre d'une gestion économique des terrassements. Le problème du "devenir" de cette découverte était rarement envisagé sérieusement, et c'est là que l'on commence à aborder les problèmes d'environnement :

- le stockage de la découverte suppose, comme nous le verrons par la suite, une bonne connaissance du gisement : combien de cas ne connaît-on pas où les dépôts ont été faits sur les meilleurs zones d'un site. Ces stocks ne doivent eux-mêmes pas constituer une atteinte à l'environnement, soit par exemple par leur insertion non prévue dans le paysage, soit que leur lessivage ait entraîné une pollution des cours d'eau ou des nappes.

- l'emploi des dépôts de découverte peut au contraire être prévu dès l'étude d'environnement, par exemple, pour la constitution de merlons revégétalisables (et dans ce cas, il faut prévoir une éventuelle séparation entre terre végétale et le reste de la découverte) qui serviront de protection contre le bruit, ou contre les poussières, voire même d'écran de camouflage pour une meilleure intégration de la carrière dans le site.

- le stockage de la découverte doit enfin être organisé en fonction de ce qui est prévu dans l'étude d'impact pour la remise en état du site au fur et à mesure et en fin d'exploitation. Ces prévisions peuvent aller du simple remodelage jusqu'à la reconstitution de terres agricoles.

## LE MATERIAU EXPLOITABLE

Chacun sait qu'il est très rare qu'une exploitation englobe la totalité du périmètre prévu : il existe toujours dans une extraction des zones abandonnées soit parce que le matériau est d'une qualité médiocre, soit parce que la pollution est trop forte pour que l'exploitation puisse être faite dans des conditions économiques satisfaisantes. En général, ces "délaissées" donnent à la carrière un aspect détestable, alors que la mise en évidence de ces zones lors de l'étude de gisement aurait permis de les insérer dans le phasage de l'exploitation et de prévoir leur remise en état. De plus, comme il faut de toute façon choisir un emplacement pour les installations, pourquoi ne pas choisir de préférence ces zones inexploitable pour y installer les matériels de concassage, criblage, recomposition, ainsi que les stocks étant entendu que l'on assure en même temps leur insertion dans l'environnement. Dans d'autres gisements, on peut par contre prévoir l'utilisation des zones inexploitable comme moyen de lutte contre les nuisances diverses : bruit des installations et de l'extraction, poussières émises au concassage ou au broyage, front de taille trop visible.

En ce qui concerne les zones exploitées, il est bien entendu indispensable pour réaliser une étude d'impact plausible de bien connaître les épaisseurs exploitables, leurs variations sur l'ensemble du gisement, c'est-à-dire en fait, disposer d'un plan du substratum après exploitation, ainsi que de données suffisantes sur sa nature, dont dépendront directement les possibilités de remise en état.

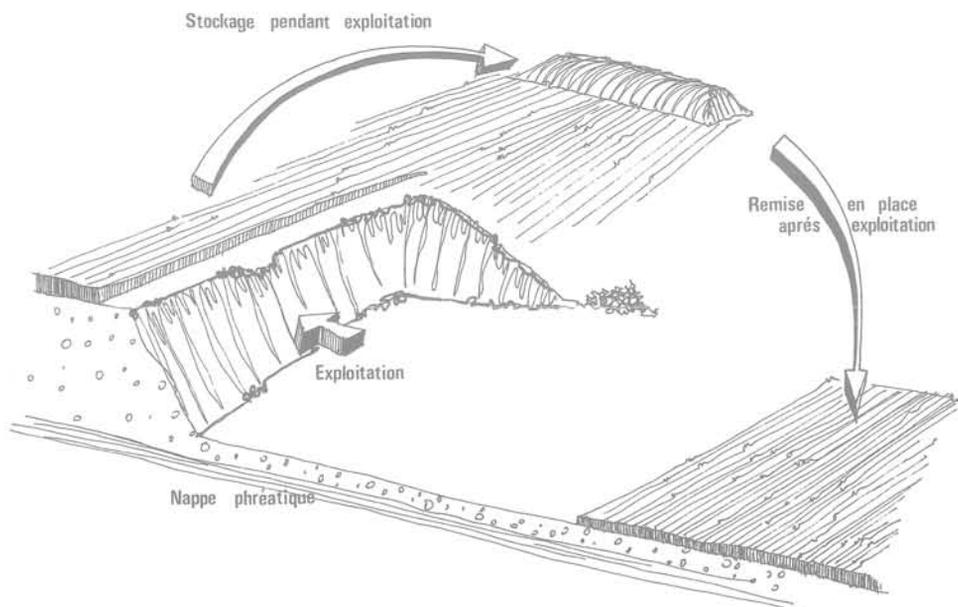


Fig. 2 - Phasage d'exploitation : mouvement des terres de découverte



Fig. 3 - Prise en compte des hétérogénéités du matériau permettant de conserver au site une partie de sa végétation et d'isoler la carrière du milieu environnant (vue, bruit, poussières).

#### FRACTURATION - FAILLES - DIACLASES

Le choix du point d'ouverture d'un gisement est toujours très important, tant sur le plan économique que sur celui de l'intégration dans l'environnement ; ce choix dépend de nombreux facteurs, parmi lesquels la répartition des hétérogénéités du matériau en place et l'état de fracturation du massif. Il s'agit en effet de faire en sorte que l'on soit dans les meilleures conditions techniques et économiques possibles pour la réalisation des abattages.

Par ailleurs, la connaissance de la fracturation est indispensable à l'évaluation des vibrations : il n'est pas suffisant d'écrire dans une étude d'impact que l'on prendra toutes dispositions utiles pour les minimiser, par exemple en utilisant des microretards. Dans de nombreux cas, le problème devra être examiné de beaucoup plus près, en particulier si l'exploitation prévue se trouve à proximité de sites sensibles, tels que blocs sur pentes instables, tunnels ferroviaires, ou tout simplement habitations ou monuments.

Ajoutons enfin que de l'état de fracturation du massif, ainsi que du pendage des couches, dépendra l'état des talus :

- en premier lieu, sous l'angle de la sécurité,
- en second lieu, sous l'angle paysager, bien que ce point de vue soit par définition discutable,
- enfin, sous l'angle de la revégétalisation : de la fracturation dépend en grande partie la possibilité ou non de réaliser des banquettes ou des gradins, et aussi d'y prévoir la plantation de tel ou tel type de végétation.

Signalons enfin que les circulations d'eau, dont nous parlerons ci-après, sont directement liées à la fracturation.

Nous avons déjà envisagé ci-dessus l'influence de ces deux paramètres sur le choix du point d'ouverture du gisement et de l'implantation des installations de traitement. Mais ils ont également d'autres conséquences importantes dans le domaine de l'environnement :

- Si le matériau extrait nécessite un lavage sur crible, voire un débouillage en amont, il est bien évident qu'il faut prévoir le traitement des eaux chargées en fines. Ceci entraînera généralement la mise en place de bassins de décantation, qu'il faudra dimensionner correctement, afin de recycler dans l'installation les eaux traitées et éviter les rejets en rivière. Si cette question n'est pas étudiée avec précision dès le départ, les conséquences sur l'environnement peuvent s'avérer catastrophiques.
- Il ne faut pas oublier non plus que les volumes correspondant aux zones très hétérogènes ou très polluées, et qu'il est impossible de traiter dans l'installation, viennent s'ajouter de fait à la découverte ; dans certains gisements, ces quantités sont loin d'être négligeables et il est important de bien les repérer dans le gisement, de façon à les intégrer correctement dans les mouvements de terre prévus au cours des différentes phases de l'exploitation.
- Dans les gisements alluvionnaires extraits sous la nappe phréatique, l'extraction elle-même entraîne un lessivage des matériaux, et on constate très fréquemment des colmatages qui sont d'autant plus rapides que le matériau en place est plus riche en fines. Cette constatation sur l'importance des nappes et l'influence que peuvent avoir les extractions nous conduit plus généralement à envisager les problèmes posés par les circulations d'eau.

On peut se demander à quel moment se termine l'étude de gisement proprement dite et quand commence l'étude hydrogéologique qui est généralement une partie importante des études d'impact.

Un certain nombre d'informations doivent être connues, ce sont essentiellement :

- La position du substratum,
- Le niveau de la nappe phréatique, ainsi que ses fluctuations à partir de relevés piézométriques. La connaissance de ce battement de la nappe, qui suppose une étude étalée dans le temps, est importante, non seulement en vue de l'extraction, mais aussi pour une préparation correcte de la remise en état en fin d'exploitation (ou à l'avancement). En effet, cette zone est peu propice à la revégétalisation et présente un aspect visuel souvent peu agréable. Il faut souligner que la méconnaissance du niveau phréatique peut être catastrophique dans le cas où la remise en culture du site a été prévue.
- Evaluation du débit d'eau : elle est indispensable dans de nombreux cas :
  - . pour le lavage des matériaux dans les installations,
  - . lorsque l'on souhaite extraire hors d'eau et qu'un pompage avec rabattement de la nappe est nécessaire,
  - . Lorsque l'étude d'impact prévoit la remise en plan d'eau en fin d'exploitation. Il s'agit dans ce cas de savoir si les circulations d'eau seront suffisantes pour éviter une eutrophisation des eaux retenues dans l'excavation.

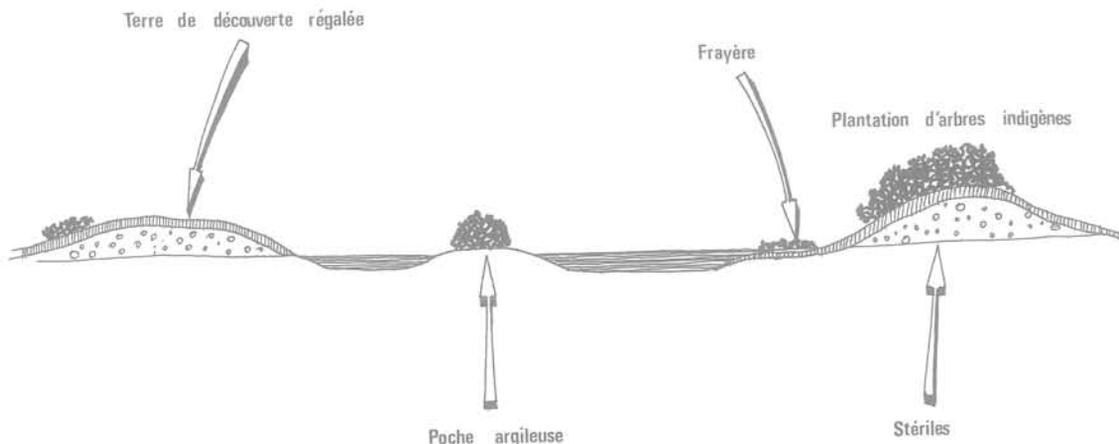


Fig. 4 - Prise en compte des paramètres d'un gisement (découverte, zones de matériau exploitable, présence de poches argileuses) pour la remise en état ultérieure.

Toutes ces données sur les nappes concernent bien entendu surtout les matériaux alluvionnaires. Dans les zones rocheuses, le problème est souvent complexe ; il faut cependant arriver à préciser ce que sera la zone d'influence de l'excavation et en particulier, les rabattements du ou des niveaux aquifères et leurs conséquences sur l'alimentation des puits du secteur. Ce problème est encore plus aigu avec les calcaires karstifiés, dans lesquels il est indispensable de se soucier des circulations prévisibles d'eaux polluées. De façon générale, les circulations d'eau en massif rocheux supposent une bonne connaissance de la structure du massif (pendage, failles, diaclases).

#### CONCLUSIONS

Les quelques points que nous venons d'énumérer concernent tantôt les gisements alluvionnaires, tantôt les gisements de roches massives, souvent les deux. Comme cet exposé ne peut et ne veut pas être exhaustif, nous n'avons pas jugé utile de les séparer. Nous avons simplement voulu montrer, à l'aide de quelques exemples, qu'il est impossible de réaliser une étude d'impact crédible si le gisement n'est pas bien connu. Il nous semble indispensable que le paramètre "gisement" soit inclus dans les facteurs d'environnement et même qu'il soit pris en compte le premier, puisqu'il conditionne tous les autres.

# exploitation rationnelle d'un terril

par

**C. Schroeder**

Université de Liège (Belgique)

RESUME - L'exploitation des crassiers ou "terrils" anciens, à teneur suffisante en charbon permet la production économique de matière énergétique associée à une action de rénovation des sites. Dans la région de Charleroi (Belgique), une société spécialisée, la S.A. Ryan Europe, compte prochainement exploiter le terril "6 Perier" et se servir des résidus comme matériaux de remblais pour l'assainissement d'une vallée marécageuse adjacente.

Le terril ayant antérieurement glissé et causé d'importants dégâts, une étude géologique, hydrogéologique et géotechnique a conduit à définir les caractéristiques du site et à préconiser les modes d'exploitation et les conditions d'exécution des remblais offrant les garanties de sécurité.

## INTRODUCTION

Une des caractéristiques majeures, sinon la principale, du paysage de la région de Charleroi en Belgique est la profusion de terrils ou crassiers, constitués des stériles de charbonnages accumulés depuis le siècle dernier. Les techniques anciennes de lavage de la houille ne permettaient pas d'extraire la totalité du charbon et les terrils de l'époque contiennent encore une notable proportion de combustible (jusqu'à 10%, voire plus).

L'augmentation du coût de l'énergie rend leur exploitation rentable. Pour cela, les dépôts de terrils sont traités par divers procédés séparant le charbon des stériles, schisteux principalement. En général, après le traitement, les résidus sont redéposés au même site et constituent un terril "remodelé". Les opérations de remodelage peuvent être conduites de manière à améliorer l'aspect du site, à procéder au reboisement, à en augmenter la stabilité et à le valoriser pour d'autres usages : espaces verts, lotissements, etc...

## LE TERRIL "6 PERIER"

La S.A. Ryan Europe, spécialisée dans ces travaux et ayant acquis une grande expérience outre-manche, exploite de la sorte un certain nombre de terrils dans la région de Charleroi. Elle se propose actuellement de mettre en exploitation le terril "6 Perier" présentant des caractéristiques remarquables tant par les problèmes de stabilité qu'il pose que par les possibilités d'utilisation optimum des résidus aux fins d'amélioration du site.

Le terril (fig. 1 p. 2) est situé à Courcelles, commune voisine de Charleroi et appartient aux charbonnages de Monceau-Fontaine. L'édification du terril débute en 1895. En 1926, un glissement refoule d'une quinzaine de mètres, sur 120 m de longueur, le chemin au Nord-Est du terril. Les dépôts sont alors arrêtés de ce côté.

En 1938, un important glissement détruit plusieurs immeubles au Nord du terril. Actuellement, des bourrelets périphériques marginaux témoignent encore des mouvements de 1938.

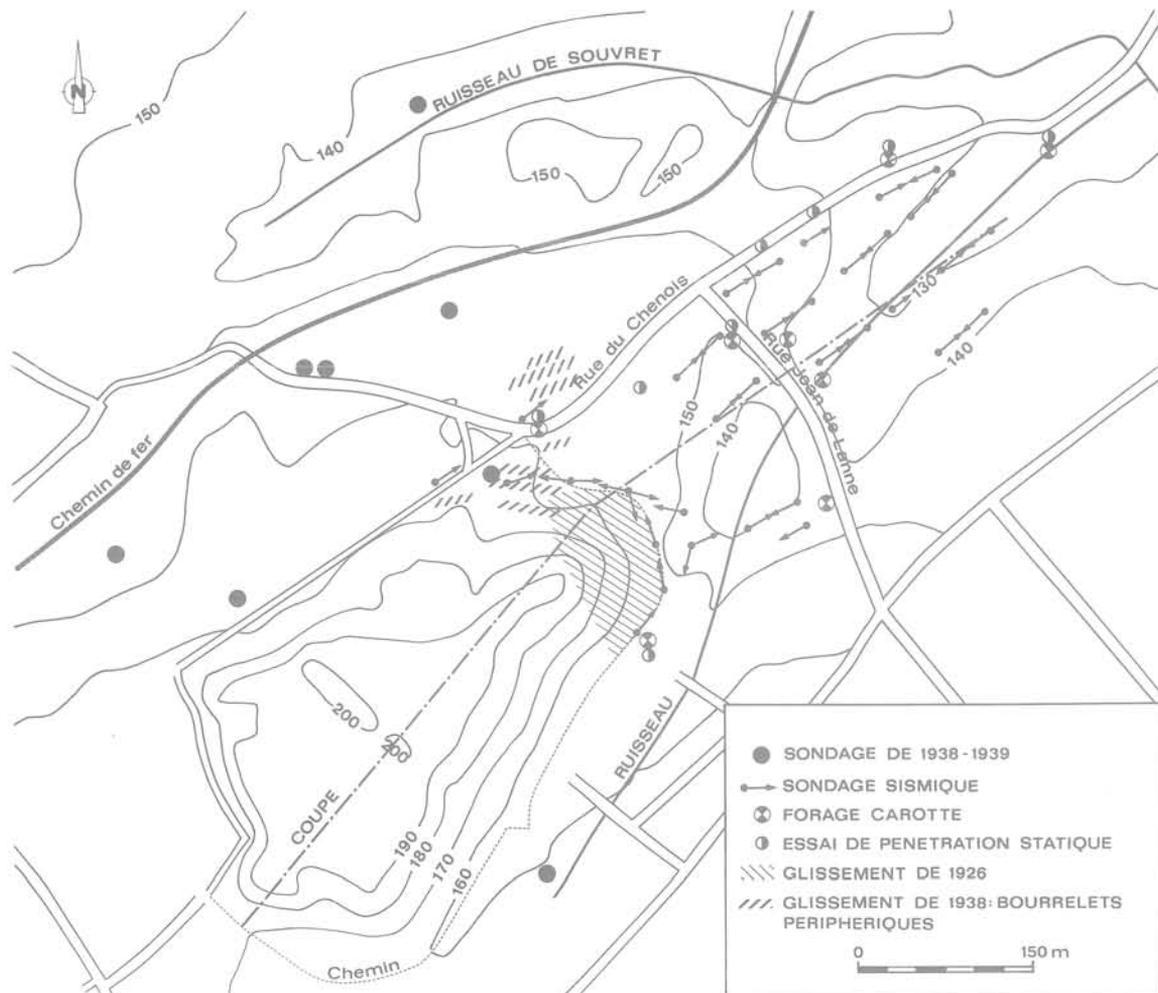


Fig. 1 - Situation du terril "6 Perier"  
- Reconnaissance géologique

Après le glissement de 1938, le site a été abandonné, le volume total du terril étant alors de l'ordre de 1.800.000 m<sup>3</sup>.

Au Nord-Est se trouve la vallée marécageuse d'un affluent du ruisseau du Moulin de Souvret. Dans le cadre d'un projet d'assainissement du site, il est envisagé de combler la vallée au moyen d'une partie du terril, soit environ 400.000 m<sup>3</sup>.

La situation présente donc un intérêt économique exceptionnel : l'exploitation étant de toutes manières rentable, il suffit d'en profiter pour redéposer les stériles dans la vallée voisine plutôt qu'au site même du terril. On réalise ainsi l'assainissement à un coût intéressant et en outre on libère une superficie de l'ordre de 1 à 2 hectares occupée par l'ancien terril.

Le solde non exploité et la partie remodelée seraient conservés comme zone boisée et témoin du passé industriel de la région.

#### RECONNAISSANCES GEOLOGIQUE, HYDROGEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Nos recherches ont comporté, outre un inventaire des connaissances (sondages, archives et publications), une campagne géophysique par sismique-réfraction (40 sondages), huit forages mécaniques équipés en piézomètres, avec prélèvement d'échantillons non remaniés et essais de laboratoire et huit essais de pénétration statique.

Le promontoire sur lequel est établi le terril peut être schématiquement décrit comme suit, de haut en bas (fig. 2 p. 4) :

- des terrains quaternaires, sables limoneux et limons, épais de 2 à 5 m sur les flancs de la vallée et pouvant atteindre 6 à 7 m dans le fond.
- des sables argileux bruxelliens, parfois peu denses mais, dans l'ensemble, de bonne tenue. Leur base est subhorizontale à la cote 158 à 160.

- des argiles et argiles sableuses yprésiennes, épaisses localement de plus de 10 m
- le bed-rock houiller, schisto-gréseux, décomprimé et altéré sur une épaisseur de plus de 5 m.

A l'Est de la rue Jean de Lanne, l'érosion a éliminé les formations tertiaires et on rencontre directement le Houiller sous les formations superficielles.

Les caractéristiques géomécaniques des formations ont été mesurées in situ et en laboratoires.

- In situ, la réalisation simultanée en quelques points d'essais de pénétration, d'essais sismiques et de forages carottés a permis de définir pour chaque type de terrain les valeurs de la résistance à la pointe  $R_p$ , du frottement latéral  $F_l$  et de la vitesse des ondes sismiques longitudinales  $V_L$  :

Nature du terrain	$R_p$ MPa	$F_l$ daN/m	$V_L$ m/s
1. remblais	irrégulière	irrégulier	300
2. quaternaire			
limon de surface	1,5	0	350
argile limoneuse	variable (1,5-3,0)	370	1000
3. Bruxellien			
sable avec concrétions	irrégulière	irrégulier	1000
	(2,5)		
4. Yprésien			
argile	1,5	250	1000
argile compacte	variable (2,0-6,0)	700	1800
5. Houiller			
schistes altérés	variable (2,0-20,0)	625	≤1000
schistes gréseux altérés	20	3000	1500
bed rock sain	refus	id.	2000 à 4000

On remarque ainsi que les limons de surface quaternaires ont des caractéristiques assez moyennes ( $R_p \approx 1,5$  MPa max.). Dans le bed rock altéré, la vitesse des ondes sismiques est très faible (moins de 1000 m/s), ce qui empêche son repérage sous l'argile yprésienne compacte ( $V_L = 1800$  m/s); les essais de pénétration en montrent cependant la bonne tenue mécanique.

- Au laboratoire, les échantillons non remaniés ont fait l'objet de tests d'identification, d'essais oedométriques (pour déterminer une éventuelle gonflance), d'essais triaxiaux  $C_u$  avec mesure de la pression interstitielle et d'essais de compression simple pour la détermination de  $C_u$  de l'argile compacte. Seules les formations quaternaires et yprésiennes ont été testées, le Bruxellien n'intervenant pas dans la zone à remblayer.

Les limons quaternaires ont une cohésion à peu près nulle mais l'angle de frottement

interne avoisine les  $35^\circ$ ; la compressibilité et le gonflement sont assez faibles (module de compressibilité  $C = 45$ ,  $A = 441$ ). Ils sont peu perméables :  $k = 4.10^{-9}$  m/s.

Les formations yprésiennes sont caractérisées en moyenne par les valeurs effectives suivantes :  $c' = 24$  à  $62$  kPa  
 $\phi' = 14,5^\circ$  à  $16^\circ$ ; les coefficients  $C$  et  $A$  valant respectivement de  $14$  à  $36$  et de  $57$  à  $220$ , ce qui indique une faible gonflance.

L'argile yprésienne de base est moyennement cohérente ( $C_u = 64,4$  kPa), assez compressible ( $C = 24$ ) et un peu gonflante ( $A = 65$ ). Elle est imperméable.

En ce qui concerne les dépôts du terril proprement dit, ils ont un angle de talus naturel de  $30^\circ$  environ, une cohésion faible et leur masse volumique sèche en surface est de l'ordre de  $1530$  kg/m<sup>3</sup>.

L'étude hydrogéologique a montré que le terril présente une perméabilité élevée. Les eaux de pluie s'y infiltrent, cheminent dans la vallée enfouie et ressortent par une source dont le niveau est légèrement au-dessus de l'ancien fond de la vallée, celui-ci ayant été soulevé par les mouvements de terrain de 1926.

Dans le substratum, on distingue la nappe des sables bruxelliens et yprésiens et celle du bed rock houiller. La première est alimentée par la nappe du terril et son exutoire se situe à la recoupe du toit des argiles yprésiennes (impermeables) par la surface topographique. La seconde est une nappe de fissures s'écoulant vers le ruisseau qui constitue son niveau de base; elle engendre les zones marécageuses du fond de la vallée. Comme il est de règle dans les nappes de fissures du terrain houiller, les gradients piézométriques sont élevés et les fluctuations importantes suivant les taux d'infiltration.

#### STABILITE ET SECURITE

Les résultats des essais de laboratoire permettent d'expliquer les raisons du glissement de 1938. Il s'agit d'une rupture par défaut de force portante ou plutôt d'une rupture de remblais sur sol "mou", en l'occurrence l'argile yprésienne, la surface de rupture étant vraisemblablement tangente au substratum houiller, ce qui nous place dans les conditions d'utilisation des abaques de calcul.

En fonction des résultats des essais, on a calculé la stabilité du terril lors du déchargement. Pour éviter que les excavations ne réactivent le glissement et pour obtenir à court et à long terme une sécurité suffisante (coefficient de sécurité  $F \approx 1,5$ ), on a été amené à préconiser un mode d'exploitation en gradins donnant au terril une pente globale de  $20^\circ$  environ, alors que la pente actuelle est de  $30^\circ$ .

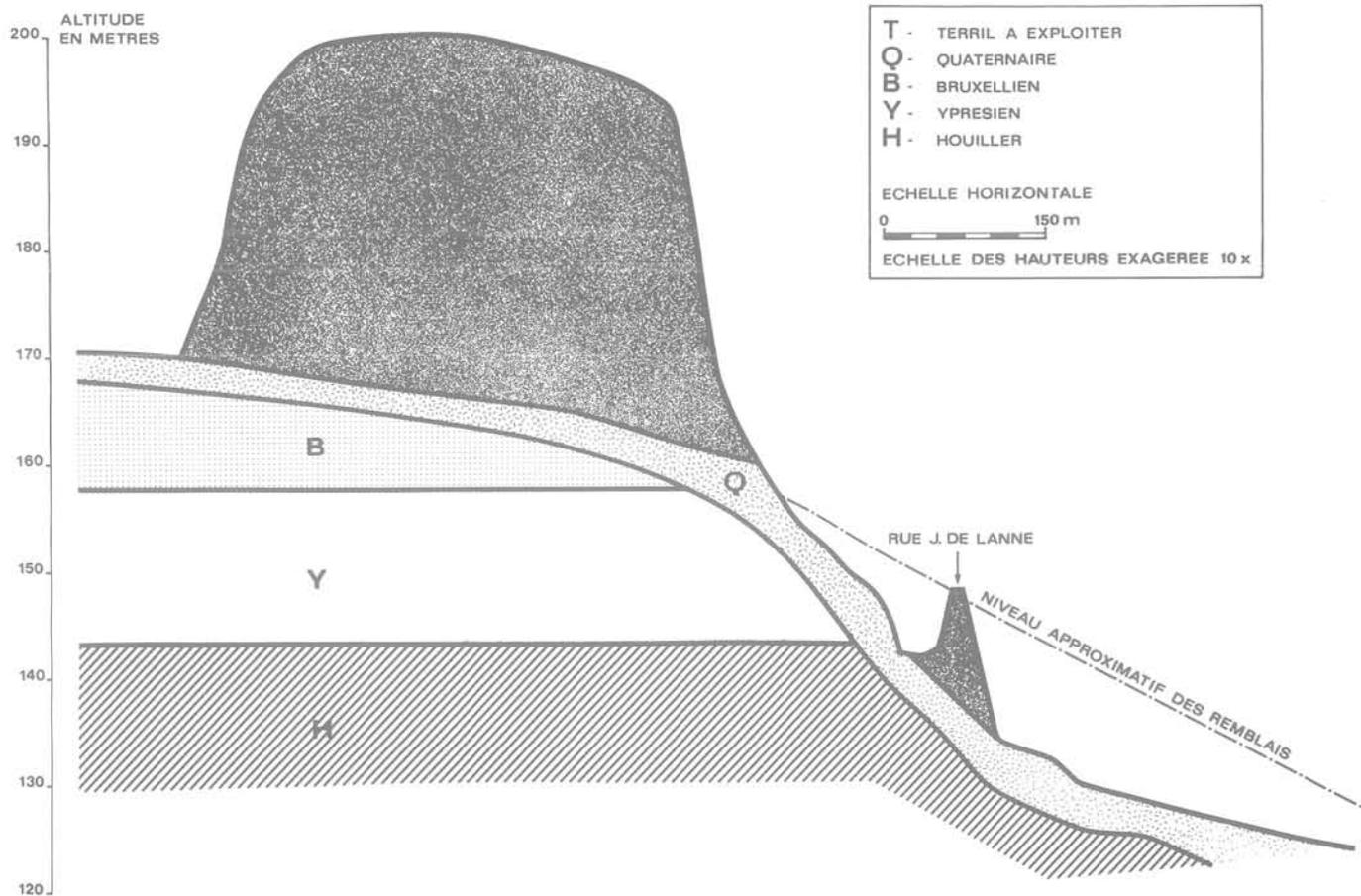


Fig. 2 - Coupe géologique schématique Sud-Ouest/Nord-Est

La stabilité propre des matériaux mis en remblais est assurée par la géométrie des dépôts : remblais de faible épaisseur (12 m maximum) déposés dans une cuvette à faible pente ( $7^\circ$  à  $10^\circ$ ), comme l'indique la fig. 2.

Compte tenu de la valeur de l'angle de frottement interne des formations limoneuses ( $35^\circ$  maximum), la stabilité d'ensemble des remblais sur la couche limoneuse tapissant la vallée est assurée sauf si le niveau piézométrique s'élève de plus de 10 m environ au-dessus du niveau topographique initial; l'augmentation de pression interstitielle qui en résulterait amènerait le coefficient de sécurité du glissement sur la couche de limons à des valeurs inférieures à l'unité.

La mise en pression pourrait provenir d'un colmatage du collecteur traversant la rue Jean de Lanne qui "barre" la vallée, ce qui provoquerait dans le remblais la formation d'une nappe pouvant atteindre 12 m de niveau. Il est aisé d'éviter ce colmatage (construction de chambres de visites et entretien régulier). D'autre part, la nappe du bed rock houiller trouvait un exutoire dans le fond de la vallée, par ailleurs marécageux; les limons comprimés sous le poids des remblais verront leur perméabilité diminuer et la

nappe des fissures du Houiller ne trouvant plus son exutoire normal risque de se mettre en charge. Ce phénomène est susceptible d'exéder la dizaine de mètres, compte tenu de la topographie des lieux. La solution préconisée est de réaliser dans les flancs de la vallée à combler, des drains longitudinaux traversant la couche quaternaire et atteignant le bed rock de manière à recréer un exutoire à la nappe du Houiller.

#### CONCLUSIONS

L'étude géologique, hydrogéologique et géotechnique du site a permis de définir avec précision la nature et la géométrie des terrains, leurs caractéristiques mécaniques et le régime des eaux souterraines.

On en a déduit les conditions de l'exploitation et des mises en dépôt des stériles pour garantir la sécurité tant en phase d'exploitation qu'ultérieurement.

L'exploitation du terril "6 Perier" permettra un assainissement économique de la zone marécageuse voisine puisque les remblais, ainsi que leur mise en place, ne sont que les sous-produits, les résidus obligatoirement remis en dépôt, de l'opération de récupération des matières premières énergétiques subsistantes.

## REFERENCES

- BREYER F. (1962), Note concernant le terril du siège Saint-Nicolas de la S.A. des Charbonnages Espérance et Bonne Fortune, Technique et Humanisme (1) 31-41, Liège.
- CALEMBERT L., DANTINNE R. (1965), L'avalanche de cendres volantes survenues à Jupille (Liège) le 3 février 1961, Volume d'hommage au Prof. F. CAMPUS, 41-57, Liège.
- FONTAINE A. (1938), Constatations parallèles, au début de 1938, sur les versants artificiels et naturels de Schepdael, la Fléchère, Courcelles et Eigenbilsen, Bull. Société Belge de Géologie, de Paléontologie et d'Hydrogéologie (48), 155-169, Liège.
- LINARD DE GUERTECHIN A. (1939), Action tectonique des terrils. Glissements de Courcelles et de Fontaine-L'Evêque, Bulletin technique de l'Union des Ingénieurs sortis des Ecoles Spéciales de Louvain, 39-61, Louvain.
- MARLIÈRE R. (1950), Terrils "en marche", Bulletin A.I.M.S. 1950(4), 11-18, Mons.
- MONJOIE A., SCHROEDER C. (1978), Auscultation des massifs rocheux par sismique-réfraction et propriétés géodynamiques des terrains, Proc. III, Int. Congrès I.A.E.G. Sec. IV (2) 29-36, Madrid.
- PILOT G., MOREAU M. (1973), La stabilité des remblais sur sols mous. Abaques de calcul. Ed. Eyrolles, Paris.
- Rapports inédits des Laboratoires de Géologie de l'Ingénieur et d'Hydrogéologie.

# comportement géotechnique des résidus urbains

par  
**G. Cartier**  
L. C. P. C., Paris

**RESUME** - Les projets de construction sur zones de décharges d'ordures ménagères se heurtent bien souvent à l'évaluation de la capacité portante, des tassements et des phénomènes liés à l'activité biochimique. On fait donc ici le point des problèmes rencontrés et de la méthodologie existante. Des résultats obtenus sur deux sites expérimentaux par les Laboratoires des Ponts et Chaussées sont analysés et comparés aux valeurs proposées dans la littérature spécialisée.

## INTRODUCTION

Le stockage des résidus modernes, dont la production croît de façon quasi-exponentielle, est devenu un problème économique majeur : en 1977 les Etats-Unis produisaient  $10^9$  à  $3 \times 10^9$  tonnes de déchets annuellement, soit une moyenne de 10 à 30 kg par personne et par jour. Parmi cette quantité, 1 à 2 kg sont imputables à la consommation individuelle journalière, ce qui est à comparer aux valeurs fournies par la Direction de la Prévention des Pollutions pour la France, soit 0,6 à 1 kg par habitant et par jour en 1979.

Malgré l'existence de traitements des déchets dès la production (recyclage, incinération, pyrolyse, fermentation méthanique, compactage, ...), une part importante des sous-produits est mise en décharge dans des zones dont on pourrait souvent tirer profit dans le cadre de zones d'aménagement ou de projets routiers. Les possibilités de réutilisation des déchets, notamment comme matériau de fondation, sont toutefois encore assez mal connues (Cartier et al., 1981).

Parmi les résidus non uniquement ménagers, les matériaux divers souvent déversés sans contrôle pour combler d'anciennes ballastières ne posent généralement pas de problèmes insurmontables de constructibilité. Les tassements sont assez rapides et les propriétés mécaniques peuvent être améliorées, notamment par préchargement (Cudennec, 1981). Les déchets et sous-produits industriels, par contre, sont très particuliers selon leur nature

et leur provenance mais, même s'ils doivent être caractérisés dans le cadre d'études spécifiques, ils sont toutefois souvent homogènes et bien connus.

Les déchets ménagers, par contre, ont les caractéristiques médiocres des sols très mous mais sont beaucoup plus hétérogènes surtout dans les anciennes décharges urbaines non contrôlées. De plus, ils comportent une proportion importante d'éléments nutrescibles actifs chimiquement et biologiquement et leurs caractéristiques sont donc sujettes à des variations très importantes. On connaît toutefois de nombreux exemples de constructions sur décharges : quartiers d'habitation, complexes de loisirs, grands immeubles, centres commerciaux et même pistes d'aéroports (Aéroport de La Guardia à New York, par exemple).

La synthèse bibliographique présentée ici permet de dresser un bilan des principaux problèmes que l'on rencontre quand on doit construire sur des résidus ménagers :

- difficultés de caractérisation du matériau,
- faible capacité portante,
- importance des tassements, notamment secondaires,
- choix des dispositions constructives à retenir pour les projets.

On compare également ces résultats avec ceux obtenus par les Laboratoires des Ponts et Chaussées lors du suivi de deux sites expérimentaux qui couvrent la gamme des décharges de résidus urbains : la décharge municipale de Roanne et la décharge contrôlée et moderne d'Arnouville (fig. 1 et 2).

#### CARACTERISTIQUES DES DECHETS MENAGERS

Les résidus de l'usage domestique sont traditionnellement stockés dans des décharges municipales qui peuvent également recevoir la collecte de déchets variés. Le caractère parfois sauvage de ce type de décharge lié aux problèmes de pollution en cours d'épandage encourage de plus en plus souvent les municipalités à avoir recours à des installations plus rationnelles permettant parfois de réhabiliter des sites dégradés (carrières par exemple). La décharge contrôlée d'Arnouville (fig. 1) est représentative de ce type de site où, à l'intérieur de casiers successifs, on répand les ordures en couches de 2 à 2,50 m d'épaisseur recouvertes journalièrement par un matériau inerte. Ces opérations sont généralement assorties d'un broyage et d'un compactage.

Le tableau I donne un aperçu de la composition de différentes décharges. Le comportement global du matériau dépend essentiellement du comportement des constituants qui, suivant leur nature, peuvent fermenter, pourrir, brûler, se corroder ou s'écraser. Ces différents processus qui contribuent aux opérations de décomposition sont liés à la teneur en eau qui est élevée dans les matières végétales et animales, ce qui correspond à une valeur globale moyenne de 10 à 50 %. La densité est également un paramètre majeur du comportement des résidus mais sa détermination reste délicate : on estime généralement

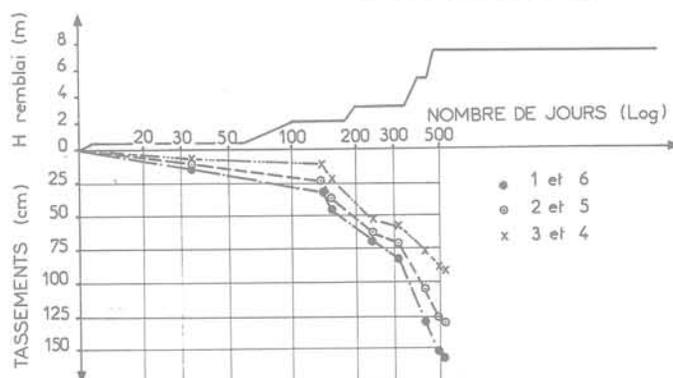
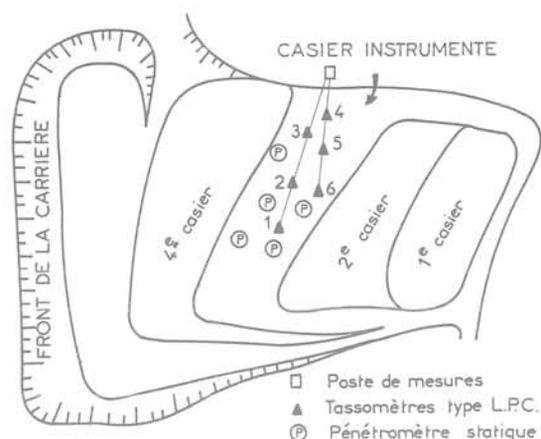


Fig. 1 La décharge contrôlée d'Arnouville : Instrumentation et résultats

que le poids volumique peut varier entre 1,5-3 KN/m<sup>3</sup> et 3-6,5 KN/m<sup>3</sup> suivant le degré de compacité, un compactage très énergique pouvant augmenter ces valeurs jusqu'à 10 KN/m<sup>3</sup>. L'indice des vides varie dans une fourchette très large suivant que les déchets sont bien compactés ( $e_0 = 2$ ) ou non ( $e_0 = 15$ ).

Référence	Madison U.S.A. Chen et al.	Valeurs moyennes Sowers	Carlton Moore et al.	Springvale Moore et al.	Coburg Moore et al.	U.S.A. Valeurs moyennes	FRANCE Valeurs moyennes
Papier, cartons et textiles	44 %	10 à 40 %	42,2 %	28,3 %	22,9 %	42 %	30 %
Matières végétales et animales	29,1 %	20 à 40 %	24,5 %	45,3 %	49,3 %	22,5 %	25 %
Verre	10 %	5 à 15 %	11,5 %	13,6 %	14,8 %	6 %	7 %
Métaux	6,7 %	6 à 16 %	11 %	8,7 %	9,0 %	8 %	6 %
Bois	1,1 %	0 à 5 %	-	-	0,1 %	11 %	-
Plastiques	1,8 %	1 à 2 %	10,5 %	3,6 %	3,1 %	-	5 %
Démolition (briques, béton ..)	7,2 %	0 - 10 %	-	-	-	-	-
Éléments fins	-	0 à 5 %	-	-	-	-	17 %
Divers	-	5 - 10 % (pneus)	0,3 %	0,5 %	0,8 %	10 %	10 %

Tableau I - Comparaison de la composition de quelques décharges municipales

La particularité essentielle des décharges de déchets ménagers réside dans la décomposition lente due aux actions physico-chimiques (infiltrations d'eau, oxydations, entraînement de particules ...) et à l'activité biochimique qui est continue et se traduit par la présence de liquides et de gaz. La production de méthane (35 à 45 %), de gaz carbonique (35 %), et d'azote (15 à 25 %) provient essentiellement de la décomposition des déchets animaux et végétaux : on estime généralement que les dégagements de méthane (dont la concentration croît avec le temps) peuvent durer 20 ans. Ces actions s'accompagnent d'une élévation de la température des déchets qui est par conséquent indicatrice de l'activité de la décharge : on note des valeurs moyennes comprises entre 35 et 45°C.

#### COMPORTEMENT GEOTECHNIQUE DES DECHARGES

La caractérisation des résidus, qui constitue une étape indispensable pour la prévision du comportement d'une décharge, est bien plus délicate que celle des sols du fait de la grande hétérogénéité du matériau et de la présence d'éléments résistants. Dès la reconnaissance, les sondages sont souvent difficiles à réaliser et les quantités de matériaux récupérés au carottage sont faibles, notamment sous la nappe. Le battage d'un carottier de petit diamètre et la réalisation de puits d'observation semblent être les meilleurs techniques. Sowers (1968) propose de caractériser la résistance globale à l'aide de l'essai standard de pénétration (SPT) ce qui est à rapprocher des essais au pénétromètre réalisés aussi bien à Roanne qu'à Arnouville. Dans les deux cas, on enregistre quelques pics correspondant à des éléments durs ou à des pneus, mais l'allure générale des courbes reste significative. La détermination de modules d'Young a également été tentée par Moore (1977) à l'aide d'essais à la plaque mais les résultats semblent assez peu significatifs pour les problèmes à long terme spécifiques aux déchets.

La détermination de paramètres géotechniques en laboratoire est a priori délicate du fait de la représentativité douteuse des échantillons et du comportement différé du matériau. Rao (1977) et Chen (1977) ont cependant développé des oedomètres de très gros diamètres permettant d'appliquer une contre pression, de contrôler le drainage, de prélever des gaz et de recueillir des liquides polluants. Les auteurs s'accordent toutefois pour reconnaître que ces essais ont une valeur théorique et que l'essai de chargement en vraie grandeur reste une solution mieux adaptée.

#### Capacité portante :

La capacité portante des ordures ménagères, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des charges, est généralement faible. Sowers (1968) montre que la croute de surface joue un rôle important. Toutefois, son épaisseur est limitée et sous ce niveau on ne peut guère compter que sur une capacité portante comprise entre 25 et

100 kPa. En règle générale, on essaiera de compacter au mieux la surface et on se limitera à 50 à 80 kPa pour éviter toute rupture.

#### Tassements :

Plusieurs mécanismes sont responsables du tassement des résidus ménagers (Sowers, 1973) :

- Action mécanique : la distorsion et la réorientation des divers composants produisent une consolidation similaire à celle des sols organiques.

- Percolation et ravinements : l'eau entraîne les fines vers les vides laissés par les gros éléments.

- Changements physico-chimiques : il s'agit essentiellement de la corrosion, de l'oxydation et de la combustion.

- Décomposition biochimique : la fermentation et la décomposition des matières végétales et animales sont des phénomènes continus dans le temps.

- Interactions : ces diverses actions interfèrent entre elles pour favoriser le phénomène et générer de nouveaux facteurs de décomposition.

Le tassement qui se traduit par l'expulsion de liquides et de gaz ne cesse quasiment jamais et c'est la phase dite de compression secondaire qui est généralement prépondérante. La vitesse de ces tassements dépend essentiellement de la compacité, de la teneur en eau, de la température et des conditions d'environnement, mais c'est toutefois durant la première année que se produit une grande partie des phénomènes. La diminution d'épaisseur sous poids propre peut ainsi atteindre 10 à 30 %.

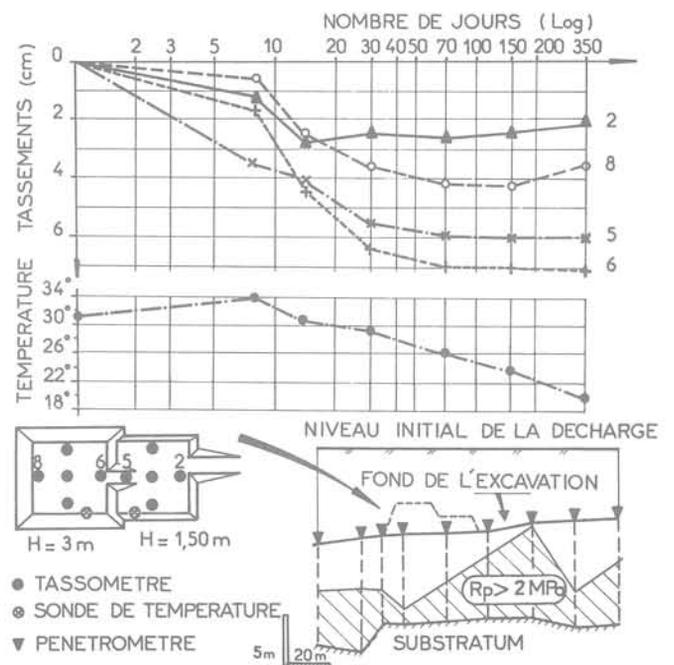


Fig.2 La décharge de Roanne : Instrumentation et résultats

Le tassement des résidus ménagers est souvent supposé similaire à celui des sols organiques. Cela conduit Sowers (1973) à décomposer le phénomène en deux parties :

- Une phase primaire qui dure rarement plus d'un mois et pendant laquelle l'indice des vides décroît suivant la relation bien connue :

$$\Delta e = -C_c \cdot \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma}{\sigma'_0}$$

où  $\sigma'_0$  est la contrainte effective initiale et  $\Delta \sigma$  l'accroissement de contrainte dû à un chargement. L'indice de compression  $C_c$  est donné par la Figure 3 en fonction de l'indice des vides initial. Moore et Pedler (1977) ont confirmé le fuseau donné par Sowers à l'aide d'essais de chargement à la plaque sur une décharge contrôlée. Ces résultats, obtenus en supposant une densité des matières solides de 2, sont tout à fait concordants.

- Une phase secondaire qui résulte de la compression secondaire, de l'action physico-chimique et de la décomposition biochimique et qui se traduit par la relation :

$$\Delta e = -\alpha \cdot \log \frac{t_2}{t_1}$$

entre l'indice des vides et le temps. Le coefficient de compression secondaire  $\alpha$  est donné par la figure 4 suivant les conditions de la décomposition.

Ces dernières valeurs sont généralement considérées pessimistes. Keene (1977) a réalisé des mesures de tassement à diverses profondeurs d'une décharge. Cela conduit à une valeur moyenne du coefficient  $\alpha$  qui est assez proche de la limite "conditions non favorables à la décomposition". Ceci est confirmé par Yen et Scanlon (1975) sur la base de comparaisons de vitesses relatives de tassements de trois décharges contrôlées dans la région sèche de Los Angeles.

Les valeurs de Sowers semblent donc pouvoir être utilisées pour des projets, bien que les paramètres à introduire (conditions de la décomposition, indice des vides, pourcentage de matières organiques) paraissent bien délicats à estimer avec précision. On peut également reprocher à ce modèle qu'il soit calqué sur le comportement des sols, alors que la plupart des hypothèses habituelles ne sont pas satisfaites. En effet, on n'a vraisemblablement pas la saturation complète (présence de gaz), les grains et le liquide interstitiel ne sont pas incompressibles, la validité de la loi de Darcy est très douteuse et, surtout, on a prépondérance des phénomènes secondaires.

Pour tenir compte de ces effets particuliers, divers auteurs ont proposé des modèles plus sophistiqués. Zimmerman et al. (1977), notamment, ont bâti une relation entre la dissipation de pression interstitielle et le temps qui se présente sous forme d'une équation de continuité incluant l'influence des déformations, de l'activité chimique et biologique et de la variation du degré de saturation avec le temps.

Les essais de consolidation en laboratoire, réalisés par Rao (1977) puis Chen et al. (1977), ont montré une bonne concordance entre les mesures et les prédictions faites suivant ce type de modèle. Toutefois, l'allure des courbes de tassements mesurés en laboratoire est très différente de ce que l'on obtient en général in-situ et la distribution en fonction du temps que l'on peut calculer dépend essentiellement de la théorie choisie pour tenir compte des effets secondaires. A l'évidence, de nouvelles recherches, aussi bien en laboratoire qu'in-situ, semblent nécessaires si l'on veut développer des méthodes de prédiction des tassements et affiner les ordres de grandeur des paramètres.

#### PROBLEMES LIES A L'ACTIVITE BIOCHIMIQUE

Le méthane qui se dégage des décharges peut s'accumuler sous des fondations ou dans des vides importants, ce qui est dangereux quand on réalise des excavations ou des sondages (formation de grisou). Des explosions ou des feux avec mort d'hommes ou dégâts matériels importants ont ainsi été cités dans la littérature spécialisée, sans parler des maladies ou des cas d'asphyxies. Sachant de plus qu'une nappe de gaz peut se propager sur des distances de l'ordre de 200 m, l'intérêt de mesures de contrôle apparaît évident.

Afin d'éviter ces problèmes, le géotechnicien doit proposer des dispositions permettant d'emprisonner les gaz ou de les ventiler. On a en général recours à des tranchées filtrantes remplies de graviers ou à des tuyaux d'aération équipés de matériaux résistants aux sulfates et pouvant admettre des déformations différentielles. Dans certains cas, ces systèmes ont été conçus afin de récupérer l'énergie combustible qui est parfois importante puisqu'il est courant de constater des débits de 20 à 80 m<sup>3</sup>/h dans des forages. L'utilisation de membranes est également envisageable mais n'est pas toujours compatible avec les grandes déformations.

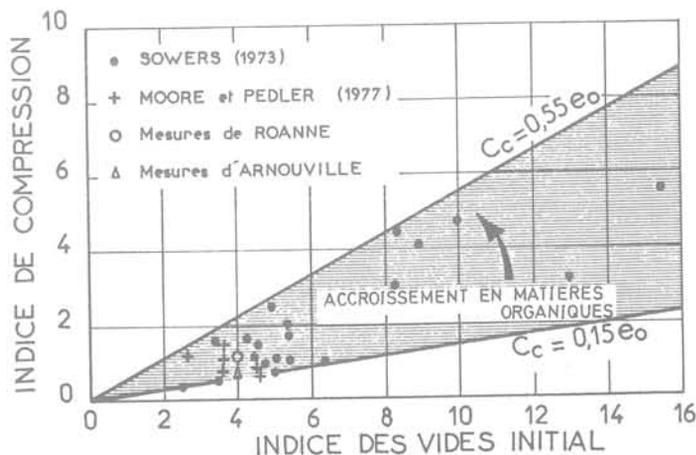


Fig. 3 Indice de compression en fonction de l'indice des vides

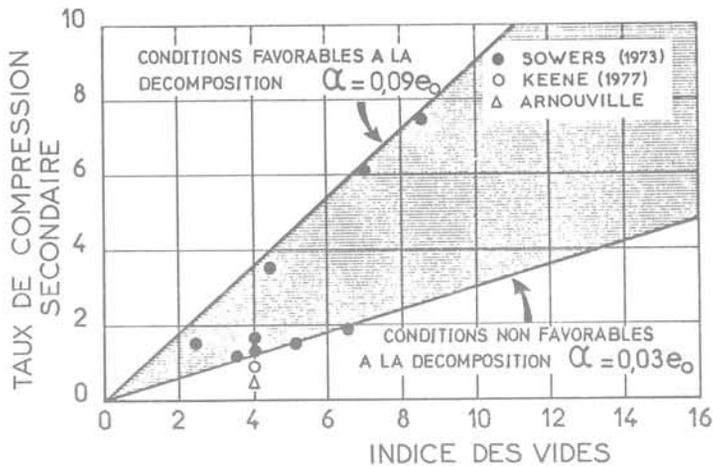


Fig. 4 Taux de compression secondaire en fonction de l'indice des vides

La décomposition produit également des acides organiques qui attaquent les tuyaux d'acier, les drains, les fondations de bâtiments. Un tuyau d'acier galvanisé peut, en effet, être piqué en un an s'il n'est pas traité avec un revêtement résistant à la corrosion. C'est également le cas du ciment qui est attaqué par l'ion sulfate.

Les problèmes de pollution du sous-sol par les liquides s'écoulant de la décharge nécessitent, bien entendu, d'être évalués en même temps que les aspects géotechniques.

#### AMELIORATION ET TRAITEMENT DES RESIDUS

Les problèmes liés à la faible capacité portante et aux tassements importants qui caractérisent les décharges peuvent être diminués par le traitement ou l'amélioration des résidus. Diverses techniques sont envisageables.

**Compactage :** L'augmentation de la densité d'une décharge permet de diminuer son volume, de réduire les vides et d'uniformiser le matériau. C'est donc une opération qu'il faut recommander mais qui demande un matériel spécial permettant de niveler et de broyer les résidus. Le résultat qui dépend de l'épaisseur des couches compactées et de la teneur en eau lors du compactage est optimal durant les 8 à 12 premières passes et limité en profondeur à environ 3 mètres. C'est donc une technique qui doit être réservée aux décharges en cours de construction et qui est assez peu efficace pour traiter les sites existants.

**Préchargement :** Cette méthode qui consiste à placer une charge sur le terrain jusqu'à ce que la vitesse de tassement soit compatible avec les critères de l'ouvrage à construire est classique et efficace pour les sols. Pour les résidus, les essais à la plaque de Moore et Pedler (1977) ont montré l'influence positive d'un préchargement sur la vitesse et la valeur des tassements à court terme. Toute-

fois, leur amplitude finale est gouvernée par le comportement à long terme et il subsiste un doute quant à l'efficacité du préchargement sur la compression secondaire.

**Injections :** Rao (1977) a réalisé des essais en laboratoire et en cuve sur des résidus traités aux cendres volantes, elles-mêmes intéressantes à réutiliser. Les résultats sont toutefois encore insuffisants et de nouvelles recherches seraient souhaitables ainsi que sur les injections de produits accélérant la décomposition (mélange d'azote, de phosphore et de potassium).

#### MESURES REALISEES SUR LA DECHARGE CONTROLEE D'ARNOUVILLE

La décharge contrôlée d'Arnouville-les-Mantes est exploitée depuis quelques années selon la technique des casiers : les déchets, uniquement ménagers, sont répandus et compactés en couches minces d'environ 50 cm d'épaisseur. Le casier n°3, dont l'épaisseur est en moyenne de 15 m, a été équipé d'un profil de tassomètres type LPC (fig.1), destiné à contrôler les tassements des résidus qui sont actuellement dans un stade actif de la décomposition si l'on en croit la température élevée (40 à 50°C) et l'importance des dégagements gazeux dans des puits busés pour capter le méthane. Le chargement du casier a été effectué progressivement par un remblaiement d'argile à meulière et a provoqué les tassements reportés en fonction du logarithme du temps sur la figure 1. Si l'on considère, selon les indications de Sowers, que la phase primaire cesse au bout d'environ trois mois, on peut calculer une valeur moyenne du taux de compression secondaire sur les derniers 400 jours. Pour un indice des vides initial de 4 on obtient une valeur inférieure à la borne  $\alpha = 0,03 e_0$  donnée par Sowers (fig. 4). Toutefois, la décomposition actuelle s'effectue vraisemblablement en conditions anaérobies et l'indice des vides pourrait être inférieur à 4 si l'on en juge par le compactage énergétique et le répandage systématique de couches de sable au sein des ordures.

Les essais au pénétromètre statique réalisés sur le casier ont donné des valeurs assez homogènes, si on exclue systématiquement les pics correspondant à des points durs. La résistance de pointe moyenne est de 5000 à 6000 kPa et varie peu avec la profondeur, contrairement au frottement latéral qui croît de façon continue.

Un effort de suivi de ce site paraît souhaitable vis-à-vis des tassements (afin de confirmer les mesures actuelles et de voir si une stabilisation peut être obtenue avec le temps) ainsi que vis à vis de la résistance et notamment de son évolution en fonction de la densité et du temps.

## LES REMBLAIS D'ESSAI DE ROANNE

Deux remblais expérimentaux de 1,50 et 3 m d'épaisseur ont été réalisés sur la décharge municipale de la ville de Roanne (fig. 2), afin d'évaluer les tassements prévisibles lors de la construction d'une plateforme autoroutière. La reconnaissance au pénétromètre dynamique réalisée après excavation de 7 m de résidus a permis de vérifier une certaine homogénéité d'ensemble et de mettre en évidence une zone de moindre résistance ( $R_p < 2000$  kPa) sur laquelle a été implantée la planche expérimentale.

Le nivellement de la surface de la décharge a montré des mouvements inférieurs à un centimètre sur deux ans et demi, ce qui indique que la compression secondaire est négligeable. Ceci a été confirmé par les mesures de tassements sous le chargement des remblais, puisque le tassement primaire s'est produit en moins de deux mois et qu'après 350 jours les mouvements sont très faibles (fig. 2). Ces observations sont à rapprocher des mesures de la température au sein des ordures qui indiquent une relance de l'activité biochimique (certainement aérobie) dans les jours qui ont suivi l'excavation ( $\theta = 34^\circ$ ), puis une constante diminution atteignant  $15^\circ\text{C}$  en un an. Cette stabilisation de la décharge est vraisemblablement due à son âge (l'exploitation a démarré vers 1910) et à une proportion importante de déchets non ménagers et donc moins putrescibles.

Le calage de l'indice de compression  $C_c$  sur les mesures de tassement, effectué en considérant un indice des vides  $e$  de 4, donne une valeur moyenne tout à fait concordante avec les valeurs de Sowers (fig. 3). Notons que ce comportement satisfaisant a permis d'envisager la réalisation de la plateforme autoroutière avec une chaussée souple capable d'absorber les quelques mouvements différentiels prévisibles.

## CONCLUSION

Le stockage des résidus de l'usage domestique est devenu un problème économique suffisamment crucial pour que l'on cherche à réutiliser les décharges dans le cadre de zones d'aménagement ou de constructions. Le géotechnicien et le projeteur sont alors confrontés aux problèmes habituels pour les sols de faibles caractéristiques, mais doivent également compter avec la forte hétérogénéité des matériaux, l'activité due aux actions physico-chimiques et biochimiques ainsi qu'avec les déformations importantes et non uniformes.

La synthèse des méthodes proposées jusqu'à nos jours pour prévoir l'ordre de grandeur des phénomènes constitue certainement une base acceptable pour les études ainsi que l'on a pu le vérifier sur deux sites expérimentaux suivis par les Laboratoires des Ponts et Chaussées. Toutefois, les mesures restent dispersées et les prédictions dépendent essentiellement de la détermination, toujours délicate, de paramètres comme l'indice des vides.

A l'évidence, de plus amples recherches seraient utiles et, en l'état actuel, il semble prudent d'avoir recours à des planches expérimentales pour pallier ces difficultés.

Le suivi des remblais expérimentaux de Roanne a été réalisé avec le concours de MM. Perrin et Bargillat du L.R.P.C. de Lyon, et les mesures sur la décharge d'Arnouville ont été assurées par M. Baldit du L.R.O.P. de Trappes.

## REFERENCES

- Cartier G., Long N.T., Pouget P., Bargillat R. et Cudennec J.P., (1981) Déchets urbains et pneumatiques usagés en génie civil. - C.R. 10è CIMSTF, STOCKHOLM
- Chen W.H., Zimmerman R.E. et Franklin A.G., (1977) - Time settlement characteristics of milled urban refuse. - Spec. Conf. of the GED, ASCE, Univ. of Michigan, 136 - 152
- Cudennec J.P., Gigan J.P., Cartier G., (1981) Constructions de remblais autoroutiers sur ballastières remblayées. IIème Journées nationales géotechniques, Nantes.
- Keene P., (1977) Sanitary landfill treatment, Interstate highway 84 - Spec. conf. of the GED, ASCE, Univ. of Michigan, 632 - 644
- Moore P.J. et Pedler I.V., (1977) Some measurements of compressibility of sanitary landfill material. C.R. 9ème CIMSTF, Spec. session n° 11, 319 - 330, Tokyo.
- Rao S.K., Moulton L.K. et Seals R.K., (1977) Settlement of refuse landfills. Spec. conf. of the GED, ASCE, Univ. of Michigan, 574-598
- Sowers G.F., (1973) Settlement of waste disposal fills. C.R. 8ème CIMSTF, (2), 207 - 210, Moscou
- Yen V.C. et Scanlon B., (1975) Sanitary landfill settlement rates. Proc. ASCE, J. of the GED, (101), GT5, 475 - 487.
- Sowers G.F., (1968) Foundation problems in sanitary landfills. Proc. ASCE, J. of the SED, (94), SAL, 103 - 116

# remblais autoroutiers sur ballastières remblayées

par

**J. P. Cudennec**

Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées, Le Bourget

**J. P. Gigan**

Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées, Le Bourget

**G. Chartier**

L. C. P. C., Paris

**RESUME** : Plusieurs tronçons de l'Autoroute A 86 autour de Paris, comportant des remblais et des ouvrages de soutènement, traversent d'anciennes ballastières remblayées. Les matériaux de comblement, d'une dizaine de mètres d'épaisseur, constituent un niveau compressible dont le comportement est difficile à appréhender par les méthodes classiques. Dans les exemples exposés, le recours à la mise en oeuvre de plates-formes préalables ou de préchargement instrumentés a pallié aux insuffisances des études prévisionnelles. Les résultats ont montré que dans ce type de matériau on obtient des tassements très variables selon les sites, mais se stabilisant toujours en quelques mois. On note une nette amélioration du comportement mécanique.

## PROBLEMES LIES A LA CONSTRUCTIBILITE DE BALLASTIERES REMBLAYEES EN REGION PARISIENNE

Parmi les rares zones non urbanisées autour de Paris, les anciennes exploitations de sables et graviers dans les plaines alluviales de la Seine et de la Marne constituent des points de passage privilégiés mis à profit par les tracés autoroutiers.

Le comblement de ces exploitations a été généralement effectué sans précaution sur le choix et le mode de mise en oeuvre des matériaux de remblai, on y trouve une part importante de gravois et de déblais de terrassement mais également un pourcentage non négligeable de déchets industriels et ménagers.

Les études prévisionnelles de construction d'ouvrage, de remblais de divers types et de soutènement sur ces matériaux se heurtent actuellement à l'absence d'une méthodologie spécifique. En effet les méthodes d'étude des sols compressibles ne peuvent s'appliquer du fait de l'impossibilité de prélever des échantillons représentatifs pour analyse en Laboratoire.

Sur l'Autoroute A 86 (fig. 1), pour laquelle ces problèmes se sont présentés à plusieurs reprises, les moyens de reconnaissance géotechniques mis en oeuvre sont essentiellement des sondages destructifs à la tarière en gros diamètre et des forages pressiométriques.

Des tentatives d'utilisation du pénétromètre statique se sont avérées inefficaces du fait du grand nombre de refus sur blocs.

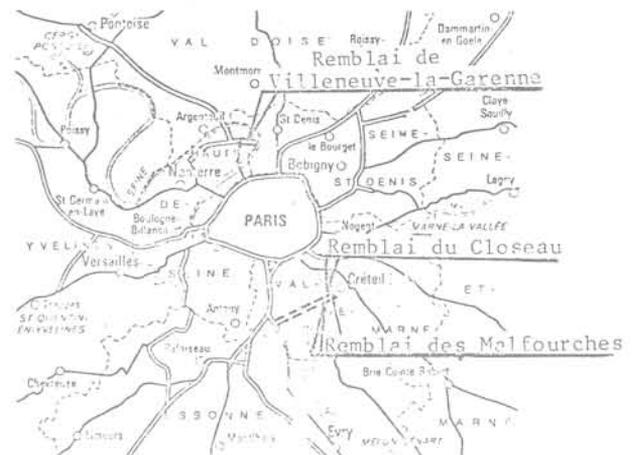


Fig. 1 - plan de situation des remblais

Les informations obtenues permettent de prévoir les conditions de portance initiales du sol; mais elles sont insuffisantes pour estimer convenablement l'amplitude des tassements, leur évolution dans le temps et l'amélioration du comportement sous l'effet d'un chargement.

La connaissance de ces renseignements est pourtant, dans de nombreux cas, indispensable

dès le stade de l'élaboration des projets pour juger de la faisabilité de remblai de grande hauteur, de l'établissement des plans de construction, de l'opportunité de la prise en compte d'efforts parasites sur les fondations profondes.

Dans les trois exemples cités ci-après concernant la construction de remblais de différentes hauteurs entre ouvrages d'art, l'influence des paramètres mal définis par la reconnaissance géotechnique traditionnelle était déterminante pour le projet. Les précisions nécessaires ont été obtenues par la mise en oeuvre de plates-formes d'essai préalables.

Dans deux cas, ce sont des sections du remblai définitif édifiées au moment des études qui ont été instrumentées; dans l'autre il s'agit d'un remblai de préchargement mis en place avant l'édification d'une culée en terre armée.

#### LES REMBLAIS DE VILLENEUVE-LA-GARENNE

##### - Le site, le projet, les sols

Ce tronçon de l'Autoroute A 86 se situe au Nord de Paris dans le méandre de la Seine dit "Boucle de Gennevilliers" entre la voie rive gauche de Seine et la Nationale 186.

L'Autoroute est en remblai de 4 à 7 mètres de hauteur, limité pour des raisons d'emprise, par des ouvrages de soutènement. La voirie locale est rétablie par plusieurs passages inférieurs.

La géologie du site se caractérise par une couverture alluvionnaire d'une dizaine de mètres d'épaisseur au-dessus du substratum constitué par le calcaire de Saint-Ouen ou les Sables de Beauchamp. Le niveau de la nappe phréatique, déprimé par les pompages industriels se situe vers 7 m de profondeur. Les alluvions ont été exploitées, les dernières extractions remontant à une dizaine d'années.

##### - L'étude préalable, ses conclusions

La reconnaissance de la nature et du comportement mécanique des remblais a été menée à partir de forages à la tarière Highway et de forages pressiométriques selon des profils distants d'une cinquantaine de mètres.

Les matériaux rencontrés sont d'une très grande diversité : limons plus ou moins organiques, déchets industriels (cendres, éléments métalliques, hydrocarbures...) résidus de démolitions (gravois, bois). De gros volumes de type carcasse d'automobile ou

appareil ménager n'ont pas été rencontrés et leur probabilité d'existence a été considérée comme faible.

Les résultats pressiométriques présentent naturellement une forte dispersion. Les moyennes géométriques sont les suivantes :

- pression limite

$P_l = 340 \text{ KPa}$  écart type relatif 1,7\*

- Module pressiométrique

$E = 2\,500 \text{ KPa}$  écart type relatif 1,7

\*Ceci signifie que 68 % des valeurs sont comprises entre  $\frac{340}{1,7}$  et  $340 \times 1,7 \text{ KPa}$ .

La capacité portante initiale du sol n'autorise pas l'édification d'ouvrages de soutènement rigides (murs en béton armé) fondés superficiellement.

L'édification directe de murs en terre armée, qui ne pouvait être envisagée que moyennant une construction par étapes, a été également écartée à défaut de moyens de prévisions fiables des tassements (amplitude et vitesse) et de l'amélioration du comportement mécanique.

Des fondations profondes sont indispensables pour les ouvrages. Leur dimensionnement nécessite de connaître l'évolution dans le temps des déformations des remblais, susceptibles de provoquer des efforts parasites.

Pour lever ces incertitudes, la réalisation d'un remblai préalable a été retenue.

##### - L'instrumentation du remblai, ses résultats

Le remblai a été équipé de 3 profils transversaux de 3 tassomètres de surface et de 2 tubes inclinométriques ancrés dans le substratum. (fig. 2). Il a été monté en première phase jusqu'à une hauteur de 4 à 4,5 m en un mois, puis élargi latéralement en deuxième phase (fig. 3). Les inclinomètres se situant respectivement en pied du talus 1ère phase et du talus 2ème phase.

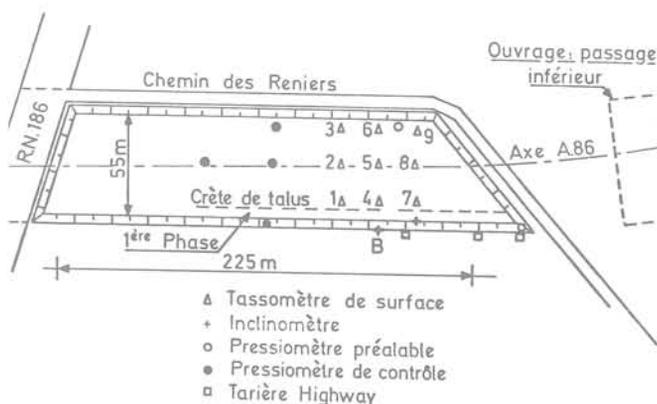


Fig. 2 - Implantation et instrumentation du remblai de Villeneuve.

L'amplitude des tassements (fig 4) varie entre 22 et 29 centimètres. Ils se manifestent rapidement : 40 % du tassement est acquis en cours de chargement et 90 % en moins de 2 mois.

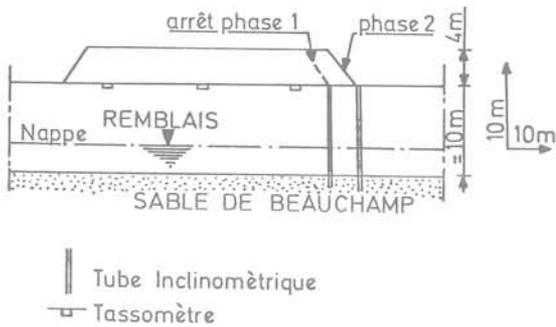


Fig. 3 - Coupe transversale du remblai de Villeneuve-La-Garenne

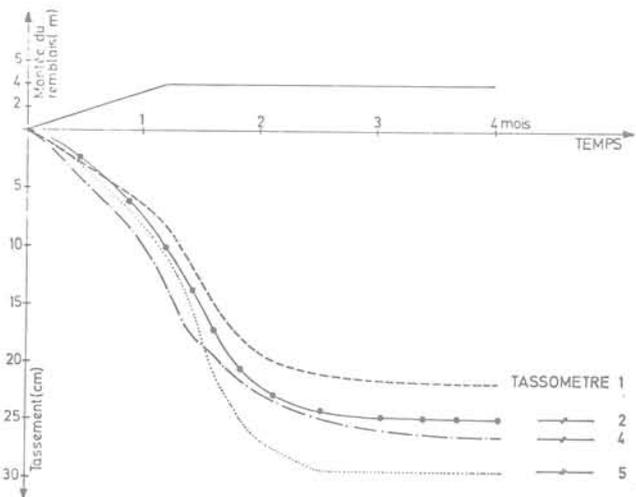


Fig. 4 - Evolution des tassements du remblai de Villeneuve-la-Garenne

L'évolution des déplacements horizontaux est représentée sur la figure 5 en fonction de la profondeur et à différentes dates.

On constate que leur amplitude reste inférieure à 2 cm soit environ 5 % de la valeur des tassements. La stabilisation est également observée deux mois après l'exécution de la deuxième phase de chargement.

- L'amélioration du comportement mécanique a été mesurée par 4 sondages pressiométriques de contrôle. Les moyennes géométriques obtenues sont les suivantes :

- pression limite :  
P1 = 720 KPa écart type relatif 1,7
- module pressiométrique :  
E = 4 600 KPa écart type relatif 2

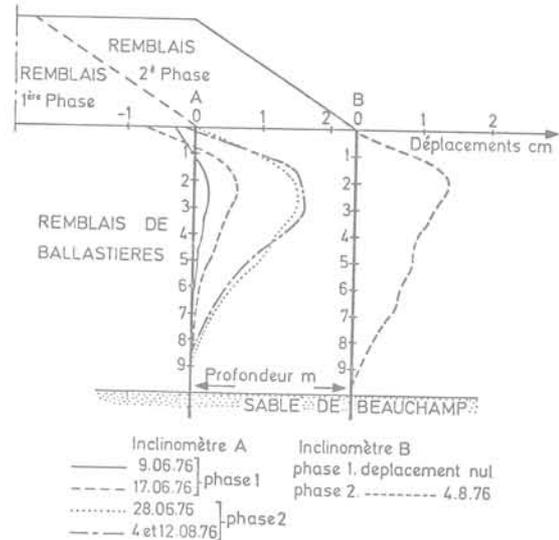


Fig. 5 - Déplacements horizontaux du remblai de Villeneuve-la-Garenne

Les pressions limites et les modules ont donc été multipliés par un facteur de 2 en moyenne, mais la dispersion reste forte.

Un nombre plus élevé de forages réalisés par la suite sur ce tronçon autoroutier (110 essais) a confirmé ce résultat.

#### - Les enseignements tirés de l'expérimentation

Les tassements sous un remblai peuvent être estimés selon les règles pressiométriques par l'expression :

$$W (m) = \alpha \times \frac{P}{E} \times h$$

p est la contrainte due au remblai en Kpa  
E le module pressiométrique en KPa  
α un coefficient dépendant de la nature du sol et de la géométrie du remblai.

h épaisseur du sol compressible en mètre.  
Les tassements mesurés sont retrouvés par le calcul à condition d'adopter sur ce site une valeur de α = 1.

L'amélioration des caractéristiques enregistrée a permis de fonder superficiellement les ouvrages de soutènement : moyennant un décaissement partiel des remblais, les murs en terre armée ont été exécutés sans aléas jusqu'à une hauteur de 7 mètres.

Les fondations profondes ont pu être effectuées après stabilisation totale, dans des délais compatibles avec un déroulement normal du chantier, tout en évitant le surdimensionnement qu'aurait entraîné la prise en compte des poussées latérales.

La consolidation préalable a en outre

facilité les conditions de foration des pieux et barrettes.

LE REMBLAI DU "CLOSEAU" A CRETEIL

- Le site - Le projet - Les sols

Ce remblai, dont la hauteur maximale atteint 10 mètres, supporte une voie de raccordement provisoire de l'Autoroute A 86 sur la RN 6 à Créteil.

Dans cette zone, les Alluvions anciennes de la Seine ont également fait l'objet d'exploitations récentes. Le terrain d'assise est donc constitué par 8 à 9,00 m de remblais de comblement reposant sur le substratum formé par le marno-calcaire de Saint-Ouen. La nappe phréatique est rencontrée à 3 m de profondeur.

- L'étude préalable - Ses conclusions

Une campagne d'une vingtaine de sondages à la tarière en 0,60 de diamètre a permis de reconnaître la nature des remblais de comblement. On rencontre des matériaux de terrassement, des débris de démolitions (avec un pourcentage de blocs important) et des déchets industriels et ménagers atteignant 10 % du volume total.

Il faut noter que ce moyen d'investigation devient relativement imprécis sous le niveau de la nappe phréatique où le pourcentage de récupération est faible.

Le comportement mécanique testé au pressiomètre a fourni les valeurs moyennes suivantes:

- pression limite  
P1 = 340 KPa
- Module pressiométrique  
E = 2200 KPa

Les caractéristiques mesurées, complétées par l'expérience du remblai de Villeneuve dont nous disposons, conduisaient à des tassements prévisibles supérieurs à 50 cm. Ces conditions étaient particulièrement contraignantes au droit de la culée implantée sur la limite de l'exploitation côté RN6. Ceci a conduit à prévoir un mur de front en terre armée indépendant de la pile-culée reprenant les réactions d'appui du tablier.

L'édification directe d'un tel massif nécessitait une construction par étapes. Cette solution n'a pas été retenue compte tenu de l'incertitude sur les capacités d'amélioration du sol d'assise et les tassements différentiels, (on pouvait craindre en particulier des difficultés d'assemblage et d'alignement des écaillés en béton armé entre phases).

Parmi diverses solutions d'amélioration du sol, le préchargement a été retenu.

- L'instrumentation du remblai, ses résultats  
Le problème essentiel étant le suivi des

tassements (amplitude et évolution en fonction du temps) seuls des tassomètres de surface ont été mis en place, 11 cellules ont été réparties sous l'emprise du remblai (fig. 6).

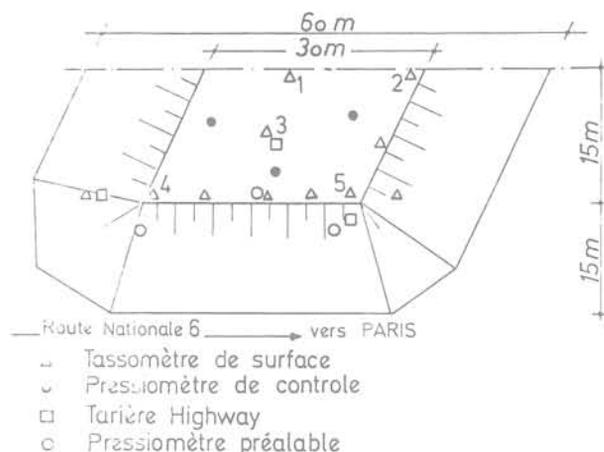


Fig. 6 - Implantation et instrumentation du remblai du Closeau

La montée du remblai (fig. 7) s'est déroulée en trois phases jusqu'à une hauteur de 11 m par rapport au terrain naturel (hauteur supérieure de 3 m à celle du massif en terre armée). Cependant, lors de la mesure initiale du tassement, une hauteur de 1,50 m de remblai était déjà mise en oeuvre.

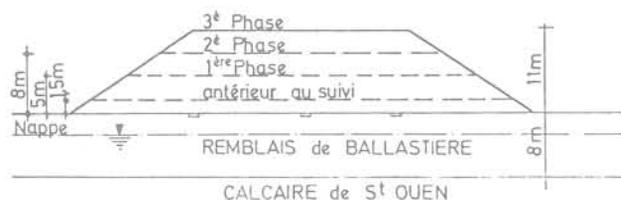


Fig. 7 - Coupe transversale du remblai du Closeau

Les résultats des mesures (fig. 8) montrent que le tassement final est compris entre 15 et 20 cm. Pour la première phase de remblai, d'une hauteur de 3,5 mètres, le tassement a été d'environ 5 cm, alors que pour la deuxième phase limitée à 3 mètres, il a été nettement plus élevé et a atteint 12 centimètres. Sous la troisième phase, les tassements sont par contre inférieurs, ce qui s'explique par l'amélioration des caractéristiques du terrain et la diffusion des contraintes.

Les tassements s'effectuent en grande partie simultanément au chargement, une stabilisation presque totale est obtenue après 2 à 3 semaines.

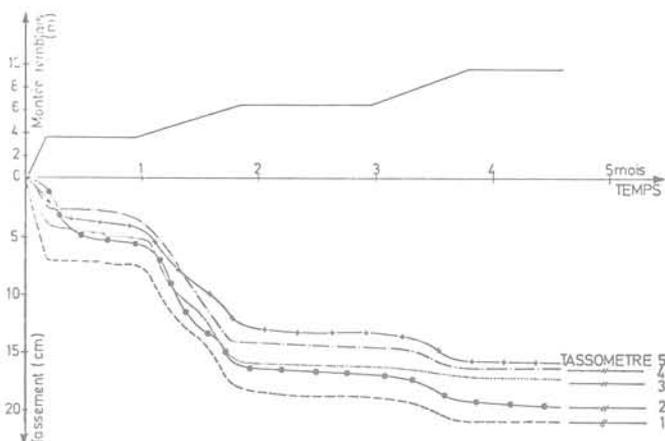


Fig. 8 - Evolution des tassements du remblai du Closeau

L'amélioration du comportement mécanique a été contrôlée par trois forages pressiométriques effectués après déchargement. Les valeurs moyennes mesurées sont doublées par rapport aux valeurs initiales :

- pression limite :  $P_l = 740 \text{ KPa}$
- Module pressiométrique :  $E = 4\ 500 \text{ KPa}$

Les enseignements tirés de l'expérimentation

Si on applique le même raisonnement que pour le remblai de Villeneuve-La-Garenne, on constate que pour faire correspondre les tassements mesurés aux calculs par la méthode pressiométrique, le coefficient  $\alpha$  doit être voisin de 0,3.

L'amélioration des caractéristiques a permis l'édification du massif en terre armée à sa cote définitive en une seule phase avec un coefficient de sécurité de 2, suffisant pour ce type d'ouvrage. Toutefois, des tassements de l'ordre de 10 cm ont été mesurés lors de la construction.

LE REMBLAI DES "MALFOURCHES" A CRETEIL

Le projet, le site

Ce remblai s'intègre dans l'échangeur du Carrefour Pompadour sur l'autoroute A 86 à Créteil.

Il assure la jonction entre les ouvrages de franchissement de la RN 6 et des voies SNCF PARIS-LYON. Sa hauteur atteint 13 m.

Sur le site de cet échangeur qui présente des conditions géotechniques similaires au site du "Closeau" situé 500 m au Nord plusieurs autres remblais doivent être édifiés.

L'étude préalable, ses répercussions sur le projet

Les remblais de comblement, mis en place en 1976 sont essentiellement des limons de découverte et des marnes, le pourcentage de

matériaux de démolitions ne dépassant pas 20 %.

Les caractéristiques pressiométriques sont particulièrement faibles :

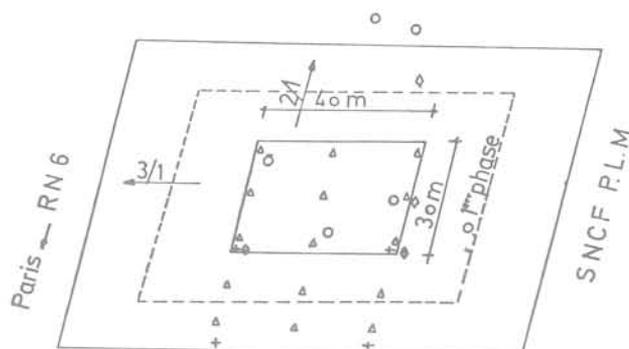
- pression limite moyenne : 220KPa
- module pressiométrique moyen : 2000KPa

De telles caractéristiques paraissent a priori peu favorable à l'édification d'ouvrages en terre de grande hauteur. Une augmentation des valeurs des pressions limites de 250 % pour un remblai et de 400 % pour un massif en terre armée était en effet nécessaire dans le cas présent en phase finale de construction.

Les résultats obtenus sur le remblai du "Closeau" ainsi que l'existence à proximité du site d'une butte paysagère de 20 m de hauteur, tendaient cependant à montrer que moyennant une montée progressive pilotée par un contrôle rigoureux, on pouvait atteindre la cote prévue avec une sécurité convenable. La réalisation d'un remblai préalable instrumenté a donc été décidée dans cette zone des Malfourches. Les résultats devant constituer une référence précieuse pour l'ensemble des autres remblais de l'Echangeur.

L'instrumentation du remblai, ses premiers résultats

L'équipement mis en place (fig. 9 et 10) comporte :



- $\Delta$  Tassomètre de surface
- $\circ$  Pressiomètre
- $+$  Inclinomètre
- $\diamond$  Tassomètre de profondeur

Fig. 9 - Implantation et instrumentation du remblai des Malfourches

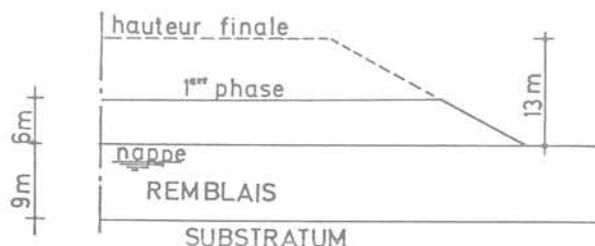


Fig. 10 - Coupe transversale du remblai des Malfourches

- 3 profils de 6 tassomètres de surface
- 4 tassomètres de profondeur (repères multiples de tassement)
- 4 tubes inclinométriques
- 4 sondes de mesure de la pression interstitielle.

En Novembre 1980, une première étape de chargement d'une hauteur de 6 mètres avait été effectuée. Le tassement moyen a atteint 14 centimètres, mais sa stabilisation, plus lente que pour le remblai du "Closeau", n'était pas entièrement acquise au bout de six semaines.

Des résultats plus complets du suivi de cet ouvrage devraient être disponibles lors des journées en Mars 1981.

#### CONCLUSION

L'hétérogénéité des remblais de comblement de ballastières impose une forte densité de points de reconnaissance.

Des sondages carottés ou destructifs de gros diamètre sont nécessaires pour déterminer leur nature et apprécier le pourcentage de matières organiques susceptibles d'évolution dans le temps. Une approche du comportement mécanique ne peut être fournie que par des essais in situ (forages pressiométriques ou pénétrométriques en l'absence d'un pourcentage élevé de blocs).

Sur les trois sites ayant fait l'objet d'un suivi lors du chargement par un remblai, le pourcentage de matières organiques était faible. Les matériaux de comblement, essentiellement constitués de déblais de fouilles et de débris de démolition présentaient des caractéristiques mécaniques très faibles et comparables d'un site à l'autre.

Les résultats obtenus ont montré que l'amplitude des tassements est le paramètre le plus difficile à prévoir : on constate que sur le site du Closeau, pour une hauteur de chargement d'une dizaine de mètres les tassements sont plus faibles qu'à Villeneuve-la-Garenne où le chargement n'a atteint que 4,5 mètres.

Les vitesses de tassement ont été rapides et se sont stabilisées en quelques mois. Ce phénomène est certainement dû à l'absence de niveaux argileux de forte épaisseur et aux propriétés drainantes des matériaux de démolition.

L'amélioration du comportement mécanique a été très nette.

Aucun désordre n'a été constaté sur les ouvrages depuis leur construction, ce qui confirme l'efficacité de la technique utilisée. Toutefois, les différences de comportement d'un site à l'autre enregistrées lors du suivi, notamment en ce qui concerne les tassements, ainsi que le faible nombre d'exemples disponibles ne permettent pas de généraliser les résultats obtenus.

#### BIBLIOGRAPHIE

- CARTIER G. (1981), Comportement géotechnique des résidus urbains. IIème journées nationales géotechniques, Nantes.
- CARTIER C., LONG N.T., POUGET P., BARGILLAT R., CUDENNEC J.P., Déchets urbains et pneumatiques usagés en génie civil. dixième congrès international de mécanique des sols. Stockholm, Juin 1981
- SOWERS, G.F. (1968). Foundation problems in sanitary Landfills, ASCE, J of the SED, (94) n° SAI, 103-116.

# consolidation dynamique et construction en zones de décharge

par

M. Gambin  
P. Guinément

Techniques Louis Ménard, Paris, Granville

**RESUME** Le budget consacré à l'amélioration des sols de fondation dans leur masse a été croissant ces dernières décennies. Les méthodes utilisées permettent en effet par un traitement modulé du sol selon ses variations, d'obtenir un terrain homogène. Cette solution qui permet tout ajustement ultérieur du plan masse est en effet plus souple qu'une solution sur pieux. Le champ d'application de ces méthodes s'est également élargi. Il englobe maintenant, grâce à la Consolidation Dynamique MENARD, les remblais rocheux et même des matériaux qui ne sont pas des sols mais qui le deviennent par destination : les remblais de déchets industriels et même d'ordures ménagères. Les auteurs montrent ici comment cette Consolidation Dynamique permet de transformer des matériaux de caractéristiques très variables en sol porteur en décrivant un certain nombre de réalisations dont quelques-unes remontent à une dizaine d'années.

## 1. INTRODUCTION

A proximité des zones urbaines, nombreuses sont les dépressions naturelles ou artificielles (alors généralement d'anciennes exploitations de matériaux de construction) qui ont été comblées avec des remblais de natures diverses. Il s'agit généralement de matériaux de démolitions, de déblais de construction, de déchets industriels et d'ordures ménagères. Ces matériaux présentent les caractéristiques communes suivantes :

- grande compressibilité
- hétérogénéité importante
- potentiel de dégradation plus ou moins élevé.

Les problèmes posés par la réhabilitation de telles zones dans le cadre de l'amélioration de l'environnement, ont été résolus par la méthode de la Consolidation Dynamique MENARD qui évite la substitution de ces matériaux par d'autres plus nobles ou l'utilisation de fondations spéciales coûteuses comme préalable à tout aménagement.

Cette méthode permet de fonder superficiellement de nombreux types d'ouvrages : routes complexes sportifs, mais aussi petits immeubles d'habitation, hangars, ateliers, etc... Plus de 40 sites ont pu ainsi être rendus à l'urbanisation, tant en Europe que dans le nouveau monde.

## 2. LA CONSOLIDATION DYNAMIQUE MENARD

Il y a des siècles que l'on connaît l'effet de compactage obtenu par l'application d'im-

pacts à la surface du sol, mais il a fallu attendre les travaux de Louis MENARD, pour donner une autre dimension, inattendue, à cette méthode et en conséquence en voir les résultats décuplés et même multipliés par un facteur 100 (MENARD, 1974). Un autre article (LIAUSU, 1981) dans ces mêmes comptes rendus rappelle les bases de la méthode dont la complexité des mécanismes, variables selon les conditions locales, n'est pas toujours entièrement appréhendée (GAMBIN, 1979)

Nous insisterons simplement sur le fait qu'il s'agit d'un véritable compactage en masse rendant le sol homogène sur des épaisseurs atteignant souvent une dizaine de mètres (pour les cas qui nous occupent), à l'opposé de certaines méthodes de "vibrations et remplacement" qui conservent un caractère ponctuel (semblable aux pieux) et que cette technique s'applique aussi bien aux sols quasi-saturés qu'aux sols éloignés de la saturation, aux sols perméables comme aux sols imperméables.

Seules les déformations irréversibles ayant un effet durable de densification, l'action de la consolidation dynamique en profondeur s'explique plus par le rôle des contraintes de cisaillement que par celui des contraintes de compression (HARDIN, 1978).

On comprend ainsi mieux pourquoi la consolidation dynamique permet d'obtenir des résultats bien supérieurs à celui d'une surcharge qui sollicite le sol quasi-réversiblement. La fig.1 rappelle les faits.

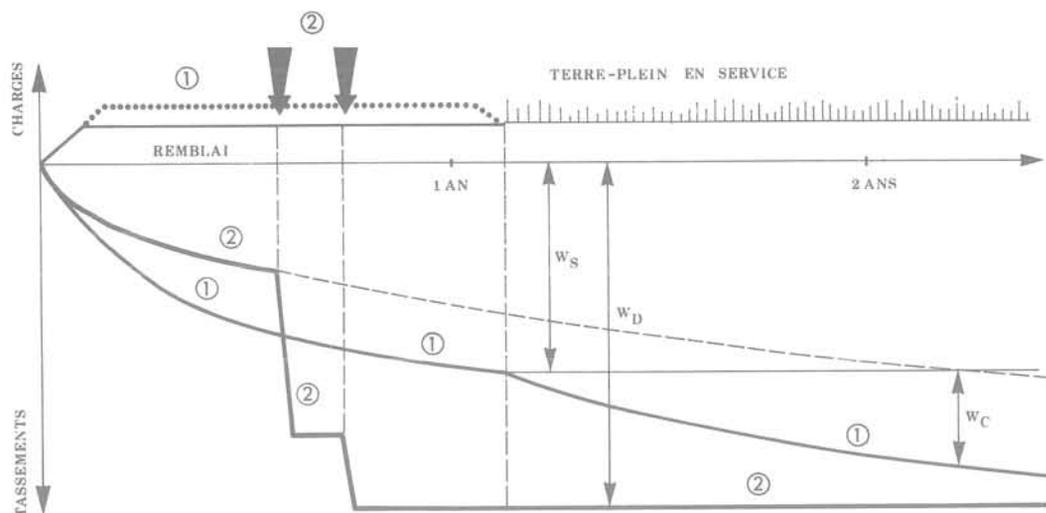


Fig.1 COMPORTEMENT D'UN REMBLAI SUR SOL COMPRESSIBLE.

- 1) cas d'une surcharge.
  - 2) Cas de la consolidation dynamique.
- $W_S$  = tassement du remblai "à stabilisation" par surcharge.  
 $W_C$  = tassement complémentaire du remblai dû à la mise en service.  
 $W_D$  = tassement du remblai stabilisé par consolidation dynamique.

Enfin deux progrès importants dans le domaine de la géotechnique, ont permis de rendre la méthode fiable :

- les progrès dans la conception des capteurs placés au sein du sol.
- les progrès dans les essais in-situ.

En effet le compactage en masse ne peut se concevoir qu'accompagné de méthodes de suivi de chantier et de contrôle (contrôle entre passes et contrôle final) très strictes. Heureusement certains piézomètres à cellule fermée et les capteurs de pression totale type Geocell sont utilisables pendant les travaux. Enfin les essais in-situ, essentiellement les essais pressiométriques, sont devenus suffisamment courants et acceptés pour permettre une réception aisée du nouveau sol de fondation par le Maître d'Oeuvre.

### 3. INTERET DE LA CONSOLIDATION DYNAMIQUE POUR LE TRAITEMENT DES DECHARGES.

Tout d'abord la méthode de consolidation dynamique est une méthode "passe-partout" applicable à tous les types de sol (MITCHELL 1979) depuis les enrochements (remblais avec blocs de plusieurs  $m^3$ ) jusqu'aux argiles (remblais de mottes d'argile aussi bien que limon argileux macroscopiquement homogène). On rappellera ainsi que les enrochements ne sont pas traités efficacement du tout par une surcharge (fig.1) et qu'ils sont contraindiqués pour toute solution de pieux économique.

Ensuite la consolidation dynamique est une méthode de traitement global du sol, ce qui

permet de livrer à l'aménageur un nouveau terrain avec des caractéristiques mécaniques uniformes et garanties.

Enfin en plus de cette augmentation considérable de la portance, concomittente avec une réduction notable des tassements totaux prévisibles à long terme et encore plus des tassements différentiels, la méthode permet de réduire - dans une certaine mesure - la vitesse de décomposition des matières organiques, oxydation et action des micro-organismes aérobies devenant plus difficiles.

### 4. EXEMPLES D'APPLICATION DE LA METHODE

Un certain nombre d'exemples de la méthode appliquée aux zones de décharge ont déjà été présentés : pour l'aire de fabrication des plate-formes d'exploitation du pétrole en mer, à Methil, Ecosse (D'APPOLONIA, 1978), pour des entrepôts à Cwmbran, Pays de Galles (DOWNIE et TREHARE, 1979), pour la déviation de la voie ferrée Nüremberg-Bamberg (FLOSS 1980), pour l'échangeur d'une voie express à Redditch, Angleterre (CHARLES, 1981). D'autres exemples donneront lieu à des comptes-rendus ultérieurs, comme la nouvelle zone de stockage de produits pétroliers d'Amoco à Whiting, Indiana (E.U.), le tronçon de l'autoroute périphérique M25 à Waltham Cross près de Londres (G.B.), etc...

Nous décrivons ici 4 sites, plus particulièrement localisés dans l'ouest de la France :

Saint-lô (Manche). Dans le but de fonder 9 pavillons à rez de chaussée, l'Office Public d'H.L.M. de la Manche avait retenu la Consolidation Dynamique pour traiter, en ville, une ancienne dépression, remblayée immédiatement après la guerre de matériaux de démolitions et débris divers sur 4m d'épaisseur. Un tassement de 15 à 20 cm a été obtenu pour une énergie de 140 à 200  $t \times m / m^2$ . Comme le montre la fig.2 la portance du terrain a été améliorée par un facteur de 3 à 4 et le taux de travail admissible après traitement était surabondant. Les immeubles terminés en 1973, n'ont subi aucune déforma-

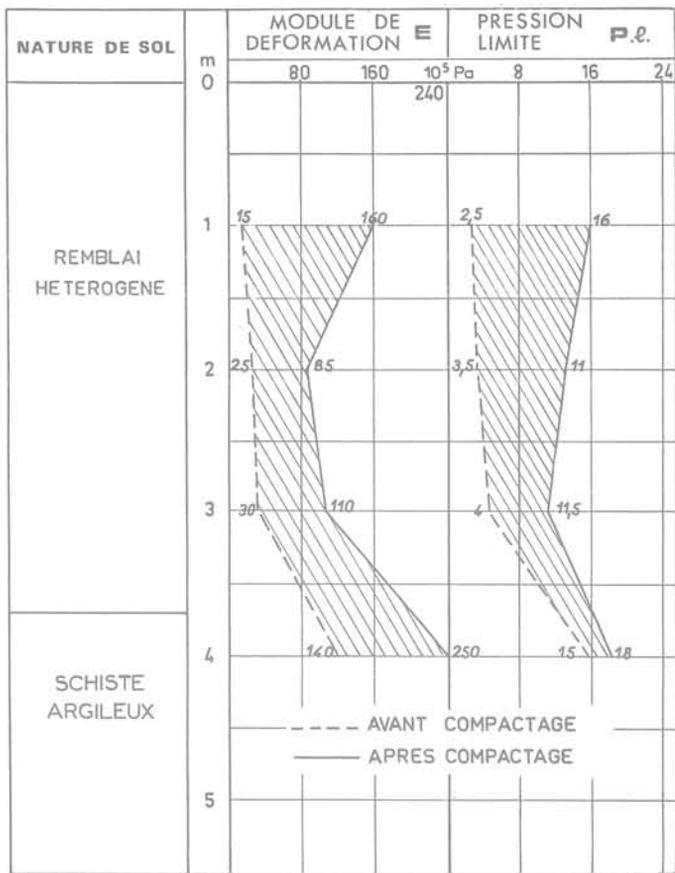


Fig.2 AMELIORATION DES CARACTERISTIQUES MECANQUES (MESUREES AU PRESSIOMETRE) à SAINT-LO.

tion (fig.3).

Coutances (Manche). La fondation d'un dallage chargé à 30 KPa et de la couverture des magasins et ateliers Casam a pu être assurée en surface sur un dépôt ancien d'ordures ménagères et de limon de 7 à 10 m d'épaisseur. Le traitement a entraîné un abais-



Fig.3 ASPECT DES PAVILLONS DE SAINT-LO EN 1977.

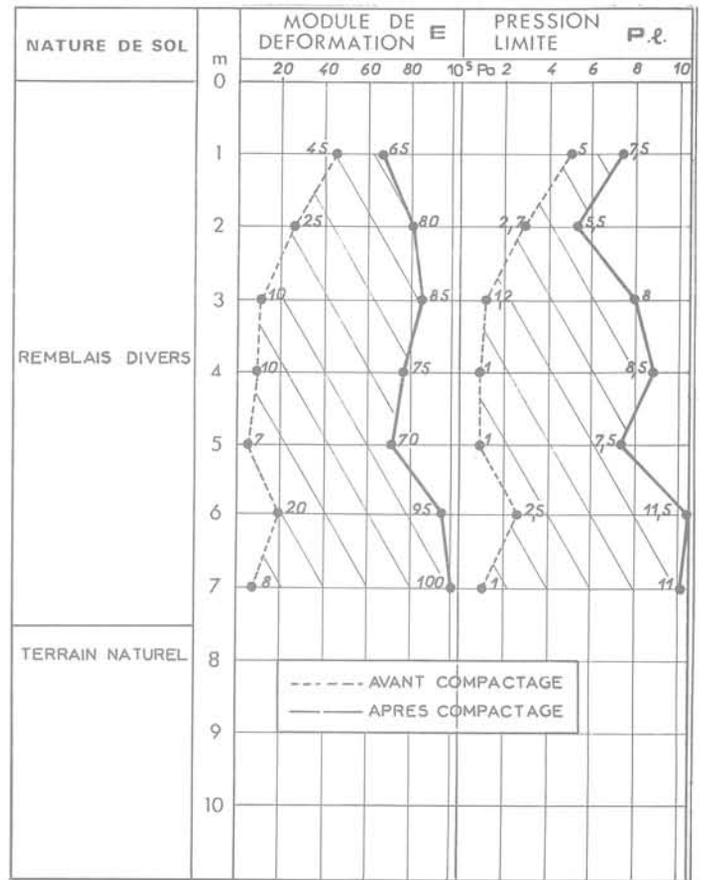


Fig.4 AMELIORATION DES CARACTERISTIQUES MECANQUES (MESUREES AU PRESSIOMETRE) à COUTANCES.

sement du niveau du sol de 1,75 m en moyenne pour une énergie en 2 passes de 250 t x m/m<sup>2</sup> et a plus que triplé les caractéristiques mécaniques (fig.4). Un taux de travail de 200 KPa a pu être recommandé et depuis 1973 aucun tassement n'a été observé dans le dallage ni la structure (fig.5).



Fig.5 VUE D'ENSEMBLE DU MAGASIN DE COUTANCES EN 1977.

Petit Quevilly (Seine-Maritime). La Société d'Aménagement de la Région de Rouen a retenu en 1972 le principe de la consolidation dynamique dans le but de traiter un remblai de déchets industriels sur 9 à 10 m d'épaisseur de manière à stabiliser les VRD d'une future zone industrielle. Le traitement a abaissé le niveau du sol de 40 à 80 cm, pour une énergie moyenne en 2 passes de  $300 \text{ t} \times \text{m}/\text{m}^2$ , les zones où ce tassement provoqué était supérieur à 1 m ont dû être partiellement purgées de poches de sciures et de graisses incompressibles. Depuis leur réalisation, les voiries et réseaux n'ont manifesté aucune déformation (fig.6).

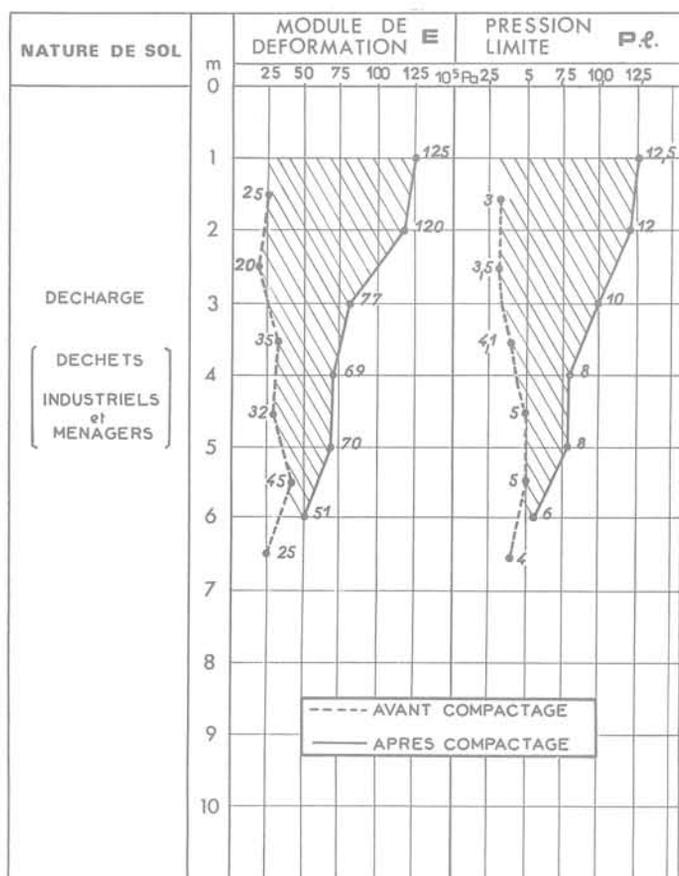


Fig.6 AMELIORATION DES CARACTERISTIQUES MECANIKES (MESUREES AU PRESSIOMETRE) à PETIT QUEVILLY.

Saint-Nazaire (Loire Atlantique) : la voie express dite pénétrante Ouest traverse un dépôt d'ordures entre l'échangeur de Certé et le pont de la Missaudière. Cette ancienne décharge municipale, d'un volume de  $30\ 000 \text{ m}^3$ , constituée entr'autres de carcasses de voitures reposait sur une argile plastique. D'abord régaliées sur la totalité de l'emprise du remblai d'accès au pont, les ordures, alors d'une épaisseur de 1,5 m seulement furent recouvertes d'au moins 1 m de matériaux sableux. Le but du traitement était le compactage en masse de ces 2 matériaux sans toutefois remanier l'argile sous-jacente. Les essais pressiométriques réalisés ultérieurement ont montré qu'en fait,

malgré l'énergie réduite appliquée par coup (8 tonnes tombant de 5 m) les 3 premiers mètres d'argile ont bénéficié d'une amélioration de 30 à 50% de leurs caractéristiques mécaniques. Le tassement moyen a été de l'ordre de 12% de la hauteur totale du remblai traité, les valeurs les plus élevées étant relevées là où la décharge était la moins haute initialement.

Le chantier avait été suivi très soigneusement par le CETE d'Angers qui avait mis en place 10 cellules de tassement et 4 sondes de mesures de pression interstitielles dans l'argile sous-jacente. Les observations ont confirmé qu'il était possible de limiter l'action sur l'argile pendant la consolidation dynamique des remblais.

## 5. PERSPECTIVES D'AVENIR

Les recherches en cours sur la méthode de la consolidation dynamique concernent de nombreux domaines à des niveaux variés = recherche fondamentale sur le comportement des sols naturels fins saturés, rôle des contraintes de cisaillement, rôle de la liquéfaction, rôle du regain thixotropique, etc. mais aussi recherche appliquée sur la profondeur d'action en fonction des différents paramètres de la méthode (poids et surface du pilon, hauteur de chute, type de matériau), sur le comportement ultérieur du matériau, essentiellement son tassement à long terme, sur la propagation des vibrations au voisinage, etc...

Si un certain nombre de règles ont déjà pu être données dans le domaine de l'application à des matériaux homogènes, même des remblais d'argile, leur extrapolation aux remblais d'ordures ménagères ou de déchets industriels n'est pas toujours aisée.

Chaque chantier de ce type est un cas particulier, qui nécessite une investigation spéciale. Toutefois, on est assuré que la méthode est applicable et qu'elle donnera de bons résultats, à l'exception du cas des ordures ménagères récentes entièrement noyées, et à condition de pouvoir mettre en jeu des énergies plus importantes que pour un sol plus homogène. On attirera l'attention sur la difficulté de réaliser une zone d'essai valable ; en effet, souvent ces zones ont une surface trop réduite, compte tenu de la règle qu'une bande périphérique de largeur égale à la profondeur du terrain à compacter doit être traitée en plus de la surface utilisable. C'est la raison majeure des mécomptes qui ont pu être rencontrés antérieurement, par exemple lors de l'essai de Corby (CHARLES, 1978). Bien évidemment les techniques de contrôle de l'efficacité de la méthode pendant son application sont plus délicates, toutefois l'expérience montre que dans la majorité des cas, il est possible de mener à bien des essais in-situ significatifs.

## 6. CONCLUSION

Les quelques exemples donnés ci-dessus ont montré l'intérêt indéniable de la Consolida-

tion Dynamique pour le traitement des zones de décharges ménagères ou industrielles et la transformation d'un matériau de rebut en un sol de fondation. Si les paramètres profondeur et hétérogénéité ne semblent pas limiter l'efficacité de la méthode, par contre la présence d'une nappe phréatique à faible profondeur peut être un élément défavorable. Habituellement les énergies à mettre en jeu sont plus importantes que pour un sol naturel à épaisseur comparable, mais cette règle n'est pas générale.

Une grande avenue reste ouverte à la recherche dans ce domaine, mais l'extrapolation des résultats obtenus sur des sols relativement homogènes à de tels matériaux restera toujours aléatoire. Seuls la zone d'essai de taille convenable et le recours aux expériences antérieures en vraie grandeur permettent au spécialiste d'engager sa responsabilité quant à la bonne fin d'un traitement.

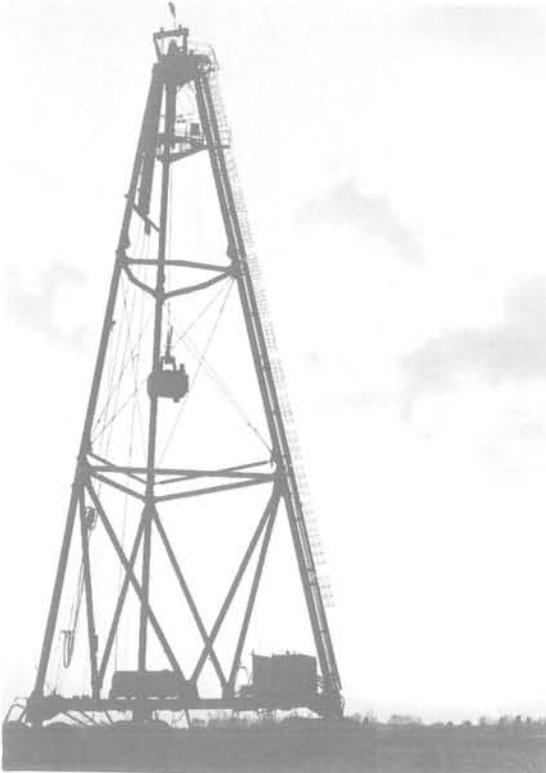


Fig.7 EQUIPEMENT MENARD POUR TRAITEMENT DE PLUS DE 10 M D'ÉPAISSEUR DE SOL. (photo prise en Afrique du Sud).

D'APPOLONIA D. (1978) Foundation Improvement by Dynamic Consolidation, ASCE -N.Y. Section, Foundation and Soil Mechanics Group Seminar on Improving Poor Soil Conditions (26 oct.).

CHARLES J.A., BURFORD D., WATTS K.S. (1981) Field Studies of the Effectiveness of the Ground Treatment Technique "Dynamic Consolidation" 10th ICSMFE Stockholm (June).

CHARLES J.A., EARLE E.W., BURFORD D. (1978) Treatment and subsequent performance of cohesive fill left by opencast ironstone mining at Snatchill experimental housing site Corby, Conference on Clay Fills, ICE London.

DOWNIE A.R. and TREHARE G. (1979) Dynamic Consolidation of Refuse at Cwbran, Symposium on the Engineering Behaviour of Industrial and Urban Fill, Birmingham University (April).

FLOSS R. (1980) Consolidation Dynamique de terrains compressibles pour fondation de remblais autoroutiers et ferroviaires, Colloque International du Compactage, ENPC Paris (Avril).

GAMBIN M. (1979) Menard Dynamic Consolidation, ASCE-Washington DC Section, Seminar on Ground Reinforcement (Janvier), aussi Sols Soils n°29.

HARDIN B.O. (1978) The Nature of Stress Strain Behaviour for Soils, State of the Art Report, ASCE Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics Pasadena, Californie (Juin).

LIAUSU P. (1981) Etude des Vibrations engendrées par le compactage dynamique, 2èmes Journées Nationales Géotechniques, Nantes (Avril).

MENARD L. (1974). Un procédé de consolidation = le pilonnage intensif, Supplément aux Annales de l'ITBTP (Sept.).

MITCHELL J.K. (1979). Ground Reinforcement Techniques, an overview, ASCE-Washington DC Section, Seminar on Ground Reinforcement (January).

# reprise des fondations sur zone de décharge

par

**D. Gouvenot**

SOLETANCHE-Entreprise

RESUME - La construction de bâtiments sur zone de décharge pose des problèmes de fondations très particuliers. Les plus marquants sont la compacité très faible des formations rencontrées, et les processus chimiques de décomposition des matières qui provoquent des tassements incontrôlables. De nombreux sinistres ont résulté de ces difficultés. Il a fallu reprendre en sous oeuvre les bâtiments endommagés, par une reprise de fondations à base de pieux injectés métalliques (pieux IM). Des protections contre la corrosion, très soignées, sont prévues car on se trouve souvent en milieu agressif. Les justifications géotechniques de ces fondations sont particulières et nécessitent des essais de contrôle.

## INTRODUCTION

Il n'est pas rare de voir construire, sur des zones de décharge, de grands ensembles industriels ou commerciaux. Il s'agit souvent de terrains situés au voisinage des villes, en général bon marché, ce qui provoque un attrait certain pour le constructeur et explique, sans doute, la volonté de ce dernier de vouloir construire sur des sites qui, sur le plan de la technique, présentent un très grand nombre de difficultés. Il s'agit en effet, pour le géotechnicien, de définir une fondation dans des formations qui ont des propriétés extrêmement particulières. Au niveau de la compacité, les hétérogénéités sont très grandes puisque l'on peut aussi bien rencontrer des déblais de démolition que des chiffons, des pièces de voitures, etc... La compacité est donc très variable dans l'espace mais aussi dans le temps, puisque nombre de matériaux, d'origine organique, peuvent subir des processus de décomposition chimique. Ces considérations simples expliquent déjà les nombreuses difficultés rencontrées sur les ouvrages fondés superficiellement. Ces désordres, qui ne sont même pas liés au taux de travail des semelles par exemple, sont inhérents à la nature même du sol de fondation, si on peut l'appeler ainsi. Les techniques de fondations profondes qui, sur le plan de la géotechnique, répondent mieux à la question, puisqu'il est alors possible de reporter les charges de la structure au-delà de la hauteur du remblai, dans des couches de sol saines, posent par contre des problèmes d'exécution très sérieux. En effet, il n'est pas rare de rencontrer aléatoire-

ment des obstacles infranchissables, même au trépan, tels que carrosseries de voitures ou pièces de bois. Ces considérations expliquent que nous ayons été amenés à intervenir sur plusieurs types de sinistres dont nous ne citerons que deux exemples parmi les plus représentatifs :

1° - Dans le premier cas, il s'agit d'un bâtiment industriel fondé superficiellement.

2° - Dans le second cas, il s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation fondé sur pieux forés, dont la base, par suite d'obstacles infranchissables, se trouve encore dans les remblais de décharge au lieu de rejoindre les couches de sol sain sous-jacent.

Dans les deux cas, les reprises de fondations ont été effectuées à l'aide du pieu injecté métallique IM, et ont permis de sauver les bâtiments.

### Définition du pieu IM

Ce pieu a été déjà décrit par Messieurs FENOIX (1976) et GOUVENOT (1975). Il consiste en une armature métallique (en général un tube dont le diamètre varie entre 100 et 200 mm) mise en place dans un forage, puis scellée au sol par injection de ciment sous pression. Ceci lui confère des capacités portantes très élevées (jusqu'à 200 tonnes) qui ont été vérifiées par de nombreux essais déjà publiés (GOUVENOT, 1973 et GOUVENOT, 1974). L'avantage du procédé, dans le cas particulier qui nous préoccupe, est qu'il s'agit

d'abord d'une technique de reprise en sous oeuvre qui nécessite des forages de petit diamètre, et qui se joue donc plus facilement des obstacles que l'on peut rencontrer dans un remblai de décharge. De plus, sur ce petit diamètre, il est possible de faire passer des efforts axiaux importants par l'utilisation de tubes métalliques aux nuances élevées. Un autre avantage est offert par l'injection de ciment. Le coulis peut assurer un remplissage des vides. On a même utilisé des coulis de ciment comme fluide de perforation pour améliorer le remblai. En cas d'obstacles infranchissables, il est plus facile de modifier l'implantation du pieu IM. Les adaptations de longrines qui en résultent sont moins gênantes que pour un pieu de gros diamètre.

#### 1er cas de réalisation

Il s'agit de la reprise en sous oeuvre des fondations d'un immeuble de 24 niveaux fondé sur un remblai de décharge, à l'aide de pieux forés dont la base n'avait pas pu atteindre les couches de calcaire situées à la base du remblai. Lors de la construction, des tassements différentiels de l'ordre de 15 cm ont conduit à des désordres très graves. Il a fallu exécuter, à partir du dernier sous-sol, environ 780 pieux nécessaires pour reprendre le poids total de l'immeuble estimé à 50 000 tonnes environ. La charge nominale des pieux IM, comprise entre 50 et 70 tonnes, était assurée par des armatures à base d'acier TOR scellées dans les couches de sol sous-jacentes au remblai.

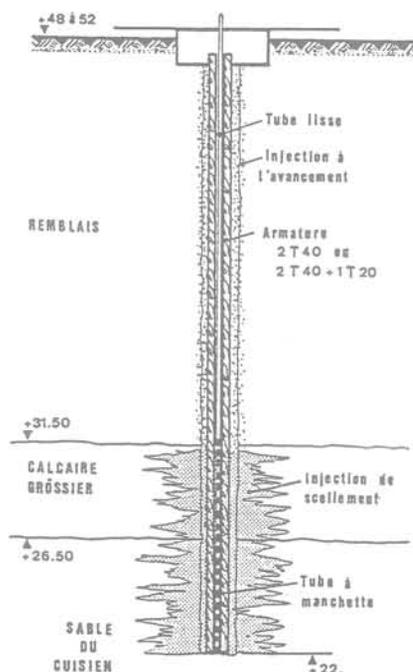


Figure 1 : Pieu IM de 50 à 70 tonnes de capacité à travers un remblai de décharge

Le diamètre des forages (15 cm) a permis de s'affranchir complètement des obstacles et l'effet de l'injection sous pression sur la qualité du scellement a été vérifié par des essais de traction. La rapidité d'exécution a permis de sauver le bâtiment. La protection contre la corrosion a été assurée par enduction de brai sur l'armature métallique, de plus, une gaine de coulis de ciment protège l'ensemble du pieu IM sur toute sa hauteur.

#### 2e cas de réalisation

Un bâtiment industriel avait été construit sur semelles superficielles. Comme ces semelles surmontaient environ 6 m de déchets ménagers, le projeteur avait prévu de faire reposer ces semelles sur des colonnes balastées qui traversaient le remblai, pour se poser sur les alluvions du Rhône sous-jacentes. On ne discutera pas ici de la qualité de ces colonnes, toujours est-il qu'après deux ans d'exploitation, le bâtiment a vu ses semelles tasser à un point tel, que la charpente métallique fut soumise à des sollicitations inacceptables. Il fut décidé de reprendre ce bâtiment, en sous oeuvre, par des injections, mais les vides étaient trop importants et, d'autre part, lors de l'exécution des forages nécessaires pour réaliser les travaux d'injection, des dégagements gazeux nauséabonds furent décelés, signe évident de la décomposition des déchets ménagers. Dans ces conditions, toute solution, qui cherchait à améliorer la compacité du remblai, ne pouvait avoir qu'un effet provisoire. Il fallait donc reporter les charges dans les alluvions du Rhône à l'aide de pieux. La technique du pieu IM fut retenue car, outre les avantages déjà cités précédemment, elle permettait de travailler dans des ateliers en n'occupant que des zones de travail limitées, en raison des dimensions réduites de la machine de perforation utilisée.

La reprise en sous oeuvre a été réalisée de la manière suivante (figure 2) :

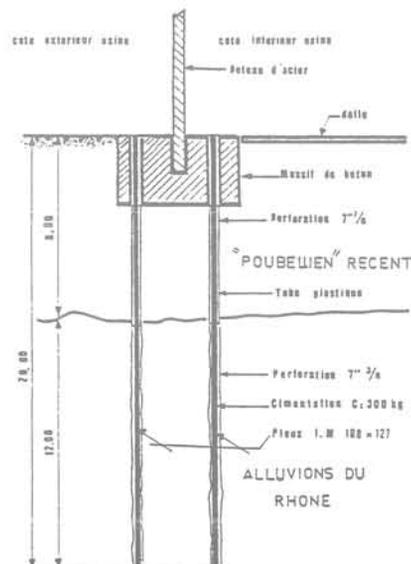


Figure 2 : Pieux IM tubulaires de 100 tonnes à travers une zone de décharge ménagère

1° - Exécution d'un pré-forage à travers le béton des semelles.

2° - Forage dans le remblai de déchets ménagers et mise en place d'un tube destiné à soutenir le forage et à protéger le pieu à travers le remblai.

3° - Forage sur 12 mètres de hauteur dans les alluvions du Rhône.

4° - Mise en place du tube métallique de 13 cm de diamètre constituant l'armature du pieu IM, de capacité unitaire 100 tonnes. Le pieu est protégé à travers le remblai par un revêtement brai époxy.

5° - Scellement du pieu à la semelle en béton.

6° - Injection de coulis de ciment dans les alluvions pour assurer le scellement du pieu au sol.

Comme dans le cas précédent, des essais de chargement ont été réalisés pour vérifier la stabilité élastique du pieu sous la charge de service (problème de flambement et capacité du scellement réalisé dans les alluvions). Notons que le flambement a également été examiné sur le plan théorique en supposant que la décomposition du remblai se poursuivait et que le pieu IM pouvait se trouver totalement dégagé sur plusieurs mètres de hauteur.

La figure 3 montre le dispositif utilisé pour charger simultanément deux pieux d'essai en assurant la reprise des efforts par la structure du bâtiment lui-même.

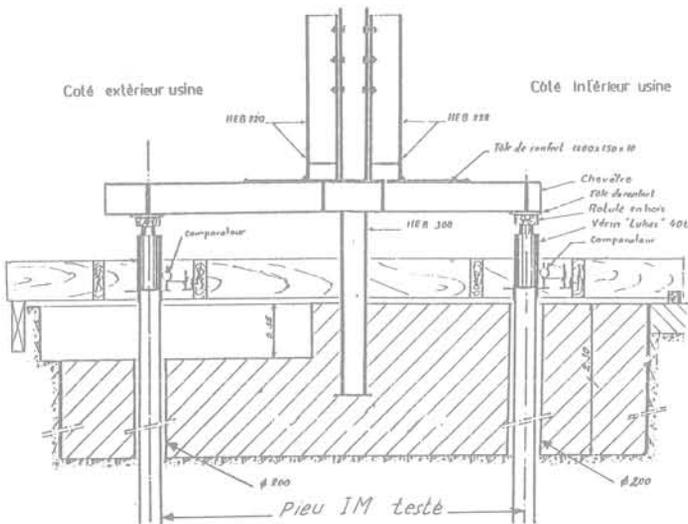


Figure 3 : Essai de chargement simultané de deux pieux IM

La figure 4 montre la courbe de chargement obtenue, la charge axiale ayant été volontairement ramenée à 25 tonnes pour les problèmes de flambement évoqués ci-dessus.

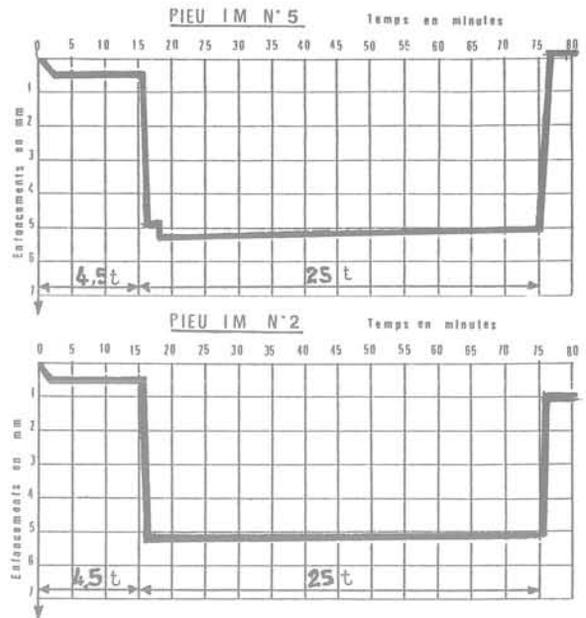


Figure 4 : Résultats d'essai de chargement à 25 tonnes (charge de service)

#### CONCLUSION

D'une façon générale, la facilité de mise en oeuvre des pieux IM ainsi que leurs propriétés mécaniques en indiquent l'emploi :

- Chaque fois qu'il y a risque de rencontre d'obstacles tels que : anciennes fondations, blocs, couches dures, etc... qu'il serait très onéreux ou impossible de traverser en forage de grande section.
- Toutes les fois que l'on doit, au départ, traverser des massifs de maçonnerie ou de béton sans ébranler les structures qui sont souvent voisines de la ruine.
- Quand l'espace disponible est réduit au point que la manoeuvre du matériel de forage classique est difficile, voire impossible.

Dans tous ces cas que l'on rencontre en matière de reprise en sous oeuvre et pas seulement sur les zones de décharge, la technique du pieu IM a permis de sauver des bâtiments de très grande valeur qui étaient très proches de la ruine. Les protections vis-à-vis de la corrosion et du flambement sont bien au point et les contrôles de capacité sont faciles à réaliser car ils peuvent être conduits aussi bien en compression qu'en traction, donc dans des conditions beaucoup plus aisées que pour les pieux de gros diamètre.

#### REFERENCES

Fenoux GY., (1976). Les pieux aiguilles IM.  
Construction n° 6 juin 1976.

Gouvenot D., (1973). Essais en France et à  
l'Etranger sur le frottement latéral en  
fondation - Amélioration par injections.  
Travaux novembre 1973.

Gouvenot D., (1974). Essais de pieux scellés  
par injection sous pression.  
Annales de l'ITBTP novembre 1974.

Gouvenot D., (1975). Essais de chargement  
et de flambement de pieux aiguilles.  
Annales de l'ITBTP décembre 1975.



# **thème II**

## **géotechnique et vibrations : effets sur l'environnement**

### **sous-thème II.1**

#### **usage des explosifs : tirs en zones urbaines ou à protéger...**

loi expérimentale de propagation des vibrations dues aux tirs d'explosifs  
P. Chapot

protection contre les ébranlements liés aux travaux de déroctage  
A. Rozière

étude sur maquette des vibrations dues au tir en souterrain  
Ph. Weber - P. Saint Lot

### **sous-thème II.2**

#### **effets des méthodes de compactage et consolidation des sols**

analyse des vibrations engendrées par le pilonnage dynamique  
P. Allard

vibrations engendrées par le compactage dynamique  
P. Liausu

fonçage et vibrations  
J.G. Sieffert - Y. Riou

### **sous-thème II.3**

#### **transmission des vibrations par le sol : bruits routiers et industriels (circulation, engins de travaux et creusement, machines fixes,...)**

effet des vibrations transmises par le sol  
R. Bonaz

vibrations générées dans le sol par une installation de concassage  
H. Cornet - P. Habib

propagation des vibrations dues au trafic routier  
D. Le Houedec

transmission des vibrations dues au trafic routier  
Y. Guillard

**sous-thème II.4**  
**critères de nuisance et méthodes de mesure,**  
**cas pathologiques**

analyse des phénomènes vibratoires dûs aux tirs en tunnels  
P. Allard - A. Rozière

# loi expérimentale de propagation des vibrations dues aux tirs d'explosifs

par  
**P. Chapot**

Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées, Nancy

**RESUME** - Des mesures de vibrations provoquées par des tirs d'explosifs au cours de chantiers de travaux publics ont été analysées dans le but de mettre en évidence une relation utilisable pour apprécier a priori les difficultés susceptibles d'être rencontrées lors de l'exécution de travaux à l'explosif.

## INTRODUCTION

L'exécution de travaux à l'explosif en site construit pose le problème des dangers présentés par les vibrations transmises par les tirs aux constructions.

S'il est actuellement possible de mener à bien de tels travaux en pratiquant un contrôle des vibrations provoquées, il est souvent souhaitable de connaître avant le début des chantiers le niveau probable qui sera atteint par les vibrations.

Il est en effet particulièrement important de savoir, pour l'estimation du coût des travaux, si les charges à mettre en oeuvre devront être limitées, et si possible à quelle valeur. Ceci intéresse autant le maître d'oeuvre que l'entreprise établissant un devis. Plus simplement, il peut être nécessaire de savoir si les travaux doivent faire l'objet d'une surveillance ou s'ils peuvent se dérouler sans contrainte.

Les mesures de vibration réalisées au cours de divers chantiers de déroctage à l'explosif ont été utilisées pour tenter de trouver une relation permettant d'établir de telles prévisions.

## CHOIX DE LA MESURE

Les mesures utilisées sont des mesures de vitesse de vibration, effectuées à l'aide de géophones tridirectionnels dont on retient la valeur maximum.

On peut retenir comme élément significatif :

- la valeur mesurée selon la verticale
- la plus grande des 3 valeurs mesurées
- le maximum de la vitesse résultante.

Les corrélations ont été tentées, chaque fois que cela a été possible, sur ces trois valeurs. Bien

qu'il n'y ait pas une très grande différence entre les corrélations obtenues, c'est incontestablement la vitesse résultante qui donne les meilleurs résultats, suivie par la vitesse selon la verticale. La vitesse maximum dans une direction quelconque est un peu plus dispersée. Cependant, la vitesse maximum étant plus proche de la vitesse résultante, c'est celle-ci qui a été retenue lorsque le calcul de la vitesse résultante n'était pas possible, ce qui a pu être le cas lorsque la forme des signaux était trop complexe, ou les fréquences trop élevées.

## CHOIX DES PARAMETRES

Nous n'avons pas cherché à prendre en compte tous les éléments susceptibles d'intervenir dans la détermination du niveau de vibration atteint. Les seuls éléments facilement mesurables sont la quantité d'explosif utilisée, et la distance entre le point de mesure et la zone du tir. D'autres éléments sont certainement importants mais plus difficiles à prendre en compte. On peut citer la nature géologique du terrain et sa structure, la nature de l'explosif, les caractéristiques du plan de tir (géométrie de la maille, séquence de mise à feu).

Nous avons donc cherché des modèles ne tenant compte explicitement que de la charge et de la distance, les autres paramètres étant pris en compte globalement et supposés constants pour un site donné, c'est à dire pratiquement pour un chantier donné, pour autant que la géologie et la technique utilisée restent semblables.

Les analyses portent sur plus de 600 valeurs effectuées sur 15 sites différents. Environ 350 proviennent de terrassements classiques sur des chantiers de travaux publics au cours desquels le niveau des vibrations produites sur les constructions environnantes a été contrôlé.

Les valeurs utilisées comprennent donc des mesures effectuées au sol mais aussi sur des immeubles (à la base de ceux-ci) ce qui explique en partie la dispersion des mesures

#### INFLUENCE DE LA DISTANCE

L'effet de la distance est relativement facile à mettre en évidence en effectuant des mesures à des distances variées du point de tir au cours d'un tir.

Le report sur un diagramme en coordonnées bilogarithmiques des vitesses maximum en fonction de la distance D au point de tir donne généralement une droite, ce qui exprime une relation de la forme :

$$v = K D^{-b}$$

d étant la pente de la droite expérimentale.

Les valeurs obtenues pour b sont variables mais toujours comprises entre 1 et 2,5 et le plus souvent entre 1,5 et 2.

Certains auteurs ont proposé des modèles faisant intervenir un terme d'amortissement exponentiel.

D'autre part la théorie implique que selon le type d'onde, l'atténuation géométrique peut être proportionnelle à

$$\frac{I}{D}, \quad \frac{I}{\sqrt{D}} \quad \text{ou} \quad \frac{I}{D^2}$$

Une atténuation comme  $\frac{I}{D^2}$  n'est pas à prendre en considération puisque l'exposant b est le plus souvent inférieur à 2.

Nous avons donc systématiquement appliqué à nos mesures les modèles suivants, dans lesquels K représente une constante qui dépend du site étudié

$$\begin{aligned} (1) \quad v &= K D^{-b} \\ (2) \quad v &= K \frac{1}{D^\eta} e^{-\alpha D} \\ (3) \quad v &= K \frac{1}{D} e^{-\alpha D} \\ (4) \quad v &= K \frac{1}{\sqrt{D}} e^{-\alpha D} \end{aligned}$$

Pour éliminer l'effet de la charge Q, nous avons admis que celle-ci intervenait comme Q 0,75, ce qui sera justifié plus loin.

Ces mesures permettent les conclusions suivantes :

- la vitesse résultante permet les meilleures corrélations entre vitesse calculée et vitesse mesurée, quelque soit la relation adoptée.

- à défaut de la vitesse résultante, c'est la vitesse verticale (ou la vitesse horizontale transverse dans le cas des mesures en tunnel) qui donne la meilleure corrélation. La plus grande des trois composantes montre une plus grande dispersion.

- la relation 2, avec détermination simultanée de  $\eta$  et  $\alpha$  se révèle peu commode : le coefficient du terme exponentiel n'est pas toujours significativement différent de zéro, et la valeur obtenue est parfois positive, ne traduisant donc pas le terme d'amortissement recherché.

- les relations 3 et 4 donnent des résultats beaucoup plus cohérents, la relation (3) étant meilleure que la relation (4) (11 fois sur 12 pour les tirs de surface)

- l'adjonction d'un terme d'amortissement exponentiel n'améliore qu'assez peu la corrélation : quelques unités pour cent sur le coefficient, et ne semble donc pas justifier la complication du calcul dans le cas des mesures de chantier. Ceci n'implique pas qu'une telle relation constitue un modèle inadéquat, mais plutôt que la dispersion des mesures utilisées ne permet pas un ajustement suffisamment précis.

#### INFLUENCE DE LA CHARGE

On sait qu'en ce qui concerne les vibrations, c'est la charge par unité de mise à feu qui est déterminante, c'est à dire les charges élémentaires attelées à des détonateurs de même micro-retard, ou mises à feu par un cordeau détonant

(Dans les détonateurs à retard ordinaires, la dispersion entre les détonateurs d'un même numéro est telle que l'on ne peut parler de véritable simultanéité d'explosion sans cordeau détonant).

Dans ce qui suit nous ne parlerons donc que des charges instantanées (désignées par Q) et non pas de la charge totale d'une volée. La presque totalité des mesures utilisées ayant été effectuée sur des chantiers c'est d'ailleurs ce type de charge qui a été effectivement pris en compte.

Dans les calculs théoriques simulant une explosion, une charge est prise en compte comme une pression à l'origine régnant dans une cavité initiale caractérisée par ses dimensions géométriques. Dans une symétrie sphérique, le rayon de cette cavité est supposé proportionnel au volume réellement occupé par l'explosif, donc si l'explosif est caractérisé par son poids, ce rayon est proportionnel à  $Q^{1/3}$ . Dans une symétrie cylindrique, si l'on modifie la quantité d'explosif par variation du diamètre, le rayon de la cavité initiale varie comme  $Q^{1/2}$ . Dans les tirs réels de chantier, les charges sont rarement isolées, et les tirs sont constitués d'une volée plus ou moins étendue où il est difficile de replacer les schémas théoriques.

D'un point de vue expérimental, il est possible de procéder à des mesures à charges variables, tous les autres paramètres restant constants, (en particulier la distance) à cette réserve près qu'il n'est pas possible de refaire deux tirs dans des conditions réellement identiques.

On peut alors rechercher une relation exprimant la

vitesse maximum de la forme :

$$v = K Q^a$$

Les paramètres K et a peuvent alors être déterminés par une régression bilogarithmique.

Sur trois sites différents on a ainsi obtenu les résultats suivants :

Site n° 1

Mesure de la vitesse verticale au cours de tirs expérimentaux en forage. Charge de 1 à 15 kg.

$$a = 0,68 \text{ (moyenne de 4 capteurs)}$$

Site n° 2

Chantier autoroutier - charge de 6 à 50 kg, (4 tirs, 3 capteurs)

$$a = 0,65$$

Site n° 3

Petit abattage d'essai, charges de 0,1 à 0,5 kg

$$a = 0,63 \text{ à } 0,71 \text{ selon le capteur.}$$

La figure 1 montre les résultats relatifs au site n°2.

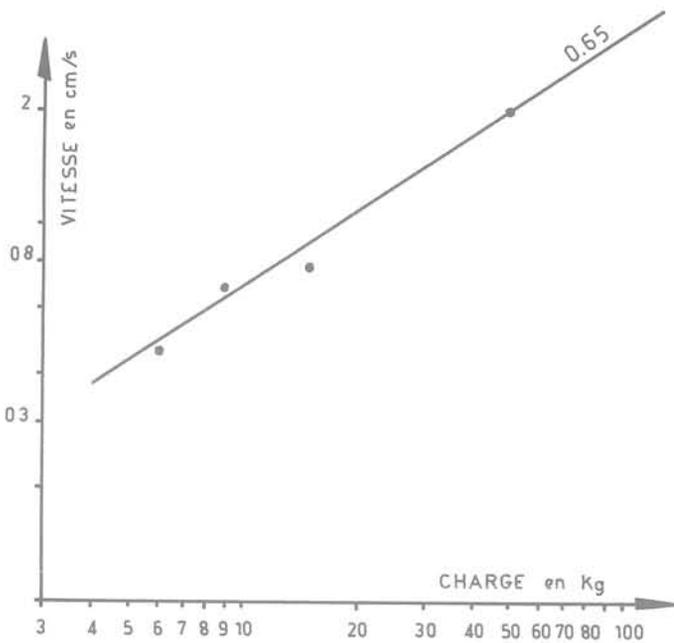


figure 1 - Influence de la charge (site n° 2, moyenne de 3 capteurs)

Ces valeurs sont conformes à celles citées par d'autres auteurs, comprises entre 0,5 et 0,9.

Les mesures effectuées à distance constante avec

des charges variant dans un intervalle assez grand étant peu fréquentes sur les chantiers, nous avons utilisé pour la détermination de l'exposant a toutes les mesures disponibles en effectuant une régression portant simultanément sur la distance et la charge selon le modèle :

$$v = K Q^a D^{-b} \quad (5)$$

soit

$$\log v = \log K + a \log Q - b \log D$$

En ne retenant que les séries de mesure pour lesquelles le coefficient de corrélation partielle entre  $\log v$  et  $\log Q$  est supérieur à 0,7 on parvient aux résultats du tableau 1.

On peut constater sur ce tableau que la partie commune aux différents intervalles de confiance sur a se situe vers 0,75. C'est pourquoi cette valeur a été retenue pour éliminer l'influence de la charge dans la recherche de l'influence de la distance.

Tableau 1 - Influence de la charge

Site	Nombre de valeurs	coefficient de corrélation	Valeur de a	intervalle de confiance à 0,95
1	21	0,85	0,70	0,51 - 0,89
2	13	0,95	0,86	0,66 - 1,06
3	63	0,83	0,86	0,72 - 1,01
4	76	0,71	0,75	0,58 - 0,91
5	27	0,86	0,78	0,59 - 0,97
6	17	0,70	0,70	0,34 - 1,28

REDUCTION DE LA DISTANCE PAR LA CHARGE

Toutes les relations qui précèdent expriment la vitesse maximum de vibration en fonction de deux paramètres, charge et distance. De nombreux auteurs ont cherché à se ramener à un seul en réduisant la distance soit par la racine cubique de la charge, soit par la racine carrée.

Le choix entre les deux procédés dépend des considérations théoriques auxquelles on se réfère.

Nous avons systématiquement appliqué à nos mesures les modèles :

$$v = K \left( \frac{D}{\sqrt[3]{Q}} \right)^{-b}$$

et 
$$v = K \left( \frac{D}{\sqrt{Q}} \right)^{-b}$$

Les ajustements obtenus ne sont pas très différents mais cependant légèrement meilleurs avec la réduction par la racine carrée. L'exposant b est un peu plus élevé avec la racine cubique (proche de 1,9 au lieu de 1,8 pour la racine carrée).

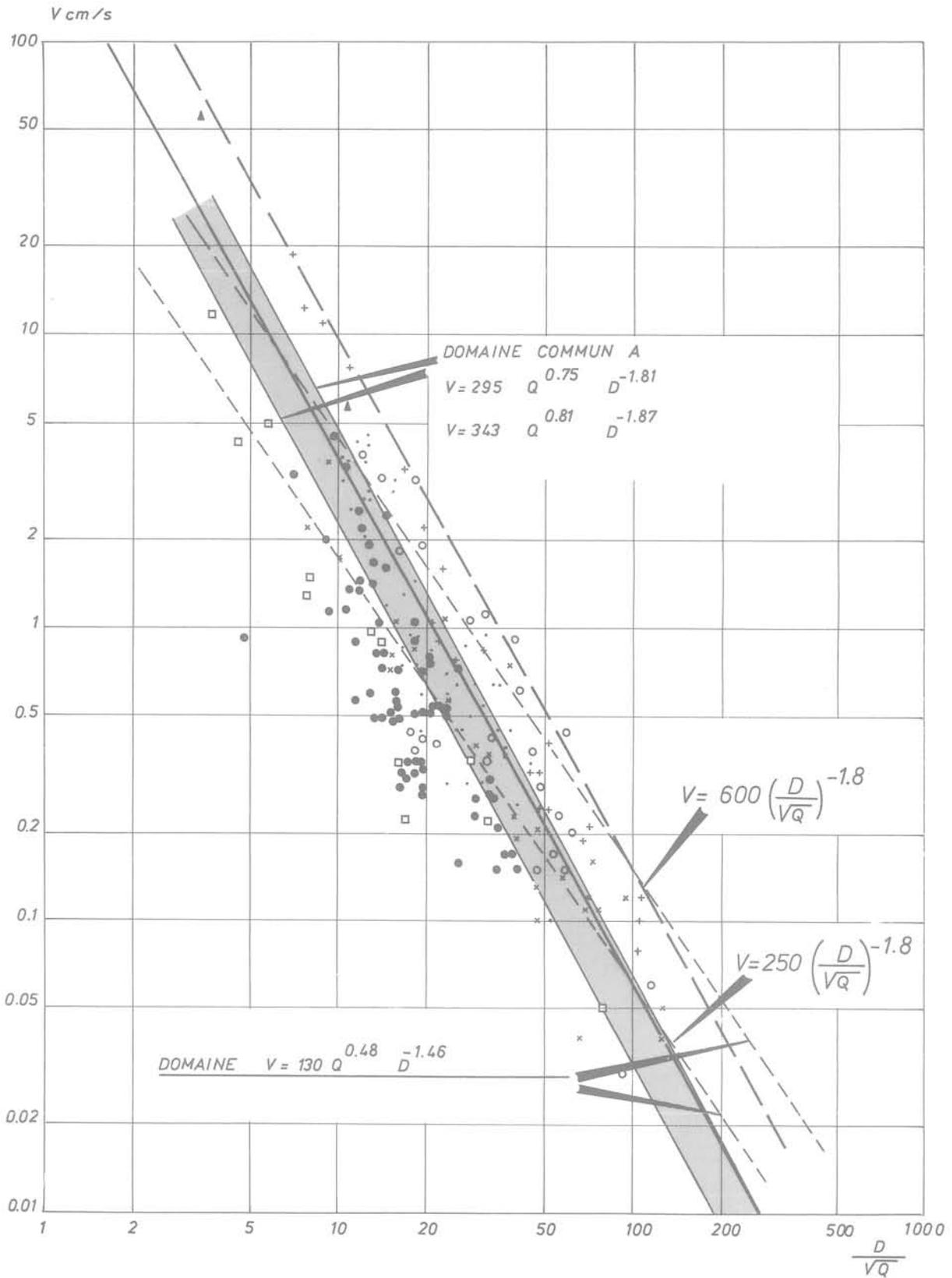


Figure 2 - Vitesse maximum de vibration en fonction de la distance réduite par la racine carrée de la charge.

## RECHERCHE D'UN MODELE GENERAL

Nous avons vu que trois modèles donnaient des ajustements également satisfaisants :

$$v = K Q^{0,75} D^{-b}$$

$$v = K Q^a D^{-b}$$

$$v = K \left( \frac{D}{\sqrt{Q}} \right)$$

En retenant les valeurs moyennes des paramètres K, a et b on obtient respectivement :

$$v = 295 Q^{0,75} D^{-1,81}$$

$$v = 343 Q^{0,81} D^{-1,87}$$

$$v = 250 \left( \frac{D}{\sqrt{Q}} \right)^{-1,79}$$

soit  $v = 250 Q^{0,895} D^{-1,79}$

Ces trois relations sont assez voisines et les variations dans les divers coefficients reflètent la dispersion des mesures, l'influence de la distance étant généralement prépondérante sur celle de la charge, du fait de son domaine de variation généralement plus étendu dans le cas des mesures faites sur chantiers.

La relation utilisant le paramètre  $D/\sqrt{Q}$  se révélant la plus commode pour une représentation graphique, nous l'avons utilisée dans la figure 2 où sont reportés des résultats expérimentaux.

Nous avons calculé pour les deux autres relations les vitesses en fonction du paramètre  $D/\sqrt{Q}$ , pour des charges de 1 à 50 kg, et des distances de 10 à 1 000 m, variables selon la charge de façon à rester dans un domaine de vitesse compris entre 0,01 et 20 cm/s).

Le domaine où sont vérifiées ces relations a été porté sur la même figure : on peut constater que les écarts sont assez faibles, compte tenu de la dispersion habituelle des mesures.

On doit noter que pour les divers paramètres on a retenu la moyenne des valeurs obtenues sur chaque site, alors que la constante K en particulier est réputée spécifique de chaque site : sa valeur moyenne n'est donc qu'une valeur parmi d'autres possibles. Les valeurs trouvées pour les exposants a et b sont par contre suffisamment proches pour être incluses dans un même intervalle de confiance et être par conséquent considérées comme correspondant à une valeur unique avec une probabilité assez élevée.

Nous avons également porté sur la figure 2 le domaine correspondant, pour les mêmes valeurs de charge, à la relation :

$$v = 130 Q^{0,48} D^{-1,46}$$

qui est celle proposée par Hendron et Dowding à partir de données expérimentales en utilisant une réduction de la distance par la racine cubique de la charge. S'il existe un domaine commun assez étendu

du vers les vitesses moyennes, l'ensemble de nos points expérimentaux en particulier vers les vitesses élevées, semble s'écarter de cette relation.

Si l'on s'attache aux valeurs maximum observées, on constate sur la figure 2 que l'on peut tracer une droite parallèle à la droite moyenne qui constitue l'enveloppe des points expérimentaux, et qui représente la relation :

$$v < 600 \left( \frac{D}{\sqrt{Q}} \right)^{-1,8}$$

Sans attribuer à cette relation la valeur d'une loi de propagation (elle peut représenter l'enveloppe de plusieurs lois différentes, par exemple si un terme exponentiel devait être ajouté) elle est vérifiée par plus de 600 mesures effectuées sur divers chantiers, et elle est utilisée couramment pour juger de la nécessité de procéder à des contrôles et pour procéder au réglage des appareils avant les mesures.

## CONCLUSIONS

L'analyse des mesures effectuées sur des chantiers de terrassements à l'explosif a permis de mettre en évidence une relation simple entre vitesse de vibration maximum, charge et distance. Si cette relation ne représente pas un modèle théorique rigoureux, elle peut se révéler utile pour la prévision du niveau maximum des vibrations produites par les tirs d'explosifs tels qu'ils sont couramment pratiqués en travaux publics.

## BIBLIOGRAPHIE

NICHOLLS H.R., JOHNSON C.F., DUVAL W.I., 1971, Blasting vibrations and their effects on structures. U.S. Bureau of mines - bulletin 656.

WUSTENHAGEN K. 1973 - Felsdynamische Untersuchungsverfahren in der Baupraxis - Rock Mechanics.

HENDRON A.J., DOWDING C.H., 1974, - Ground and structural response due to blasting.

C.R. du 3ème Congrès de la Société Internationale de Mécanique des Roches, DENNER.

CHAPOT P., - Etude des vibrations provoquées par les explosifs dans les massifs rocheux. Rapport de recherche des Laboratoire des Ponts et Chaussées à paraître.

# protection contre les ébranlements liés aux travaux de déroctage

par

**A. Rozière**

S.N.C.F.-Ouvrages d'Art, Paris

RESUME - Depuis quelques années, l'utilisation d'explosifs et d'engins de déroctage puissants s'est considérablement développée sur les chantiers de travaux publics. Les risques qui en découlent, et, en particulier les risques d'ébranlement ont conduit la SNCF à adopter une politique de limitation des vibrations produites, tant sur ses propres chantiers que sur les chantiers de tiers à proximité de ses emprises. Une procédure d'essais et de contrôle a été définie. Des laboratoires spécialisés ont été agréés pour l'exécution des mesures. Un petit nombre d'entreprises spécialisées ont été agréées pour l'exécution des tirs. Dans le cas particulier des chantiers de mise au gabarit ou de réfection de tunnels anciens, les problèmes sont très spécifiques. La mesure de vibrations à très courte distance des zones de tir est rendue difficile par l'étalement de celles-ci sur une très large bande de fréquences.

## 1 - IMPORTANCE DU PROBLEME

### 1.1 Introduction

L'utilisation de l'explosif sur les chantiers de chemin de fer a débuté dès l'origine de ceux-ci avec les premiers terrassements et le creusement des premiers tunnels et s'est poursuivie pour les travaux neufs jusqu'à ce jour (chantiers du TGV). Certains chantiers d'abaissement de plateforme pour mise au gabarit électrification ont été également effectués à l'explosif après la dernière guerre. De nombreux chantiers de tiers (carrières, barrages, rectifications de routes) se sont également effectués depuis l'origine à proximité d'ouvrages ou bâtiments des chemins de fer.

Jusqu'aux environs de 1973, les cas sont cependant restés assez limités, mais, pourtant ont souvent donné lieu à des incidents. Ceux-ci étaient dus principalement à l'utilisation d'explosifs par des artisans locaux (carriers le plus souvent) n'ayant aucune notion du tir en site construit. Ces incidents ont amené le plus souvent la SNCF à interdire l'usage de l'explosif sur ses chantiers et à dissuader dans la mesure du possible les riverains de l'utiliser. Elle ne prévoyait dans ses règlements que la protection contre les risques de projections sans envisager les risques d'ébranlements.

Ayant eu connaissance des recherches effectuées dans plusieurs pays (Suède, U.S.A etc) et des premières expériences de tir en site construit effectuées en France (RATP, CETE de LYON, etc), la SNCF a constaté que pour une protection efficace de ses constructions, il était préférable de renoncer à une interdiction systématique, et par cela même dangereuse de l'utilisation de l'explosif qui est inévitable pour certains travaux. Cette interdiction conduisait souvent à une utilisation clandestine sans aucun contrôle dans les cas où le tir était indispensable.

La SNCF a donc mis au point un certain nombre de règles définissant les mesures de sécurité à prévoir et en particulier les mesures d'ébranlement. Elle a également, après enquête, agréé un certain nombre d'entreprises spécialisées en minage et un certain nombre de laboratoires de contrôle.

La mise en place de ces règles a coïncidé avec un développement considérable de l'utilisation d'explosifs, tant sur ses propres chantiers que sur des chantiers de riverains. Ce développement s'est fait concurremment avec celui de l'emploi d'engins de déroctage puissants tels que les brise-roches hydrauliques dont les effets sismiques sont souvent plus importants même que celui de l'explosif et doivent faire l'objet de contrôles analogues.

Les raisons de ce développement sont, pour certaines, bien connues : augmentation du coût de la main-d'oeuvre, disparition de la main-d'oeuvre qualifiée pour les travaux pénibles, etc. Il faut ajouter à celles-ci, en ce qui concerne l'explosif, l'institution du CPT (certificat pratique de tir). Celui-ci présente l'avantage de donner aux mineurs de travaux publics la connaissance des règles élémentaires de sécurité et de manipulation des explosifs. Il a cependant été largement distribué, après formation par des organismes pour lesquels l'utilisation de l'explosif en site construit n'est qu'une préoccupation accessoire. Ceci a abouti à mettre en place dans les entreprises un grand nombre de préposés et à développer l'usage de l'explosif. Certains de ces préposés, se croyant spécialistes, peuvent amener en site construit les entreprises à prendre des risques importants.

### 1.2 Les différents risques encourus

Nous n'insisterons pas sur le risque de projections qui est spécifique du tir à l'explosif et aux procédés similaires (Cardox, Airdox, etc). La prévention de ce risque est un problème de protections que la SNCF prévoit dans ses marchés ou dans les conventions avec les tiers.

Le risque essentiel est celui des dégâts causés par les ébranlements, dégâts qui se traduisent par la fissuration des structures des ouvrages, l'ouverture des fissures ou des microfissures préexistantes et peuvent aller jusqu'à l'éboulement de parties d'ouvrages.

Ce risque existe en cas d'utilisation d'explosifs mais également en cas d'utilisation d'engins mécaniques puissants tels que les vibrofonceurs, les engins de battage les engins de foration, les engins d'abat-tage, etc. Il faut souligner qu'il est très important en cas d'utilisation de brises roches hydrauliques lourds.

Ce risque est en général évalué à partir de la vitesse particulière de vibration mesurée sur les structures, critère le plus souvent admis. La valeur de cette vitesse n'est cependant pas suffisante pour évaluer les risques et lors de la fixation des seuils admissibles il faut aussi tenir compte d'autres facteurs :

- répétitivité des ébranlements (tirs de carrières, engins mécaniques) et phénomènes de fatigue,
- prédominance de basses fréquences entraînant à vitesse égale des déplacements importants (engins mécaniques),
- phénomènes de résonance.

### 1.3 Les installations concernées

L'importance des installations et du patrimoine immobilier de la SNCF fait que les constructions à protéger sont d'une très grande diversité. On peut citer par exemple :

- des immeubles : gares, habitations, etc,
- des ouvrages d'art : tunnels, viaducs,

- ponts, murs de soutènement, parois rocheuses, remblais, etc
- des installations électriques ou électroniques : postes de transformation, postes de signalisation, salles d'ordinateurs, etc
- les voies proprement dites, électrifiées ou non, avec les caténaires, les câbles ou fils de signalisation, les ouvrages d'assainissement, etc.

Il importe en outre que la SNCF s'assure sur ses propres chantiers de la protection des constructions des riverains qui sont aussi très diverses : immeubles, monuments historiques, ouvrages d'art, etc.

### 1.4 Les chantiers SNCF

Ceux-ci sont également d'une très grande diversité. Les chantiers de travaux neufs récents ou en cours ont été exécutés le plus souvent en pleine nature (terrassements du TGV) mais ont parfois nécessité l'emploi d'explosif en site construit (exécution de puits ou de pieux pour fondations de viaducs). Nous reviendrons ultérieurement sur les chantiers de mise au gabarit ou de réparations de tunnels anciens pour lesquels l'explosif ou des moyens mécaniques puissants sont utilisés à assez grande échelle.

De nombreux chantiers de démolition de ponts sont également constamment réalisés, en vue de leur remplacement, tant pour des problèmes de mise au gabarit que de dégradation des ouvrages existants. Nous pouvons citer également le cas de démolitions de constructions anciennes dans les emprises SNCF (châteaux d'eau, silos, blockhaus, etc).

L'explosif ou le brise roches sont aussi utilisés dans le cadre de rectifications d'ouvrages, dans des conditions assez voisines de celles du travail en tunnel ancien. Un exemple particulièrement spectaculaire de ce type de travaux a été la démolition par plots et le remplacement des longrines en béton armé supportant la crémaillère du pont levis de la Bordigue à SETE, réalisée par phases à la faveur de quelques heures d'interruption des circulations.

On peut citer également la destruction assez fréquente de blocs rocheux instables surplombant les installations SNCF. La démolition à l'explosif d'un rocher de 300 m<sup>3</sup> surplombant à la fois la tête d'un tunnel et des immeubles en pleine ville de VIENNE en est un des exemples parmi les plus caractéristiques.

L'explosif est utilisé également dans de nombreux autres cas, création de galeries de drainage, création de passages inférieurs en remplacement de passage à niveau, etc. La figure 1 illustre de façon schématique un des cas de chantiers des plus délicats auxquels la SNCF ait eu affaire, celui de

la couverture des voies dans la tranchée NEZIN, à côté de la gare de CHAMBERY, en pleine ville.

Les déroctages à l'explosif ont été effectués au-dessus des voies en service, sous des immeubles et en face d'immeubles. Aucun incident ni aucune plainte sérieuse des riverains n'ont été pratiquement notés.

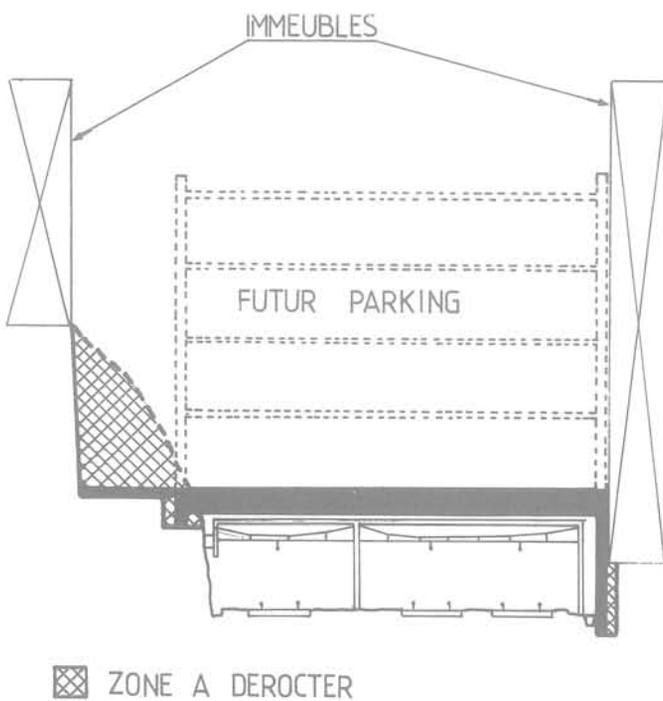


Fig. 1 - Chantier de couverture des voies Tranchée NEZIN à CHAMBERY

#### 1.5 Les chantiers de tiers à proximité d'ouvrages SNCF

Les exemples sont trop nombreux pour pouvoir tous les citer, des chantiers de tiers se déroulant pratiquement en permanence dans diverses régions. Nous pouvons en donner quelques exemples parmi les plus caractéristiques et récents.

- Travaux de déviation ou rectification de routes par les Directions Départementales de l'Équipement à proximité de tunnels, de viaducs, de murs de soutènement ou autres constructions SNCF. La figure 2 montre le cas d'une rectification de la RN20, à côté de FOIX, à proximité du tunnel de ST PAUL-ST ANTOINE.

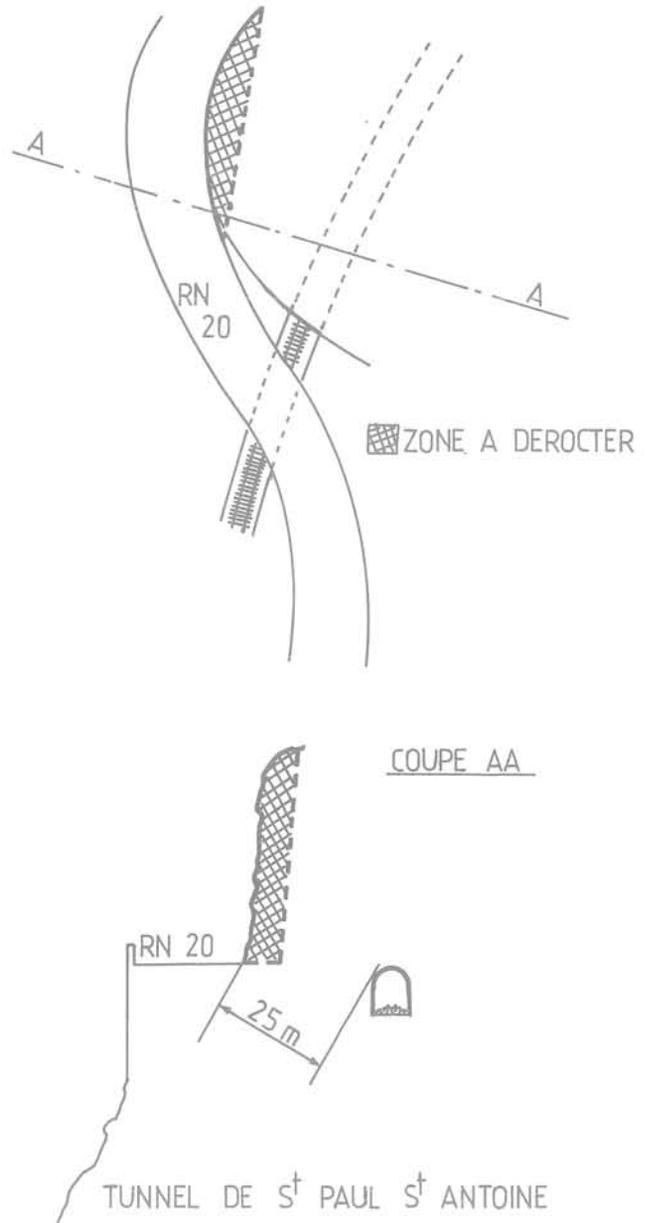
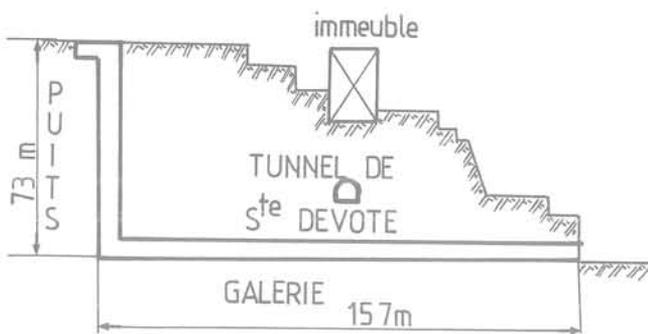


Fig. 2 - Rectification d'un tournant de la RN20 à proximité d'un tunnel

Des chantiers de ce type sont exécutés en permanence à proximité des constructions SNCF.

- Exécution de galeries, collecteurs, fonçages, puits pour différents usages (drainage, aqueducs, oléoducs, conduites diverses, etc). La figure 3 montre l'exemple d'un chantier de puits ascenseur et de galerie à MONACO. Elle illustre un type de chantier très fréquent pour des travaux de tiers et parfois pour des travaux SNCF. Un nombre assez important de chantiers à l'explosif est effectué dans la principauté, en particulier à proximité des ouvrages SNCF.



TUNNEL DE STE DEVOTE (MONACO)  
CREUSEMENT D'UNE GALERIE ET D'UN PUIT

Fig. 3 - Galerie et puits ascenseur de STE DEVOTE à MONACO

- Exécution de travaux de terrassement, pour création de routes ou autoroutes, d'ouvrages d'art, de fondations et de bâtiments, etc.

Les figures 4, 5 et 6 illustrent les travaux d'une suppression de passage à niveau avec création d'un nouveau tracé de route en tranchée (travaux DDE) et la création d'un pont-rail (SNCF).

Les figures 4 et 5 montrent la première phase de travaux (DDE) de déroctage de la tranchée routière et la deuxième phase de terrassement (SNCF) pour création du pont-rail après déviation provisoire des voies, chantier réalisé en bordure immédiate de la déviation provisoire et à proximité, outre des installations SNCF, de plusieurs immeubles (hôtel, garage, etc).

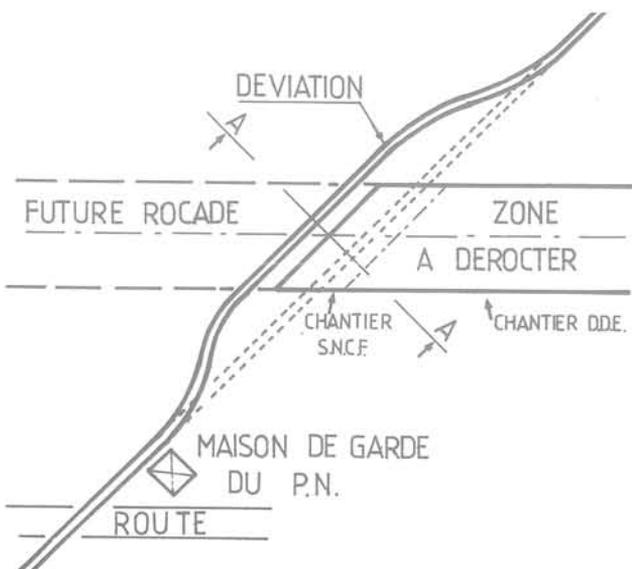


Fig. 4 - Suppression du PN6 à AIX-LES-BAINS Premières phases de travaux

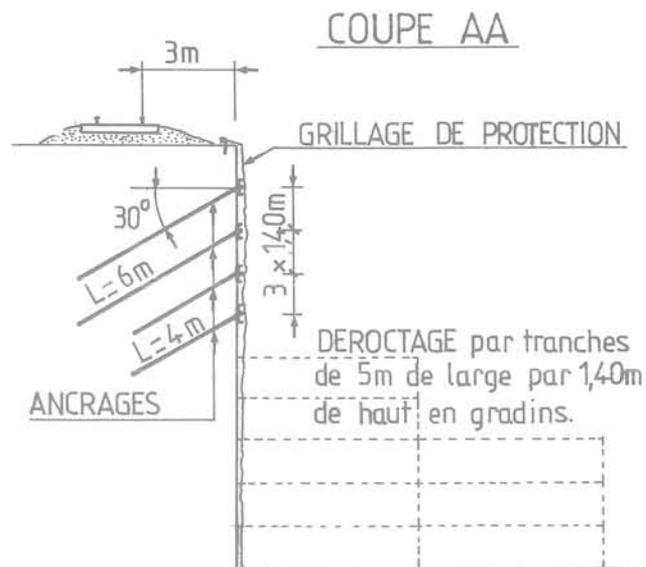


Fig. 5 - Suppression du PN6 à AIX-LES-BAINS Déroctage pour exécution de l'ouvrage SNCF

La figure 6 montre la dernière phase de travaux (DDE) avec tir à proximité immédiate de l'ouvrage neuf construit par la SNCF.

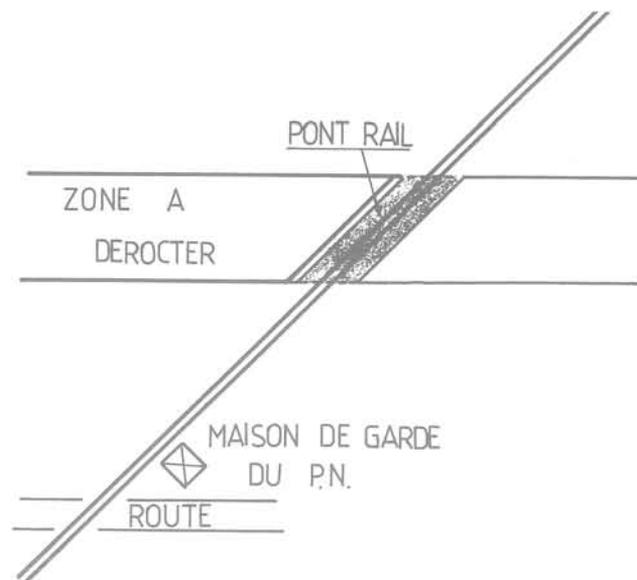


Fig. 6 - Suppression du PN6 à AIX-LES-BAINS Dernière phase de travaux

## 2 - LES MESURES DE PROTECTION

### 2.1 Définition des procédures d'essais et de contrôle

Pour ses propres chantiers, la SNCF a été amenée à définir dans ses textes réglementaires applicables aux marchés en complétant les modalités d'applications dans les textes des marchés proprement dits, toute une procédure définissant les précautions à prendre en cas d'utilisation d'explosifs. Les tirs ne peuvent être exécutés que par une entreprise agréée à cet effet par la SNCF.

Les précautions concernant les mesures de sécurité générale en cas d'emploi d'explosifs et les protections contre les projections doivent être définies par l'entreprise.

En ce qui concerne la protection contre les ébranlements, la SNCF demande à l'entreprise de lui soumettre un projet de tir pour essais comprenant un plan de tir d'essai détaillé à essayer dans son ensemble ou par volées partielles, avec contrôle par enregistrement complet des vibrations par un laboratoire agréé par la SNCF. Les seuils de vitesses de vibration et les points de mesure sont définis par la SNCF. Le tir n'est autorisé qu'après visa du plan de tir définitif, mis au point, après ajustement éventuel à l'issue de ces essais.

La SNCF demande en outre maintenant, en cas de présence de constructions appartenant à des tiers que l'entreprise fasse définir les précautions complémentaires à prendre par un laboratoire agréé et qu'elle en tienne compte dans ses projets et plans de tir. Des contrôles sont de plus exigés en cours de chantier, semi-permanents ou permanents par appareils détecteurs de crêtes que l'entreprise doit mettre à la disposition de la SNCF, ponctuels par enregistrements complets effectués par un laboratoire agréé en cours de chantier à l'initiative de la SNCF.

En ce qui concerne les tirs de tiers à proximité des installations SNCF, les précautions à prendre sont définies dans des conventions passées avec les maîtres d'ouvrage concernés. La procédure est très voisine de celle appliquée sur les chantiers SNCF, mais modulée selon le degré de risque encouru par la SNCF. Elles peuvent aller d'une simple demande d'essais et de contrôle effectués par un laboratoire agréé, à une exigence d'exécution des tirs par une entreprise agréée, avec visa des projets de tirs d'essai et plans de tirs par la SNCF. Les exigences de contrôle en cours de chantiers peuvent elles-mêmes être plus ou moins rigoureuses, du simple contrôle par mesure ponctuelle à la mise en place d'appareils détecteurs de crêtes permettant d'actionner la signalisation et d'arrêter les trains en cas de dépassement des seuils fixés par la SNCF.

Les tirs ne sont autorisés qu'en intervalles sans passage de trains (sauf exceptions pour des niveaux d'ébranlements particulièrement faibles). Les dispositifs de protection contre les projections sont également définis

## 2.2 Détermination de niveaux seuils de vitesse particulière de vibration à respecter

Il est impossible de fixer des seuils de vitesse valables dans tous les cas. Outre la modulation en fonction du degré de risques que nous avons évoqué précédemment, il faut tenir compte des conséquences possibles de ces risques (importance des circulations SNCF) et des possibilités de

surveillance des chantiers (risques de fausses manoeuvres). Il faut également préciser l'emplacement des points de mesure (une vitesse assez élevée peut être mesurée sur un tablier de pont à structure métallique sans conséquences graves alors que la même vitesse mesurée sur les culées peut conduire à des désordres). La SNCF est en conséquence amenée à préciser des seuils fixés après étude de chaque cas particulier.

A titre tout à fait indicatif, les seuils imposés sur des constructions en état moyen ou bon sont pour des tirs effectués en intervalles de circulation de l'ordre de 20 mm/sec. Dans des cas particuliers, tels que les tirs de carrières, les tirs effectués dans des conditions de circulation importantes de trains etc, ces seuils peuvent être ramenés à une vitesse de 5 mm/sec. Pour des tirs concernant des installations moins vulnérables, dans le cas de tir en tunnel avec mesure à très courte distance, les seuils peuvent être parfois portés à 50 mm/sec. Dans le cas d'emplois d'engins mécaniques, tels que les brises roches par exemple, les signes d'apparition de dégâts dus à la fois aux basses fréquences, à la résonance et à la répétitivité des ébranlements amènent à fixer des seuils beaucoup plus bas (2 à 5 mm/sec selon les cas).

## 2.3 Agrément de laboratoires chargés des contrôles

La SNCF a été amenée à créer, pour les mesures de vibration, un agrément des laboratoires chargés des contrôles. Une dizaine de laboratoires l'ont été jusqu'à présent. Ce sont :

- des organismes publics ou semi publics :
  - . laboratoires du Ministère de l'Environnement, dont certains tels que les CETE de LYON, AIX-EN-PROVENCE et NANCY ont déjà acquis une grande expérience en ce domaine,
  - . laboratoires du CEBTP (PARIS et MARSEILLE),
  - . laboratoire du BRCM,
- des laboratoires privés pour lesquels la SNCF s'est assurée qu'ils disposent à la fois du personnel compétent et du matériel nécessaire.

## 2.4 Agrément des entreprises de minage spécialisées

En outre des nombreuses qualifications pour lesquelles la SNCF accorde un agrément aux entreprises spécialisées, trois qualifications nouvelles ont été créées pour l'emploi de l'explosif :

- le tir en site courant,
- le tir en site construit,
- le tir en tunnel.

Un petit nombre d'entreprises a reçu l'une ou la totalité de ces qualifications.

Ce sont :

- les quelques entreprises de minage très spécialisées, particulièrement pour le tir en site construit,

- les services de minage de quelques grandes entreprises ayant pratiqué des travaux particulièrement délicats en site construit.

### 3 - CAS PARTICULIER DES CHANTIERS DE TUNNELS

#### 3.1 Types de tirs effectués - plans de tir

Le tir en tunnel ancien est utilisé essentiellement pour les travaux de mise au gabarit, le plus souvent pour l'électrification des lignes (électrification de la rive droite du Rhône : 18 tunnels traités de 1974 à 1978, électrification de NARBONNE PORT-BOU 7 tunnels traités ou en cours de traitement depuis 1978, etc). Il peut être également utilisé dans des conditions analogues pour des travaux de confortement en surépaisseur des voûtes nécessitant un abaissement du niveau des voies.

La figure 7 montre le type de travaux pour lesquels, outre l'abaissement proprement dit de la plateforme rocheuse, l'explosif est utilisé :

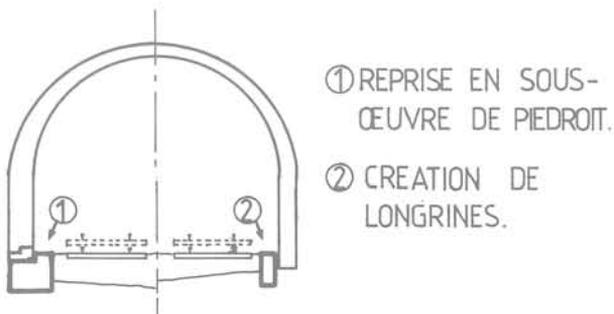


Fig. 7 - Mise au gabarit de tunnels

L'explosif est aussi utilisé, comme l'indique la figure 8 pour l'approfondissement ou la création de niches servant de refuges à personnel, couramment effectués lors de travaux d'entretien.

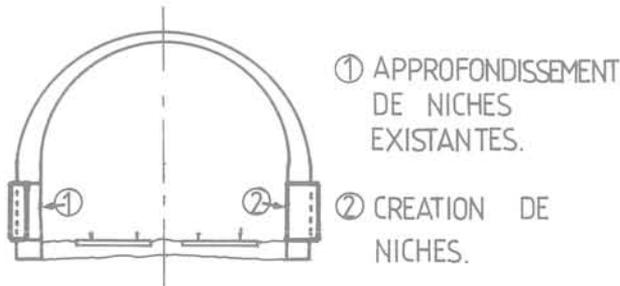


Fig. 8 - Création ou approfondissement de niches refuges pour le personnel

Il peut être également utilisé lors de travaux d'entretien dans des cas divers (démolitions partielles de piédroits, saignées, drainage, etc).

Des plans de tirs appropriés sont utilisés dans chaque cas. Ils sont établis dans le but de réduire le plus possible le niveau

de vibrations et sont caractérisés par une maille de foration très serrée et l'utilisation de toute la gamme possible d'amorces à retard ordinaire et microretard de façon à limiter la charge unitaire instantanée qui ne dépasse le plus souvent jamais 200 grammes d'explosif.

La figure 9 donne l'exemple d'un plan de tir de niche.

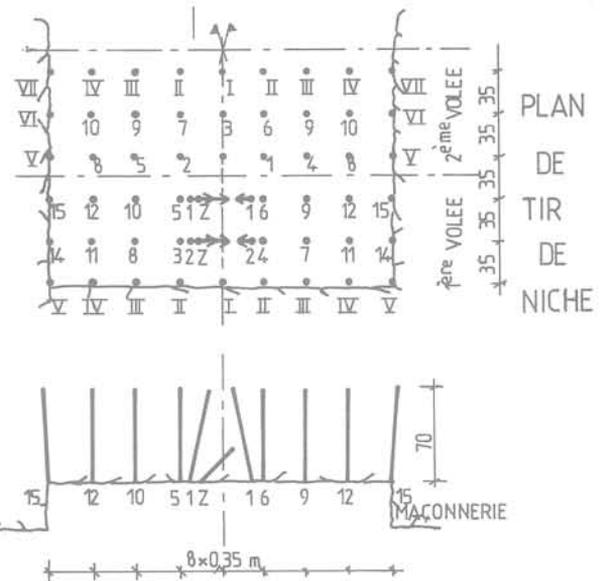


Fig. 9 - Plan de tir de niche

#### 3.2 La procédure d'essais et de contrôle

La procédure telle que nous l'avons indiquée précédemment est détaillée par une consigne et précisée dans un texte type inclus dans les marchés. L'emplacement des points de mesure est précisé. La présentation des résultats de mesure est définie. La particularité de ce type de tir est que les maçonneries à protéger se trouvent à proximité immédiate de la source d'ébranlements. Les capteurs sont en général placés à 2,5 et 5 m de la bordure de la zone de tir. Les plans de tir font l'objet d'une série d'essais avec mesures complètes par un laboratoire agréé sous contrôle de la SNCF. Les plans de tirs définitifs sont visés après adaptations nécessaires. Un contrôle semi permanent ou permanent est ensuite effectué à l'aide d'un détecteur de crêtes étalonné avec la chaîne de mesure lors des essais. En cas de dépassement des seuils fixés ou en cas de modifications des conditions nécessitant une adaptation du plan de tir, il est procédé à de nouvelles séries d'essais.

#### 3.3 Caractéristiques des vibrations enregistrées - Seuils admis

La nécessité de protéger des maçonneries à proximité immédiate de la zone de tir a amené à exécuter des mesures au voisinage de la source d'ébranlements. Les vibrations enregistrées s'étalent en conséquence sur

une très large bande de fréquences de 10 à 1000 Hertz environ, les vitesses les plus élevées étant en général produites au-delà de 100 Hertz. Les quelques rares cas de dégâts mineurs relevés lors d'essais se sont produits pour des vitesses dépassant 80 mm/sec à des fréquences situées entre 100 et 250 Hz. La vitesse de 50 mm/sec que nous adoptons en général comme seuil n'est dépassée que pour quelques numéros de retard isolés, en général à des fréquences très élevées. Nous avons été amenés en conséquence à des analyses détaillées des vibrations produites, ce qui nous conduit à tolérer certains dépassements du seuil de 50 mm/sec adopté à condition d'être assurés que ce dépassement se produit à des fréquences dépassant 250 Hz.

M. ALLARD du CETE d'AIX-en-PROVENCE a procédé de son côté à une analyse, en liaison avec nos services. Analyse qui fait l'objet de la communication n° 17.

# étude sur maquette des vibrations dues au tir en souterrain

par

**Ph. Weber**

**P. Saint Lot**

École Nationale Supérieure des Techniques Industrielles et des Mines, Alès

RESUME - Le creusement à l'explosif du second tube d'un tunnel autoroutier à deux tubes induit des vibrations dont l'amplitude risque de provoquer, au niveau de l'ouvrage antérieur, une nuisance pouvant conduire à l'arrêt du trafic durant les travaux d'excavation. Une étude sur maquette de laboratoire a été réalisée à partir de la configuration du tunnel de Ricard (Autoroute A8, travaux de contournement de Nice-Nord). Après un examen des conditions de similitude du problème, l'étude a permis de dégager un certain nombre de résultats concernant la propagation et l'amortissement des vibrations de tir au voisinage du tube antérieur, lors de l'excavation du tube postérieur. Une corrélation avec des mesures effectuées sur le site confirme la validité du modèle.

## INTRODUCTION

Des travaux de doublement de tunnels autoroutiers en service sont actuellement en cours sur l'autoroute A8, entre Nice et Menton. Des travaux de même nature seront ultérieurement effectués sur d'autres tronçons du réseau autoroutier national (autoroutes alpines). Parmi les questions posées par ces travaux de doublement, figure notamment la suivante : est-il possible de poursuivre les travaux d'excavation sans interrompre le trafic dans le tunnel déjà en service ? Pour pouvoir apporter des éléments de réponse à la question, il est nécessaire de définir les modes de propagation des vibrations induites le long du tube en service par les tirs de creusement.

La complexité géométrique du problème rend illusoire toute approche analytique ou numérique. L'approche retenue dans le cadre de cette étude, est donc celle d'un modèle réduit de laboratoire reproduisant, à l'échelle de 1/100<sup>e</sup>, la géométrie du site.

Des mesures de vibrations effectuées par ailleurs par le CETu et le CETE d'Aix-en-Provence de juillet à septembre 1978 dans le tube Nord du tunnel de Ricard (autoroute A8, section La Turbie-Roquebrune) lors du creusement du tube Sud, ont permis de confirmer, du moins partiellement, la validité de l'étude sur maquette.

## CARACTERISTIQUES DU MODELE EXPERIMENTAL

### 1) La maquette

La maquette reproduit, à l'échelle de 1/100, un tronçon de tunnel de 100 m de longueur dans lequel les deux tubes sont parallèles et distants de 9,50 m (distance entre piedroits adjacents). La largeur de chaque tube est de 12 m.

La maquette se compose d'un bloc en béton de chaux de forme parallélépipédique dans laquelle le tube Nord - en service - traverse le bloc de part en part, et le tube Sud - en cours de creusement - s'arrête

à mi-hauteur, (fig.1).

Les tirs de creusement sont simulés par l'impact mécanique d'une bille en acier sur le front de taille du tube en cours de creusement.

Les caractéristiques du projectile et de l'impact (masse et vitesse d'impact) sont définies à partir de conditions de similitude.

2) Validité du modèle. Conditions de similitude

Les conditions de similitude déduites des équations de l'élastodynamique (MANDEL), imposent que la longueur d'onde de la vibration soit "à l'échelle" des dimensions linéaires de l'ouvrage :

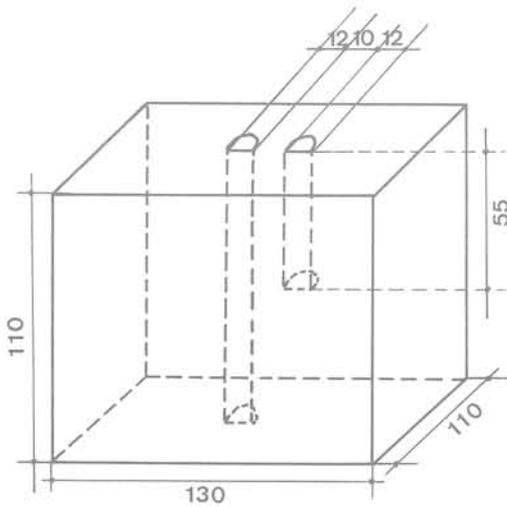


Fig.1 - Schéma de la maquette

$$(1) \quad \frac{\lambda_m}{D_m} = \frac{\lambda_s}{D_s}$$

où  $\lambda_m$  et  $D_m$  ( $\lambda_s$  et  $D_s$ ) désignent respectivement la longueur d'onde et le diamètre du tube (m : maquette, s : site).

Désignant par  $C_m$  et  $F_m$  ( $C_s$  et  $F_s$ ) la célérité des ondes acoustiques et la fréquence de la vibration, l'équation (1) devient :

$$(2) \quad F_m = F_s \cdot \frac{C_m}{C_s} \cdot \frac{D_s}{D_m}$$

équation qui définit la valeur de la fréquence qui doit être générée par l'impact sur la maquette.

Avec  $C_m = 3200$  m/s,  $C_s = 4000$  m/s,  $D_s/D_m = 100$  (échelle de la maquette) et  $F_s = 70$  Hertz (valeur modale correspondant aux mesures effectuées sur le site),  $F_m = 5600$  Hertz.

Par essais successifs, il est ainsi possible de définir les conditions d'impact - diamètre et hauteur de chute du projectile - assurant une fréquence de vibration respectant l'équation (2).

L'équation (2) ne préjuge en rien des intensités relatives de la vibration sur la maquette et sur le site ; pour les définir, introduisons le rapport K des vitesses particulières  $v$  de la vibration aux points homologues des deux structures :

$$\frac{v_m}{v_s} = K.$$

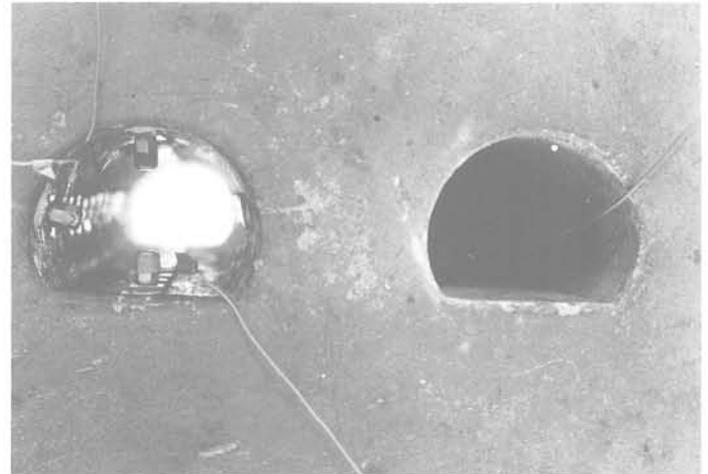


Fig.2 - Détail des deux tubes : à gauche, tube en service avec section équipée de 3 accéléromètres ; à droite, tube en cours de creusement.

Dans ces conditions, on établit que :

$$\frac{u_m}{u_s} = K \cdot \frac{F_s}{F_m} \quad (u : \text{déplacement partiel})$$

$$\frac{\gamma_m}{\gamma_s} = K \cdot \frac{F_m}{F_s} \quad (\gamma : \text{accélération partiel})$$

Le rapport K définit ainsi les intensités relatives de la vibration.

3) Protocole expérimental

L'expérimentation met en jeu le matériel suivant (Fig.2 et 3)

- accéléromètres enregistrant la composante radiale du mouvement en divers points du tube "en service",

- double intégrateur électronique,
- oscilloscope à mémoire déclenché lors de l'impact.

Deux types de mesures sont réalisés :

. Mesures "en accélération", le long du piedroit Sud du tube, c'est à dire le long du piedroit le plus proche du tube en cours d'excavation, afin de rechercher les points d'accélération maximale ;

. Mesures "en déplacement" en divers points du tube en service (parements, couronne, plateforme) afin de définir le mouvement complet du tube durant la vibration.

La vibration enregistrée ne représente celle du site que durant un intervalle de temps qui exclut le retour des vibrations induites par les réflexions sur les faces libres du modèle ; l'analyse du signal n'est donc effectuée que dans cet intervalle, dont l'ouverture est définie à partir de la distance du capteur considéré au bord libre le plus proche.

Les résultats qui suivent correspondent à un "impact de référence" qui déclenche au droit du front de taille dans le tube Nord, une accélération maximale égale à 150 g (soit 1,5 g transposé au site).

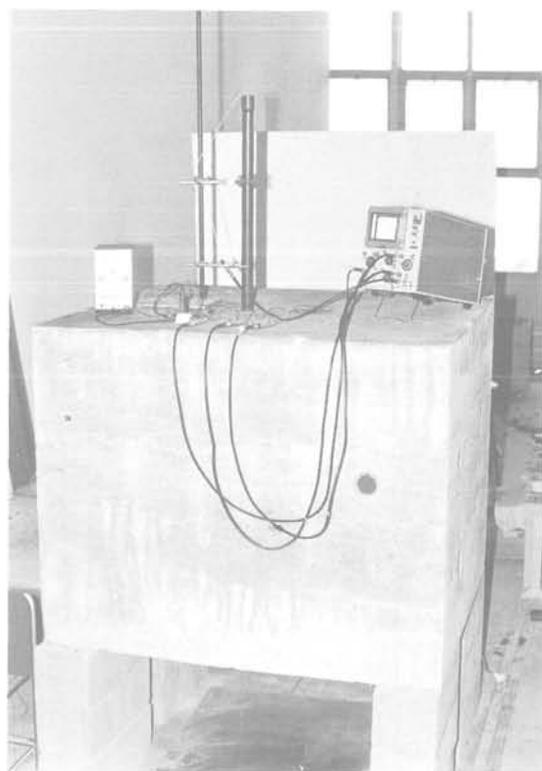


Fig.3 - Vue d'ensemble de la maquette

## RESULTATS

### 1) Mesures d'accélération le long du piedroit

Les résultats sont reportés sur le graphique de la figure 4.

En abscisses, les cotes sont exprimées en diamètres de tube, l'origine étant prise au droit du front de taille, ( $z/D_m$ ).

En ordonnées, les accélérations maximales  $\gamma_{max}$ , exprimées en % de l'accélération de référence  $\gamma_0$ .

L'observation de la courbe conduit aux remarques suivantes :

. Le niveau maximum de la vibration se trouve, non au droit du front de taille, mais légèrement en avant de celui-ci, à une distance sensiblement égale à un diamètre de tube ; l'accélération maximale atteint alors une valeur de l'ordre de 175 % de l'accélération de référence. Un résultat similaire a été constaté par SAKURAI et KITAMURA (1977) lors de mesures effectuées sur un ouvrage réel.

. Le pic d'accélération est précédé d'une "zone d'ombre" dans laquelle l'accélération atteint 50 % de l'accélération de référence.

. Au voisinage du front de taille, l'évolution des accélérations ne peut nullement

être représentée par une loi du type  $\gamma(z) = A z^{-m}$ , couramment utilisée en pratique pour des géométries plus simples.

### 2) Mesure des déplacements, observations sur une section droite

L'enregistrement simultané des vibrations en quatre points d'une section droite permet la reconstitution du "film" des événements durant le passage de la vibration (limité aux temps antérieurs au retour de la réflexion sur les bords du modèle). La figure 5 donne un exemple d'un tel mouvement ; on peut remarquer que, durant la période d'analyse, le mouvement d'une section droite se traduit par une déformation dans laquelle :

- le piedroit situé du côté du tir se déplace environ 10 fois plus que le piedroit opposé ;

- la couronne et la plateforme subissent des déplacements du même ordre de grandeur, environ 5 fois inférieur à celui du piedroit "côté tir".

### 3) Mesure des déplacements, observations sur une coupe longitudinale

Le mouvement d'ensemble du tube sous l'effet de la vibration est complexe, et difficile à visualiser. A titre d'illustration, on a représenté, sur le graphique de la figure 6, une succession de coupes

du tube antérieur par un plan horizontal, à douze époques consécutives, de 0,189 ms à 0,556 ms après le début de l'impact, permettant ainsi de visualiser la propagation de la vibration. (Une distorsion des échelles des déplacements a été opérée sur les graphiques afin de les rendre plus lisibles : le rapport entre les échelles des déplacements le long des deux piedroits est égal à 5,3).

. La propagation de la vibration le long du tunnel peut être grossièrement décrite par une succession d'élargissements et de rétrécissements, la partie "côté tir" se déplaçant radialement avec une amplitude environ 10 fois supérieure à celle de la

partie opposée.

. Le front d'onde se propage avec une vitesse apparente  $C = 1460$  m/s. Cette vitesse est voisine de la célérité  $C_T$  des ondes transversales dans le matériau ( $C_T = 1560$  m/s), la propagation par ondes longitudinales n'apparaît pas, compte tenu de la sensibilité de la chaîne de mesure, nécessaire à l'analyse du phénomène. L'essentiel de l'énergie vibratoire se propage donc le long du tunnel à une célérité voisine de celle des ondes transversales.

. Un état de phase déterminé, par exemple le maximum d'élargissement du tube, se propage à une célérité apparente nettement

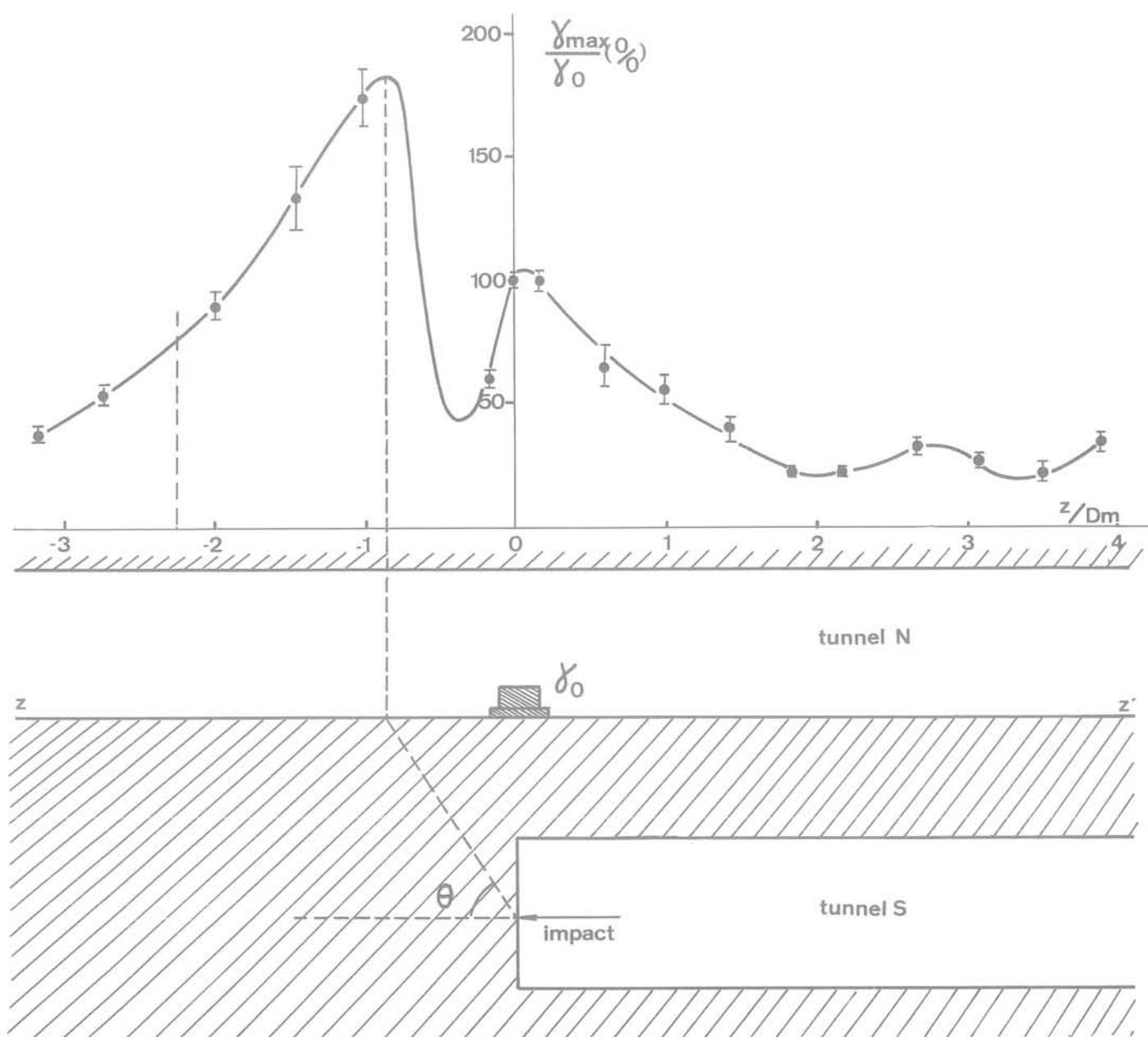


Fig.4 - Evolution de l'accélération maximale  $\gamma_{max}$  le long du piedroit ZZ'

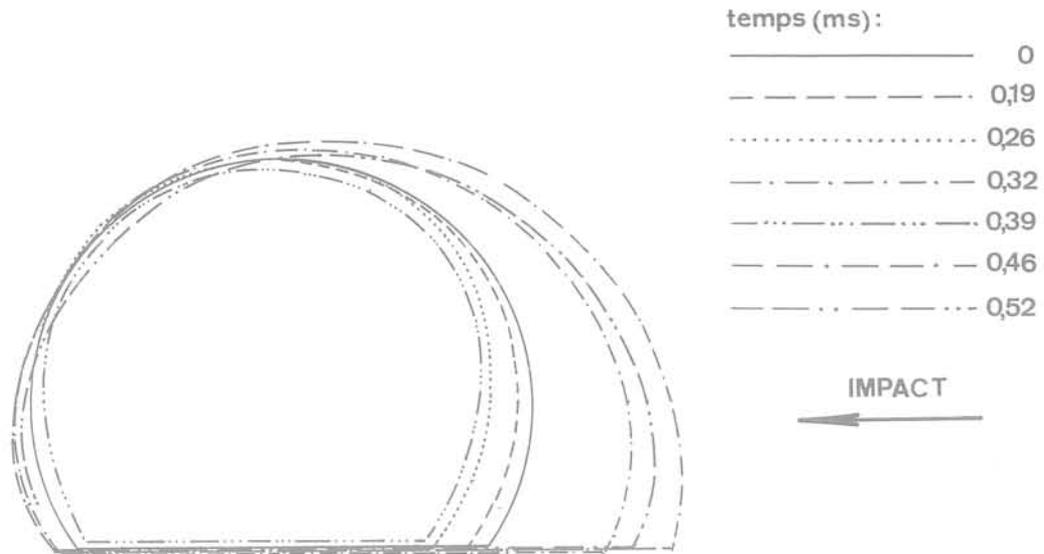


Fig.5 - Mouvement (radial) de la section au droit du tir  
Echelle des déplacements : 1 cm = 0,16  $\mu$ m.  
Impact de référence.

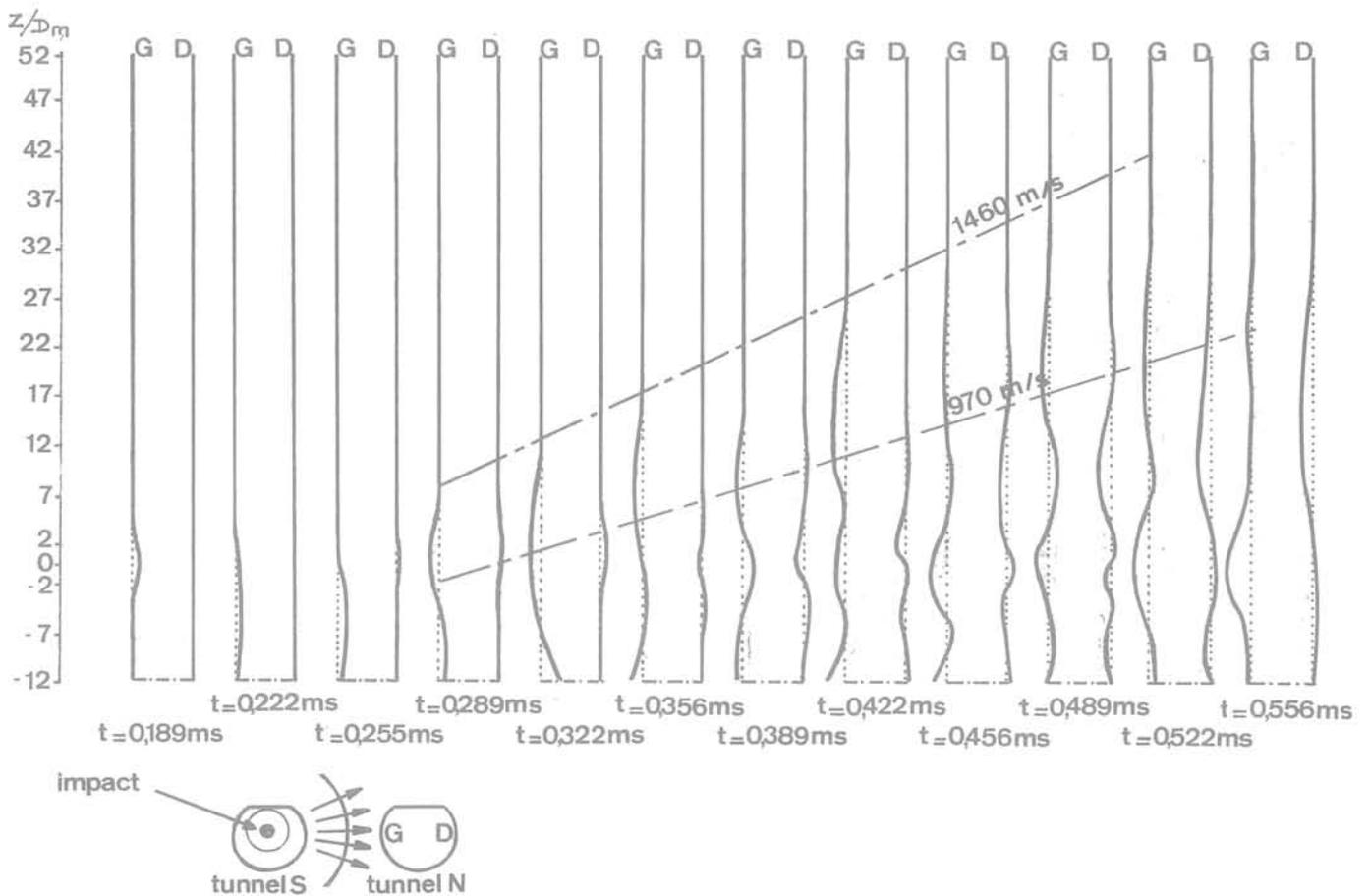


Fig.6 - Configuration déformée du tube Nord, coupe au niveau des piedroits. Echelle des déplacements :  
côté tir : un déplacement égal à un diamètre de tube,  
lu sur la figure, représente 0,8  $\mu$ m  
côté opposé : échelle 5,3 fois plus grande.

inférieure, de l'ordre de 950 à 1000 m/s.

#### 4) Corrélation avec des essais in situ

A partir de mesures de vibrations, effectuées sur le site du tunnel de Ricard, il a été possible de sélectionner un enregistrement de vibration correspondant à la disposition géométrique de la maquette et des capteurs.

Les caractéristiques de la vibration enregistrée sont les suivantes :

fréquence modale.....  $F_S = 70$  Hertz

déplacement maximum....  $u_S = 53 \mu\text{m}$

vitesse particulaire...  $v_S = 2,35$  cm/s

accélération maximale..  $\gamma_S = 1,05$  g.

Compte tenu de la fréquence de la vibration engendrée par l'impact sur la maquette et des équations (1) et (2), les caractéristiques homologues sur le modèle sont alors les suivantes :

$F_m = 6.600$  Hertz

$u_m = 56.10^{-2} \mu\text{m}$

$v_m = 2,35$  cm/s

$\gamma_m = 99$  g.

Or l'expérimentation en laboratoire conduit au résultat suivant :

$u_m = 38.10^{-2} \mu\text{m}$

pour  $\gamma_m = 99$  g.

Compte tenu de la dispersion qui caractérise les mesures in situ, cet accord semble suffisant et confirme, du moins grossièrement, la validité de l'approche sur modèle expérimental.

#### CONCLUSION

1) L'approche par modèle expérimental permet, à condition de respecter les lois de similitude de l'élastodynamique, l'étude en laboratoire d'un problème de propagation de vibration.

2) Il semble possible de simuler les effets vibratoires de l'explosif par impact mécanique et de quantifier l'intensité de la vibration : ainsi l'impact de référence défini précédemment correspond sensiblement, à l'échelle de la maquette, aux tirs de creusement du tube du tunnel de Ricard.

3) Dans cette configuration la vibration du tube antérieur est maximale en un point du piedroit le plus proche du tir, situé à une distance du front de taille égale à un diamètre de tube.

4) L'énergie vibratoire se propage le long du tube avec une célérité proche de celle des ondes transversales.

5) Le mouvement du tube sous l'effet de la vibration est complexe et se traduit grossièrement par la propagation longitudinale d'une succession d'élargissements et de rétrécissements.

6) Si le modèle proposé permet d'analyser le mouvement de la structure sous l'effet d'un impact, il n'a pas la prétention de représenter la complexité des phénomènes liés à la structure du terrain et au déroulement de la volée d'abattage : l'impact ne peut simuler que le tir des mines tirées au retard zéro mais non celui des mines ultérieures qui composent la salve de la volée.

7) La référence aux lois d'amortissement de la vibration du type  $z^{-m}$  ( $z$  : distance au tir) apparaît illusoire au voisinage immédiat du front de taille : en particulier, l'effet "axial" du plan de tir se traduit par une dissymétrie de la vibration par rapport au plan du front de taille

#### REFERENCES

MANDEL J.  
Mécanique des milieux continus, cours de l'Ecole Polytechnique.

SAKURAI S. and KITAMURA Y., (1977)  
"Vibration of tunnel due to adjacent blasting operations"  
in "Field Measurements in Rock Mechanics", vol 1, ZURICH

Nous tenons à remercier SCETAUROUTE, Agence du Sud-Est, ESCOTA qui s'est participé au financement de cette étude.

# analyse des vibrations engendrées par le pilonnage dynamique

par  
**P. Allard**

Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées, Aix-en-Provence

RESUME - Des mesures de vibrations ont été réalisées au cours d'opérations de pilonnage sur le terre-plein de Fontvieille, en Principauté de MONACO. Les principaux ouvrages ayant fait l'objet de mesure sont : un complexe sportif fondé sur semelles superficielles ; une digue constituée par des caissons en béton remplis de sable et reposant sur un remblai rocheux ; des immeubles de 2 à 10 étages fondés sur le substratum.

Des mesures ont été réalisées avec : des géophones dont la fréquence propre de résonance est 4,5 Hz ; des accéléromètres à très haute sensibilité ( 1 V/m/s<sup>2</sup> sur une gamme de fréquence de 0,1 à 1.000 Hz).

Des enregistrements sur bandes magnétiques ont permis de réaliser une analyse approfondie des vibrations : amplitude en fonction du temps et analyse spectrale sur 400 bandes de fréquences de largeur de 0,25 à 1,25 Hz chacune.

Ces mesures mettent en évidence que le pilonnage engendre dans le remblai des vibrations sur une plage de fréquence qui n'excède pas une quarantaine de hertz ; les fréquences prédominantes se situent sur la gamme de 4 à 8 Hz ; l'atténuation des vibrations au cours de propagation dans le matériau, est à peu près uniforme en fonction de la fréquence sur la plage de 2,5 à 8 Hz par contre, l'atténuation est croissante avec la fréquence entre 8 et 40 Hz.

Une construction fondée superficiellement oscille préférentiellement suivant une direction verticale à des fréquences voisines de 1 Hz. Des constructions fondées sur le substratum sont affectées par les vibrations de fréquences supérieures à 5 Hz, avec des caractéristiques de vibrations comparables selon les directions horizontale et verticale .

## INTRODUCTION

Les remblais du terre plein de Fontvieille en principauté de Monaco sont compactés par pilonnage intensif, avec une masse de 17 tonnes lâchée d'une hauteur de 25 m.

La chute sur le remblai d'une telle masse constitue une source de vibrations qui se propagent dans le remblai et viennent solliciter des constructions et des ouvrages avoisinants.

Nous nous intéressons en particulier à 3 types d'ouvrages de nature très différentes :

- un ensemble sportif situé sur domaine public du terre plein de Fontvieille
- la digue du bord de mer
- les immeubles du boulevard du bord de mer, les plus proches

Les mesures ont été réalisées soit pour le compte du Service des Travaux Publics de Monaco, soit pour le compte de la Société "Techniques Louis MENARD" adjudicataire des travaux de compactage, dans le but de s'assurer que les vibrations engendrées par le pilonnage ne menacent pas la pérennité des ouvrages.

Notons sur ce point que toutes les opérations de compactage réalisées depuis avril 1979, tant sur le domaine public, que sur le domaine privé ont été menées en toute sécurité.

Dans l'exposé qui suit nous n'aborderons qu'un aspect particulier des phénomènes de vibrations, il s'agira de la plage de fréquence des phénomènes de vibrations en fonction des distances au point d'impact .

Nous étudierons également la fonction de transfert sur quelques dispositifs.

## LES CAPTEURS

### Les géophones

Les géophones sont des capteurs qui émettent une tension électrique proportionnelle à la vitesse particulière de vibration.

Un géophone sera utilisé sur une plage de fréquence située au-dessus de sa fréquence propre de résonance et jusqu'à 200 ou 300 Hz.

Les géophones les plus couramment utilisés ont une fréquence de résonance de 4,5 Hz

La réponse des géophones ainsi utilisés est constante à 10 % près sur une plage de fréquence de 5 Hz à environ 200 Hz.

### Les accéléromètres

Les accéléromètres sont utilisés sur une plage de fréquence située au-dessous de leur fréquence propre de résonance.

Les accéléromètres utilisés ont une sensibilité de 1 Volt/m/s<sup>2</sup> sur une plage de fréquence de 0,1 Hz à 1 KHz.

## L'ENREGISTREMENT DES SIGNAUX

Les signaux électriques délivrés par les capteurs sont acheminés vers un enregistreur magnétique analogique 7 pistes modulation de fréquence. La bande passante utilisée est de 0-1250 Hz avec une dynamique d'enregistrement de 52 dB.

## ANALYSE DES SIGNAUX DE VIBRATIONS

L'élément principal de la chaîne est constitué par un analyseur de fréquences basé sur la transformation de Fourier.

La représentation la plus courante d'un signal est de la forme  $y = f(t)$ .

La variable indépendante  $t$  est la durée qui s'écoule. A cette représentation, en fonction du temps, on peut faire correspondre une représentation-fréquences de la forme  $y = F(N)$  dans laquelle la variable indépendante est la fréquence dont la dimension est l'inverse d'un temps.

Ces 2 représentations d'un signal sont reliées entre elles par une relation mathématique appelée transformation de Fourier.

La fonction  $Y = F(N)$  est le spectre du signal.

L'analyseur utilisé (Spectral Dynamic SD 345) calcule la Transformation de Fourier sur 1.024 points, avec une fréquence d'échantillonnage du signal égale à 2,56 fois la fréquence pleine échelle. La résolution est de 400 canaux de fréquences.

Nous réaliserons dans certains cas des opérations d'intégration ou de différenciation de spectres afin de passer des accélérations aux vitesses ou inversement.

Afin d'avoir la relation de 2 spectres, nous réaliserons également quelques calculs de rapport de spectres.

Une fiche d'analyse du signal comporte en général deux diagrammes :

- le diagramme supérieur représente le signal en fonction du temps (déplacement, vitesse ou accélération).
- le diagramme inférieur représente le spectre de fréquence avec :

en abscisse ( $X$ ), les 400 bandes de fréquence,

en ordonnée l'amplitude sur chaque bande d'analyse en échelle logarithmique.

La dernière colonne à droite du spectre représente le niveau efficace sur l'ensemble du spectre.

En bas de chaque fiche on peut lire les coordonnées  $X$  et  $Y$  d'un point sélectionné soit sur le signal temps, soit sur le spectre. Le point est repéré par un petit carré noir sur le diagramme concerné.

Pour caractériser un signal et son spectre de fréquence, nous proposons les paramètres suivants :

- amplitude zéro-crête maximale du signal-temps,
- fréquence d'amplitude maximale sur le spectre
- amplitude sur le canal de fréquence correspondant
- plage de fréquence de part et d'autre du canal d'amplitude maximale pour des niveaux compris entre 0 et -6 db sous l'amplitude maximale du spectre ; c'est-à-dire les canaux de fréquence présentant une amplitude au moins égale à 50 % de l'amplitude maximale du spectre.

## PLAGE DE FREQUENCES DES VIBRATIONS ENREGISTREES SUR UN BATIMENT DU COMPLEXE SPORTIF

Le bâtiment est constitué par une ossature métallique fondée sur des semelles filantes superficielles.

Le bassin de la piscine, est mécaniquement indépendant du bâtiment. Il repose sur un radier superficiel en béton.

La disposition géométrique des points de mesure et des points d'impact est présentée sur la figure 1.

Les capteurs A, K et C sont scellés sur la semelle de fondation au pied de 2 piliers d'angle suivant la diagonale NW - SE.

Les capteurs F et J, sont scellés au pied du bassin dans l'angle SW.

Les capteurs A, C et F sont des ensembles tridirectionnels de 3 géophones de fréquence de résonance 4,5 Hertz.

Les capteurs K et J sont des éléments d'accéléromètres.

L'axe de sensibilité est vertical pour le capteur K ; et horizontal Est-Ouest pour le capteur J.

Avant le démarrage du compactage une tranchée d'environ 2 mètres de profondeur a été creusée en limite de la zone à compacter du côté du complexe sportif.

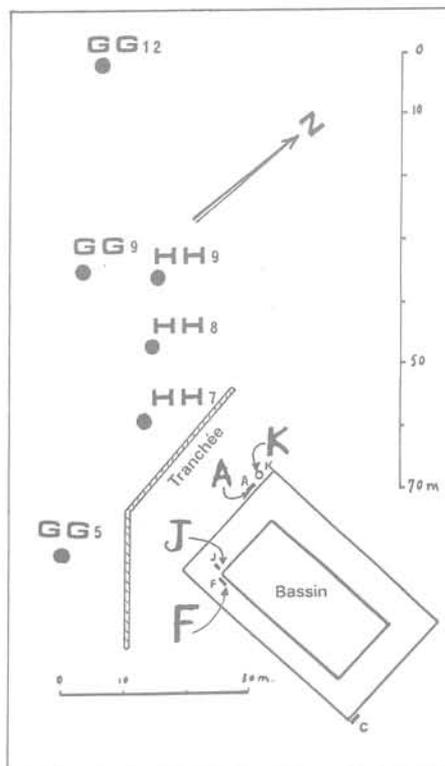


Fig. 1

Afin de sélectionner au mieux la bande totale d'analyse, nous prendrons les signaux détectés sur les accéléromètres K et J, pendant le pilonnage au point GG5. Les fréquences élevées, étant généralement celles qui donnent les niveaux d'accélération les plus élevés nous aurons l'assurance de sélectionner une plage de fréquence qui renferme le maximum d'informations.

Notons que dans le dispositif de mesure, les capteurs K et J sont distants respectivement de 35 m et 25 m du point d'impact. La tranchée est d'autre part, interposée sur l'axe des trajectoires.

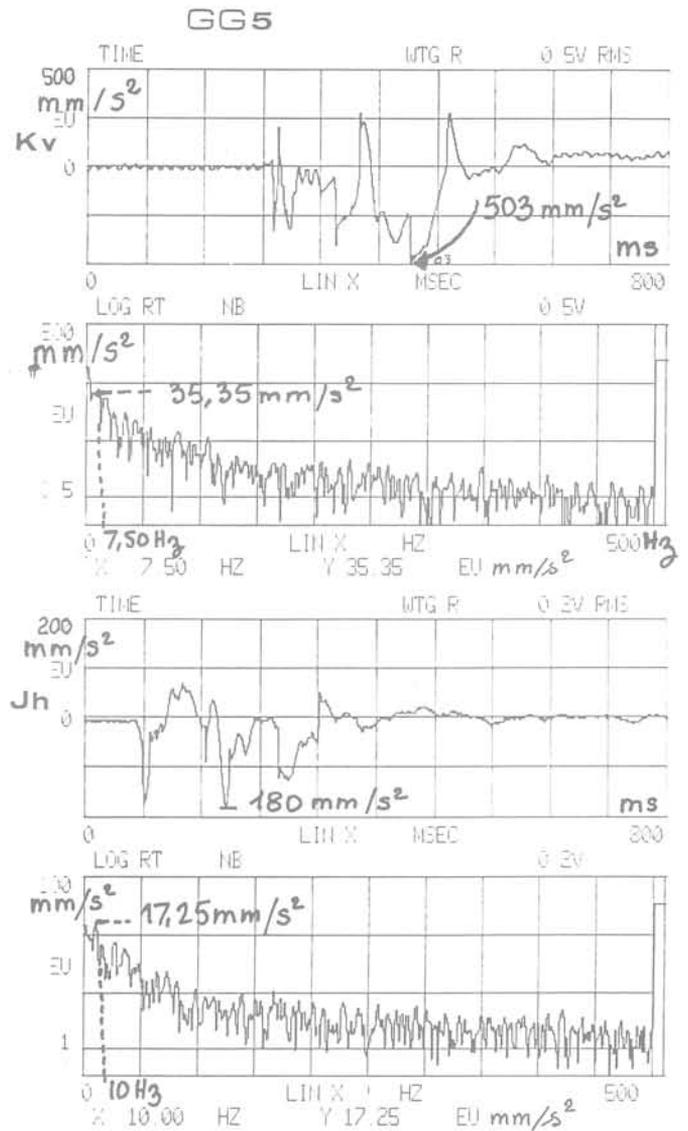


Fig. 2

Analyse sur 400 canaux de 1,25 Hz chacun, des signaux d'accélération sur une largeur totale de bande de 0 à 500 Hz.

- Sur les signaux temps on note des accélérations zéro-crête maximale de 503 mm/s<sup>2</sup> sur Kv et de 180 mm/s<sup>2</sup> sur Jh.

- Sur les spectres on observe une décroissance des niveaux lorsque la fréquence augmente. Par rapport au canal d'amplitude maximale l'analyse sur une largeur totale de bande 0-50 Hz nous permettra d'obtenir le spectre avec une dynamique au moins égale à 20 dB en accélération sur les spectres. La dynamique sur le spectre de vitesse sera a fortiori supérieure.

Examinons par exemple le signal détecté sur le géophone vertical du capteur A (Av), ainsi que le spectre de déplacement obtenu par intégration, pour un impact sur le point GG 12, situé à 73 m du capteur A, sans que la tranchée ne soit interposée sur la trajectoire (fig.3).

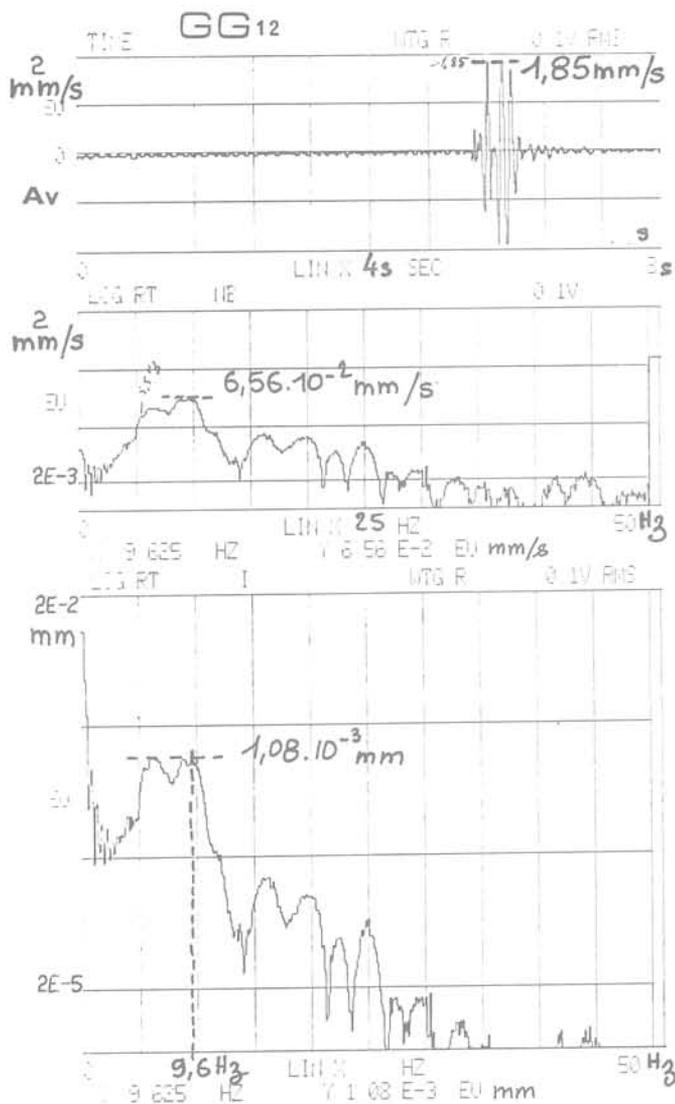


Fig. 3

Analyse sur 400 canaux de 0,125 Hz chacun du signal vitesse sur une largeur totale de bande de 0 - 50 Hz.

On observe :

- sur le signal temps une vitesse maximale zéro - crête de 1,85 mm/s,
- sur le spectre de ce signal, une raie d'amplitude maximale  $y = 6,52 \cdot 10^{-2}$  mm/s efficace sur le canal  $x = 9,625$  Hz.

La valeur efficace sur la bande 0 - 50 Hz est de 0,26 mm/s.

On observe une décroissance importante des raies du spectre au-dessous de 5,5 Hz, ce qui est en contradiction avec les spectres d'accélération observés précédemment.

Cette décroissance sur le spectre des vitesses est en fait la traduction de la courbe de réponse des géophones au-dessous de leur fréquence de résonance. Les géophones d'un modèle courant, qui ont ainsi été utilisés ne nous donnent qu'une information partielle sur le signal transmis dans le remblai lors du pilonnage dynamique. Le spectre de déplacement met très nettement en évidence que les déplacements sont essentiellement provoqués par les fréquences inférieures à 10 Hz. Sur le canal  $x = 9,625$  Hz, on note :

- une vitesse maximale sur le spectre  $y = 0,065$  mm/s efficace soit près de 0,1 mm/s zéro-crête,
- un déplacement efficace de 1 micron.

#### SPECTRES OBTENUS SUR UNE MEME VIBRATION PAR DIFFERENTES TECHNIQUES

Examinons les signaux détectés simultanément par le géophone vertical AV et l'accéléromètre vertical KV, pendant le pilonnage sur le point GG5. Pour faciliter la comparaison des spectres nous prendrons le canal 7 Hz comme repère (fig. 4).

Spectre supérieur : spectre d'accélération obtenu par différenciation du spectre du signal vitesse délivré par un géophone dont la fréquence propre de résonance est de 4,5 Hz.

Spectre intermédiaire : spectre d'accélération sur le signal délivré par un accéléromètre de sensibilité constante sur toute la bande de fréquences.

Spectre inférieur : spectre de vitesse obtenue par intégration du spectre d'accélération KV montré au-dessus.

Observations : Au-dessous de 6 Hz les spectres AV et KV ne sont pas comparables, en raison des caractéristiques même des capteurs. Le niveau d'accélération maximal est obtenu entre 0,5 Hz et 1 Hz pour KV.

Au-dessus de 6 Hz l'allure générale des spectres est comparable. Les niveaux obtenus par différenciation sur AV sont légèrement supérieurs à ceux obtenus sur l'accéléromètre KV pour les canaux de fréquence compris entre 5 et 10 Hz. Sur le canal de fréquence centrale 7 Hz on note par exemple :

$$\begin{aligned} \text{sur le capteur AV : } Y &= 6,21 \text{ mm/s}^2 \\ \text{sur le capteur KV : } Y &= 4 \text{ mm/s}^2 \end{aligned}$$

Entre 10 et 12,5 Hz les niveaux sont identiques.

Au-dessus de 12,5 Hz les 2 spectres oscillent l'un par rapport à l'autre. Le spectre de vitesse obtenu par intégration du spectre d'accélération KV met en évidence que les niveaux de vitesses de vibrations vont en augmentant vers les basses fréquences.

Sur le canal 1 Hz on observe une vitesse de vibration d'environ 2 mm/s alors que sur le canal 5 Hz, cette vitesse n'est que 0,1 mm/s.

**Conclusion :** Les vibrations engendrées par le pilonnage dynamique sur les semelles de fondations superficielles d'un bâtiment présentent un spectre de fréquences, dont les niveaux augmentent vers les basses fréquences. La plage de fréquences pour une étude complète de ces vibrations doit être d'au moins 0,5 Hz à une cinquantaine de Hertz.

Les accéléromètres à haute sensibilité permettent de couvrir sans problème cette plage de fréquences.

#### ETUDE DES FREQUENCES DE VIBRATIONS SUR LES MATERIAUX D'UN CORPS DE DIGUE

Le profil ci-dessous (fig.5) montre les positions des capteurs et du point d'impact.

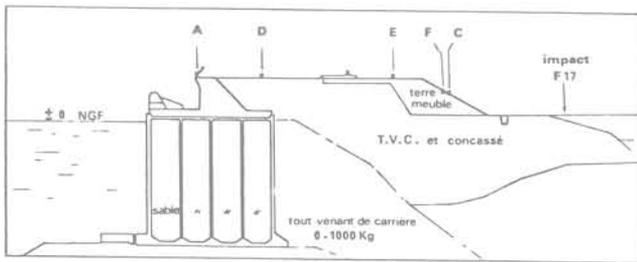


Fig. 5

Le point d'impact F 17 est situé à environ 15 mètres des capteurs C et F les plus proches et à environ 45 mètres du capteur A le plus éloigné, en corniche de la digue en béton.

Le tableau qui suit donne les caractéristiques principales des signaux émis par 2 capteurs tridirectionnel à géophones A et C et 3 accéléromètres D - E et F.

Capteurs	Ampl. maxi f (t)	Fréq. Ampl. maxi. spectre	Plage de fréquences - 6 dB	
			mini	maxi
H1	1,7 mm/s	5,5 Hz	5	8
A H2	0,4	7,5	3,75	8,75 Hz
V	1,2	6	4	8 Hz
H1	10,6 mm/s	8,8 Hz	5	18,5 Hz
C H2	62,4	13,25	2,4	22,5
V	56,2	12	7	27
H1	0,66 m/s <sup>2</sup>	12,5	8,5	19,5 Hz
D H2	0,53 m/s <sup>2</sup>	12,4	9,25	18,5
V	0,15 m/s <sup>2</sup>	15,7	7,25	20,5
E V	4,1 m/s <sup>2</sup>	16,5 Hz 19,5	9,5	24,5 Hz
F V	6,8 m/s <sup>2</sup>	20 Hz	10,5	36 Hz

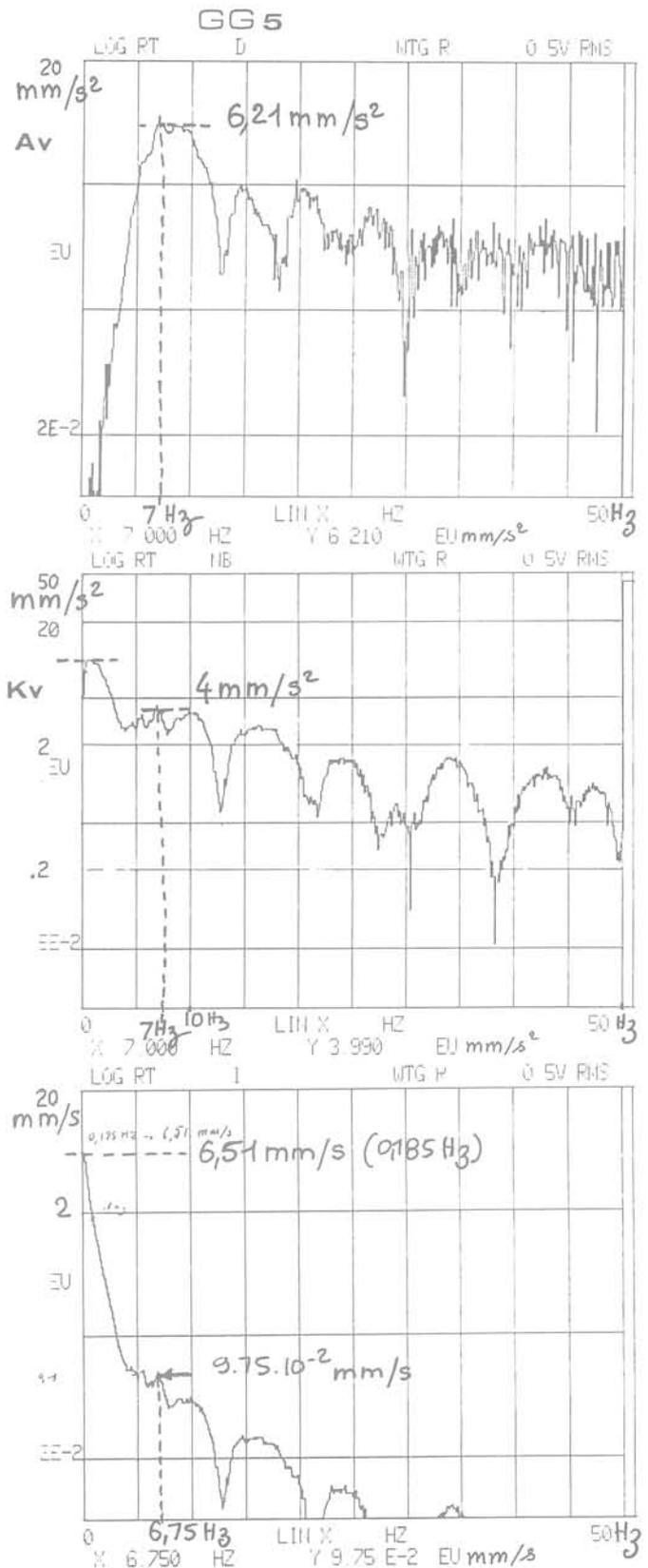


Fig. 4

Les vibrations enregistrées sur la digue (capteur A) sont principalement contenues dans une gamme de fréquences de 4 à 8 Hz.

Sur les capteurs les plus proches du point d'impact, nous observons une gamme de fréquences plus étalée, avec en particulier sur le géophone CH2 une plage de fréquences de 2,4 Hz à 22 Hz.

**Conclusion :** Les enregistrements réalisés sur les matériaux de la digue, montrent que le pilonnage engendre des vibrations sur une plage de fréquence principalement comprise entre 2,5 Hz et une trentaine de Hertz. Nous ne retrouvons pas les fréquences très basses de 0,5 à 1 Hz enregistrées sur les semelles de fondation du complexe sportif.

Des mesures analogues réalisées au pied des immeubles du boulevard du bord de mer, montre que les fréquences d'amplitude maximale vont de 6,25 à 8,75 Hz. Les plages de fréquence à -6 dB sous les niveaux maximaux vont de 5 à 7,5 Hz pour les basses fréquences à 7,5 à 25 Hz pour les fréquences les plus élevées. Ces fréquences ont été déterminées tant avec des géophones qu'avec des accéléromètres.

#### ANALYSE DE LA FONCTION DE TRANSFERT SUR DIFFERENTS DISPOSITIFS DE MESURES

Pour effectuer une telle analyse nous prendrons les signaux détectés par 2 capteurs situés sensiblement dans la même direction par rapport à un point d'émission.

La fonction de transfert sera représentée par le rapport des spectres des vibrations détectées par les 2 capteurs pour un même impact.

#### cas : Impact GG12 - Capteurs Av et Cv

Ces 2 capteurs verticaux sont scellés sur des structures analogues du bâtiment du complexe sportif (semelle de fondation superficielle).

La figure 8 ci-après représente :

- Les spectres des vibrations détectées par les géophones verticaux A et C distants respectivement de 72 et 115 m de l'impact GG12.

- La fonction de transfert obtenue par le rapport entre les 2 spectres.

Les 2 spectres présentent les niveaux les plus élevés entre 5 et 12 Hz.

Entre 0 et 20 Hz, on observe une atténuation croissante avec la fréquence. Les pics d'atténuation maximale se situent vers 12 Hz et 18 Hz.

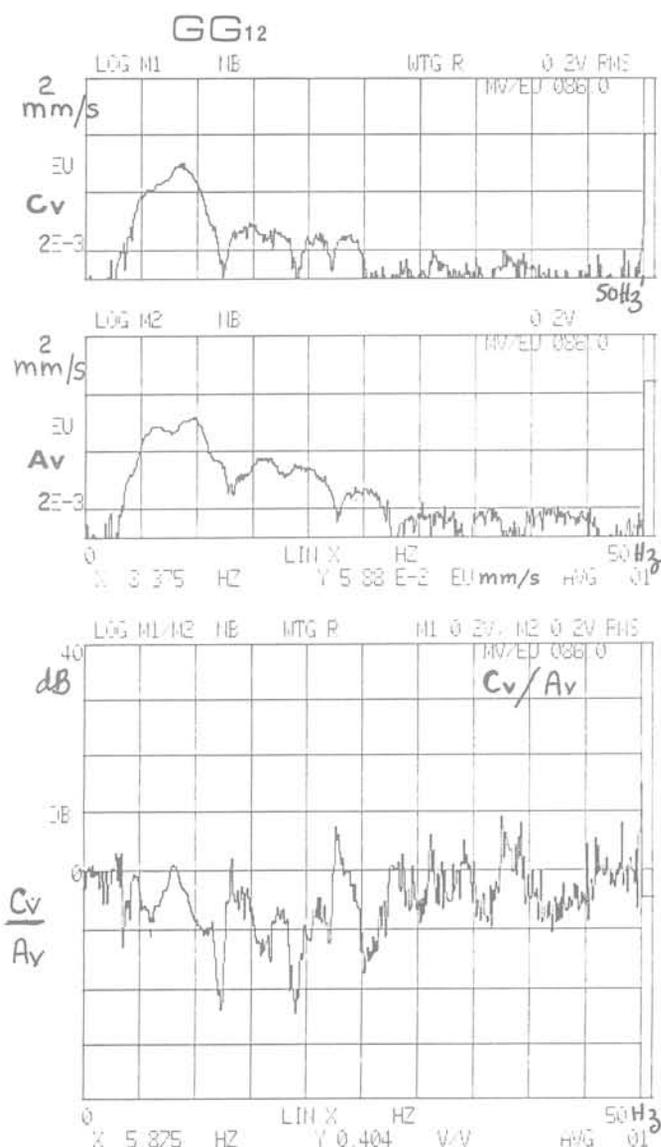


Fig. 8

On note par contre une amplification de 2 à 3 dB sur les fréquences de 8 Hz et 13 Hz.

A 23 Hz l'amplification est plus forte 6 à 7 dB, mais sur des niveaux relativement bas du spectre.

Au delà de 25 Hz les niveaux sont trop faibles par rapport au bruit éventuel pour donner une information fiable.

#### cas : Mesure sur le corps de digue (fig.10)

Accéléromètres F et E situés respectivement à 15 m et 22 m de l'impact F17.

Observons que, dans ce cas, où les capteurs ne sont solidaires que du terrain, à l'exclusion de toute structure, la fonction de transfert ne présente pas de pics accentués,

comme nous l'avions observé sur le complexe sportif. Nous ne prendrons pas en considération les fréquences inférieures à 5 Hz, dont les niveaux représentés sur les spectres sont liés à des caractéristiques de la chaîne de mesure et non au phénomène de vibrations. Entre 5 et 8 Hz on note une fonction de transfert sensiblement égale à 1.

Entre 8 et 40 Hz, on observe globalement une atténuation de 13 dB soit 0,4 dB/Hz. Au dessus de 40 Hz, les niveaux du spectre  $E_v$  sont trop faibles pour pouvoir apprécier la fonction de transfert.

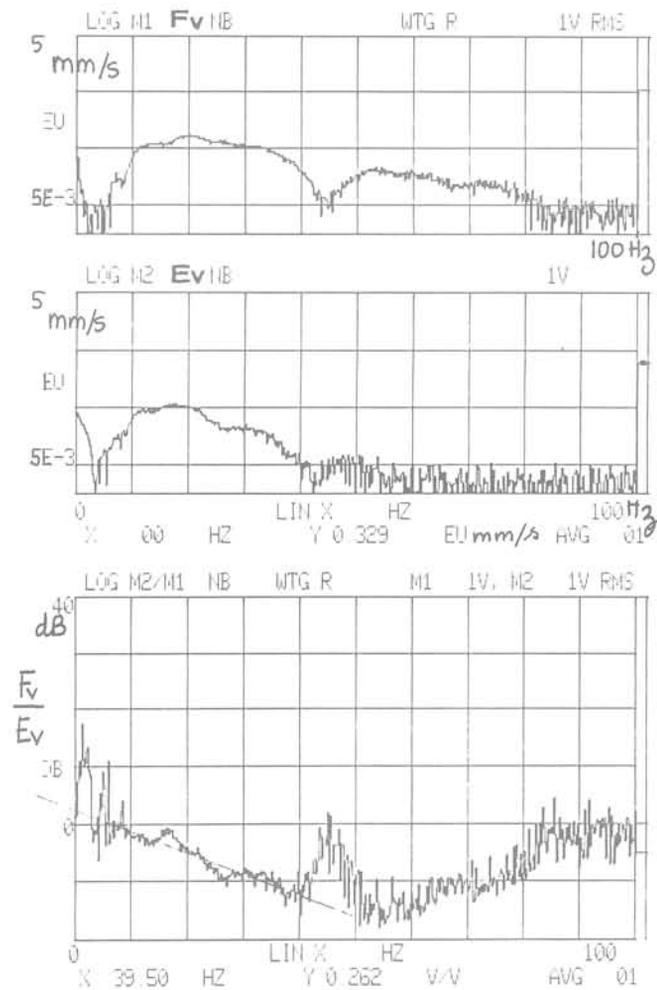


Fig. 10

**Conclusion :** Sur les différents dispositifs étudiés, nous retiendrons :

- une atténuation générale des niveaux de vibration lorsque les fréquences augmentent entre 8 Hz et 40 Hz ;

- dans le cas où le dispositif est solidaire d'une structure qui repose sur le remblai, on observe par rapport à cette pente moyenne des pics de fréquences caractéristiques. Ainsi sur le complexe sportif on notera une transmission préférentielle sur des fréquences voisines de 15 Hz et un filtrage sélectif des fréquences voisines de 25 Hz ;

- dans le cas où le dispositif n'est solidaire que du terrain, l'atténuation est régulièrement croissante en fonction de la fréquence, elle est estimée à 0,4 dB/Hz entre 8 et 40 Hz.

Entre 2,5 et 8 Hz l'atténuation semble indépendante de la fréquence.

### CONCLUSIONS GENERALES

Le compactage dynamique donne naissance dans le corps de remblai à des vibrations qui se propagent sur une gamme de fréquences de 2,5 Hz à 40 Hz.

La propagation de la vibration, s'effectue avec une atténuation, indépendante de la fréquence entre 2,5 et 8 Hz, et croissante avec la fréquence entre 8 Hz et 40 Hz.

Les vibrations suivant des axes horizontaux sont souvent prédominantes, et sur une gamme de fréquences souvent très légèrement inférieure à celle des vibrations verticales.

Sous l'effet de ces vibrations une construction fondée superficiellement sur le matériau peut osciller à des fréquences voisines de 1 Hz préférentiellement suivant une direction verticale.

La fonction de transfert entre deux points d'une telle construction présente des fréquences singulières, qui modifient notablement la fonction de transfert dans le matériau.

Des immeubles dont les fondations sont ancrées dans le substratum, à proximité de la zone compactage, sont affectés au niveau des fondations par des vibrations sur une plage de fréquences qui ne descend pratiquement pas au dessous de 5 Hz. Les sollicitations horizontales et verticales sont analogues.

Au cours du pilonnage en un point donné, on n'observe pas une évolution notable des caractéristiques du phénomène de vibrations dans le matériau.

# vibrations engendrées par le compactage dynamique

par  
**P. Liausu**

Techniques Louis Ménard S.A.

## RESUME -

La méthode d'amélioration des sols par compactage dynamique repose sur la transmission de chocs de forte énergie au terrain, chocs qui vont aussi engendrer des vibrations aux ouvrages éventuellement avoisinants. Par analyse de mesures effectuées sur un certain nombre de chantiers, cet article met en évidence des lois d'atténuation de ces vibrations, permettant ainsi d'estimer à l'avance le niveau de sollicitation des ouvrages situés à proximité de la zone à compacter.

## INTRODUCTION

Depuis plus d'une dizaine d'années maintenant, la consolidation dynamique est de plus en plus fréquemment employée comme méthode de densification des sols. Son principe de base consiste à transmettre des chocs de forte énergie à la surface d'un sol initialement compressible, afin d'en améliorer en profondeur les caractéristiques mécaniques. En pratique, il s'agit de laisser tomber en chute libre d'une hauteur de l'ordre de 15 à 20 mètres (voire 30 mètres) une masse pesante de 10 à 30 tonnes, selon un programme bien défini en fonction du site à traiter et de l'ouvrage futur. Cette opération va donc engendrer des vibrations dans les ouvrages éventuels situés à proximité du terrain à compacter.

Le présent article fait la synthèse et l'analyse de mesures réalisées sur une dizaine de chantiers exécutés en Rép.Féd.d'Allemagne où l'existence de normes bien précises quant aux vibrations admissibles a conduit à effectuer systématiquement une campagne de mesures lors du démarrage des travaux.

## RAPPEL SUR LES VIBRATIONS - NORMES

La chute du pilon à la surface du sol engendre l'apparition de plusieurs trains d'ondes.

De la nature du sol et en particulier de la disposition des différentes couches dépendent la vitesse de propagation, l'amortissement, l'importance des ondes réfléchies, etc ...

si bien que chaque chantier représente un cas particulier. Cependant, le schéma établi pour un massif élastique avec une vibration sinusoïdale entretenue nous fournit une représentation acceptable du phénomène; ainsi que le montre la figure n° 1, on peut distinguer trois types fondamentaux d'ondes

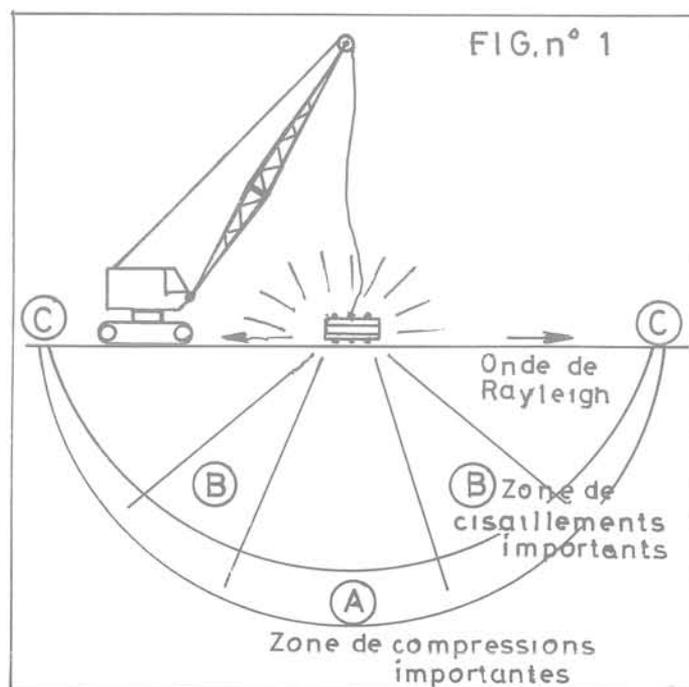


Fig. 1 Ondes engendrées par le choc

- l'onde de compression, dont la vitesse de propagation est la plus élevée et dont l'influence se fait sentir plus en profondeur qu'en surface (zone A)
- l'onde de cisaillement, la plus importante en ce qui concerne l'effet du compactage s'exerce surtout dans la zone B ("shear window")
- l'onde de Rayleigh, une onde d'interface sol-air (zone C), est inintéressante pour le compactage proprement dit, car elle ne va pas en profondeur, mais c'est celle qui va solliciter les ouvrages avoisinants. C'est la décroissance de cette onde qui sera étudiée dans les paragraphes suivants.

Trois paramètres permettent de caractériser une vibration :

- le déplacement en fonction du temps,
- la vitesse de vibration (ou vitesse particulaire),
- l'accélération du mouvement.

Dans le cas d'un mouvement périodique sinusoïdal, pour une fréquence donnée, la mesure de l'un des paramètres suffit, les 2 autres se déduisant par dérivation ou intégration très simple.

Les normes allemandes DIN 4150 (Sept. 75) fixent la vitesse particulaire résultante maximale admissible pour différents types de construction :

classe	ouvrage	Vr max.
1	Bâtiments industriels ou à usage d'habitation en bon état	8 mm/s
2	Bâtiments particulièrement rigides en bon état	30 mm/s
3	Bâtiments qui ne tombent pas dans les classes 1 et 2 ou particulièrement sensibles.	4 mm/s

$$\text{avec } V_r = (V_v^2 + V_{h1}^2 + V_{h2}^2)^{0.5}$$

Il existe bien sûr d'autres normes ou recommandations de présentations différentes, mais toutes convergent sur le fait que des vibrations induisant des vitesses particulières inférieures à 8 à 10 mm/s ne doivent pas causer de dommages aux bâtiments normaux concernés.

Il convient encore de remarquer que ces normes s'appliquent à des vibrations continues; le pilonnage engendre lui des vibrations répétées mais non continues, ce qui devrait permettre de relever sensiblement le seuil de tolérance.

#### DEROULEMENT DES MESURES

Appareillage - Toutes les mesures citées dans cet article ont été effectuées par des organismes spécialisés indépendants, (cf. références à la fin du texte) à l'aide de chaînes de mesures constituées de géophones ou accéléromètres capables d'enregistrer des vibrations dans la plage 1 - 80 Hz, d'un amplificateur et d'un dispositif d'enregistrement sur bandes magnétiques.

#### Caractéristiques des chantiers

chantier	ouvrage vérifié	sol
Breitscheid	pipeline	1,50 m remblai, sous-sol limoneux mou
Grassau		2,50 m gravier 3,50 m limon + tourbe, sous-sol gravier compact
Plochingen		7 m remblai ordure sous-sol marneux dur
Hanovre	maisons d'habitation	1,50 m remblai 5,50 m limon, sous-sol gravier compact
Cuxhaven	pylone haute tension	remblai, sous-sol limon+tourbe très mou
Forchheim	voie ferrée	6 m remblai ordure sous-sol dur
Reitmehring	maisons d'habitation	alluvions molles avec qqes. bancs de gravier.
Mainz	maisons d'habitation.	6 - 8 m remblai sous-sol limon compact
Landshut	maisons d'habitation entrepôts	8 m gravier sous-sol compact

RESULTATS

Vitesse particulaire Vr résultante en fonction de la distance au point d'impact d

Tous les résultats obtenus pour des énergies comparables de 200 à 300 t x m (poids x hauteur de chute) sont regroupés sur la figure n° 2.

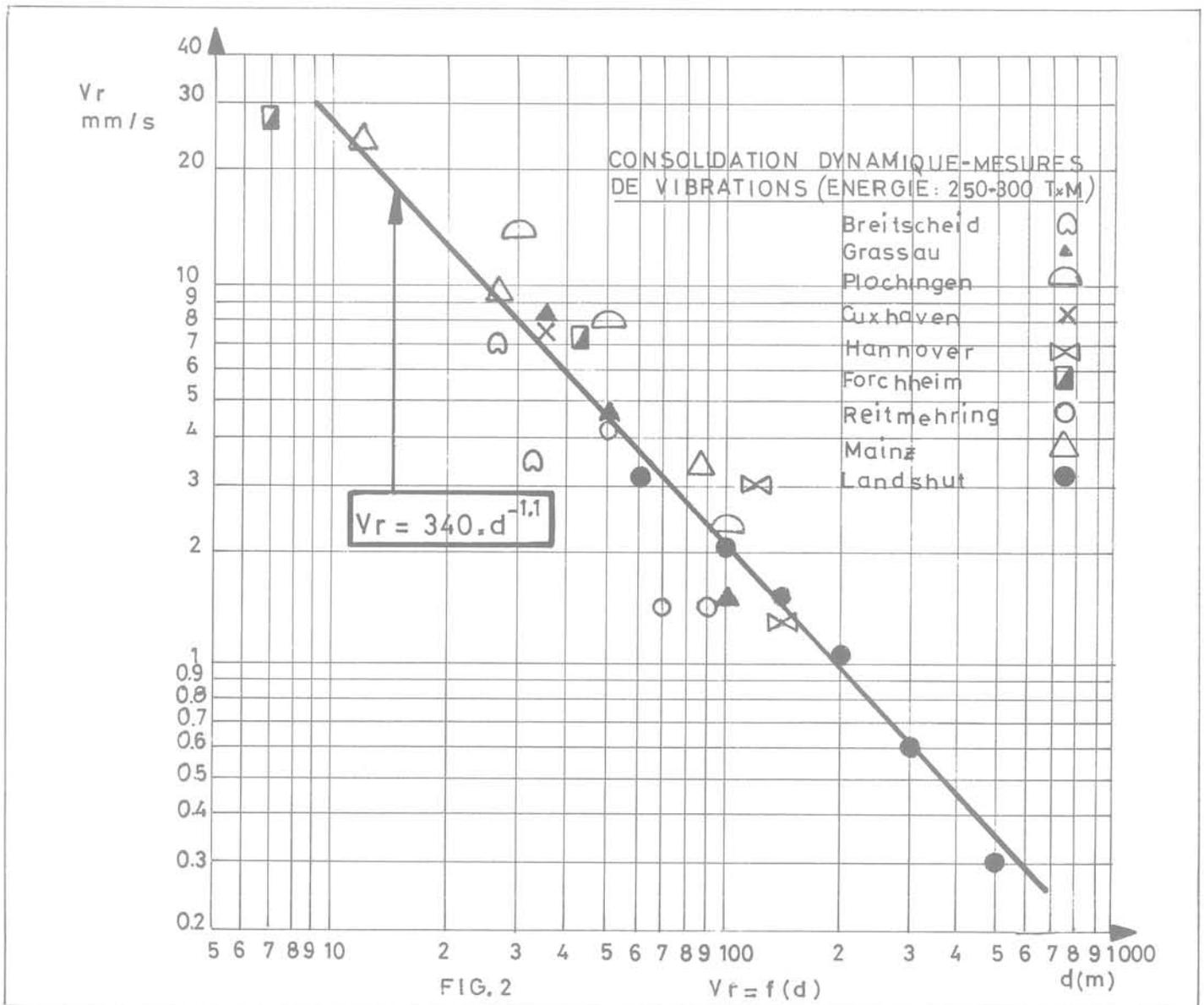


Fig. 2 Atténuation des vibrations en fonction de la distance

On peut constater un très bon alignement des points en coordonnées logarithmiques ce qui conduit à l'équation suivante obtenue par régression linéaire :

$$V_r = 340 \times d^{-1.1}$$

( $V_r$  en mm/s ;  $d$  en mètres)  
Le coefficient de détermination  $r^2$  étant égal à 0,89.

Vitesse particulière  $V_r$  résultante en fonction de l'énergie unitaire

Nous présentons quelques exemples de courbes sur la figure n° 3 :

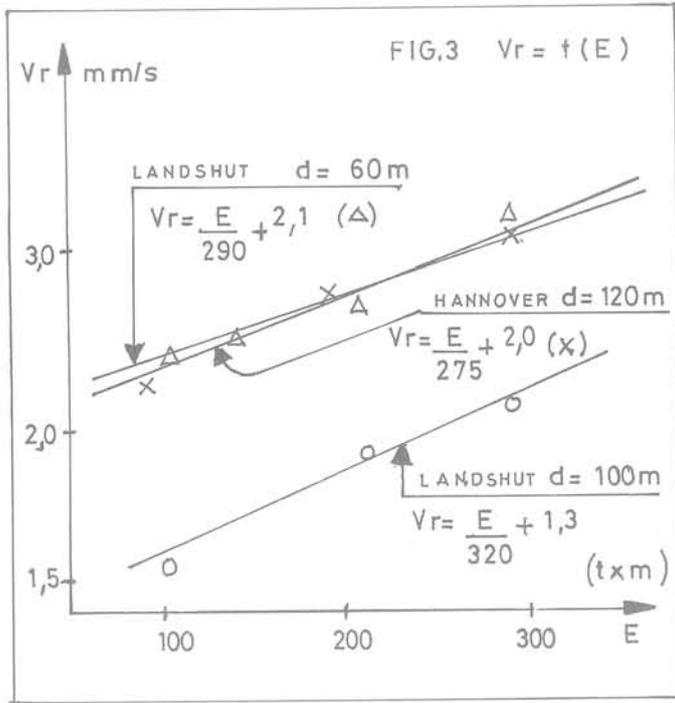


Fig. 3 - Atténuation des vibrations en fonction de l'énergie

Il est intéressant de noter que les courbes prennent l'allure de droites dont les pentes sont voisines

$$V_r = \frac{E}{A} + B$$

$E$  = énergie en  $t \times m$

Le coefficient  $A$  variant de 250 à 350  
Par exemple, pour une masse de 15 tonnes, une réduction de la hauteur de chute de 20 à 10 mètres diminuera  $V_r$  de 0,5 mm / s environ.

Etude de l'influence d'une tranchée

Les ondes de Rayleigh se propageant en surface du terrain, une tranchée de 1,50 à 2,50 m de profondeur permettra d'atténuer une partie de celles-ci.

La figure 4 présente les résultats obtenus sur le chantier de Plochingen.

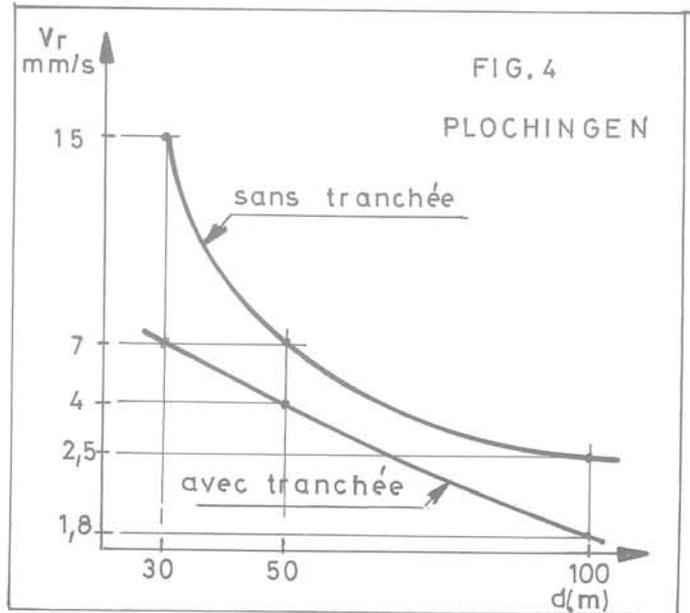


Fig. 4 - Influence d'une tranchée

La vitesse particulière est réduite dans une proportion de 40 à 50 % mais il faut préciser que cette atténuation n'est sensible qu'à proximité immédiate de la tranchée et qu'elle est susceptible de varier suivant les conditions locales.

CONCLUSION

Le résultat le plus intéressant de cette analyse est sans nul doute la courbe d'atténuation des vibrations en fonction de la distance (fig.2) - Les valeurs obtenues par l'équation sont susceptibles d'être légèrement majorées ou minorées suivant les conditions locales; cependant elles montrent que des ouvrages "normalement sensibles" situés à plus de 30 mètres du point d'impact ne doivent pas subir de dommages. ( $V_r < 8$  mm / s)

Les figures 3 et 4 montrent que sans jouer sur l'éloignement, dont on n'est pas toujours maître, les vitesses particulières

peuvent être réduites dans une plus petite proportion par la diminution de l'énergie unitaire et éventuellement par le creusement de tranchées anti-vibratiles.

#### Références

Barkan ,D.D. : Dynamics of base and foundations - New York Mac Graw Hill (1962)

Frank, A. und Varaksin S. : Verdichtung von Böden durch dynamische Einwirkung mit Fallgewichten über und unter Wasser - Bautechnik (Septembre 1977)

Landesgewerbeanstalt Bayern, Rapports de mesures de vibrations sur chantiers de consolidation dynamique (1978-79-80)

Ménard, L. La consolidation dynamique des sols de fondations - Annales ITBTP 1974 p 194 - 222

Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung Hannover - Rapports mesures vibrations "Hannover-Döhren" - Novembre 1979

Richart, F.E. Hall I.R. and Woods R.D. Vibration of soils and foundations Prentice Hall.

# fonçage et vibrations

par

**J. G. Siéffert**

E. N. S. M., Nantes

**Y. Riou**

E. N. S. M., Nantes

**RESUME** - Dans cette étude, les auteurs présentent l'essentiel des résultats expérimentaux obtenus en laboratoire au cours de vibrofonçages à fréquence élevée. L'analyse du bilan énergétique suivant la fréquence d'excitation dans le cas d'une palplanche met en évidence l'intérêt d'utiliser une fréquence de résonance correspondant à un ventre de vibration en tête. Des essais comparatifs entre un pieu et une palplanche ainsi que la mesure de la force de pointe dans le cas du pieu permettant d'expliquer les différences d'allure des courbes de fonçage et d'énergies fournies par un transfert plus rapide de la force de pointe à la force de frottement latéral pour la palplanche que pour le pieu.

## INTRODUCTION

Le fonçage dynamique des pieux et des palplanches est habituellement réalisé sur chantier soit par battage, soit par vibration à basse fréquence (quelques dizaines de Hertz au maximum). Pour sa part, le laboratoire de Génie Civil de l'E.N.S.M. a développé un procédé original utilisant des vibrations à fréquence élevée (1500 à 3000 Hz) fournies par un excitateur électromagnétique. Une expérimentation systématique en laboratoire menée par SIEFFERT (1974) a mis en évidence la possibilité d'obtenir des enfoncements efficaces par cette méthode à condition d'utiliser l'une des fréquences de résonance du système exciteur-pieu. Les travaux du même auteur concernant aussi bien l'analyse de l'influence de l'amortissement interne du pieu (1978) que l'étude théorique et expérimentale du cas particulier de la vitesse d'enfoncement nulle (1980) ont permis de conclure que parmi toutes les fréquences possibles, celle qui correspond à un ventre de vibration en tête de pieu devrait s'avérer la plus efficace.

L'objet de cette étude est de présenter l'essentiel des résultats expérimentaux relatifs aux puissances et aux énergies fournies à une palplanche et à un pieu dans le cas d'une vitesse d'enfoncement non nulle. On analysera en particulier deux aspects du problème : d'une part la comparaison du bilan énergétique suivant la fréquence d'excitation dans le cas de la palplanche, et d'autre part la différence de comportement entre le pieu et la palplanche. Le rappel des principaux résultats théoriques permettra de confronter l'expérience à la théorie.

## PRINCIPAUX RESULTATS THEORIQUES

Il n'est pas de notre propos d'exposer ici les développements mathématiques et l'ensemble des résultats théoriques qui en découlent et qui ont déjà été présentés par ailleurs par SIEFFERT (1980). Nous nous contenterons de rappeler les points essentiels.

La plus importante des hypothèses concerne le frottement latéral supposé du type sec. Les essais de fonçage ont été réalisés dans du sable sec qui est un matériau purement frottant. Il nous semble que c'est donc l'hypothèse la mieux adaptée aux caractéristiques du sol utilisé.

La forme de la solution se prête particulièrement bien à une résolution par ordinateur. Les résultats, dont nous ne présentons ici que l'aspect qualitatif, ont été obtenus en utilisant les valeurs numériques correspondant au matériel d'essai et qui sont précisées au paragraphe "dispositif expérimental". Dans le domaine de fréquence retenu, le système exciteur-palplanche possède deux fréquences de résonance  $N_2 = 1895$  Hz et

$N_3 = 2716$  Hz auxquelles il correspond respectivement quasiment un ventre et un noeud de vibration en tête de la palplanche.

## Puissance dissipée par le frottement latéral

Le principal résultat concerne le rapport des puissances dissipées par le frottement latéral aux deux fréquences. Pour une même valeur des paramètres (fiche, vitesse de

fonçage, coefficient de frottement sol-palplanche) la puissance dissipée par le frottement latéral à la fréquence  $N_3$  est toujours plus de cinq fois plus grande que celle dissipée à la fréquence  $N_2$ . Comme cette

puissance dissipée n'est autre que celle transmise au sol par la palplanche, on peut donc s'attendre a priori à ce que le coefficient de frottement sol-palplanche soit inférieur à  $N_3$  qu'à  $N_2$ , ce qui doit se traduire par un enfoncement plus rapide à 2716 Hz qu'à 1895 Hz pour un même niveau d'excitation.

#### Puissance fournie par l'excitateur à la palplanche

La puissance fournie par l'excitateur à la palplanche est celle mesurée expérimentalement. Les résultats théoriques montrent que d'une part elle est une fonction décroissante de la vitesse et que d'autre part elle évolue entre deux courbes limites correspondant à la vitesse nulle pour la borne inférieure et à la vitesse limite pour la borne supérieure. Ce dernier cas est obtenu lorsque la vitesse d'enfoncement est égale à la plus grande vitesse de déformation que peut présenter la palplanche (vitesse de déformation de la pointe en l'absence de sol).

#### DISPOSITIF EXPERIMENTAL

Avant de présenter les résultats des essais, on peut rappeler brièvement les principales caractéristiques du dispositif expérimental déjà décrit par ailleurs par SIEFFERT (1980).

L'excitateur de type électromagnétique comporte deux séries de bobines. Les unes sont alimentées en courant continu d'intensité  $I_C$  fournie par une alimentation stabilisée et les autres en courant alternatif d'intensité  $I_A$  délivrée par un amplificateur de puissance piloté par un générateur de fonctions à fréquence réglable. Les intensités, et par conséquent l'amplitude de la force d'excitation, sont maintenues constantes au cours de chaque essai. La masse totale de l'excitateur est de 8,5 kg.

La palplanche est une tôle d'acier. Le pieu est un tube fermé à son extrémité inférieure par un cône de  $120^\circ$ . L'essentiel des caractéristiques de ces éléments est rassemblé dans le tableau.

La palplanche et le pieu sont fixés à l'excitateur par l'intermédiaire d'un capteur de force piézo-électrique permettant de mesurer l'amplitude  $F_f$  de la force appliquée par l'excitateur à la palplanche ou au pieu, ainsi que sa phase  $\phi_F$ . L'amplitude  $\gamma$  et la phase  $\phi_\gamma$  de l'accélération de la section supérieure de la palplanche sont données par

un accéléromètre également du type piézo-électrique.

Caractéristiques	Palplanche	Pieu
Masse	2,3 kg	7,1 kg
Longueur	200 cm	176 cm
Périmètre	300 mm	110 mm
Section d'acier	150 mm <sup>2</sup>	518 mm <sup>2</sup>
Section transversale	150 mm <sup>2</sup>	980 mm <sup>2</sup>

La puissance  $P_f$  fournie par l'excitateur à la palplanche ou au pieu se calcule par la relation (1)

$$P_f = \frac{F_f \gamma}{4 \pi N} \sin(\phi_\gamma - \phi_F) \quad (1)$$

L'énergie  $E_f$  fournie par l'excitateur à la palplanche ou au pieu s'obtient à partir de  $P_f$  et de l'enregistrement de la fiche en fonction du temps. Tous les essais ont été réalisés dans du sable de Loire sec, de densité moyenne 1,60, contenu dans une cuve de 0,98 m de diamètre et de 2,75 m de hauteur utile. Le niveau d'excitation est identique pour tous les essais dont nous présentons les résultats ici.

#### RESULTATS DES ESSAIS

Dans le domaine de fréquences qui nous intéresse, les fréquences de résonance expérimentales sont  $N_2 = 1866$  Hz et  $N_3 = 2678$  Hz. L'écart relatif par rapport aux fréquences calculées est d'environ 1,5 %.

#### Puissances fournies à la palplanche

La figure 1 présente un exemple de l'évolution de la puissance fournie en fonction de la fiche.

Ces courbes vérifient les deux points essentiels soulignés dans la présentation des résultats théoriques :

- Pour une même fiche, la puissance fournie à la fréquence correspondant à un ventre de vibration en tête est toujours supérieure à celle fournie à la fréquence correspondant à un noeud de vibration.

- Pour les deux fréquences, la puissance fournie est une fonction décroissante de la fiche. Ceci s'explique par le fait que les forces de frottement augmentent avec la fiche et donc contribuent à diminuer les amplitudes de vibration et par conséquent les termes  $F_f$  et  $\gamma$  de l'équation (1).

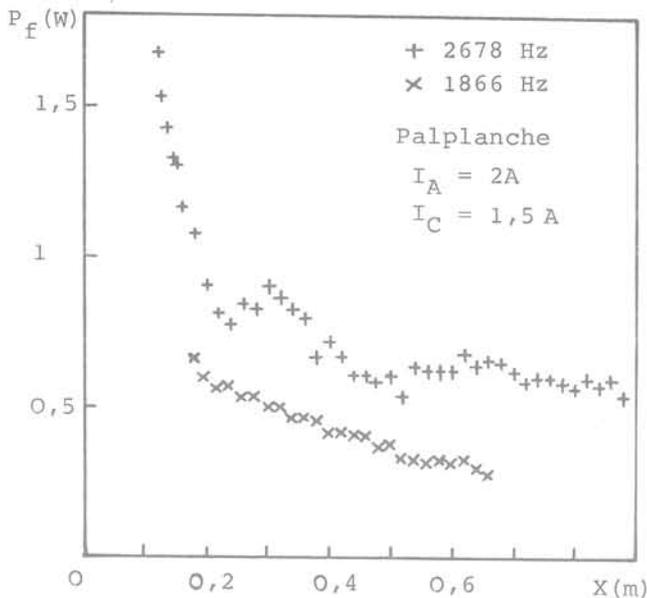


Fig. 1 - Puissance fournie.

Les irrégularités que l'on relève sur les courbes principalement à la fréquence  $N_3$  peuvent être imputées à des variations même faibles de la densité du sol. Il est en effet très difficile d'obtenir une densité parfaitement identique en tout point de la cuve.

#### Energies fournies à la palplanche

La figure 2 présente l'évolution de l'énergie fournie à la palplanche en fonction de la fiche.

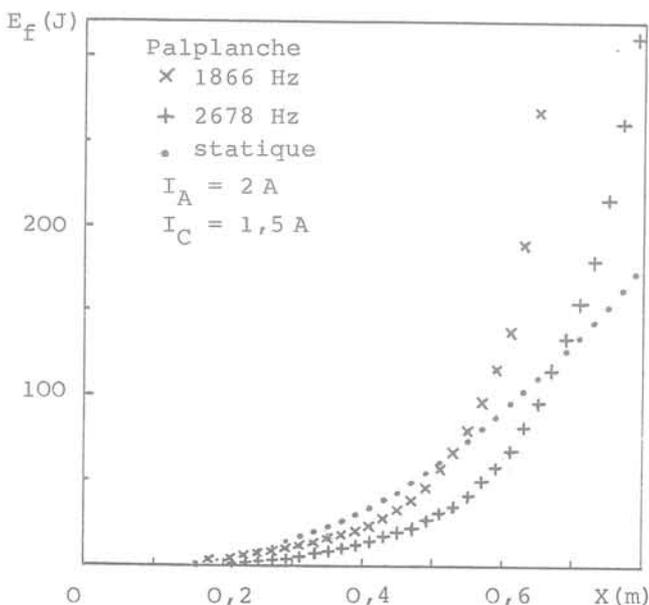


Fig. 2 - Energie fournie.

On constate bien entendu que l'énergie fournie est une fonction croissante de la fiche. De plus, les courbes possèdent une asymptote verticale correspondant au refus. En effet, à la fin du fonçage, l'énergie fournie sert uniquement à entretenir les oscillations dans le système exciteur-palplanche sans qu'aucun enfoncement ne puisse plus être obtenu. Cette asymptote correspond à une fiche plus faible à  $N_2$  qu'à  $N_3$ .

On relève d'autre part que l'énergie à fournir pour obtenir une fiche donnée est systématiquement inférieure à la fréquence  $N_3$  qu'à la fréquence  $N_2$ . Comme en plus la vitesse d'enfoncement est plus grande à  $N_3$  qu'à  $N_2$  ainsi que le mettent en évidence les courbes de fonçage de la figure 3, on peut donc conclure qu'il y a une meilleure utilisation de l'énergie fournie dans le premier cas que dans le deuxième.

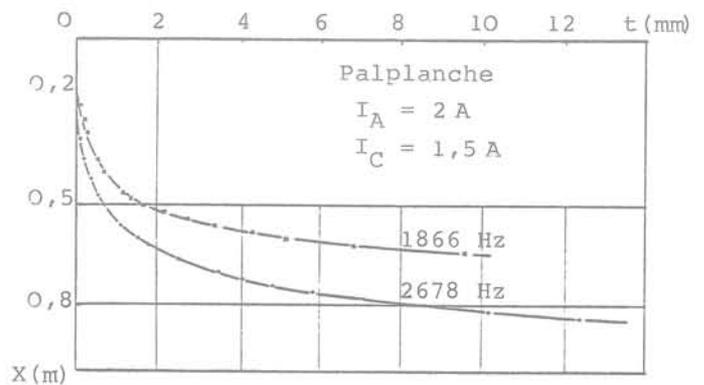


Fig. 3 - Courbes de fonçage.

Pour terminer, il nous a semblé intéressant de comparer l'énergie à fournir pour obtenir une fiche donnée en vibrofonçage et en statique. Les courbes de la figure 2 montrent que le bilan énergétique est favorable au vibrofonçage au moins tant que l'on n'est pas trop près du refus.

#### Etude comparative entre le pieu et la palplanche

Des essais comparatifs réalisés à la fréquence  $N_3$  et à même niveau d'excitation ont mis en évidence la différence de comportement de la palplanche et du pieu comme l'illustrent les courbes de fonçage de la figure 4.

On note que les variations de la vitesse en fonction de la fiche sont bien plus faibles pour le pieu que pour la palplanche. D'autre part la vitesse de fonçage en début d'essai est nettement plus importante pour la palplanche que pour le pieu. On aurait pu s'attendre à un résultat inverse dans la mesure où le poids Mg du système exciteur-pieu est supérieur à celui du système exciteur-palplanche. L'écart sur la fréquence qui est

de 10 % est insuffisant pour avoir une influence significative sur les résultats. Par contre, la différence de comportement provient vraisemblablement de l'effet de pointe. Pour mieux analyser ce résultat, on a monté un capteur de force à la pointe du pieu de façon à mesurer la force de pointe en cours de fonçage, opération pratiquement impossible à réaliser avec la palplanche.

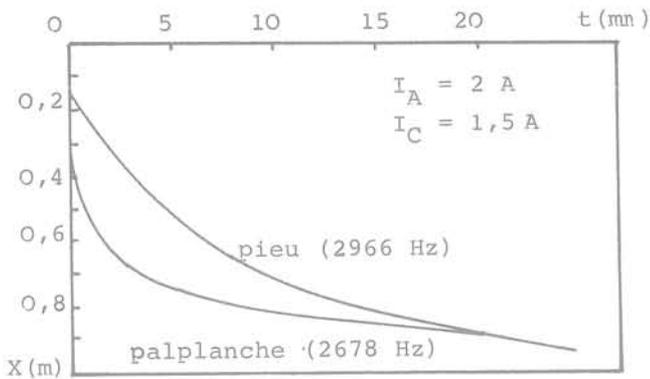


Fig. 4 - Courbes de fonçage.

La figure 5 montre que l'évolution de la force de pointe  $F_p$  est très régulière et même presque linéaire avec la fiche, comme l'évolution de la puissance fournie  $P_f$  correspondante (fig. 6) pour laquelle on ne note pas la décroissance brutale observée au début du mouvement dans le cas de la palplanche.

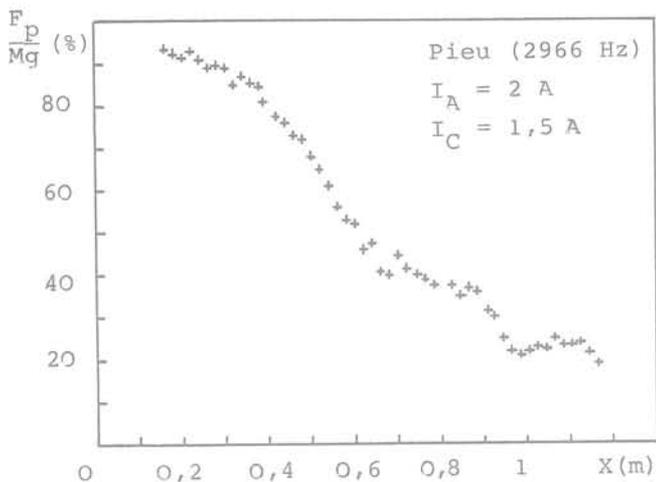


Fig. 5 - Force pointe.

Il y a tout lieu de penser que le transfert de la force de pointe à la force de frottement latéral qui s'effectue au cours du fonçage est beaucoup moins progressif pour la palplanche que pour le pieu. Comme la vitesse de fonçage dépend de la force de pointe, on peut donc ainsi expliquer la différence d'allure des courbes de fonçage. Le refus est atteint lorsque la force de pointe devient insuffisante pour que le pieu ou la palplan-

che puissent refouler le sol à leur base.

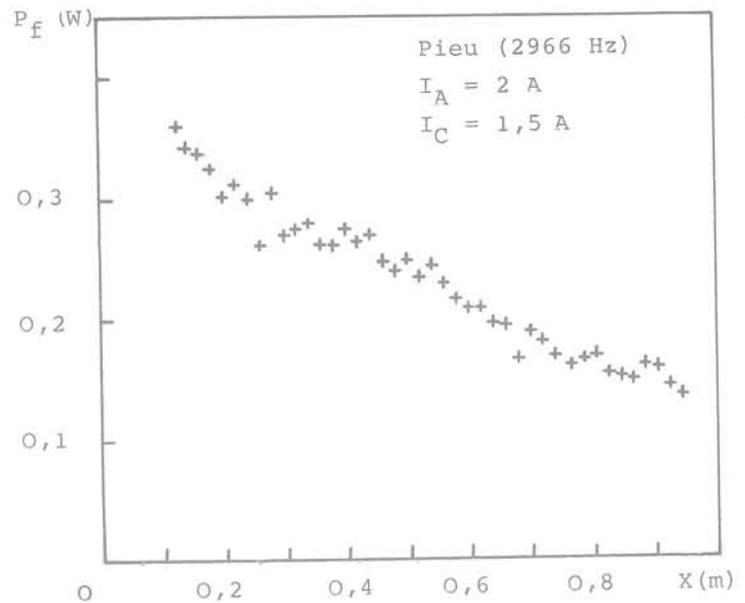


Fig. 6 - Puissance fournie.

L'allure des courbes d'énergie fournie (fig. 7) est semblable à celle des courbes de fonçage.

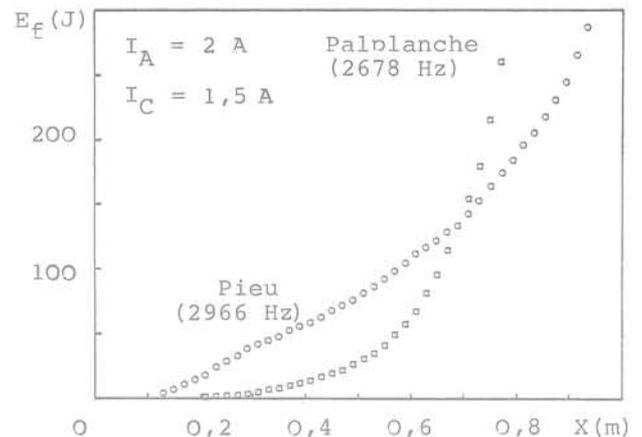


Fig. 7 - Energie fournie en fonction de la fiche.

Remarquons qu'au début du mouvement au moins l'énergie fournie au pieu pour atteindre une fiche donnée est supérieure à celle fournie à la palplanche. Ceci est à mettre en parallèle avec le fait que le volume de sol à refouler pour une même fiche est plus de 6,5 fois supérieur pour le pieu que pour la palplanche.

#### CONCLUSION

De cette étude, nous retiendrons les points

suivants :

- L'expérience vérifie bien l'essentiel des résultats théoriques. En particulier, la puissance fournie par l'excitateur à la palplanche ou au pieu est une fonction décroissante de la fréquence. De plus, comme on l'avait déjà prévu, la fréquence de résonance correspondant à un ventre de vibration en tête est plus efficace (du point de vue vitesse, amplitude maximale obtenue et bilan énergétique) que celle correspondant à un noeud de vibration en tête.

- On a pu mettre en évidence une différence de comportement entre le pieu et la palplanche aussi bien pour les vitesses de fonçage que pour les puissances et les énergies fournies. Cette différence peut s'expliquer par un transfert plus rapide de la force de pointe à la force de frottement latéral pour la palplanche que pour le pieu.

#### REFERENCES

- Sieffert J G, (1974). Contribution à l'étude expérimentale du vibrofonçage des pieux à fréquence élevée. Thèse de Docteur-Ingénieur, Nantes.
- Sieffert J G, (1978). Contribution à l'étude du vibrofonçage des palplanches. Etude du rôle de l'amortissement interne dans un système excitateur à haute fréquence-barre. Bul. Liaison Labo. Ponts et Chaussées, 95, 5-12.
- Sieffert J G, (1980). Etude théorique et expérimentale du vibrofonçage à fréquence élevée des pieux et des palplanches. Thèse de Docteur-ès-Sciences, Nantes.
- Sieffert J G, (1980). Comportement d'une palplanche partiellement fichée dans le sol et soumise à une excitation sinusoïdale longitudinale. Annales Ponts et Chaussées, 15, 7-18.

# effet des vibrations transmises par le sol

par  
**R. Bonaz**  
SIMECSOL, Paris

RESUME - Les vibrations transmises par le sol agissent aussi bien sur les personnes que sur les bâtiments et les terrains. Des exemples concrets sont donnés se rapportant aux tirs d'explosifs en site sensible, à la perforation de maçonnerie ou à la circulation de véhicules civils et militaires agissant sur des monuments historiques, etc... Diverses méthodes de prévision de niveau vibratoire sont exposées et des indications pratiques sont données quant à la manière d'agir.

## INTRODUCTION

Respecter l'environnement est un souci croissant pour l'aménageur ou l'entrepreneur qui se posent de plus en plus fréquemment le problème de l'évaluation des risques de nuisances et les remèdes à trouver. Ceci est particulièrement vrai pour les vibrations transmises par le sol qui peuvent mettre en cause aussi bien le confort des personnes que la sécurité des ouvrages.

Les aspects théoriques des phénomènes vibratoires dans les sols et dans les structures ont été largement traités dans la littérature ces dernières années. Il est intéressant d'apporter ici des exemples concrets, faisant état d'une expérience acquise sur le terrain à travers des cas variés.

## I - SOURCES DE VIBRATIONS

Les sources de vibrations qu'on peut rencontrer dans notre environnement sont nombreuses et diverses, mais elles se classent en deux groupes distincts :

- Les excitations impulsionnelles : ce sont les phénomènes de choc créant un train d'ondes de courte durée, isolément ou en série. Les origines possibles sont le battage de pieux, les tirs d'explosif, le compactage dynamique, certaines machines - outils, etc...
- Les vibrations entretenues produisant un train d'ondes continu dans le temps dont l'origine peut être : la circulation routière ou ferroviaire, le vibrofonçage, le vibrocompactage, la perforation de maçonnerie, etc...

## II - EFFETS POSSIBLES

A partir de leur source, les ondes élastiques rayonnent dans le terrain, pénètrent dans les fondations des ouvrages, puis se propagent au travers de la structure, et atteignent les occupants.

Pour évaluer les effets possibles, il y a lieu d'examiner toutes les étapes du trajet parcouru :

- dans le sol : les vibrations peuvent créer des tassements, ou même la liquéfaction, des ruptures de pentes, introduire de la fatigue (HAIMSON - 1978), ouvrir des fissures préexistantes, etc...
- dans les constructions, les conséquences sont de gravité très variable : fissuration superficielle, déplacement ou chute d'éléments de stabilité précaire (crépi, corniches, objets suspendus, etc...) mise en résonance localisée ou générale de l'ossature, fissuration des éléments portants.
- pour les personnes, les vibrations peuvent constituer une gêne pour le confort, ou même créer des perturbations physiologiques ; dans presque tous les cas, c'est la cause d'inquiétudes plus ou moins bien contrôlées ou justifiées.

## III - EXEMPLES

### III.1. "Monte Carlo Sun"

L'ensemble immobilier "Monte Carlo Sun" situé à MONACO à proximité de la mer, est installé sur une plateforme taillée dans un éboulis de

pente dont la granulométrie s'étend de façon continue des argiles aux blocs de plusieurs mètres cubes. Le bâtiment principal est fondé sur 21 puits, de diamètre variant entre 2,50 m et 4,00 m, et atteignant le substratum, situé à une quinzaine de mètres. L'emprise du chantier est traversée par une galerie de captage d'eau potable alimentant la ville de MONACO ; cette galerie est de section ovoïde (hauteur : 2 m, largeur : 1,30 m environ), et revêtue intérieurement de briques maçonnées ; elle borde l'emprise des fondations sur deux côtés et son toit est à 7,50 m de profondeur. Une dizaine de puits sont situés à des distances comprises entre 1 et 5 m de l'extrados de la galerie.

Les explosifs ont dû être utilisés au cours de l'excavation, pour le passage des gros blocs et dans le substratum. Les ébranlements créés pouvaient mettre en cause la stabilité de la galerie de captage, dont la préservation devrait être assurée avec le maximum de sécurité. Une série de mesures effectuées au cours d'une campagne d'essais a permis de fixer des règles de tirs. L'instrumentation a été disposée dans une même section située au plus près du point de tir et comprenant 3 capteurs triaxiaux scellés au parement et répartis le long de la face la plus exposée.

Il n'a pas été possible de dégager une loi d'amortissement dans les éboulis ; en effet, les blocs étant disposés de façon irrégulière, il existe probablement des cheminements privilégiés pour les vibrations, constitués par la juxtaposition de blocs dont on ne connaît a priori ni l'existence, ni la position. Ceci a conduit à réaliser au total une vingtaine de tirs d'essai.

Le fractionnement des charges, et l'utilisation de microretards a été la méthode utilisée pour réduire le niveau de vibrations et une illustration en est donnée par les oscillogrammes des tirs n° 10, n° 13 et n° 17.

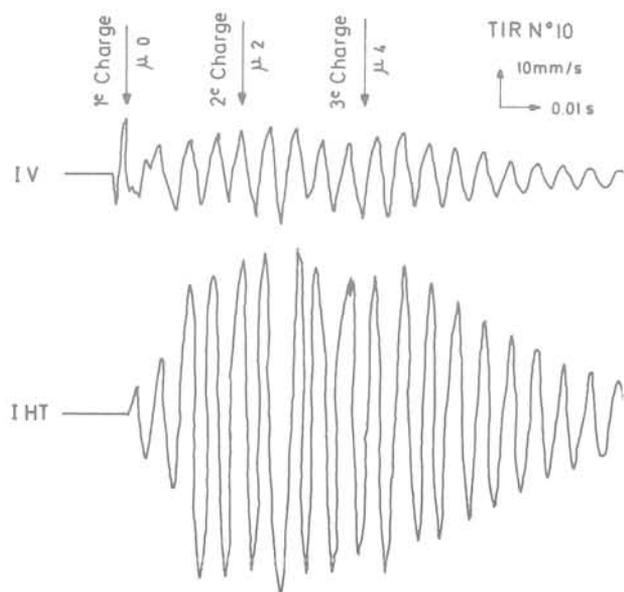


Figure 1 - Oscillogramme du tir n° 10

- Tir n° 10 : la charge totale était de 600 g, et constitué de 3 charges instantanées de 200 g, mise à feu avec les microretards 0, 2 et 4. L'oscillogramme montre que les ébranlements correspondant n'ont pas le temps de s'amortir entre deux mises à feu successives et qu'ils ont tendance même à s'ajouter (Figure 1).

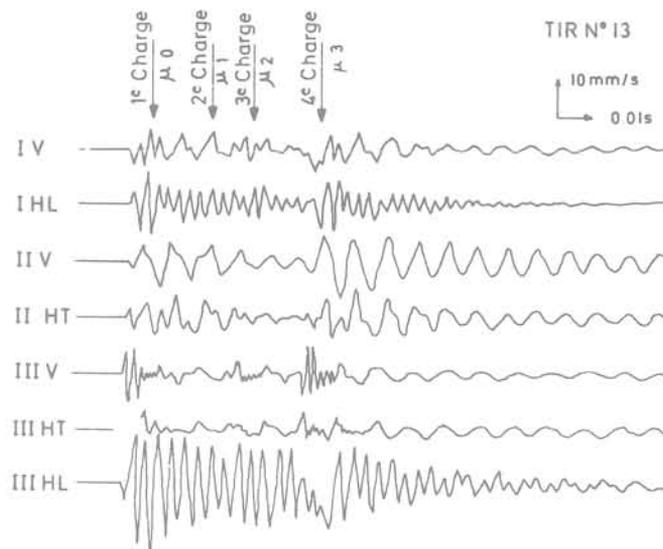


Figure 2 - Oscillogramme du tir n° 13

- Tir n° 13 : la charge totale était de 400 g, et la charge instantanée a été réduite à 100 g ; l'effet des microretards commence à se faire sentir mais le délai entre chaque mise à feu est encore trop court pour permettre la pleine efficacité de la méthode (Figure 2).

- Tir n° 17 : la charge totale de 300 g a été répartie en 6 charges de 50 g séparée par un à deux numéros de microretard. L'effet de chaque charge est clairement isolé et s'amortit suffisamment pour ne pas se cumuler avec la charge suivante (Figure 3).

Compte tenu du grand nombre de paramètres à prendre en compte (charge totale, charges instantanées, microretards, position relative charge / section de mesure, tir de surface, en fond de puits, dans un bloc, dans le substratum, etc...), nous ne donnerons que quelques valeurs indicatives (Tableau I).

Charge (g)	Distance (m)	Vitesse (mm/s)
600 = 3 x 200	25	27
400 = 4 x 100	16,5	20
300 = 4 x 75	9,5	19
300 = 6 x 50	9,5	20
300 = 6 x 50	2,5	23

Tableau I

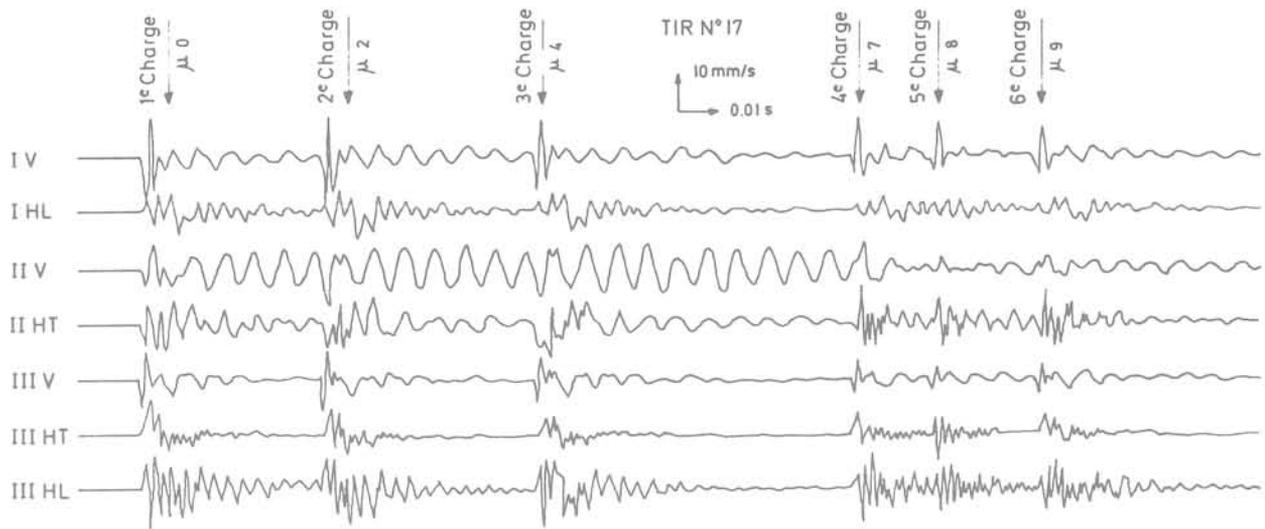


Figure 3 - Oscillogramme du tir n° 17

Les tirs d'essai à 2,50 m de la galerie ont fait l'objet de précautions particulières : perforation d'une série de trous à la périphérie espacés de 0,25 m, complétée par deux trous de décompression à l'intérieur ; de surcroît, le fond du puits étant dans la nappe, les trous périphériques ont été équipés de tubes PVC bouchés à leur base créant ainsi un vide d'air gênant la transmission des vibrations. Ces dispositions ont permis d'abaisser les amplitudes vibratoires à un niveau comparable à celui obtenu pour une distance de 9,50 m et plus.

Compte tenu des résultats fournis par la campagne d'essais, le seuil retenu pour la définition du plan de tir a été de 25 mm/s. Cette valeur prudente a permis cependant d'autoriser le terrassement à l'explosif tout en respectant les contraintes d'environnement. La galerie n'a subi aucun dommage, même mineur, ni pendant les tirs d'essais ni pendant la phase des travaux.

### III.2. Musée de l'Orangerie (PARIS)

Le Musée de l'Orangerie à PARIS, abrite les "Nymphéas", toiles de Monet qui sont directement collées sur des cloisons en briques. A la suite de mouvements de fondations, des fissures multiples sont apparues, dont certaines menaçant directement les toiles. Au cours des travaux de confortement, les fondations ont été perforées pour la mise en place de micro-pieux ; du fait de la sensibilité de l'ouvrage, un contrôle des niveaux vibratoires s'est avéré nécessaire. Les mesures ont été effectuées à l'intérieur du bâtiment, au rez de chaussée, en général dans la zone la plus proche de la source de vibrations. Les résultats sont les suivants (Tableau II) :

Source	Distance (m)	Vitesse résultante (mm/s)
Forage à l'extérieur du bâtiment :		
• perforation de la dalle de surface	3	2,5
• perforation du sol (meuble)	3	0,6
Coups de marteau pour calage de la perforatrice au sous-sol	2,5	2,4
Perforation du terrain (machine au sous-sol)	2,5	0,1 à 0,9
Perforation par roto-percussion de la maçonnerie (passage dur)	1	2 à 6
Curage des fondations existantes à l'aide d'un marteau pneumatique léger	2,5	0,1

Tableau II

Ces résultats ont conduit à conseiller de supprimer la percussion et à interdire les perforations dans les zones situées au droit des toiles. Les fissures existantes, dont les mouvements étaient constamment surveillés en phase de travaux, n'ont présenté aucune évolution sensible qui puisse être mise sur le compte des vibrations.

### III.3. Chevaux de MARLY

Les "Chevaux de MARLY" comprennent quatre groupes sculptés, disposés sur le pourtour de la place de la Concorde, deux se trouvant à l'entrée des Champs Elysées, et les deux autres à l'entrée du Jardin des Tuileries. Les sculptures sont soumises aux agents atmosphériques, à la pollution de l'air, aux vibrations créées par la circulation urbaine et présentent un certain nombre de fissures. Le ministère de la Culture et de la Communication a souhaité contrôler les niveaux vibratoires dans des conditions de trafic usuelles et pour la sollicitation exceptionnelle que représente le défilé militaire du 14 Juillet.

Les points de mesures ont été implantés au sol, sur le haut du piedestal et sous le poitrail du cheval. Les vibrations les plus fortes ont été enregistrées sur la sculpture même, selon la direction horizontale perpendiculaire aux Champs Elysées, lors du passage des chars lourds et ont atteint un maximum de 6 mm/s. Les autres engins militaires ont produit des vibrations dont la résultante était inférieure ou égale à 3,8 mm/s.

Dans les conditions de trafic normal, les vibrations créées par les véhicules sont fonction de leur poids (voiture ou bus) et du cycle déterminé pour les feux tricolores réglant la circulation sur les Champs Elysées; les résultats sont les suivants (Tableau III):

Source	Vitesse résultante sur cheval (mm/s)
Feu vert - passage voitures	0,3
Feu vert - passage bus	0,7
Freinage voitures au feu orange	0,5

Tableau III

Il est apparu que le maximum de vibrations se produit dans tous les cas sur le cheval qui amplifie essentiellement les composantes horizontales des vibrations arrivant du sol au travers du piedestal. Le rapport d'amplification global est en moyenne de 4,9, soit 1,8 entre le sol et le piedestal et 2,7 entre le piedestal et la structure.

Compte tenu du cas particulier que représentent ces sculptures, le seuil admissible a été estimé à 3 mm/s. Dans ces conditions, le passage des chars lourds ou engins similaires présente un risque non négligeable. Quant à la circulation routière, son effet peut être considéré comme faible mais elle ne peut jouer à terme qu'un rôle défavorable sur la fissuration existante.

### III.4. Exemples divers

Nous donnons ici quelques résultats provenant de cas classiques et pouvant servir d'ordre de grandeur pour le praticien :

Source	Distance (m)	Vitesse (mm/s)
Vibrofonçage d'un profilé pour compactage d'un remblai Mesure sur plancher d'un pavillon	50	0,8
Compactage dynamique (type MENARD) Masse de 10 T tombant de 10 m de haut Mesure dans un immeuble d'habitation	400	0,05 à 0,8
Vibrofonçage de palplanches. Mesure dans salle d'ordinateur Tour Manhattan (PARIS La DEFENSE)	70	0,4

Tableau IV

Dans tous les cas cités, les vibrations créées étaient sans danger pour les ouvrages mais ont fait naître l'inquiétude ou même la peur chez les occupants et les travaux ont dû être suspendus de façon momentanée ou définitive.

### IV - SEUILS ADMISSIBLES ET NORMALISATION

Une revue des normes et recommandations actuelles a été récemment donnée par CHAPEAU (1980).

Les niveaux admissibles pour les individus sont maintenant bien connus :

- norme française : AFNOR E.90-400 (1971)
- norme internationale : ISO 2631 (1974) (amendement Janvier 1977).

Par contre, pour les bâtiments, les choses sont moins nettes ; les cas possibles étant très variés, la normalisation est délicate. Les références actuellement les plus utilisées sont le projet de norme allemande DIN 4150 et les recommandations de l'ATTES.

Nous donnerons ici des indications sur deux cas particuliers :

- ordinateur : pour un IBM 360 les seuils admissibles fournis par le fabricant sont

donnés en fonction de l'accélération et ont les valeurs suivantes :

- . vibrations entretenues : 0,1 g
- . vibrations intermittentes : 0,25 g.

- tunnels (DOWDING et al 1978) : les tunnels sont beaucoup plus résistants aux vibrations que les constructions de surface. Des tirs d'essai ont été effectués aux ETATS UNIS au dessus de tunnels forés dans du grès, non revêtus, et de diamètres égaux à 2 m, 5 m et 10 m. Des chutes de pierres occasionnelles se produisirent en général pour des vitesses moyennes de 120 cm/s. Dans le cas d'une galerie de 1,8 m x 2,40 m perforée dans du terrain très schisteux, dont le soutènement était assuré par boulonnage et béton projeté, les premières fissures sont apparues pour des vitesses d'environ 91 cm/s.

Il ne s'agit là que de valeurs indicatives. De manière générale, on doit tenir compte dans l'évaluation du risque en tunnel d'un grand nombre de paramètres dont notamment, la nature du terrain encaissant et la qualité du contact terrain - revêtement.

#### V - PREVISION DES NIVEAUX VIBRATOIRES

Les facteurs à connaître dans la prévision du niveau de vibrations sont liés aussi bien à la nature de la source qu'aux caractéristiques des milieux transmetteur et récepteur. C'est pourquoi il n'est pas envisageable de donner de règles générales valables partout. En pratique, on est conduit à utiliser à la fois les résultats fournis par la littérature, par des essais, et son jugement fondé sur l'expérience et l'estimation des risques encourus.

Dans le cas de tirs d'explosifs, il existe un certain nombre de règles faisant intervenir la charge instantanée et la distance :

- Chapeau (1980) donne une loi reliant la vitesse  $V$ , la charge  $Q$  et la distance  $D$  de la forme :

$$(1) \quad V = k \left( \frac{D}{\sqrt{Q}} \right)^m$$

où  $m$  et  $k$  sont des paramètres à établir expérimentalement. Une étude statistique générale conduit à l'estimation suivante :

- . tir d'abattage :

$$(2) \quad V_p \text{ max.} < 1,2 (D/\sqrt{Q})^{-1,8}$$

- . tirs bloqués (bouchons, essais en forage)

$$(3) \quad V_p \text{ max.} < 2,4 (D/\sqrt{Q})^{-1,8}$$

- Pour un site sensible, où une campagne de mesures complète a pu être menée, SIMEC-SOL a utilisé une loi de la forme :

$$(4) \quad V_p = K \cdot Q^{\beta} \cdot e^{-\alpha D}$$

pour le site considéré :

$$(5) \quad V_p = 0,758 Q^{0,612} e^{-0,007D}$$

(mm/s)                      (Kg)                      (m)

- Dans le cas de tirs mettant en cause la stabilité d'un versant, STOTT (1978) propose une loi faisant intervenir l'accélération  $A$ , d'expression :

$$(6) \quad A = k \left( \frac{D}{\sqrt{Q}} \right)^m$$

En pratique un seuil est choisi et les paramètres entrant dans la définition de lois sont déterminés d'après des tirs d'essais ; ensuite, est établi un abaque, fixant la charge admissible en fonction de la distance.

#### VI - CONCLUSIONS

A travers les quelques exemples cités, il apparaît que les problèmes posés par les vibrations transmises par le sol, sont d'une grande variété tant dans leur nature que par leurs effets. C'est pourquoi, il est bien difficile de donner des règles de conduite ou des modèles de calcul. Chaque cas devra être étudié comme un cas particulier en se méfiant surtout de témoignages humains.

En effet, le corps est beaucoup plus sensible aux vibrations que les bâtiments ; de plus, celles-ci peuvent avoir des effets sans danger mais spectaculaires (oscillations d'objets instables, déplacement de bibelots, etc...) produits à distance et parfois sans bruit. L'habitant voit naître en lui un sentiment d'inquiétude souvent mal contrôlée et c'est à ce moment là qu'il se met à découvrir des fissures "nouvelles" qui ne font qu'aviver ses craintes.

Cette attitude fréquente peut déboucher sur l'arrêt complet des travaux, sans qu'il n'y ait danger véritable. Dans le cas des tirs d'explosifs, c'est bien souvent l'effet de surprise, le souffle et la détonation qui faussent les témoignages, même de bonne foi.

Une bonne façon d'agir est de se méfier de ses impressions personnelles et de faire les contrôles nécessaires, en vérifiant que les points et les directions de mesure sont adaptés au problème posé. Les résultats, connus en général immédiatement, permettent d'apprécier de façon objective le niveau de danger, et d'en déduire les dispositions à prendre. En matière de prévision, l'expérience acquise et une campagne d'essais restent encore de nos jours, les seuls moyens dont on dispose.

#### REFERENCES

- CHAPEAU C (1980) : "Le creusement des tunnels à l'explosif en site urbain".  
Tunnels et Ouvrages souterrains n° 41 -  
Sept.Oct. 80 - (266-275).
- DOWDING CH, ROZEN A (1978) : "Damage to rock tunnels from earthquake shaking".  
J. of the Geotech. Engng. Div (ASCE) Féb.  
1980 GT2 (175-191).
- HAIMSON BC (1978) : "Effect of cyclic loading on rocks".  
Dynamical Geotechnical Testing - ASTM STP  
654 1978 (228-245).
- STOTT MF (1979) : "A determination of the safe proximity for quarry blasting adjacent to slopes".  
NCB Sept. 1979 ( 31-32-45).

# vibrations générées dans le sol par une installation de concassage

par

**F. H. Cornet**

Institut de Physique du Globe, Paris

**P. Habib**

École Polytechnique, Palaiseau

**RESUME** - Les résultats d'une campagne de mesure des vibrations générées dans le sol par l'exploitation d'une carrière à ciel ouvert sont présentés. Deux types de mouvements ont été étudiés, à savoir les mouvements stationnaires liés à l'activité des unités de concassage et les mouvements transitoires liés aux tirs de mine. Les premiers sont ressentis au moins jusqu'à 3,5 km de la carrière, mais ne sont plus discernables du bruit de fond à 7 km. Les seconds n'ont été étudiés que pour des distances du point de tir supérieures ou égales à 1 km ; dans ces domaines de distance, les terrains conservent un comportement élastique pour des tirs de 535 kg de dynamite avec 6 micro-retards de 0,005 seconde.

## INTRODUCTION

Cette étude a pour but de décrire les mouvements vibratoires générés dans le sol du fait de l'exploitation d'une carrière à ciel ouvert.

Deux types de mouvements ont été étudiés :

- les mouvements stationnaires liés à l'activité des unités de concassage (6000 t/jour).
- les mouvements transitoires liés aux tirs de mines.

Plus précisément, il s'agissait de déterminer si les mouvements stationnaires étaient inférieurs à 0,01 micron à 7 km de la carrière, amplitude maximum tolérée pour le bon fonctionnement d'un appareillage d'observation interférométrique d'astronomie.

La carrière est implantée sur la commune de Roquefort les Pins (Alpes-maritimes) sur des calcaires marmoréens du Berriasien-Portlandien. L'étude de la propagation des ondes a été effectuée dans un secteur d'angle égal à 90° au nord ouest de la carrière, sur des terrains essentiellement dolomitiques (kimméridgien et jurassique supérieur) et calcaires (Bajocien-Bathonien) avec toutefois des calcaires et marnes vertes du Rhétien pour les stations d'observation situées à 7 km à l'ouest de la carrière (voir figure 1).

## ETUDE DES MOUVEMENTS STATIONNAIRES

La limite inférieure de la bande passante pour laquelle l'étude a été effectuée a été choisie de façon à coïncider avec des demi-longueurs d'ondes égales à cinq fois la plus grande longueur de base

entre les capteurs utilisés pour les mesures interférométriques, c'est-à-dire à des longueurs d'onde de 2000 m. L'enregistrement d'un tir de mine a permis de déterminer la vitesse de propagation des ondes  $S(C_2)$  en surface (c'est-à-dire la vitesse la plus proche de celle des ondes de Love susceptibles d'être générées par les concasseurs ( $C_1 = 0,9 C_2$ )) soit 2500 m/s. La borne inférieure de la bande passante utile pour la présente étude a donc été choisie égale à 1 Hz ; la borne supérieure a été placée à 50 Hz, valeur qui correspond à la limite imposée par la chaîne de numérisation utilisée pour analyser les enregistrements. Cette valeur s'est révélée a posteriori, tout a fait satisfaisante.

### 1. Description des mesures

Le matériel de mesure mis en place sur le terrain était constitué d'un sismomètre trois composantes orienté de façon telle qu'un des géophones (réponse linéaire en vitesse dans le domaine 0,5-125 Hz) soit vertical ; que le deuxième soit dirigé dans la direction du système de concasseurs (composante longitudinale) et que le troisième soit perpendiculaire aux deux premiers (composante transversale) et d'une horloge émettant un signal toutes les secondes. Les signaux provenant des trois géophones, après avoir été amplifiés, étaient modulés avec celui de l'horloge par rapport à une fréquence "porteuse" de 6,4 KHz et le signal ainsi obtenu était enregistré sur magnétophone. A la démodulation cette fréquence porteuse permet d'asservir le moteur du magnétophone ce qui assure une restitution très précise de la vitesse de déroulement de la bande enregistrée.

Chaque station d'enregistrement a été occupée pendant 10 minutes ; cinq minutes correspondant à un gain de  $2^8$  et les cinq autres minutes à un gain de  $2^9$ , ce qui assurait un enregistrement satisfaisant

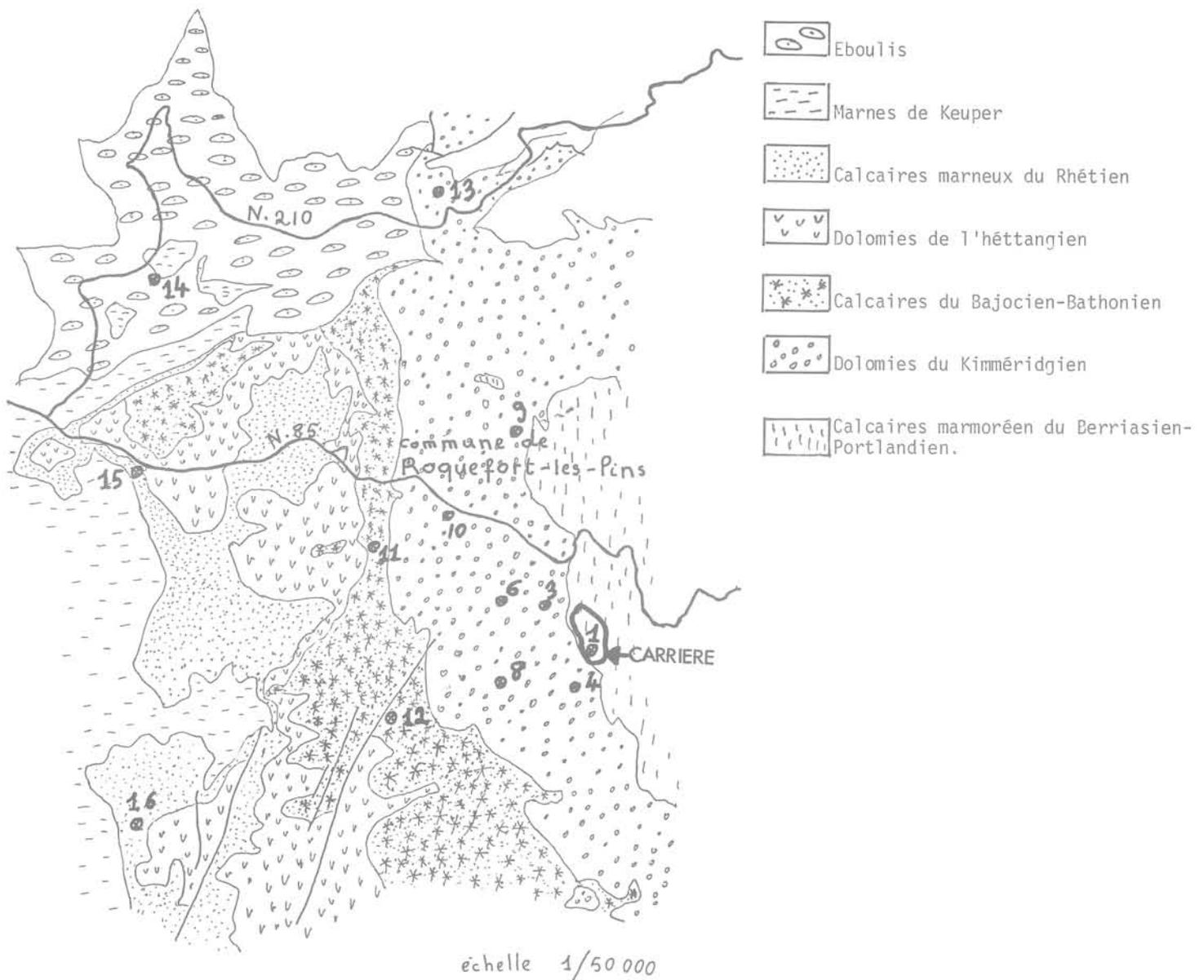


Figure 1. - Disposition des stations d'enregistrement.

du bruit stationnaire. Il avait été initialement prévu de laisser de façon continue un sismomètre à 100 m du concasseur primaire et d'utiliser pour toutes les stations la même base de temps de façon à éviter d'étudier des "fenêtres" d'écoute pendant lesquelles le concasseur n'aurait pas fonctionné en régime normal. Malheureusement du fait de déficiences du magnétophone d'enregistrement de cette station de référence, seules 2 heures d'enregistrement continu ont pu être effectuées. Toutefois, nous avons pu vérifier que les concasseurs ont fonctionné en régime normal durant la période d'étude grâce aux divers enregistrements effectués à moins de 3 km de la carrière.

Les sites occupés pour les mesures ont été choisis de façon à obtenir des enregistrements à des distances de 500 m, 1 km, 3 km et 7 km pour quatre azimuts différents (voir figure 1). Les directions ont été choisies en fonction de la structure géologique de la région. En effet, la "pollution sismique" due aux concasseurs est probablement liée essentiellement aux

ondes de Love et ces ondes sont d'autant mieux développées que la vitesse de propagation des ondes dans le matériau superficiel est plus lente par rapport à celle des matériaux sous-jacents. (La vitesse des ondes dans un matériau dépend des caractéristiques élastiques de celui-ci.)

## 2. Analyse des enregistrements

Définition de la "signature sismique" de la carrière: A partir des dix minutes d'enregistrement continu obtenu pour chaque station, cinq "fenêtres" de huit secondes ont été sélectionnées pour leur aspect stationnaire : absence de mouvements transitoires liés au vent (très faible ce jour là), au passage des voitures à proximité, ou toute autre source possible. Ces cinq fenêtres ont alors été numérisées et une analyse spectrale (par la méthode dite Fast Fourier Transform) dans le domaine 0,5-50 Hz, par pas de 0,9 Hz, de chacune de ces fenêtres a été effectuée.

Une étude comparée des résultats obtenus pour les stations 1, 3 et 4 a permis de définir la "signature sismique" de la carrière. Pour ce faire, pour la station 1, supposant que les unités de concassage présentaient des fréquences propres assez bien marquées, nous avons repertorié les fréquences pour lesquelles un maximum relatif dans le spectre d'amplitude est observé. Les dix maxima les plus significatifs ont ainsi été catalogués pour les cinq fenêtres d'échantillonnage et pour les trois composantes. Il est alors apparu que ces maxima se trouvent systématiquement compris dans quatre domaines de fréquence relativement étroits : 8-10 Hz, 12 Hz, 15-18 Hz, 20-22 Hz. De plus, une certaine quantité d'énergie semble également générée dans le domaine 33-38 Hz bien que les maxima d'amplitude que l'on y observe soient plus faibles que pour les quatre premières fenêtres (voir figure 2).

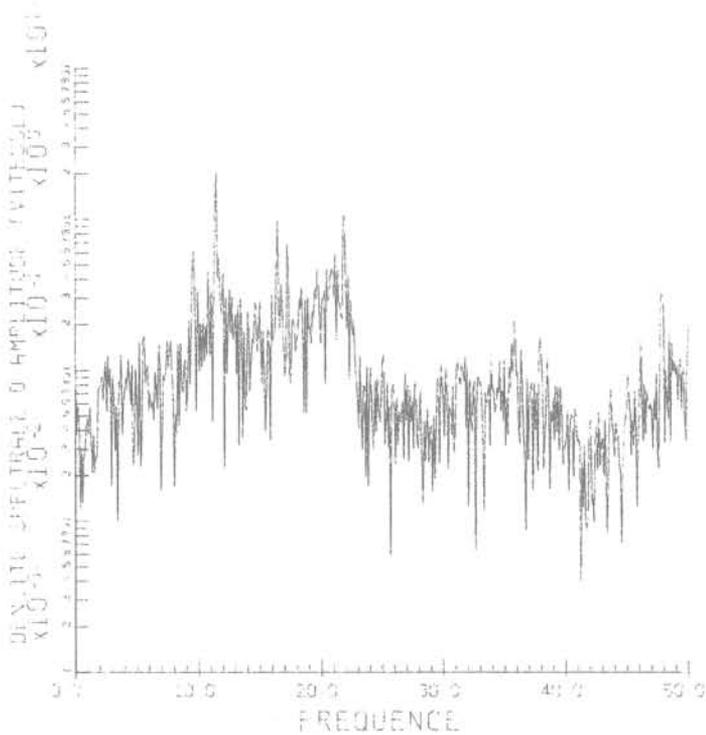


Figure 2. - Exemple de spectre d'amplitude pour la composante verticale des mouvements stationnaires de la station 1.

On notera de plus que les composantes horizontales présentent une amplitude plus importante pour ces fréquences que la composante verticale.

Il est à souligner que les mouvements vibratoires observés dans la carrière sont influencés non seulement par les unités de concassage mais aussi par le trafic de camions lourds qui y circulent. Nous avons donc conduit une étude similaire à la précédente sur la station 4 placée à 770 m de la carrière et par conséquent encore affectée de façon très significative par celle-ci, les bruit liés à la circulation des camions étant cependant nettement atténués du fait du peu d'énergie qui leur est associée. Seule la composante verticale a été étudiée ; on y retrouve très nettement les quatre domaines 8-10 Hz, 12 Hz, 16-18 Hz et 20-22 Hz (voir figure 3).

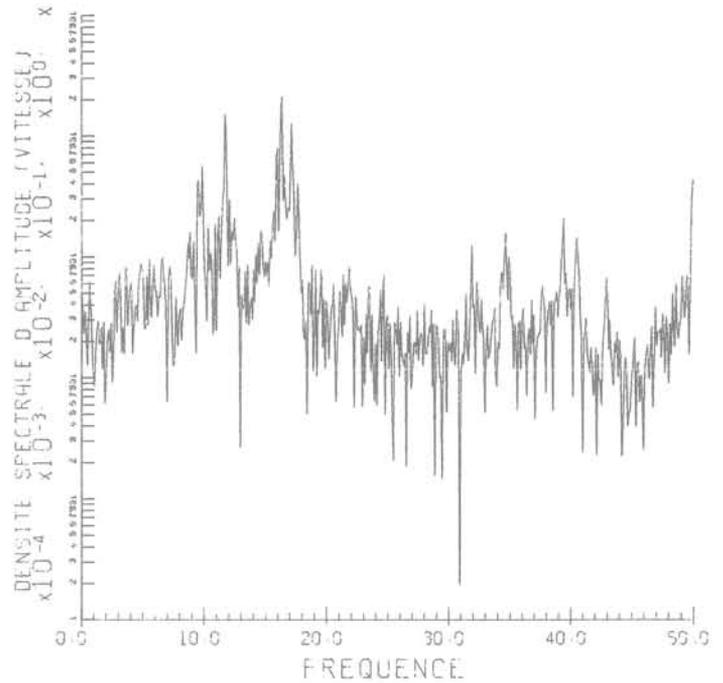


Figure 3. - Exemple de spectre d'amplitude pour la composante verticale des mouvements stationnaires de la station 4.

Un maximum très marqué est également observé à 40 Hz ; ce dernier n'a pas été observé sur la station 1 et nous ne l'avons pas retenu comme caractéristique. Nous avons essayé d'effectuer une analyse similaire pour la station 3, mais le niveau moyen de bruit, beaucoup plus élevé que pour la station 4 du fait de la présence d'engins de terrassement travaillant dans la carrière à moins de 200 m de la station, ne fournit pas une conclusion aussi nette (voir figure 4).

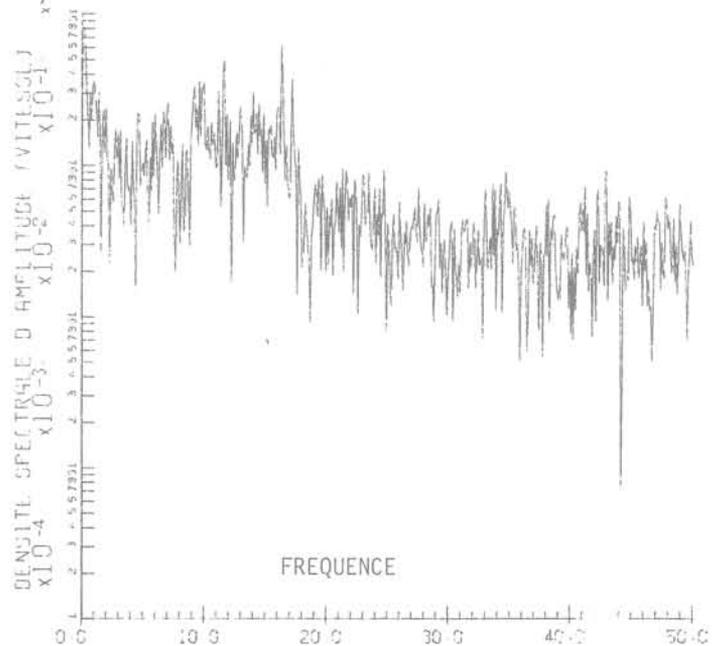


Figure 4. - Exemple de spectre d'amplitude pour la composante verticale des mouvements stationnaires de la station 3.

Il peut être intéressant de noter que sur la station 4 les vibrations liées aux concasseurs sont nettement plus visibles, ceci provient probablement de ce que le terrain sous-jacent en 4 est un poudingue mal consolidé alors qu'il est constitué de calcaire homogène en 3.

### 3. Atténuation des mouvements vibratoires générés par la carrière :

La station 3 est un bon exemple de la difficulté que l'on rencontre à définir précisément le domaine dans lequel les vibrations générées par les unités de concassage sont sensibles : les fréquences caractéristiques ne peuvent être individualisées qu'au moyen de leur amplitude relative par rapport au niveau de bruit moyen ambiant. Dans un environnement très bruyant, sur un large domaine de fréquence, il devient impossible d'individualiser la contribution de la carrière, la définition de la limite du domaine affecté par les vibrations des concasseurs dépend donc du niveau moyen de bruit.

Nous avons mesuré systématiquement les niveaux moyens de bruit pour les domaines 1-10 Hz, 10-20 Hz, 30-40 Hz et 40-50 Hz, simultanément avec les amplitudes maximum observées dans les domaines 8-10 Hz, 12 Hz, 16-18 Hz, 20-22 Hz pour chacune des stations. La détermination du niveau moyen de bruit a été conduite de façon empirique : on a essayé visuellement de définir un niveau d'amplitude moyen tel que la somme des différences d'amplitudes par rapport à ce niveau soit le même pour les amplitudes supérieures et pour les amplitudes inférieures. Une méthode numérique rigoureuse aurait pu être mise au point ; toutefois l'amélioration sur la précision de la valeur ainsi obtenue n'aurait pas modifié nos conclusions.

Pour les stations 6 et 8 situées environ à 1500 m des concasseurs on retrouve très nettement les fréquences 8-10 Hz et 16-18 Hz. Les niveaux d'amplitude sont néanmoins très différents d'une station à l'autre, ce qui souligne bien le rôle d'une part de la nature des terrains séparant le site considéré de la source, d'autre part de la nature du terrain au niveau du site même.

Ces piques d'amplitude sont encore visibles à 3 km sur toutes les stations (9, 10, 11 et 12) ; cependant, pour les stations 9 et 10, seules les composantes horizontales sont encore affectées (la station 9 repose directement sur le calcaire alors que la station 10 est séparée du calcaire par une couche de terre d'épaisseur inconnue). Pour la station 12, une autre source se superpose qui gêne la lecture du maximum pour la fréquence 9 Hz, celle-ci reste néanmoins visible.

Sur aucune des stations à 7 km l'activité de la carrière n'est visible. Certes, un pique très marqué pour la station 16 a pu être observé à la fréquence 16 Hz pour la première, et surtout la deuxième fenêtre d'échantillonnage mais il n'est pas apparu pour les autres fenêtres. De plus, le niveau très élevé de ce pique, supérieur à celui observé à 3 km dans la même direction, permet de conclure qu'il est associé à une autre activité humaine. On relève en effet au voisinage de cette station de nombreux chantiers de construction. Un pique à 20 Hz observé sur la station 15 est à

attribuer aux travaux effectués, à moins d'un kilomètre du site, au moyen d'une machine rotative destinée à creuser une tranchée étroite. Ces résultats sont résumés sur le tableau 1.

### ETUDE DU MOUVEMENT ASSOCIE A UN TIR DE MINE

Deux questions étaient posées en ce qui concerne les tirs de mine qui ont lieu trois à quatre fois par semaine.

1. Le mouvement peut-il être ressenti sur un site situé à 7 km ?
2. Le mouvement peut-il générer des déformations permanentes ?

Un enregistrement a été effectué sur les stations 6, 10, 14 et 17 lors d'un tir normal (535 kg de dynamite gomme en 6 charges avec des micro-retards entre chaque charge de 0,005 seconde) effectué dans la carrière (voir figure 5) ; elles étaient disposées sur une même ligne droite issue de la carrière et à des distances respectivement de 1000 m, 2500 m, 7750 m, 15800 m du point de tir.

L'enregistrement à la station 14 (7750 m du point de tir) est très net ; la durée du mouvement y est d'environ 5 secondes. L'essentiel de l'énergie se trouve dans le domaine de fréquence 1-20 Hz et les amplitudes maximales des composantes verticales, longitudinales, et transversales de la vitesse sont respectivement de 7,9  $\mu\text{m/s}$ , 18,9  $\mu\text{m/s}$  et 14,2  $\mu\text{m/s}$ . Ces mouvements correspondent à des déformations inférieures à  $10^{-7}$  (déplacements maximum de l'ordre du micron pour des longueurs d'onde de l'ordre de la centaine de mètres), ce qui reste largement dans le domaine élastique du comportement des terrains de fondation.

### CONCLUSIONS

Cette étude avait pour but de préciser la façon dont sont ressentis les mouvements vibratoires générés dans le sol par l'exploitation d'une carrière.

Une station d'enregistrement implantée à 100 m des unités de concassage a permis de préciser le domaine de fréquence des vibrations générées par celles-ci. Les domaines 8-10 Hz, 12 Hz, 16-18 Hz et 20-22 Hz sont affectés de façon très significative. Les vibrations sont encore ressenties bien que de façon très ténue, à 3 km 500 de la carrière, mais ne sont plus discernables à 7 km.

L'enregistrement à 1000 m, 2500 m, 7750 m et 15800 m des vibrations générées par un tir de 535 kg de dynamite gomme en 6 charges avec des micro-retards entre chaque charge de 0,005 seconde permet d'illustrer la façon dont s'atténue le signal avec la distance pour des terrains calcaires relativement homogènes. A ces distances, le terrain présente une réponse élastique pour ces sollicitations dynamiques.

## REMERCIEMENTS

Cette étude a été financée par l'entreprise Spada de Nice. Le matériel d'enregistrement était celui de l'équipe des grands profils sismiques de l'IPGP.

Station n°	Distance en m.	Amplitude moyenne en $\mu\text{m/s}$ , pour les fréquences.			
		8-10 Hz	12 Hz	15-18 Hz	20-22 Hz
1	100	$1,1 \pm 0,4$	$0,4 \pm 0,05$	$0,8 \pm 0,2$	$0,8 \pm 0,3$
4	772	$0,5 \pm 0,05$	$1,7 \pm 0,2$	$2,1 \pm 0,2$	$0,2 \pm 0,1$
3	934	$0,4 \pm 0,1$	$0,4 \pm 0,1$	$0,7 \pm 0,1$	$0,4 \pm 0,05$
6	1484	$0,09 \pm 0,04$	-	$0,04 \pm 0,01$	-
8	1494	$0,07 \pm 0,01$	-	$0,3 \pm 0,1$	-
10	2855	-	-	-	-
12	3021	$0,03 \pm 0,003$	-	$0,1 \pm 0,06$	$0,06 \pm 0,04$
11	3422	$0,04 \pm 0,02$	-	$0,06 \pm 0,03$	-

Tableau 1 : Variation, en fonction de la distance site-source, de l'amplitude de la composante verticale de la vitesse du mouvement stationnaire généré par une unité de concassage et observées sur des stations distribuées dans un secteur angulaire de  $90^\circ$ .

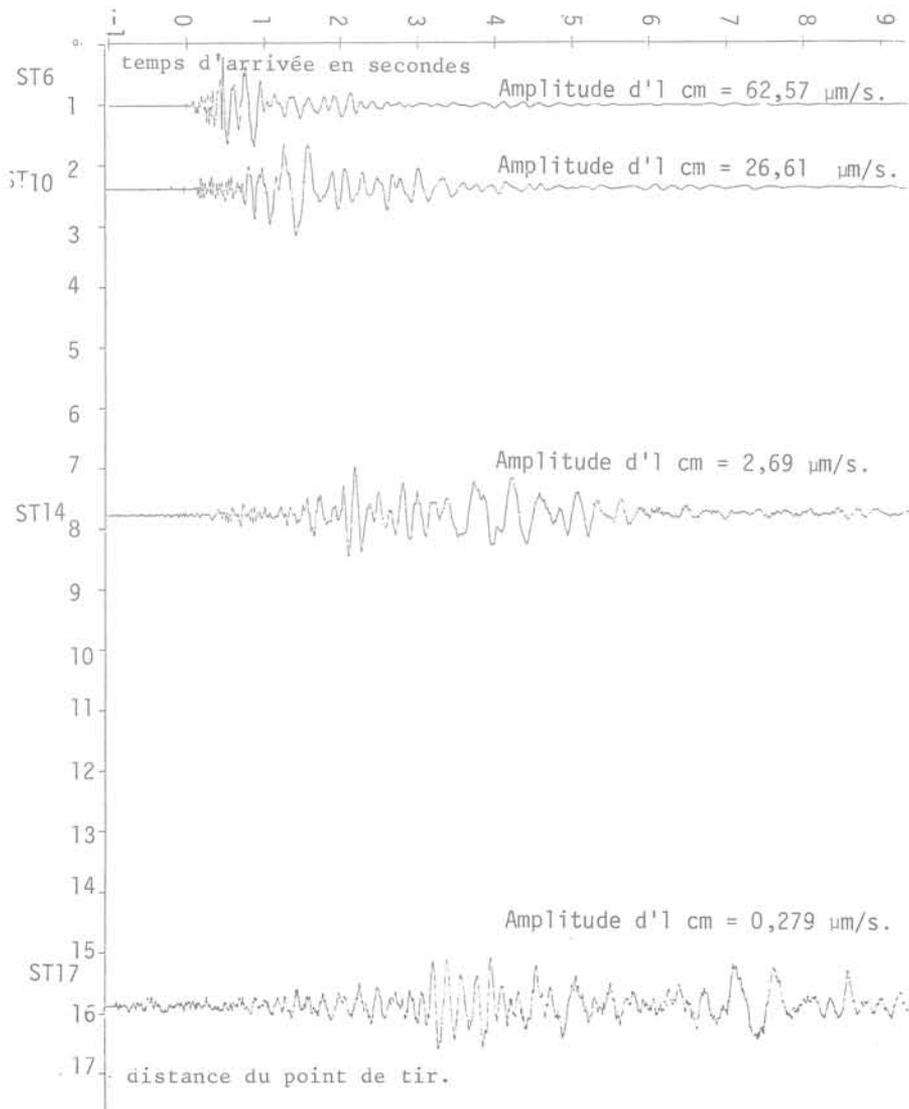


Figure 5 : Composante verticale du mouvement généré par un tir de 535 Kg de dynamite gomme avec 6 micro-retards de 0,005 seconde et ressentis aux stations 6, 10, 14 et 17. Le temps  $t = 0$  est choisi à l'instant de la détonation.

# propagation des vibrations dues au trafic routier

par

**D. Le Houedec**

E. N. S. M., Nantes

**RESUME** - La méthode de calcul présentée conduit à la détermination analytique des composantes verticale et horizontale du déplacement d'un point de la surface d'un massif semi-infini, homogène, isotrope, élastique lorsque celui-ci est soumis à l'action d'un chargement uniformément réparti sur une bande schématisant une voie de circulation routière. Les solutions déduites de cette étude tiennent compte des contributions de l'onde superficielle R et des ondes de volume P et S. Les résultats appliqués aux cas de massifs sableux et argileux permettent de justifier des mesures expérimentales relevées in-situ et mettent en lumière d'une part l'insuffisance de la théorie selon laquelle l'influence de l'onde R est toujours prépondérante et d'autre part le domaine de validité pour lequel la contribution des ondes de volume peut être effectivement négligée.

## INTRODUCTION

Les vibrations mécaniques comme les bruits, la pollution atmosphérique... font partie des désagréments conséquence de l'accroissement important de la densité du trafic routier. D'un autre côté, le sol a une double fonction : d'une part comme support de la chaussée et d'autre part comme milieu de propagation des vibrations. En site urbain, les sollicitations transmises aux édifices longeant des voies de circulation à fort trafic lourd peuvent atteindre des valeurs appréciables dont la répétition occasionne des dommages à la structure (fissuration de cloisons par exemple). Dans de précédentes études, (BOCQUENET et LE HOUEDEC (1979)) nous avons déjà analysé le comportement dynamique d'un ensemble chaussée-fondation soumis à un chargement dont les caractéristiques sont déduites de celles des véhicules et du profil de la chaussée. Les résultats obtenus montrent que le module de réaction de la fondation constitue le facteur le plus influent sur l'amplitude des efforts transmis au sol ; par contre, la vitesse du véhicule et la longueur d'onde du profil jouent un rôle nettement moins important.

La connaissance des sollicitations agissant sur les fondations des bâtiments nécessite l'analyse des phénomènes de propagation dans le sol des ébranlements dus au trafic routier. En fait, des études expérimentales nous ont déjà informés sur l'aptitude de certains sols à transmettre les vibrations.

Ainsi, nous admettons généralement que les amplitudes sont plus importantes dans les argiles que dans les sables ou les schistes décomposés. Par contre, pour certaines conditions de fréquences d'excitation ou de distances source-point de réponse, la règle précédente peut être infirmée comme le montrent les figures 1 et 2 suivantes.

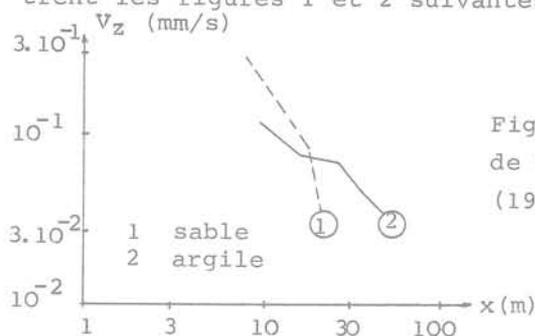


Fig. 1 - Essais de THOLEN (1974)

La fig. 1 donne les variations des vitesses verticales maximales obtenues en surface pour un sol sableux et un sol argileux. Ces réponses relevées dans le cas d'un trafic sur route sans obstacles montrent clairement que pour des distances à la chaussée inférieures à environ 20 m, les amplitudes sont supérieures sur le sable que sur l'argile.

La fig. 2 représente les variations de la densité spectrale de puissance de la vitesse verticale maximale en fonction de la fréquence de l'excitation. Si, d'une manière générale, les amplitudes sont bien supérieures

dans l'argile que dans le schiste, par contre, pour certaines fréquences (environ 30 et 80 Hz), cette règle n'est pas respectée. La justification de ces résultats constituera l'un des objectifs de l'étude ci-après.

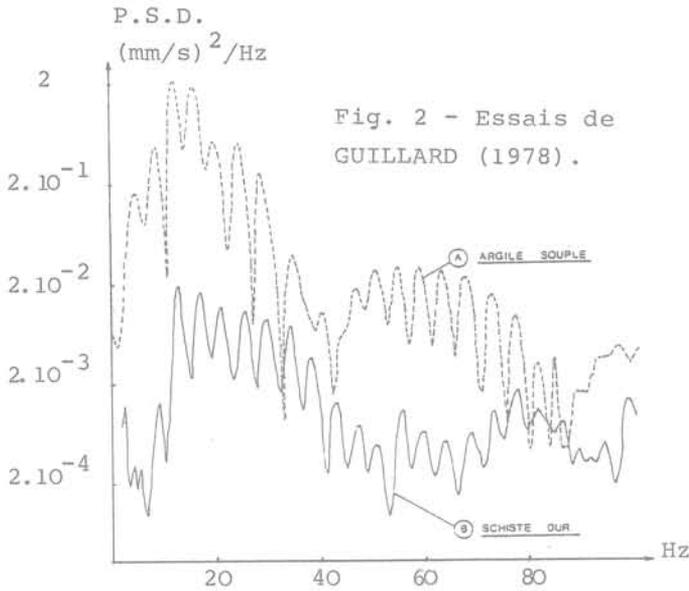


Fig. 2 - Essais de GUILLARD (1978).

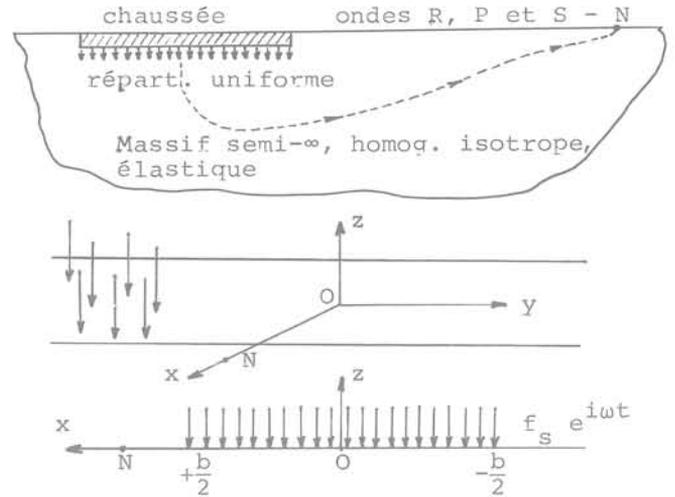


Fig. 3 - Schématisation du problème traité.

Ainsi, nous admettons qu'une charge uniformément répartie sur une bande de longueur infinie schématise le cas d'un trafic routier dense unidirectionnel. D'autre part, nous supposons que le massif semi-infini est homogène, isotrope et élastique ce qui, compte tenu de la donnée précédente, nous conduit à la résolution d'un problème bidimensionnel à déformation plane. Ces hypothèses vont nous permettre de déterminer en un point donné de la surface du massif l'amplitude totale de la réponse tout en précisant la contribution de chaque type d'onde. Comme l'a montré FREMOND (1968), il n'est pas utile de tenir compte des effets dynamiques supplémentaires dus aux vitesses des véhicules.

En appelant  $\vec{U}(u_x, u_y, u_z)$  le vecteur déplacement en un point  $(x, y, z)$  du massif, l'équation des ondes élastiques en un point non chargé s'écrit :

$$[(\lambda + \mu) \text{grad div} + \mu \Delta - \rho \frac{\partial^2}{\partial t^2}] \vec{U} = \vec{\sigma} \quad (1)$$

où  $\lambda$  et  $\mu$  désignent les modules de Lamé du sol et  $\rho$  sa masse volumique. En admettant que  $\vec{U}$  dérive d'un potentiel scalaire  $\phi$  et d'un potentiel vectoriel  $\vec{\psi}$ , et en considérant l'hypothèse du cas bidimensionnel à déformation plane (pas de variation par rapport à  $y$ ), nous obtenons à partir de (1) :

$$\rho \ddot{\phi} - (\lambda + 2\mu) (\phi_{,xx} + \phi_{,zz}) = 0 \quad (2)$$

$$\rho \ddot{\vec{\psi}} - \mu (\vec{\psi}_{,xx} + \vec{\psi}_{,zz}) = 0 \quad (3)$$

D'autre part, la loi contraintes-déformations de l'élasticité linéaire s'écrit :

$$\sigma_{ij} = \lambda \delta_{ij} \text{div} \vec{U} + \mu (u_{i,j} + u_{j,i})$$

ce qui nous donne pour la contrainte normale  $\sigma_3$  (perpendiculaire à  $xoy$ )

$$\sigma_3 = (\lambda + 2\mu) \phi_{,zz} + \lambda \phi_{,xx} + 2\mu \psi_{,xz} \quad (4)$$

D'autre part, on admet généralement que pour des distances supérieures à 5 fois la longueur de l'onde de Rayleigh, la contribution de l'onde superficielle R est prépondérante vis-à-vis de celle des ondes de volume P et S. D'un autre côté, MILLER et PURSEY (1955) ont montré dans le cas d'une zone circulaire chargée uniformément et reposant sur un massif semi-infini, élastique, homogène, isotrope, de coefficient de Poisson  $\nu = 0,25$ , que les énergies véhiculées par les ondes R, P et S correspondaient respectivement à 67, 26 et 7 pour cent de l'énergie totale transmise par la source. Compte tenu de ces indications, une certaine tendance visant à ne prendre en compte que l'onde superficielle R s'est développée dans la pratique. Si cette hypothèse peut être vérifiée pour des zones éloignées de la source de vibration, il n'en est pas de même pour des points assez rapprochés, ce qui est souvent le cas pour le trafic routier. En effet, la distance entre voie de circulation et bâtiment se limite parfois à la largeur d'un trottoir. L'autre objectif de notre étude concernera donc la recherche du domaine de validité à l'intérieur duquel la contribution de l'onde R est effectivement prépondérante.

#### HYPOTHESES D'ETUDE ET EQUATIONS DU MOUVEMENT

Dans l'étude que nous nous proposons de développer, les hypothèses de calcul concernent à la fois la schématisation des efforts transmis au sol par la chaussée, les caractéristiques physiques et dynamiques du massif considéré, et les contributions des différents types d'onde. Les hypothèses que nous avons choisies sont résumées sur la fig. 3.

et pour la contrainte de cisaillement  $\tau_2$  (tangente à  $xoz$ )

$$\tau_2 = \mu(-\psi_{,zz} + \psi_{,xx} + 2\phi_{,xz}) \quad (5)$$

Sur le plan supérieur du demi-espace, les conditions aux limites s'expriment par :

$$(\sigma_3)_{z=0} = f_s e^{i\omega t} \text{ si } x \in [-\frac{b}{2}, +\frac{b}{2}], = 0 \text{ ailleurs} \quad (6)$$

$$(\tau_2)_{z=0} = 0 \text{ quel que soit } x \quad (7)$$

Les sollicitations extérieures ne s'exerçant que sur une partie du domaine, le calcul analytique des solutions n'est pas possible avec le système précédent de relations. La recherche des réponses ne peut alors être envisagée qu'avec l'aide de la transformée complexe de Fourier.

DETERMINATION ANALYTIQUE DES DEPLACEMENTS A LA SURFACE DU MASSIF

Nous précisons d'abord que la transformée de Fourier  $\tilde{f}(\xi)$  d'une fonction  $f(x)$  est définie par la relation  $\tilde{f}(\xi) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(x) e^{i\xi x} dx$

D'autre part, comme le massif est élastique, à une excitation du type  $f_s e^{i\omega t}$  correspond une réponse de la forme  $F(x,z,t) = F^*(x,z) e^{i\omega t}$

Ainsi, les équations (2) et (3) se transforment comme suit :

$$(K_p^2 - \xi^2) \tilde{\phi}^* + \tilde{\phi}_{,zz}^* = 0 \quad (8)$$

$$(K_s^2 - \xi^2) \tilde{\psi}^* + \tilde{\psi}_{,zz}^* = 0 \quad (9)$$

où  $K_p = \frac{\omega}{v_p}$  et  $K_s = \frac{\omega}{v_s}$ ,  $\omega$  étant la pulsation de l'excitation,  $v_p$  et  $v_s$  étant respectivement les vitesses de propagation des ondes P et S.

Les solutions de (8) et (9) donnant une décroissance des ondes en fonction de la profondeur s'écrivent alors :

$$\tilde{\phi}^* = \tilde{\phi}_0^*(\xi) \exp(\xi^2 - K_p^2)^{1/2} z \quad (10)$$

$$\tilde{\psi}^* = \tilde{\psi}_0^*(\xi) \exp(\xi^2 - K_s^2)^{1/2} z \quad (11)$$

De même, nous déduisons les équations transformées de (4) et (5), c'est-à-dire :

$$\tilde{\sigma}_3^* = (\lambda + 2\mu)\tilde{\phi}_{,zz}^* - \lambda\xi^2\tilde{\phi}^* - 2i\mu\xi\tilde{\psi}_{,z}^* \quad (12)$$

$$\tilde{\tau}_2^* = \mu(-\tilde{\psi}_{,zz}^* - \xi^2\tilde{\psi}^* - 2i\xi\tilde{\phi}_{,z}^*) \quad (13)$$

Pour les conditions aux limites, nous opérons de manière identique :

$$(\tilde{\sigma}_3^*)_{z=0} = 2 \frac{f_s}{\mu} \sin \xi \frac{b}{2} \quad (14)$$

$$(\tilde{\tau}_2^*)_{z=0} = 0 \quad (15)$$

L'introduction des relations (10) et (11) dans les équations (12) et (13) puis (14) et (15) conduit à la détermination des fonctions  $\tilde{\phi}_0^*(\xi)$  et  $\tilde{\psi}_0^*(\xi)$ . A l'aide de la transformée inverse de Fourier, nous déduisons  $\phi_0^*(x)$  et  $\psi_0^*(x)$ , et par la suite  $\phi^*(x,y)$  et  $\psi^*(x,y)$  dont la connaissance permet d'obtenir les déplacements verticaux  $U_z^*$  et horizontaux  $U_x^*$  en surface ( $z=0$ ) :

$$U_z^*_{z=0} = -\frac{f_s K_p^2}{\pi \mu} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{\sin \xi \frac{b}{2}}{\xi} \frac{(\xi^2 - K_p^2)^{1/2}}{F(\xi)} e^{-i\xi x} d\xi \quad (16)$$

$$U_x^*_{z=0} = \frac{if_s}{\pi \mu} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{\sin \xi \frac{b}{2}}{\xi} \frac{K_s^2 - 2\xi^2 + 2(\xi^2 - K_p^2)^{1/2}(\xi^2 - K_s^2)^{1/2}}{F(\xi)} e^{-i\xi x} d\xi \quad (17)$$

et  $F(\xi) = (2\xi^2 - K_p^2)^2 - 4\xi^2(\xi^2 - K_p^2)^{1/2}(\xi^2 - K_s^2)^{1/2}$  est la fonction de Rayleigh. La fonction  $F(\xi)$  s'annulant sur le domaine d'intégration, les intégrales (16) et (17) ne peuvent être calculées qu'en valeur principale de Cauchy. Le calcul que nous avons effectué à l'aide d'une intégration en variable complexe permet de préciser la contribution apportée par chaque type d'onde au déplacement obtenu en surface. Le domaine utilisé est représenté sur la fig. 4.

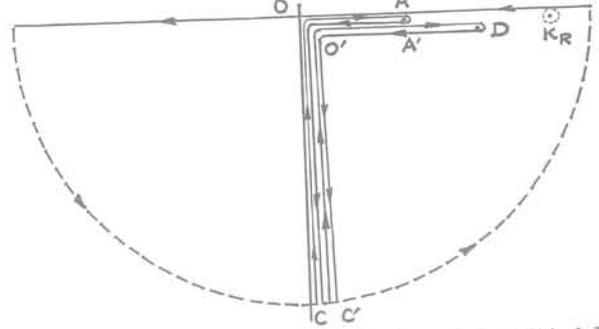


Fig. 4 - Domaine d'intégration en variable complexe.

En résumé, la contribution de l'onde primaire P est évaluée sur la ligne de branchement COAOC contournant le point de ramification  $K_p$ . De même, la contribution de l'onde S est calculée sur le contour C'O'A'DA'O'C' entourant  $K_s$ . Le résidu relatif au pôle  $K_R$  correspond à la contribution de l'onde superficielle R de Rayleigh. Ces différents calculs conduisent aux résultats suivants :

- pour le déplacement vertical en surface

$$U_z^*_{z=0} \frac{\mu}{f_s} = 2iK_p^2 \frac{\sin K_R \frac{b}{2}}{K_R} \frac{\sqrt{K_p^2 - K_R^2}}{F'(K_R)} e^{-iK_R x} + i\sqrt{\frac{2}{\pi}} e^{-i(K_p x + \frac{\pi}{4})} \frac{n}{(2n-1)^2} \left\{ \frac{1}{(K_p x)^{3/2}} \frac{\sin K_p \frac{b}{2}}{K_p} - \frac{3i}{2} \frac{1}{(K_p x)^{3/2}} \left[ \frac{b}{2} \cos K_p \frac{b}{2} + \frac{-48n^4 + 96n^2 - 72n^2 + 16n - 1}{(2n-1)^4} \frac{\sin K_p \frac{b}{2}}{K_p} \right] \right\}$$

$$+ 4i \sqrt{\frac{1}{\pi}} e^{-i(K_S x + \frac{\pi}{4})} (1-n) \left\{ \frac{1}{(K_S x)^{3/2}} \frac{\sin K_S \frac{b}{2}}{K_S} - \frac{3}{2} i \frac{1}{(K_S x)^{5/2}} \left( \frac{b}{2} \cos K_S \frac{b}{2} + \frac{32n^2 - 49n + 19}{1-n} \frac{\sin K_S \frac{b}{2}}{K_S} \right) \right\} \quad (18)$$

- pour le déplacement horizontal en surface

$$U_{z=0}^* \frac{1}{2f_s} = \sin K_R \frac{b}{2} \frac{K_S^2 - 2K_R^2 + 2\sqrt{(K_R^2 - K_P^2)(K_R^2 - K_S^2)}}{F'(K_R)} e^{-iK_R x} - i \sqrt{\frac{2}{\pi}} e^{-i(K_P x + \frac{\pi}{4})} \sqrt{\frac{2n-1}{n}} \left\{ \frac{1}{(K_P x)^{3/2}} \frac{\sin K_P \frac{b}{2}}{K_P} - \frac{3}{2} i \frac{1}{(K_P x)^{5/2}} \left( \frac{b}{2} \cos K_P \frac{b}{2} + \frac{48n^2 - 144n + 160n^3 - 76n^2 + 11n}{(2n-1)^4 (1-n)} \frac{\sin K_P \frac{b}{2}}{K_P} \right) \right\} - \sqrt{\frac{2}{\pi}} e^{-i(K_S x + \frac{\pi}{4})} \sqrt{1-n} \left\{ \frac{1}{(K_S x)^{3/2}} \frac{\sin K_S \frac{b}{2}}{K_S} - \frac{3}{2} i \frac{1}{(K_S x)^{5/2}} \left( \frac{b}{2} \cos K_S \frac{b}{2} + \frac{32n^2 - 52n + 21}{1-n} \frac{\sin K_S \frac{b}{2}}{K_S} \right) \right\} \quad (19)$$

où  $F(K_R) = 0$  et  $n = \frac{K_P^2}{K_S^2} = \frac{v_S^2}{v_P^2}$

L'examen de ces expressions montre l'existence de 3 contributions :

- la première due à l'onde R se déplaçant à la vitesse  $v_R = \frac{\omega}{K_P}$  est indépendante de la distance chaussée - point de réponse

- la seconde due à l'onde P de vitesse  $v_P = \frac{\omega}{K_P}$  décroît en première approximation comme  $\frac{1}{x^{3/2}}$

- la troisième due à l'onde S de vitesse  $v_S = \frac{\omega}{K_S}$  diminue également en première approximation comme  $\frac{1}{x^{3/2}}$

A notre connaissance, ces résultats obtenus dans le cas d'une bande chargée uniformément n'avaient pas été établis précédemment. Par contre, le cas limite d'une charge linéaire a déjà été traité par QUINLAN (1953), EWING, JARDETZKY et PRESS (1957), PRANGE (1978) dont les résultats sont en parfait accord avec ceux que nous déduisons pour  $b = 0$  en ce qui concerne les contributions des ondes R, et P et S pour les termes en  $\frac{1}{x^{3/2}}$ . D'autre part, nous avons montré mathématiquement que les discordances constatées pour les termes en  $\frac{1}{x^{5/2}}$  résultaient uniquement des développements limités incorrects utilisés par Prange.

#### RESULTATS NUMERIQUES ET COMPARAISON EXPERIMENTALE

Pour l'étude numérique, nous avons considéré deux massifs sableux et argileux dont les caractéristiques sont précisées ci-après :

- massif sableux  
E = 50 000 KPa       $v = 0,33$   
 $v_p = 194$  m/s       $\rho = 2\ 000$  kg/m<sup>3</sup>

- massif argileux  
E = 3 000 KPa       $v = 0,4999$   
 $v_p = 1\ 580$  m/s       $\rho = 2\ 000$  kg/m<sup>3</sup>

Remarquons simplement que le choix de la valeur de  $v$  de l'argile a été imposé par le fait qu'expérimentalement la vitesse de l'onde de primaire est généralement supérieure à 1500 m/s. Nos solutions données par les relations (18) et (19) n'étant valables qu'à l'extérieur de la zone chargée, nous avons fait varier la distance  $x$  : axe de la chaussée - point de réponse, de 1,75 m (bord de la chaussée) à 100 m. D'autre part, pour tenir compte des caractéristiques des vibrations couramment produites par un trafic routier, nous avons considéré des fréquences d'excitation allant de 0,5 à 20 Hz. Les premiers résultats que nous donnons montrent les variations du coefficient de déplacement égal à  $\frac{\mu U_z^*}{f_s}$  en fonction de la distance  $x$  et du nombre  $N$  de longueurs d'onde de Rayleigh défini par  $N = \frac{x \cdot \omega}{2\pi v_R}$ . Ainsi, la fig. 5 représente pour une fréquence de 5 Hz les réponses obtenues pour un massif sableux (axes vertical et horizontal) et argileux (axe vertical).

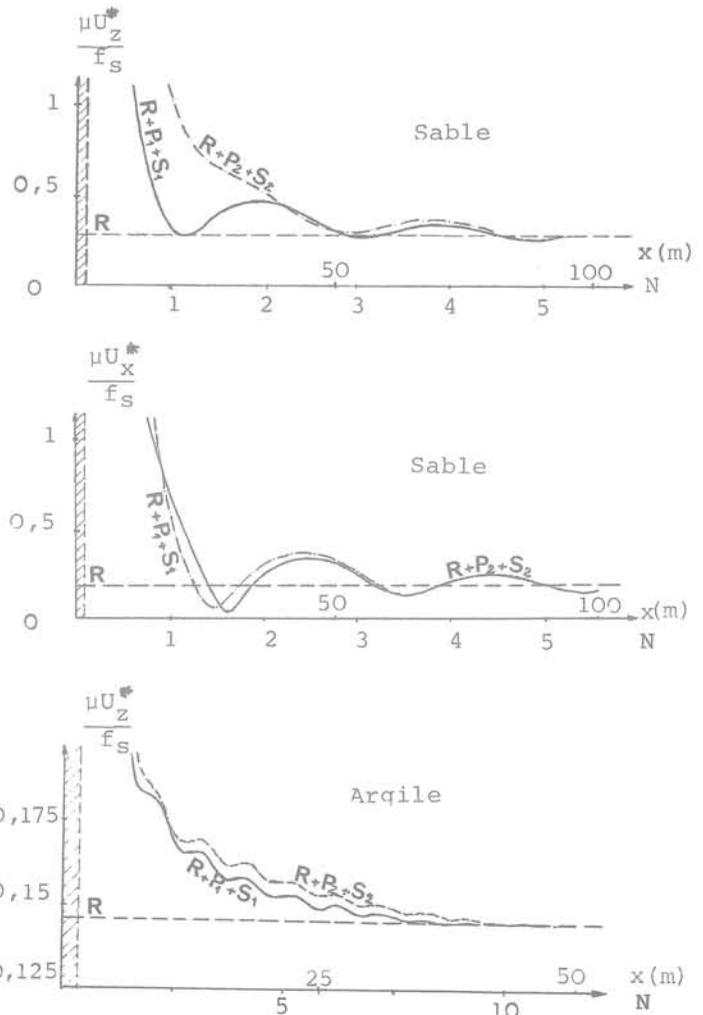


Fig. 5 - Réponses en un point de la surface du massif.

La droite notée (R) correspond à la contribution de l'onde R seulement et la courbe  $(R+P_1+S_1)$  prend en compte la contribution de l'onde R et les termes de première approximation en  $\frac{1}{x^{3/2}}$  pour les ondes P et S. La troisième courbe  $(R+P_2+S_2)$  est relative aux solutions globales données par (18) et (19).

L'examen des différentes courbes que nous avons pu tracer montre que pour le sable le rapport déplacement vertical total - déplacement horizontal total varie selon les fréquences d'excitation entre 0,8 et 1,6 alors que le même rapport se situe constamment vers 1,6 en ne considérant que l'onde de Rayleigh. Les essais expérimentaux réalisés par THOLEN (1974) sur un massif sableux confirment nos variations avec un rapport évoluant entre 0,3 et 3. Ainsi, nous vérifions le fait qu'en ne tenant compte que de l'onde R, il n'est pas possible de justifier les mesures réalisées in-situ. D'autre part, la contribution des ondes P et S ne peut être éliminée (moins de 10 % de la contribution de l'onde R) que pour  $N \geq 5$ .

Pour l'argile, nous vérifions que les déplacements verticaux sont toujours supérieurs aux déplacements horizontaux, ce qui est confirmé par les essais de THOLEN (1974) et GUILLARD (1978). Par contre, la convergence n'est alors établie que pour  $N \geq 8$ .

Pour la comparaison des comportements des deux massifs, nous avons analysé les réponses en surface pour une pression de charge  $f_s = 1$  kPa. La fig. 6 nous montre par ex. les résultats de vitesses verticales obtenues pour 2 fréquences différentes (1 et 5 Hz).

Ainsi, nous vérifions que si d'une manière générale, les amplitudes sont plus importantes dans les argiles que dans les sables, il peut exister certaines conditions de distance et pulsation telles que les résultats précédents soient infirmés. Ces conclusions concordent avec les constatations des fig. 1 et 2, et ne peuvent absolument pas être tirées des valeurs obtenues pour l'onde R seule. En effet, dans ce cas, les amplitudes dans l'argile sont toujours supérieures à celles dans le sable.

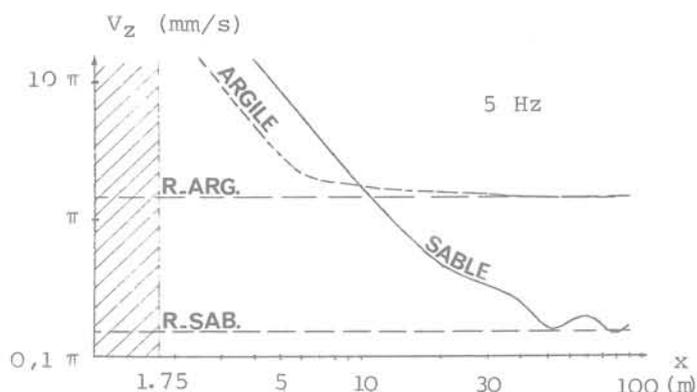


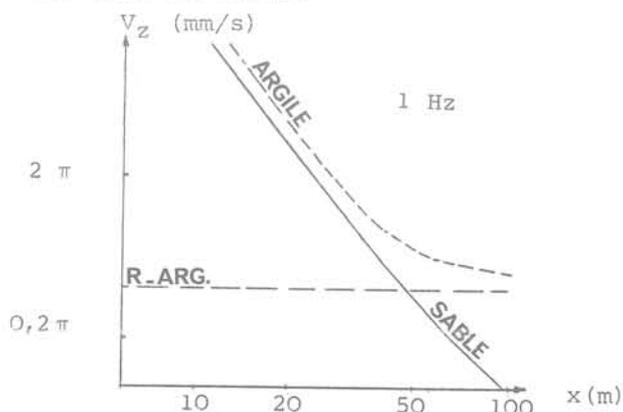
Fig. 6 - Variations des amplitudes maximales des vitesses verticales en fonction de la distance.

#### CONCLUSIONS

L'étude que nous venons de présenter nous a permis de déterminer en un point de la surface d'un massif, l'expression des déplacements dus à l'action d'une charge vibratoire répartie uniformément sur une bande schématisant une voie de trafic routier. Les solutions obtenues prennent en considération la contribution de l'onde superficielle R et des ondes de volume P et S. Nous montrons l'insuffisance de la théorie selon laquelle l'influence de l'onde R est toujours prépondérante. Par contre, cette affirmation est justifiée dans le domaine de validité suivant :  $N \geq 5$  pour le sable et  $N \geq 8$  pour l'argile. D'autre part, nous constatons que d'une manière générale les amplitudes sont plus importantes dans les argiles que dans les sables. Toutefois, pour certaines conditions de distance et de pulsation d'excitation, la remarque précédente n'est pas vérifiée. Ce résultat est justifié par les mesures relevées in-situ alors que l'élimination de la contribution des ondes P et S exclue généralement cette possibilité de comparaison. De plus, notre méthode de calcul offre l'avantage d'apporter une rectification à la méthode de calcul utilisée par PRANGE (1978).

#### REFERENCES

- Bocquet D & Le Houedec D, (1979). Comportement d'une chaussée reposant sur un matelas antivibratile et soumise à des charges roulantes vibratoires se déplaçant à vitesse constante. Annales de l'ITBTP N° 370 - Mars - 33-56.
- Ewing W M, Jardetzky W S & Press F, (1957). Elastic waves in layered media. International Series in the Earth Sciences - McGraw-Hill Company - 380.
- Fremont M, (1968). Calcul des déflexions d'une structure stratifiée élastique soumise à des charges mouvantes. Annales des P et C N° IV - Juillet-Août - 237-252.



Guillard Y, (1978). Contribution à l'étude d'une fonction de transfert chaussée-sol. Thèse de 3e cycle - Université du Maine - Le Mans.

Miller G P & Pursey H, (1955). On the partition of energy between elastic waves in a semi-infinite solid. Proceedings Royal Society London A - N° 233 - 55-69.

Prange B, (1978). Primary and secondary interferences in wave fields. Dynamical Methods in soil and rock dynamics - AA Balkema - Rotterdam - 281-302.

Quinlan P M, (1953). The elastic theory of soil dynamics. Symposium on Dynamic Testing of Soils. ASTM Special Technical Publication - N° 156 - Juillet - 3-34.

Tholen O, (1974). Markvibrationer orsakade av vägtrafik. Statens väg-ochtrafikinstitut Stockholm - Rapport n° 53 (Traduction 77 T 5 LCPC).

# transmission des vibrations dues au trafic routier

par

**Y. Guillard**

Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées, Strasbourg

RESUME - Cette action de recherche relative aux vibrations dues au trafic routier a été entreprise dans le but de définir une méthode d'estimation prévisionnelle. L'étude a été scindée en trois parties concernant respectivement le transfert chaussée-sol, la propagation des ondes dans le sol et la transmission sol-bâtiment. Seules les deux premières phases sont abordées ici.

En ce qui concerne la fonction de transfert chaussée-sol, il a été mis au point un modèle qui consiste à assimiler la chaussée lorsqu'elle est excitée verticalement à une fondation circulaire de rayon apparent  $d_0$ , ce dernier étant estimé par ajustement des impédances théorique et expérimentale. Des mesures ont été faites en différents endroits au moyen du vibreur lourd du L.C.P.C.

Les essais sur la propagation des ondes consistent à exciter le sol par des impulsions et à enregistrer les vibrations résultantes en surface. Pour les vibrations verticales, il a été estimé un coefficient d'amortissement à partir d'un modèle qui tient compte à la fois d'une atténuation en  $1/\sqrt{r}$  et d'une atténuation en  $1/r^2$ . Le coefficient ainsi évalué varie à peu près linéairement avec la fréquence.

## INTRODUCTION

Le passage d'un véhicule crée des vibrations dans la chaussée et dans les bâtiments adjacents. Ces vibrations ont deux origines :

1 - Les variations des forces de contact entre les roues d'un véhicule et la surface de la chaussée engendrent dans cette dernière des vibrations qui sont transmises aux bâtiments par le sol.

2 - Hormis les ondes sonores dues au moteur, l'air transmet des ondes de pression résultant de la dimension, de la forme et de la vitesse du véhicule.

Le présent rapport traite uniquement des vibrations solidiennes. Elles se situent généralement entre quelques Hz et une cinquantaine de Hz avec une prédominance vers 15-20 Hz. Elles ont un double effet :

- de gêne ressentie par l'homme
- de dégradation dans les bâtiments, le plus souvent par effet indirect (tassement du sol).

Pour étudier ce problème, dont le but est de mettre au point une méthode prévisionnelle,

il y a lieu de scinder le système chaussée-bâtiment en trois parties qui sont le système chaussée-sol, le milieu de propagation et le système sol-structure.

Nous avons jusqu'à maintenant étudié les deux premières parties séparément, objet des paragraphes ci-dessous.

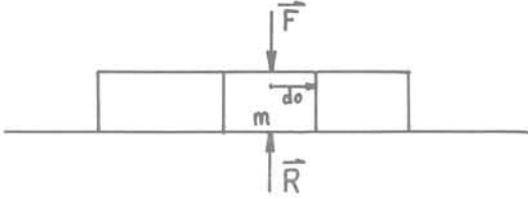
## TRANSFERT CHAUSSEE-SOL

Une étude antérieure avait permis de situer les différents paramètres régissant les vibrations dues au trafic routier, du moins au niveau de la chaussée. Il s'agit par ordre d'importance :

- de l'état de l'uni de la chaussée
- du sol support
- de la charge des essieux du véhicule
- de la vitesse du véhicule

Les vibrations les plus importantes étant évidemment obtenues lors du passage du véhicule sur des obstacles du type nid de poule, c'est donc ce cas que nous tenterons de simuler.

Nous assimilerons pour cela la chaussée à une fondation circulaire de rayon apparent  $d_0$  oscillant verticalement.



L'évaluation du rayon  $d_0$  de la fondation qui aurait le même effet que la chaussée lorsque cette dernière est sollicitée se fera par un ajustement des impédances mesurée et calculée depuis le modèle décrit ci-dessous :

#### Calcul de l'impédance d'une fondation

Nous admettrons :

- 1) que les pressions sous la fondation sont réparties uniformément.
- 2) que les effets de bord verticaux sont nuls.

Dans ces conditions, si  $z$  est le déplacement de l'aire de contact de la fondation avec le sol,  $m$  la masse de la fondation,  $F$  la force appliquée,  $R$  la réaction du sol, alors :

$$m\ddot{z} + R \exp(i\omega t) = F \exp(i(\omega t + \phi)) \quad (1)$$

$z$  peut être calculé à partir des résultats de REISSNER qui a évalué la réponse dynamique d'une semelle vibrante sur un milieu semi-infini, homogène, isotrope et élastique. Cette semelle est représentée par une surface sans masse qui produit une pression verticale distribuée uniformément sur une aire circulaire de rayon  $d_0$ .

Par intégration de la solution de LAMB, il obtient au centre de la semelle un déplacement de la forme :

$$(2) \quad z = \frac{R \exp(i\omega t)}{Ed_0} (F_1(a_0) + i F_2(a_0))$$

où  $E$  = module de cisaillement du sol

$$a_0 = \omega d_0 / V_s$$

$$\omega = 2\pi f = \text{vitesse angulaire de l'excitation}$$

$V_s$  = vitesse des ondes transversales dans le sol

$F_1, F_2$  = fonctions de REISSNER dépendant de  $a_0$  et du coefficient de Poisson  $\nu$  du sol sous la fondation

pour  $\nu = 0,5$ ,  $F_1$  et  $F_2$  ont la forme suivante :

$$F_1 = -0,130 + 0,0536 a_0^2 - 0,0078 a_0^4 + \dots$$

$$F_2 = 0,0545 J_1(1,047 a_0) + J_0(1,047 a_0) + 0,047 a_0 - 0,0065 a_0^2 + \dots$$

avec  $J_0(a_0)$  et  $J_1(a_0)$  fonctions de Bessel

Compte tenu de ces résultats et de l'équation (1), il vient, sous la fondation :

$$\begin{cases} z = \frac{F}{Ed_0} \sqrt{\frac{F_1^2 + F_2^2}{(1 + ba_0^2 F_1)^2 + (ba_0^2 F_2)^2}} \\ \text{tg}\phi = - \frac{F_2}{F_1 + ba_0^2 (F_1^2 + F_2^2)} \end{cases}$$

ou, si  $v_0$  est la vitesse du déplacement de la fondation,  $Z_0$  l'impédance du système,  $b = m/\rho d_0^3$ ,  $\rho$  la densité du sol

$$|Z_0| = \left| \frac{F}{v_0} \right| = \rho V_s d_0^2 \frac{1}{a_0} \sqrt{\frac{(1 + ba_0^2 F_1)^2 + (ba_0^2 F_2)^2}{F_1^2 + F_2^2}}$$

Parmi les paramètres nécessaires au calcul de cette impédance, 3 ne sont pas connus a priori, nous les déterminerons par ajustement des courbes théorique et expérimentale, il s'agit de :

- $d_0$ , rayon apparent
- $b$ , paramètre adimensionnel
- $V_s$ , vitesse des ondes transversales, différente de celle que nous pourrions mesurer à proximité de la chaussée puisque sous cette dernière le sol a généralement été remanié et compacté.

#### Mesure de l'impédance

Cette mesure consistait à évaluer l'impédance du système chaussée-sol lorsqu'il est excité verticalement.

Le matériel utilisé à cet effet est le vibreur lourd. C'est un excitateur qui soumet la structure étudiée à des efforts verticaux de façon sinusoïdale ou en large bande entre une dizaine et une centaine de Hz. Les efforts fournis sont comparables à ceux produits par le jumelage d'un essieu de 13 tonnes. Le contact avec la chaussée se fait par l'intermédiaire d'une plaque métallique de 50 cm de diamètre laquelle est équipée de capteurs de force et de géophones. Des essais sur 3 sites ont conduits aux résultats de la figure 1.

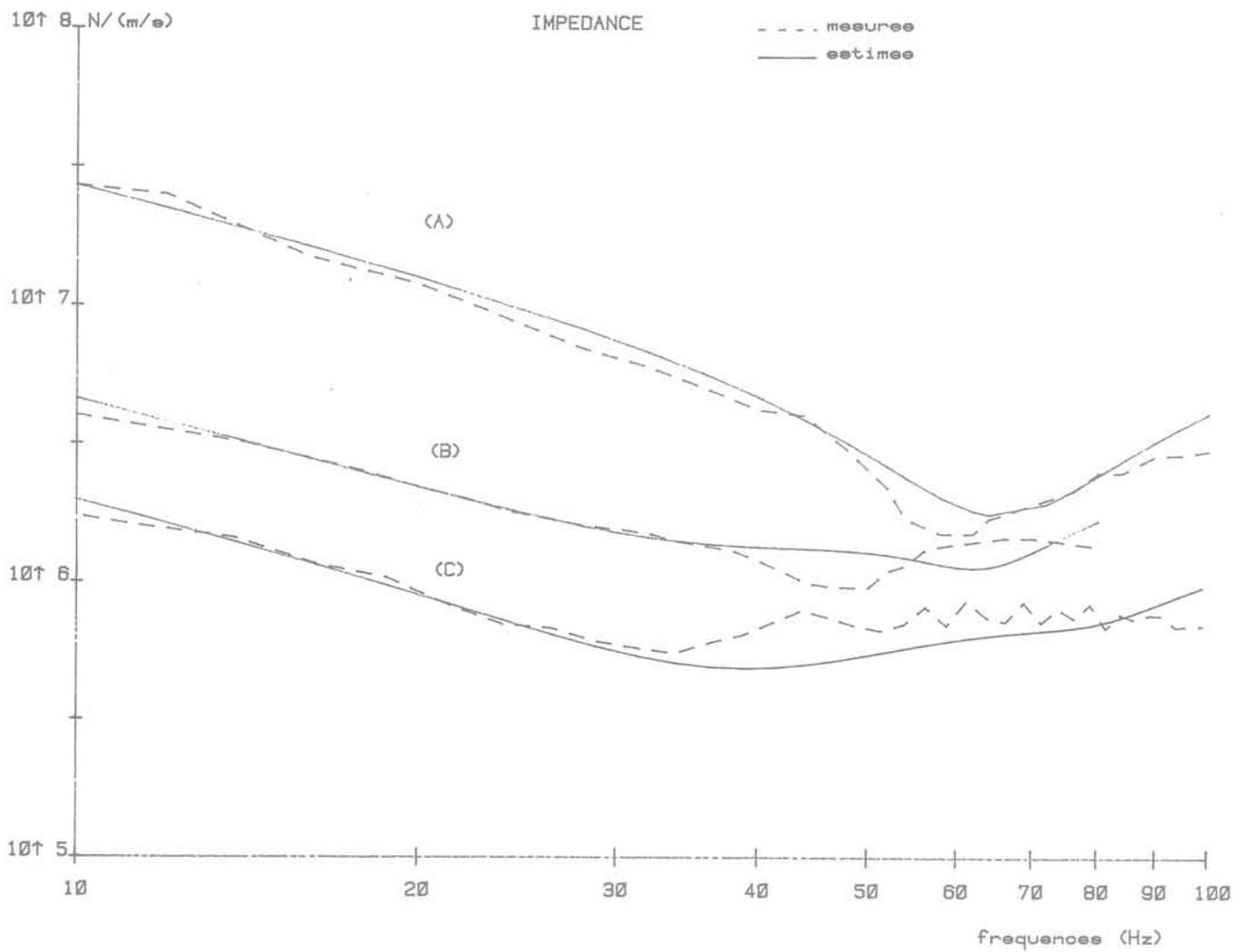


Figure 1 : comparaison des impédances mesurées et ajustées pour différents sites

- (A) chaussée souple sur calcaire effrité  
 ( $d_0 = 0,6 \text{ m}$  ;  $b = 24$  ;  $V_S = 450 \text{ m/s}$ )
- (B) chaussée de béton sur du sable (de Fontainebleau)  
 ( $d_0 = 0,95 \text{ m}$  ;  $b = 2,4$  ;  $V_S = 150 \text{ m/s}$ )
- (C) chaussée souple sur sable argileux  
 ( $d_0 = 0,6$  ;  $b = 4,1$  ;  $V_S = 125 \text{ m/s}$ )

Les valeurs de  $d_0$ ,  $b$  et  $V_S$  ont été estimées au moyen d'un programme réalisé sur minicalculateur. Les courbes expérimentales et ajustées montrent qu'il existe une relativement bonne corrélation, essentiellement aux basses fréquences (entre 10 et 40 Hz), domaine des vibrations dues au trafic routier.

Un rayon beaucoup plus faibles (15 cm) a été obtenu sur le 3e site en imposant comme vitesse des ondes transversales celle mesurée (250 m/s) sur le sol adjacent. Dans ce cas la source pouvait être considérée comme ponctuelle.

#### PROPAGATION DES ONDES DANS LE SOL

A partir de la théorie établie pour un milieu semi-infini, homogène, isotrope et élastique, il est possible de calculer, connaissant les efforts injectés en un point de la surface les composantes verticale ( $W(t)$ ) et horizontale ( $Q(t)$ ) des vibrations en fonction de la distance à ce point.

Selon B. PRANGE, elles peuvent être mises sous la forme (l'excitation est supposée ponctuelle)

$$W(t) = (R/E \lambda r) W^* \exp(i(\omega t + \phi_w))$$

$$Q(t) = (R/E \lambda r) Q^* \exp(i(\omega t + \phi_q))$$

avec

$\lambda r$  = longueur des ondes de Rayleigh et  $W^*$ ,  $Q^*$ ,  $\phi_w$ ,  $\phi_q$  modules et phases des expressions ci-dessous

$$W E \lambda r / R =$$

$$\frac{W_0}{d^{1/2}} [\cos(-2\pi d - \pi/4) + i \sin(-2\pi d - \pi/4)]$$

$$+ \frac{W_1}{d^2} [\cos(-2\pi k d + \pi/2) + i \sin(-2\pi k d + \pi/2)]$$

$$+ \frac{W_2}{d^2} [\cos(-2\pi h d + \pi/2) + i \sin(-2\pi h d + \pi/2)]$$

$$Q E \lambda r / R =$$

$$\frac{Q_0}{d^{3/2}} [\cos(-2\pi d - 3\pi/4) + i \sin(-2\pi d - 3\pi/4)]$$

$$+ \frac{Q_1}{d^2} [\cos(-2\pi k d) + i \sin(-2\pi k d)]$$

$$+ \frac{Q_2}{d^2} [\cos(-2\pi h d + \pi/2) + i \sin(-2\pi h d + \pi/2)]$$

et

$$W_0 = \frac{-k(1-h)^{1/2}}{8 [(2-k) - \sqrt{(1-h)(1-k)} - \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1-k}{1-h}} - \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1-h}{1-k}}]}$$

$$W_1 = (1-k)/2k^{1/2}$$

$$W_2 = 1/4 \cdot h^{1/2} (2k-1)^2$$

$$Q_0 = \frac{-(2-k-2\sqrt{(1-k)(1-h)})}{8 [(2-k) - \sqrt{(1-h)(1-k)} - \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1-k}{1-h}} - \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1-h}{1-k}}]}$$

$$Q_1 = \sqrt{(1-k)/k}$$

$$Q_2 = \sqrt{1^3 - 1^4} / (2k-1)^3$$

$$h = (V_R/V_P)^2$$

$$k = (V_R/V_S)^2$$

$$l = (V_S/V_P)^2$$

$V_R$  = vitesse des ondes de Rayleigh

$V_P$  = vitesse des ondes longitudinales

$V_S$  = vitesse des ondes transversales

Des termes en  $1/d^{1/2}$  et  $1/d^2$  apparaissent, ils caractérisent respectivement les ondes de Rayleigh et de volume.

Ces résultats se rapportent à un milieu élastique, pour introduire la notion de visco-élasticité il faudra prendre en compte un terme en  $\exp(-\alpha d)$ ,  $\alpha$  étant le coefficient d'amortissement des ondes dans le sol.

#### Résultats des mesures

Le but des mesures était de vérifier ce modèle et d'estimer le coefficient d'amortissement en fonction de la fréquence pour différents sols.

Elles consistaient à relever, en fonction de la distance à la source les vibrations produites par une impulsion. L'excitateur était la dynaplaque, appareil qui peut être schématisé par une plaque de 40 cm de diamètre posée sur le sol et équipée de ressorts sur lesquels tombe une masse. Les efforts engendrés sont également comparables à ceux produits par le jumelage d'un essieu.

Les signaux étaient captés selon les 3 axes par des accéléromètres piézoélectriques puis enregistrés sur bande magnétique pour être exploités ultérieurement en laboratoire.

La dynaplaque était généralement positionnée sur d'anciennes chaussées ou des voies de desserte et l'atténuation mesurée perpendiculairement à cette voie. Il a été vérifié que la force d'excitation ne variait pas entre le début et la fin des essais.

Actuellement, seules les mesures selon les axes verticaux ont été exploitées

Une vingtaine d'impulsions étant enregistrées par point de mesure, l'exploitation a consisté à faire une sommation dans le domaine temporel suivi d'une analyse spectrale (voir exemple figure 2).

Pour chaque fréquence, il a été calculé un coefficient d'amortissement à partir d'un ajustement du modèle précédent sur les résultats expérimentaux dont on trouvera quelques exemples sur la figure 3. Un lissage du type  $(1/d^{1/2})\exp(-\alpha d)$  conduit à une moins bonne corrélation aux faibles distances.

On remarquera sur la figure 4 que le coefficient d'amortissement croît à peu près linéairement avec la fréquence.

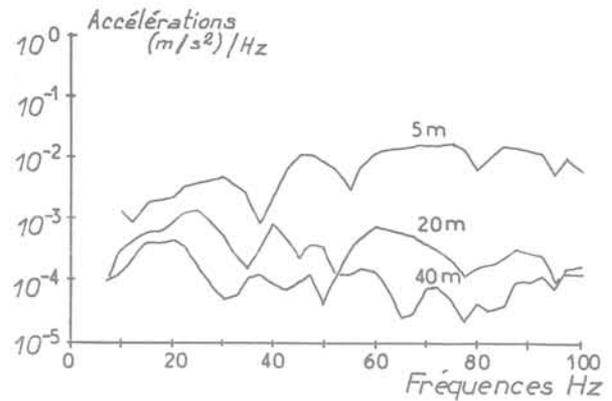


Figure 2 : Spectres d'accélération en fonction de la distance obtenus sur un sable argileux ( $\Delta f = 2,5$  Hz)

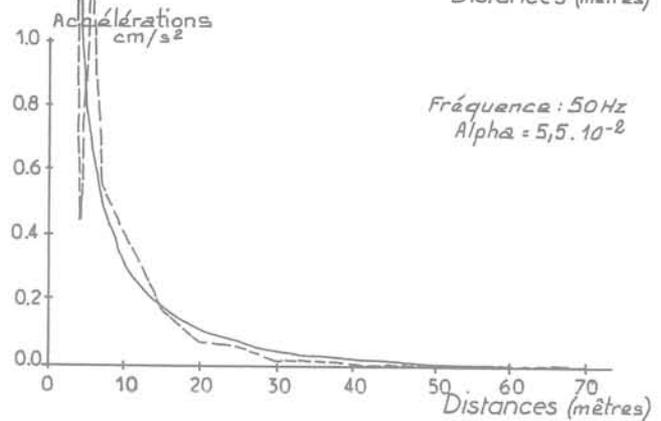
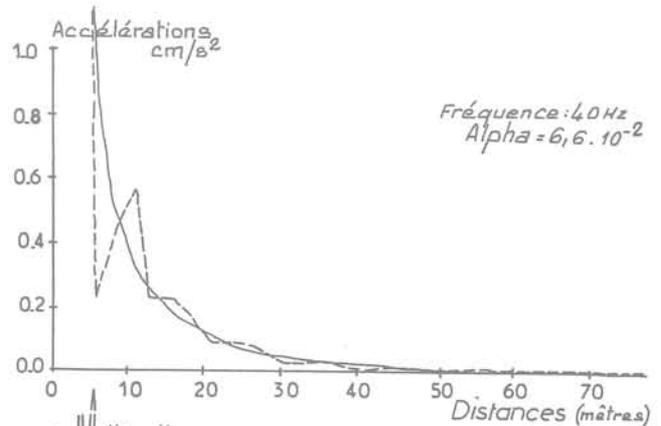
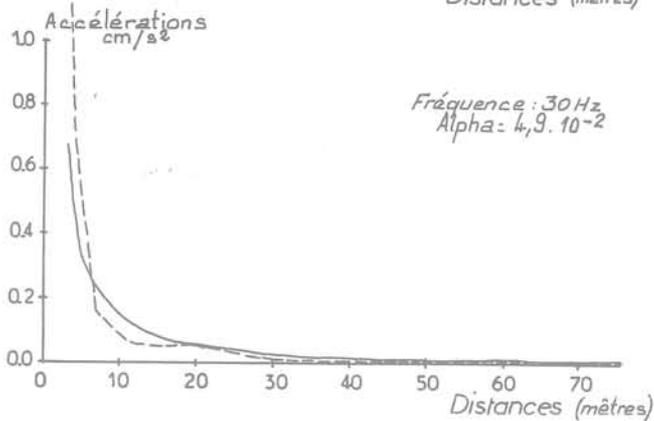
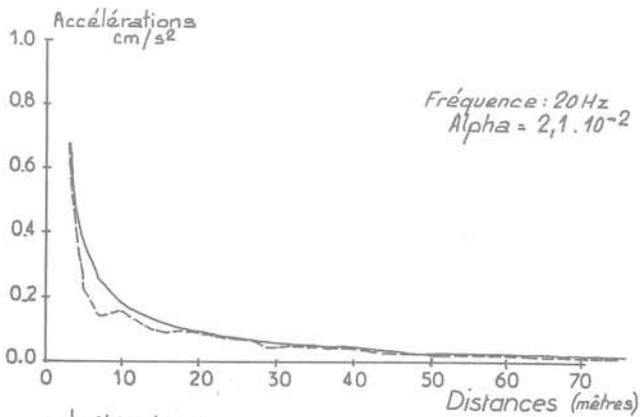


Figure 3 : Atténuation des ondes en fonction de la distance pour quelques fréquences sur du sable argileux  
-lissage du type  $(W_0/d^{1/2} + W_1/d^2)\exp(-\alpha d)$

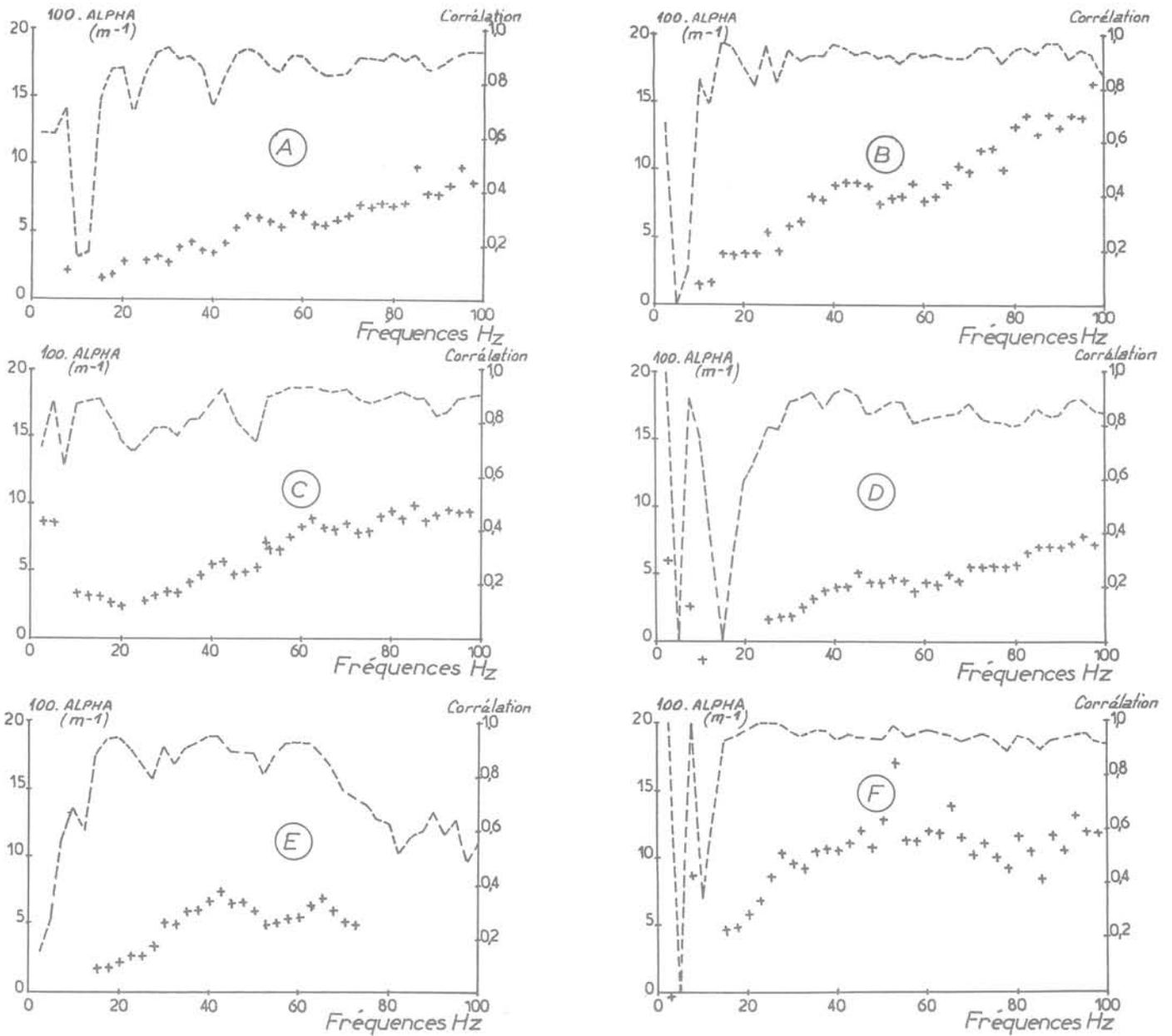


Figure 4 : Coefficient d'amortissement en fonction de la fréquence

(A) remblai	$8,6 \cdot 10^{-4}f + 6,5 \cdot 10^{-3}$
(B) gravier saturé	$1,4 \cdot 10^{-3}f + 1,1 \cdot 10^{-2}$
(C) gravier	$7,1 \cdot 10^{-4}f + 2,8 \cdot 10^{-2}$
(D) sable	$5,9 \cdot 10^{-4}f + 1,1 \cdot 10^{-2}$
(E) sable argileux	$1,7 \cdot 10^{-3}f - 0,5 \cdot 10^{-3}$
(F) argile	$6 \cdot 10^{-4}f + 6,7 \cdot 10^{-2}$

## CONCLUSION

Le but de cette étude était de vérifier différents modèles par des essais in situ. L'un se rapportant au transfert chaussée-sol, l'autre à la propagation des ondes dans le sol.

Lorsque la chaussée est excitée verticalement en un point, cas le plus défavorable d'un point de vue niveau vibratoire, elle peut être assimilée à une fondation circulaire de rayon apparent  $d_0$ . Des essais ont conduit pour une chaussée rigide à un rayon de l'ordre du mètre et pour deux chaussées souples à des rayons voisins de 60 cm.

Le coefficient d'amortissement des ondes de surface selon l'axe vertical estimé sur plusieurs sites à partir d'un modèle qui tient compte d'une atténuation en  $1/\sqrt{d}$  et d'une atténuation en  $1/d^2$  croît à peu près linéairement avec la fréquence. La pente, selon le cas, varie entre  $10^{-4}$  et  $10^{-3}$ .

Une combinaison de ces deux résultats devrait conduire à un modèle qui, connaissant la force appliquée à la chaussée, permette d'estimer les niveaux vibratoires du sol en l'absence de bâtiment.

## REFERENCES

Bycroft (1956)

Forced vibrations of a rigid circular plate on a semi-infinite elastic space and on an elastic stratum

Phil. Trans. Roy. Soc., London, Vol. 248, pp 327 - 368

B. Prange (1977)

Primary and secondary interferences in wavefields, Proceedings of DMSR 77, Karlsruhe 5 - 6 september 1977

Reissner  
in Bycroft, *op. cit.*

# analyse des phénomènes vibratoires dûs aux tirs en tunnels

par

**P. Allard**

Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées, Aix-en-Provence

**A. Rozière**

S.N.C.F.-Ouvrages d'Art, Paris

**RESUME :** Des tirs de mines sont exécutés dans des tunnels SNCF pour des travaux de reprise en sous-oeuvre : abaissement de plate-forme, approfondissement ou créations de niches supplémentaires en piedroits.

Contrairement aux contrôles classiques, sur des constructions indépendantes du site miné et situées à des distances d'une dizaine à quelques centaines de mètres des tirs, les mesures de contrôle en tunnels sont réalisées en plaçant les capteurs à seulement quelques mètres du tir. Dans ce cas, la vibration présente un spectre de fréquence très large avec des niveaux les plus élevés entre 200 et 1000 Hz.

L'étude présentée comporte l'analyse des vibrations détectées en différents points d'une section de tunnel, pendant des tirs en niche ou des tirs en plate-forme. L'analyse porte sur l'ensemble des impulsions, d'une volée à micro-retards et sur les 2 ou 3 premières impulsions de la même volée. Notre étude porte sur les spectres de fréquences mais également sur l'évolution du signal temps en fonction de la gamme de fréquences, avec un système de filtrage passe-bas.

En conclusion, nous proposons quelques principes méthodologiques pour l'étude des risques encourus sur l'ouvrage au cours du chantier de minage.

## INTRODUCTION

Les mesures et contrôles réalisés dans les tunnels SNCF, au cours de chantiers de minage ont pour but de s'assurer que l'énergie dégagée par l'explosif et dissipée sous la forme de vibration, est réduite au niveau le plus faible possible pour ne pas provoquer de dégâts sur l'ouvrage.

Corrélativement cette énergie de l'explosion sera utilisée au mieux pour fragmenter et abattre la roche.

Les sollicitations dynamiques répétées pourraient, en effet, modifier la résistance naturelle du massif entraînant une nouvelle sollicitation du revêtement.

L'exposé qui suit présente des résultats d'enregistrements au cours de tirs de mines réalisés dans des tunnels de la ligne SNCF NARBONNE - PORT-BOU pour la mise au gabarit électrique.

La formation géologique est constituée par des schistes métamorphiques anciens.

## TECHNOLOGIE ET METHODE D'ETUDE

Les mesures de vibrations sont réalisées avec des ensembles tridirectionnels de géophones d'un modèle courant qui présentent une fréquence de résonance de 4,5 Hz. Les problèmes de bande passante peuvent se poser principalement vers les hautes fréquences.

Quelques étalonnages réalisés sur un pot vibrant entre 5 Hz et 1500 Hz, montrent que au-dessus de 300 Hz les problèmes se posent principalement au niveau des fixations des capteurs, avec des pics de résonances sur des bandes de fréquences très étroites entre 750 et 800 Hz et vers 1500 Hz.

Des systèmes de fixation avec des bridages rigides nous ont permis de vérifier que la réponse intrinsèque de certains capteurs est constante à 5 % près jusqu'à plus de 1000 Hz.

L'enregistrement des vibrations est réalisé en analogique sur bande magnétique en modulation de fréquence avec une bande passante de 0 à 1250 Hz et une dynamique de 52 dB.

L'exploitation est réalisée :

- . d'une part sur le signal en fonction du temps de la forme  $y = f(t)$ . Ce type d'enregistrement nous permet de visualiser les signaux émis par chaque amorce de tir. Il peut s'agir de micro-retards à 25 ms ou de retards à 500 ms ;

- . d'autre part sur un spectre de fréquences avec une représentation de la forme  $Y = F(N)$ . Cette fonction de la fréquence est obtenue par le calcul de la transformée de Fourier du signal-temps.

L'analyseur utilisé (fig. 1) échantillonne le signal temps sur 1024 points avec une fréquence égale à 2,56 fois la fréquence maximale d'analyse.

L'analyse est alors réalisée sur 400 canaux

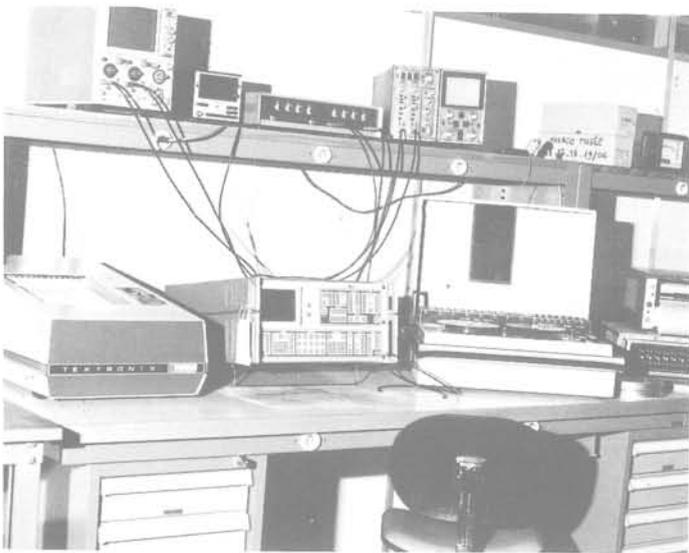


Fig. 1 CHAÎNE D'ANALYSE DES VIBRATIONS

Nous utiliserons une analyse sur l'ensemble des impulsions pendant une durée de 400 ms. Nous obtiendrons alors 400 canaux d'analyse sur la bande 0 - 1000 Hz.

Pour réaliser l'analyse sur un temps plus réduit, permettant l'échantillonnage des 2 ou 3 premières impulsions seulement (deux ou trois micro-retards) nous réaliserons un échantillonnage sur 40 ms ou 80 ms. L'analyse sera alors présentée sur la bande 0 - 10 kHz ou 0 - 5 kHz. Le signal sera contenu seulement sur 100 bandes d'analyse entre 0 et 2500 Hz ou entre 0 et 1250 Hz.

Afin de comparer différents spectres et de calculer des fonctions et transferts nous réaliserons des rapports de spectres.

Le filtrage, en passe-bas des signaux reproduit grâce à l'enregistreur magnétique nous permettra de connaître la forme des impulsions en fonction de la bande passante.

En raison de la nature impulsionnelle des signaux, nous utiliserons un filtre, tel que le temps de propagation de groupe dans la bande passante soit optimisé. Un tel filtrage sera décrit par la légende suivante :

F.D - (flat delay) P.B - (passe bas) X Hz

Pour les fréquences supérieures à X l'atténuation est de 48 dB/octave ou 96 dB/octave. A la fréquence X l'atténuation est de 16 dB. L'atténuation à 3 dB est à considérer à la fréquence X/2 Hz.

L'étude que nous proposons, comporte :

L'analyse en amplitude et en fréquence de signaux détectés en différents points d'une section de tunnel lors de tirs dans des niches à créer, ou à approfondir et des tirs en pied-droit.

Nos observations porteront sur les spectres de fréquences, et les amplitudes en fonction de la bande passante avec des filtrages en passe bas.

#### IMPLANTATION DES CAPTEURS

Nous prendrons en considération 3 capteurs disposés comme indiqué sur la fig. 1 en section transversale du tunnel.

Le capteur C est situé latéralement à 2,50 m du bord de la niche minée et à 1,50 m au-dessus des voies.

Les capteurs D et G sont situés dans le même plan de section transversale que le capteur C. Sur tous ces capteurs les 3 directions seront repérées de la façon suivante :

- H1 : direction horizontale parallèle à l'axe du tunnel
- H2 : direction horizontale perpendiculaire à l'axe du tunnel
- V : direction verticale

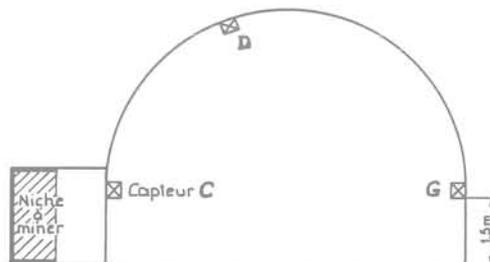


Fig. 2 POSITIONNEMENT DE 3 CAPTEURS SUR UNE SECTION POUR UN TIR DE NICHE

Sur la plage de fréquences 0 - 1000 Hz le spectre est semblable à celui de la fig. 3. Le niveau maximal est de 15,5 mm/s sur le canal 362,5 Hz (largeur du canal : 12,5 Hz).

Des analyses du même type réalisées sur les autres capteurs et sur les 3 directions mettent en évidence un caractère identique des spectres, quelque soit le nombre des impulsions.

La plage de fréquences des signaux délivrés par le capteur Ch1 avec une dynamique de 30 dB est comprise entre 100 Hz et 600 Hz.

Effectuons une analyse du même type sur le signal délivré par le géophone vertical du capteur D, au cours du même tir. (fig. 5 et 6)

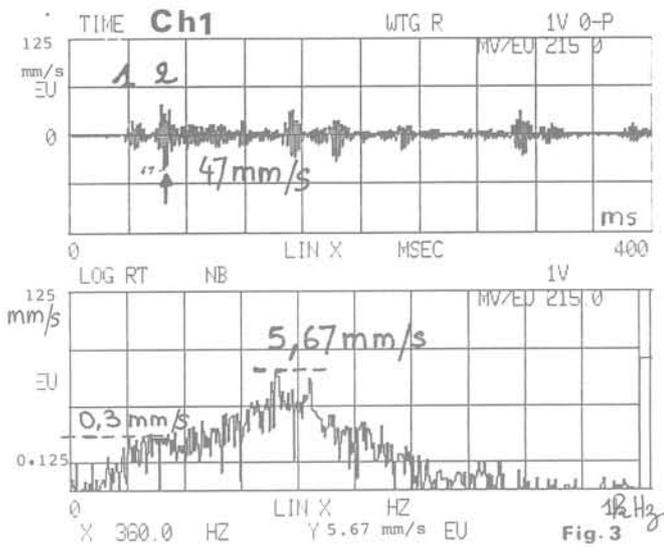


Fig. 3

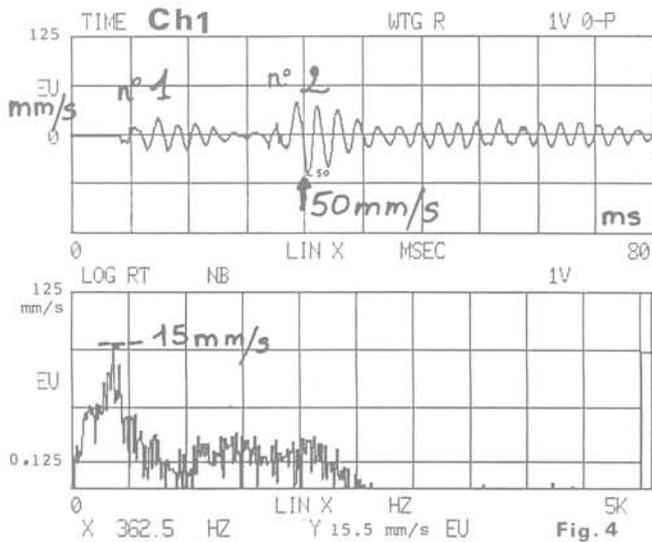


Fig. 4

Fig 3 : Signal détecté sur le capteur Ch1 lors d'un tir de bouchon en approfondissement de niche.

Ce tir est constitué par 15 forages en 38 mm de diamètre suivant une maille de 0,30 x 0,30m la charge par forage est de 100 g. Le signal temps nous permet d'observer sur 400 ms les impulsions consécutives aux 13 numéros de micro-retards. Le niveau maximal est obtenu sur le micro-retard n°2 avec 47 mm/s.

Le spectre met en évidence une amplitude maximale sur le canal 360 Hz avec un niveau de 5,67 mm/s zéro-crête.

Notons un palier sur le spectre entre 100 et 200 Hz, mais à des niveaux d'environ 0,3 mm/s.

La fig. 4 présente le signal consécutif au premier, second et troisième numéro d'amorce du tir décrit ci-dessus.

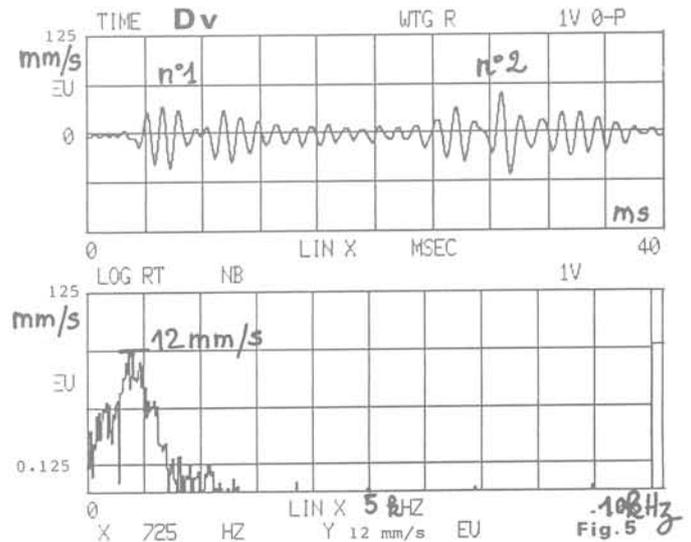


Fig. 5

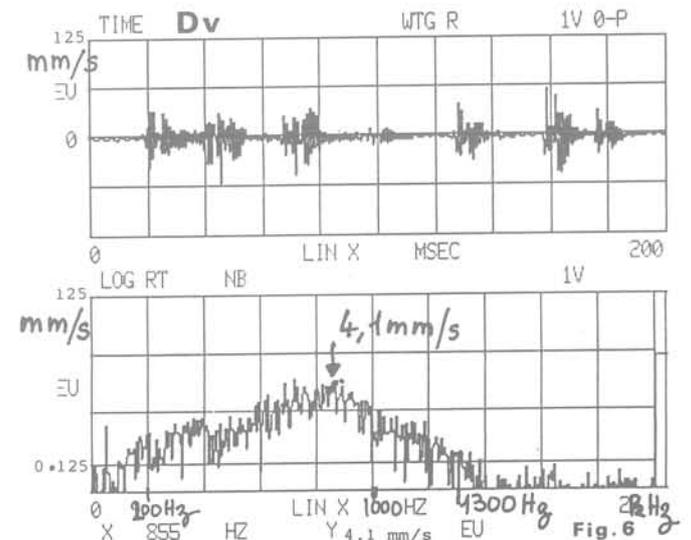


Fig. 6

Cette analyse confirme les propos précédents concernant la plage de fréquences en fonction du nombre d'impulsions.

La fig. 5 présente l'analyse des 2 impulsions relatives aux micro-retards n°1 et 2.

La bande de fréquences totale des signaux tant sur la fig. 5 que sur la fig. 6 est plus large que celle observée sur le capteur C (fig. 4).

La valeur maximale du spectre est obtenue sur une plage de fréquences de 725 Hz à 855 Hz.

Avec une dynamique de 30 dB sous le niveau maximal du spectre on trouve une plage de fréquences de 100 Hz à 1300 Hz. Cette dernière fréquence correspond d'ailleurs à la coupure hautes fréquences de l'enregistrement magnétique.

Des enregistrements analogues au cours de tirs en plate-formes ou de tirs de longrines présentent également une plage de fréquences très large.

Fig. 7 : Analyse spectrale sur les signaux délivrés par 2 géophones horizontaux perpendiculaires à l'axe du tunnel scellés à une hauteur de 1,5 m sur les pieds droits et à des distances de 2 m pour le capteur A et 4 m pour le capteur B par rapport à l'extrémité de la volée. Celle-ci est constituée par un tir de plot de longrine.

Les signaux présentés correspondent aux micro-retards numéro zéro et n° 1, qui constituent le bouchon de la volée. Les numéros zéro amorcent 2 forages chargés à 100 g chacun ; les numéros 1, amorcent 2 forages chargés à 125 g chacun.

Fig. 8 : Les 2 spectres de fréquences représentent l'analyse sur 100 canaux entre 25 Hz et 2525 Hz des 2 signaux représentés sur la fig. 7. Il s'agit en fait d'une dilatation des spectres de cette même figure.

Observations : La plage de fréquences est particulièrement large, en particulier vers les basses fréquences sur la capteur B. Ces niveaux varient peu, sur les canaux 25 à 650 Hz.

Sur le capteur A le plus proche, la fréquence d'amplitude maximale est à 700 Hz, et la décroissance des niveaux vers les basses fréquences est relativement faible.

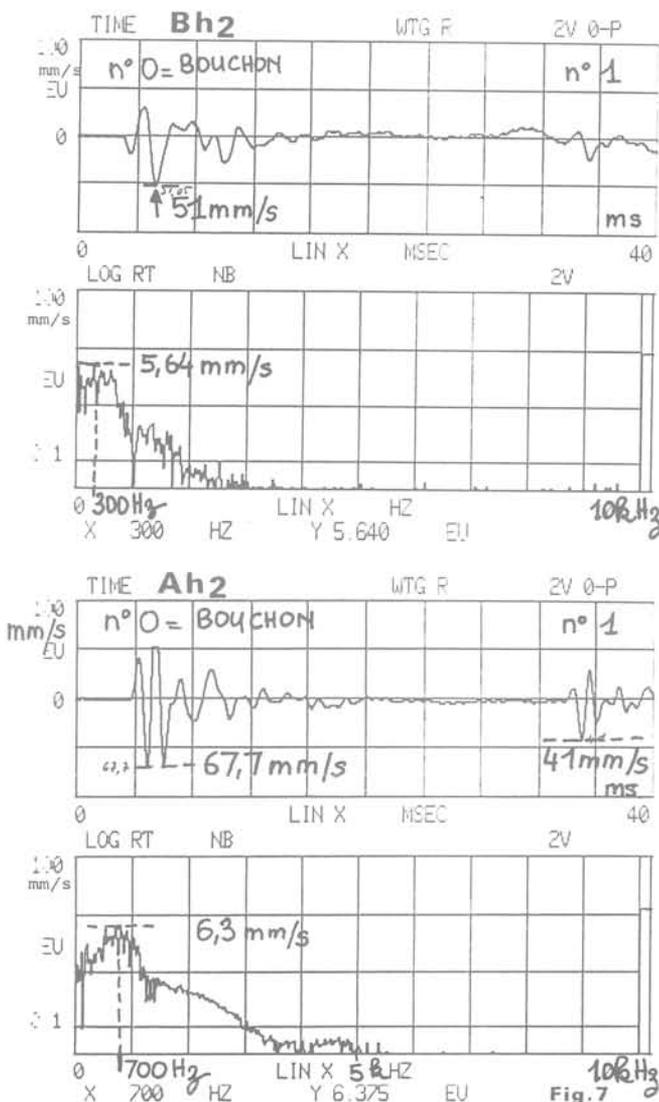
La fig. 9 représente le rapport entre les 2 spectres précédents. On observera des niveaux sensiblement constants ou très sélectivement amplifiés entre 25 Hz et 500 Hz, puis une atténuation croissante avec la fréquence entre 500 et 1000 Hz avec une pente moyenne de 25 dB par octave.

Au dessus de 1000 Hz l'atténuation varie de 5 à 20 dB.

Conclusion : Les tirs réalisés en tunnel, tant pour le creusement de niches, que pour l'abaissement de la plate-forme, engendrent sur la section du tunnel des vibrations sur une plage de fréquences très large.

Les fréquences d'amplitude maximale se situent entre 250 Hz et 900 Hz.

La plage totale de fréquences dépend très largement de l'orientation de l'axe de mesure. Les fréquences inférieures à 500 Hz présentent des niveaux relativement élevés sur les pieds droits, suivant la direction perpendiculaire à la paroi (h<sub>2</sub>).



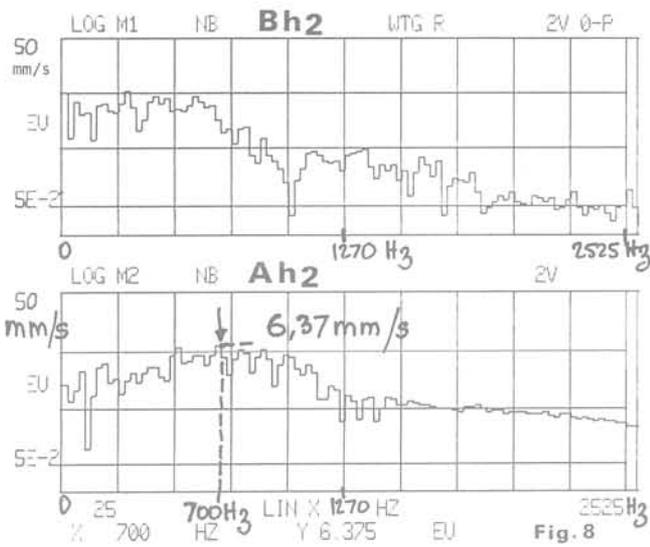


Fig. 8

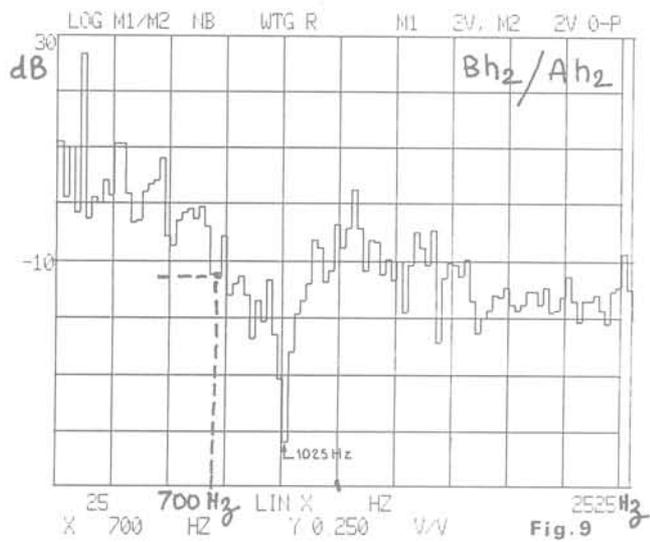


Fig. 9

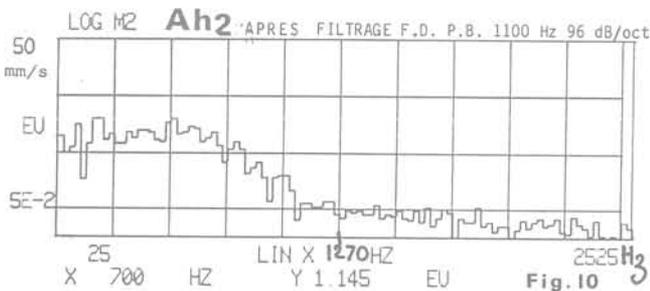


Fig. 10

### FILTRAGE DES FREQUENCES ELEVEES

Nous avons vu sur la fig. 9 que, entre les capteurs A et B, nous avons un filtrage des fréquences supérieures à 500 Hz.

Sur les fréquences inférieures à 500 Hz on observe par contre une sensible amplification.

Appliquons au signal du capteur A, un filtrage passe bas à 1100 Hz, avec une pente d'atténuation de 96 dB/octave, le spectre alors obtenu sur ce signal filtre est très comparable au spectre du signal B en particulier entre 25 Hz et 1000 Hz (fig. 10).

La fig. 11 représente le signal de la première impulsion, en fonction du temps : d'une part sans filtrage, d'autre part avec le filtrage passe-bas à 1100 Hz (fig. 11) l'atténuation est notable puisque la valeur zéro-crêtes passe de 68 mm/s à 10 mm/s sur le premier pic négatif.

Sur le signal filtré la valeur zéro crête maximale est obtenue sur le 2ème pic négatif avec 23,3 mm/s.

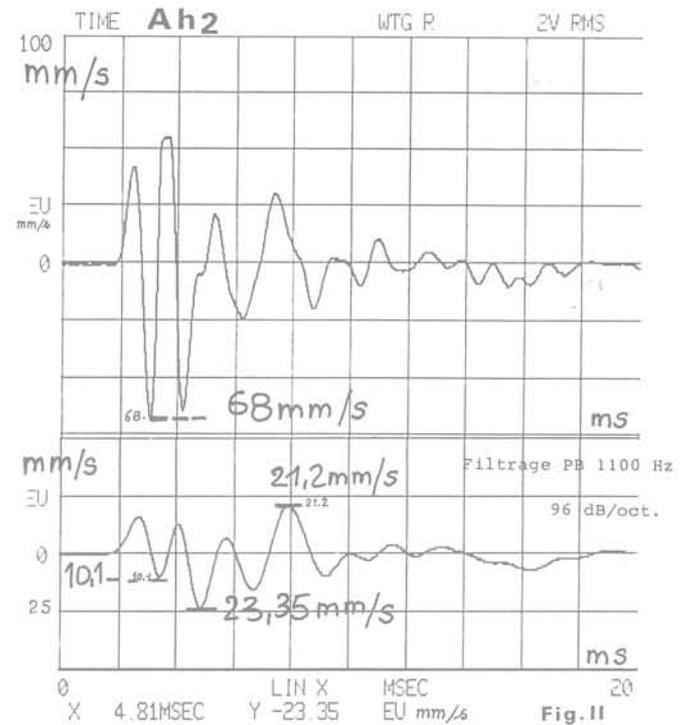


Fig. 11

On comprendra dans ces conditions que les mesures de niveaux zéro-crêtes des vitesses de vibrations dans un tunnel sont largement fonction de la bande passante de la chaîne de mesure, depuis le capteur et son mode de fixation sur la paroi, jusqu'à la saisie du phénomène.

La fig. 12 représente l'ensemble des impulsions enregistrées lors d'un tir de niche, d'une part sur la bande totale d'enregistrement (0-1250 Hz) puis avec des filtrages passe-bas successivement à 500 Hz - 300 Hz 200 Hz et 100 Hz. Les niveaux zéro-crêtes maxi passent ainsi successivement de 49 mm/s à 14 mm/s - 3,5 mm/s - 1,1 mm/s et 0,4 mm/s.

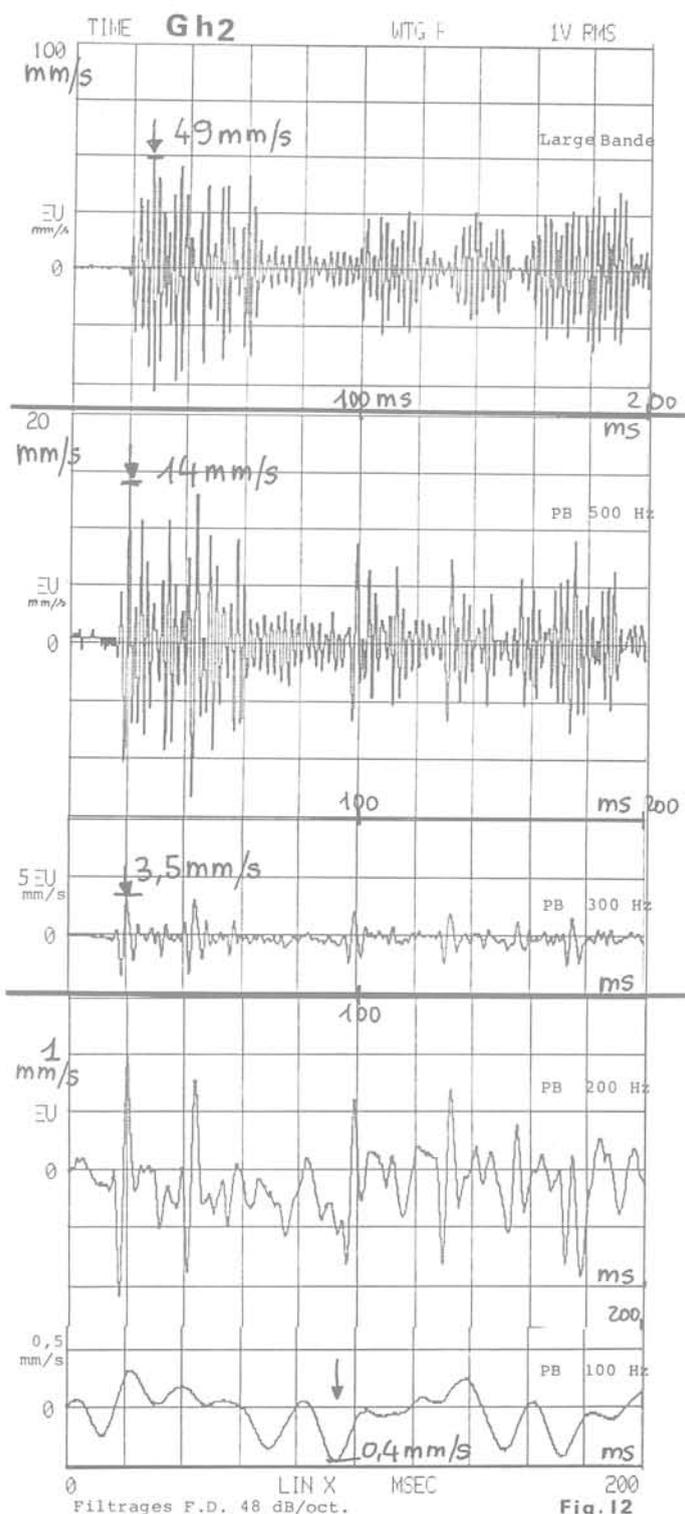


Fig. 12

## CONCLUSION

Les tirs de mines réalisés au cours des travaux de reprise en sous oeuvre des tunnels engendrent sur les parements d'une section située entre 0 et 5 mètres de l'extrémité d'une volée, des vibrations sur une plage de fréquences très large entre quelques hertz et 2 KHz.

Les fréquences d'amplitude maximale se situent entre 250 et 900 Hz.

Sur la bande de fréquences la plus large, les vibrations atteignent couramment des niveaux élevés de 50 à 100 mm/s. La détection des vibrations sur une gamme de fréquences supérieures à 500 Hz et fortement conditionnée par le mode de fixation des capteurs.

Les géophones couramment utilisés ne présentent pas des caractéristiques toujours très adaptées pour la détection sur des fréquences supérieures à quelques centaines de hertz.

Les caractéristiques des appareils de saisie les plus couramment utilisés ne sont généralement pas connues avec précision dans le domaine des fréquences supérieures à 250 Hz.

Le contrôle et l'efficacité d'un tir, ne peut donc pas être assuré uniquement en déterminant la vitesse de vibration zéro-crête maximale de la série d'impulsions successives.

Les problèmes de nuisances sont principalement préoccupants sur le domaine des basses fréquences. C'est pourquoi nous préconisons pour les contrôles de tirs de mines en tunnel, une première phase d'ajustage des tirs de mines avec une étude complète des vibrations. Les spectres de fréquences nous permettent d'apprécier le degré de nocivité des vibrations en fonction de la gamme de fréquences. L'amplitude zéro-crête de la vibration, en tant que critère de nocivité, ne pourra être valablement retenue que sur une plage de fréquences, caractérisée par une transmission préférentielle dans l'ouvrage, c'est à dire un amortissement nul ou très lent dans les environs du tir.

L'utilisation de séries souvent complètes de micro-retards, a pour effet d'engendrer sur cette gamme de fréquences généralement basses, une vibration pratiquement entretenue, pendant environ 500 ms.

La connaissance des niveaux efficaces de la vibration pendant le temps de la volée peut également constituer un critère d'appréciation de l'énergie dissipée sous la forme de vibrations dans l'ouvrage.



# **thème III**

## **mouvements de terrains induits d'origine anthropique à l'exclusion des risques dits « naturels »**

### **sous-thème III.1**

#### **stabilité et consolidation des exploitations souterraines abandonnées (à l'exclusion de leur seule détection)**

stabilisation et consolidation de la colline d'Issy-les-Moulineaux  
C. Dufour

apport des diagraphies pour la réalisation d'injections de carrières effondrées  
J.C. Erling - J. Lakshmanan - J. Rougé

### **sous-thème III.2**

#### **glissements de terrain liés directement à des travaux**

glissement de la mosquée « Emir Abd el Khader » à Constantine  
D. Beucler

mouvements liés à des travaux de défense et de restauration des sols  
J.P. Flotte

glissements de terrain liés à des travaux  
A. Silleran

### **sous-thème III.3**

#### **mouvements de surface lors de travaux souterrains**

contrôle des mouvements de surface lors de travaux souterrains urbains  
M. Viallaneix

dimensionnement des exploitations souterraines et stabilité de la surface  
E. Tincelin - R. Deniau - P. Sinou - D. Leonet - D. de Winter

prévision des effondrements de surface à partir des mesures en souterrain  
E. Tincelin - R. Deniau - P. Sinou - D. Leonet - D. de Winter

*communication tardive*

stockage de chaleur dans les excavations à ciel ouvert ou souterraines  
A. Montjoie



# stabilisation et consolidation de la colline d'Issy-les-Moulineaux

par

**C. Dufour**

Géotechnique Appliquée, Boulogne

RESUME - La colline d'Issy les Moulineaux a été exploitée en carrières souterraines pour obtenir de la craie et du calcaire au 19ème siècle. De nombreux effondrements se sont produits à une époque où cette région était encore une campagne, mais l'urbanisation du site sans précautions a amené une catastrophe en 1961. Il s'agissait donc de travailler à la reconstruction et à la consolidation du site. Grâce à l'aide des pouvoirs publics, en particulier de l'Inspection Générale des Carrières, & de la municipalité, un groupe de techniciens a pu proposer un projet de consolidation à l'échelle du problème. La zone actuellement consolidée concerne environ 15 hectares, l'ensemble du projet de consolidation sera terminé en 1985. Les travaux sont réalisés de manière très classique, par contre la conception de ces travaux est faite en réunissant la mécanique des sols et la statique générale et en évitant tout pointillisme de détail.

## 1) GENERALITES :

A la suite d'un effondrement de deux hectares en 1961, sous l'égide de Mr Gastinne propriétaire d'un tir aux pigeons sur la colline d'Issy les Mx, en collaboration avec l'Inspection Générale des Carrières, les services techniques de la Ville d'Issy les Mx, le bureau Véritas et l'Atelier Gambert, notre société Géotechnique Appliquée a été chargée des études de sols en vue de permettre une stabilisation définitive des terrains privés et municipaux se situant sur la colline. Cette opération au départ de caractère semi-public a abouti à la création d'une zone d'aménagement concerté à l'échelle des projets de consolidation s'élevant, non compris le prix des terrains, à la somme de 26 000 000 Frs, valeur janvier 1971. La charge foncière a été calculée à partir de cette estimation et du prix des terrains et un promoteur privé, le groupe Drouot représenté par la SEERI, a pris en charge l'opération d'urbanisme comprenant des logements (1700), des commerces, des groupes scolaires, foyer de personnes âgées, crèche, gymnase, parc municipal et tennis; la surface des planchers hors sous-sols et équipements étant de 177 000 m<sup>2</sup> pour un terrain de 83 390 mètres carrés.

La zone sous minée comprend 250 000 m<sup>3</sup> de vides visitables & nécessitera 350 000 m<sup>3</sup> d'injection de sablon ciment correspondant au remplissage de 13 km de galeries variant de 4 à 10 m de hauteur et de 4 à 6 m de largeur. La fondations des bâtiments dans les effondrements nécessitera l'exécution de 160

puits de 1.80 m de diamètre et de 55 m de profondeur. L'objet de la présente communication est de montrer d'une part comment on en est arrivé au stade de l'instabilité, et d'autre part de préciser les hypothèses de consolidation retenues.

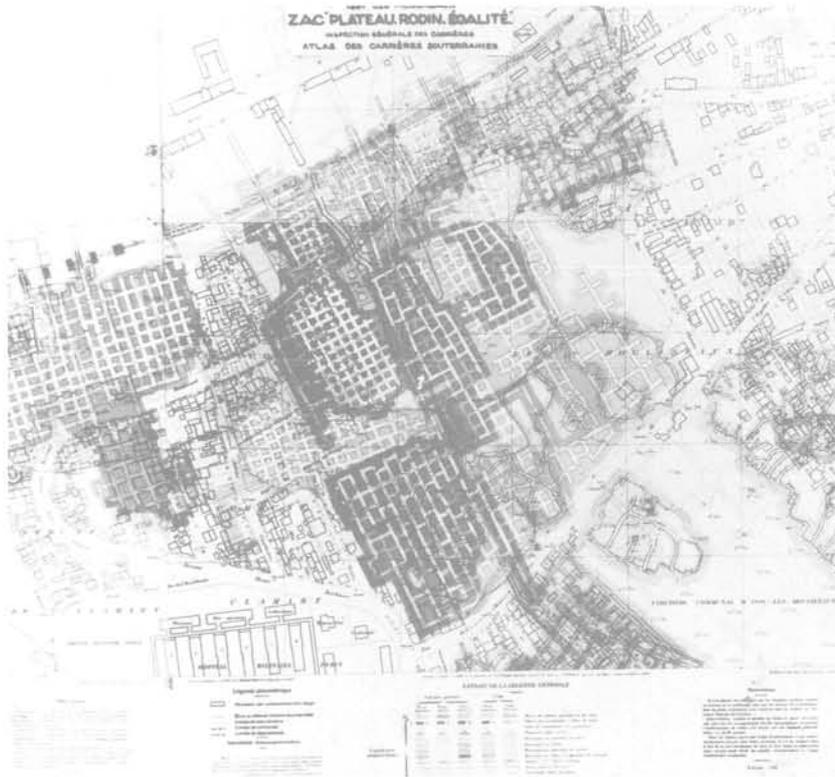
Enfin il est important de noter que, exceptionnellement, il s'agit d'un projet uniquement de techniciens très activement soutenu par les pouvoirs publics; en effet, l'intervention de la puissance financière n'a eu lieu qu'après l'accord de réalisation de ZAC et l'établissement complet du projet de reprise.

## 2) HISTORIQUE :

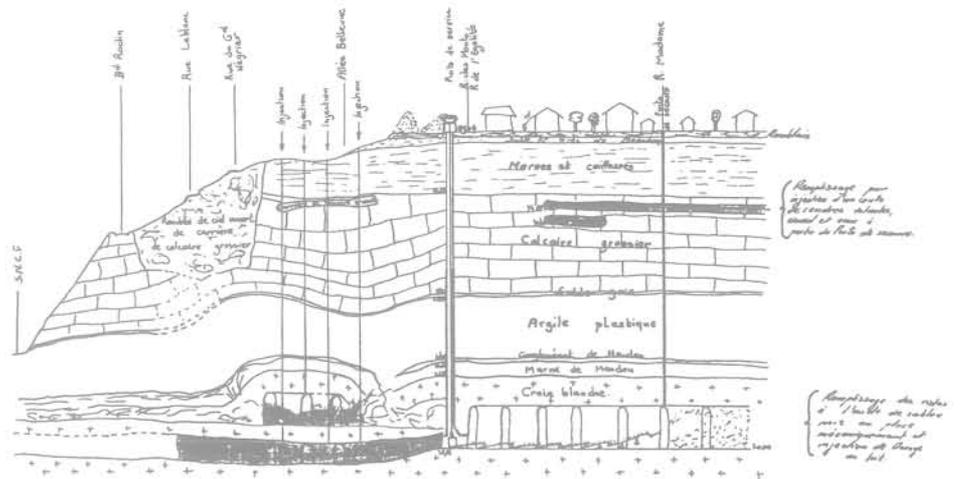
La carte de la fig 1, bien qu'en noir et blanc, montre l'enchevêtrement des galeries sous la colline, les zones les plus sombres correspondent à deux étages de carrières de craie, les zones irrégulières à un étage supplémentaire d'exploitation de calcaire grossier.

La coupe de la fig 2 montre le contexte géologique de la colline avec en partie haute les carrières de calcaire grossier souterraines ou à ciel ouvert, en partie basse les carrières de craie sur un étage de 8 m à la partie droite ou deux étages de 4 et 6 m en partie gauche.

La craie qui forme le substratum des terrains tertiaires de la région parisienne affleure au Sud-Ouest de celle-ci. Elle a été exploitée en souterrain sur environ 20 hectares (dont 8 ha déjà effondrés) à Issy



△ Fig 1 : La colline d'Issy les Moulineaux  
(origine : Inspection Générale des Carrières)



- Coupe et schéma de principe des travaux -

△ Fig 2 : Coupe sur la colline

les Mouligneaux et Clamart au 19ème siècle, les dernières exploitations datant de 1925. Trois effondrements récents, intéressant un ou plusieurs hectares et attribués pour les deux premiers à un écrasement des piliers, ont eu lieu en 1843, 1876 et le 1er juin 1961 (fig 3 & 4); du fait de la progression de l'urbanisation, seul celui de 1961 touche l'habitat (21 morts, 36 blessés et destruction d'une vingtaine de bâtiments)(fig 5 & 6) Dans ce dernier effondrement, on pense que c'est le banc du calcaire grossier qui s'est affaissé brutalement au droit des étaux de masse et après glissement sur l'argile plastique sous-jacente a provoqué l'affaissement des carrières de craie ainsi que des terrains sus-jacents.

Des projets avaient été étudiés en 1957 et 1960 sur des surfaces de 4 à 5 ha par des groupes privés et l'office d'H.L.M. ; ces projets se sont toujours heurtés à l'opposition formelle de l'Inspection des Carrières qui ne concevait pas de nouvelles constructions sans stabilisation complète du site, opposition confirmée fort justement par le bureau Véritas en décembre 1960, soit donc 6 mois avant l'effondrement.

En fait les carrières étaient régulièrement visitées par l'Inspection des Carrières pour essayer au mieux de prévoir une évacuation du site, pensant que l'effondrement serait en 1961 du même type que ceux de 1843 & 76. Or il semble que les piliers travaillaient à des taux de l'ordre de 20 bars pour une craie dont la résistance à la compression simple est de 22 bars, et que depuis longtemps déjà la masse de calcaire fonctionnait en voute, sa rupture et l'effet de choc a donc largement suffit pour écraser les piliers existants.

Sous l'égide du Cabinet du Premier Ministre, après l'effondrement, la zone a été mise en état de péril et l'Inspection des Carrières a fait procéder à un remplissage de blocage des zones les plus sensibles en vue de protéger les habitations restantes ; les travaux n'ont pas été négligeables (prés de 8 000 000 Francs en 1962) (fig 7), mais il est évident que la collectivité ne pouvait assurer la reprise totale de la colline et s'est donc contentée de la faire évacuer et de mettre en péril tous les bâtiments restants en périphérie de l'effondrement.

### 3) NATURE DES ETUDES ET HYPOTHESES :

Une première campagne de sondage de la Société S.I.F. avait été réalisée en 1960 pour le compte de l'O.T.H. et l'office d'H.L.M. Cette campagne comportait 6 sondages carottés de 50 à 70 mètres. Une seconde campagne d'une dizaine de sondages carottés fut réalisée par nos soins en 1970.

C'est de l'ensemble de ces sondages qu'a été déduite la coupe type de la fig 2.

On constate que finalement c'est la couche d'argile plastique qui crée le problème de stabilité ; en effet, c'est hors effondrement la seule masse plastique existante ; or cette masse n'est plus frettée à l'aval

du fait de son affleurement à flanc de coteau. Ses caractéristiques moyennes sont les suivantes :

- teneur en eau 30 % (inférieure à la limite de plasticité)
- densité apparente 20 KN/m<sup>3</sup>
- poids spécifique 27 KN/m<sup>3</sup>
- indice de plasticité 25 à 60
- résistance à la compression simple sans contrainte latérale 3 à 5 10<sup>5</sup> pascal
- densité sèche voisine de 15 KN/m<sup>3</sup>
- angle de frottement voisin de 20°
- cohésion de l'ordre de 1.2 à 1.5 10<sup>5</sup> pascal.

Cette argile est chargée par 30 m de terrains soit 6 10<sup>5</sup> pascal.

La craie a pour caractéristiques moyennes :

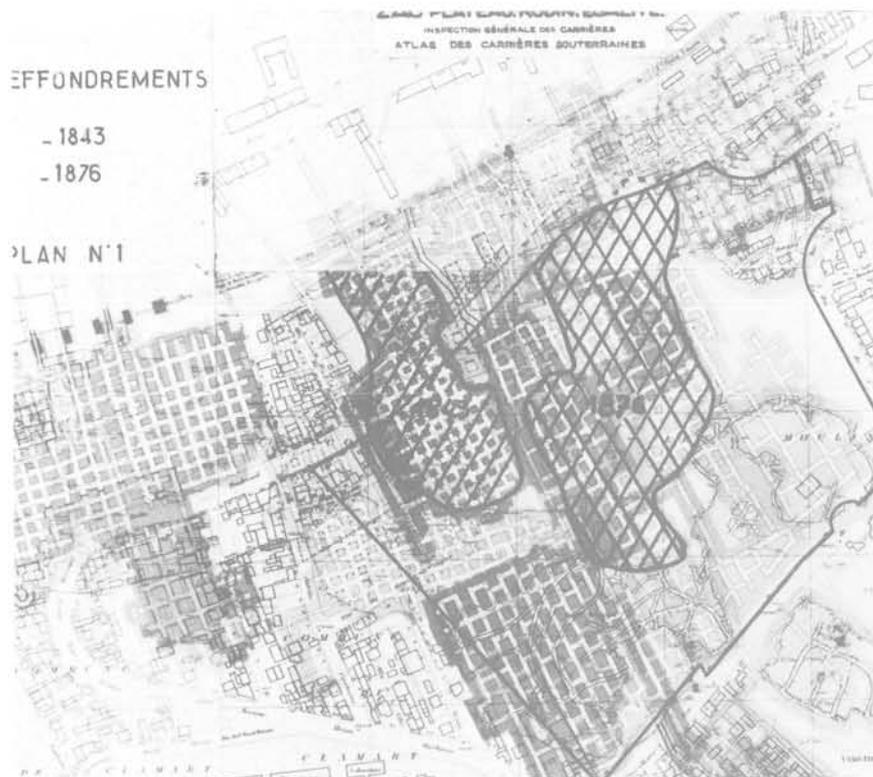
- densité apparente variant de 15 à 18 KN/m<sup>3</sup>
- résistance à la compression simple dans le sens perpendiculaire aux couches de craie 20 à 22 10<sup>5</sup> pascal.

Mais cette même craie placée dans l'eau pendant 48 heures devient pateuse sur une épaisseur de l'ordre de 2 cm pour des cubes 20 x 20 x 20 et même quelques éléments se détachent et tombent au fond du récipient. Si nous admettons l'existence de voute d'argile au dessus des piliers de craie et une hypothèse de voute sur mur, soit plein ceintre, soit parabolique, avec des pressions intérieures maintenues normales et uniformes, les charges verticales sont de 6 10<sup>5</sup> pascal, l'épaisseur des murs est généralement de 6 mètres et la portée des voutes de 4 mètres, le taux de travail à la naissance est alors de 10<sup>6</sup> pascal ; par contre si au lieu du mur il s'agit de piliers de 6 x 6 m, le taux de travail à la naissance devient 1.66 10<sup>6</sup> pascal.

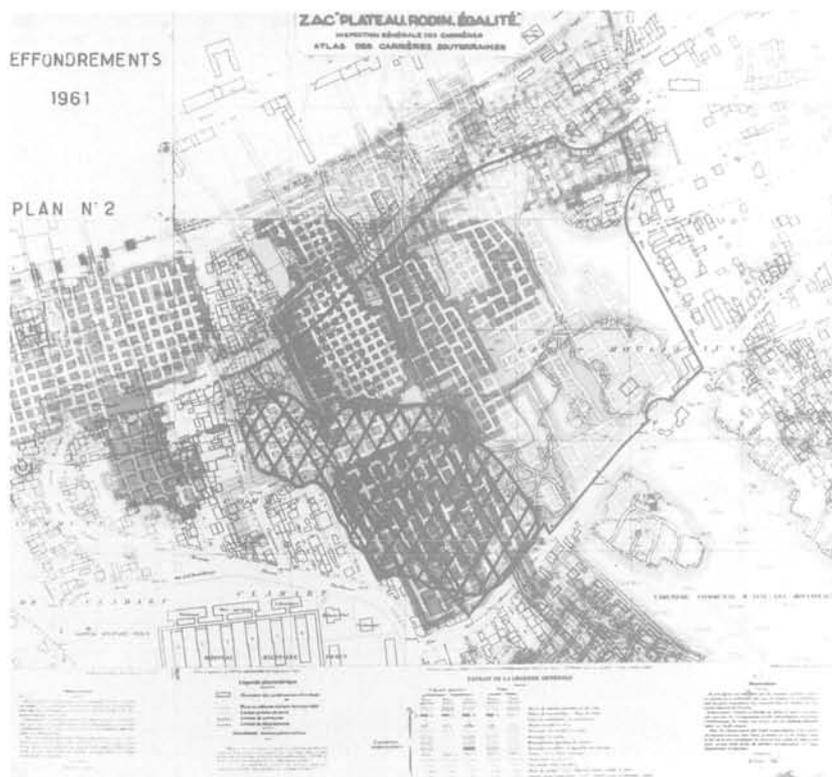
Que peut-on en déduire sinon que les exploitants avaient un sens très précis des limites qu'il ne fallait pas dépasser.

Or, l'examen de la photo de la fig 8 montre parfaitement ce qui se passe depuis la fin de l'exploitation : les naissances des voutes, sous l'effet de l'humidité, fonctionnent comme notre échantillon plongé dans l'eau et s'effritent petit à petit, les piliers vont en s'amincissant et la portée des voutes d'une part augmente, mais d'autre part la voute perd ses caractéristiques géométriques parfaites de l'origine (fig 9).

La photo de la fig 10 montre un autre phénomène beaucoup plus gênant, car si l'on reprend les fig 3 & 4, on constate que les 3 effondrements ont créé un gigantesque barrage à l'écoulement des eaux. Du fait du remplissage des carrières de craie par l'argile plastique, l'eau a monté jusqu'à la zone de rupture de l'argile plastique et s'écoule ensuite par débordement vers la Seine, mais l'ensemble crée non seulement une poussée hydrostatique en pied non négligeable, mais aussi noie les pieds des piliers qui ne se sont pas encore effondrés.



△ Fig 3 : Les effondrements de 1845 et 1876



△ Fig 4 : l'effondrement de 1961



Fig 5 : L'effondrement de 1961 - vue aérienne  
(origine : Services Techniques Préfecture de Paris)

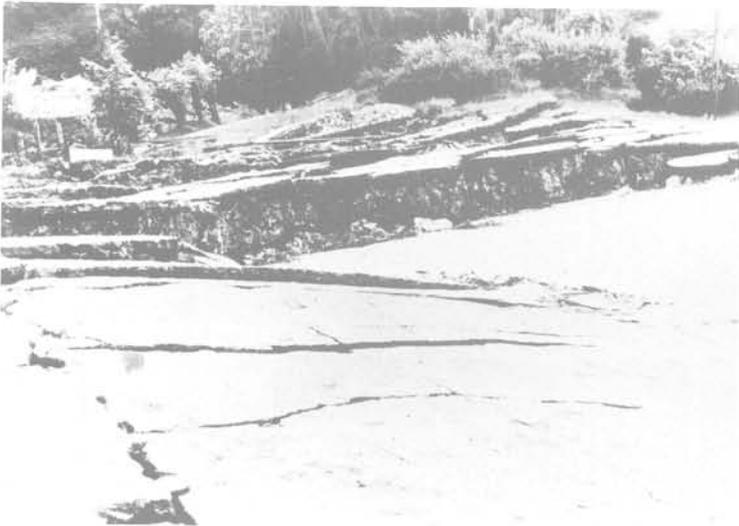


Fig 6 : L'effondrement de 1961 - affaissements  
(photo La Hanie)

On peut sommairement conclure que la stabilité est donc réduite par les qualités de l'argile, l'affaiblissement des piliers par altération continue générale et localement par l'eau de la nappe qui après remontée de 7 à 8 m se situe dans un bassin de rétention de l'ordre de 10 à 15 hectares.

Tout ne pouvant être défavorable, on peut constater sur la fig 1 qu'il existe localement des zones non exploitées sous forme de piliers géants de l'ordre de 30 m x 80 m faisant éperon, et un en particulier trapézoïdale très net sur les fig 3 & 4 qui a arrêté les 3 effondrements. A l'échelle de galerie de 4 m de large, ce pilier a environ 30 m x 30 m.

De plus, du fait de l'anticlinale de Meudon, l'argile plastique subit d'une manière assez générale un basculement vers l'amont.

#### 4) CONCEPTION DU PROJET :

Il a été décidé d'admettre les hypothèses suivantes :

Si dans la zone non effondrée on reconstitue la masse de craie par un matériau ayant des caractéristiques à l'écrasement de 20 à 25 bars, on peut reconstituer la totalité de la colline dans ces zones, l'accès étant possible à des engins de nettoyage des remblais et déchets pouvant exister

Pour les effondrements de 1843 & 1876 qui sont à flanc de coteaux, le terrain peut être traité par injection sur une épaisseur de 55 mètres depuis le niveau bas des carrières jusqu'au niveau du sol ; ceci devrait permettre d'éviter des mouvements en grande masse mais pas les mouvements localisés et les tassements dus au fluage de l'argile vers la vallée ; ces zones ne peuvent donc être utilisées que comme espaces verts.





Fig 9 : Galerie en état en limite d'effondrement  
(photo CESSDEMOND)

L'effondrement de 1961 se situant sur le plateau, peut être traité par injection de bas en haut et pourra être construit sous réserve de n'apporter aucune charge, c'est à dire de réaliser des bâtiments fondés sur pieux de 55 m, de gros diamètre, armés et chemisés contre le frottement négatif.

Ces utilisations sont associées à deux obligations techniques : ne pas charger le terrain d'une part, d'autre part assurer l'écoulement de l'eau.

Les bâtiments non fondés sur pieux représentent environ 240 000 tonnes ; il s'agira donc de décharger la tête de colline de ce poids, ce qui sera réalisé par une fouille sous les bâtiments de 12 000 m<sup>2</sup> sur 16 m de profondeur soit environ 345 000 tonnes, ce qui est relativement aisé du fait d'un besoin très important de parking dans cette partie de la ville

En ce qui concerne l'écoulement de l'eau, une galerie perpendiculaire à la pente est lancée entre les effondrements de 1843 & 1876 d'une part et 1961 & 1876 d'autre part ; cette galerie drainante visitable par un puits en amont équipé de 60 m de profondeur et 1.60 m de diamètre aboutit à une fosse de rétention permettant d'infiltrer l'eau dans une faille

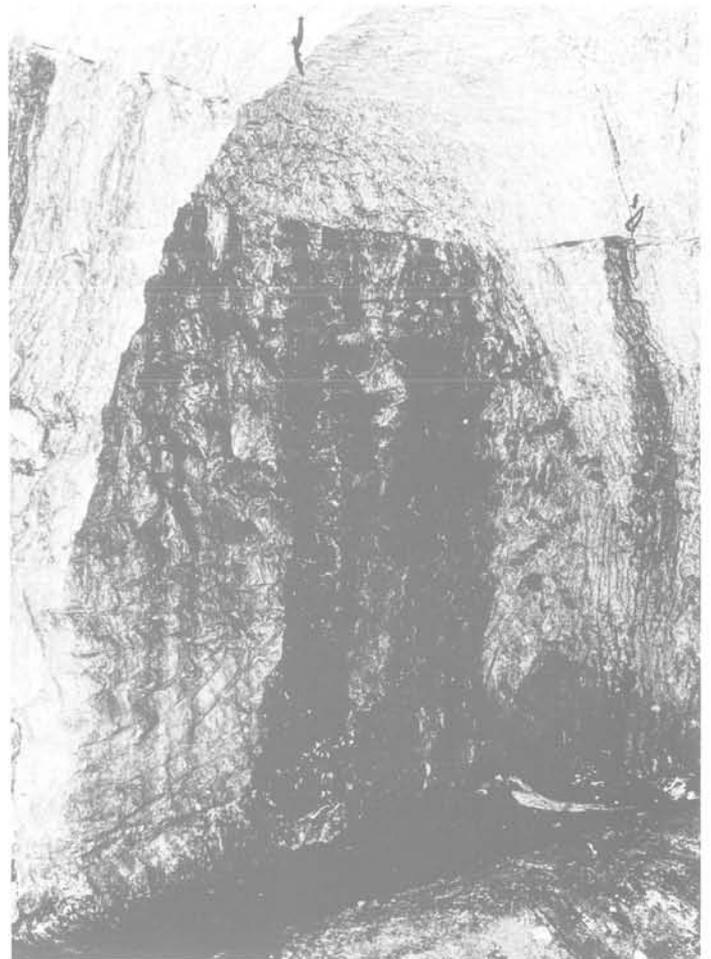


Fig 10 : Remontée de la nappe après l'effondrement  
(photo CESSDEMOND)

de la craie qui a été découverte par l'inspection générale des carrières, mais un système de relevage par pompe permet de parer ultérieurement au risque de colmatage.

Sur cette galerie arrivent des drains subhorizontaux variant de 100 à 300 ml de long, et permettant d'aller "chercher" l'eau derrière les effondrements.

Pour la zone à gauche de la future voie rapide (fig 7) où les carrières sont actuellement utilisées par des marchands de vins ou légumes, la consolidation consistera en une association de remplissage traditionnel et de voutes en béton armé de consolidation.

##### 5) EXECUTION DES TRAVAUX :

L'ensemble des travaux, sauf les puits, a été réalisé à ce jour par la Société Auxiliaire d'Entreprises associée à la Société La Souterraine. Le remplissage s'est réalisé à l'aide de 800 sondages tubés après nettoyage semi-mécanique des carrières accessibles. Les photos des fig 11 & 12 montrent parfaitement les coulis mis en oeuvre dans les zones accessibles. Le traitement par injection est trop classique pour qu'il y ait un intérêt quelconque à l'évoquer ici.

Dans les zones non accessibles, les contrôles ont été réalisés de façon très classique par essais Lugeon, car le programme de contrôle prévu par caméra de télévision descendue dans des sondages de 250mm a été un parfait échec, la distinction entre la craie et le coulis sablon-ciment étant très difficile à réaliser même en photos couleurs.

En ce qui concerne la stabilité, il a été mis en oeuvre deux réseaux de sondages de contrôle :

- le premier équipé d'inclinomètres qui n'ont rien constaté de particulier sauf l'effet classique d'écartement par soulèvement du fond de fouille d'un terrassement de 12 000 m<sup>2</sup> sur 16 m de hauteur, le chargement apporté par les bâtiments (R + 30 + 6 sous-sols) ayant à peu près rétabli le basculement.
- le second équipé de tassomètres mis en oeuvre dans les 3 zones d'effondrement pour essayer de déterminer l'évolution du fluage. L'interprétation des résultats ne nous semble pas très convaincante dans l'état actuel des mesures (les travaux d'injection sont terminés depuis 4 ans) ; il y a certainement des mouvements qui peuvent être aussi bien dus à des phénomènes de retrait des coulis qu'à des phénomènes de tassement dus au mouvement des terres nécessaires à l'aménagement de l'espace vert de 30 000 m<sup>2</sup> actuellement en cours.

On peut dire de toute façon, qu'actuellement, les points les plus sensibles de la colline sont colmatés, mais la colline ne sera pas définitivement stabilisée avant 1985.

Le programme de fondation restant à réaliser étant de l'ordre de 50 000 000 Frs, valeur actuelle, on peut dire qu'il ne semble plus y avoir de risques d'effondrement de très grande taille sur la colline elle-même, la seule partie restant actuellement sensible étant le flanc de coteau.

## 6) CONCLUSIONS :

A notre époque où le problème des carrières et des vides de dissolution est soulevé dans tous les coins de France, il semble intéressant de revenir à des idées saines de statique générale des sites, et abandonner les solutions de remplissage ou de traitement aléatoires. Il est certain que les coûts financiers sont très importants et pour la colline d'Issy les Mx, entre les travaux de l'Etat, de la Municipalité, et du Privé, le coût final devrait dépasser les 100 000 000 Frs actuels, mais nous estimons que cet argent est dépensé pour une certitude de stabilité.

Nous avons évité d'évoquer les études faites par notre laboratoire sur les stabilités des cendres, l'utilisation des sables de fonderie les coulis à composants chimiques qui ont pu nous être présentés pour résoudre le problème d'amener 300 000 m<sup>3</sup> de matériaux sur le site. L'économie est symbolique par rapport au problème posé.



Fig 11 : Le coulis en cours de mise en oeuvre dans une galerie (photo SAE)



Fig 12 : Le coulis après 24 heures visite de contrôle (photo SAE)

# apport des diagraphies pour la réalisation d'injections de carrières effondrées

par

J. C. Erling  
J. Lakshmanan  
J. Rougé

C. P. F. G., Rueil-Malmaison

RESUME - La consolidation par injection de carrières souterraines plus ou moins effondrées, et de ce fait, inaccessibles, pose des problèmes, à la fois techniques, et surtout financiers. Ce deuxième aspect devient primordial lorsque les surfaces à injecter sont réduites par rapport à la surface totale des carrières, ou des cavités karstiques ; c'est le cas des tracés linéaires tels que les routes. L'utilisation systématique des diagraphies instantanées - et particulièrement de la vitesse d'avancement et de la percussion réfléchie - permet d'assurer la transition entre la reconnaissance de détail et les travaux d'injection. L'interprétation des enregistrements permet en effet de, ne livrer à l'injecteur que les trous utiles à injecter et de mieux prévoir les quantités et les caractéristiques des coulis à mettre en oeuvre. En outre, la réalisation de sondages après injection, toujours avec diagraphies, permet de mieux contrôler l'efficacité des injections, particulièrement en ce qui concerne le clivage au toit. Deux exemples illustrent l'exposé : le premier concerne une voie de desserte d'un groupe d'immeubles en région parisienne, où il s'agissait de limiter strictement l'extension latérale de l'injection à la zone à consolider. Le deuxième concerne la reprise en sous-oeuvre d'un ouvrage ayant subi des tassements différentiels notables.

## INTRODUCTION

La recherche d'un programme de confortement optimal nécessite une investigation préalable du terrain par les moyens les plus appropriés. Nous avons mis au point une méthodologie qui permet d'analyser finement par microgravimétrie les variations de l'attraction de la pesanteur et fournit des informations sur les limites des vides dans un plan horizontal. Les sondages destructifs avec diagraphies instantanées (enregistrement de paramètres) fournissent des informations précisant les pourcentages de vides dans un plan vertical.

La synthèse des diverses informations alors recueillies permet de fournir un modèle tridimensionnel localisant avec le plus de précision les zones à traiter, et de mettre à disposition de l'entreprise chargée des injections les sondages à injecter avec une prévision des quantités et un planning optimal.

## DEFINITION D'UN PROGRAMME DE CONFORTEMENT

### Moyens d'investigation

Ils ont été décrits en détail précédemment et plus particulièrement par J. LAKSHMANAN, M. BICHARA et J.C. ERLING. (1977).

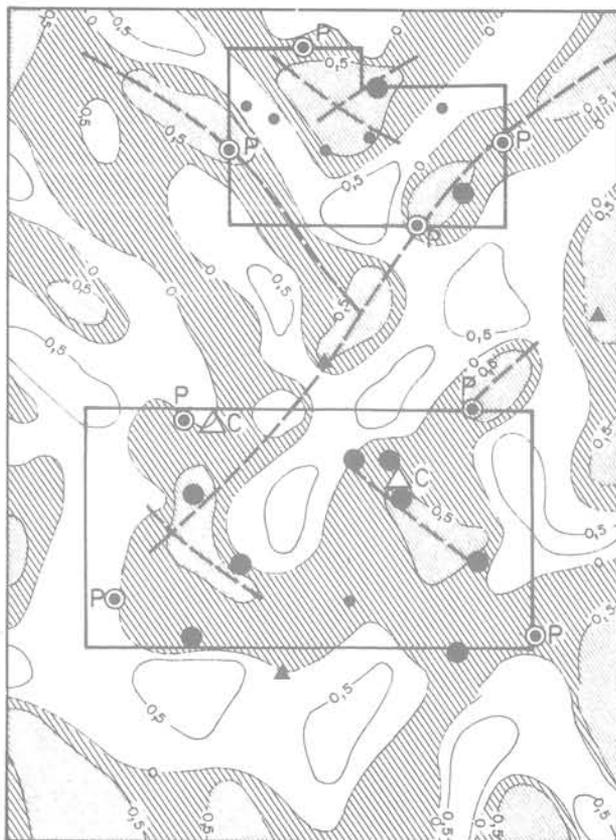
a) **Gravimétrie** : La gravimétrie consiste à mesurer les variations de la composante verticale de l'attraction de la pesanteur. Les carrières souterraines et autres vides se manifestent par un déficit

de masse qui induit une chute de  $g$  fonction de la profondeur et de l'importance des vides. L'appareil utilisé est un gravimètre Lacoste et Romberg, modèle D, à lecture électronique donnant les mesures relatives avec la précision du microgal (milliardième de l'attraction de la pesanteur). Le maillage doit être adapté au problème posé. Dans le cas de carrières présentant des zones encore susceptibles d'être visitées, la proportion moyenne de vide est très importante. Une maille de 10 x 10 m est en général adaptée pourvu que l'extension latérale des carrières soit suffisante (exemples : calcaires lutétiens exploités en région parisienne, carrières de craie dans le Nord, calcaires bathoniens à Caen).

Dans le cas de vides plus ou moins remblayés au sein d'un ensemble de galeries effondrées, une maille plus resserrée (5 x 5 ou même 3 x 3 m) doit être adoptée (exemple : exploitations anciennes du tuffeau d'Angers).

Enfin dans le cas d'une structure faillée et karstique recoupant un projet linéaire (par exemple dans les calcaires du Bajocien au Nord de Cluny) une maille relativement resserrée est à adopter, de l'ordre de 2 à 5 m entre mesures.

Dans l'optique d'une définition d'un programme d'injection, il est nécessaire de faire correspondre aux mesures une géométrie des désordres qui permet de cerner les variations des densités reconstituées à une profondeur définie par la géologie.



LE LUDE Carte des densités calculées et des volumes injectés FIG 1



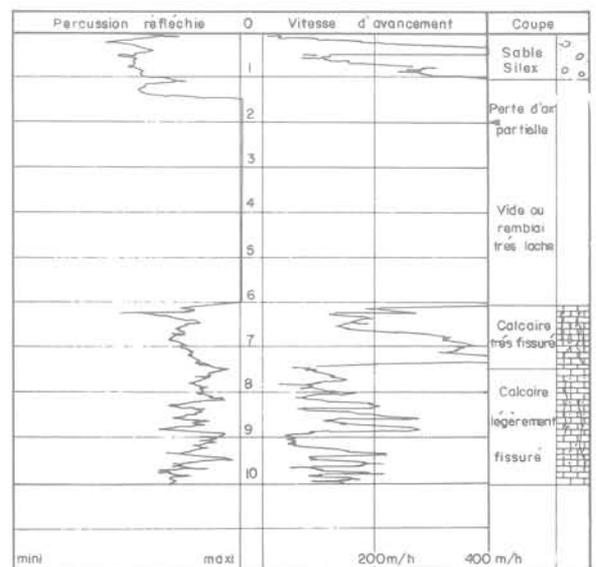
La forme des phénomènes responsables des anomalies est ainsi nettement précisée. Ceci nous a en particulier grandement aidé dans la recherche d'un programme d'injections dans le cas de galeries plus ou moins effondrées au Lude. (voir figure 1).

b) Sondages mécaniques : Pour le contrôle par sondages mécaniques en terrains compacts, le mode de foration le plus adapté est la roto-percussion à l'air ou à l'eau dans le cas de passages argileux, avec enregistrement instantané de paramètres de forage.

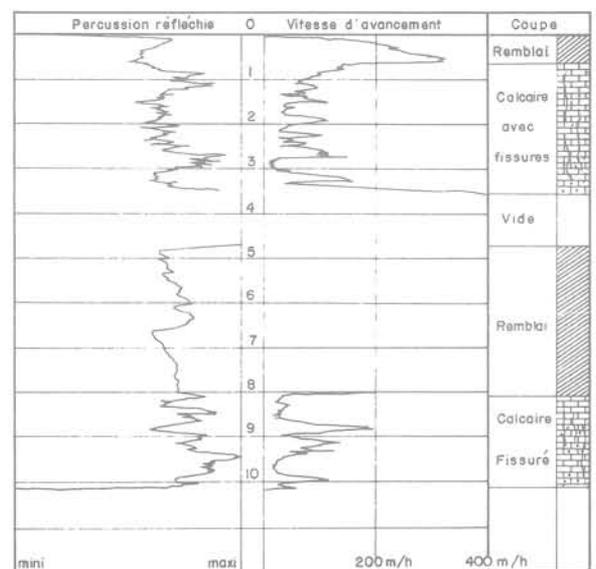
Les deux paramètres les plus adaptés dans ce cas sont la vitesse d'avancement et la percussion réfléchiée dans le train de tige, la vitesse d'avancement étant le paramètre le plus utile pour définir un programme d'injection.

Cependant, l'observation de la seule vitesse d'avancement ne permet pas de discerner entre des vides francs et des vides effondrés remplis d'un matériau peu compact. Cette différence est primordiale en ce sens que des terrains peu compacts peuvent être laissés en l'état dans la perspective d'une optimisation technico-économique. La percussion réfléchiée dans le train de tige permet de différencier les deux types de terrains précités.

Dans un vide franc, l'accélération réfléchiée est très marquée, au contraire l'on obtient un signal amorti (figures 2 et 3) dans un vide remblayé.

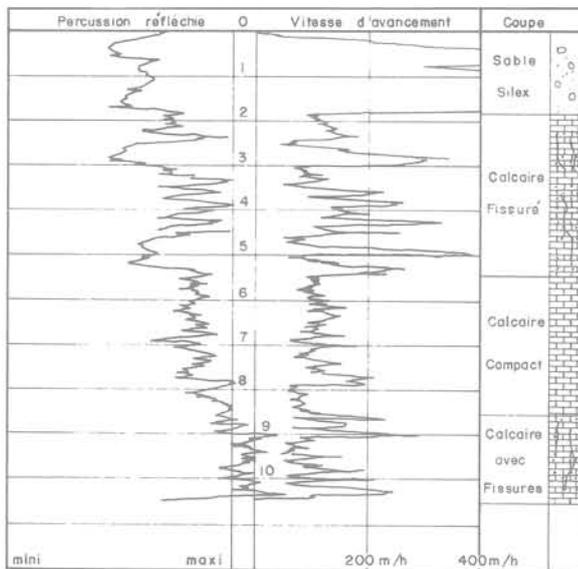


A.C.L. CONSTRUCTION CARRIERES sur SEINE Carrières de calcaire grossier VIDE FRANC FIG 2



A.C.L. CONSTRUCTION - CARRIERES sur SEINE Carrières de calcaire grossier CARRIERE PARTIELLEMENT REMBLAYEE FIG 3

Enfin, il est aisé de distinguer un calcaire très fracturé (figure 4) d'un vide remblayé (figure 3).



A.C.L. CONSTRUCTION — CARRIÈRES sur SEINE  
Carrières de calcaire grossier  
FIG 4  
CALCAIRE FISSURÉ

### Caractéristiques des injections

Dans les 2 exemples décrits, il s'agissait d'améliorer les caractéristiques du sol de la façon la plus économique sans pour cela transformer le sol en un "bloc de béton".

#### a) Choix de la qualité des matériaux à injecter

Dans tous les cas où l'on craint des extensions latérales de coulis, il faut définir un programme différent en périphérie de la zone à traiter.

Dans le cas où les vides sont francs et couvrent à une cote donnée une surface importante, il est souhaitable d'édifier des piliers résistants (coulis riche) au sein d'un remplissage initial plus pauvre ou à la limite des piliers seuls.

Dans le cas de structures linéaires à fonder sur des vides étendus, au lieu de prévoir le remplissage hydraulique avec des matériaux économiques mais à très faible angle de talus (sablon ou cendres volantes), il convient de prévoir des mélanges comprenant en outre du ciment et de la bentonite.

Dans le cas de cavités souterraines plus ou moins effondrées, il est nécessaire de prévoir une prise rapide du coulis. Pour cela les adjuvants adéquats (silicate) peuvent être ajoutés au niveau même du forage d'injection, par une pompe doseuse.

#### b) Choix des pressions d'injections

Dans les cas semblables à ceux décrits, les pressions d'injections doivent être maintenues faibles en début d'opération et ce n'est que lorsque l'on a la certitude de n'avoir aucun départ de coulis hors de la zone à traiter qu'une légère montée en pression peut être tolérée.

#### c) Choix des niveaux d'injection

La meilleure façon de procéder pour adapter le programme aux informations des diagraphies est de mettre en oeuvre les quantités injectées par passes successives en insistant au niveau des zones les plus décomprimées. On peut ainsi être amené à reprendre un forage jusqu'à une dizaine de fois, l'espacement dans le temps des passes d'injection augmentant au fur et à mesure des opérations tandis que les quantités injectées sont diminuées dans le même temps.

#### d) Prévision des quantités à injecter

La nature des vides à conforter détermine le choix des paramètres à utiliser pour prévoir les quantités à injecter.

D'une manière générale, il serait illusoire d'utiliser un seul paramètre pour prévoir les quantités quelque soit le contexte environnant (extension latérale des fissures, corrélations ou non entre les niveaux décomprimés selon les sondages).

Dans le cas de vides francs, la vitesse d'avancement est à retenir en fixant un seuil très élevé ( $V > 500$  m/h ou même  $V > 1000$  m/h suivant le type de machine de sondages).

Dans le cas de vides remblayés, où l'on peut envisager une légère montée en pression, il convient d'envisager deux types de paramètres :  
- hauteur cumulée de vides présentant une vitesse supérieure à 500 m/h.  
- hauteur cumulée de terrains décomprimés présentant des vitesses comprises entre 200 et 500 m/h.

Dans le cas que nous avons traité au Lude, nous avons étudié les corrélations entre les quantités injectées et un indice ou "Coefficient de vides" défini pour chaque forage par la formule suivante:

$$I = \frac{(e_0 I_0 + e_1 I_1 + e_2 I_2 + e_3 I_3) \times 100}{(e_0 + e_1 + e_2 + e_3)}$$

avec  $I_0 = 1$  : vide  
 $I_1 = 0,6$  : remblai  
 $I_2 = 0,4$  : terrain décomprimé  
 $I_3 = 0,3$  : calcaire altéré et fissuré

$e_0, e_1, e_2, e_3$  : les épaisseurs correspondantes

Si l'on introduit en outre en paramètre la position du forage par rapport à la zone traitée pour tenir compte des variations liées aux zones non reconnues en périphérie, il est possible de définir un domaine de corrélation (figure 5).

#### EXEMPLES

##### 1. Cas de carrières présentant des vides francs et étendus

Dans le cas que nous avons traité à Carrières-sur-Seine, pour le compte d'ACL PROMOTION, il

s'agissait d'éviter des désordres au droit d'une étroite voie de desserte sans injecter les terrains agricoles avoisinants, sous lesquels s'étendaient jusqu'à une grande distance, les carrières de calcaires lutétien. On ne pouvait donc envisager un remplissage systématique à base de sable ou de cendres volantes. Les vides sont situés entre 5 et 12m de profondeur.

Les diagraphies avaient conduit à proposer un optimum technico-financier comprenant des sortes de piliers coniques à travers les vides ou les fontis foisonnés, constitués d'un coulis riche. Dans ce cas l'injection a été quasi gravitaire, chaque sondage étant repris entre 2 et 7 fois, avec une injection limitée à 5 m<sup>3</sup> par passe.

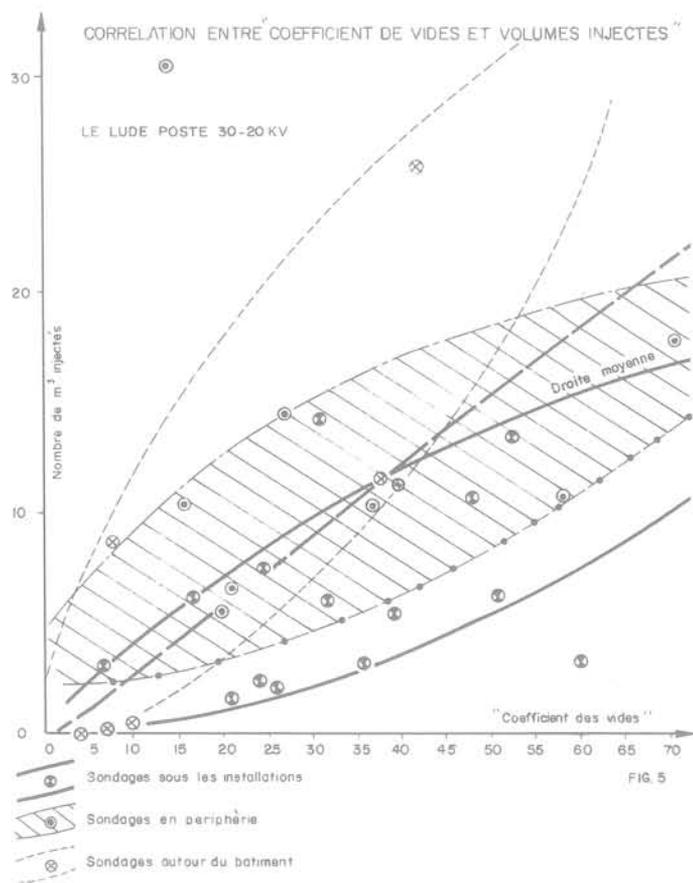


FIG. 5

## 2. Cas de galeries plus ou moins effondrées

Dans le cas que nous avons traité au Lude (Sarthe) pour le compte d'Electricité de France, où il s'agissait de conforter un poste 30/20 KV déjà construit et où l'on avait constaté divers désordres, un programme en 2 temps a été défini. Les désordres sont dus à des galeries creusées dans le tuffeau d'Angers, à moins de 10m de profondeur. Il comprenait en premier lieu l'injection préalable d'un coulis à prise rapide en périphérie des zones présentant des vides. Les matériaux injectés ont été placés en piliers au centre des galeries décelées (figure 5).

A l'intérieur de ce barrage périphérique, des matériaux à prise plus lente et donc moins onéreux ont été mis en place.

Dans ce cas une légère montée en pression en fin de colmatage peut être admise, les terrains séparant les diverses galeries étant susceptibles de se rompre. On peut ainsi injecter des galeries secondaires pouvant être responsables de désordres ultérieurs.

## REALISATION D'UN PROGRAMME DE CONTROLE

### 1. Contrôles durant les opérations d'injection

Pour avoir une bonne connaissance de l'évolution du terrain et éventuellement intervenir en cours d'opération, il convient de vérifier :

- la remontée du coulis sur les forages (figure 6)
- le maintien des pressions d'injection dans les limites fixées
- l'injection des forages par passes successives et à vitesse d'injection modérée

Si nécessaire, si les matériaux injectés semblent s'écarter de l'emprise à conforter, il peut être nécessaire de procéder à :

- une augmentation de la viscosité du coulis
- une diminution de la vitesse de prise
- une diminution du débit d'injection

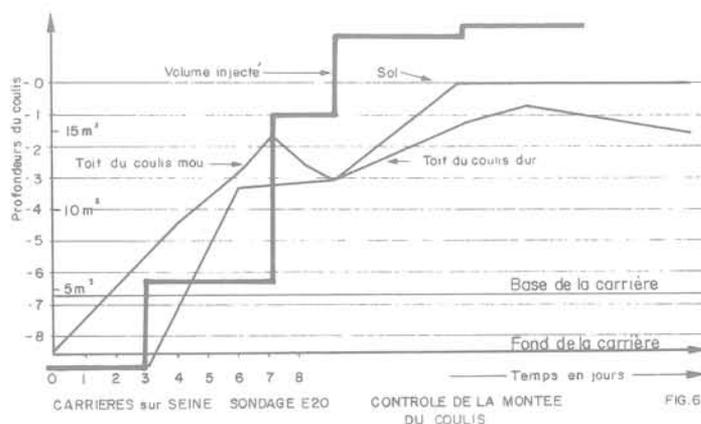


FIG. 6

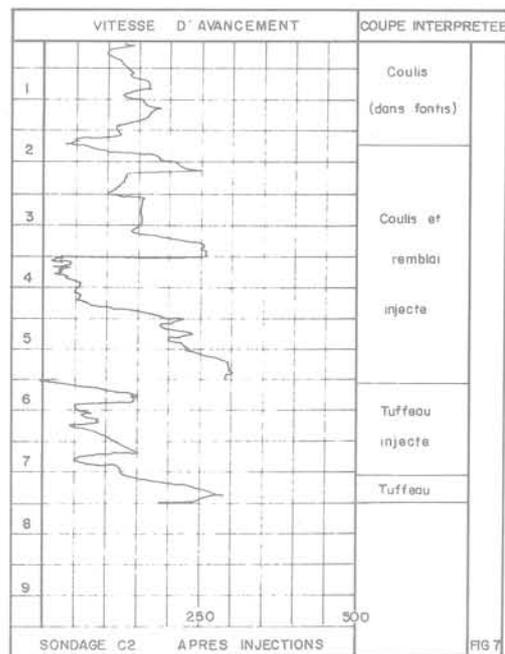
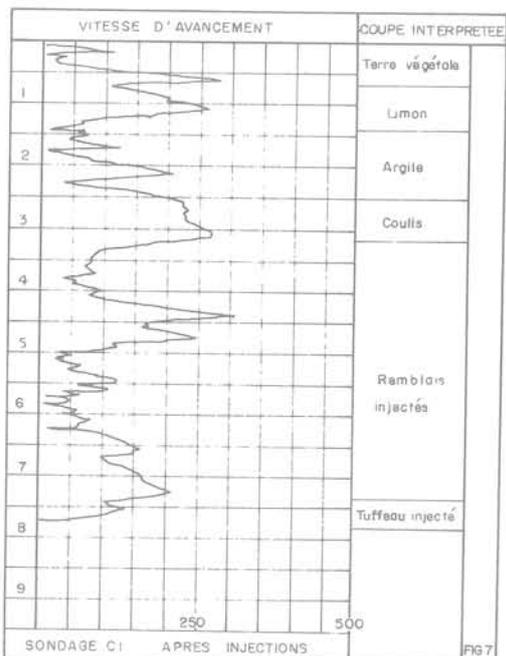
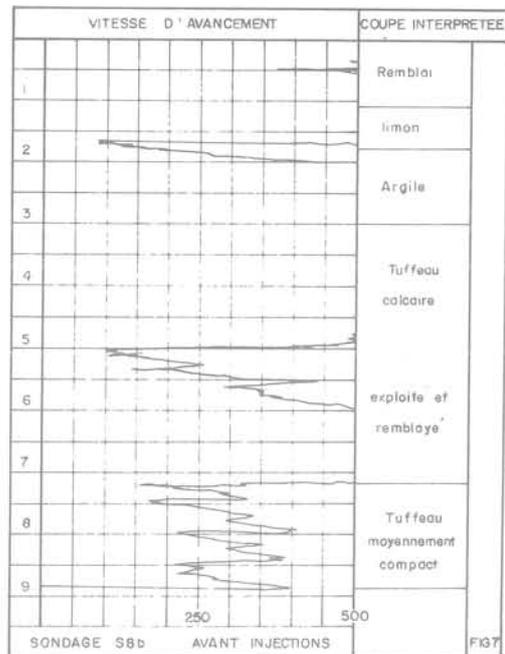
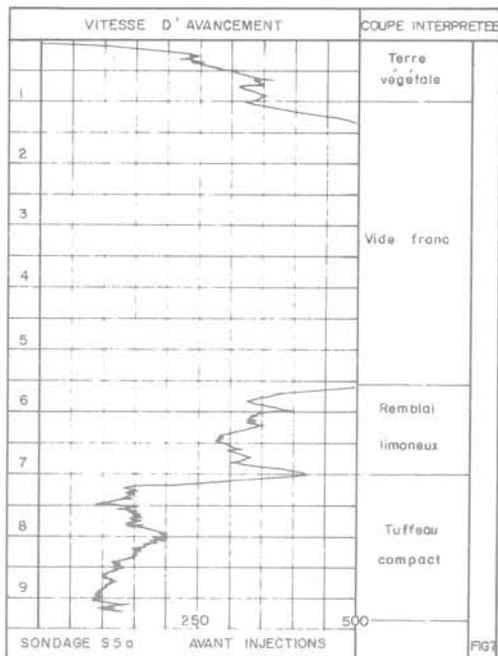
### 2. Contrôle après les injections

Des forages destructifs avec enregistrement de paramètres peuvent être implantés après injection au centre des zones traitées (à une certaine distance des points d'injection). La figure 7 montre 2 enregistrements avant injection et 2 enregistrements après injection, en des points très proches des 2 premiers, montrant l'amélioration très nette obtenue (chantier du Lude).

## CONCLUSION

Dans les exemples que nous avons évoqués, les résultats des diagraphies instantanées ont permis de définir un programme "sur mesures" limitant aux zones à traiter l'extension des matériaux injectés.

Dans le cas le plus délicat (traitement d'une structure linéaire en zone de vides étendus) les matériaux injectés en dehors de la zone à traiter ne représentent pas plus de 10 à 20 % de l'ensemble. Les prévisions des volumes totales nécessaires à une confortation correcte ont correspondu, à quelques % près, aux quantités effectivement mises en oeuvre.



Des campagnes de remplissage classique auraient conduites à des volumes injectés 5, 10 ou 20 fois supérieurs, ce qui, malgré les économies sur les adjuvants, aurait conduit à des dépenses totales plusieurs fois plus grandes.

#### BIBLIOGRAPHIE

(1) J. LAKSHMANAN, M. BICHARA, JC. ERLING (1977) : Etude de fondation en terrain caverneux, place de la gravimétrie, Bulletin de Liaison, Laboratoire des Ponts et Chaussées - 92 - novembre, décembre 1977.

(2) F. BARDOT, JC. ERLING, L. GIROUSSE, E. SIWERTZ (1979) : Les problèmes de cavités en milieu urbain, Colloque National, Lyon, mars 1979 : Connaître le sous-sol, un atout pour l'aménagement urbain.

(3) F. RAYMOND, J. LAKSHMANAN, JC. ERLING (1979) : Cartographie microgravimétrique de carrières souterraines, application au plan d'aménagement du quartier Est de Caen, Colloque National, Lyon, mars 1979.

(4) Groupe de Travail présidé par M. HABIB, et comprenant notamment J. LAKSHMANAN et JC. ERLING (1979) : Recommandations sur le traitement des cavités souterraines et notamment des carrières (C.S.78), Annales de l'I.T.B.T.P. n° 370, mars 1979.

# glissement de la mosquée « Emir Abd el Khader » à Constantine

par

**D. Beucler**

UNIVERSITÉ-Bordeaux III

RESUME - Le glissement s'est développé à la suite de l'ouverture du chantier de construction de la Mosquée dans des terrains post-orogéniques (Miocène et Quaternaire). Le suivi de son évolution pendant 5 ans a montré que les déformations sont toujours restées relativement lentes manifestant cependant de nettes accélérations en liaison avec les phases principales du chantier (terrassement, édification des différents corps de bâtiments).

## AVANT-PROPOS

Arrivé comme coopérant à l'Institut des Sciences de la Terre de l'Université de Constantine à l'automne 1972, j'ai très vite été frappé par le nombre de glissements affectant l'ensemble de la région. Si pour certains d'entre eux, l'étude a pu être menée en commun avec les services de l'Équipement, je n'ai jamais pu obtenir qu'une étude soit entreprise sur celui de la mosquée "Emir Abd El Khader". Ce refus a entraîné une absence totale de données concernant les caractéristiques mécaniques des terrains concernés. J'ai cependant jugé intéressant d'exposer ce cas, car il me paraît exemplaire en ce qui concerne la liaison entre la réalisation des travaux et l'apparition des désordres.

## DESCRIPTION DU SITE

L'emplacement où s'élève la mosquée "Emir Abd El Khader" se situe au sud de la ville de Constantine, au cœur des nouveaux quartiers qui se développent en bordure de la route nationale n°5 (Constantine-Sétif). Cette route pénètre dans la ville en suivant la rive gauche de l'Oued Rhumel, un peu au-dessus de la plaine d'inondation en suivant grossièrement la courbe de niveau 550. Le terrain où sera édifiée la mosquée s'étend à peu près à mi-distance entre la route et le sommet du versant, sur des pentes relativement douces ( $\approx 20\%$ ), (fig. 1).

## GEOLOGIE ET HYDROLOGIE

L'ensemble des formations impliquées dans le glissement appartiennent à ce que l'on nomme en géologie algérienne les séries post-nappes (fig. 2). Ce sont :

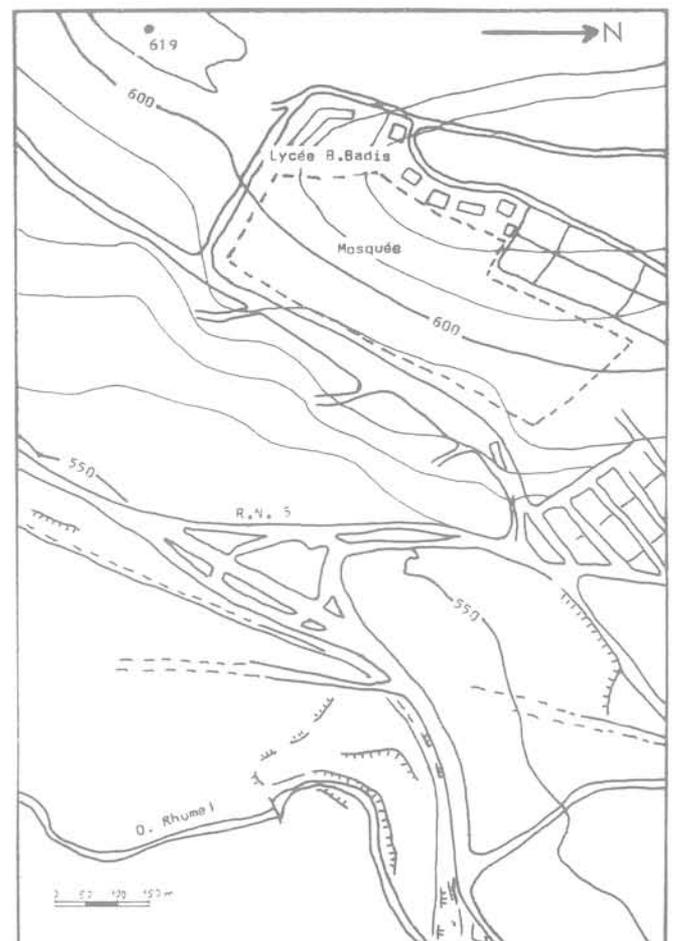


Fig. 1 Plan du site.

- d'une part, des molasses d'âge tertiaire formées par le démantèlement de la chaîne alpine nord-maghrébine. Nous sommes ici en bordure de la dépression où se sont accumulées ces molasses dans une zone où le rivage était fluctuant et relativement proche des reliefs, ce qui conduit à des dépôts très hétérogènes où s'intriquent des faciès à caractères variés allant de formations à influence lagunaire (argile à gypse) à des dépôts franchement torrentiels (conglomérats),

- d'autre part, des formations alluviales (graviers, sables, limons) liées aux différents cours empruntés par l'Oued Rhumel pendant le quaternaire.

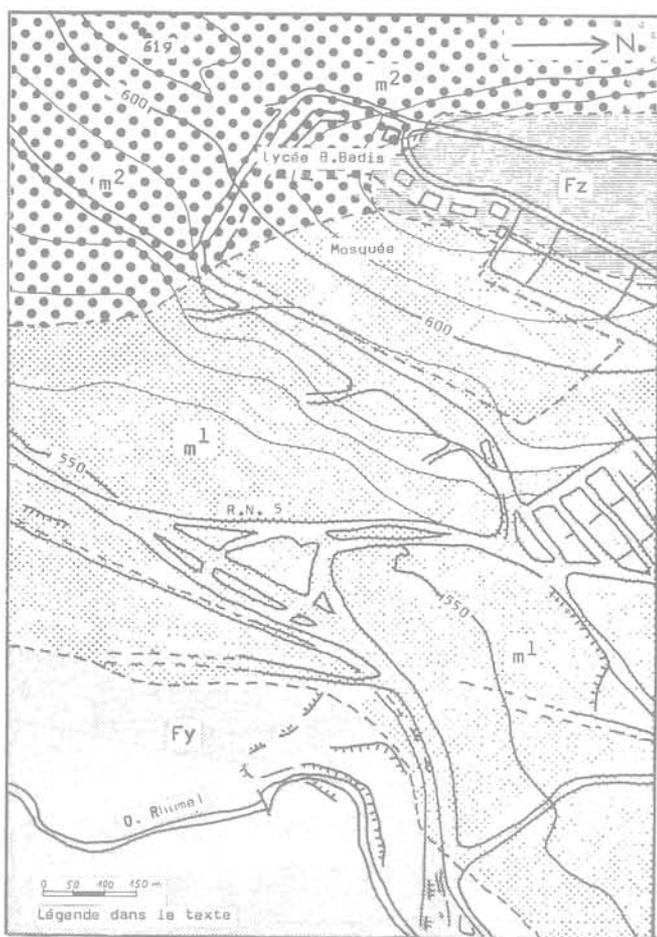


Fig. 2 Carte géologique.

Description des terrains :

- Les Alluvions récentes (Fy) : ce sont des dépôts de graviers, de sables et de limons du lit majeur de l'Oued Rhumel.
- Les Alluvions anciennes (Fz) : ce sont des dépôts constitués par des galets, des graviers et des limons déposés sur des plateaux surmontant de 180 à 200 mètres la vallée actuelle dont ils paraissent totalement indépendants.
- Les Formations conglomératiques (m<sup>1</sup>, m<sup>2</sup>) : ce sont des Poudingues puissants, rouges aux teintes plus ou moins vives avec parfois des éléments très volumineux. Les galets proviennent de l'ensemble des roches formant les massifs voisins (grès numidiens, calcaires crétacés et même triasiques). Dans ces conglomérats s'intercalent des argiles

rouges sableuses. Les galets en majorité de très grande taille sont mal roulés ce qui indique un transport relativement court. L'ensemble des matériaux (galets et argiles sableuses) s'étale en nappes plus ou moins en forme d'éventail constituant les cônes de déjections des torrents attaquant les reliefs qui venaient de s'ériger.

- Les Formations à influence lagunaire (m<sup>1</sup>) : on a regroupé sous ce vocable des dépôts très hétérogènes passant rapidement de l'un à l'autre à la fois dans l'espace et dans le temps. Cette variabilité traduisant l'instabilité des conditions de sédimentation. On peut distinguer :
    - des Grès grossiers friables,
    - des Sables beige à rouge,
    - des Argiles gypseuses renfermant des plaquettes de gypse fibreux et parfois même de minces filonnets. Ces argiles contiennent de nombreuses formes d'Helix.
    - des Conglomérats moins grossiers que les précédents qui marquent l'emplacement d'anciens canaux.
- Ces terrains comme les formations conglomératiques précédentes sont attribués à l'Helvétien-Tortonien (Miocène Supérieur).

Hydrologie :

L'hétérogénéité des terrains de la zone de glissements se traduit par une grande variabilité de la perméabilité sur le versant. Dans ces terrains les sources sont très rares et lorsqu'elles existent, elles sont souvent temporaires, le volume des réservoirs étant limité. Par contre il est fréquent lors de la réalisation de tranchées de rencontrer des venues d'eau lorsqu'on traverse des niveaux plus sableux ou conglomératiques. Ces eaux accumulées dans les zones plus grossières ont une grande influence sur la stabilité des terres d'une part par leur rôle dans l'altération des argiles et d'autre part par les pressions internes qu'elles exercent sur les terrains.

EVOLUTION DU GLISSEMENT

La zone du glissement n'a pu être étudiée avant le début des travaux, ceux-ci ayant déjà commencé lors de mon arrivée à Constantine. Cependant, s'il est fort probable, compte tenu de ce que l'on observe ailleurs dans des conditions géologiques et topographiques semblables, qu'une étude attentive aurait montré des traces d'instabilité, il est certain par les témoignages recueillis que les désordres importants ne sont apparus qu'avec l'ouverture du chantier.

- 1972 L'ensemble de la surface nécessaire pour l'édification des bâtiments, environ 1 hectare, est aplanie (fig. 3). Des matériaux sont extraits dans la partie haute du site et réutilisés pour remblayer la partie basse. A la suite de ces terrassements les immeubles situés au-dessus du chantier dominant celui-ci par un talus de 5 à 10 mètres selon les endroits. Très rapidement des fissures de distension apparaissent dans la cour du Lycée Ben Badis et dans les jardins des villas qui surplombent le chantier (fig. 3). Si ces premiers indices pouvaient être interprétés comme de simples fissures liées à la décompression des terrains à la suite de la réalisation du déblai immédiatement en aval, leur évolution

ultérieure montre que c'étaient les premières manifestations d'un mouvement généralisé du versant.

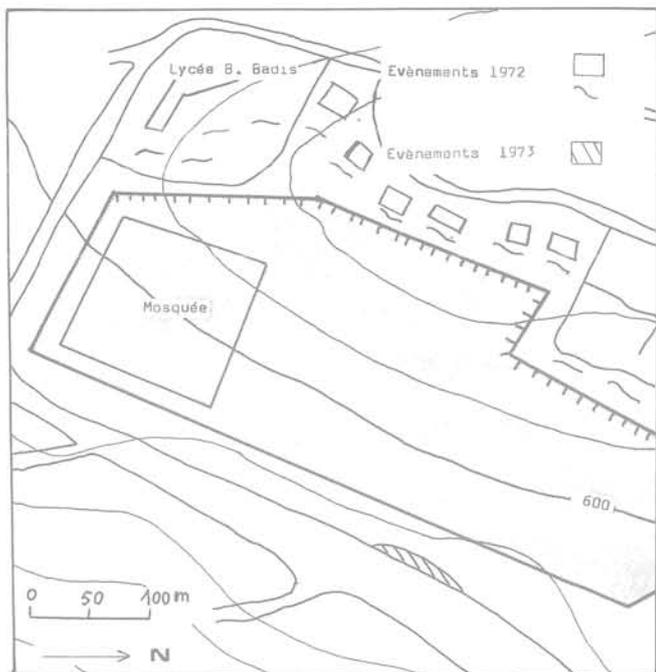


Fig. 3 Evolution du site 1972 - 73.

- 1973 Dès le printemps, après la saison hivernale qui correspond à la saison humide des traces de déformation apparurent à l'aval de la zone de chantier, en particulier des bourrelets et des fissures affectèrent la bordure amont de la chaussée de la route passant au pied de la future Mosquée (fig. 3). Malgré ces avertissements, les travaux continuèrent et les premiers bâtiments commencèrent à être édifiés.

- 1974 Alors que les murs de l'édifice principal sortent à peine de terre, on assiste au printemps 1974 à un élargissement des fissures amont, en particulier dans la cour du Lycée Ben Badis et à une accentuation des déformations de la chaussée. Le revêtement de celle-ci est complètement éclaté, la bordure du trottoir se trouve surélevée de plus d'un mètre et une nouvelle déformation, transversale à la route, apparaît sans qu'il y ait ici rupture du revêtement (fig. 4).

- 1975 L'édification des bâtiments se poursuit, la construction des minarets a débuté à l'automne précédent. Les déformations existantes s'amplifient encore, en particulier au niveau de la route (fig. 4) où la bordure du trottoir est complètement disloquée; le bourrelet qui s'était développé au niveau de celui-ci atteint 2 mètres de hauteur. La déformation transversale à la route devient si importante avec une rupture de pente si brusque que la circulation devient impossible et que le profil en long de la chaussée devra être modifié. On note également un phénomène nouveau : des venues d'eau claire apparaissent au point de rencontre du bourrelet parallèle à la route et de la déformation transversale.

- 1976 La surface construite s'est encore agrandie, la phase de construction de l'école coranique associée à la mosquée a commencé. Cette augmentation de charge supportée par les terrains s'ajoutant à un hiver particulièrement humide, on

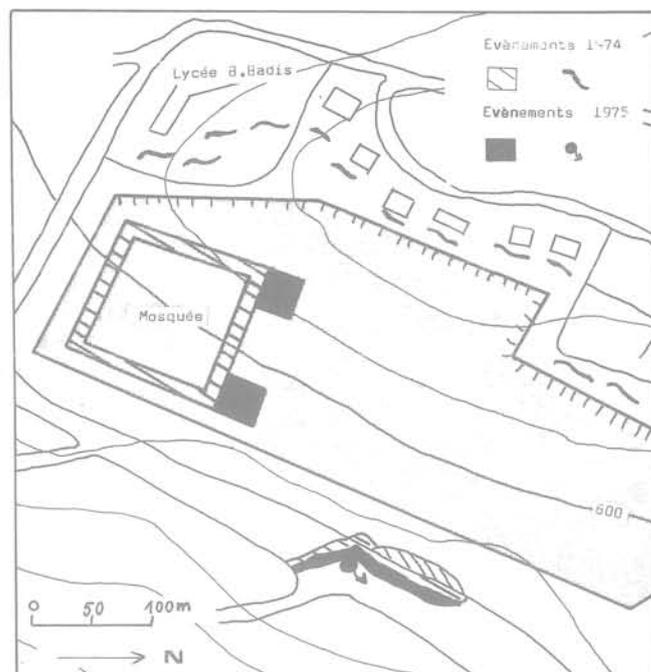


Fig. 4 Evolution du site 1974 - 75.

assiste à une propagation spectaculaire des désordres (fig. 5). Les fissures amont s'intensifient, elles atteignent plusieurs dizaines de mètres de longueur avec des dénivellations de 80 centimètres à un mètre. Une source apparaît au niveau de ces fractures. Un nouveau bourrelet apparaît en amont du précédent. Les conduites de gaz sont rompues, l'accès à la cité située en aval de la route est interrompu. Une dénivellation de 0,60 mètre étant apparue au carrefour des deux rues, des loupes de glissement secondaires apparaissent dans le corps du glissement principal. Le mur de fondation de l'immeuble en contrebas de la route est rompu, le rendant inhabitable.

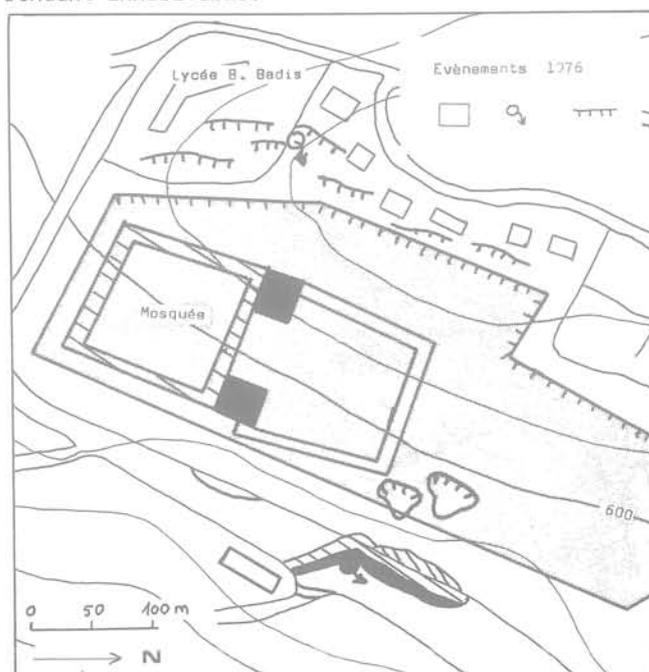


Fig. 5 Situation en 1976.

## INTERPRETATION

Nous voyons là un versant évoluer de façon lente mais relativement continue en réaction aux contraintes qu'on lui fait subir. En effet, nous n'avons jamais assisté à des phénomènes brusques de rupture amenant un versant d'une position d'équilibre à une autre, comme cela se produit dans le cas d'un glissement classique. Au contraire, nous avons toujours vu les déformations évoluer extrêmement lentement mais sans doute de façon permanente ; restant imperceptibles à l'observation instantanée mais se traduisant par des modifications importantes après quelques semaines ou quelques mois. Comme le montre le suivi du glissement au cours de ces cinq années, les phases importantes de l'évaluation des déformations sont directement liées aux travaux exécutés sur le site. Les phénomènes s'accroissent s'il y a coïncidence entre les travaux importants et les périodes particulièrement pluvieuses (Automne, Hiver). On peut sans doute rattacher les fissures de distension situées à l'amont à la couronne du glissement et les déformations de la route au bourrellet de pied de celui-ci, la morphologie du corps du glissement étant oblitérée par les travaux. Les venues d'eau aval et amont sont à relier aux conditions hydrologiques particulières des terrains rencontrés sur le site, les divers mouvements du sol ayant permis à des niveaux relativement perméables (sables et conglomérats d'anciens chenaux) qui jusque là étaient emprisonnés dans les argiles d'arriver en contact avec la surface topographique.

## CONCLUSION

S'il est certain que les matériaux peu consolidés rencontrés sur le site (assemblage de faciès argileux imperméables et de faciès plus grossiers jouant le rôle de drains) sont particulièrement favorables au développement de zones d'instabilité, l'étude de l'évolution du versant montre que la cause principale du glissement est le chantier ouvert au milieu de celui-ci. Les travaux ayant profondément modifié sa dynamique et son équilibre naturel.

## BIBLIOGRAPHIE

- BLONDEAU F. et PERROT A. (1976)  
Le versant naturel instable de Corny-sur-Moselle (Moselle)  
Bull. Liaison Labo. P et Ch. Spécial II (Mars 1975),  
p. 134-146.
- COIFFAIT Ph. et MAGNE J. (1980)  
Le Néogène post-nappes du Bassin de Constantine  
(Algérie de l'Est) débute à la base du Langhien :

conséquences structurales.

CRS Ac. Sc. t 291, série D 1980 p. 321-324.

COLAS G., PAYANY M. et BLONDEAU F. (1977)

Etude des glissements de terrains survenus dans la Commune de Beausset (Var).  
Bull. Liaison Labo. P. et Ch. 89 mai-juin 1977,  
p. 7-16.

JACOB H. et FICHEUR E.

Notice de la carte géologique de Constantine.  
KIEKEN M. (1962)

Esquisse Tectonique de l'Algérie (Algérie du Nord)  
Bull. Service Géologique de l'Algérie N<sup>elle</sup> série  
N°31.

# mouvements liés à des travaux de défense et de restauration des sols

par

**J. P. Flotte**

Institut National Agronomique, Alger

RESUME - L'implantation de banquettes d'infiltration est l'élément principal des travaux de défense et de restauration du sol en Algérie.

Les travaux de D.R.S. ont pour but de freiner l'érosion, mais là où le reboisement est absent ou insuffisant les banquettes induisent des mouvements du sol. La technique des banquettes n'est pas condamnable en bloc, mais elle a été utilisée sans discernement, d'autre part leur conception ne repose que sur la valeur des pentes, or nos observations font apparaître que ce principe doit être rejeté lorsque certains facteurs se trouvent réunis : une lithologie "très sensible", la présence de glissements, une pluviométrie importante.

## INTRODUCTION

Les travaux de défense et de restauration du sol ont commencé en Algérie en 1942, et se poursuivent de nos jours. Le but principal des travaux est, en freinant l'érosion, de diminuer le débit solide des oueds et d'éviter ainsi l'envasement des barrages. Mais seules ont été boisées les banquettes des terrains domaniaux et les parties les moins peuplées des bassins versants; ailleurs des mouvements du sol sont apparus. Le système des banquettes a déjà fait l'objet de critiques pour d'autres régions du Maghreb, nous décrirons quelques cas typiques observés dans l'Atlas tellien de la région d'Alger.

## CONCEPTION ET BUT DES BANQUETTES

Les calculs utilisés pour la mise en place des banquettes s'appuient sur un critère unique : la pente (Saccardy-1950).

Il n'est question ici que des banquettes à profil déversé vers l'amont et des banquettes à profil normal, réservées aux pentes supérieures à 10 %, les banquettes à profil amorti à double courbure ne concernent pas la région du Tell. Les banquettes devaient présenter de multiples avantages : défense contre les processus d'érosion, cicatrisation rapide des griffes et des ravines, reprise de la genèse pédologique, augmentation générale de l'infiltration, diminution des dépôts torrentiels, atténuation des crues, diminution du débit solide, relèvement du niveau des nappes souterraines, régulation du régime des oueds, rétablissement des pentes d'équilibre, augmentation de la production sylvo-pastorale et agricole.

## OBSERVATIONS.

Les banquettes ont donné de bons résultats sur les pentes modérées, ainsi que là où la mise en place s'est accompagnée d'un reboisement. En revanche, sur les pentes fortes non boisées ou cultivées, les banquettes n'ont pas donné les résultats escomptés, et des désordres sont apparus.

Les mouvements du sol sont de divers types et souvent même composites.

### reptation, solifluxion et battance sur la banquette

La reptation affecte principalement le fond sous-solé des banquettes à profil normal qui est légèrement déversé vers l'amont. Elle se manifeste par une série d'ondulations à peine marquées. Des piquets témoins se sont déplacés de 3 à 5,5 cm pendant la saison pluvieuse (Octobre 1978 à Avril 1979), la profondeur maximale observée est de 7 cm. Les analyses sédimentométriques ont montré que 80 % des éléments étaient de la taille des limons et des sables fins (2 à 100  $\mu$ ).

La solifluxion affecte les pentes des bourrelets, elle se manifeste par des ondulations larges de 30 à 50 cm, la vitesse du mouvement est de 12 cm par an (1979), 85 % des éléments ont une taille inférieure à 20  $\mu$  (limons et argiles).

Le phénomène de battance se manifeste sur le fond des banquettes, qui est parsemé de fentes de dessiccation à la fin de l'été, lors des premières pluies les éléments fins désagrégés sont entraînés dans les fissures et les colmatent, l'infiltration ne se fait plus, il en résulte la formation d'une "semelle saturée" glissant sur un substratum peu perméable.

L'eau ne s'infiltrant plus ruisselle en nappe sur le fond de la banquette, se concentre au pied du talus et en incise le pied ; le talus sapé à sa base glisse.

Reptation, solifluxion et battance sont provoquées par la destruction de la chaîne des sols lors de l'édification des banquettes ; à la place d'horizons structurés et cohérents, il ne reste qu'un maigre manteau d'altération remanié !

Ces phénomènes sont mineurs et superficiels, mais à moyen terme ils entraînent la disparition du bourrelet par tassements successifs, et le glissement du talus par sapement à la base (figure 1).

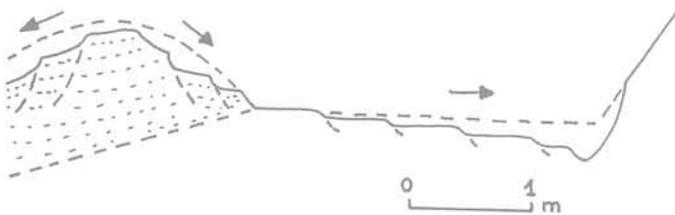


Fig. 1 - Coupe d'une banquette à profil normal affectée par la reptation et la solifluxion avec incision au pied du talus (environs de Tablat).

#### glissement du talus et du bourrelet de la banquette

Le talus fait de matériel remanié glisse sur le substratum (figure 2).

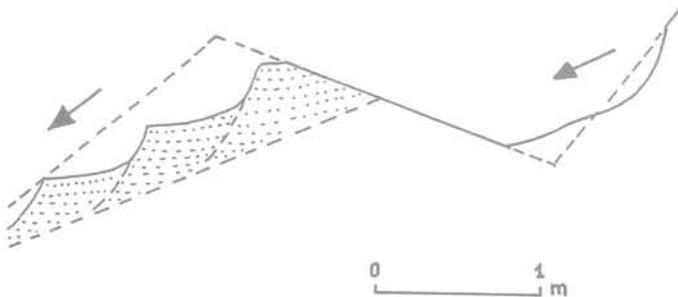


Fig. 2 - Coupe d'une banquette à profil déversé dont le bourrelet et le talus sont affectés par des glissements (environs de Tablat).

Le glissement du talus a pour cause sa pente excessive (100 %) dans un matériau (marnes et flyschs altérés) dont la pente limite de stabilité naturelle est tout au plus de 80 % dans le meilleur des cas. Le glissement du talus bloque l'évacuation des eaux, vers l'exutoire, l'eau s'accumule derrière le bourrelet, s'infiltré dans celui-ci et finit par provoquer son glissement.

Les glissements entraînent la destruction de la banquette d'autant plus facilement qu'ils facilitent l'érosion par ruissellement (figure 3).



Fig. 3 - Coupure des banquettes par glissement du talus et du bourrelet, puis ravinement. Le phénomène a débuté au bas de la pente, puis par érosion régressive a gagné en amont ; la banquette la plus haute est à peine entamée (Borj Menaïel).

NB - remarquer le glissement du substratum sur la droite, et la solifluxion généralisée du versant, les ondulations sont bien visibles sur la partie gauche de la photographie.

#### glissement de la banquette et du versant

Ce type de glissement est provoqué par l'infiltration des eaux dans le versant argileux. Le bourrelet (ou le talus) glisse avec le substratum (figure 4). Le ravinement s'installe dans la niche et le corps du glissement, entraînant la destruction de la banquette, puis de l'interbanquette par érosion régressive et glissement avec sapement et appel au vide.



Fig. 4 - Glissement du bourrelet et de son substratum (Bordj Menaïel).

NB - remarquer le ravinement important dans le glissement et les ondulations importantes révélant l'instabilité du versant.

mouvements du sol induits par l'évacuation des eaux

Le débouché des banquettes sur l'exutoire est le point le plus fragile de l'ouvrage, trop souvent non aménagé il est alors rapidement raviné, le bourrelet sapé à la base glisse, la ravine s'élargit, s'approfondit et gagne vers l'amont, elle finit par saper le talus, puis l'interbanquette, d'année en année le ravinement progresse vers l'amont (figure 5).



Fig. 5 - 1-Ravinement à l'embouchure d'une banquette  
2-Sapement latéral du bourrelet.  
3-Sapement du talus puis de l'interbanquette par érosion régressive (Bordj Menaïel).

Parfois l'exutoire est sur un ancien glissement qui se trouve réactivé, le fond de l'exutoire s'effondre par soutirage, tandis que les eaux s'infiltrèrent profondément et créent un glissement de grande ampleur (figures 6 et 7).



Fig. 6 - Soutirage dans un exutoire.



Fig. 7 - Glissement provoqué par l'infiltration des eaux dans la partie amont d'un exutoire.

IDENTIFICATION MINÉRALOGIQUE ET GEOTECHNIQUE DES MATÉRIAUX

L'examen de la fraction argileuse au microscope électronique à transmission a révélé la présence de quatre types d'argile : montmorillonite, illite, kaolinite et attapulgite.

La montmorillonite toujours présente, est plus abondante vers l'aval des versants et en profondeur, tandis que la proportion d'illite diminue corrélativement ; la kaolinite est toujours minoritaire, quant à l'attapulгите, toujours en faible proportion, elle est liée exclusivement à la présence de marnes à gypse (semelle de nappe, diapir). Les observations faites au M.E.T. ont été confirmées par les A.T.D. - A.T.P. et par spectroscopie infra-rouge.

Trois types de matériaux ont pu être caractérisés :

- un matériau à illite dominante, WL=50 à 63 % ; IP=25 à 33 % ; % < 2 $\mu$ = 41 à 58 % ; %CaCO<sub>3</sub>= 15,2 à 28 % ;
- un matériau à montmorillonite dominante, WL=77 à 82 % ; IP=45 à 51 % ; % < 2 $\mu$ =55 à 61 % ; %CaCO<sub>3</sub>=9,1 à 12,7 % ;
- un matériau à illite dominante avec attapulгите, WL=87 à 93 % ; IP=40 à 43 % ; % < 2 $\mu$ =52 à 59 % ; %CaCO<sub>3</sub>=3,4 à 7,7 %.

Les limites sont élevées, le % d'argiles augmentent généralement avec les limites, tandis que le % de CaCO<sub>3</sub> diminue. La montmorillonite est toujours présente, minéral gonflant, présentant une grande affinité pour l'eau, c'est l'élément "déstabilisant" du milieu. Le carbonate se traduit sans doute sur le plan structural par des ponts calciques (Le Roux - 1972), qui inhibent le gonflement et réduisent les limites.

#### CONCLUSIONS

Les réseaux de banquettes présentent de graves défauts. Au niveau de la théorie, seule la pente est prise en compte, ce qui est critiquable sur le plan de la dynamique des versants.

Au niveau de la réalisation, les réseaux de banquettes ont été utilisés sans discernement. Ainsi les terrains argileux ont été traités, or théoriquement ils n'auraient pas dû l'être (Saccardy - 1950), car ces terrains sont sensibles à la dessiccation et au gonflement, parfois même les banquettes sont établies sur d'anciens glissements. Sur les pentes supérieures à 30 %, où le reboisement n'a pas été exécuté, la couverture d'altération fragilisée par le remaniement anthropique est mise en mouvement. La pluviométrie (800 à 1400 mm) et la violence des averses facilitent les désordres, d'autant plus que les exutoires sont dépourvus de seuils. Les réseaux de banquettes ont parfois grandement perturbé le milieu naturel ; ainsi des versants stables et boisés ont été traités, la densité du couvert végétal y est tombé de 75 à 55 %, parfois le sol a été raclé jusqu'à la croûte calcaire.

Sur le plan socio-économique, les banquettes constituent une entrave aux parcours et aux façons culturales traditionnelles, déclenchant l'hostilité des ruraux, ce qui explique que seuls ont été boisés les bassins versants peu peuplés.

Il apparaît que seule une étude intégrée du milieu comprenant notamment : géomorphologie, géologie, géotechnique et climatologie peut rationaliser l'utilisation des systèmes anti-érosifs.

#### BIBLIOGRAPHIE

- Le Roux A. (1972) - Caractéristiques mécaniques des roches argileuses en relation avec leur texture. Bull. Liaison L.P.C. n° 61
- Saccardy L. (1950) - Notions générales sur la lutte contre l'érosion en Algérie. Terres et Eaux, 9,51-61.
- Saccardy L. (1950) - Notes sur le calcul des banquettes de restauration des sols. Terres et Eaux, 11,47-63.

# glissements de terrain liés à des travaux

par  
**A. Silleran**  
Ingénieur conseil

La réalisation d'une manière inconsidérée de terrassements sur un versant est très souvent à l'origine de glissements de terrain, lourds de conséquences. Les exemples choisis illustrent 2 types classiques de tels accidents : le premier lié à l'exécution d'importants terrassements sur des versants de faible pente mais présentant des signes d'instabilité et le second, étant le résultat de l'entaille du pied des versants d'assez forte pente.

## 1/ - EXECUTION D'IMPORTANTES TERRASSEMENTS SUR DES VERSANTS DE FAIBLE PENTE.

A) Pour la construction d'un bâtiment industriel, une plate-forme de 55 m. de large a été terrassée sur le versant gauche de la Marne, dont la pente à cet endroit est de 8 %. Le volume des déblais a été de l'ordre de 11 000m<sup>3</sup> et le talus frontal de cette plate-forme, haut d'environ 7m. était taillé à 55°.

L'inflexion des courbes de niveau vers l'aval dans la partie basse du terrain montrait l'existence d'anciens mouvements sur le versant, ce qui a été confirmé par les sondages de reconnaissance exécutés après l'accident car, ils ont montré qu'au-dessus du Calcaire de Champigny, les Marnes Vertes, les Marnes de Pantin et les Marnes d'Argenteuil étaient glissées.



Fig. 1 - Vue générale du talus glissé (A)

Le glissement s'est produit avant même la fin des travaux de terrassements et la rupture passait à 10m. de la crête du talus (Fig. 1).

Plus encore, le sommet du Calcaire de Champigny, remanié en surface sur 1 à 2m présente une gouttière (vallon fossile) remplie d'éboulis qui ont des caractéristiques médiocres, la résistance sous la pointe du pénétromètre statique étant généralement de l'ordre de 10 bars (Fig. 2).

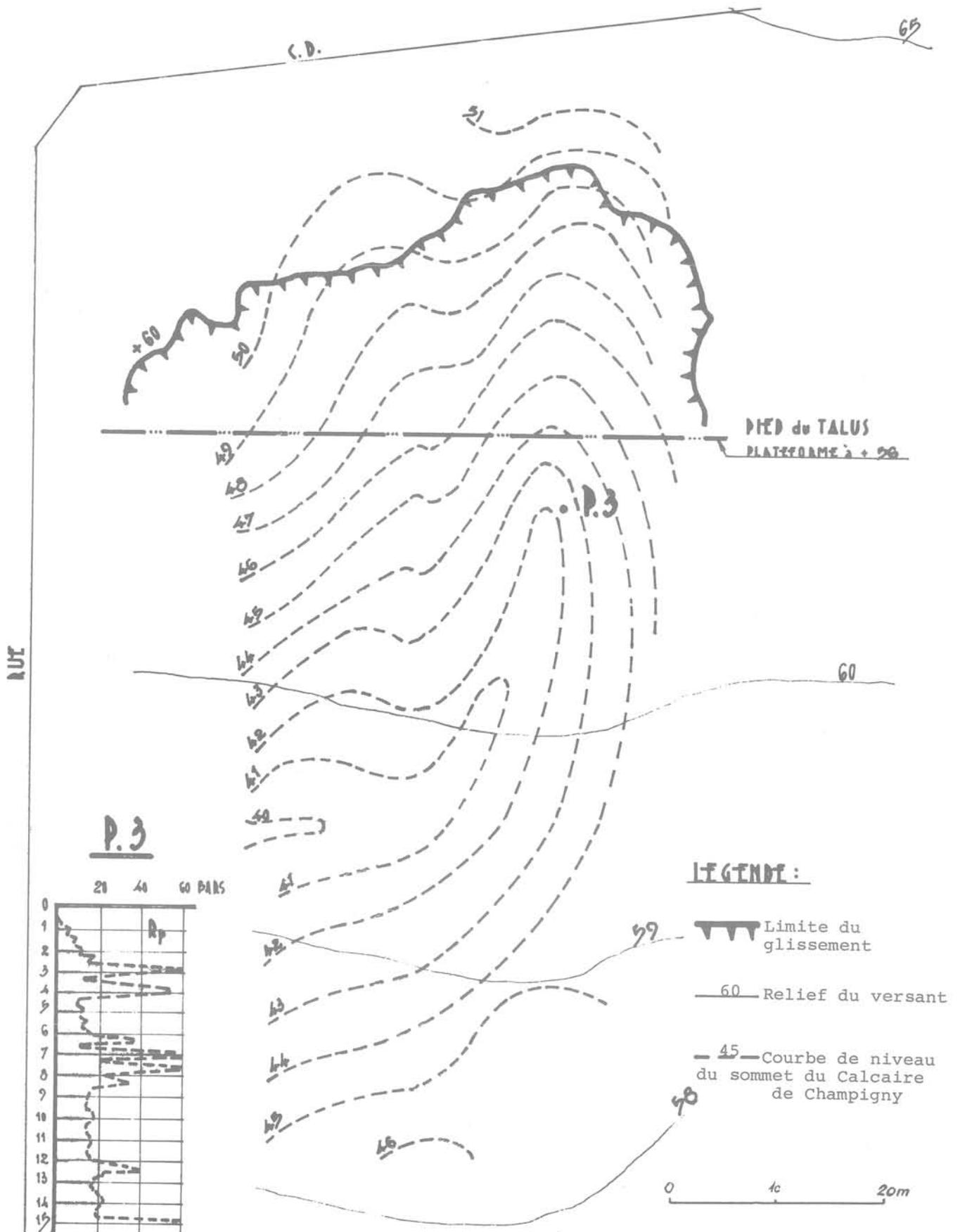


Fig. 2 - Plan de situation (A) avec le niveau du sommet du Calcaire de Champigny

À cause de cette situation le projet a été abandonné et pour assurer la stabilité du terrain, les mesures suivantes ont été adoptées :

- la pente du talus frontal a été ramenée à environ 25-30°.
- sous le talus glissé a été exécuté un réseau de drains subhorizontaux collectés dans un conduit placé à son pied, ce qui facilite la surveillance et l'entretien.
- Le talus a été planté, la végétation étant choisie en fonction de son exposition et de la nature du sol.



Fig. 3 - La dénivellation au droit de la rupture.

Ces travaux effectués depuis bientôt 10 ans ont donné entière satisfaction.

B) En Pays d'Auge, pour construire une villa une plate-forme d'une trentaine de mètres de largeur a été réalisée sur un versant dont la pente était de 14°.

Le sol est constitué par des Marnes argileuses remaniées en surface par les circu-

lations d'eau, surmontées d'une importante couche d'éboulis de limons sableux, siège d'écoulements irréguliers (Fig. 4) et l'inclinaison de certains arbres montrait l'instabilité précaire du site.

Avant la fin du chantier, il y a eu un premier glissement au-dessus de la plate-forme où sont apparues plusieurs ruptures successives (Fig. 5) et l'entrepreneur s'est contenté d'enlever les terres glissées et les déposer sur le versant devant la maison.



Fig. 5 - Le glissement au-dessus de la plate-forme (B)

Quelques mois plus tard, un nouveau mouvement s'est produit au-dessus de la maison en même temps qu'un important glissement en aval de la plateforme (Fig. 6), la première fissure de traction étant située au pied de la façade (Fig. 7) où le décrochement avait une hauteur de l'ordre de un mètre.

La maison qui, par chance, n'était que légèrement fissurée, a été sauvée en reprenant en sous-oeuvre la façade sur puits ancrés profondément dans les Marnes Argileuses en place qui ont une résistance

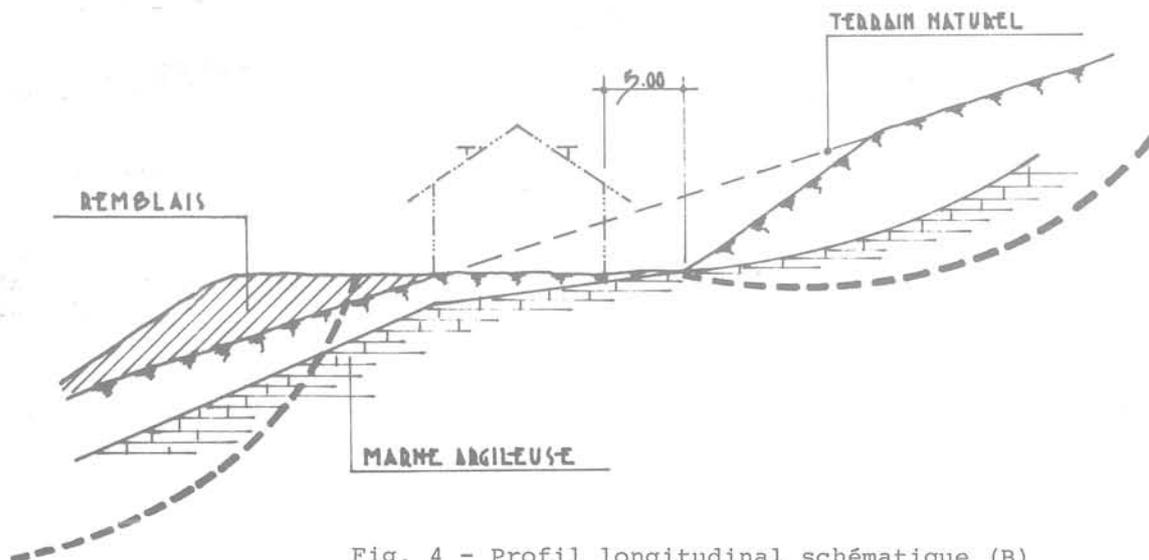


Fig. 4 - Profil longitudinal schématique (B)

dynamique apparente Rd de 40 à 60 bars.



Fig. 6 - Le glissement en-dessous de la plateforme (B)



Fig. 7 - La rupture au pied de la façade (B)

Un important réseau de drains profonds a été exécuté en amont de la plate-forme et les terres déversées devant la maison ont été enlevées.

Ces travaux réalisés il y a 4 ans et dont le coût a égalé le prix de la maison, ont donné jusqu'à présent, entière satisfaction.

2/ - L'ENTAILLE DU PIED DES VERSANTS DE FORTE PENTE.

C et D) Dans les deux cas la pente des versants dépasse 35 % et leur pied a été entaillé sur une faible hauteur (1,0 à 1,20 m.).

Le long des entailles ont été construits des murets - l'un en pierres et l'autre en parpaings - sans barbacanes et reposant en surface sur le manteau d'éboulis.

Les deux glissements sont caractérisés par des ruptures classiques en arc de cercle

avec d'importants décrochements et remontent assez haut sur les versants (Fig. 8 et 9).



Fig. 8 - Vue générale du glissement (C)

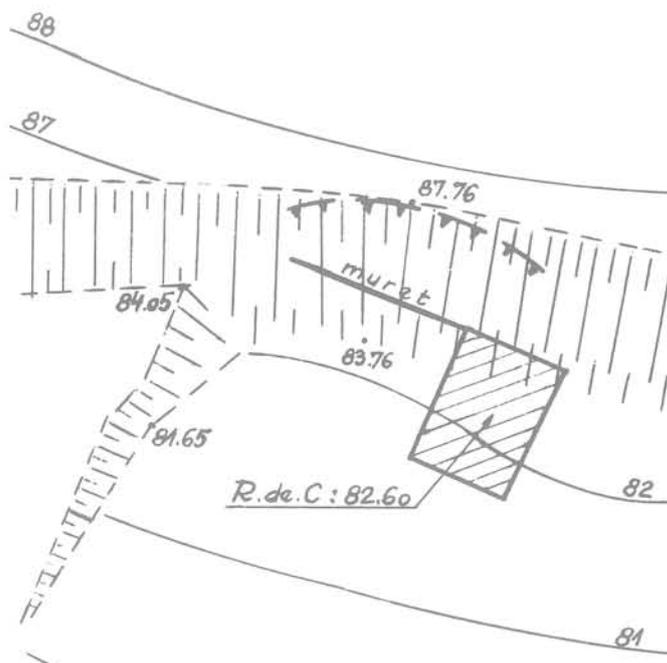


Fig. 9 - Plan de situation et vue du glissement (D)

Le muret en pierres, nettement plus large que celui en parpaings a glissé sur sa base et il est fortement fissuré, alors que l'autre a basculé en avant.

Les mesures envisagées pour assurer la stabilité des versants respectifs, consistent à exécuter des ouvrages de soutènement fondés en profondeur et prévus de drains à l'arrière.

#### CONCLUSIONS

Dans ces exemples, de même que dans de nombreux cas similaires, il s'agit de glissements à court terme car les accidents se sont produits pendant les travaux de terrassement ou, immédiatement après.

Leurs conséquences financières sont souvent très lourdes, - abandon de projets, travaux coûteux - ce qui doit inciter à beaucoup de prudence dans la réalisation des travaux de terrassement sur les versants.

#### BIBLIOGRAPHIE

Cambefort, (1971) Géotechnique de l'Ingénieur Eyrolles.

Kezdi, Markö, (1969) Erdbauten. Verner Verlag Düsseldorf.

L.C.P.C., Groupe d'Etudes des talus (1968)  
Les glissements de talus routiers.  
Etude des désordres observés entre 1963 et 1967.

Terzaghi, Peck (1957) Mécanique des Sols Appliquée. Dunod

# contrôle des mouvements de surface lors de travaux souterrains urbains

par  
**M. Viallaneix**  
R. A. T. P.-N. S. 1

**RESUME** - La construction d'ouvrages souterrains en site urbain dans des terrains difficiles impose de mettre en oeuvre des méthodes d'exécution limitant au maximum la décompression des terrains et par conséquent les tassements en surface. Ces tassements, très préjudiciables à la stabilité des immeubles, doivent être parfaitement contrôlés, au cours de l'exécution des travaux, par auscultation d'un ensemble de repères topographiques.

Les résultats obtenus, par cette méthode très rapide, permettent éventuellement d'adapter ou de corriger la méthode d'exécution initialement retenue et d'apporter in fine, les éléments nécessaires à la programmation des interventions complémentaires dans les zones les plus perturbées.

## INTRODUCTION

La demande toujours croissante de moyens de transport efficaces dans les grandes agglomérations conduit à la réalisation de nombreux tunnels de métro. Ces travaux sont très souvent réalisés dans des zones fortement urbanisées où le recours à des méthodes de construction à ciel ouvert est impossible. On est alors conduit à construire des tunnels à l'avancement par des méthodes purement souterraines qui peuvent s'accompagner de tassements de terrains très préjudiciables aux bâtiments implantés. C'est pourquoi il est nécessaire de procéder en cours de travaux à une surveillance topographique afin de prévenir les désordres éventuels.



Fig. 1 - Plan de l'interconnexion

Au travers d'un chantier réalisé dans Paris, l'exposé se propose de montrer l'intérêt des mesures de nivellement de surface.

## PRESENTATION DES OUVRAGES A CONSTRUIRE

### Situation géographique

Les travaux présentés s'insèrent dans le programme d'interconnexion des réseaux SNCF et RATP dans Paris, conçus pour des trains à gabarit conforme aux normes internationales (UIC). (Fig. 1).

Ils concernent plus particulièrement le prolongement de la ligne B du RER de "Châtelet - Les Halles" à "Gare du Nord", jonction qui verra fin 1981 la naissance d'une ligne régionale Nord Sud transitant par "Châtelet - Les Halles" - (Fig. 2).

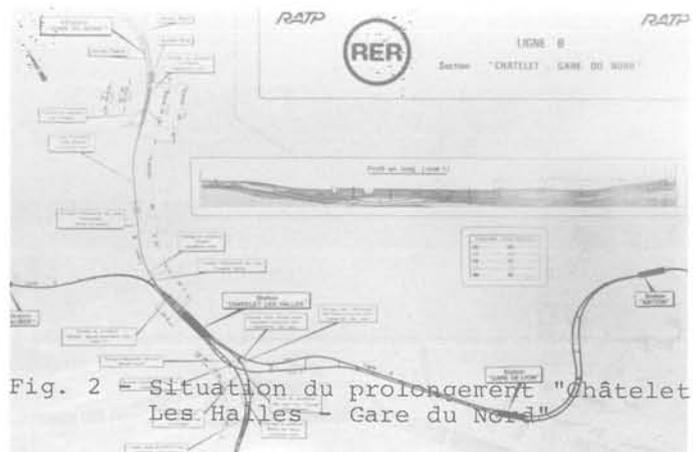


Fig. 2 - Situation du prolongement "Châtelet - Les Halles - Gare du Nord"

Le prolongement d'environ 2.500 m de longueur, se décompose en 3 lots géographiques distincts : (Fig. 3).

- les ouvrages d'arrière gare de "Châtelet - Les Halles",
- un souterrain à 2 voies de 9,10 m d'ouverture et de 1.250 m de longueur,
- les ouvrages spéciaux d'arrivée à "Gare du Nord".

La totalité de ces ouvrages se développe en permanence sous un tissu urbain très dense constitué d'immeubles de 5 à 6 étages de construction ancienne. Ils se trouvent entre 5 et 25 m de profondeur et se faufilent entre de nombreux ouvrages existants (Fig. 5).

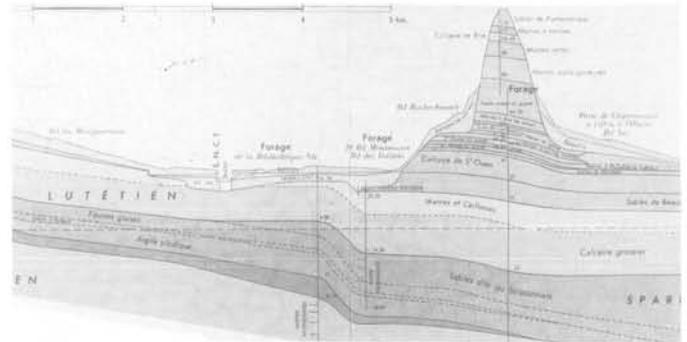


Fig. 4 - Profil en long de la géologie du bassin parisien

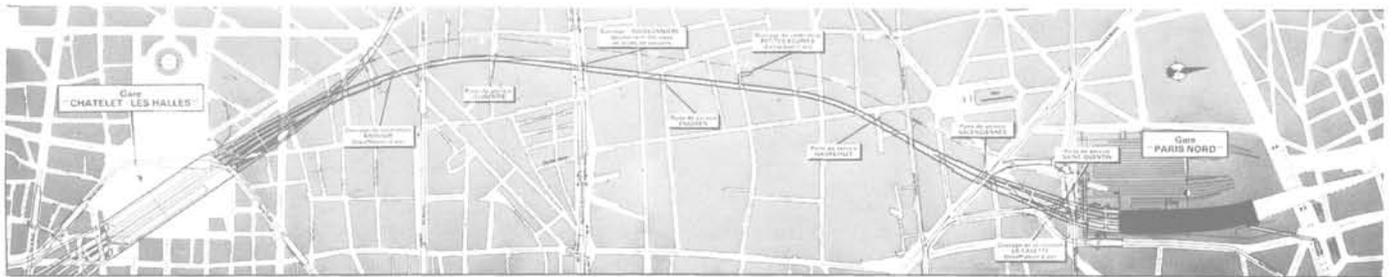


Fig. 3 - Vue en plan du prolongement "Châtelet - Les Halles - Gare du Nord"

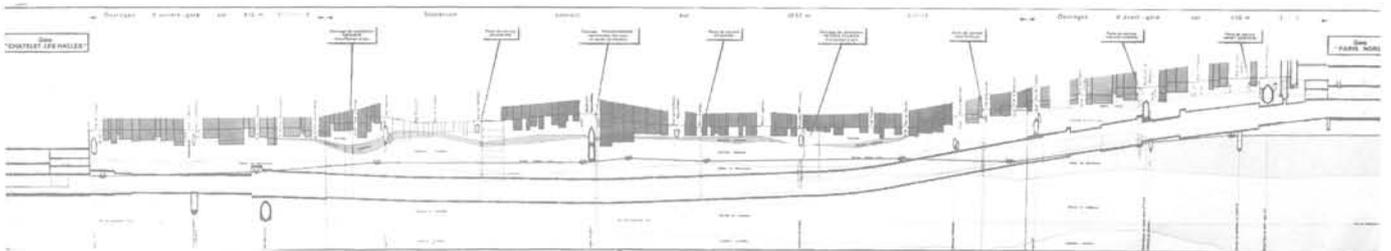


Fig. 5 - Profil en long "Châtelet - Les Halles - Gare du Nord"

Géologie des terrains rencontrés

La majeure partie du projet évolue dans la plaine alluviale de la Seine où nous retrouvons la géologie classique du bassin parisien comprenant successivement des remblais, des alluvions, des sables de Beauchamps, des marnes et caillasses (Fig. 4).

Le tunnel à construire se situe essentiellement dans ce dernier horizon (Fig. 5).

Toutefois, dans ce secteur particulier, l'horizon géologique des marnes et caillasses comporte un dépôt de gypse dont l'épaisseur croît vers le Nord-Est de Paris.

Le caractère soluble du gypse inclus dans cette formation, qui est baignée par une nappe aquifère très active, a amené, au cours des temps géologiques, de profondes désorganisations dans la structure des marnes et caillasses. Sa dissolution a conduit à la formation de vides francs, de zones décom-

primées ou de vides remblayés par déversement des horizons supérieurs pouvant se traduire au stade ultime par création de fontis progressant vers la surface (Fig. 6).

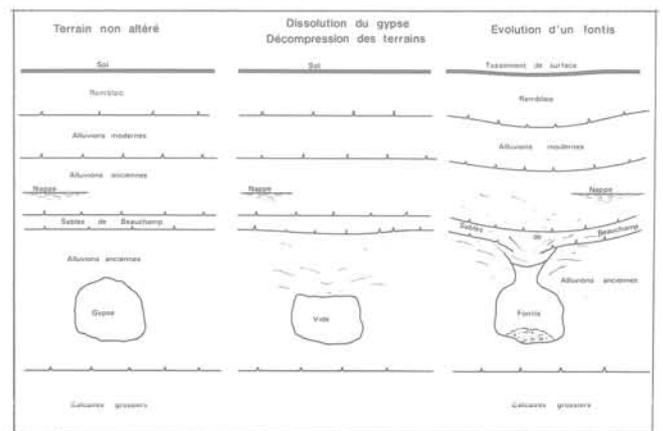


Fig. 6 - Résultat de la dissolution du gypse

### Méthode d'exécution adoptée

La dernière partie de l'exposé s'appuyant sur un secteur très limité du tunnel courant, seule la méthode d'exécution de celui-ci sera abordée.

Le niveau de difficultés exceptionnelles a conduit la RATP à mettre en oeuvre une méthode d'exécution permettant de s'adapter aux conditions locales.

Ainsi, la réalisation du souterrain a comporté quatre phases successives :

- . Creusement d'une galerie pilote. Implantée au coeur de la section, cette galerie a permis une reconnaissance à l'échelle réelle, de la géologie de détail, sur toute la longueur du lot. Des anomalies de type fontis, vides, poches d'alluvions ont été localisées avec précision.

- . Exécution de traitement de terrain. Grâce à la galerie pilote la reconnaissance continue a servi à déterminer, zone par zone, le type de traitement. On a ainsi réalisé un traitement sélectif, adapté aux conditions locales, dont l'épaisseur varie de 1,30 m dans les zones les plus saines à 2,50 m dans les zones perturbées (Fig. 7, coupe BB).

- . Réalisation de la voûte (Fig. 7). Le procédé utilisé, le prédécoupage mécanique, consiste à exécuter le terrassement de la demi-section supérieure, à l'abri d'une pré-voûte réalisée préalablement par prédécoupage d'une saignée de faible épaisseur suivant l'extrados de la voûte et par son remplissage à l'aide de béton projeté. La voûte est ensuite bétonnée par anneau de 4,00 m à une distance de 15 m du front de taille. Outre la possibilité de mécanisation très poussée du terrassement, ce procédé permet d'établir une

coque résistante avant l'excavation et de gagner de vitesse les déformations inévitables des terrains.

En réduisant la longueur du terrassement, donc en augmentant le recouvrement des pré-voûtes, cette méthode a l'avantage de permettre le passage de zones particulièrement délicates (franchissement d'ouvrage, zone de terrains instables).

Exécution de la demi-section inférieure (Fig. 8).

Afin de limiter les tassements de la voûte sur ces appuis provisoires, notamment dans les zones où les terrains sont fortement décomprimés, l'exécution de la demi-section inférieure suit la voûte avec un décalage minimum.

Le procédé consiste à réaliser par reprise en sous oeuvre de la voûte, des plots de piédroits de 4,50 m de longueur, le bétonnage du radier suivant immédiatement l'exécution des piédroits.

La mise en oeuvre de cette méthode d'exécution étudiée de manière très minutieuse, était dictée par la nécessité d'une réalisation rapide des ouvrages dans un programme très tendu, mais aussi par le souci permanent de limiter au minimum la décompression des sols et par conséquent des mouvements en surface.

Néanmoins, du fait d'une géologie très tourmentée, des décompressions n'ont pu être évitées dans certaines zones très sensibles.

Ainsi, parallèlement à l'exécution du souterrain, une surveillance de ces mouvements s'est imposée.

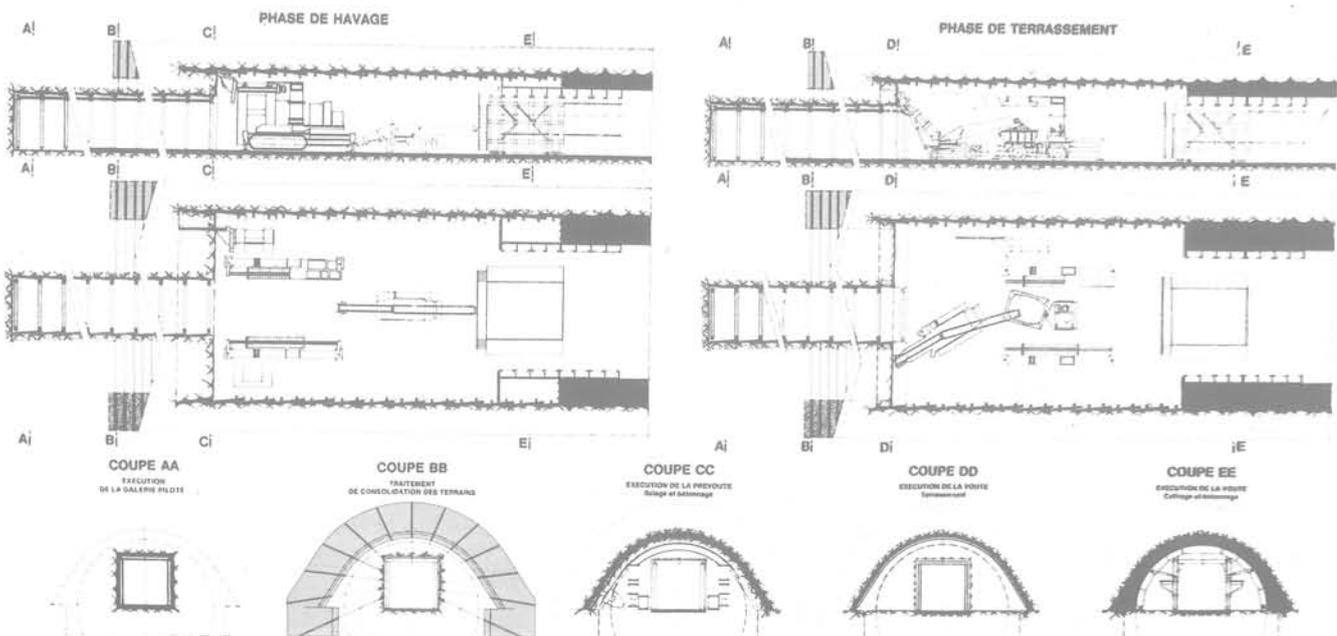


Fig. 7 - Méthode d'exécution de la demi-section supérieure

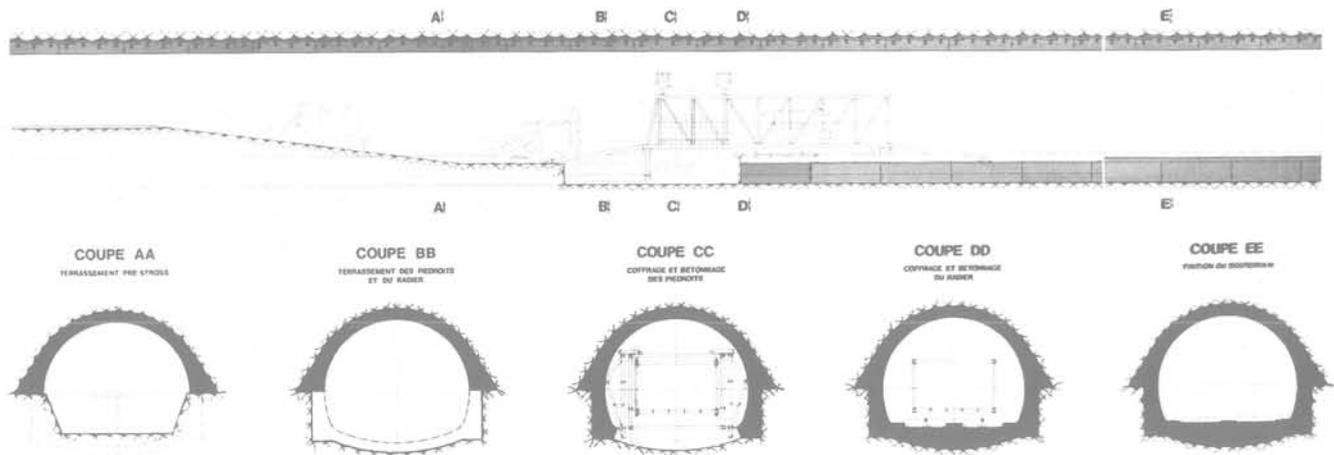


Fig. 8 - Méthode d'exécution de la demi-section inférieure

### CONTROLE DES MOUVEMENTS DE TERRAINS

#### Les repères

La constatation du tassement est réalisée par auscultation topographique de repères collés sur les immeubles. Ces repères sont constitués de plaquettes d'acier munies d'une bille support, de faible diamètre, sur laquelle reposera la mire. Ils sont implantés en bordure des immeubles ou dans les cours intérieures et intéressent une bande de terrain de l'ordre de 80 m de part et d'autre de l'axe du tunnel (Fig. 9). La densité des points est d'environ 20 points à l'hectomètre de tunnel.

Le réseau de nivellement (Fig. 9)

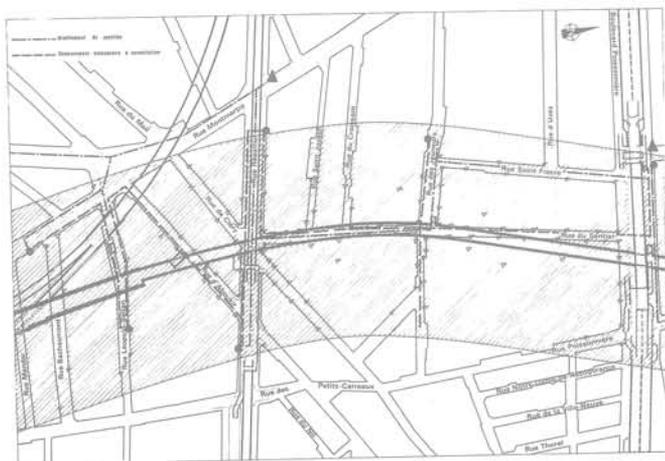


Fig. 9 - Réseau d'auscultation en surface

Les repères d'auscultation sont reliés au réseau de nivellement général par l'intermédiaire de points secondaires situés hors de la zone en mouvement. Les points sont considérés comme insensibles aux fluctuations du chantier et servent de fermeture aux cheminements élémentaires d'auscultation.

De cette façon, il peut être facilement procédé à des mesures de périodicité variable selon l'avancement des travaux puisque chaque cheminement élémentaire, de 300 m de longueur environ, peut être effectué indépendamment.

Le nivellement de jonction d'environ 3 km de longueur est effectué avant tout début des travaux et contrôlé tous les 6 mois environ.

### RESULTATS D'AUSCULTATION

Chaque point est surveillé par la méthode du cheminement double (Cholesky). La précision du nivellement pour un repère de tassement est d'ordre de 5/10<sup>e</sup> de mm.

L'exploitation de ces résultats par le constructeur nécessite l'élaboration de documents de synthèse.

### Courbe d'égal tassement ou isolapses (Fig. 10)

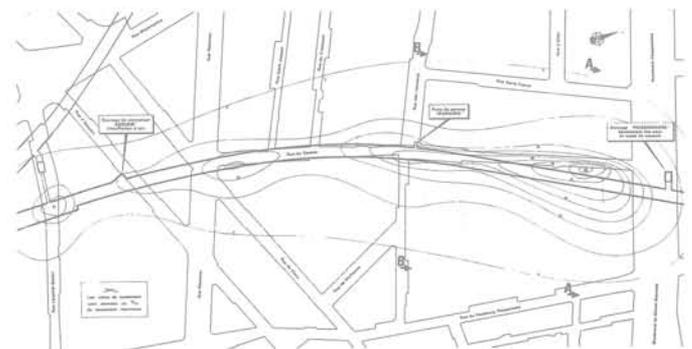


Fig. 10 - Isolapses

Les courbes d'égal tassement ou isolapses, dont l'utilisation est fréquente dans les régions minières, permettent d'obtenir une vue d'ensemble sur les tassements constatés et définissent parfaitement en plan la zone d'influence des travaux. Elles permettent par ailleurs, de connaître en tout point, l'importance du tassement différentiel.

Dans le cas précis de ce chantier, le suivi de l'évolution des isolapses pour les tassements engendrés, par le creusement de la galerie pilote, a permis d'apporter un élément complémentaire à la reconnaissance des terrains. C'est ainsi que dans les zones sensibles le schéma de traitement adapté tient compte de ces résultats.

Il est à noter la largeur exceptionnelle de la surface intéressée par les mouvements de terrains.

Profil longitudinal des tassements (Fig. 11)

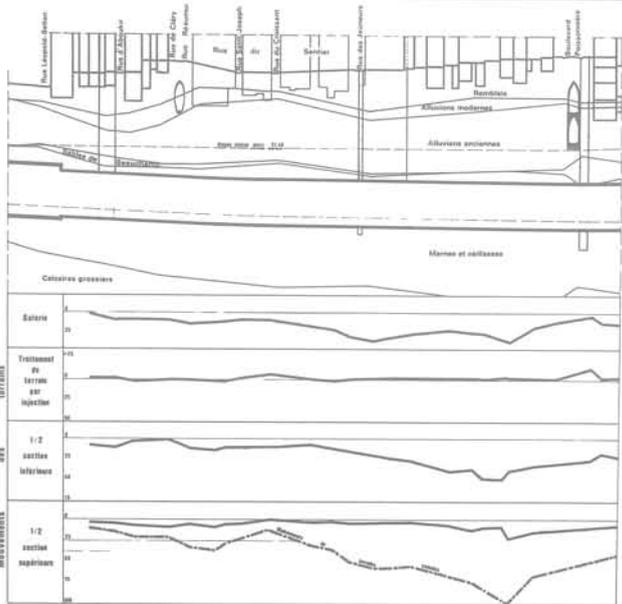


Fig. 11 - Profil en long des mouvements de terrain phase par phase

Le profil longitudinal de tassement montre, pour un instant donné l'importance du tassement en fonction de l'avancement du chantier et des terrains rencontrés.

Ainsi le tassement moyen, provoqué par chaque phase de travail est en moyenne de :

- 35 % pour la galerie pilote ( $S = 0,15.ST$ )
- 40 % pour la demi-section supérieure ( $S = 0,40.ST$ )
- 25 % pour la demi-section inférieure ( $S = 0,45.ST$ )

ST : section totale de la section excavée.

On remarquera l'importance du tassement dû à la galerie pilote pour une section excavée d'environ 15 % de la section totale.

Profil transversal de tassement (Fig. 12)

La zone d'influence de l'excavation, transversalement au tunnel, peut être constatée par des profils transversaux. Ce type de représentation permet d'analyser pour un même immeuble, les risques de tassement différentiels qui occasionnent des effets très préjudiciables à la stabilité des constructions et font apparaître des fissures dans les murs porteurs.

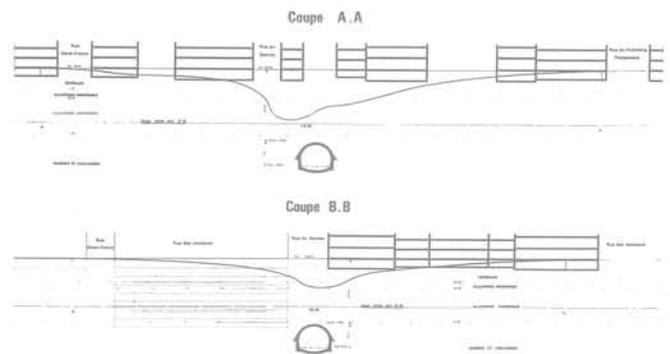


Fig. 12 - Profil en travers des mouvements de terrain

Le profil transversal des tassements permet aussi de calculer les rayons de courbure de la cuvette et de déterminer en suivant son évolution, le rayon critique caractérisé par l'apparition des premiers désordres (Fig.13).

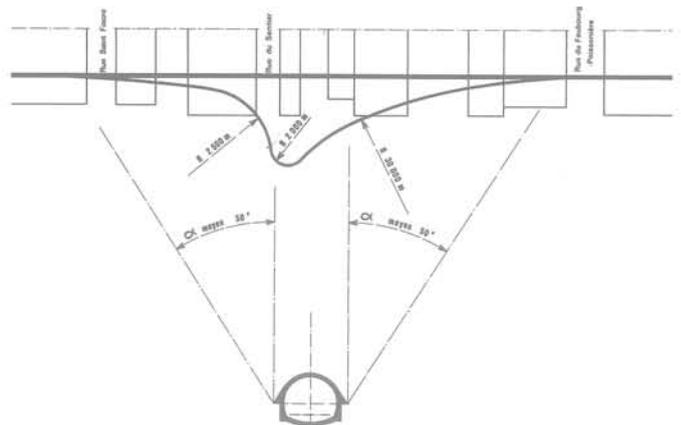


Fig. 13 - Angle d'influence - Rayons de courbure

Les courbes appellent un certain nombre de remarques. Tout d'abord, et contrairement au phénomène de tassement habituel, le mouvement maximum ne se produit pas systématiquement à la verticale de l'excavation, ce qui dénote l'importance de la nature des terrains dans le processus d'affaissement. Le phénomène trouve son amplitude maximum dans les zones les plus perturbées. Par ailleurs, il apparaît que les désordres les plus importants sur les immeubles se produisent dans certains cas, dans des secteurs où le rayon de courbure est très grand, ce qui montre que la forme des bâtiments est fondamentale et en particulier le rapport hauteur sur largeur.

Courbe de mouvement d'un point (Fig. 14)

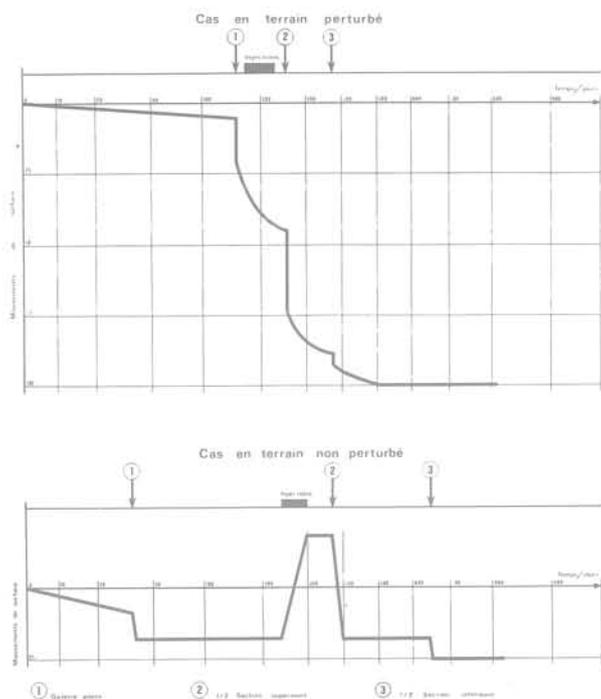


Fig. 14 - Evolution d'un point

Un graphique précisant l'évolution des mouvements en fonction du temps, document de base du nivellement, caractérise chaque point. Par comparaison des graphiques de différents points situés au-dessus d'horizons géologiques différents, la réaction du sol selon les terrains rencontrés, peut en particulier être mise en évidence.

Ainsi on remarquera que les zones de terrains perturbés, outre une amplitude plus importante, sont le siège de tassements différés provenant vraisemblablement d'une recompression des horizons décomprimés.

Par ailleurs, le repérage des principales étapes de l'avancement des travaux à l'aplomb du point considéré fournit de précieuses indications relatives à la progression des mouvements en fonction des phases de travaux.

#### INTERETS DES CONTROLES DE MOUVEMENTS DE TERRAINS

Ainsi que nous venons de le voir, les mesures de tassements permettent l'établissement d'un certain nombre de graphiques susceptibles d'apporter par leur analyse, quelques enseignements sur le comportement des terrains et sur la valeur des méthodes d'exécution, mais aussi d'optimiser le choix des interventions complémentaires à effectuer dans les zones où les désordres sont les plus importants.

Ainsi, en fin de chantier il est possible d'élaborer le document précisé fig. 15.

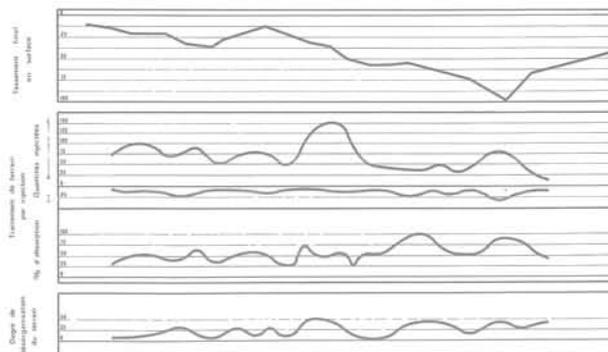


Fig. 15 - Relation tassements - Volumes injectés - % d'absorption - Degrés de désorganisation des terrains traversés

Outre, le profil longitudinal des mouvements, ce type de document précise parallèlement les quantités réelles injectées, le % d'absorption et le degré de désorganisation du terrain (surface d'alluvions d'un front donné rapportée à la surface totale de la section).

Ce type de document est très précieux pour réaliser par exemple des traitements de compensation sous les immeubles ayant subi des tassements importants. Il permet une étude précise du projet éventuel.

Au niveau de l'établissement d'un projet futur, il est intéressant d'utiliser les résultats antérieurs. Par exemple la connaissance de l'angle d'influence probable facilite la recherche du tracé optimal vis-à-vis des immeubles et les notions d'influence des facteurs géologiques apportent des éléments indispensables au choix du profil en long du tunnel.

#### CONCLUSION

Les mesures de tassements, outre leur rôle de constatation, offrent des renseignements substantiels susceptibles de faire progresser la connaissance des facteurs liés au creusement des souterrains.

L'interprétation des résultats permet, en expliquant certains phénomènes, d'améliorer et d'adapter les méthodes d'exécution et constitue aussi un élément complémentaire des différents paramètres tels que la géologie, la géotechnique et l'hydrologie.

Mais, il faut néanmoins noter que l'analyse des tassements conduit à des constatations, voire à des interprétations a posteriori et en aucun cas la mesure de ceux-ci ne peut stopper la progression du phénomène.

# dimensionnement des exploitations souterraines et stabilité de la surface

par

**E. Tincelin**

École des Mines, Paris

**D. Leonet**

**D. de Winter**

Samifer, Briey

## CHAPITRE I : POSITION DU PROBLEME ET CRITIQUE DES SOLUTIONS ENVISAGEABLES

Le problème de la stabilité de la surface à l'aplomb des exploitations minières souterraines s'est posé de tout temps :

- soit pour éviter d'endommager les édifices construits à l'aplomb des zones exploitables en garantissant la sécurité des occupants (habitations, usines, lieux publics) ou la sécurité des utilisateurs (voies ferrées, grands axes routiers ...)
- soit pour se prémunir contre les risques de venue d'eau dans les travaux souterrains en évitant de perturber la surface sous les voies d'eau, sous les lacs, sous la mer ou à l'aplomb de terrains fortement aquifères.
- soit pour préserver des sites naturels à très grand intérêt touristique, artistique, culturel ou écologique.

Les stots de protection sont les zones situées au fond de la mine à l'aplomb des surfaces du jour qu'il faut protéger. On y pratique des exploitations au taux de défrêtement réduit en laissant en place suffisamment de minerais pour empêcher la mise en mouvement des terrains de recouvrement.

Nous avons indiqué dans notre conférence ci-jointe intitulée "TECHNOLOGIE DES MESURES IN SITU POUR LE CONTROLE DE LA STABILITE DES STOTS ET DES CHAMBRES DE DEPILAGE"

- a) les règles d'établissement des stots et les lois régissant les affaissements de surface,
- et
- b) les méthodes d'exploitation à l'intérieur des stots.

En règle générale dans les mines métalliques et en particulier dans les mines de fer de Lorraine, on admet que tout mouvement de surface à l'aplomb d'un stot doit être évité. En effet, les affaissements et les déformations du sol sont souvent brutaux et cycliques dans les mines métalliques car les édifices miniers qui les provoquent sont souvent importants et relativement proches de la surface. Ces règles et ces méthodes sont essentiellement valables dans les gisements en plateaux (jusqu'à 25° de pendage).

Nous allons donner ci-dessous quelques commentaires et quelques compléments à propos de ces règles et de ces méthodes d'exploitation :

### I-1) Réflexions sur le remblayage et sur ses capacités de blocage des affaissements de surface

Les méthodes d'exploitation impliquant un défrêtement total du minerai remplacé par du remblayage complet ne peuvent en aucun cas éliminer les affaissements de surface. Ainsi, si l'exploitation d'une couche de puissance  $X$  mètres se fait par foudroyage (sans remblayage), on peut s'attendre à un affaissement de surface  $A_1$  :

$$A_1 \cong 0,5 X$$

Si le minerai exploité est remplacé par du remblayage fait de matériaux de tout venant mis en place pneumatiquement (c'est-à-dire complet et clavé au toit), on obtient un affaissement de surface  $A_2$  :

$$A_2 \cong 0,20 \text{ à } 0,35 X$$

Si le minerai exploité est remplacé par du sable débarrassé des ultra-fins (moins de 50 microns) par cyclonage, mis en place hydrauliquement et drainé de façon permanente pendant la durée de mise en place et de tassement du remblai, on peut s'attendre à un

affaissement de surface  $A_3$  :

$$A_3 \cong 0,10 \text{ à } 0,20 X$$

Ces données sont valables pour les mines métalliques et ont été vérifiées jusqu'à 400 mètres de profondeur. Dans les houillères, généralement plus profondes, on trouve (moyenne des mesures européennes) :

$$A_1 \cong 0,9 X$$

$$A_2 \cong 0,3 \text{ à } 0,4 X$$

$$A_3 \cong 0,15 \text{ à } 0,2 X$$

On voit donc que le remblayage, quel qu'il soit, ne peut procurer la solution parfaite du problème posé à savoir l'élimination des mouvements de surface sauf en y adjoignant du ciment (béton maigre). Le remblayage classique ne peut que diminuer notablement l'intensité des mouvements de surface. Par contre, le remblayage peut renforcer des piliers abandonnés en les confinant et en les préservant des effets de l'altération.

Disons cependant, que de très nombreux minerais à faible valorisation ne peuvent pas supporter la charge financière d'exploitation résultant de la mise en place correcte du remblayage total ou partiel à fortiori lorsqu'il est cimenté. C'est le cas en France des mines de fer et des mines de bauxite entre autres.

En d'autres termes, il faut mettre au point d'autres solutions ne mettant pas en oeuvre le remblayage même partiel.

### I-2) Les piliers abandonnés

Les piliers abandonnés (fig. n° 1) peuvent constituer une solution au problème posé lorsque le taux de défrètement a été correctement établi en tenant compte des résistances mécaniques des bancs exploités, des bancs immédiats du toit et du mur.

On adopte comme critère de rupture celui déduit des limites élastiques diminuées d'un écart-type. Un calcul par éléments finis s'impose souvent. En première approximation, on peut se contenter d'un calcul simplifié à condition de se fixer par exemple la largeur des galeries  $l$  ceinturant les piliers et la géométrie de ces derniers, par exemple : piliers carrés de  $x$  mètres de côté :

$$R \leq \rho g H \frac{1}{1 - \tau}$$

$$\tau = \text{taux de défrètement} = \frac{l(l + 2x)}{(x + l)^2}$$

$H$  = profondeur

$\rho g$  = poids spécifique des roches du recouvrement

$R$  = résistance en compression monoaxiale  
=  $R_E - \xi$

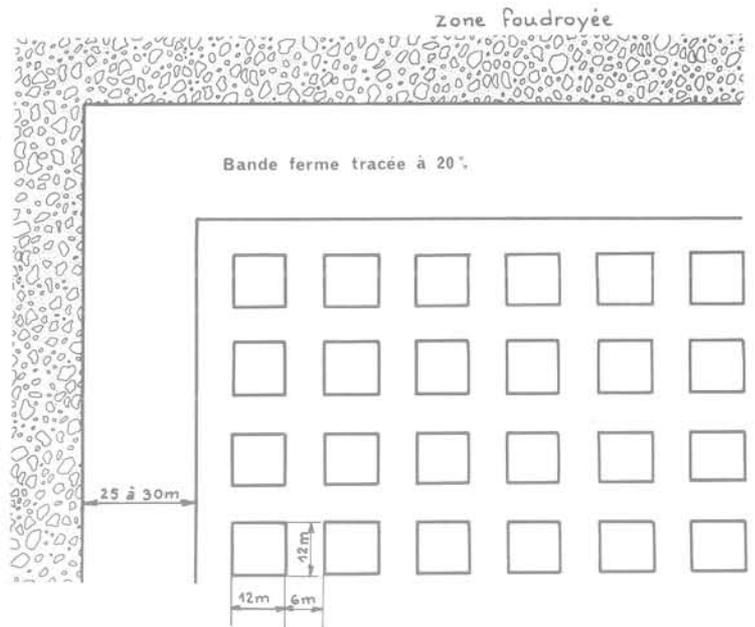


Fig.1 Piliers abandonnés

avec  $R_E$  = limite élastique en compression monoaxiale

$\xi$  = écart-type

Prenons l'exemple d'une mine de fer de Lorraine située à une profondeur  $H$  avec :  
 $R = 9.10^6$  Pascal et  $\rho g = 25\ 000$  Newton/m<sup>3</sup>

Si $H = 220$ m	$\tau \cong 39$ %
Si $H = 180$ m	$\tau \cong 50$ %
Si $H = 140$ m	$\tau \cong 61$ %

Admettons des piliers abandonnés de forme carrée de  $x$  mètres de côté et une profondeur  $H = 180$  Mètres.

On obtient  $x \cong 12$  mètres si  $l = 6$  mètres  
On obtient  $x \cong 10$  mètres si  $l = 5$  mètres

Ce calcul simpliste qui ne tient pas compte de nombreux facteurs en particulier de la hauteur des piliers donne cependant une idée approximative du taux recherché. On voit de toute manière que très rapidement en fonction de la profondeur, on ne peut plus obtenir de taux de défrètement satisfaisant. (La formule simplifiée est de moins en moins valable au fur et à mesure que les piliers deviennent moins élancés.)

Les calculs par éléments finis sont certes plus précis et plus complets puisqu'ils renseignent en plus sur la tenue des toits des galeries ceinturant les piliers. Mais ces calculs comportent une certaine approximation car à l'heure actuelle, ils restent à deux dimensions, ce qui impose de remplacer les petits piliers abandonnés par le pilier long équivalent et de plus, ils ne tiennent pas compte de la fissuration naturelle.

Certes, on peut par le raisonnement modifier les résultats pour tenir compte de cette fissuration naturelle, surtout lorsqu'elle est peu complexe. Mais il reste encore une autre indétermination : nous voulons calculer des édifices pour une durée de vie illimitée. Or, les caractéristiques mécaniques de certaines roches peuvent subir en fonction du temps des altérations qui peuvent entraîner à terme des instabilités des piliers abandonnés.

Il est très difficile à l'heure actuelle de prévoir et de tenir compte dans les calculs de ces effets de l'altération de certaines roches en fonction du temps engendrée par l'action de l'air ou de l'eau ou par l'action de mises en charge permanente (fatigue).

Malgré les précautions prises et malgré le respect de certaines règles, on a constaté l'effondrement à terme de zones exploitées par petits piliers qui pourtant avaient "tenu" de nombreuses années (plus de 50 ans et même plus d'un siècle). Par ailleurs, il est bon de rappeler que les piliers abandonnés établis à la suite d'une erreur d'exploitation avec un taux de défrètement trop important peuvent conduire à des incidents très graves résultant des effondrements spontanés.

Il est donc normal que l'on ait cherché à remplacer les piliers abandonnés par une autre méthode d'exploitation, en particulier lorsque l'on craignait les effets de l'altération ou de la fatigue en fonction du temps. Enfin, ne pouvait-on pas obtenir avec une autre méthode d'exploitation des structures souterraines stables mais procurant des taux de défrètement plus importants qu'avec les piliers abandonnés ? Ce dernier aspect devient d'autant plus important que le gisement concerné s'approfondit.

### I-3) Les îlots classiques et les îlots réduits

Dans les mines de fer de Lorraine, plus spécialement dans celles où la résistance des roches est faible ou dans celles où la présence de marnes entraîne ou peut entraîner des altérations en fonction du temps, on a pensé depuis plus de 70 ans à remplacer les piliers abandonnés par la méthode dite des îlots (fig. n° 2).

Celle-ci consiste à exploiter complètement par foudroyage des bandes de largeur limitée à L. A l'aplomb de cette zone exploitée et foudroyée, on obtient la formation d'une "cloche" de roches foudroyées et fracturées. Si la largeur L est bien estimée on peut espérer ne pas atteindre, ni tangenter la surface du jour avec le sommet de la cloche.

Entre les bandes ainsi exploitées, on abandonne des bandes dites "fermes" très faiblement tracées par quelques galeries.

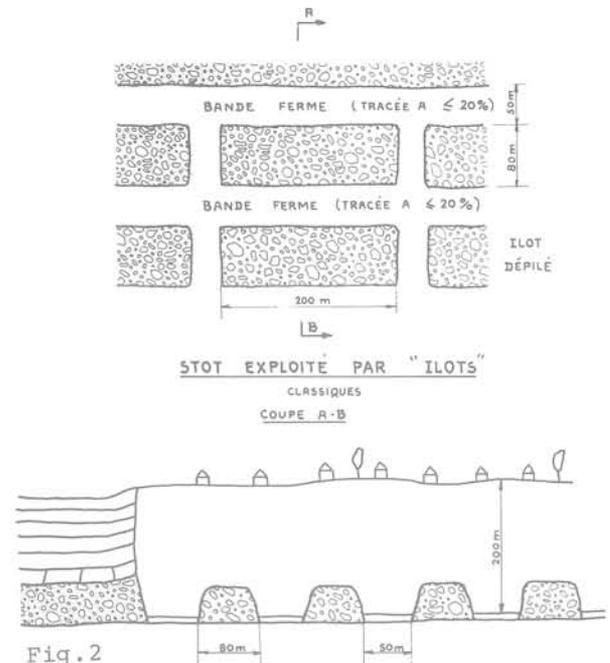


Fig. 2

Ces bandes fermes doivent avoir une largeur  $\lambda$  suffisante pour soutenir l'ensemble des terrains du recouvrement.

Le problème consiste donc à déterminer L et  $\lambda$ . Cette détermination s'est effectuée de manière empirique en analysant dans les mines de fer les îlots n'ayant entraîné aucun affaissement de surface sur de nombreuses années (plus de 50 ans).

$$\text{On a trouvé : } L \leq 0,4 H$$

$$\lambda \geq 0,2 H + 12$$

Ces formules totalement empiriques ont été vérifiées pour des valeurs de H comprises entre 230 mètres et 120 mètres dans les seules mines de fer de Lorraine.

Le taux d'ilotage devient, en supposant que l'exploitant ait pu exploiter totalement la bande exploitée et foudroyée :

$$\tau = \frac{L}{L + \lambda} = \frac{0,4 H}{0,6 H + 12}$$

Cette formule empirique est assez critiquable puisqu'elle ne tient pas compte des caractéristiques mécaniques des roches concernées et puisqu'elle conduit à un taux d'ilotage qui augmente légèrement avec la profondeur :

$$\tau = 55 \% \text{ pour } H = 100 \text{ mètres}$$

$$\tau = 61 \% \text{ pour } H = 230 \text{ mètres}$$

Une explication à ces résultats apparemment surprenants pourrait être l'accroissement de résistance des bandes fermes dont la résistance varierait plus vite que leur largeur ou plus simplement résulterait d'une erreur due à la faiblesse du nombre des résultats pratiques pris en compte pour l'établissement de ces formules dans un domaine de variation assez étroit de la hauteur du recouvrement.

Disons que jusqu'à ce jour, aucun stot de protection établi en respect de ces règles de géométrie, qui de plus limitent strictement la surface des quelques galeries creusées dans les bandes fermes (moins de 20 %) ne s'est effondré ou n'a manifesté de signes de fatigue. Les affaissements de surface relevés sont toujours restés nuls. Les taux de défruits obtenus sont supérieurs à ceux résultant des piliers abandonnés.

Par contre, cette façon d'opérer satisfaisante pour la stabilité de la surface et pour le taux de défruits procurait et procure deux inconvénients majeurs :

- la hauteur des cloches obtenue avec  $L = 0,4 H$  est inconnue mais très souvent suffisante pour entraîner la rupture des bancs imperméables qui forment un écran protecteur particulièrement efficace vis-à-vis des venues d'eau au fond. Dans les mines de fer, il s'agit des marnes micacées (fig. n° 3). Or, la présence de l'eau dans les travaux du fond entraîne d'importants frais d'exhaure (grande consommation d'électricité) et des conditions d'exploitation pénibles pour le personnel et pour le matériel.
- la largeur  $L = 0,4 H$  est assez grande pour entraîner pendant l'exploitation par défilage et foudroyage des bandes exploitées  $L$ , des difficultés comparables à celles qui surviennent dans les fronts de défilage de grandes dimensions (supérieure à  $L$ ). En particulier, les pressions de terrain  $y$  sont aussi fortes.

Pour éviter ces deux inconvénients (présence de l'eau dans les travaux du fond et conditions de pression importantes), il a été décidé de tenter une modification de la méthode d'exploitation par îlots en réduisant les dimensions  $L$  et  $\lambda$ . Cette réduction devait entraîner une diminution de la hauteur des cloches de foudroyage. On espérait ainsi ne plus affecter les marnes micacées, c'est-à-dire ne plus détruire le "parapluie" du mineur. La hauteur des terrains mis en mouvement par l'exploitation ayant été réduite, on pouvait escompter une diminution des pressions imposées aux travaux d'exploitation entrepris à l'intérieur des bandes exploitées.

Cette réduction des largeurs  $L$  et  $\lambda$  a donné le nom d' "ILOTS RÉDUITS" à cette variante de l'exploitation des stots de protection par îlots.

Pour la mise au point des ILOTS RÉDUITS, nous avons pour la première fois associé deux techniques menées simultanément :

- des essais en vraie grandeur entrepris au fond de plusieurs mines en mettant en oeuvre plusieurs campagne de mesures (mesures des affaissements de surface - des déformations subies par les bandes fermes séparant les îlots - des hauteurs de "cloches"). Les mesures en question devaient se faire souvent à distance puisqu'il n'y

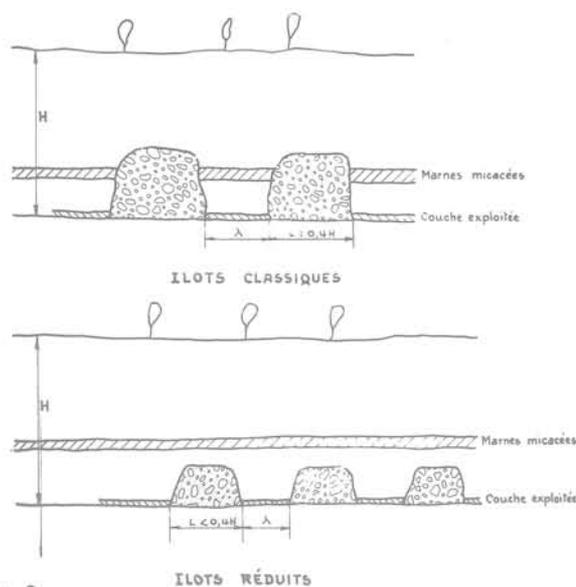


Fig.3

avait plus accès aux bandes fermes après l'exploitation des îlots contigus.

- mise au point de méthodes de calcul permettant de prévoir la hauteur des cloches en fonction de  $L$  ainsi que les largeurs  $\lambda$  des bandes fermes en fonction de  $L$ .

La confrontation des essais pratiques, des mesures et contrôles in situ des calculs prévisionnels,

a permis la mise au point relativement rapide de cette nouvelle technique minière.

La note ci-jointe a pour but de reprendre l'ensemble de ces essais en montrant la part primordiale prise par les techniques de la mécanique des roches dans l'obtention de ces résultats.

#### I-4) Extension du domaine d'emploi des îlots réduits

La technique des îlots réduits évitant la venue de l'eau au fond et limitant considérablement les pressions dans les travaux d'exploitation constitue, en dehors des stots une méthode d'exploitation efficace lorsque les roches à exploiter sont trop peu résistantes pour subir les contraintes nées par exemple lors d'un défilage classique. La figure n° 4 rappelle la géométrie et le principe d'exploitation du défilage classique (chambres et piliers avec défilage). Dans cette façon d'exploiter, on réussit normalement à obtenir un taux de défruits voisin de 85 % et même de 90 %. Dans les mines difficiles, le défilage classique entraîne des abandons importants de minerai consécutifs aux mises en charge permanentes ou cycliques. Il n'est pas rare de ne pouvoir défruits son gisement à plus de 50 ou 60 %, contraint et forcé par les événements. Ces abandons se font par ailleurs dans un contex-

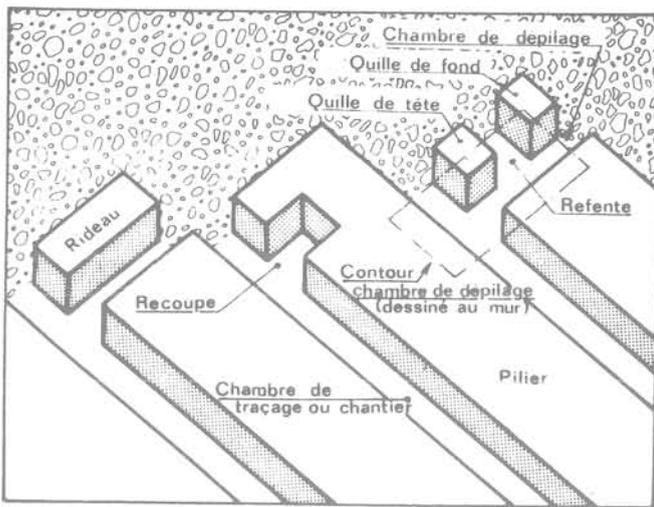


Fig.4 Schéma de principe de l'exploitation par chambres et piliers avec dépilage et foudroyage sur quilles résiduelles

te relativement dangereux et très coûteux de travaux difficiles et exceptionnels entrepris à la demande et avec des travaux considérables de renforcement. Les flots réduits conduisent sensiblement au même taux de défructement de 60 % et ils aboutissent à des conditions d'exploitation bien plus systématiques, plus sereines, sans danger pour le personnel et en outre moins coûteuses.

La méthode d'exploitation dite des "flots réduits" n'est donc pas seulement réservée aux stots de protection mais elle tend de plus en plus à être utilisée à la place des méthodes d'exploitation classiques quand celles-ci deviennent inapplicables. La mise au point de cette méthode d'exploitation et la détermination des largeurs des flots et des bandes fermes s'impose donc impérativement.

C'est le problème que nous avons à résoudre. Nous exposons ci-dessous le déroulement de nos études et les résultats actuels obtenus.

## CHAPITRE II : L'ETUDE DU DIMENSIONNEMENT DES ILOTS REDUITS

### II-1) Résultats des essais entrepris in situ dans les mines de fer de Lorraine

#### II-1-1) Mine de Joudreville

##### A) Le recouvrement et la détermination empirique des dimensions des îlots réduits

La mine de fer de Joudreville exploite la couche L<sub>4</sub>, dite couche noire (minerai siliceux) de 3,4 m de puissance située à une profondeur variant entre 200 et 220 mètres.

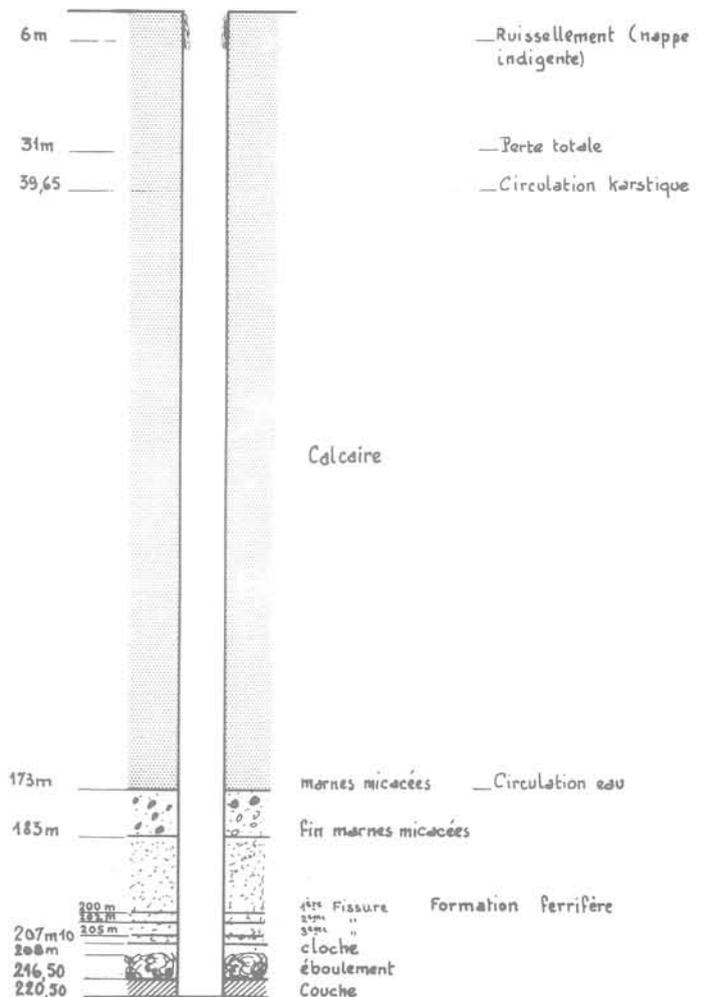


Fig.5 Coupe sondage Joudreville

Le recouvrement (fig. n° 5) comporte en partant du mur de la couche situé dans le sondage pris comme référence à 220,5 m de profondeur (comptée à partir de l'orifice du sondage) :

- la formation ferrifère dont le sommet se situe à une profondeur de 183 m. Cette formation ferrifère de 37,5 m d'épaisseur est constituée d'une alternance de bancs de marnes et de couches minéralisées dont la plus importante, la couche dite grise de 5 m de puissance, a son mur situé à 12 m du mur de la couche noire exploitée. La formation ferrifère est située dans l'AALENIEN.
- les marnes micacées de 10 m d'épaisseur ont leur mur situé à une profondeur de 183 m. Elles font partie également de l'AALENIEN.
- au-dessus des marnes micacées, débutent les bancs calcaires du BAJOCIEN inférieur puis du BAJOCIEN supérieur, surmonté des bancs du BATHONIEN. Ces bancs souvent épais et naturellement fissurés sont constitués de roches dures et assez dures. Les bancs calcaires les plus proches des marnes micacées bien que durs et très durs,

sont barrés par les circulations d'eau karstique.

° °

Le but recherché par les essais était de constituer des îlots réduits dont les cloches de foudroyage ne montaient pas à 183 m de profondeur pour ne pas atteindre les marnes micacées qui constituent le parapluie du mineur.

° °

Les formules empiriques des îlots classiques appliquées au cas de Joudreville autorisaient la constitution d'îlots classiques de largeur :

$$L = 0,4 H = 0,4 \times 220 = 88 \text{ m}$$

Ces îlots auraient eu leur sommet dans les bancs durs et très durs des calcaires surmontant les marnes micacées soit à 50 ou 60 mètres de hauteur. Pour rester à une hauteur inférieure à la moitié de cette hauteur de 60 m, soit 25 à 30 m afin de ne pas atteindre les marnes micacées, nous avons pensé qu'il était nécessaire de limiter la largeur L pour les îlots réduits à une valeur légèrement inférieure à la moitié de la largeur maximale  $L = 0,4 H$ .

Nous avons adopté pour cet essai d'îlots réduits une largeur :

$$L = 38 \text{ mètres}$$

avec un taux d'ilotage voisin de 60 % identique à celui des îlots classiques de grandes dimensions. On obtenait donc :

$$\frac{38}{38 + \lambda} = 60 \%$$

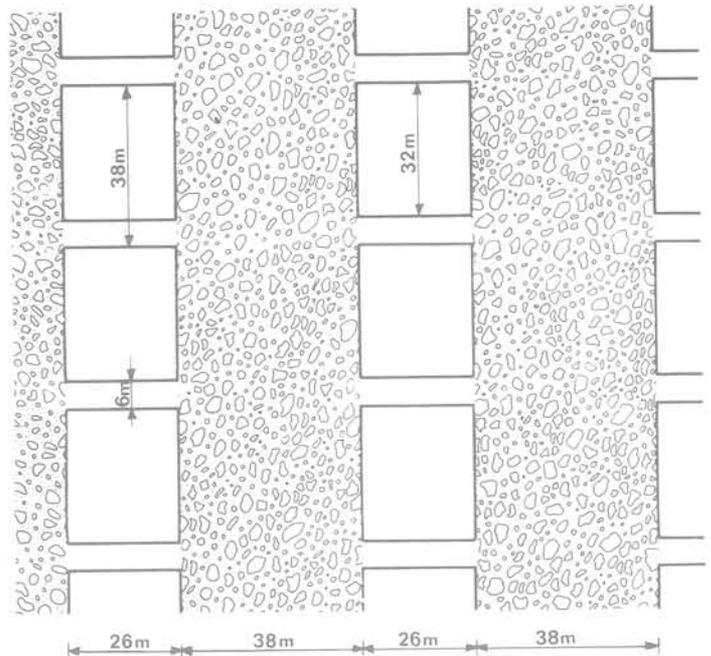
soit  $\lambda \approx 26$  mètres.

On obtenait donc un schéma d'exploitation tel que celui décrit dans la figure 6.

Les bandes fermes ayant une largeur  $\lambda$  de 26 m ont été percées de quelques galeries (uniquement transversales) nécessaires à l'exploitation et à l'aération. Le taux de défrètement de ces bandes fermes, compte tenu de ces galeries, a été fixé au maximum à 16 %. Les essais d'îlots réduits ont démarré sur ces bases au cours de l'année 77 et se poursuivent actuellement.

B) La résistance mécanique du minerai concerné et les raisons d'être de ces essais

Différentes mesures de résistance en compression monoaxiale ont été entreprises sur le minerai de couche noire de Joudreville par le centre de Mécanique des Roches de l'Ecole des Mines de Paris (échantillons d'élanement 2).



Taux de traçage bande ferme = 16 %

Taux de récupération global  $\approx 60\%$

$$\text{Taux d'ilotage} = \frac{38}{38+26} \approx 60\%$$

Fig.6 Schéma d'exploitation par îlots réduits à Joudreville

Lots	résistance instantanée moyenne $R_c$ en $10^6$ Pa	Ecart-type $10^6$ Pa	Limite élastique $R_E$ en $10^6$ Pa
n° 1	10,6	1,2	4,8
n° 2	11,0	1,9	6,2
n° 3	14,8	6,6	6,6
n° 4	12,4	5,7	5,6
Moyenne générale	12,4	-	5,8

Ces valeurs dénotent un minerai particulièrement tendre. La moyenne des  $R_c$  relevés dans le minerai de fer se situe aux environs de  $22 \cdot 10^6$  Pascal. La contrainte naturelle à 220 m de profondeur est de  $\sigma_z = 5,5 \cdot 10^6$  Pa presque égale seulement à la limite élastique  $R_E$  de la couche. Pour qu'une roche soit défilable normalement avec foudroyage, l'expérience a montré que les inéquations suivantes devaient être satisfaites en règle générale :

$$R_c \text{ couche} \geq 3 \sigma_z$$

$$3 \sigma_z \leq R_c \text{ toit} \leq 8 \sigma_z$$

En d'autres termes, si la couche et le toit sont trop tendres, les effets des pres-

sions de terrain nées du défilage sont incompatibles avec un soutènement classique par boulonnage. Il faut faire appel en outre à la réduction des sections des galeries parfois même au cadrage de celles-ci. Ces procédés réalisables ont eux aussi leur limite et souvent ne peuvent pas être tolérés pour des raisons de coût dans de nombreuses mines. Si le toit est trop raide, on ne peut pas obtenir facilement le foudroyage. Ces valeurs limites ne sont que des indications approximatives et auraient besoin d'être mieux précisées. Mais ces valeurs suffisent à montrer que le défilage classique est très difficile dans la couche noire de la mine de Joudreville située à 200-220 m de profondeur.

Des essais de défilage ont été cependant entrepris à Joudreville pour tenter d'exploiter ce minerai riche (37 % de Fe). Ils se sont soldés par des échecs complets. Le taux de défilage ne dépassait pas 60 % et le rendement du personnel d'abatage ne dépassait pas 60 tonnes par homme-poste, ce qui est un rendement très bas pour les mines de fer. Ces performances lamentables étaient dues non seulement aux déformations subies par les roches (minerai et toit) trop tendres, mais aussi par les venues d'eau provenant du foudroyage qui transformaient les roches également tendres du mur en un bourbier inextricable.

° °

Devant l'échec du défilage, on a pensé utiliser les piliers abandonnés ou leur variante : élargissement des galeries. Mais avec une résistance mécanique aussi basse, on ne pouvait espérer un taux de récupération convenable. En effet, un essai de découpage par piliers abandonnés au taux de 45 % s'est terminé par l'écrasement du quartier.

Devant tous ces échecs et bien qu'il ne s'agissait pas d'un stot de protection, nous avons préconisé l'emploi de la méthode des flots modifiée en flots réduits pour supprimer les venues d'eau et pour diminuer le taux de contraintes s'exerçant sur les travaux d'exploitation entrepris à l'intérieur des flots (dans les bandes exploitées).

° °

En accord avec la profession minière, avec le Service des Mines et avec l'aide de la DGRST, de Samifer et du centre de Mécanique des Roches de Fontainebleau, tout un programme d'essais, de mesures et de calculs a été entrepris pour essayer de sortir des règles empiriques précédemment énoncées. Nous reviendrons sur ce point. Auparavant, nous allons décrire beaucoup plus rapidement les essais entrepris simultanément dans d'autres mines à partir de l'année 1979.

° °

Disons pour terminer que les essais entrepris depuis 4 ans à Joudreville :

- ont été totalement couronnés de succès,
- l'eau a disparu des travaux du fond, ce qui montre que les marnes micacées n'ont pas été atteintes par la "cloche" de foudroyage s'établissant sur chaque bande de largeur  $L = 38$  m. Le foudroyage du toit suit bien le torpillage des piliers résiduels,
- les pressions de terrain ont notablement diminué. Les travaux d'exploitation sont aisés,
- les taux de défilage s'établissent tout compris aux environs de 63 %,
- le rendement des mineurs est passé de 60 à plus de 130 tonnes par homme-poste,
- aucun affaissement de surface n'a été décelé à l'aplomb de la zone exploitée qui atteint désormais près de 30 hectares.

## II-2) Mine de Bazailles

Des raisonnements identiques à ceux qui ont présidé aux déterminations de Joudreville ont été utilisés à la mine de Bazailles.

Il s'agit également d'une couche siliceuse relativement tendre de 3,5 m de puissance située à 170 m de profondeur.

Les essais de défilage entrepris dans cette mine se sont soldés par des échecs dus uniquement à l'eau qui transformait comme à Joudreville toutes les galeries et les voies d'accès en un bourbier traumatisant pour le personnel et bien érodant pour les engins miniers.

La méthode d'exploitation par piliers abandonnés a été utilisée pendant plusieurs années avec un taux de défilage tel que la stabilité pouvait être garantie pendant les travaux d'exploitation mais qui n'excluait pas l'effondrement des piliers dans un avenir plus ou moins lointain. Certains quartiers de piliers abandonnés se sont en effet progressivement effondrés entre un ou deux ans après l'exploitation. D'autres tiennent encore actuellement après plusieurs années d'existence. Cette indétermination sur la date de l'effondrement consécutif à la fatigue des piliers n'est plus admise par le Service des Mines qui préconise des méthodes garantissant soit l'effondrement immédiat (cas du défilage), soit la stabilité définitive.

La mine de Bazailles a donc été conduite à adopter la méthode des flots réduits essentiellement pour se protéger des venues d'eau qui rendent inadmissibles les conditions d'exploitation.

On a adopté (voir fig. n° 7) :

- $L$  = largeur des bandes exploitées formant les flots = 27 m
- $\lambda$  = largeur des bandes fermes = 22,5m

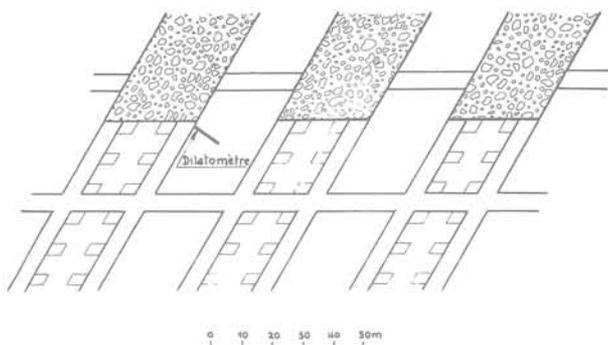


Fig.7 Schéma d'exploitation par flots réduits à Bazailles

le taux d'ilotage :

$$\tau = \frac{L}{L + \lambda} = 55 \%$$

Compte tenu des traçages effectués dans les bandes fermes et du taux de défruitement élevé des flots, on arrive à un taux de défruitement global de 61 %.

Cette méthode conduit à Bazailles à des résultats d'exploitation excellents.

Les rendements abattage (concernant tout le personnel du quartier d'exploitation : foreur, mineur boulonneur, chargeur, camionneur, régie quartier) s'établissent aux environs de 200 tonnes par homme et par poste.

Aucun affaissement de surface n'a été relevé à l'aplomb du quartier exploité par flots réduits. Nous signalons cependant, à ce propos, que ce quartier ne fonctionne que depuis 15 mois. Il n'a pas encore subi une épreuve du temps suffisante pour être totalement affirmatif en ce qui concerne la stabilité définitive.

Enfin, le foudroyage des flots se fait immédiatement après torpillage des piliers résiduels. Il est bien "complet". Il y a donc formation d'une "cloche" de foudroyage. Celle-ci n'atteint pas les marnes micacées puisque l'on ne constate aucune venue d'eau au fond.

### II-1-3) La mine de Sérrouville

Nous reviendrons plus en détail sur le cas de cette mine qui a effectué et qui effectue encore deux essais conduits simultanément :

- un essai d'îlot réduit,
- un essai de défilage par taille avec soutènement marchant pour l'exploitation à l'intérieur des îlots.

Dans ce paragraphe, nous ne donnerons que les résultats concernant les dimensions des flots réduits qui ont été essayés dans cette mine.

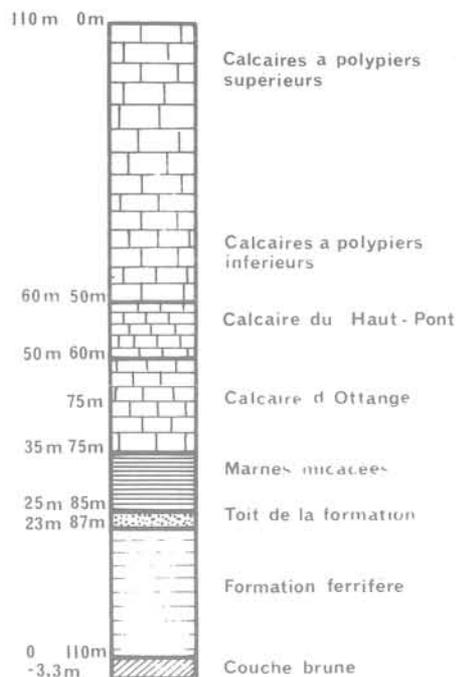


Fig.8 Coupe du sondage de Sérrouville

Celle-ci exploite une couche siliceuse de 3,5 m de puissance sous un faible recouvrement qui varie de 100 à 110 mètres.

Par contre, le toit immédiat de la couche exploitée est formé d'une marne compacte et épaisse qui nécessite pour son foudroyage une largeur d'exploitation L assez importante.

Les caractéristiques mécaniques de la couche exploitée sont les suivantes :

résistance en compression monoaxiale :

$$R_C = 18,0 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

limite élastique :  $R_E = 8,9 \cdot 10^6 \text{ Pa}$

Les caractéristiques mécaniques du banc de marne formant le toit immédiat sont :

$$R_C = 22,8 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

$$R_E = 10,6 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

- Etant donnée la faiblesse de l'épaisseur du recouvrement, (100 m) on était obligé d'adopter une largeur d'îlot L inférieure à 0,4 H soit 40 m qui correspond à la largeur maximale d'un îlot classique, c'est-à-dire "non réduit".
- Etant donnée la proximité des marnes micacées dont le mur se situe à 28 m du mur de la couche exploitée (fig. n° 8) il ne fallait pas dépasser 33 à 35 m pour L si on voulait ne pas percer le banc de marnes micacées de 10 mètres d'épaisseur.
- Etant donnée la présence au toit immédiat d'un banc de marne compacte et épais (4 à 8 m) et la nécessité absolue d'obtenir un foudroyage pour les raisons que nous évo-

querons plus loin, nous devons nous cantonner dans les largeurs maximales, c'est-à-dire 35 mètres.

Après plusieurs essais, nous avons admis que la meilleure largeur compatible avec les données du problème et avec une conduite aisée des travaux est celle de 35 m en orientant le fil de mine à 45° par rapport au grand axe des flots.

D'où :  $L = 35$  mètres  
 $\lambda = 22$  mètres

Rappelons que nous reviendrons sur ces essais en parlant d'flots réduits avec mini-taille.

Disons dès maintenant que la méthode des flots réduits n'a pas été mise en défaut lors de ces différents essais.

Même avec la largeur  $L = 40$  m, les travaux d'exploitation n'ont subi aucune pression notable, aucune venue d'eau n'a été enregistrée jusqu'à maintenant. Par contre, des affaissements de surface très minimes ont été enregistrés à l'aplomb des flots réduits. Ils semblent devoir se calmer avec le temps (voir fig. n° 9).

Par contre, pour les largeurs de 35 m, aucun affaissement de surface n'a été enregistré.

## II-2) Détermination des largeurs L des flots réduits

### II-2-1) Enoncé du problème à résoudre

Le problème posé est soumis à plusieurs contraintes :

1) il faut dans de nombreux cas déterminer la hauteur de la cloche de manière à ne pas atteindre le banc de recouvrement qui forme un écran imperméable vis-à-vis de tous les bancs aquifères susjacentes.

2) il faut que la largeur  $L$  soit cependant suffisante pour entraîner de façon impérative le foudroyage. Nous verrons que la stabilité des flots dépend essentiellement de ce foudroyage qui vient "confiner" les zones périphériques des bandes fermes de largeur  $\lambda$ . Ces zones fortement sollicitées peuvent dans de nombreux cas sortir du domaine élastique et même se rompre. Ces zones, même rompues, conserveront un rôle porteur très important et constitueront un agent énergétique de frettage du coeur du pilier à la condition qu'elles soient bloquées par un foudroyage aussi complet que possible (confinement)

3) Il faut que la largeur  $L$  soit aussi réduite que possible de manière à minimiser la hauteur de la cloche, donc la hauteur (ou l'épaisseur) des terrains qui viendront peser sur les travaux d'exploitation effec-

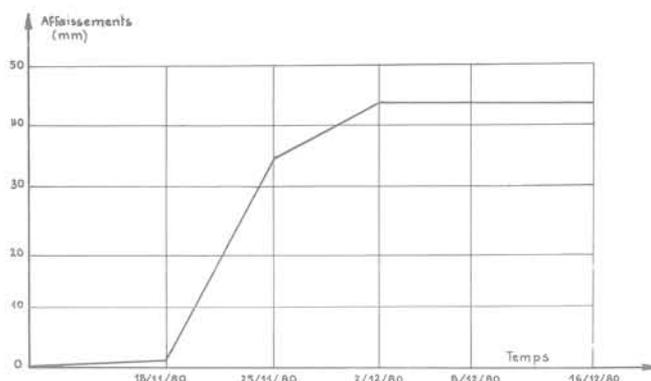


Fig. 9 Affaissements de surface à l'aplomb de l'flot réduit de Serrouville

tués au sein des flots. Cette dernière contrainte ne devient impérative que dans le cas où le minerai à exploiter (ou son toit) est tendre au point de ne pouvoir subir les sollicitations nées d'une exploitation classique.

On voit donc que ces trois contraintes contradictoires peuvent dans certains cas définir des espaces disjoints et ne pas donner de solutions. En pratique, les problèmes d'exploitation ne sont pas si tranchés et on peut la plupart du temps donner des priorités aux différentes contraintes définies ci-dessus.

La solution de ce problème passe par l'analyse du comportement mécanique des bancs immédiatement susjacentes à la couche exploitée (bancs du toit immédiat).

Il s'agit en fait de vérifier, pour une largeur  $L$  donnée, si les bancs du toit immédiats sont susceptibles de se rompre quand le minerai sous-jacent sera exploité. On détermine alors la hauteur atteinte par ces différents bancs rompus. Cette hauteur est-elle suffisante compte tenu du foisonnement pour remblayer la quasi-totalité de la cloche formée. D'autre part, cette hauteur est-elle délimitée par un banc (souvent dur ou épais) situé en dessous du banc imperméable que l'on veut préserver ?

### II-2-2) Etude de la stabilité des bancs du toit immédiat. Détermination de la hauteur des cloches

#### A) Principe des calculs et résultats

Pour étudier la stabilité des bancs du toit immédiat, nous supposons qu'ils ne s'effondrent pas à l'aplomb de la zone exploitée dans l'flot réduit. Nous abstenons alors une galerie (voir fig. n° 10) de largeur  $L$  surmontée des bancs  $B_1, B_2, B_3, \dots, B_n$ . Connaissant les caractéristiques géométriques et mécaniques de ces différents bancs, en particulier les épaisseurs, les différents modules d'élasticité, coefficients de Poisson, résistances en compression instantanée,

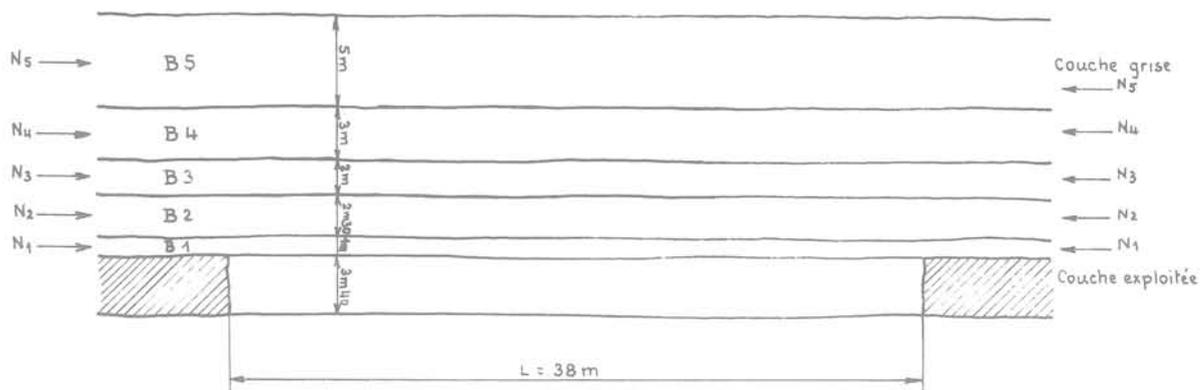


Fig.10 Schématisation des bancs situés à l'aplomb d'un flot à Joudreville

limites élastiques, etc..., nous pouvons tenter d'évaluer leur stabilité. Le principe et le détail des calculs ont été exposés dans notre article intitulé "MODE D'ACTION ET REGLES DU BOULONNAGE" - Revue de l'Industrie Minérale - Série Mine - N° Spécial Boulonnage - tome II - 1978.

Appliquons ces calculs aux flots réduits de Joudreville. Les caractéristiques géométriques et mécaniques des différents bancs B<sub>1</sub>, B<sub>2</sub>, B<sub>3</sub> ... sont les suivantes :

Bancs	Épaisseur en mètres h	Résistance en compression R <sub>c</sub>	Limite élastique en compression R <sub>E</sub>	Module d'élasticité E	Coefficient de Poisson V
B <sub>1</sub> (marnes)	1,0 m	10.10 <sup>6</sup> Pa	5,5.10 <sup>6</sup> Pa	5000.10 <sup>6</sup> Pa	0,25
B <sub>2</sub> (minéral siliceux et pauvre)	2,3 m	11.10 <sup>6</sup> Pa	5,2.10 <sup>6</sup> Pa	8000.10 <sup>6</sup> Pa	0,2
B <sub>3</sub> (marnes)	2,0 m	10.10 <sup>6</sup> Pa	5,5.10 <sup>6</sup> Pa	5000.10 <sup>6</sup> Pa	0,25
B <sub>4</sub> (marnes)	3,0 m	10.10 <sup>6</sup> Pa	5,5.10 <sup>6</sup> Pa	5000.10 <sup>6</sup> Pa	0,25
B <sub>5</sub> (marnes)	5,0 m	25.10 <sup>6</sup> Pa	12,0. 0 <sup>6</sup> Pa	10000.10 <sup>6</sup> Pa	0,2

Rappelons très sommairement le principe des calculs qui prend en compte séparément chacun des bancs qui sont sollicités en flexion complexe sous l'action de leur propre poids et sous l'action des poussées horizontales N<sub>1</sub>, N<sub>2</sub>, N<sub>3</sub> engendrées par la contrainte naturelle horizontale qui règne dans le massif, notablement renforcée par l'existence même de la galerie. Il s'agit donc de dalles encastrées au droit des piliers de la galerie de largeur L et travaillant en flexion complexe. Cette façon d'opérer est justifiée par le fait couramment observé à l'endoscope : les bancs B<sub>1</sub>, B<sub>2</sub> et B<sub>3</sub> fléchissent indépendamment les uns des autres au point de présenter des vides, dits vides de décollement, entre chaque plan de stratification.

Par ailleurs, tous ces bancs étant fissurés naturellement (fil de mine en particulier) il ne saurait être question d'obtenir des tractions. Les moments ne peuvent engendrer que des compressions. Les efforts tranchants peuvent s'exercer en tendant à faire glisser les éléments découpés par les

fissures naturelles. En appliquant ces principes de calcul, on trouve que le banc B<sub>5</sub> (couche grise) ayant 5 mètres d'épaisseur devrait constituer le sommet de la cloche.

Tous les bancs inférieurs subissent des contraintes de compression nettement supérieures à R<sub>c</sub>. Si tel est bien le cas, le sommet de la cloche devrait se situer à 11,70 m du mur de la couche noire exploitée et le foudroyage devrait pratiquement remplir toute la cloche. En effet, 8,30 m de bancs (B<sub>1</sub> + B<sub>2</sub> + B<sub>3</sub> + B<sub>4</sub>) vont rompre donc se foudroyer. La densité en place de ces bancs étant voisine de 2,50, ils vont se présenter après foudroyage avec une densité foisonnée de 1,8 légèrement supérieure à la densité foisonnée courante des roches abattues par le tir qui est de 1,6. En effet, ce foudroyage sur plus de 10 m d'épaisseur subit au moins à sa base un tassement sous son propre poids. L'ensemble de ces bancs rompus vont alors occuper une hauteur dans la cloche approximativement égale à :

$$8,3 \times \frac{2,5}{1,8} = 11,5 \text{ mètres}$$

On devrait donc s'attendre à un remplissage à peu près complet de la cloche formée.

On obtient de cette manière, à la mine de Joudreville, où L et λ ont été fixés respectivement à 38 et 26 m :

- des gros piliers ou bandes fermes de largeur λ = 26 m ayant 12 m de hauteur environ soit un élanement très favorable de :

$$\frac{12}{26} = 0,46$$

- des "cloches" dont le sommet se trouve à 12 mètres environ du mur de la couche exploitée. Ce sommet est très éloignée des marnes micacées qui sont situées à 37,5 m de hauteur.

- un autoremblayage presque complet de ces piliers d'élanement 0,46 grâce au foudroyage des cloches situées de part et d'autre de chacun d'eux.

Des calculs identiques ont été effectués dans chacune des mines pratiquant les îlots réduits, ainsi qu'à la mine de Droitaumont où les îlots classiques ont été constitués.

Dans cette dernière mine nous avons trouvé par le calcul une hauteur de cloche de 50 m environ, ou plutôt nous avons vérifié que le banc situé à 50 m et qui constituait le sommet de la cloche observée par sondage devait effectivement résister étant donné son épaisseur et ses caractéristiques mécaniques.

Les îlots de Drautaumont avaient une largeur de  $L = 60$  m pour une hauteur de recouvrement de 170 mètres.

o  
o

Nous remarquons qu'il faut connaître les caractéristiques mécaniques et géométriques de chaque banc situé à l'aplomb immédiat de la couche où les îlots vont être constitués.

Pour cela, nous avons utilisé l'appareil mis au point par le centre de Mécanique des Roches de l'École des Mines de Paris, sur une idée de Monsieur FINE. Il s'agit du SAIGNOFOR qui permet de relever en continu la résistance en compression des roches traversées par un sondage. Ce sondage avait été foré à notre demande pour vérifier la hauteur de la cloche (voir § suivant).

Nous donnons (fig. n° 11) le diagramme des résistances en compression tout le long du sondage qui a été foré à l'aplomb d'un des îlots de la mine de Droitaumont. Le sondage avait percé dans le cloche de foudroyage à la cote 120 mètres et le relevé des résistances en compression a été effectué de la cote 120 à la cote 60.

B) Confrontation des résultats des calculs de hauteur de cloche avec les observations et les mesures

Pour vérifier la validité de nos raisonnements ainsi que la validité de nos calculs relatifs au sommet des cloches, nous avons effectué deux sondages à l'aplomb d'îlots constitués dans les mines de fer de Lorraine.

1) l'un des sondages, celui effectué à la mine de Droitaumont, devait déboucher à l'aplomb d'un îlot classique dont la largeur  $L$  avait été déterminée par la formule empirique :

$$L \leq 0,4 H \text{ avec } H = 170 \text{ m}$$

Celle-ci conduisait à une largeur d'îlots de 68 m qui fut ramené à 60 m pour diverses raisons. Ces îlots avaient été réalisés il y a 20 ans environ.

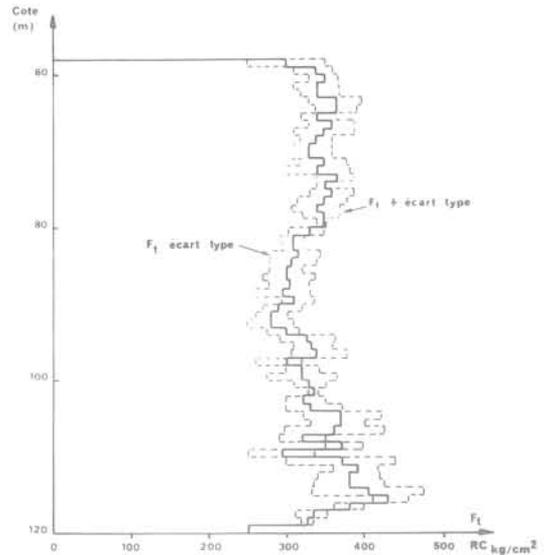


Fig.11

2) Le deuxième sondage a été foré à la mine de Joudreville à l'aplomb d'un îlot réduit de largeur  $L = 38$  m, situé à cet endroit précis à une profondeur  $H$  de 220, 5 m (se reporter à la coupe de la figure 5).

Ces sondages de 30 cm de diamètre ont été auscultés sur toute leur profondeur grâce à des caméras électroniques étanches, enregistrant sur bandes magnétiques les images de la paroi des sondages. Ces images permettent de relever même dans les trous immergés, de mettre en évidence des fissures de moins de 1 mm d'épaisseur.

Tout cet appareillage a été mis au point par SAMIFER qui exécute une auscultation complète d'un sondage de 200 m en quelques heures. Les sommets de cloches ont été très bien observés avec un vide entre ce sommet et le foudroyage de 0,5 m à 1 m environ.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	Droitaumont	Joudreville
H	170 m	220,5 m
L	60 m	38,0 m
h = hauteur des cloches depuis le mur de la couche exploitée	47 m	12,0 m
h' = hauteur des derniers vides de décollement	47 m	20,0 m
h/L	$\frac{47}{60} = 0,78$	$\frac{12}{38} = 0,32$
h'/L	$\frac{47}{60} = 0,78$	$\frac{20}{38} = 0,53$

Les calculs proposés donnent des résultats en accord avec les observations.

$$F = \frac{Rc_i}{Rc_1}$$

Il semblerait toutefois que les bancs stables du sommet de la cloche qui se "décollent" des bancs susjacentes finissent, avec le temps, par se rompre, sans doute par effet de vieillissement de la roche intéressée. En effet, h et h' sont confondus à l'aplomb des cloches ayant 20 ans d'âge à Droitaumont, et on décèle, à Joudreville, des plans de décollement au sommet des cloches n'ayant qu'une année d'existence.

Il est facile de tenir compte de cette nouvelle contrainte dans les calculs. En pratique, cela revient à dire que le sommet des cloches s'établit sous un banc relativement dur, mais surtout épais, éventuellement surmonté de bancs plus minces qui suivront la déformation (sans décollement) du banc épais tout en contribuant à l'augmentation de son moment d'inertie et de sa résistance en compression.

Rc<sub>i</sub> : résistance instantanée en compression obtenue pour l'anti élanement i

Rc<sub>1</sub> : résistance instantanée en compression obtenue pour l'anti élanement 1.

Limite élastique longitudinale = RL				
	l/e			
Élanement Anti-élanement	2 0,5	1	0,5 2	0,33 3
SAIZERAIS : Moyenne des RL $F = \frac{RL_i}{RL_1}$	17,0.10 <sup>6</sup> Pa 0,76	22,5.10 <sup>6</sup> Pa 1	28,7.10 <sup>6</sup> Pa 1,27	35,8.10 <sup>6</sup> Pa 1,59
JOUDREVILLE : Moyenne des RL $F = \frac{RL_i}{RL_1}$	14,5.10 <sup>6</sup> Pa 0,79	18,4.10 <sup>6</sup> Pa 1	23,0.10 <sup>6</sup> Pa 1,25	28,85.10 <sup>6</sup> Pa 1,57

### II-3) Détermination des largeurs λ des bandes fermes séparant les îlots

Plusieurs voies de recherche ont été tentées successivement au centre de Mécanique des Roches de l'École des Mines de Paris.

Résistance à la rupture en compression = Rc				
	k/e			
Élanement Anti-élanement	2 0,5	1	0,5 2	0,33 3
SAIZERAIS : Moyenne des Rc $F = \frac{Rc_i}{Rc_1}$	23,4.10 <sup>6</sup> Pa 0,75	31,1.10 <sup>6</sup> Pa 1	35,8.10 <sup>6</sup> Pa 1,15	55,0.10 <sup>6</sup> Pa 1,77
JOUDREVILLE : Moyenne des Rc $F = \frac{Rc_i}{Rc_1}$	27,2.10 <sup>6</sup> Pa 0,97	28,1.10 <sup>6</sup> Pa 1	31,8.10 <sup>6</sup> Pa 1,13	39,2.10 <sup>6</sup> Pa 1,4

### II-3-1) Tentative d'évaluation des largeurs λ grâce à l'effet de forme des bandes fermes

Nous avons vu que l'élanement des "piliers" formant les bandes fermes à Joudreville était égal à 0,46. Nous avons donc supposé tout d'abord que la bonne stabilité constatée avec les îlots était due à la forme très favorable des bandes fermes, ce qui n'était pas toujours le cas avec les piliers abandonnés.

Nous nous intéressons surtout aux limites élastiques puisque les bandes fermes ont à subir des efforts permanents d'une durée illimitée.

En partant du facteur de forme relatif à la limite élastique, on trouve approximativement pour les deux types de minerai :

Une étude menée par Monsieur Boucly au centre de Mécanique des Roches de l'École des Mines de Paris a quantifié l'effet de Forme pour le minerai de fer de Lorraine.

$$\frac{RL_i}{RL_1} \approx 0,69 + 0,31 \frac{l}{h}$$

L'essentiel des résultats obtenus concerne des minerais de fer prélevés à la mine de Saizerais et à la mine de Joudreville.

Si nous prenons comme référence les résultats obtenus sur les éprouvettes d'élanement 2 (anti élanement 0,5)

$$\frac{RL_i}{RL_{0,50}} \approx 0,8 + 0,4 \frac{l}{h}$$

Appelons h la hauteur de l'éprouvette  
λ la largeur de l'éprouvette

Ces relations sont certainement approximatives car reposant sur des essais trop peu nombreux. Elles n'ont été vérifiées que dans le domaine

L'élanement est donné par h/λ  
L'anti élanement est donné par λ/h

$$0,5 \leq \frac{l}{h} \leq 3$$

On a en outre défini un facteur de forme F ou valeur de la grandeur mesurée (par exemple, la résistance instantanée en compression) pour un élanement donné, ramené à la valeur obtenue pour l'élanement unité ou pour l'élanement 2 servant de référence.

L'application des relations précédentes au cas de Joudreville conduirait à un taux d'ilotage de 48 %. Si tel était le cas, il faudrait adopter une largeur λ des bandes fermes égale à 41 mètres si nous adoptons une largeur d'ilot réduit de L = 38 mètres.

Le facteur de Forme en résistance instantanée en compression est :

Comme les essais in situ ont montré que la stabilité était acquise (sur une durée de 4 ans) pour un taux de défrètement de 63 % et un  $\lambda$  de 26 m, nous en concluons que la stabilité constatée des flots ne semble pas d'être à l'effet de forme des "piliers" constitués par les bandes fermes.

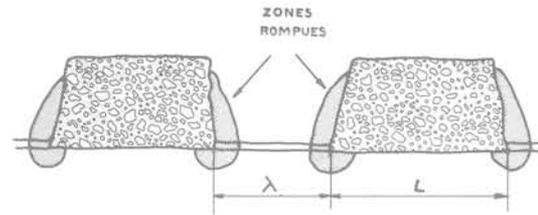


Fig.12 Zones rompues ou plastifiées en périphérie des bandes fermes

II-3-2) Analyse des contraintes s'exerçant dans les bandes fermes

Des calculs entrepris par éléments finis en élasticité et en élastoplasticité au centre de Mécanique des Roches de l'École des Mines de Paris ont montré (fig. n° 12) qu'avec les caractéristiques des minerais lorrains, les zones périphériques des bandes fermes, sur plusieurs mètres d'épaisseur, étaient toujours rompues ou étaient sorties du domaine élastique quelles que soient les formes de cloches observées ou supposées. Les conclusions de ces calculs étaient les suivantes :

- 1) le schéma retenu dans le paragraphe précédent consistant à rechercher une forme adéquate des "piliers" constituant les bandes fermes pour que ceux-ci restent en tout point en élasticité n'était pas celui qui devait être pris en compte pour la détermination des largeurs  $\lambda$ . Certainement le taux de charge imposé aux "piliers" découpés en pratique au fond les obligeait à subir des ruptures dans certaines zones ou les obligeait à sortir du domaine élastique.
- 2) Sans soutènement et sans confinement des zones rompues ou plastifiées, on était certain d'obtenir l'instabilité donc la ruine des bandes fermes.

Il devenait donc évident que ce confinement et ce soutènement étaient en fait réalisés par la présence du foudroyage obtenu à la suite de l'exploitation au sein des flots. Celui-ci forme un auto-remblayage des "piliers" constitués par les bandes fermes. On était donc amené à envisager les calculs de stabilité de ces bandes fermes en tenant compte de ce fait.

II-3-3) Mesures de déformations effectuées au sein des bandes fermes

Il nous restait encore à prouver que les zones périphériques des bandes fermes rentraient bien soit en rupture soit en plasticité. Pour cela, SAMIFER mettait en place au sein des bandes fermes des mesureurs de dilatation ou d'expansion ancrés à diverses profondeurs au niveau de la couche exploitée.

Ces mesures avaient pour but de :

- a) préciser l'étendue des zones périphériques qui se rompaient ou sortaient du domaine élastique en se dilatant.

- b) quantifier l'évolution de la "dilatance" de cette zone rompue.

- c) déceler l'existence de zones centrales qui normalement frettées par les zones rompues en dilatance qui prenant appui sur le foudroyage devaient comprimer dans le sens horizontal le coeur des bandes fermes.

Les relevés devaient être effectués par télémessure à longue distance et sur une longue période. En effet, l'accès aux appareils était rendu impossible par le foudroyage. Il fallait de plus placer les appareils de mesure et débiter les mesures avant le passage des fronts d'exploitation au sein des deux flots contigus puis attendre la fin de ces exploitations.

La figure 13 donne la disposition des appareils et le relevé de ces mesures de déformation horizontales entreprises au sein de l'une des bandes fermes de 26 mètres de largeur à Joudreville et entreprises avant, pendant et après l'exploitation des flots contigus.

On voit qu'au niveau de la couche exploitée la zone rompue au sein de la bande ferme se dilate vers le foudroyage sur une épaisseur qui doit être de l'ordre de 3 mètres environ. La zone centrale quant à elle subit une déformation de tassement.

On notera que le montant des déformations de dilatation soit 40 millimètres obtenues à la fin de l'exploitation des flots et intéressant une épaisseur de roche au plus égale à 3 mètres prouve que la roche intéressée est certainement sortie du domaine élastique.

Cette dilatance de 40 millimètres constitue si l'on peut dire l'agent provoquant le tassement du foudroyage et du coeur de la bande ferme.

II-3-4) Relevé des caractéristiques mécaniques du minéral rompu en fonction des contraintes de confinement.

À la suite de toutes ces observations, de toutes ces mesures de déformation et d'affaissement de surface, nous pouvions affirmer :

- que les bandes fermes étaient stables puisqu'il n'y avait aucun affaissement de surface,

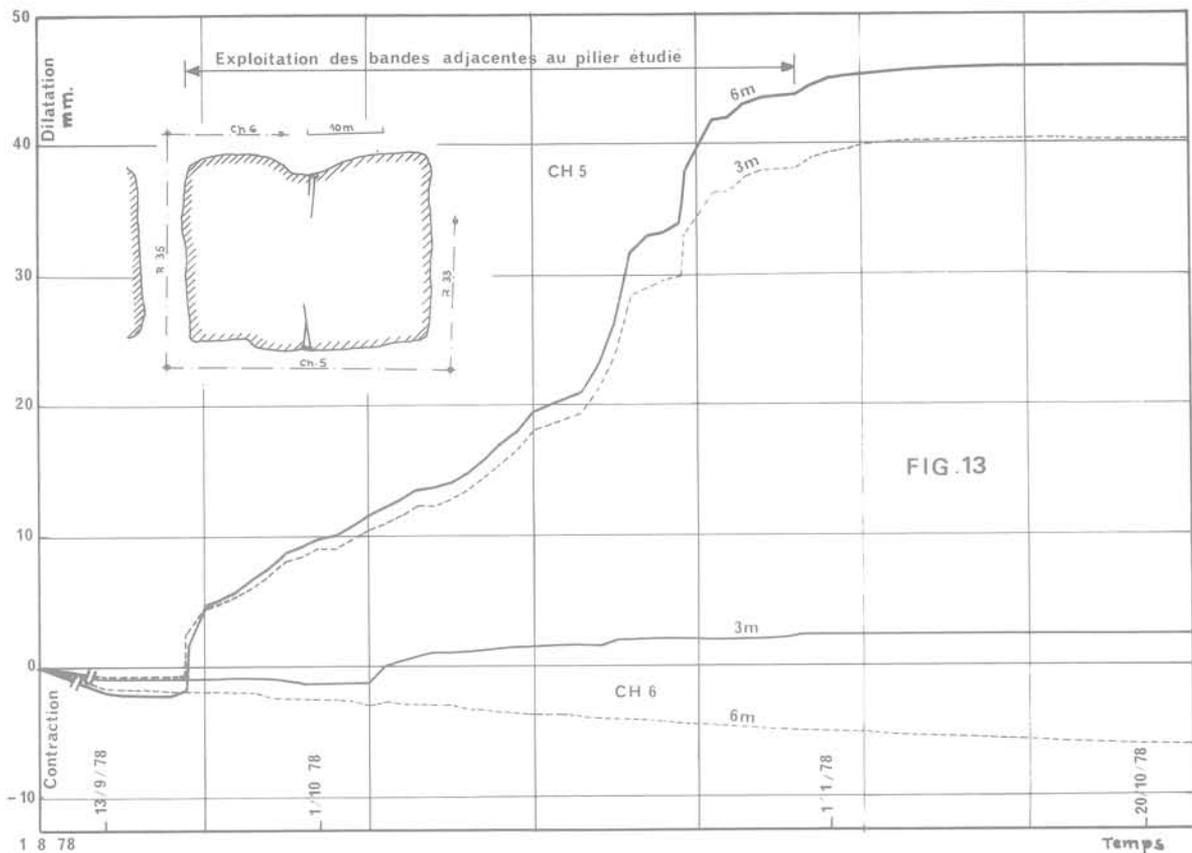


Fig.13 Mesures de dilatations à la mine de Joudreville

Revenons au problème du comportement du minéral de fer parvenu à la rupture et soumis à confinement.

Pour ce faire, le Centre de Mécanique des Roches de l'Ecole des Mines de Paris a entrepris (Messieurs VOUILLE et SAGHAFI) une série d'essais de mise en charge d'éprouvettes de minéral de fer, d'élanement 2, soumises en outre à des pressions de confinement variant entre  $0,2 \cdot 10^6$  et  $0,8 \cdot 10^6$  Pascal.

Grâce à un montage réalisé sur place, on a augmenté la rigidité de la presse de manière à contrôler le développement de la fracturation.

Nous donnons figure 14 l'un des relevés des courbes effort-déformation longitudinale obtenues avec ce montage et montrant l'existence après rupture d'un écrouissage négatif suivi d'une déformation plastique sans écrouissage. Le pallier correspondant à ces déformations plastiques sans écrouissage (partie horizontale de la courbe effort-déformation) s'établit pour un niveau de mise en charge d'autant plus élevé que la pression de confinement est plus forte.

Grâce à l'analyse de ces courbes, on a pu obtenir les caractéristiques du minéral rompu en particulier :

- l'angle de frottement
- les seuils à partir desquels on entre en plasticité à écrouissage négatif puis en plasticité sans écrouissage.

- que le taux de contrainte imposé à ces bandes fermes était tel que leur zone périphérique était rompue sur plusieurs mètres,
- que leur zone centrale restait dans le domaine élastique et travaillait en triple étroite car fretté par la présence des zones rompues en dilatance, elle-mêmes confinées par la présence du foudroyage.

Ce schéma de mise en charge et de comportement des bandes fermes étant connu, on pouvait prétendre au calcul de celles-ci à condition de connaître :

- le comportement du minéral et des bancs du toit immédiat lorsqu'ils sont sollicités en triple étroite. Les essais triaxiaux classiques donnent les renseignements correspondants,
- le comportement des mêmes roches une fois rompues en fonction de l'intensité de la pression de confinement. C'est l'objet du présent paragraphe.
- le comportement du foudroyage soumis à des sollicitations en triple étroite de faible intensité. Cette partie de la recherche n'est pas encore effectuée. Nous verrons dans le paragraphe suivant que nous pouvons nous contenter pour l'instant d'introduire dans les calculs de bande le comportement du foudroyage sous forme paramétrique.

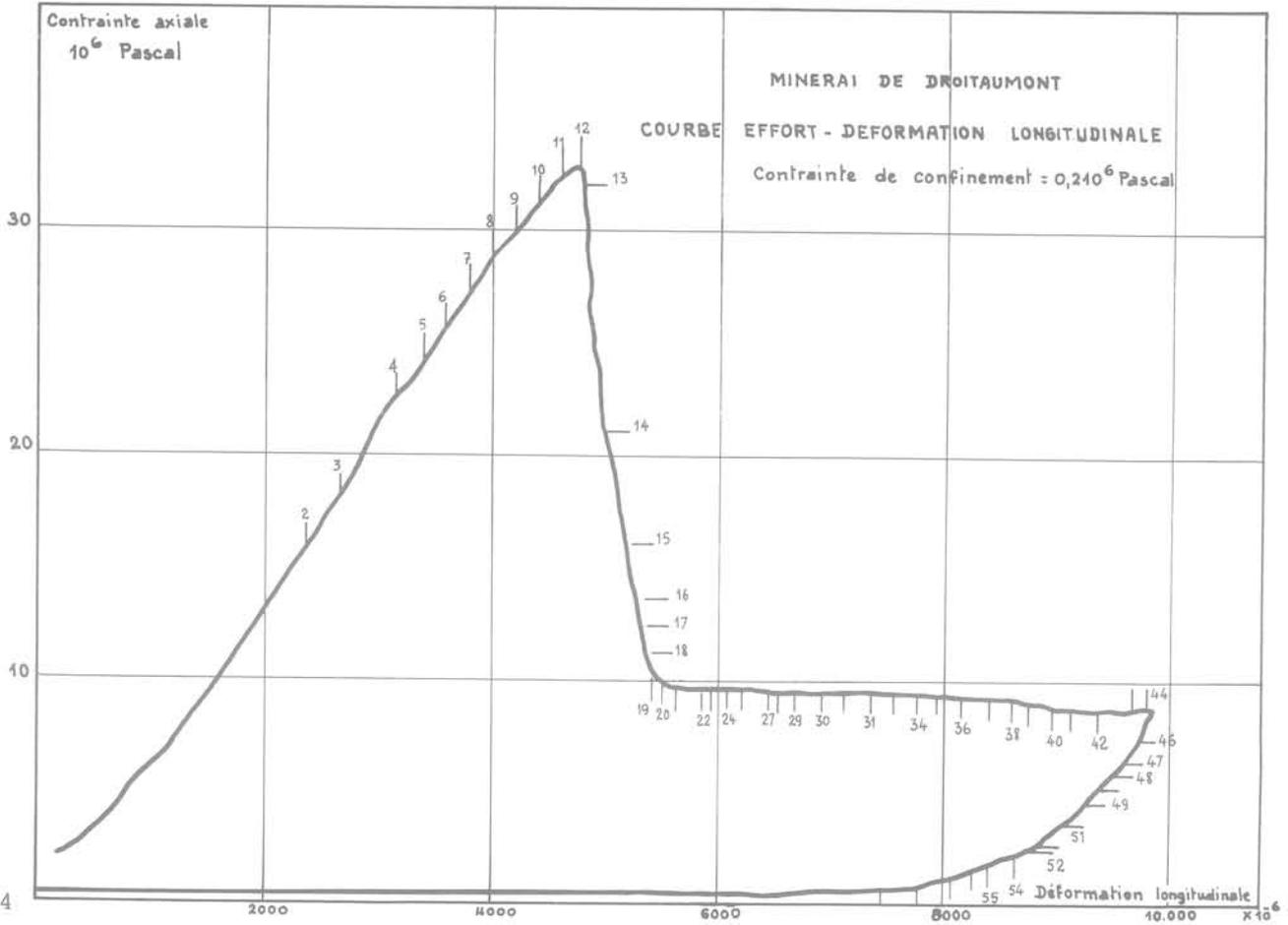
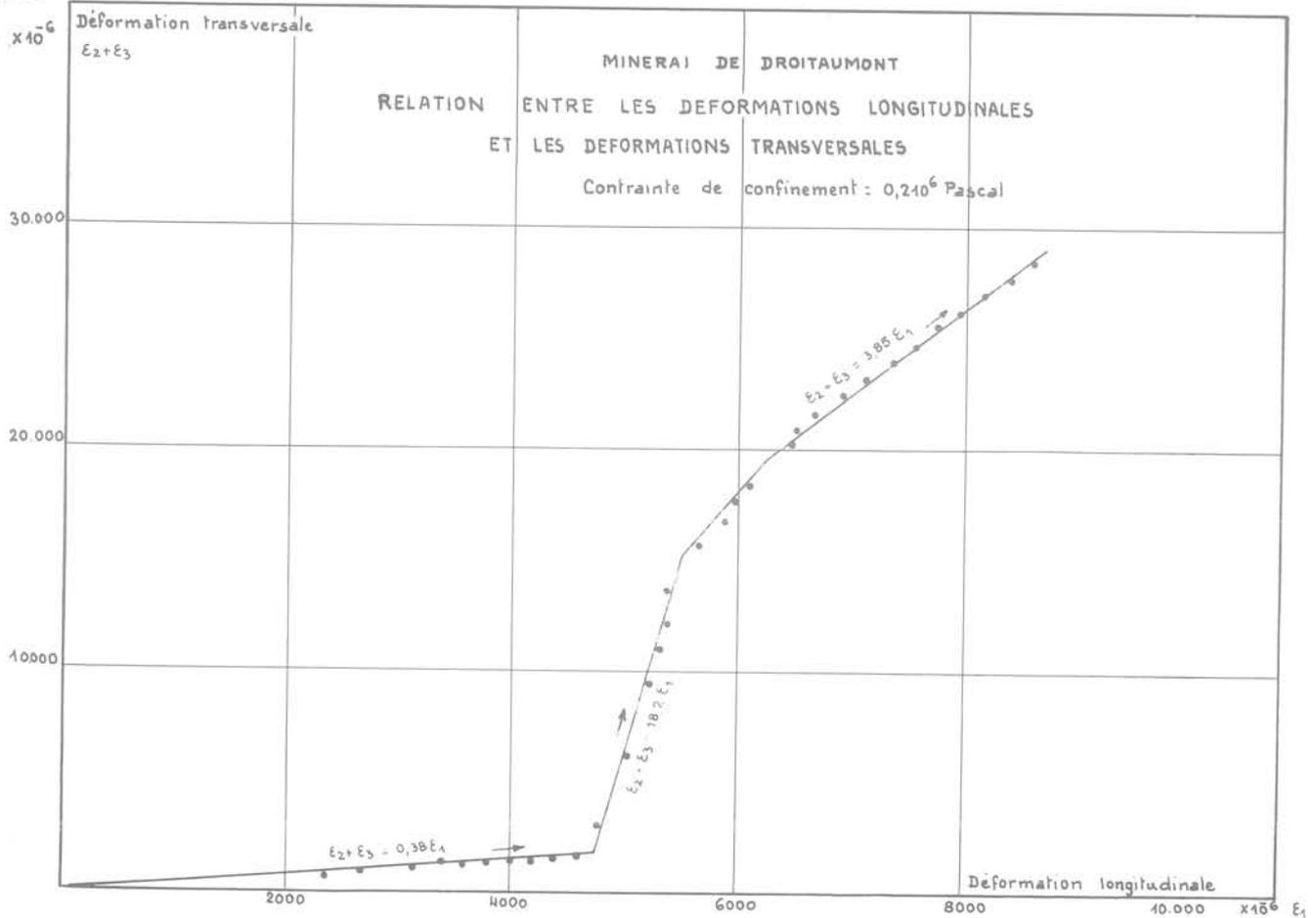


Fig. 14

Fig. 15



On a relevé en outre (fig. n° 15) et en même temps les courbes effort-déformation transversale au cours des essais décrits ci-dessus nous permettant d'obtenir les valeurs des déformations horizontales qui sont à l'origine de la dilatance, du confinement et du frettage du coeur des bandes fermes.

#### II-3-5) Principe du calcul des bandes fermes. Mise au point du programme de calcul.

Le calcul réalisé par la méthode des éléments finis utilise le programme VIPLEF mis au point au centre de Mécanique des Roches de l'Ecole des Mines de Paris par S.M. TIJANI.

Le comportement du minerai (et des roches constitutives des bancs du toit intéressés par la bande ferme), y compris la phase post-rupture, est représenté par un modèle élasto-plastique à écrouissage négatif. On a adopté cette représentation car elle rend bien compte des essais que nous venons de décrire. De plus, elle a été utilisée avec succès pour simuler la mise en charge du revêtement des tunnels profonds dans un cas où le calcul analytique était praticable (PANET Marc, 1976, Analyse de la stabilité d'un tunnel creusé dans un massif rocheux en tenant compte du comportement après la rupture. Rock Mechanics, vol. 8, n° 4, pages 209-223)

En l'absence de résultats expérimentaux très difficiles à obtenir, le comportement du foudroyage est simulé par un modèle élasto-plastique dont les caractéristiques sont les caractéristiques résiduelles de la roche du toit. C'est en particulier un matériau à cohésion nulle.

L'algorithme de calcul est de type itératif. Supposant connus le chargement, les déformations plastiques en tous points (elles peuvent éventuellement être nulles), et en tous points également une quantité définissant l'écrouissage du matériau, on calcule par la méthode des éléments finis, en élasticité avec contrainte initiale, les contraintes s'exerçant en tous points.

Si ces contraintes ne violent pas le caractère de plasticité, on ne modifie ni les déformations plastiques, ni la variable d'écrouissage. Dans tous les points où il en est autrement, la relation de l'élasto-plasticité permet de définir de nouvelles déformations plastiques et une nouvelle variable d'écrouissage. On reprend alors le calcul avec ces nouvelles variables jusqu'à ce que les variations provoquées par une itération nouvelle soient négligeables.

Ce nouveau programme de calcul est maintenant au point et nous l'appliquons actuellement au calcul des bandes fermes dans les trois mines ayant conduit les essais d'îlots réduits in situ.

Pour l'instant, ces calculs manquent de précision car nous ignorons encore les vraies caractéristiques du foudroyage. Ils

nous donnent cependant les valeurs de la largeur cherchée en fonction de paramètres adoptés plus ou moins arbitrairement pour caractériser le foudroyage.

Nous comptons bien entreprendre prochainement les essais nécessaires in situ pour mesurer les propriétés mécaniques du foudroyage.

#### II-3-6) Le contrôle de la stabilité des îlots

Si nous voulons assurer absolument la stabilité de la surface, il faut constituer des îlots conformes aux dimensions établies suivant les modalités précédentes jusqu'à plus ample informé.

Mais tout calcul doit être contrôlé par des observations et mesures en surface et au fond.

Le critère de stabilité parfaite revient à admettre que les zones rompues ou plastifiées en périphérie des bandes fermes ne viennent pas se rejoindre au coeur de celles-ci. En d'autres termes, il faut qu'il existe toujours dans la zone centrale des bandes fermes une sollicitation en compression verticale et horizontale qui se met en place ou s'accroît en intensité puis se maintient en permanence après l'exploitation des deux îlots situés de part et d'autre d'une bande ferme.

Le contrôle que nous préconisons consiste donc à mettre en place des mesureurs d'expansion au sein d'une ou deux bandes fermes. Ceux-ci étant disposés au sein de la couche exploitée et horizontalement -avant l'exploitation des îlots contigus- doivent mettre en évidence une déformation négative (tassement) résultant de l'accroissement de la sollicitation en triple étroitesse qui s'exerce sur la zone contrôle de la bande ferme pendant et après l'exploitation de ces îlots contigus.

### CHAPITRE III : LES APPLICATIONS ET LES RETOMBÉES INDUSTRIELLES DE LA RECHERCHE - LA MINI-TAILLE - ILOT

Pour terminer, nous voudrions rappeler un phénomène courant en matière d'innovation. Il s'agit des retombées imprévues à l'origine de la recherche.

- 1) au niveau du laboratoire et du bureau d'étude, nous possédons désormais grâce au programme VIPLEF et à la mise au point des mesures capables de caractériser les roches rompues, un outil qui nous permettra :
  - de calculer un soutènement,
  - de calculer la résistance de piliers abandonnés remblayés
  - d'aborder la mise au point du calcul des fronts de taille ou de défilage.

2) au niveau de l'exploitation minière, le fil conducteur qui a permis de réduire les contraintes agissant sur les fronts de défilage grâce aux îlots réduits (en agissant sur la hauteur des cloches donc sur la hauteur des terrains mis en mouvement par le foudroyage) nous a incité à reprendre les essais de taille à soutènement marchant dans les mines de fer de Lorraine.

Tous les essais entrepris avec cette technique d'exploitation avaient conduit à des difficultés qu'on avait pu progressivement éliminer sans pouvoir déboucher sur les pleines possibilités offertes par les tailles et le soutènement marchant. Pour se défendre contre les mises en charge intempestives et brutales capables de détruire les piles pourtant surpuissantes, on avait introduit diverses parades certes efficaces (front de taille très court, piles nombreuses et renforcées, présence d'un rideau de minerai en fond de taille mais qu'il fallait torpiller à l'explosif).

Malheureusement, ces parades introduisaient dans les travaux d'exploitation une gêne incompatible avec une productivité suffisante pour rentabiliser les équipements.

Le fait d'introduire la mini-taille (front très court) de 40 m de longueur dans les îlots réduits de la mine de Serrouville a supprimé tous les inconvénients que nous venons de décrire. La figure 15 donne le plan de la taille introduite pour l'exploitation de l'îlot réduit et la figure 16 donne la coupe verticale du front de taille montrant une pile et la tarière schématisée du mineur continu.

L'exploitation est conduite par passe de 3,3 m abattue au mineur continu JEFFREY 120 HR.

Les convoyeurs blindés ont été supprimés. Le mineur continu déverse les produits abattus directement dans des camions de 14 t de capacité venant à l'arrière du mineur continu entre les piles et le front. Le soutènement marchant constitué de piles de 800 t (charge de coulissement) se ripe grâce à des poutres reliant les piles 3 par 3.

Trois hommes desservent le quartier (un conducteur du mineur continu, deux camionneurs). Les rendements abattage atteints industriellement sur un mois se situent à 250 tonnes par homme et par poste (253,7 t/hp en décembre 1980). Les meilleurs postes ont entraîné des rendements de plus de 300 t par homme et par poste. Il faut souligner que les camions transportent le minerai sur 500 mètres.

Rappelons qu'il s'agit d'un minerai de densité en place égale à 2,6 et que l'ouverture des travaux a 3,5 m égale à la puissance de la couche. Celle-ci est donc une couche mince pour une mine métallique.

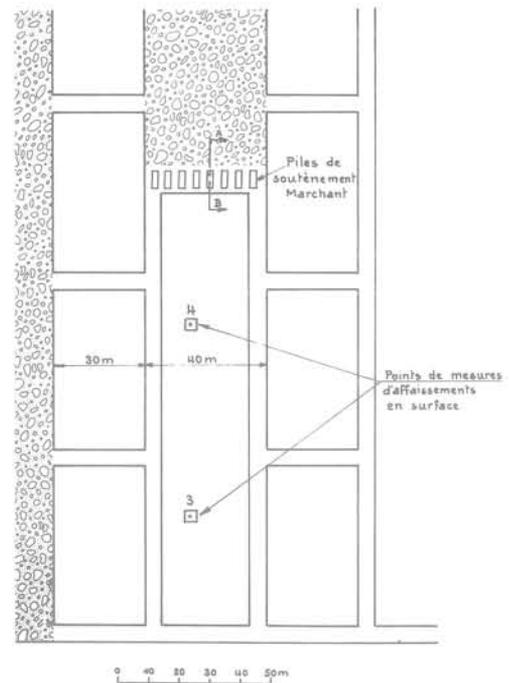


Fig.16 Mini-taille - Ilot Serrouville

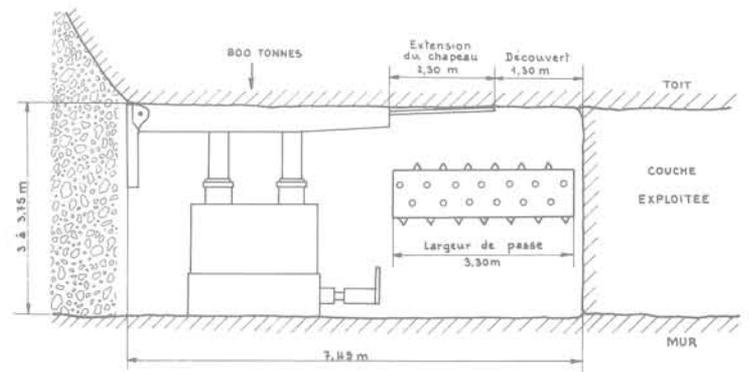


Fig.17 Coupe du front de taille suivant AB

De telles performances acquises après quelques mois d'essais nous situent dès maintenant au niveau du record mondial.

#### CHAPITRE IV : CONCLUSIONS

Cette recherche entreprise pendant quatre ans de 1977 à 1980 a été amplement couronnée de succès. Certes, il reste à améliorer les techniques industrielles et les procédés de calcul. Ceux-ci permettent dès maintenant de sortir de l'empirisme qui était la seule ressource du mineur. Les résultats obtenus industriellement sont excellents et laissent présager de nouveaux bonds en avant dans la productivité et la sécurité minières.

Nous voudrions souligner ici un des points importants sur lesquels nous n'avons pas insisté dans le texte. Grâce aux îlots réduits, certes nous avons :

- diminué les pressions,
- amélioré les rendements et les conditions de travail
- éliminé une grande partie de l'eau faisant irruption dans les travaux du fond,

mais surtout nous avons pu améliorer considérablement le taux de défrêtement dans l'ensemble des stots par rapport à celui obtenu avec les piliers abandonnés. Ce gain risque d'être d'autant plus important que la profondeur sera grande. Dans les seules mines de fer de Lorraine, ce taux passe de 45-50 % pour les piliers abandonnés à 60-63 % pour les flots réduits, soit un gain très substantiel.

Différentes techniques faisant appel au savoir-faire du mineur et à la science du mécanicien des roches ont été à l'occasion de cette recherche, mobilisées simultanément :

- in situ pour essayer en vraie grandeur une nouvelle structure minière en partant des données empiriques nées de l'expérience en particulier de l'expérience des flots classiques.
- in situ pour mesurer les affaissements de surface, les déformations des bandes fermes, les hauteurs des cloches observées et les caractéristiques mécaniques des différents bancs constituant le recouvrement.
- au laboratoire pour comprendre puis modéliser le comportement des matériaux sollicités au sein de cette nouvelle structure afin de pouvoir en calculer les éléments. Cette importante mobilisation de techniques diverses a permis dans un laps de temps relativement court de mettre au

point puis de déterminer les données géométriques et techniques qui président au bon fonctionnement de cette méthode dite des flots.

Mais cette association du mineur et du mécanicien des roches n'est pas suffisante. Il ne faut pas oublier tout d'abord le personnel des bureaux d'étude qui a conçu, mis au point puis utilisé les appareils de mesure, tout en s'efforçant de synchroniser et de concilier au mieux les travaux d'exploitation et les tâches plus ou moins perturbatrices inhérentes aux mesures. Il ne faut pas oublier non plus le rôle des concepteurs du projet de recherche. Il s'agit en fait d'imaginer, de lancer et aussi de relancer un projet quelconque ici une nouvelle technique d'exploitation.

Car en ce domaine, comme dans tous les autres, il faut persuader les responsables et les financiers, il faut convaincre le personnel à tous les échelons, il faut soutenir l'intérêt de tous, il faut obtenir l'adhésion de l'administration qui se doit comme ce fut le cas tout au long de cette recherche d'abandonner la lettre du règlement pour n'en garder que l'esprit. Que tous ici soient remerciés. Nous voudrions dire enfin combien ont été efficaces les aides financières apportées :

- par la DGRST, pour la partie laboratoire et recherche scientifique
- par la CECA pour les essais in situ
- par la profession minière qui a poursuivi une politique audacieuse d'innovation malgré une situation économique catastrophique.

# prévision des effondrements de surface à partir des mesures en souterrain

par

**E. Tincelin**

École des Mines, Paris

**R. Deniau**

**P. Sinou**

**D. Leonet**

**D. de Winter**

Samifer, Briey

## CHAPITRE I - GENERALITES - POSITION DU PROBLEME

### I-1 - Stabilité des stots

#### I-1-1- Méthode d'exploitation - Les conséquences au jour

Les mines de fer de Lorraine exploitent un gisement en plateau, dont la profondeur varie de 50 à 280 mètres, et dont la puissance moyenne des couches exploitées est voisine de 4,50 m. La méthode générale utilisée est celle des chambres et piliers avec foudroyage. Nous ne redonnerons pas ici les détails de cette méthode bien connue. Nous rappellerons simplement qu'elle aboutit à l'enlèvement du minerai en place, avec un taux moyen de 85 %, et que les terrains sus-jacents sont, en général, volontairement foudroyés. (figure 1)

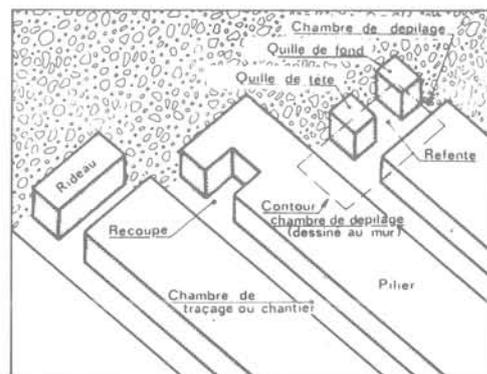
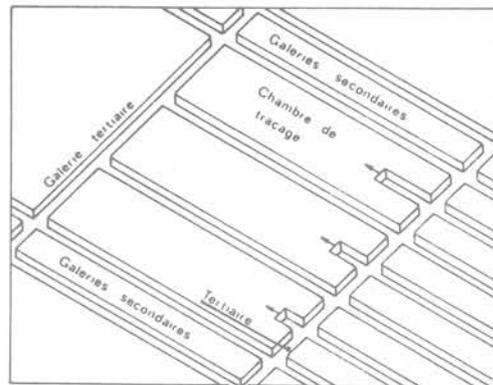
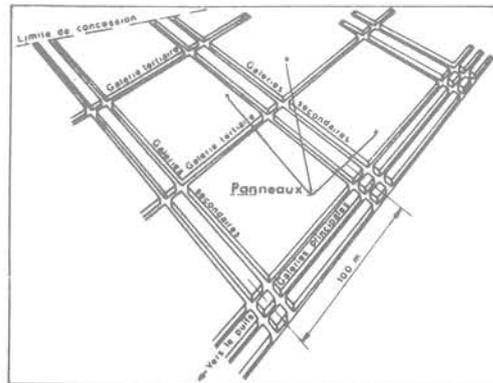
Cette opération se traduit par un affaissement de surface important, étant donné qu'aucun remblayage n'est pratiqué. Dans le paragraphe I-3, nous donnerons quelques précisions sur les lois physiques de ces affaissements, qui ont été mises en évidence à la suite des mesures systématiques réalisées par Samifer. Disons simplement qu'à la stabilisation, le ratio des affaissements par rapport à la hauteur du vide minier comblé, est en général de 50 %.

#### I-1-2 - Problème posé par les agglomérations

Il est évident que l'exploitation telle que nous venons de la décrire, pose un problème de stabilité pour les constructions du jour sus-jacentes. En règle générale, les agglomérations sont donc protégées, c'est-à-dire qu'on cherche à réaliser une exploitation qui laisse subsister des vides miniers stables, de sorte que les affaissements des terrains soient nuls ou au moins sans effet sur les constructions.

Fig.1 Schéma de principe de l'exploitation par chambres et piliers avec dépilage et foudroyage sur quilles résiduelles

**Remarque importante :** Ce croquis, établi pour montrer la progression de l'exploitation d'une recoupe, ne doit pas être pris comme modèle pour une exploitation réelle. Dans la pratique, il faut éviter à tout prix d'exploiter simultanément des recoupes dans des piliers voisins.



Ainsi, au-dessous de chaque agglomération, on définit, à partir des plans de surface, la zone qui au fond devra être exploitée avec la méthode particulière.

Cette zone s'appelle, dans le langage des mineurs, le stot, ou stot de protection.

#### I-1-3 - Règles d'établissement des stots - Mesures d'affaissement de surface

Le problème des stots de protection s'est posé aux exploitants des mines de fer dès les premiers temps de l'exploitation industrielle du gisement ferrifère lorrain.

Ce problème a donc reçu des solutions qui étaient apportées en fonction des connaissances possédées par les ingénieurs qui dessinaient les plans et dirigeaient les travaux.

On a donc, dès le départ formulé des règles empiriques basées sur l'expérience. Les services techniques de la profession ont évidemment cherché à perfectionner ces règles en se livrant à des mesures d'affaissement au-dessus des zones défilées. Ces mesures étaient effectuées sur des bases en dur, établies à l'aplomb des exploitations. Il s'agissait d'une double ligne parallèle de bornes bétonnées, implantées en quinconce, et à des distances telles que les figures formées par trois bornes voisines étaient des triangles équilatéraux d'environ quinze mètres de longueur.

Très fréquemment, et souvent journalièrement, on effectuait un nivellement de précision du sommet des bornes (précision du mm autant que possible) et on mesurait avec la même précision les côtés de tous les triangles ci-dessus définis.

Après plusieurs campagnes de mesure, on a pu décrire de manière plus précise les lois des affaissements de surface au-dessus des mines de fer.

- L'affaissement total des terrains au-dessus d'une couche unique exploitée, ou au-dessus de deux couches exploitées simultanément est de 50 % au maximum après stabilisation.

- Lorsqu'il s'agit de l'exploitation de deux couches superposées, l'affaissement relatif à la deuxième couche exploitée peut atteindre 65 % de la puissance de cette couche.

- Les angles d'influence, c'est-à-dire les angles sur la verticale, des surfaces limites des zones perturbées, atteignent des valeurs comprises entre 15 et 25° pour les exploitations en couche unique. L'application de ces angles permet de définir des zones où ne seront observés aucun affaissement ni aucune déformation horizontale.

En acceptant quelques déformations horizontales, qui peuvent être absorbées sans grands dégâts par des constructions de faible importance (maisons individuelles), on peut abaisser les angles à 10° pour les couches peu profondes (< 135 m) et 20° pour les couches les plus profondes (environ 230 m).

Les délais de tassement des terrains sont les suivants :

Si on appelle S le plein affaissement ci-dessus défini (par exemple 0,50 h), on atteint :

0,95 S en 66 semaines pour un recouvrement de 130 m,  
en 77 semaines pour un recouvrement de 175 m,  
en 96 semaines pour un recouvrement de 215 m.

En extrapolant les lois des déformations en fonction du temps, on trouve que pour atteindre 0,98 S, il faut :

2,5 ans pour un recouvrement de 130 m  
3 ans pour un recouvrement de 175 m  
4 ans pour un recouvrement de 215 m.

Tous ces résultats permettent de définir les précautions à prendre pour la construction en terrains miniers.

En particulier, pour définir les limites de la zone de l'exploitation à traiter par une méthode spéciale (qui garde la stabilité), il faut, sur un plan de superposition fond-jour :

- tracer les limites au jour de la zone à protéger,
- dilater ces limites, tout autour de la zone, d'une longueur  
 $d = Htg \gamma$ 
  - . H étant la hauteur totale du recouvrement au-dessus de la couche exploitée,
  - .  $\gamma$  étant l'angle d'influence choisi (par exemple 20°) en fonction de la hauteur du recouvrement et de l'importance des immeubles à protéger.

#### I-1-4 - Méthode d'exploitation à l'intérieur des stots

Comme nous l'avons indiqué, il n'est pas question, en général, de procéder à une exploitation par défilage complet dans les zones définies comme stots de protection. On pratique donc une méthode comportant des piliers abandonnés de manière à conserver la stabilité de la structure souterraine.

Les deux paramètres à définir sont, le taux de défructement et la forme des piliers abandonnés. La détermination du taux, qui paraît simple a priori, est en définitive un problème de géomécanique assez complexe.

En effet, l'idée simple, qui a été appliquée traditionnellement par les ingénieurs est de considérer le recouvrement comme un ensemble pesant (dont il est facile d'évaluer le poids) et d'admettre qu'il applique aux piliers restants, une charge uniformément répartie. On en déduit donc la contrainte de compression sur les piliers,

$$\rho g H \frac{1}{1-t} \quad (1)$$

$\rho$  = masse volumique du recouvrement  
H = hauteur du recouvrement  
t = taux de défructement

qu'on peut comparer à la résistance à l'écrasement du minerai obtenue en laboratoire.

Malheureusement, ce raisonnement simpliste ne fait pas entrer en ligne de compte toute une série de considérations qui se sont dégagées progressivement avec le développement de la géomécanique :

- importance de l'effet d'échelle,
- importance de l'effet de forme des piliers,
- hétérogénéité et état de fissuration du minerai,

- vieillissement des parois de piliers au voisinage des galeries vides, et qui se traduit par un écaillage des parois et une diminution corrélative du noyau central résistant.
- enfin, et c'est le plus important : effets des surcharges imposées à la structure par le défrêtement des zones voisines qui, par définition, sont intégralement défilées (puisqu'on n'est plus dans le stot).

Depuis un certain nombre d'années, cet effet du voisinage des zones défilées, a été pris en compte dans l'établissement des stots, en laissant subsister à la périphérie, des bandes fermes très peu défilées (maximum 20 %), et de largeur suffisante pour encaisser à elles-seules, les surpressions des défilages

Une autre manière d'exploiter les stots consiste à y pratiquer, dans des zones réduites du défilage intégral, en laissant à la limite de ces zones, ou flots, des culées, c'est-à-dire des bandes fermes, très peu défilées, qui servent d'appui aux voûtes naturelles qui se constituent dans le recouvrement au-dessus des flots.

L'éboulement des premiers bancs, qui se produit après le torpillage, constitue un remblai qui grâce au foisonnement, vient contrebuter les bandes fermes, et contribue largement à leur résistance dans le temps.

Cette méthode des flots, qui était pratiquée depuis longtemps dans les stots à grande profondeur (au-dessus de 130 m) fait l'objet actuellement d'une étude très approfondie, dont les premiers résultats seront présentés dans la conférence de M. TINCELIN.

#### I-1-5-Problème de la stabilité des stots

En conclusion des considérations ci-dessus, il apparaît que les stots des mines de fer, qui ont été réalisés au cours du temps, et en fonction des connaissances de l'époque de leur création, ne présentent pas tous les garanties de stabilité qu'on attendait. Il est même arrivé que certains d'entre eux soient le siège de mouvements de surface importants, qui ont détérioré des maisons et justifié une évacuation de certains quartiers menacés. Heureusement, jusqu'à présent, aucun incident de personne n'a été à déplorer.

Dans ces conditions, il arrive qu'il soit nécessaire notamment pour les stots anciens d'assurer une surveillance des mouvements de terrains au jour et au fond, de manière à prévoir, dans la mesure du possible, les affaissements des terrains de surface.

#### I-2 - Stabilité des chambres de défilage

La chambre de défilage est la phase ultime de récupération du minerai

(voir figure 1)

et sa stabilité doit être garantie pendant une période brève.

Les règles d'exploitation ont été établies de manière empirique ; et, malgré leur validité et l'expérience du mineur, on a eu à déplorer plusieurs éboulements spontanés et imprévus du toit. Diverses parades ont été mises au point ; l'une d'elles consiste en un système de contrôle et d'alarme permettant d'évacuer la chambre en temps utile.

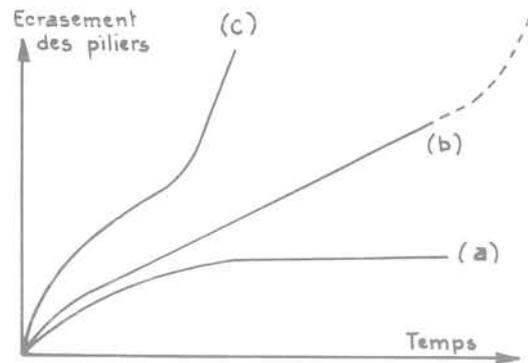


Fig.2 Courbe d'écrasement de piliers en compression mono-axiale

#### I-3 - Comment évaluer la stabilité des piliers ?

L'idée de départ a été de considérer que les piliers sont en compression mono-axiale, ce qui est une approximation grossière qui s'est révélée très fructueuse. Les courbes d'écrasement de ces piliers peuvent alors être assimilées à celles que l'on obtient dans les essais en compression mono-axiale sur des échantillons cylindriques.

Trois allures de courbe sont possibles ( voir figure 2 )

- courbe a : déformation décélérée ou a vitesse nulle : pilier stable.
- courbe b : déformation à vitesse constante positive non nulle : pilier en évolution, mais sans danger de destruction imminente.
- courbe c : déformation accélérée : pilier dont la destruction peut être imminente.

La vérification de ces courbes nécessite des mesures fréquentes, précises et de longue durée.

## CHAPITRE II - MESURES DE DEFORMATIONS DANS LES PILIERS

L'étude de la déformation des terrains est une des activités importantes des services techniques des mines de fer depuis 1948. En effet, depuis cette époque, la plupart des recherches en matière de mécanique des roches - et notamment les perfectionnements apportés aux méthodes d'exploitation - ont été basées sur la mesure des déformations des terrains :

- soit mesure de convergence entre toit et mur des galeries,
- soit mesure d'expansion de la roche au toit des galeries.

C'est donc ces types de mesures qui ont été employés pour évaluer les mouvements de terrains au fond, susceptibles d'annoncer des affaissements au jour.

Les capteurs employés, et les moyens de collecte des informations ont suivi pas à pas les progrès de la technologie disponible. Il est apparu qu'il est nécessaire de procéder à ces mesures avec une précision supérieure au 1/10e de mm. En fait, les appareils développés et décrits ci-après satisfont à cette précision puisqu'ils permettent des mesures au 1/100e de mm.

Nous allons examiner les différentes solutions apportées successivement à ce problème par SAMIFER, avec leurs avantages et leurs inconvénients.

## II-1 - Principe des mesures, emplacement des capteurs

La structure à surveiller est toujours constituée par un certain nombre d'appuis - piliers de forme quelconque et à la limite bandes fermes - sur lesquels repose le recouvrement.

Il nous a toujours semblé évident que la stabilité de l'ensemble de la structure est liée à la tenue des piliers. C'est donc la déformation de ces derniers qui a été mesurée dans tous les cas.

Le paramètre important est le tassement, c'est-à-dire le raccourcissement des piliers sous l'effet de la surcharge qui y est appliquée.

Pour évaluer ce tassement, l'idéal serait de placer un convergence-mètre sur une verticale au coeur du pilier. C'est évidemment impossible dans une exploitation en couche unique.

On se contente donc :

- soit de placer des convergence-mètres entre toit et mur d'une galerie voisine, mais en les implantant le plus près possible du parement du pilier en créant même le cas échéant une saignée verticale dans le pilier pour rapprocher l'appareil du coeur de celui-ci,
- soit de procéder à des mesures de déformations horizontales dans le pilier même, à l'aide d'un extensomètre quelconque.

### II-1-1- Les mesures de convergence verticale

Les mesures de convergence verticale contre les parements du pilier, sont celles qui accusent la plus grande déformation - elles ont également l'avantage d'une grande simplicité de la mise en place du convergence-mètre.

Elles ont par contre l'inconvénient de reproduire non seulement le tassement du pilier, mais également une part de la déformation du toit. En effet, ce dernier, qui est assimilable à une dalle semi-encastree se déforme en prenant sa flèche non seulement au droit du vide de la galerie, mais également dans la partie s'appuyant sur les zones voisines du parement du pilier. C'est du moins le cas dans les terrains des mines de fer, où les bancs du toit ont une rigidité assez voisine de celle du minerai.

Autrement dit, une forte déformation relevée pourrait annoncer une chute du toit au droit de la galerie, aussi bien que le tassement du pilier. Cet inconvénient est moins sensible quand les appareils sont placés dans des galeries déjà anciennes, où le toit a pu trouver sa stabilité.

(voir figure 3)

### II-1-2- Les mesures de déformation horizontale

Ces dernières sont les plus fiables. Elles demandent une précision encore plus grande que les mesures de convergence. En effet, la dilatation horizontale est en général beaucoup plus faible que le tassement vertical, surtout si on plante la base de mesure au coeur du pilier, dans la zone où la roche est confinée et travaille en triple étreinte.

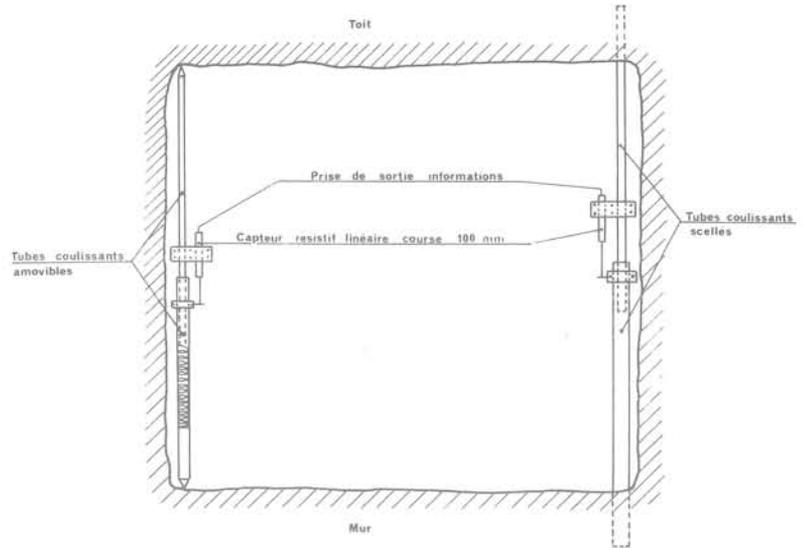


Fig.3 Convergence-mètre électrique télescopique

De plus, à l'expérience, il est apparu, et les calculs aux éléments finis l'ont confirmé, que le sens de la déformation peut s'inverser suivant que la base est contenue complètement dans la zone centrale évoquée ci-dessus, ou si au contraire, ses extrémités sont placées l'une vers le coeur du pilier, l'autre au parement de la galerie voisine.

Dans le premier cas, on peut être amené à noter un raccourcissement de la base au fur et à mesure de la mise en compression du pilier. Cette déformation est alors un indice de stabilité. Lorsque la base centrale s'allonge, c'est au contraire un indice de déstabilisation.

(voir figure 4)

Pour les dilatomètres posés du coeur à la périphérie, on trouve toujours une dilatation qui tend à s'augmenter avec le tassement des piliers.

## II-2- Appareils de mesure utilisés et mis au point à SAMIFER

### II-2-1- Appareils de type mécanique

Ces appareils qui ont été mis au point il y a une vingtaine d'années par nos services, ont été utilisés pratiquement depuis lors pour toutes les mesures in situ effectuées dans le cadre de nos recherches de mécanique des roches. Ils ont déjà été décrits plusieurs fois, aussi serons nous brefs à leur sujet.

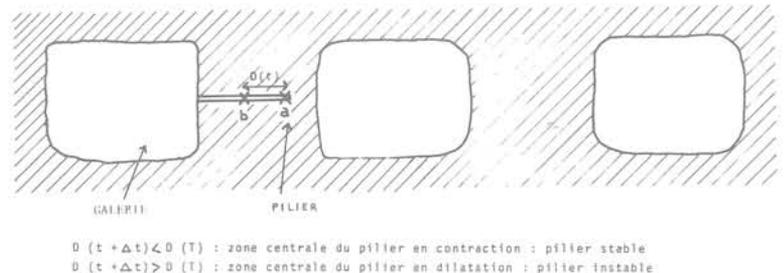


Fig.4 Mesure de déformation horizontale. Étude de la variation de la distance a b

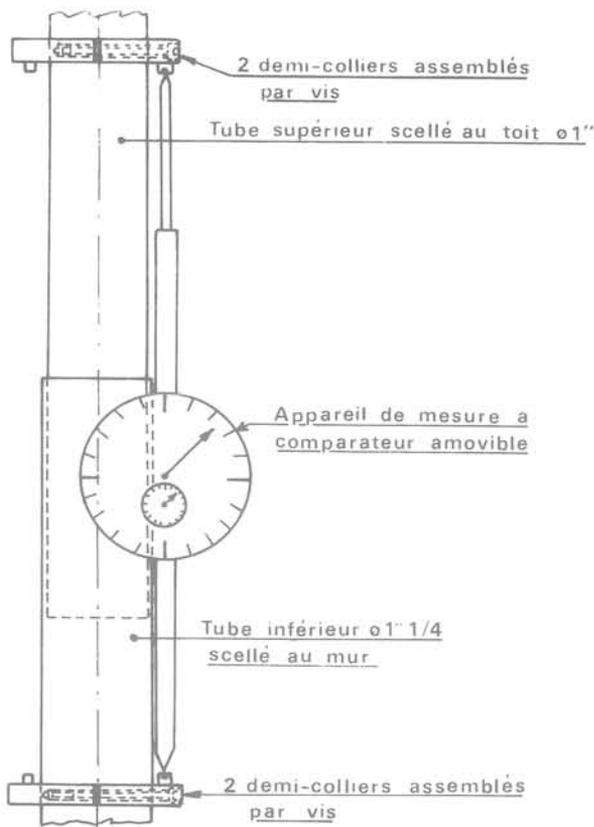


Fig. 5 Convergencemètre mécanique

La mesure repose toujours sur l'utilisation d'un comparateur mécanique à cadran qui n'est pas laissé sur place à la station de mesure, mais monté sur un bâti rigide amené à pied d'oeuvre à chaque visite par le technicien chargé des mesures.

La technique est légèrement différente suivant qu'il s'agit de mesures de convergence ou de mesures de dilatation.

#### II-2-1-1- Mesure de convergence

La station est constituée par deux tubes creux coulisant l'un dans l'autre avec le minimum de jeu. L'un de ces tubes est scellé dans le toit, l'autre dans le mur de la galerie. Tout tassement du pilier se traduit par une pénétration plus grande d'un tube dans l'autre. Cette pénétration est mesurée par le rapprochement de deux plaques solidaires chacune de l'un des tubes. Les bases de mesures sont constituées par des plots très durs et protégés de la corrosion et des chocs, fixés sur ces plaques. Pour faire la mesure, on implante entre deux plots le support de comparateur équipé de ce dernier. La mesure se fait par comparaison avec une base étalon.

(voir figure 5)

#### II-2-1-2- Mesure de dilatation

On mesure la variation de la distance entre un point profond du massif et la face libre de la galerie voisine : une tige de longueur appropriée est scellée à la profondeur désirée dans le massif à observer. Une plaque de référence est solidarifiée de la face libre du massif. L'extrémité libre de la tige est voisine de la plaque de référence. La distance

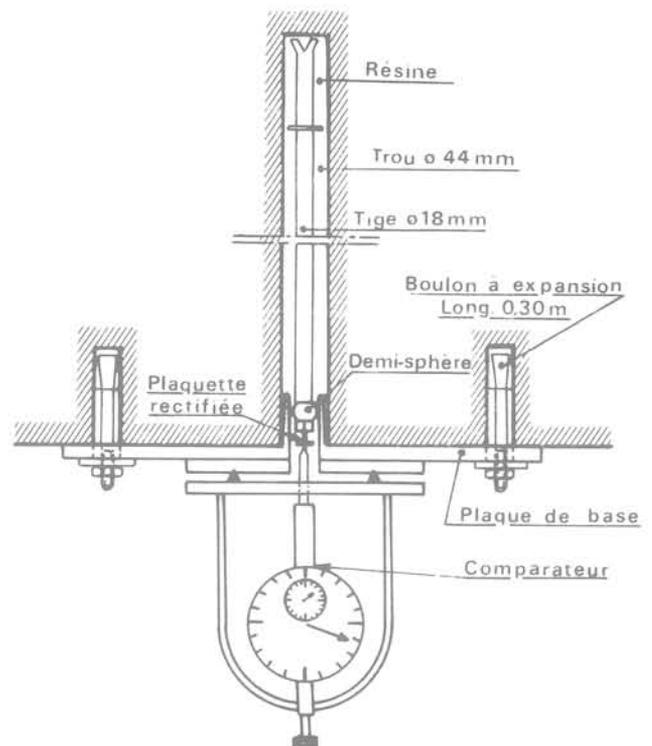


Fig. 6 Dilatomètre mécanique

les séparant est mesurée à l'aide d'un comparateur de 30 mm de course et de  $\pm 0,01$  mm de précision. Le comparateur est solidaire d'un bâti-trépied permettant de faire trois mesures par rotation à  $120^\circ$  ; la valeur obtenue en étant la moyenne. A chaque mesure, le comparateur est étalonné sur une base se trouvant dans le coffret de transport de l'ensemble.

Notons qu'avec cet appareil il n'est pas possible d'implanter une base au coeur d'un pilier ; pour accéder à cette mesure, il faut implanter tout près l'une de l'autre deux ou plusieurs tiges de différentes longueurs, et procéder par différenciation.

(voir figure 6)

#### II-2-1-3- Inconvénients des mesures mécaniques

Comme on l'a remarqué, ces mesures nécessitent pour chaque point de la courbe déformation/temps, une visite d'un technicien à la base de mesure. Il faut donc que celle-ci reste accessible sans danger, ce qui n'est pas toujours le cas.

Enfin, sur le plan de la surveillance, il n'est pas exclu à priori que des phénomènes importants puissent se passer entre deux visites, ce qui peut conduire à perdre l'information essentielle susceptible d'annoncer une déstabilisation des terrains.

Il nous est arrivé effectivement d'avoir un éboulement d'un quartier exploité par piliers abandonnés (hors stot, heureusement) survenu pendant un arrêt prolongé de la mine. Les mouvements des piliers qu'on avait notés avant l'arrêt étaient encore trop faibles pour qu'on puisse en déduire l'imminence de l'éboulement.



Fig.7

## II-2-2- Appareils de mesure électrique

### II-2-2-1- Capteurs

Ces appareils ont été mis au point pour pallier si possible les inconvénients soulignés ci-dessus. La structure de base de la mesure - pour la convergence ou pour la dilatation - est toujours la même. On a simplement fixé sur l'ossature un capteur potentiométrique, dont les éléments sont respectivement solidaires des parties de structure dont le mouvement relatif est proportionnel à la déformation.

(voir figure 7)

Le capteur est constitué par une résistance en forme de piste en plastique conducteur, sur laquelle circule un curseur, l'ensemble constituant un potentiomètre de résistance totale  $10\text{ k}\Omega$ . La résolution de ce potentiomètre est "infinie", et sa résistance à l'humidité est suffisante pour qu'on puisse le laisser à poste fixe sur la base de mesure.

L'expérience a montré avec 5 ans de recul que les appareils en atmosphère saturée en humidité sont toujours fiables. A titre d'exemple, le nombre d'appareils posés depuis Avril 1976 a été de 90 et la cadence de pose actuelle est supérieure à 20.

### II-2-2-2- Mesure

La mesure de la grandeur recherchée est obtenue par une mesure de tension sur un circuit incluant le potentiomètre et alimenté par une source de tension connue parfaitement stable.

SAMIFER a mis au point un appareil, le Dicomètre SAM VD 78, qui donne directement la longueur cherchée sous forme numérique en centièmes de millimètres (précision du capteur).

Le Dicomètre comporte à la fois le circuit d'alimentation du capteur, le circuit de mesure, et la conversion analogique digitale.

La forte résistance totale du capteur potentiométrique permet de le brancher sur un circuit de grande longueur permettant la mesure à distance.

### II-2-2-3- Utilisation des capteurs

L'installation des capteurs potentiométriques peut être faite :

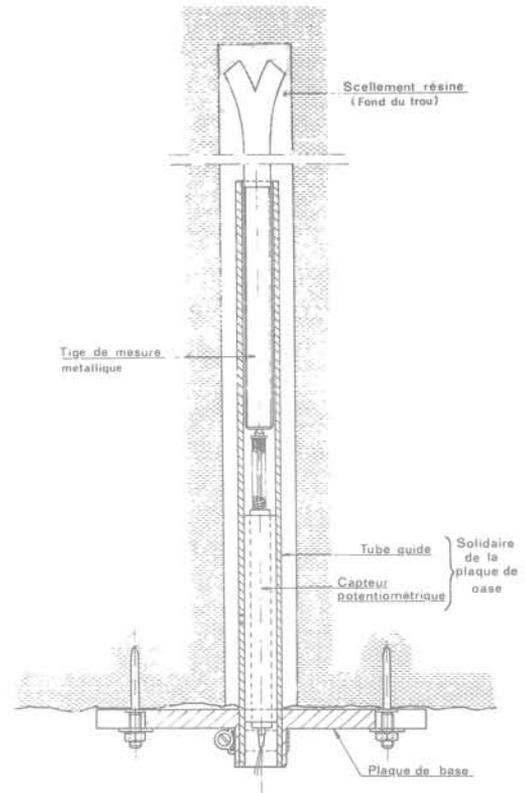


Fig.8 Dilatomètre électrique à tige scellée et plaque

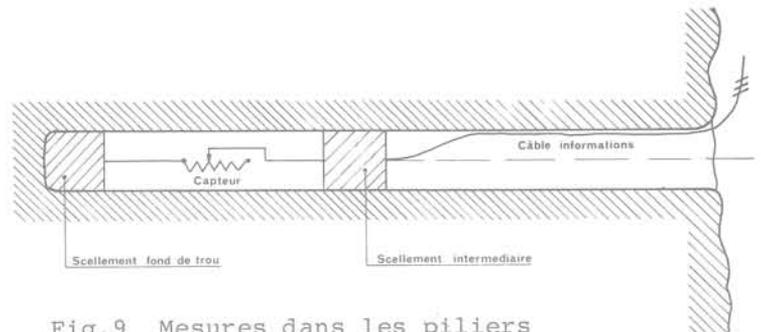


Fig.9 Mesures dans les piliers

- soit sur des dilatomètres placés dans des trous de mine comme pour des mesures mécaniques, (voir figure 8)
- soit sur des convergence-mètres analogues à ceux des mesures mécaniques,
- soit sur des extensomètres à câble.

De plus, l'utilisation de capteurs potentiométriques a permis de résoudre un problème qui n'avait pas trouvé de solution avec les appareils mécaniques : la mesure d'une déformation au cœur du pilier.

C'est une simple adaptation de la tige du dilatomètre classique, permettant de l'implanter entre deux scellements distincts dans un même forage, au cœur du pilier. La difficulté à résoudre a été la réalisation des scellements, à une distance importante de l'orifice du trou. La liaison avec l'extérieur pour permettre les mesures est assurée simplement par un câble biconducteur qui sort du trou. (voir figure 9)

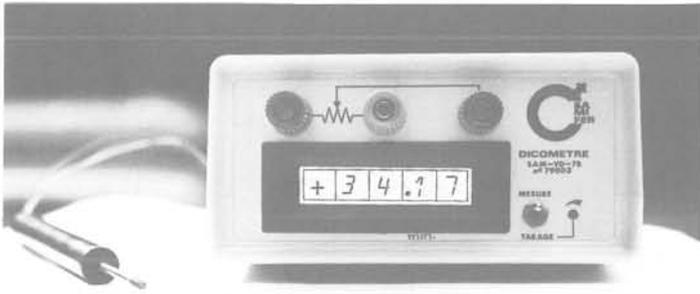


Fig.10 Dicomètre

### CHAPITRE III- UTILISATION ACTUELLE DES NOUVEAUX CAPTEURS POUR LA SURVEILLANCE DES STOTS

Depuis la mise en oeuvre des capteurs potentiométriques, les mesures de surveillance des stots se font toujours à distance.

Cela permet :

- de rassembler l'arrivée des circuits en un lieu unique, d'où gain de temps considérable. La seule précaution nécessaire est de bien repérer les prises de connexion de l'appareil de mesure pour bien identifier le capteur correspondant.
- d'éviter au technicien d'accéder aux bases de mesure, ce qui améliore beaucoup la sécurité de cette opération.

La difficulté principale des télémesures est la protection des câbles contre les chutes de blocs isolés ou les éboulements massifs. Quand un câble est coupé, l'information est évidemment perdue.

#### III-1 - Dicomètre

Si on ne désire que des mesures ponctuelles dans le temps, les seules qui étaient possibles avec les appareils mécaniques, on utilise le Dicomètre, dont l'emploi est beaucoup plus simple que le comparateur mécanique - et qui est d'ailleurs aussi plus rapide. Il suffit de connecter le Dicomètre sur les bornes des mesures d'un capteur, mettre l'appareil sous tension, et la longueur mesurée s'affiche immédiatement en valeur numérique : millimètres, dixièmes et centièmes. Une position "tarage" permet soit d'ajuster le zéro, soit d'avoir une mesure de référence pour corriger le résultat en fonction de l'état de l'appareil.

(voir figure 10)

Jusqu'à plusieurs kilomètres de ligne, la longueur de celle-ci n'influe en rien sur la précision de la mesure.

#### III-2 - Mesures en continu

Le capteur électrique a apporté une autre amélioration, bien plus importante : la possibilité de suivre l'évolution des piliers en permanence si nécessaire. Deux techniques sont alors employées.

##### III-2-1- Enregistreur

On peut très simplement enregistrer en permanence la déformation relevée par le potentiomètre : pour

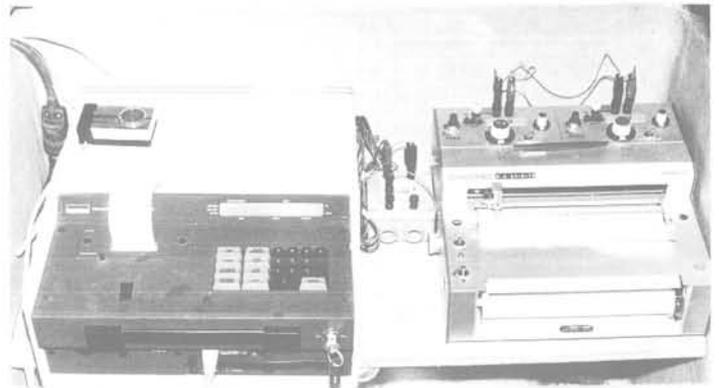


Fig.11 Centrale de mesures

ce faire, nous disposons d'enregistreurs de haute fidélité - en général à deux pistes - sur papier. Ces appareils sont dotés d'amplificateurs à très hautes performances, ce qui permet de dilater la déformation à volonté, en fonction du paramètre étudié. De même, la vitesse de déroulement du papier est réglable. Ces appareils sont très sensibles, et ont une constante de temps relativement faible, ce qui permet de noter même des transitoires de durée largement inférieure à sa seconde.

(voir figure 11)

C'est grâce à ces appareils que nous avons pu mettre au point les appareils d'alerte, type Syaleb, dont nous parlerons ci-dessous.

#### III-2-2- Centrale de mesures

Les enregistreurs ne permettaient jusque récemment, que de relever les informations de deux capteurs (deux pistes). Une autre technique est employée lorsqu'on veut surveiller toute une batterie de capteurs, il s'agit d'un appareil que nous appelons "centrale de mesure". Il s'agit d'un petit ordinateur, qui explore, suivant un programme qu'on lui fixe à l'avance, tous les circuits qui lui sont connectés. Il dispose d'un convertisseur analogique-numérique, qui redonne directement en valeur digitale, l'information reçue. Celle-ci est transcrite immédiatement sur une bande de papier par une imprimante.

La durée minimale du relevé d'une mesure est de 15 s., l'appareil peut suivre jusqu'à 20 circuits distincts. Il dispose d'une horloge interne, qui lui permet, si on le désire, de noter l'heure de chaque relevé.

L'échelonnement des relevés peut être fixé, dans le programme, entre 1 mn et 24 h.

Lorsque cette centrale a été employée, elle était installée au jour, dans un bureau, et était reliée aux capteurs par des câbles de plusieurs kilomètres. Les valeurs numériques notées par l'imprimante sont relevées périodiquement et reportées sur des courbes.

C'est l'examen de ces courbes qui permet de vérifier si la structure surveillée est stable.

#### CHAPITRE IV - RESULTATS OBTENUS DANS LA SURVEILLANCE DES STOTS ET DES EXPLOITATIONS PAR PILIERS ABANDONNES

Depuis 1967 de nombreux stots ou exploitations par piliers abandonnés dans des mines de fer, principalement, mais également dans des mines de bauxite de sel et de Pb-Zn, ont été ou sont encore actuellement surveillés en utilisant des appareils de mesure SAMIFER type convergence-mètre. En général, les déformations ont été très faibles ou même nulles. Mais nous avons quelques cas d'éboulements dans des zones où une campagne de mesures était en cours.

Il s'agit, en général, de mesures mécaniques ; les mesures électriques ne sont utilisées que depuis 1976.

Ainsi, nous avons pu étudier les trois cas de figure évoqués dans le chapitre I-3.

##### IV-1- Structures stables

De nombreuses campagnes de mesures ont été déclenchées à la demande des mines à cause de l'effondrement d'une partie de l'exploitation. Les zones surveillées se sont très souvent révélées stables, c'est-à-dire que les déformations mesurées étaient très faibles, de l'ordre de 1/100e de mm sur plusieurs années, ou même nulles.

Dans le cas des stots, nous pouvons citer les mines de fer de Moutiers et Errouville, la mine de sel de Varangeville. Pour ce qui est des exploitations par piliers abandonnés, nous citerons les mines de fer de Droitaumont, Giraumont, Ottange, Saizerais, et la mine de Plomb-Zinc de Largentière.

Ainsi, le stot de la mine de Moutiers concernait une zone exploitée en couche grise par piliers abandonnés avec un taux de défrètement de 48 %.

(voir figure 12)

La campagne a duré d'Avril 1968 à Août 1980 ; et sur ces 12 ans, la déformation totale a été de 0,12 mm, soit 1/100e de mm par an.

Pour ce qui est de la fiabilité du matériel utilisé, il faut noter que la zone où étaient installés les convergence-mètres, a été inondée pendant 6 mois, et que l'appareillage a très bien résisté.

##### IV-2- Structures en évolution

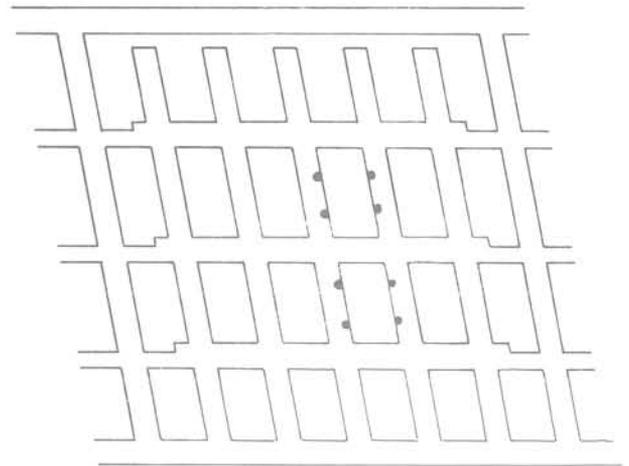
Comme exemple de structures en évolution non dangereuse, c'est-à-dire que l'écrasement des piliers se fait à vitesse constante non nulle, on peut citer le cas d'un quartier de Saizerais où la campagne de mesure a débuté en Février 1968.

Il s'agit d'une exploitation par piliers abandonnés avec un taux de défrètement de 53 % à 65 %. Pendant 4 ans, les piliers n'ont cessé de s'écraser à vitesse constante ; et il faut noter que cette zone n'est toujours pas effondrée.

(voir figure 13)

##### IV-3- Structures instables

Un certain nombre de campagnes de mesures ont permis de prévoir des éboulements. C'est le cas des mines de Rochonvillers, Bazailles (exploitation par élargissements), Moineville, Joudreville.



● Convergencemètres

Fig.12 Implantation des convergencemètres pour la surveillance du stot de Moutiers

Etudions plus particulièrement le cas de la mine de Rochonvillers ; Les mesures ont été effectuées dans un quartier exploité par chambres et piliers à 65 %.

(voir figure 14)

Sur les courbes, on note une première accélération le 4 Décembre 1973, suivie d'une accalmie. A partir du 17 Décembre, la déformation s'accélère à nouveau. Les mesures sont arrêtées le 22 Décembre par crainte d'un éboulement qui se produit effectivement entre le 22 et le 27 Décembre 1973. Il aurait évidemment été intéressant de continuer les mesures ; mais il faut rappeler que ces mesures étaient faites à la main ; on a donc dû les arrêter pour ne pas risquer la vie d'un mineur.

Il faut retenir que l'alerte a été donnée une première fois le 4 Décembre et une deuxième fois le 17 Décembre.

#### CHAPITRE V - SYSTEME D'ALERTE

A partir du moment où la technologie utilisée permettait d'enregistrer de manière continue les courbes de déformation en fonction du temps, il devenait non seulement possible, mais également souhaitable d'étudier avec soin les lois qu'on pouvait éventuellement en déduire, afin de parvenir à une "anticipation" permettant de prévoir de manière sûre une rupture.

Etant donné que les éboulements de stot sont des phénomènes très rares, et que l'exploitation est conduite de façon à les éviter, mais que, par contre, dans les chambres de défilage, l'éboulement est recherché, cette dernière structure a été utilisée pour déterminer les paramètres pouvant constituer une alarme vis à vis des éboulements, et fixer leurs valeurs.

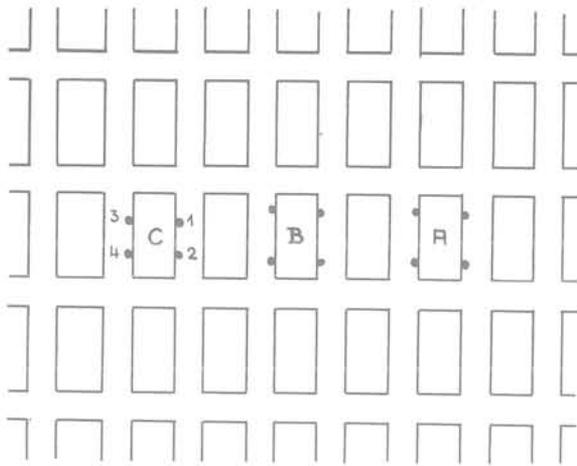


Fig.13 Exemple de structure en évolution non dangereuse : mine de Saizerais

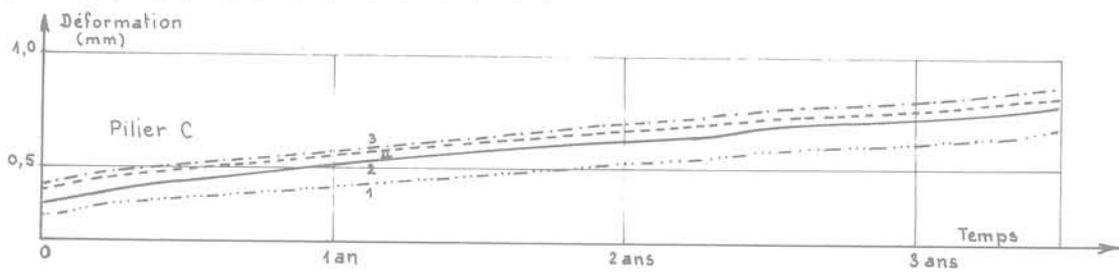
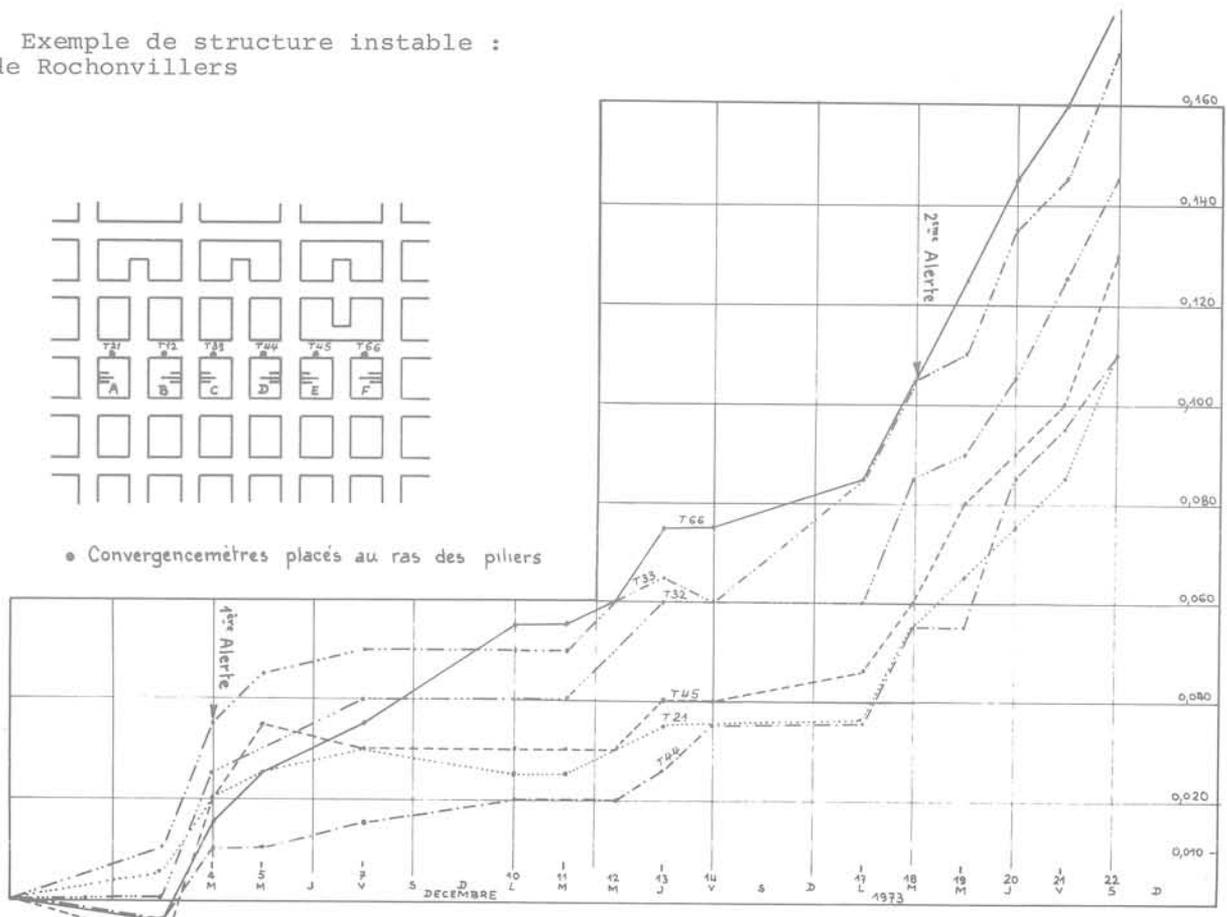


Fig.14 Exemple de structure instable : mines de Rochonvillers



V-1- Alerte dans les chambres de défilage

Cette recherche a été entreprise par SAMIFER depuis 1977. Pour des raisons d'urgence, et également parce qu'il rendait plus facile le contrôle et l'expérimentation, le premier champ de recherche fut celui des chambres de défilage.

(voir figure 1)

Ces chambres, dont la vie est toujours brève, et se termine par le torpillage des appuis provoquant l'éboulement du toit, constituent des structures dont la stabilité reste encore aléatoire, malgré les progrès de la technique d'exploitation, et la grande expérience des mineurs.

Il s'agissait donc, à l'aide d'un système à imaginer, de prévoir un éboulement fortuit avec suffisamment d'avance pour permettre l'évacuation du personnel et du matériel avant que survienne cet éboulement.

V-1-1- Mesures préalables

Dans une première phase, on procéda à une série d'enregistrements continus dans des chambres de défilage qu'on avait au préalable déstabilisées en amaigrissant le plus possible les quilles résiduelles, afin d'obtenir, si possible, leur éboulement spontané.

Ces mesures furent réalisées au cours de 7 campagnes dans différentes mines du bassin.

L'exploitation des courbes enregistrées au cours de ces campagnes a permis de mettre en évidence les points suivants :

- Si le paramètre le plus sensible, donc le plus adéquat pour annoncer à l'avance un éboulement est la convergence totale, c'est-à-dire la variation de la distance entre toit et mur, la mesure de dilatation, c'est-à-dire de la déformation relative des strates proches du vide minier, par rapport à celles qui sont en profondeur, permet également de prévoir l'imminence de cet effondrement. Or, ce dernier paramètre a sur le précédent, le gros avantage de permettre de placer les capteurs dans les terrains, à l'abri des chocs inévitables des engins d'exploitation.

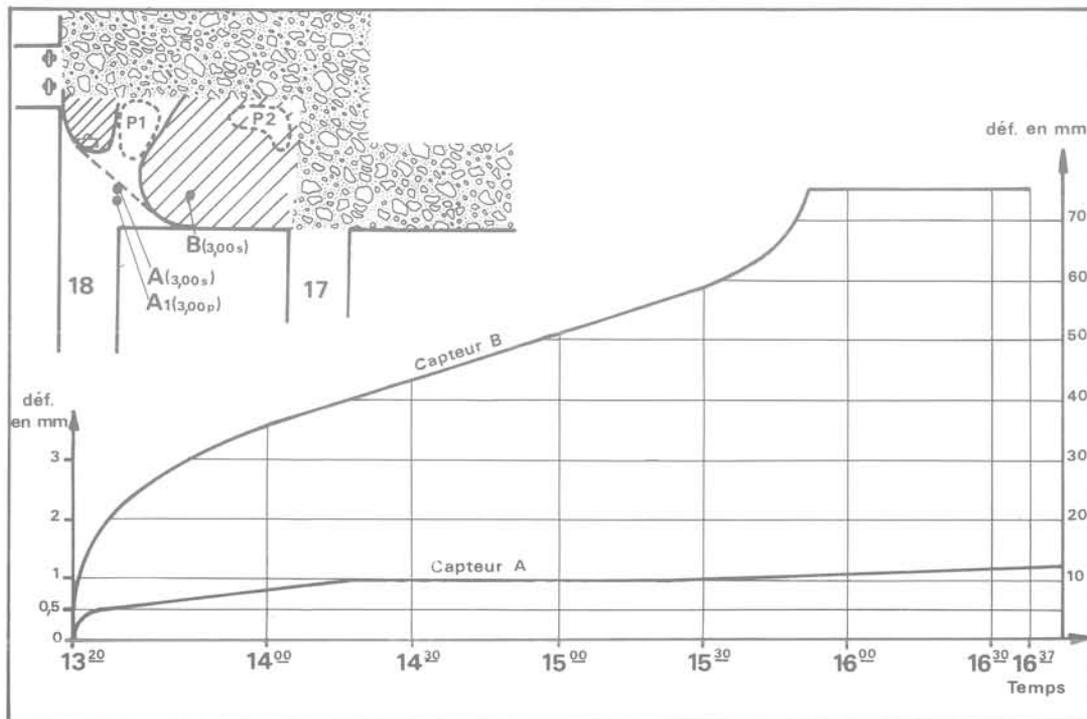
- Les valeurs de la convergence ou de la dilatation ne sont pas à prendre directement en considération pour prévoir un effondrement, en effet, les seuils d'alerte qu'il y aurait lieu de fixer sont très différents d'une mine à l'autre, et même d'une recoupe à l'autre. La vitesse de variation de ces paramètres en fonction du temps ne peut pas non plus être comparée à une valeur de référence sûre.

- Le meilleur paramètre à utiliser comme critère de stabilité est la dérivée seconde de la dilatation, en effet cette dérivée est nulle pour une zone stable ; elle est négative (décélération) pour une zone qui se stabilise après un tir ou un éboulement placé à proximité ; elle est positive (accélération) pour une zone déstabilisée dont l'éboulement est imminent. La difficulté est de mesurer ou de calculer ce paramètre, car ses valeurs critiques sont très faibles : de l'ordre de quelques dixièmes de microns/minute/minute soit  $10^{-12}$  g.

A titre d'illustration, nous donnons,

(voir figure 15)

Fig.15



une courbe relevée au cours d'une des campagnes susmentionnées. Elle a été obtenue dans un dépilage en couche siliceuse noire, avec un toit très déformable. On avait installé deux dilatomètres, aux points A et B situés sur le plan en haut de la figure. Le graphique montre l'évolution de la dilatation du toit en fonction du temps. Le dernier tir dans la recoupe a eu lieu au temps 13 h 30, et l'éboulement à l'instant entre 15 h 30 et 16 h 00 où la courbe du capteur B est interrompue.

Ce graphique met en évidence les points suivants :

- La dilatation mesurée par le capteur B a augmenté très vite dans les instants qui ont suivi le tir. Elle s'est rapidement amortie, et, au bout d'une demi-heure sa vitesse d'accroissement s'est stabilisée à une valeur non nulle ; celle-ci s'est accélérée à partir de 15 h 30, pour tendre vers l'infini (en fait vers  $g$  = accélération de la pesanteur) dans les instants qui ont précédé immédiatement l'éboulement.
- le capteur A qui n'était pas dans la zone intéressée par l'éboulement, a relevé une dilatation constante à partir de 14 h 15.

Cette courbe, qui est semblable à la plupart des enregistrements relevés au cours des campagnes de mesures, met bien en évidence les phénomènes de décélération lorsqu'après un tir, le toit évolue vers une certaine stabilité, et l'accélération qui précède l'éboulement.

La conclusion des campagnes préalables (effectuées en 77 et début 78) fut la décision d'utiliser l'accélération de la déformation comme critère annonciateur de l'éboulement.

#### V-1-2- Etude du prototype d'appareil d'alerte

##### V-1-2-1- Analyse des enregistrements

Après les 7 campagnes de mesures, SAMIFER était en possession d'un certain nombre de courbes analogues à celle que nous avons présentée. Toutes ces courbes montraient la possibilité d'utiliser l'accélération de la déformation comme critère d'alerte avant l'éboulement, mais elles montraient aussi qu'un simple calcul de l'accélération instantanée était inutilisable. Il fallait donc, dès le départ, éliminer la simple dérivation électronique du signal délivré par le capteur.

Au contraire, il était nécessaire d'introduire la valeur mesurée comme donnée dans un processus de calcul de type informatique, susceptible, par des tests appropriés, de choisir le moment de donner l'alerte.

L'évolution récente des microcalculateurs nous donnait beaucoup d'espoir de succès, mais il était tout de même indispensable de mettre au point l'algorithme qui servirait à traiter l'information.

Ce travail fut réalisé en partie par les ingénieurs de SAMIFER et complété par les spécialistes de la Société qui a assuré la construction du prototype. Le microprocesseur ne pouvait pas traiter le signal sous forme analogique, il fallait donc, dans un premier stade, le mettre sous forme digitale. Ce travail a été réalisé manuellement sur un certain nombre de courbes relevées au cours des campagnes.

Finalement, on a pu mettre au point un programme de calcul qui présente les caractéristiques suivantes :

- Il tient compte des données reçues depuis sa mise en service.
- Ces données ont, dans le calcul, un poids d'autant plus faible, qu'elles sont plus anciennes.
- Comme l'appareil doit être opérationnel dès sa mise en oeuvre, il se recrée lui-même un passé virtuel à partir des toutes premières mesures relevées ; le calcul de l'accélération ne démarrant que 5 mn après la mise sous tension du calculateur.

Ces caractéristiques sont toutes indispensables. Ainsi, comme on l'a vu, un tir provoque à coup sûr une grosse perturbation dans les déformations, qui se traduit, en général, par une forte accélération, suivie à brève échéance par une décélération ; la mise en mémoire de ces données aberrantes entraîne des perturbations inacceptables, qui ont pour effet "d'aveugler" l'appareil. Il faut donc, au moment du tir, arrêter le calcul et le remettre en oeuvre après les grosses perturbations. La constitution et l'utilisation du "passé virtuel" permettent au Syaleb d'être opérationnel et fiable quelques minutes seulement après sa remise en service.

Sur le plan des principes, signalons encore qu'il a été décidé de comparer le résultat du calcul d'accélération à deux valeurs seuils :

- un seuil d'alerte qui indique à l'ouvrier que l'éboulement, sans être imminent, doit être envisagé comme probable ; le dépassement de ce seuil doit donc inciter tout le personnel à redoubler de vigilance,
- un seuil d'alarme, qui annonce l'imminence de l'éboulement, et signifie donc qu'il est urgent d'évacuer la chambre concernée.

##### V-1-2-2- Simulation sur ordinateur

Le programme a été testé sur ordinateur en utilisant les courbes de dilatation obtenues lors de la campagne de mesures d'expansion au fond décrite précédemment.

Ainsi, une vingtaine de courbes ont été dépouillées minute par minute (alors que le calculateur définitif sonde le capteur 64 fois par seconde, effectue la moyenne de ces mesures toutes les secondes, et utilise ces moyennes comme données pour le calcul de l'accélération avec un programme analogue à celui qui a été testé).

Cette simulation a permis de vérifier que le programme donnait des valeurs d'accélération satisfaisantes. De plus, on a pu sélectionner 4 valeurs de l'accélération au-delà desquelles la chambre évolue de façon irréversible, l'éboulement se produisant dans la demi-heure qui suit : dans chaque mine, on choisira en fonction de la nature du terrain un de ces seuils pour déclencher l'alarme. Chacun d'eux étant doublé par un seuil d'alerte comme indiqué au paragraphe précédent.

##### V-1-2-3- Caractéristiques des prototypes

La recherche préalable a abouti à la construction

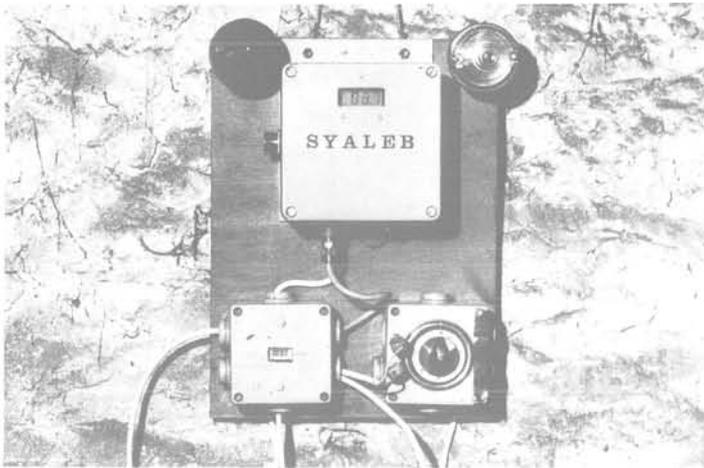


Fig.16

d'une série de cinq prototypes d'un appareil qui a reçu le nom de "Syaleb", c'est-à-dire système d'alerte vis-à-vis des éboulements, et qui présente les caractéristiques suivantes : (le Syaleb et notamment son procédé de traitement de l'information, a fait l'objet d'une demande de brevet, qui en est actuellement au stade documentaire) :

- il se présente sous forme d'un coffret aluminium étanche (160 mm X 160 mm X 90 mm), muni d'une plaque de fixation sur un tableau (voir photo).
- (voir figure 16)
- il est alimenté par une batterie extérieure de 12 volts (deux connecteurs sont prévus pour permettre de changer la batterie sans interrompre le calcul).
  - il est connectable à un seul capteur, qu'il alimente directement en tension stabilisée.
  - il est capable de délivrer deux signaux distincts : un signal d'alerte, et un signal d'alarme, en fonction du résultat du calcul.
  - il affiche en permanence, par dispositif à cristaux liquides, la valeur de la déformation mesurée par le capteur. Cet affichage permet également, par code approprié, d'avertir l'utilisateur des incidents tels que :
    - tension de batterie trop faible,
    - tension d'alimentation du capteur insuffisante,
    - alerte donnée,
    - alerte donnée, mais tension de batterie faible,
    - alarme donnée.
  - pour des prototypes uniquement, il comporte deux sorties permettant de les connecter à un enregistreur en vue de contrôler la valeur analogique de la déformation donnée par le capteur, et l'accélération calculée par le Syaleb.

L'appareil comporte essentiellement un microcalculateur qui a pour fonctions :

- de piloter la conversion numérique de l'information analogique fournie par le capteur, par l'intermédiaire d'un convertisseur digital analogique,
- de traiter l'information de déplacement (filtrage, calcul d'accélération, comparaison avec valeur de seuil),
- de fournir les ordres pour deux commandes d'alerte et d'alarme (fermeture d'un contact lorsque le seuil est dépassé),
- de gérer l'affichage du déplacement,
- de vérifier la tension d'alimentation du potentiomètre.

Ce microcalculateur est monté de manière qu'on puisse modifier les seuils d'alerte - le seuil d'alarme est systématiquement fixé à la valeur double du seuil d'alerte.

On peut faire varier le seuil d'alerte entre 0,1 micron/minute et 0,8 micron, en quatre paliers, par doublement successif. En comparant ces seuils d'accélération à g, on voit qu'ils peuvent évoluer entre 0,28 et  $2,26 \times 10^{-11}$  g. Ces chiffres permettent de se faire une idée de la sensibilité de l'appareil.

#### V-1-2-4- Montage pratique

En vue de son utilisation au fond, on a monté le coffret sur un tableau sur lequel sont fixés également (voir photo) :

- le dispositif donnant l'alerte : pour l'instant, il s'agit d'un flash clignotant semblable à ceux qu'on voit maintenant dans certaines signalisations routières. Ces dispositifs délivrent des émissions lumineuses très intenses, mais de très courte durée, en sorte que l'éblouissement est pratiquement nul, et la consommation d'énergie faible.
- le dispositif d'alarme : une sirène modulée, qui peut être facilement entendue, malgré le bruit de fond relativement élevé qui règne dans les zones d'exploitation des mines de fer (on peut également utiliser un flash du même type que celui utilisé pour l'alerte mais de couleur différente).
- un contacteur temporisé, qui permet de couper l'alimentation du calculateur au moment des tirs, mais rétablit automatiquement celle-ci après un délai fixé à l'avance.

En plus du tableau, la station comporte évidemment une batterie d'alimentation de 12 volts. Pour l'instant, on s'est contenté d'une batterie classique au plomb, type camion. Il ne nous semble pas nécessaire jusqu'à preuve du contraire, de prévoir un équipement plus élaboré, donc plus cher.

Il est bien entendu que les accessoires du Syaleb que nous venons de décrire pourront être très facilement modifiés si la nécessité s'en fait sentir au cours des essais.

### V-1-3- Essais des prototypes

Dès qu'ils furent réalisés, les prototypes furent soumis à une série d'essais :

- D'abord à des essais de laboratoire qui permirent de tester la validité du calcul en simulant, sur un banc d'essai mis au point spécialement pour ce travail, des déformations fictives dont l'évolution dans le temps comportait soit des lois simples (creneaux, sinusoïdes, suites intempestives d'accélération et de décélération), soit des lois semblables à celles qui étaient observables sur les enregistrements.
- Ce furent ensuite des essais en vraie grandeur, dans des chambres de défilage, que l'on avait volontairement déstabilisées de la même manière que dans la phase des enregistrements préalables.

Les essais de laboratoire ont montré que le lissage effectué par le calculateur est très efficace - ils ont conduit à la décision d'arrêter le Syaleb pendant les tirs, afin que l'accélération due à ceux-ci ne masque pas une accélération ultérieure, qui serait, elle, annonciatrice d'un éboulement.

### V-1-4- Résultats et conclusions

Les essais in situ ont confirmé la validité du Syaleb pour assurer la fonction d'alerte qu'on lui avait fixée. A l'heure actuelle, après traitement de 24 chambres de défilage dans lesquelles on a pu obtenir 11 éboulements spontanés, qui peuvent seuls servir de référence, le Syaleb a donné l'alerte et l'alarme dans tous les cas, l'alarme précédant l'éboulement d'un temps compris entre 3 et 60 mn, la moyenne se situant à 16 mn (2 valeurs à 3 mn et une à 4 mn).

Nous considérons donc cet appareil valable, dans le domaine de la surveillance des chambres de défilage, à condition qu'il ne soit pas considéré, du moins pour le moment, comme seul juge de la stabilité de la chambre. Nous estimons en effet qu'il ne dispense pas les mineurs et agents de maîtrise de leurs observations habituelles concernant l'état du plafond et des appuis de la galerie en cause.

### V-2- Utilisation du Syaleb à d'autres fins

Tel qu'il est réalisé maintenant, le Syaleb est donc

pratiquement opérationnel pour être utilisé dans les chambres de défilage. Il commence d'ailleurs à être installé en veille, sans qu'il s'agisse spécialement d'essais, sauf à vérifier sa tenue dans l'ambiance des mines. Dès que les premiers essais ont montré que le paramètre "accélération" pouvait valablement être comparé à un seuil fixe pour annoncer l'approche d'un éboulement, et que l'algorithme de calcul du microprocesseur était opérant, on pensa évidemment à étendre l'usage du Syaleb à la solution d'autres problèmes.

### V-2-1- Essais en mini-taille

Dans le cadre de la recherche sur la méthode d'exploitation par flots réduits (cf. conférence n° ), on se trouva en présence d'un site, en couche mince, à faible profondeur, où on constatait un retard dans l'éboulement du toit de l'arrière taille. Pour éviter d'être surpris par un éboulement intempestif qui aurait pu s'avérer dangereux, on avait placé au milieu de la taille un convergence-mètre à capteur potentiométrique relié à un Syaleb, avec enregistrement de la courbe. Le Syaleb a donné des alertes chaque fois que l'accélération dépassait le seuil prévu et effectivement chaque alerte a été suivie d'un éboulement partiel. Le Syaleb a donc bien rempli le rôle qui lui était dévolu.

### V-2-2- Installation pour stots

Pour permettre la surveillance de plusieurs points en même temps, SAMIFER a conçu et fait réaliser un appareil capable de sonder par multiplexage jusqu'à dix circuits équipés chacun d'un potentiomètre. Les valeurs d'accélération sont calculées à chaque sondage d'un circuit. Pour la définition des valeurs d'accélération prises comme référence, on peut utiliser jusqu'à deux valeurs de référence distincte, chacune de ces valeurs étant affectée à une série de capteurs.

Si une valeur d'accélération supérieure à un des seuils est constatée, l'alerte est donnée, et un voyant s'allume pour permettre de repérer sur quel circuit le dépassement de l'accélération a été constaté par le calculateur. Ceci permettra de juger de l'imminence et de l'importance d'un éboulement partiel ou total du stot et d'en déduire les risques d'affaissement en surface.



# stockage de chaleur dans les excavations à ciel ouvert ou souterraines

par  
**A. Montjoie**  
Université de Liège

**RESUME** - Les excavations à ciel ouvert ou souterraines offrent d'intéressantes possibilités de stockage de chaleur principalement sous forme d'eau chaude. Un inventaire complet de ces potentialités a été réalisé en Belgique. Il a conduit à retenir 122 carrières et une dizaine de puits de mines. Des tests expérimentaux ont été envisagés et sont décrits dans la présente communication.

Les carrières posent de nombreux problèmes du point de vue environnement aussi bien lors de leur exploitation que pour leur réaménagement ultérieur. A ce sujet le stockage de chaleur, principalement sous forme d'eaux chaudes, peut constituer une utilisation intéressante. Si actuellement, on s'occupe uniquement des possibilités offertes par les carrières existantes, il n'est pas exclu de concevoir dans le futur une conduite des excavations favorisant leur utilisation dans ce domaine.

Le stockage de chaleur a pour but de modérer l'offre sur la demande. La première est souvent rigide, dépendant des activités industrielles susceptibles de fournir des calories généralement sous forme d'eau chaude ou encore des conditions météorologiques notamment dans le cas de la récupération de la chaleur solaire. La seconde fluctue fortement suivant la température extérieure, donc des saisons, et l'horaire des activités humaines.

Dans le cas d'activités industrielles ou de chauffage urbain, l'ordre de grandeur des volumes minima à stocker est de  $10.000 \text{ m}^3$  si l'on souhaite réaliser une modulation journalière et de  $1.000.000 \text{ m}^3$  pour une modulation saisonnière.

Si le premier stockage peut être réalisé artificiellement sans trop de difficulté et même, dans le cas de chauffage urbain, être obtenu par l'inertie thermique des conduites et des immeubles, le deuxième

présente un coût élevé et il y a lieu de rechercher des sites ou des structures naturelles favorables : carrières à ciel ouvert, carrières souterraines, puits et mines, nappes aquifères.

Dans le cadre du programme national belge R.D. Energie (Service Programmation de la Politique Scientifique), les Laboratoires de Géologie générale et appliquée de l'Université de Liège ont été chargés d'étudier les sites favorables pour l'expérimentation et l'implantation de système de stockage de chaleur.

Dans une première phase, on a réalisé l'inventaire des sites géologiques permettant l'application des techniques de stockage de chaleur sur base des méthodes les plus prometteuses(1). En fonction de cet inventaire, une sélection de sites intéressants a été faite et des études plus détaillées ont été entreprises pour déboucher sur des projets expérimentaux.

Plus de 4.000 sites ont été inventoriés comprenant des carrières à ciel ouvert, des carrières souterraines, des puits et mines.

---

(1) Le choix des méthodes les plus intéressantes ont été faites en collaboration avec l'équipe du Professeur BRYCH de la Faculté Polytechnique de Mons



Cette différence est essentiellement due à la géologie des deux régions. En effet, en Flandre, les terrains rencontrés sont soit des sables, soit des argiles. La structure est subhorizontale et la nappe phréatique peu profonde. Les carrières du Nord n'ont donc pas intérêt à augmenter la profondeur des fouilles en raison du risque de venues d'eau importantes, des changements lithologiques verticaux, des problèmes de stabilité de talus en terrains meubles.

Par contre, en Wallonie, la structure plissée du substratum et/ou les variations latérales de faciès ont obligé les carrières à augmenter la profondeur des excavations. Etant donné le faible nombre de carrières de catégorie 1 en Flandre, un certain nombre de carrières noyées sur de très faibles hauteurs d'eau (5 à 10 m) ont été sélectionnées dans la partie Nord du pays en vue d'un stockage cellulaire.

La répartition par province se présente comme suit :

#### Flandre occidentale et orientale.

Il y a peu de carrières de type 1 à 4. Quelques sites de catégorie 2 et 3 journaliers et/ou saisonniers existent à l'Est. Par contre les carrières noyées sur des hauteurs d'eau comprises entre 5 et 10 m sont très nombreuses et permettent d'envisager un stockage par stratification horizontale.

#### Province d'Anvers et du Limbourg.

Les caractéristiques sont semblables à celles des Flandres avec cependant quelques carrières de catégorie 2 ou 3 dans le Nord-Est du Limbourg.

#### Province du Hainaut.

Il existe de nombreuses carrières de catégorie 1 et de possibilité de stockage saisonnier. Il s'agit principalement des exploitations de calcaires de la région de Tournai et de carrières de la région de Quenast - Lessines. Les plus grandes carrières sont toujours en activité. Aux environs de Mons, d'anciennes exploitations souterraines de phosphate de chaux représentent des volumes permettant un stockage saisonnier.

#### Province de Namur.

Les carrières de catégorie 1 sont nombreuses et relativement bien dispersées sur l'ensemble du territoire. On observe également des carrières de catégorie 2 et 4.

#### Province de Liège.

Les carrières de catégorie 1 et de capacité de stockage journalier existent dans la partie Est de la province. A l'Ouest, il s'agit principalement de carrières aménageables de catégorie 4.

#### Province du Luxembourg.

Quelques carrières de catégorie 1 et 2 existent dans la partie centrale de la province.

En ce qui concerne les projets de démonstration, deux sites ont été retenus : l'un près de Tournai, l'autre près de Mons et un troisième site a été envisagé en Flandre dans une carrière peu profonde.

Le site retenu près de Tournai correspond à une ancienne exploitation de calcaire tournaisien représentant un volume de 2.000.000 m<sup>3</sup> sous la nappe aquifère avec une hauteur d'eau atteignant 40 m. Des producteurs importants de chaleur (cimenteries) existent dans un rayon de 2 à 5 km et les consommateurs potentiels sont constitués, outre ces industries, par les villes de Tournai et Antoing distantes de 2 à 3 km. La perméabilité des terrains est relativement peu élevée et la géométrie de l'excavation permet d'envisager le stockage par jupe plastique ou par cloche, cette dernière étant entièrement immergée et par conséquent plus favorable au point de vue environnement.

En ce qui concerne le projet de démonstration trois dimensions de cloches ont été retenues soit :

Cloche	Hauteur (m)	Diamètre (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	35	20	11.000
2	20	10	1.570
3	10	5	195

La cloche 1 représente l'unité de stockage en vraie grandeur applicable aux carrières de la catégorie 1.

La cloche 2 à celles des catégories 2 et 3.

La cloche 3 permettrait d'étudier les effets d'échelle et être utilisée dans de petites excavations.

Si l'on admet une perte de 10% de la capacité de stockage, M. SAROT de l'équipe de Mons a calculé que, pour un matériau ayant un  $\lambda = 0,025$  Kcal/h.m.<sup>2</sup>.°C, il faut prévoir une épaisseur de 10 cm; pour  $\lambda = 0,040$  Kcal/h.m.<sup>2</sup>.°C, il faut 16 cm de matériaux isolants.

La résistance mécanique de la cloche doit pouvoir reprendre la poussée d'Archimède du matériau constitutif de la cloche (plus léger que l'eau) et la force de poussée de l'eau chaude moins dense que l'eau de la carrière, soit

Cloche	c = 10 cm	c = 16 cm
	T/m	T/m
1	10	13
2	4	5,5
3	1,6	2,3

T/m : Tonnes par mètre linéaire circonférentiel.

Les ancrages ou tests devront reprendre cette poussée.

En ce qui concerne les carrières souterraines, un test expérimental a été envisagé dans une ancienne exploitation souterraine de craie, à proximité de Mons.

De nombreux producteurs d'eau chaude se situent à proximité et les agglomérations de Mons et de Quaregnon sont des consommateurs potentiels intéressants. Le terrain contient une nappe aquifère importante présentant une porosité de fissures de 2 à 5 % pouvant atteindre 10 à 15 % dans les zones déconsolidées ou karstifiées.

Les essais de pompage réalisés à proximité indiquent des perméabilités de l'ordre de  $1 \text{ à } 10 \cdot 10^{-3} \text{ m/sec}$  dans les zones les plus perméables et  $1 \text{ à } 5 \cdot 10^{-4} \text{ m/sec}$  dans les secteurs plus compacts.

La géométrie de l'excavation se présente sous forme de chambres d'une hauteur de 4 à 10 m et de section carrée de l'ordre de  $4 \text{ m} \times 4 \text{ m}$ . Les piliers ont des dimensions équivalentes. Le volume total des vides est estimé à 3 millions de  $\text{m}^3$ . En raison de la géométrie de l'excavation et des caractéristiques hydrogéologiques, la solution envisagée pour le stockage est l'aménagement de chaque chambre en cellule étanche, étanchéité réalisée par exemple par béton projeté sur treillis métallique boulonné au terrain. Les différentes cellules seraient raccordées de façon à fonctionner suivant un mode de stockage cellulaire.

Le coût élevé d'une telle mise en place a conduit à reporter l'expérimentation de ce site après avoir testé ce mode de stockage dans une carrière à ciel ouvert sous faible hauteur d'eau. Ce dernier test est prévu pour une carrière en Flandre et ne présente pas de problème particulier. Sa construction peut être réalisée à ciel ouvert dans le fond de la carrière après rabattement temporaire de la nappe.

## 2. PUIITS DE MINES.

En ce qui concerne le stockage de chaleur dans les anciennes exploitations minières, on peut distinguer les puits proprement dits et les anciens travaux miniers. Ces derniers, qui présentent un volume extrêmement variable, ne permettent pas de garantir une étanchéité suffisante ni une pérennité de la stabilité des excavations suite aux modifications thermiques induites par le stockage. Seule une étude in situ approfondie permettrait d'étudier la fiabilité d'un tel système à long terme et les températures compatibles avec l'altération des terrains schisteux préalablement exploités. De plus, dans le Sud du pays, pratiquement toutes les exploitations minières ont fait l'objet de travaux jusqu'à très faible profondeur, voire en surface sur les versants de vallées, et les structures intéressantes sont extrêmement limitées. Il n'en est pas de même en Campine où la couverture de terrains secondaires et tertiaires est importante mais les mines y sont toujours en activité.

En ce qui concerne les puits proprement dits, leur étanchéité peut être réalisée aisément par la mise en place de revêtement en plastique. Malheureusement, la plupart ont été remblayés (obligation légale) en sorte que peu de sites sont actuellement disponibles. En Wallonie, 7 sièges, comprenant chacun 2 puits, sont encore accessibles; chacun d'eux a fait l'objet d'une fiche donnant : nom et numéro du puits, ses coordonnées, sa géométrie et son volume, les débits d'exhaure.

Le mode de stockage envisagé est :

- la fermeture des envoyages de façon à isoler le puits des anciens travaux miniers
- le déséquipement du puits
- l'étanchéisation de celui-ci soit naturelle soit par pose d'un revêtement plastique du même type que celui des cloches envisagées pour les carrières en surface.

Le volume ainsi isolé permettrait un stockage similaire à celui prévu dans les carrières mais avec une hauteur de plusieurs centaines de mètres. De tels ouvrages seraient comparables au stockage envisagé par forage de très grand diamètre (turboforage mis au point par les Laboratoires de la Faculté Polytechnique de Mons - Prof. BRYCH).

L'investissement important nécessité par l'équipement d'un puits de mine tel que prévu ci-dessous a conduit à envisager un projet de démonstration sur un puits existant de plus petite dimension. Or, dans le cadre de l'étude d'un projet de métro à Liège, 4 puits d'environ 30 m de profondeur ont été réalisés. Le puits

Val-Benoît semble le plus favorable étant donné son accessibilité et la proximité de la centrale thermique universitaire. D'une profondeur de 34 m, il est prolongé par une galerie de 12 m à son pied.

De plus, un réseau important de piézomètres a été établi pour étudier la nappe des graviers de Meuse et la nappe du bed rock.

Le puits traverse 3 m de limons et remblais, 7 m de graviers perméables et pénètre d'une vingtaine de mètres dans le substratum constitué de schistes et grès houillers avec quelques veines de charbon.

Les essais géomécaniques réalisés ont montré des résistances en compression simple variant en moyenne de 200 kg/cm<sup>2</sup> pour les schistes à 400 kg/cm<sup>2</sup> pour les schistes sableux et 900 kg/cm<sup>2</sup> pour les grès. Sous l'eau, les résistances moyennes tombent à 80 kg/cm<sup>2</sup> pour les schistes, 130 kg/cm<sup>2</sup> pour les schistes sableux et se maintiennent aux environs de 900 kg/cm<sup>2</sup> pour les grès. Les résistances moyennes en traction sont respectivement, pour les mêmes types de roches, de 30, 35 et 100 kg/cm<sup>2</sup> pour les terrains secs, de 9, 30 et 40 kg/cm<sup>2</sup> pour les terrains saturés. Les modules de déformation sur échantillons de laboratoire sont en moyenne de 50.000, 100.000 et 250.000 kg/cm<sup>2</sup> en terrains secs, de 30.000, 70.000 et 250.000 kg/cm<sup>2</sup> en terrains saturés tandis que les valeurs moyennes des modules d'élasticité sont respectivement de 85.000, 160.000 et 300.000 kg/cm<sup>2</sup> en terrains secs, 45.000, 100.000 et 300.000 kg/cm<sup>2</sup> en terrains humides.

Les valeurs moyennes obtenues in situ sont :

schiste

- module de déformation	50.000 kg/cm <sup>2</sup>
- module d'élasticité	80.000 kg/cm <sup>2</sup>

schiste sableux

- module de déformation	60.000 kg/cm <sup>2</sup>
- module d'élasticité	90.000 kg/cm <sup>2</sup>

grès

- module de déformation	60.000 kg/cm <sup>2</sup>
- module d'élasticité	100.000 kg/cm <sup>2</sup>

En ce qui concerne les caractéristiques hydrogéologiques, la perméabilité est élevée dans les alluvions de l'ordre de 2 à 4.10<sup>-3</sup> m/sec, nettement réduite dans le bed rock avec des valeurs de 10<sup>-6</sup> à 10<sup>-7</sup> m/sec.

Les alluvions graveleuses de la Meuse, très perméables, sont isolées par un réseau de palplanches et le bed rock sous-jacent est peu perméable dans son ensemble sauf les quelques horizons gréseux. La surface

piézométrique est subhorizontale indiquant un faible écoulement général dans le secteur.

On peut dans un premier stade envisager le stockage sans dispositif d'étanchéité. Le volume utilisable est de l'ordre de 850 m<sup>3</sup>. La zone libre entre la nappe et le terrain naturel permet de compenser la différence de densité due à l'eau chaude. En réalisant un éventuel forage à l'extrémité de la galerie mettant en communication la nappe alluviale avec le fond du puits, on pourrait exécuter un système de vases communicants, l'eau chaude injectée dans le puits refoulant l'eau froide dans la nappe alluviale via le forage de communication nappe alluviale - galerie et vice versa.

La production de chaleur pourrait être réalisée par une chaudière autonome d'une puissance de 2.10<sup>-6</sup> kg/calorie/H permettant le remplissage du puits en 40 heures environ.

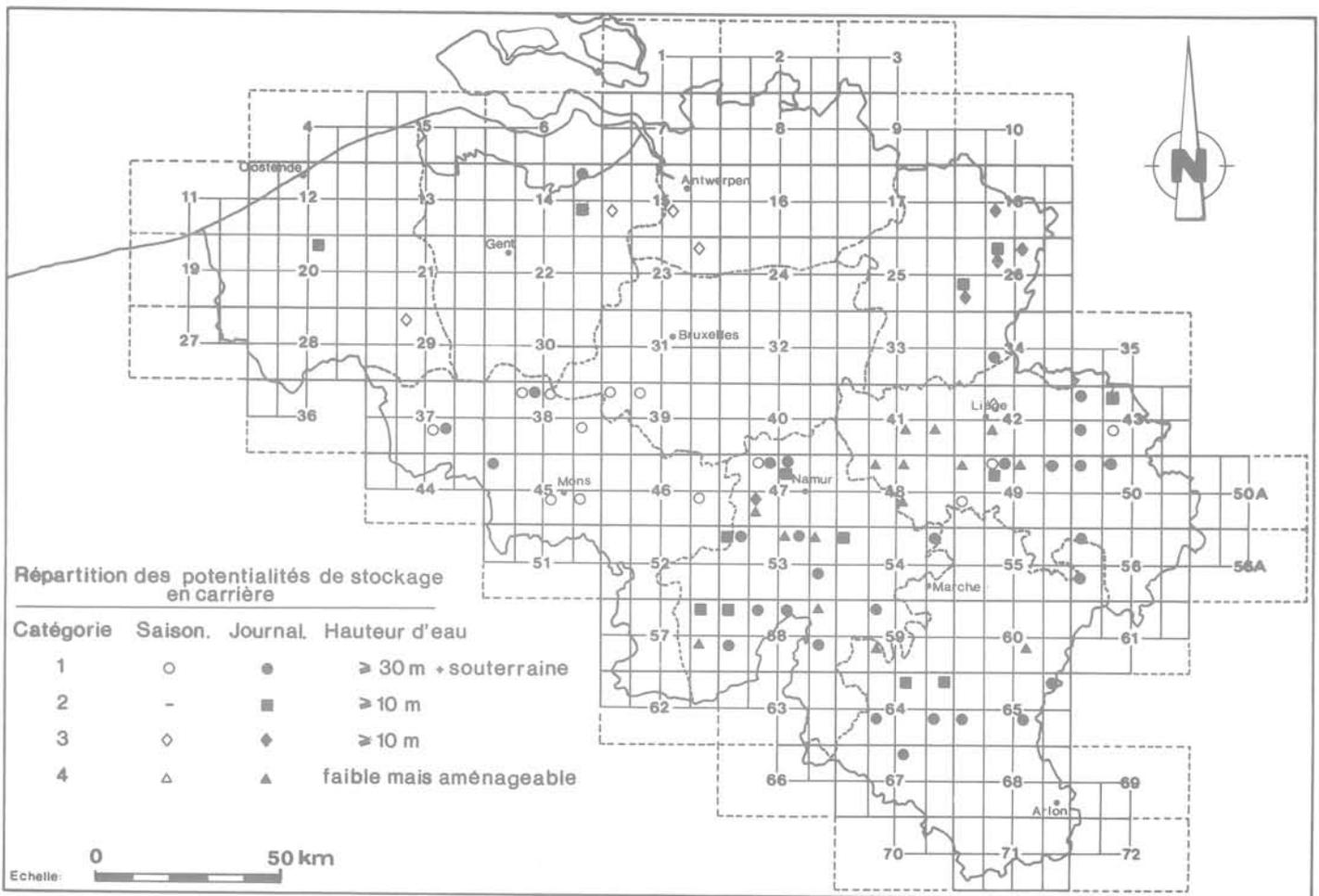
Il semble cependant préférable d'utiliser l'eau chaude de la centrale thermique de l'Université de Liège au Val-Benoît. Elle est susceptible de fournir le volume de 850 m<sup>3</sup> d'eau à 90°C dans un temps de 15 à 20 heures. L'eau récupérée pourrait être réinjectée dans le circuit de chauffage de l'Université. On testerait ainsi un système global : centrale thermique, conduites, stockage, refoulement.

L'essai du Val-Benoît semble particulièrement intéressant car il s'agit d'un essai en grandeur nature en ce qui concerne les diamètres que l'on peut envisager ultérieurement dans un turboforage. D'autre part, la hauteur de 30 m permet une bonne étude correcte de la stratification de l'eau et du comportement thermique des terrains.

Le coût global de l'opération est estimé à 10.000.000 FB.

## CONCLUSION

En conclusion, lorsqu'on songe aux réaménagements des sites, il semble que l'utilisation des carrières pour le stockage d'eau chaude mérite d'être envisagée principalement lorsqu'elles sont noyées avec une hauteur d'eau dépassant la dizaine de mètres. En ce qui concerne les puits de mines, leurs équipements pour le stockage d'eau chaude est relativement simple. Dans tous les cas, un critère très important



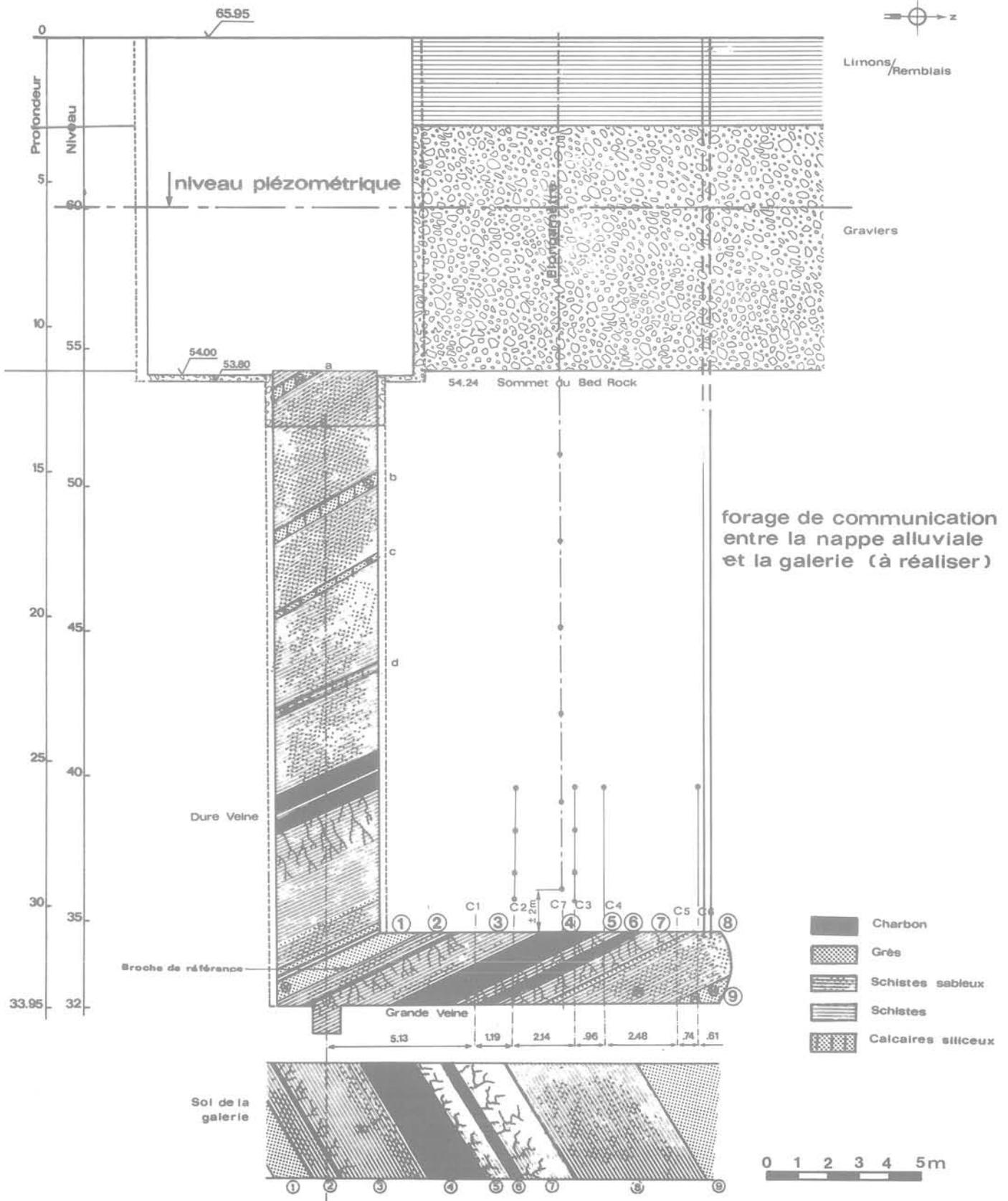
est la présence à proximité de producteurs et de consommateurs de chaleur. Les nappes aquifères présentent d'autres possibilités qui ont été également étudiées mais ne font pas l'objet de la présente note.

Laboratoires de Géologie  
de l'Ingénieur et  
d'Hydrogéologie  
Faculté des Sciences  
appliquées de  
l'Université de Liège.

#### BIBLIOGRAPHIE SOMMAIRE

- Calembert L, Monjoie A & Marchand L, (1979)  
Caractéristiques géologiques et hydro-  
géologiques des sites possibles de  
stockage souterrain de chaleur.  
Colloque "Chauffage Urbain", 10 et 11  
décembre 1979, Liège; pp. 204/P.1 -  
204/P.7.
- Calembert L, Monjoie A & Marchand L, (1980)  
Caractéristiques du sol intéressant  
les problèmes de production et de  
stockage de chaleur.  
Colloque "Energy savings in Buildings"  
29 - 30 mai 1980, Namur; pp. 188 à 200.

Le texte qui précède est extrait d'un rapport du programme national R-D Energie (Service du Premier Ministre - Programmation de la Politique Scientifique - rue de la Science, 8, 1040 Bruxelles - Belgique). Toute référence au présent texte doit comporter la mention des sources. La responsabilité scientifique du contenu de ce texte est assumée par ses auteurs.



## Puits VAL BENOIT

## Coupe géologique par axe galerie

