

# INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



*This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:*

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

*This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.*

## LES PAROIS MOULEES DANS LE SOL CAST-IN-SITU DIAPHRAGM WALLS

J. Florentin  
MECASOL  
50 rue Gérard,  
Paris 13ème, 75, France.

Le Président, Mr. G. Nicolai, ouvre la séance en signalant le développement pris dans le monde par la technique des parois moulées dans le sol. La souplesse du procédé a permis une extension du champ des applications.

Il donne la parole au rapporteur général pour la lecture de son rapport que l'on trouvera ci dessous avec en annexe le titre de 20 communications reçues à temps.

Le résumé de ces communications avait été distribué aux présents, en nombre de 230 environ.

La parole a ensuite été donnée à cinq auteurs de communications écrites qui en ont fait un exposé synthétique:

CH. VEDER (No. 1) - J. MATHIAN (No. 14)  
G. BALDOVIN (No. 16) - R. TRABADELLO, représentant D. FREYCHE (No. 11) - M. S. KAPP (No. 20).

Après une courte interruption de séance, la parole est donnée à 3 auteurs dont les communications sont arrivées en retard, et dont les résumés n'ont pu être imprimés:

MARCHETTI (Italie), Calcul des parois H.  
WEINHOLD (Allemagne), Inclined wall for the Munich subway.

J. VANDER LINDEN (Belgique), Contrôle des mouvements horizontaux dans le sol avec ancrages précontraints.

On passe alors à la discussion libre avec la participation de quelques assistants:

MR. SMOLTZYK (Allemagne), est d'avis que la théorie des murs n'est pas encore parfaitement connue. Les prix donnés confirment aux du rapporteur.

MR. TCHENG (France), parle des essais tridimensionnels sur modèle.

MR. PAREZ (France), attire l'attention sur les charges introduites par les bâtiments adjacents.

MR. WHITE (USA), confirme les précautions à prendre lorsque les parois se trouvent en bordure de bâtiments existants.

MR. J. RENARD (Belgique), insiste sur les difficultés rencontrées en pied de talus à Zemst (Comm. 3)

Après une intervention de MR. SAHLSTRÖM, le Président remercie les assistants pour le intérêt qu'ils ont manifesté, ce qui prouve l'importance qu'ils attachent aux problèmes étudiés. Il leur annonce que l'ensemble des communications et des discussions sera l'objet d'une publication, en commun avec celle de la session 15 sur les ancrages.

Dans son rapport sur la division VI au 5e congrès de Notre Société (Paris 1961). Mr. D. H. TROLLOPPE disait en parlant de deux communications sur les parois: "Il est clair que ces développements constituent une contribution importante au Génie Civil et que les méthodes décrites trouveront manifestement une large application là où d'autres méthodes sont, soit peu économiques, soit impraticables". Ces paroles prophétiques sont à l'honneur de MR. TROLLOPPE.

Il y avait déjà eu de nombreuses publications techniques avant notre 5e congrès. Par la suite, au cours d'un Symposium à Londres (1963) sur les "boues de forages", la question a été traitée tant sur le plan théorique que sur le plan pratique et ceci a continué dans les publications techniques ultérieures. Le rôle du rapporteur général est alors délicat car il lui faut résumer tout l'acquis antérieur en même temps que les communications qui ont été présentées à cette session. Le tout doit être fait dans le minimum de temps pour que vous puissiez consacrer le maximum de temps à la discussion.

Dans la lettre d'invitation du 10 Juin 1968, nous avions proposé d'orienter les communications vers les thèmes suivants: statistiques explicites théoriques sur la tenue des tranchées-mode d'exécution et incidents - cas particuliers d'utilisation.

Les auteurs, à juste titre, en ont ajouté quelques autres.

Il vous a été distribué les résumés des diverses communications reçues. Mon rôle sera donc de commenter les communications en les inscrivant dans la littérature générale, sans chercher à les résumer à nouveau.

### 1.- STATISTIQUES, DEVELOPPEMENT, PRIX.

La première paroi creusée à la boue est du type Américain: grande largeur et remplissage avec matériaux étanches plastiques (1950, Los Angeles, Harbor Levees) (J.L.SHERARD, communication 19). En ce qui concerne les parois minces, du type Européen, dans lesquelles le produit de remplissage est très divers (béton plastique ou béton rigide, armé ou non) les premiers brevets sont Italiens (VEDER 1952, MARCONI 1953).

Les propriétés des suspensions de bentonite avaient déjà été étudiées et appliquées antérieurement. Les noms de MM. LORENZ, VEDER jalonnent la bibliographie. A mon avis, il conviendrait de ne pas oublier H. FREUNDLICH qui a été parmi les premiers (1926) à mettre un peu d'ordre dans cette transformation isotherme qu'il a lui-même je crois baptisée thixotropie, propriété qui a aussitôt eu de nombreuses applications industrielles, dont le domaine du forage des puits de pétrole.

En ce qui concerne les parois, c'est en Italie que le procédé recut immédiatement une très large application dans l'aménagement de la Vallée du Po, où les parois continues remplacèrent dès 1954 les parois en pieux jointifs ou secants (BALDOVIN et BERRA com. 16). Ces auteurs donnent un chiffre moyen annuel depuis cette date de 40.000 à 60.000 m<sup>2</sup>. Il est probablement en dessous de la réalité car N.A. SADLER et G.C.DOMINIONI donnaient déjà 2.000.000 m<sup>2</sup>. en 1963. (Londres).

En France en 1956, il y avait moins de 1.000 m<sup>2</sup> de parois continues exécutées. Depuis, la Surface annuelle mise en oeuvre par l'ensemble des Entreprises croit en progression géométrique de raison 1,4. Ceci tient au fait que les Maîtres d'ouvrages en France sont très concentrés (E.D.F, C.N.R., Ponts et Chaussées, etc...) et que si le procédé a été utilisé et a donné satisfaction on passe à des applications plus vastes. MR. MATHIAN (com. 14) indique que sa Compagnie a fait exécuter entre 1962 et 1969 près de 180.000 m<sup>2</sup>. Le total actuel en France est de l'ordre de 1.000.000 m<sup>2</sup>. Je signale à titre de curiosité qu'il existe en plein Paris deux parois moulées mitoyennes, dont l'une est la reprise en sous-oeuvre de l'autre.

Aux U.S.A. et au CANADA (SHERARD, com. 19), la première paroi a été réalisée en 1962 pour le barrage de Manicougan 5, et depuis le procédé a trouvé comme en Europe de multiples applications avec un développement en progression géométrique encore plus élevée qu'en France. Le total actuel atteint au moins 150.000 m<sup>2</sup>. L'examen de ce démarrage en flèche est de bon augure pour la technique des parois moulées dans le continent

Nord Américain.

Pour la Grèce, Monsieur T. TASSIOS (com. 15) donne 40.000 m<sup>2</sup>. de parois en dix ans, dont 5.000 en murs porteurs ou murs de soutènement.

Je ne dispose malheureusement pas d'autres chiffres et j'espère qu'il en sera donné quelques uns au cours de la discussion. Toutefois, d'après les chiffres précédents, la totalité réalisées à ce jour doit être au moins de 3,5 millions de m<sup>2</sup>, sinon 4 millions.

Ce développement s'est accompagné en Europe d'une baisse générale des prix. M. BALDOVIN signale (com. 16) une baisse des prix en Italie qui, entre 1954 et 1968 est de l'ordre de 50%. On assiste au même phénomène en France avec une baisse moyenne annuelle d'environ 5%. Il nous semble intéressant de signaler que les derniers marchés traités en France, en parois épaisses de l'ordre du mètre d'épaisseur, atteignent 60 à 70 dollars le m<sup>3</sup>, pour l'excavation et le bétonnage, compte non tenu des armatures qui dépendent du projet. Il faut rattacher cette baisse Européenne à trois paramètres qui sont concomitants; la concurrence - le progrès technique - l'extension du marché. Ces prix sont à comparer à ceux donnés par MR. SHERARD (com. 19) dans son analyse du marché Nord Américain. Il arrive à 240 dollars de m<sup>2</sup>, soit environ 360 dollars du m<sup>3</sup>, avec probablement, dans de nombreux cas, le prix des armatures. Même en les comptant pour 25% du prix d'ensemble, les prix moyens Nord Américains sont au moins trois fois plus chers que les prix actuels Européens. Ceci se rattache partiellement au niveau des salaires mais aussi probablement à un marché actuel peu étendu. C'est un point qui, à notre avis, devrait être discuté.

### II.- ACTION STABILISANTE DU COULIS DE BENTONITE

Il n'y a que deux communications relatives à ce sujet.

MM. CH. VEDER et H. KIENBERGER (com. 1) ont cherché par des essais sur modèle, les poussées du sol avant et après creusement d'une tranchée remplie d'un coulis à la bentonite. Ils vous en parleront tout à l'heure. G. COURTEILLE (com. 10) a fait des essais sur modèle avec du sable et un coulis de bentonite de densité 1,03, et cherché à produire la rupture soit par abaissement du niveau du coulis, soit par montée de la nappe. Dans tous les cas, il arrive à une action stabilisante hors de proportion avec la poussée du coulis. Cette action se trouve considérablement réduite dès que l'on supprime l'appui du sable contre les parois de la cuve. L'auteur a également fait des essais en remplaçant le cake par un sac en caoutchouc et le coulis par de l'eau salée dont on peut faire diminuer progressivement la densité. Il trouve pour deux compacités différentes du sable, des densités stabilisantes respec-

tives de 1,13 t/m<sup>3</sup> et 1,08 t/m<sup>3</sup> alors que la théorie classique de la poussée donnerait respectivement 1,27 t/m<sup>3</sup> et 1,21 t/m<sup>3</sup>. Ceci laisse supposer qu'au moins dans le modèle l'équilibre qui s'établit est différent de l'équilibre de poussée. Des essais tri-dimensionnels sont cités en même temps que sont annoncés des essais à grande échelle.

Il convient de citer quelques articles significatifs parus ces dernières années:

MM. J.K.T.L. NASH et G.K. JONES ( Londres 1963) cherchent à équilibrer la poussée du terrain et de l'eau par la seule poussée du coulis. On aboutit alors pour des tranchées à fort pourcentage d'immersion, à des densités de coulis qui sont hors de proportion avec celles pratiquées habituellement. Elles ne peuvent être réalisées avec la bentonite seule et il faut y ajouter des produits inertes, qui tout en augmentant la densité, n'augmentent pas la rigidité pour que le matériau reste pompable. Mais alors on n'est plus certain de réaliser un cake de bonne qualité. En fait, les boues bentonitiques sont au départ de faible densité ( 1,03 à 1,10). Celle-ci augmente au fur et à mesure de l'excavation car il est impossible d'éviter le maintien en suspension des éléments sableux fins même après une bonne régénération. Mais il faut rappeler qu'avant la mise en place de la cage d'armatures, on renouvelle en général la boue et de nombreux accidents se seraient produits si la stabilité des tranchées dépendait de la densité la plus élevée produite pendant l'excavation.

MR. VEDEB (Londres 1963) a fait des essais triaxiaux montrant que le cake de bentonite correspond à une étreinte d'environ 75 g/m<sup>2</sup>, ce qui peut contribuer à l'effet stabilisant de la bentonite.

MM. N. MORGENSTERN et AMIR-TAHMASSEB ( 1965) ont généralisé la formule de Monsieur NASH en faisant intervenir des niveaux variables de la bentonite et de la nappe. Ils ont appliqué cette formule à des ruptures de stabilité provoquées par des cures soudaines du Rhone sur des tranchées creusées à Pierre-Bénite. Il s'en était d'ailleurs produit d'équivalents sur le Rhin. Ces ruptures de stabilité sont attribuées à des insuffisances de densité de la boue. Je ne suis pas sûr que l'on ait eu des ruptures si l'on avait creusé les parois en période de hautes eaux. La formule donnée simplifiée si, comme suggéré par les auteurs, on prend comme inclinaison du prisme de rupture . On aboutit à ce que la poussée de la bentonite équilibre la poussée de l'eau et la poussée du terrain Calculée avec la théorie de Rankine.

C'est effectivement par là que toutes les théories ont commencé. Mais lorsque l'on a utilisé de la bentonite pour stabiliser des forages circulaires, on a trouvé que l'effet stabilisant des coulis était hors de proportion avec les forces équilibrées. On a donc fait intervenir l'effet voute. Ceci est

encore admissible pour des tranchées de faible longueur. Que dire de celles qui atteignent ou dépassent 10m. C'est alors que Mr. VEDEB (Paris 1961) observe des charges électriques sur les particules de bentonite. Il en tire des conséquences sur l'effet stabilisant des coulis et sur la vitesse de formation du cake. L'effet bénéfique de ce cake n'a jamais été controversé.

Monsieur W.D. ELSON (1968) a fait des essais sur modèle montrant qu'il fallait ajouter à l'action stabilisante de la pression hydrostatique du coulis qui de toute façon est prépondérante, la résistance au cisaillement du sable injecté par le coulis. Il trouve que la butée de la bentonite de la tranchée est négligeable. Ceci se conçoit si l'on tient compte que la résistance au cisaillement du coulis de bentonite est de l'ordre de 0,1 à 0,5 gr/cm<sup>2</sup>. Revenons au sable injecté et remarquons que lorsque l'on fait des parois dans des sables très fins, la pénétration de la bentonite est quasiment insignifiante. D'ailleurs les essais eux-mêmes semblent montrer une influence relative beaucoup plus faible du sable injecté lorsque MR. ELSON utilise une suspension plus dense.

En fin de compte, on est en droit de se demander si dans le processus rapide que constitue l'exécution d'une tranchée à la bentonite, l'application des théories classiques de la poussée n'est pas trop pessimiste à moins que ce ne soit les caractéristiques prises en compte qui le soient.

Il est regrettable qu'on ne dispose pas d'un catalogue des différents incidents produits hors de l'excavation. Ils portent en général sur la partie supérieure. Il serait intéressant de savoir si parmi les assistants il y en a qui ont constaté des glissements à grande profondeur.

Parmi les causes les plus connues, signalons:

- montée rapide du niveau de la nappe déjà signalée ci-dessus,
- baisse brutale du niveau de la boue, dans des remblais par exemple ou par suite de la rencontre de cavités ou d'une couche alluvionnaire très perméable. MR. TASSIOS (com.15) signale pour ce dernier cas la pratique de l'injection préalable. On peut également envisager un ravitaillement en coulis de la tranchée avec un débit suffisant.
- l'excavation dans des remblais hydrauliques récents pose aussi parfois des problèmes. Il en est de même en pied de talus (voir Mr. J. RENARD, com. 3).

Pour éviter de ne parler que d'incidents, peut-être est-ce le moment de signaler que deux entreprises travaillant avec des matériels différents ont, à titre d'essai, réalisé pour Manicougan 3 deux pieux primaires et un secondaire de gros diamètre descendus au rocner à 120m de profondeur, sans inci-

dents notables, Ce record, ajouté aux quelques 3 millions de metres carrés de parois déjà réalisées, tend à montrer qu'un procédé technique a pu se développer considérablement avant qu'il n'existe une théorie coordonnée et acceptable par tout le monde. **Faut-il rappeler** que les avions ont volé avant que l'aérodynamique n'existe.

### III.- LE MATERIEL.

Des le début de l'application du procédé, le matériel à chercher à réaliser un compromis entre le matériel de forage et le matériel de terrassement avec, en plus, les soucis suivants: rendement, guidage de l'outil pour assurer la verticalité de l'excavation, joints traversés des couches dures etc... **Très vite** les entrepreneurs se sont aperçus que la machine à tout faire, quelle que soit la profondeur ou la nature du terrain, est une hérésie économique. Les parcs de matériel de chaque entreprise se sont donc diversifiés pour pouvoir s'adapter à chaque cas avec le meilleur rendement possible. Ceci implique évidemment une extension du marché permettant de couvrir les amortissements correspondants. Lorsqu'il s'agit de couches meubles, le rendement des bennes est au moins 2 fois plus grand que le rendement des outils dérivés du matériel de forage. MM. DU PEUBLE et HABIB (com.12) signalent l'utilisation d'une benne pesant 17 tonnes à vide et ayant un godet de 1,5 m<sup>3</sup>, utilisée pour la réalisation de la coupe étanche de 1,5m de large de la digue de Mahabad (Iran). Il doit s'agir là d'un record.

### IV.- METHODES DE CALCUL

Il existe trois communications (n°3,5,17) dans lesquelles la méthode de calcul est exposée occasionnellement. En général il s'agit de l'extrapolation de méthodes appliquées aux palplanches. A la suite d'incidents, les auteurs signalent que les parois se sont mieux comportées qu'on ne pensait par le calcul.

MR. J. RENARD (com.3) parlant d'une paroi réalisée pour l'ecluse de Zemst en Belgique, montre comment la forte épaisseur de la paroi et le frottement à l'arrière, ont pu contribuer à la stabilité de celle-ci malgré que la paroi, réalisée au pied d'un talus, ait été sollicitée de façon totalement différente que prévue.

MR. M. MAESTRE (com.5) étudie un incident dû à la surcharge d'une paroi, se traduisant par un déplacement de 7mm en tête. En faisant le calcul, il montre que les efforts dans les ancrages et les tensions dans le béton armé de la paroi ont fortement varié par suite de la surcharge. Ceci n'a pas empêché la bonne tenue de l'ouvrage, ce qui montre que la sécurité réelle est supérieure à celle escomptée.

On retrouve une idée analogue dans la communication No. 17 de MM. G.MASCARDI et R.TOR NACHI. Il s'agit d'une paroi de 14,7m de

hauteur totale dont 7,5m de hauteur de fouille initialement prévue. Celle-ci a été pour les besoins de la construction portée à 8,8m Les observations topographiques faites en tête de la paroi montrent que les poussées sont sensiblement plus faibles que celles prises en compte dans le calcul. On peut penser au pessimisme de la méthode de calcul mais aussi à une appréciation pessimiste des caractéristiques des matériaux.

En fait, il n'a été présenté que trois communications (No.2,4,6) qui traitent spécifiquement du calcul des parois.

MM. J. VERDEYEN, J. NUYENS, V. ROISIN (com.2) ont étudié sur un modèle à rouleaux, le comportement d'écrans de grande inertie dans un massif compressible. Comme il s'agit d'une communication faisant intervenir les ancrages, elle sera discutée au cours de la 15<sup>e</sup> session. Signalons toutefois que pour augmenter la compressibilité du système à rouleaux, les auteurs ont introduit des rouleaux en caoutchouc plein ou mousse.

MM. J. VERDEYEN et J. GILLET (com.4) partent du principe que la raideur, le meilleur contact avec le sol, le frottement à la base l'épaisseur et le poids propre du mur moulé devraient conduire à une fiche plus faible pour les murs soumis à la poussée latérale. Le mécanisme de rupture a été analysé par des essais sur modèle à rouleaux. Il a été pris comme paramètre le déplacement de la tête dans le cas d'un mur encastré dans le sol et libre en tête ou le déplacement au pied de la fouille, dans le cas où un appui supplémentaire existe en tête du mur. Les essais de rupture d'ensemble mettent en évidence l'influence du frottement arrière. En conclusion les auteurs pensent que, dans le cas d'une paroi libre, le rapport de la fiche à la hauteur de la fouille doit être supérieur à 0,80. Ce rapport est diminué de moitié s'il y a un appui en tête.

MM. J. BOUDIER, J. GILLARD et L. MATIKIAN (com.6) exposent une méthode de calcul sur ordinateur des efforts sur la paroi et des contraintes dans la paroi. La limite extrême des efforts sur la paroi est constituée par les efforts de poussée et de butée. Entre ces valeurs on suppose une proportionnalité des efforts au déplacement. Le module de réaction est pris toutefois variable avec la surface d'appui. L'intérêt de la méthode réside dans le fait que l'on peut calculer les phases successives. Les auteurs font une comparaison avec un cas réel où les contraintes dans la paroi ont été mesurées avec des jauges acoustiques et les pressions contre la paroi ont été mesurées au moyen de verins plats. Les auteurs signalent que les comparaisons permettent de montrer que les calculs habituels sont pessimistes par rapport à la réalité.

Ceci semble être la conclusion générale mais l'avis du rapporteur est qu'il ne faut pas brutalement devenir trop optimiste et courir le risque d'accidents surtout lorsqu'il s'agit d'ouvrages définitifs impli-

quant une stabilité à long terme.

#### V.- MATERIAU DE REMPLISSAGE

Il dépend évidemment du but poursuivi: étanchéité, murs porteurs de charges verticales ou de poussées.

Dans le cas de murs soumis à la flexion, le matériau de remplissage est constitué par du béton armé. La première critique soulevée tient au bétonnage en présence de bentonite car on peut craindre que l'adhérence acier-bétonne soit réduite. Des essais ont été faits qui montrent que cette réduction est faible pour les fers verticaux. Elle est beaucoup plus importante pour les fers horizontaux. Il faut toutefois signaler que les parois ancrées impliquent automatiquement des fers horizontaux et je ne crois pas que l'on ait signalé au cours de la mise en tension beaucoup d'incidents qui soient attribuables au défaut d'adhérence des fers horizontaux. Une bonne précaution consiste à renouveler la boue avant bétonnage de façon à disposer d'une boue de faible rigidité facile à déplacer par le béton qui agit comme décapant. A ceci il faut ajouter quelques prescriptions simples: dosage élevé 350 à 400 kgs/m<sup>3</sup> - béton plastifié avec éventuellement ralentisseur de prise - agrégats limités à 35 mm environ - armatures verticales écartées de 10 à 15 cm pour laisser le maximum de passage au béton frais. Parmi les difficultés qu'ont à vaincre les entreprises, il y a la rigidité de la cage d'armature et son calage de façon à éviter que les armatures ne s'approchent à moins de 5 cm des parois de la tranchée. Aucune communication ne relate d'ailleurs d'incident propre aux parois en béton armé. Par contre, il existe quelques communications sur d'autres matériaux de remplissage.

MR. R. BERTHIER (com.7) donne les avantages de la paroi préfabriquée tant du point de vue de l'aspect que de la possibilité de diminuer les prix de revient. Il n'est toutefois pas donné d'exemple industriel d'application.

MM. P. DUFEUBLE et P. HABIB (com.12) rendent compte des études du matériau utilisé pour le diaphragme étanche de la digue de Mahabad. Les constituants sont l'agrégat, le ciment, l'argile. Le but est d'ajuster le coefficient d'élasticité de la paroi avec celui du sol pour éviter toute concentration de contraintes soit sur la paroi, soit sur le sol. Les compositions étudiées correspondent à des teneurs en agrégats variant entre 80 et 95%, des teneurs en argile variant entre 20 et 5%. Le pourcentage de ciment par rapport à l'ensemble sable-argile a été pris variable entre 4 et 8%. Il s'agit donc d'un très faible dosage en ciment. On obtient par essais triaxiaux et avant toute consolidation des modules de déformation plus faibles que celui du sable. Le module croît avec la consolidation. Les auteurs présentent ensuite divers dessins d'écrans réalisés avec des éléments de 1,50m de large et 3,30m de longueur.

ur. Les éléments primaires sont parallèles aux lignes de courant. Les éléments secondaires perpendiculaires aux lignes de courant s'encastrant dans les éléments primaires.

MR. G. LE SCIELLOUR (com.13) présente des essais de chantier pour la mise en place d'un mastic bitumineux chaud à l'intérieur d'une tranchée creusée à la bentonite. La composition est: sable 70% - filler 10% - bitume 20%. Les essais ont eu lieu sur le site du barrage de Chowilla en Australie. Le sous-sol comporte des matériaux compressibles reposant sur des sables alluvionnaires récents. Au surplus, le Maître de l'ouvrage craint l'influence des eaux salines sur un diaphragme de béton même plastique. Le choix de la qualité du bitume résulte d'un compromis. S'il est fluide à basse température, il faut s'attendre à une mauvaise tenue des joints. S'il faut une haute température pour le rendre fluide, la mise en oeuvre devient plus délicate car le matériau est très sensible au moindre refroidissement. La station de fabrication du mastic réalisée pour les essais avait une capacité de 40 t/h alors qu'il était envisagé pour la station définitive une station de 100 t/h. Malheureusement la construction du barrage a été différée.

#### VI.- LES APPLICATIONS

Certaines de ces communications ont déjà été citées à propos d'une particularité.

MR. R. BERTHIER (com.8) présente le diaphragme mince. Celui-ci est obtenu par enfoncement dans le sol, par battage ou par vibration, d'un profilé de forte inertie. Au fur et à mesure de l'extraction du profilé, la cavité laissée sous celui-ci est injectée à forte pression soit avec un mortier de ciment, soit avec un mortier de ciment-argile. On peut atteindre ainsi des épaisseurs de 10 à 20cm et des profondeurs allant jusqu'à 25m avec certaines difficultés lorsqu'il s'agit de matériaux compacts. On peut également employer une hacheuse à chaîne, limitée toutefois à la profondeur de 15m. Cette paroi trouve son application dans la recherche de l'étanchéité des grandes fouilles. A signaler une limitation granulométrique vers 100mm pour la fonceuse et 50mm pour la hacheuse.

MR. R. CHADEISSON (com.9) traite de parois exécutées pour une tranchée de Métropolitain, sous le 6e sous-sol d'un parking à six niveaux en construction, en plein Paris, sous le Boulevard Haussmann. La hauteur disponible était de 4,90m à 15m de profondeur. L'auteur signale les difficultés théoriques et technologiques, sans oublier les difficultés relatives au bruit. Que le procédé se soit plié à des exigences aussi sévères atteste qu'il peut recevoir des applications assez inattendues.

MR. E. FREYCHE (com.11) nous présente des parois moulées à grande profondeur (43 et 45m) dans le sous-sol de Mexico. Il s'agit de deux puits de 9m de diamètre intérieur, d'accès au réseau d'évacuation des eaux rési-

duelles. L'auteur signale quelques difficultés: fuite de bentonite (300 m<sup>3</sup>) à travers les fissures des argiles de surface desséchées - coïcement d'un tube joint - défaut local d'un joint traité par injection. Compte tenu de la grande profondeur et de la nature du sous-sol de México, le procédé a été couronné de succès.

MR. J. MATHIAN (com.14) donne le point de vue d'un Maître d'ouvrage qui a eu plus de 170.000 m<sup>2</sup> de parois à mettre en oeuvre dans différents chantiers du Bas-Rhône. Selon lui, si le procédé avait été connu pour des aménagements antérieurs, il aurait été utilisé à la place du rabattement.

MM. G. BALDOVIN et E. BERRA (com.16) donnent de nombreux exemples d'applications. Il est intéressant de signaler que le diaphragme de la digue de Santa Luce s'est très bien comporté et que la piézométrie à l'aval de la digue est peu variable dans le temps. Elle aurait augmenté de 0,5m à 1m en 10 ans. Parlant de travaux à Crémone, les auteurs décrivent une benne à commande hydraulique dont le rendement est de l'ordre de 60 m<sup>2</sup> par jour en 70cm d'épaisseur soit 4 à 5 m<sup>3</sup> d'excavation à l'heure.

MR. J. DESCOEDRES (com.18) décrit les conditions dans lesquelles son entreprise a été amenée à concevoir et à réaliser une paroi moulée avec un parement coffré avec un fruit de 1/20. La nécessité du coffrage était due au fait que le parement était destiné à être vu ultérieurement. La tôle de coffrage a été calée avec des coins en bois entre la cage d'armature et la murette guide de la partie supérieure de la tranchée.

Enfin MR. M.S.KAPP (com.20) complète l'analyse de MR. SHERARD (com.19) par quelques exemples et prévoit comme lui un très bon avenir aux murs moulés dans le sol, aux U.S. A.

Il serait évidemment agréable au rapporteur de terminer sur ces paroles optimistes. Il voudrait toutefois, avant que le Président n'ouvre la discussion faire quelques remarques. Il faut d'abord féliciter ceux qui ont contribué au succès des parois moulées dans le sol en leur faisant confiance, Mais très d'ouvrages et entrepreneurs. Pour vaincre les sceptiques, et il est bénéfique pour le progrès qu'il en subsiste, il ne faudrait pas hésiter à signaler les différents incidents et les moyens utilisés pour les surmonter, de façon à délimiter les risques. Enfin si on constate une baisse des prix due au progrès technique et à la concurrence, il faudrait toutefois éviter que ces prix ne

descendent au-dessous de ce qui est nécessaire pour garantir la qualité. En effet, si des incidents se multipliaient, le procédé verrait son expansion arrêtée.

## REFERENCES

- BERTHIER, R.L., 1964. "La paroi moulée dans le sol." Mém. C.r. Trav. Soc. Ing. civ. Fr., Septembre, pp. 3-20.
- ELSON, W.K., 1968. "Experimental investigation of the stability of slurry trenches" *Geotechnique*, XVIII, No. 1, pp. 37-49.
- LA RUSSO, R.S., 1963. "Wanapum development - slurry trench and grouted cut-off". Proc. Symp. Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice, pp. 196-201. Butterworths, London.
- MORGENSTERN, N.R. and AMIR-TAHMASSEB, I. (1965). The stability of slurry trenches in cohesionless soils. *Geotechnique* 15, No. 4, 387-395.
- MORGENSTERN, N.R., 1963. Discussion in Proc. Symp. Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice, pp. 227-228-233. Butterworths, London.
- NASH, J.K.T.L. and JONES, G.K. (1963). The support of trenches using fluid mud. Proc. Symp. Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice, pp. 177-180. London: Butterworth.
- SADLEIR, N. A., and DOMINIONI, G. C. Underground structural concrete walls. Proc. Symp. Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice, p. 189. London:
- SCHNEEBELI, G., 1964. "La stabilité des tranchées profondes forées en présence de boue" *Houille Blanche*, 19 : 7 : 815-820.
- VEDER, C. (1961). An investigation on the electrical phenomenon at the area of contact between bentonite mud and cohesionless material. Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech., pp. 146-149. Paris.
- VEDER, C. (1963). Excavation of trenches in the presence of bentonite suspensions for the construction of impermeable and load bearing diaphragms. Proc. Symp. Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice, p. 181. London: Butterworth.