4/4 GAE (16)

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

AVEC LA PARTICIPATION DES COMITÉS FRANÇAIS DE MÉCANIQUE DES SOLS MÉCANIQUE DES ROCHES GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR



POWERTDE A



REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de la Publication : P. Habib Président du Comité de Direction : J. Lagardère Comité de Direction : J. Salençon — V. Maury — R. Struillou (Présidents des trois comités) Comité de Rédaction : E. Absi — P. Antoine — F. Bonnechère — Prof. Descœudres — P. Duffaut — J. Kérisel — P. La Rochelle — G. L'Hériteau — P. Londe — L. Parez — F. Schlosser

Commission paritaire nº 60855

ISSN 0181 - 0529

Revue trimestrielle

Abonnement 1990 (numéros 50 à 53) franco 490 F

Prix au numéro franco : 145 F (valable également pour les numéros anciens)

Sommaires des numéros anciens sur demande.

La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger.

Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées 28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris - Tél. : 42.60.34.13 Publicité : OFERSOP 8, bd Montmartre, 75009 Paris - Tél. : 48.24.93.39

Les articles publiés dans cette revue n'engagent que la responsabilité de leurs auteurs. Tous droits de reproduction, de traduction et d'adaptation réservés pour tous pays.





Tél. (33) 38.64.37.20 - Fax (33) 38.64.36.43

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 52 JUILLET 1990

sommaire

Pathologie des silos D. Aversenc	5
Spécification des charges et des écoulements dans les silos métalliques A. Khelil, JC. Roth	11
Pertinence d'essais sur modèle réduit en centrifugeuse pour l'étude du comportement d'un silo métallique céréalier JF. Corté, P. Lepert	27
Coulabilité des matériaux agro-alimentaires MP. Luong	37
Simulation numérique du champ de contraintes au sein de matières gra- nulaires ensilées - comparaison avec les mesures in situ JC. Remesh, G. Maurice, A. Khelil, J.C. Roth	51
Géologie, stabilité et exécution de deux tunnels autoroutiers en site urbain (Liège, colline de Cointe) R. Arnould	67

Presses de l'école nationale des onts et chaussées



336 pages format 17 \times 24

350 F



Le tunnel sous la Manche, ouvrage exceptionnel, offre un remarquable exemple du poids que peuvent avoir les conditions géologiques dans un ouvrage non seulement souterrain mais surtout sous-marin.

Ici, la définition de la structure géologique a toujours été ressentie comme une condition obligatoire de la réussite de l'entreprise. Contrairement à d'autres projets où la géologie est subie, elle est ici *choisie* : les tunnels doivent se maintenir le plus possible dans une couche de craie bien précisée, dont



Sous la direction de P. Duffaut et P. Margron

LE TUNNEL SOUS LA MANCHE

Géologie et géotechnique

les caractéristiques, sous réserve d'une profondeur minimale, sont idéales.

Grâce aux études réalisées et aux techniques qui sont mises en œuvre pour leur creusement, ces tunnels ne seront pas une aventure géologique : 120 sondages et plus de 1 000 km de levés géophysiques en mer ont été effectués.

Cet ouvrage, après un an de creusement, expose en détail comment tous ces résultats ont été acquis et utilisés, et également montre pourquoi la pluridisciplinarité de telles études est une condition nécessaire à leur réussite.

SOMMAIRE

Le tunnel sous-marin / Le site et la craie / Reconnaissance géologique / Reconnaissance et essai géotechniques / Tracé et conception / Le terminal France / Puits de Sangatte et site de dépôt / Travaux souterrains.

*
BON DE COMMANDE à adresser aux : Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 28 rue des Saints-Pères, 75007 PARIS.
Veuillez m'adresser exemplaire(s) de l'ouvrage LE TUNNEL SOUS LA MANCHE au prix unitaire de 350 F, soit F
Ci-joint mon règlement par chèque à l'ordre de « Anciens ENPC - Formation permanente ». (Une facture justificative sera jointe à la livraison).
NOM
ADRESSE

pathologie des silos

pathology of silos

D. AVERSENC

Président Directeur Général de la SOPENA SA*

Rev. Franç. Géotech. nº 52, pp. 5-9 (juillet 1990)

Résumé

Les silos ont pour but de stocker les grains et autres matières pondérales, et de les abriter des intempéries.

On rencontre le plus souvent des désordres mettant en cause l'étanchéité des parois : infiltration d'eau au droit de la galerie enterrée, gênant le transfert des grains par tapis roulant, ou passage d'eau au travers de la paroi, mouillant le grain stocké.

On rencontre également des fissures, entraînant ou non des infiltrations d'eau, causées par des insuffisances d'armatures, pouvant conduire à des ruptures.

Enfin, on rencontre des désordres consécutifs à un tassement du dallage et des fondations.

Tous ces désordres sont à apprécier, en fonction de l'usage du silo, et de la gêne qui s'ensuit pour son exploitation.

Abstract

Silos are used to store the grain and to shelter it from the bad weather.

Most often we meet with disorders questioning the water tightness of the walls : infiltration of water near the buried gallery, hindering the transfer of the grain by travelling band, or passage of water through the walls wetting the stocked grain.

Cracks are also met with, leading wheter to water infiltrations or not, caused by insufficient reinforcement which may lead to ruptures.

Finally disorders consecutive to a firming of the pavement and of the foundations are met with.

All these disorders are to be estimated according to the use of the silo and of the trouble which follows concerning its exploitation.

* 5, rue Vincent-Chevard, BP 169, 28003 Chartres Cedex.

1. PRÉAMBULE

La construction de silo est généralement considérée par les assureurs comme un risque important pour les entreprises et bureaux d'études, du fait des désordres qui souvent affectent ces ouvrages au cours de leur vie, et principalement pendant la période de garantie décennale.

Les risques consécutifs à la conception-réalisation de silos, résultent indiscutablement et pour une grand part d'une certaine méconnaissance du comportement des matières ensilées ne permettant pas d'approcher les valeurs réelles par les calculs d'une façon aussi précise que pour d'autres techniques telles que par exemple le béton armé ou la charpente métallique, et pour une autre part de l'importance des efforts qui les sollicitent.

En ce qui concerne le droit, pendant de nombreuses années, les silos ont été considérés comme des ouvrages de génie civil, et les décisions de jurisprudence ont été relativement divergentes considérant tantôt que la garantie décennale était de droit, tantôt qu'elle ne l'était pas. Depuis maintenant 20 années, on peut considérer que d'une façon systématique les tribunaux considèrent que ces ouvrages relèvent de la garantie décennale due par les constructeurs et en conséquence des articles 1792 et 2270 du Code civil.

La loi du 4 janvier 1978 fait référence à la notion d'impropriété à destination : on peut considérer que deux natures de désordres sont susceptibles de rendre un silo impropre à sa destination :

 d'une part, des désordres de structure, compromettant ou susceptibles de compromettre d'une façon certaine, à terme, la stabilité de l'ouvrage;

 d'autre part, des infiltrations d'eau ou de l'humidité susceptibles d'endommager les matières ensilées.

Des règles professionnelles, établies successivement, ont tenté de mettre de l'ordre dans la classification des types de silos, de définir les caractéristiques mécaniques des matières, enfin de définir les principes de calcul de ces ouvrages. En l'état actuel, ces règles sont relativement précises, pour certains types de silos, de magasins de stockage ou de silos réservoirs, mais sont muettes pour d'autres ouvrages à forme particulière, aucune des méthodes ne leur étant applicable. Par ailleurs, il faut bien dire, qu'il demeure une méconnaissance certaine, relative aux caractéristiques des matières ensilées en particulier leur hétérogénéité, leur cohésion, ainsi que les effets de la vidange. Il paraît étrange, qu'on prévoit un angle de talus supérieur à l'angle de frottement interne de la matière sans pour autant prendre en compte une quelconque cohésion.

Il serait intéressant d'analyser sommairement les principaux désordres affectant les silos, et relatifs à des problèmes de structure essentiellement.

2. LES FONDATIONS

Il est moins fréquent que les silos présentent une pathologie caractérisée des fondations. La raison en est vraisemblablement que compte tenu de l'investissement important et de la nature technique des silos, le maître d'ouvrage et les constructeurs n'hésitent pas à engager des frais relativement conséquents en vue d'une investigation des sols préalable à la construction et permettant de limiter les risques à ce titre, coût faible toutefois en comparaison du coût global de l'ouvrage.

3. INFILTRATIONS DANS LES GALERIES

Ce désordre est au contraire très répandu.

Le premier problème qui se pose est de savoir si ces infiltrations dans des galeries utilisées en vue de la manutention du grain sont de la nature des désordres qui rendent l'ouvrage impropre à sa destination. Il semble que les tâches d'humidité ou même quelques venues d'eau, en fond d'une galerie, ne gênent pas l'exploitation ; il en est évidemment à l'inverse s'il s'agit de venues intempestives ou d'eau stagnante.

L'autre problème est relatif au risque qu'a accepté ou non le maître de l'ouvrage ; en l'absence de documents spécifiques, il est évident que les constructeurs risquent devoir une étanchéité, ou à défaut un système de collecte des eaux avec pompe de relevage, à défaut que ces problèmes aient été explicités auprès du maître de l'ouvrage au moment de la construction, et par écrit, afin que celui-ci ait pu prendre sa décision en pleine connaissance.

Il faut donc que soient bien définies, en accord avec le maître de l'ouvrage, les dispositions d'étanchéité ou de collecte des eaux dans les parties enterrées, et que le risque qu'a accepté le maître d'ouvrage, moyennant une économie souvent substantielle, soit clairement explicité par un courrier autre que le CCTP, ce dernier n'étant qu'une pièce contractuelle entre le maître d'ouvrage et l'entreprise.

Les causes de venues d'eau, dans les parties enterrées, ont souvent les origines suivantes :

— des venues d'eau intempestives : en général ces venues d'eau n'ont pas pour origine une nappe phréatique, mais simplement le fait de l'eau météorique, qui tombe au pourtour du silo, pénètre dans la ou les couches superficielles relativement perméables et sont arrêtées par une couche plus profonde imperméable. A l'occasion de l'étude de sol, il n'a pas été rencontré de nappe phréatique et aucun disposition particulière n'a donc été mise en place. Il n'empêche qu'à l'occasion de fortes pluies, l'eau se rassemble au pourtour de la galerie, et arrêtée par la couche semiprofonde imperméable, pénètre dans la galerie. C'est une nappe suspendue saisionnière ;

 une deuxième cause, qu'il y ait étanchéité, imperméabilisation ou aucun traitement particulier, provient bien évidemment des conditions de réalisation à savoir les reprises de bétonnage, ainsi que la microfissuration ou la porosité du béton, qui laisse passer l'eau ;

- une troisième cause, constatée dans de nombreux cas, est la suivante : les règlements BA 68 prévoient dans nos régions des joints de dilatation tous les 35 m environ, un peu moins dans le Sud, un peu plus dans le Nord-Ouest et l'Ouest, mais précisent d'une façon d'ailleurs quelque peu ambiguë que des joints de dilatation ne sont pas nécessaires dans les parties enterrées. En fait, lorsque le silo est en cours d'exploitation, et pour une galerie par exemple de 100 m de longueur, compte tenu de la chaleur dégagée par le grain, et les appareils de manutention, compte tenu que l'hygrométrie est variable dans ces galeries, il est bien évident qu'on ne peut considérer la galerie comme un ouvrage enterré au sens du BA 68 ou BAEL à température et hygrométrie constantes, et qu'il faut des joints, qu'on les appelle de dilatation ou de retrait. Le problème est exactement similaire à celui des parkings enterrés soumis à une forte ventilation et à une forte déshydratation du béton. Nous avons constaté sur de nombreux silos dont la longueur des galeries dépassaient 30 ou 40 m, une multitude de fissurations plus ou moins importantes correspondant indiscutablement à des phénomènes de retrait.

En tout état de cause, s'il est fait application d'un enduit étanche rigide à base de produit hydraulique, il est impératif de ne pas considérer une galerie enterrée comme un ouvrage enterré au sens du règlement BA 68.

4. LES SILOS TUBES

C'est la pathologie traditionnelle des silos, qui consiste en l'apparition de micro-fissurations ou fissurations verticales au droit des trous laissés par les tiges de vérins des coffrages glissants (fig. 1). Bien entendu, il s'agit d'un point faible de la structure, même si théoriquement il ne devrait pas en être ainsi puisque le béton est considéré comme n'ayant pas de résistance à la traction.

Cette pathologie n'est généralement pas dangereuse et il peut y être remédié par l'application d'une étanchéité évitant la corrosion des armatures, et les infiltrations mouillant le grain stocké.

Les cas graves de fissuration verticales au droit des trous laissés par les tiges de vérins résultent généralement d'une mauvaise mise en œuvre à savoir des espacements sensiblement plus importants que ceux nécessaires ou prévus au plan, et aggravés par des calculs trop optimistes.

On peut se demander, quel est l'intérêt du rebouchage par injection des trous de tiges de vérins : d'une part subsistent fréquemment dans les trous, des tiges abandonnées et comme l'injection doit se faire de bas en haut, on voit mal comment on peut reboucher valablement ces trous, d'autre part, l'aspect lisse interne du trou empêche toute adhérence du mortier d'injection sur la paroi du trou, d'autant qu'il a été mis de l'huile sur la tige de vérin de façon à permettre une extraction plus facile. Enfin, on peut voir autant de fissurations avec trous injectés qu'avec trous non injectés.

Il n'empêche que les règles professionnelles prévoient d'injecter ces trous en commençant bien entendu par le bas et qu'il serait critiquable, pour non respect des règles, de ne pas le faire.

Un point important semble devoir être spécialement développé : les règles prévoient le cas où les fissures développées sur la paroi d'un silo ne sont pas préjudiciables permettant d'utiliser un coefficient de fissuration plus favorable et donc d'économiser de l'acier. Paradoxalement, certains constructeurs, tout en adoptant cette hypothèse, omettent de prévoir sinon une étanchéité, tout au moins une imperméabilisation extérieure. A notre avis, ou bien il y a lieu de considérer qu'une micro-fissuration est préjudiciable et donc de limiter les contraintes des aciers pour éviter ou limiter les fissurations, et dans ce cas ne pas appliquer l'étanchéité ou d'imperméabilisation ; au contraire de considérer des fissurations comme non préjudiciabes, mais dans ce cas il est impératif de prévoir au moins une imperméabilisation sinon une étanchéité.

5. ACIERS NON DÉPLIÉS

Deux types de désordres successifs sont la conséquence d'aciers non dépliés : en forme de Z et noyés dans le béton, lorsqu'on tire dessus, ils se déplient, entraînant des fissures et des désordres importants. Par ailleurs, ce dépliement des aciers peut être accompagné d'une rupture d'aciers à haute caractéristique de résistance (FE 50 ou même acier Tor). Dépliés par l'effort de traction auquel ils sont soumis, ils peuvent casser, du fait de la fragilité des aciers à haute résistance.

Il peut donc y avoir deux désordres successifs, dépliement des aciers avec fissuration du béton, puis rupture de l'acier qui a perdu ses caractéristiques de résistance d'origine.

6. TASSEMENTS DU DALLAGE

Ce désordre est relativement fréquent : généralement les structures des parois et cheminées sont descendues au bon sol ; au contraire, le fond du silo est réalisé sur un terrain en place souvent de médiocre qualité ou même un remblai mal mis en œuvre. Il y a bien entendu toute une part de subjectivité dans l'appréciation de l'impropriété à destination de l'ouvrage. Ou ces désordres gênent l'exploitation du silo, et rendent l'ouvrage impropre à sa destination, ou ces désordres ne gênent pas l'exploitation de l'ouvrage et ne constituent pas donc des désordres au sens de l'article 1792 du Code civil : l'appréciation relève d'une certaine subjectivité.



Fig. 1. — Corrrage glissant : Coupe verticale. Fig. 1. — Sliding Schuttering : Vertical cross-section.

En tout état de cause, il y a lieu de prendre de grandes précautions dans la réalisation d'un dallage de silo dans la mesure où les charges verticales des matières ensilées entraînent des contraintes non négligeables sur le sol sous dallage.

7. REPRISE DE LA POUSSÉE DU GRAIN PAR FROTTEMENT OU BUTÉE

Un désordre constaté à l'occasion de la réalisation d'un silo à sucre type magasin de stockage (fig. 2), paraît intéressant à analyser. Le désordre est le suivant : en 5-7, le joint de dilatation entre la galerie et le dallage, en 4 ans, s'est ouvert de 3 à 4 cm ; l'explication en est la suivante : la poussée du grain sur le long pan, est reprise par frottement du dallage et de la semelle de fondation du long pan sur le sol, qui est une alluvion de qualité moyenne mais n'ayant présentée aucune déformation caractéristique de tassements. Lorsque l'on remplit le silo, la poussée est équilibrée donc par le frottement du dallage sur le sol, frottement qui pour être mobilisé, nécessite un déplacement de l'ordre de 6 mm. Il s'ensuit que, à chaque remplissage, les deux murs de long pan se déplacent chacun d'environ 6 mm



Fig. 2. — Silo à sucre. Vue axonométrique. Fig. 2. — Sugar silo. General view.

et ne reviennent pas en arrière bien évidemment lorsqu'on vide le silo. C'est ainsi qu'en 4 ans d'exploitation correspondant à 4 vidanges, le joint, entre galerie et dallage, s'est ouvert de l'ordre de 3 à 4 cm.

Il est bien évident que compte tenu de la nature de ce silo, ce désordre est susceptible de rendre l'ouvrage impropre à sa destination, par fissurations du dallage dans les angles, ouverture anormale des joints et risque de voir les têtes de murs de long pan, pousser sur les fermes en lamellé collé.

8. CONCLUSIONS

Les silos et magasins de stockage sont des ouvrages auxquels il faut apporter la plus grande attention, aussi bien à la conception qu'à la réalisation, compte tenu d'une certaine imprécision des hypothèses de poussée, de l'importance des efforts, enfin des coûts de réparation et de pertes d'exploitation généralement importants induits par des désordres.

ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES FORMATION CONTINUE

Sessions de formation Géotechnique, matériaux, structures Routes, ouvrages d'art

L'amélioration des sols en place	2 au 4 octobre	Paris
Renforcement et aménagement des traversées	2 au 4 octobre	Paris
Les bétons de fibres	9 et 10 octobre	Paris
Techniques de chaussées : évolutions récentes	9 et 10 octobre	Amiens
Eurocode 3 : règles de conception et de calcul des constructions en acier	16 et 17 octobre	Paris
La géotechnique et ses applications	16 au 18 octobre 26 au 28 novembre	Paris
Terrassements et couches de forme : exécution des travaux	16 au 19 octobre	Région Rhône-Alpes
Les liants hydrocarbonés	23 au 25 octobre	Aix- en-Provence
Le béton précontraint	23 au 25 octobre 20 au 22 novembre	Paris
Les géotextiles : dimensionnment et utilisation	24 au 26 octobre	Lyon
Pour toute information, s'adresser à l'E.N.P.C./D.F.C.A.I., Tél.: 16 (1) 42.60.34.13 (Christi	28, rue des Saints-Père ne Rose).	es, 75007 PARIS.

spécification des charges et des écoulements dans les silos métalliques

specification of loads and flow patterns in steel silos

A. KHELIL, J.-C. ROTH LEMTA UA 875 CNRS/GRRS IUT GC Le Montet*

Rev. Franç. Géotech. nº 52, pp. 11-25 (juillet 1990)

Résumé

Cet article présente une partie des travaux effectués dans le cadre de la « Mission Silos » en collaboration avec le CTICM.

Deux aspects nous ont intéressés : d'abord l'analyse des différents types d'écoulement durant la vidange caractérisés par la détermination des profils de vitesse sur modèle réduit ; ensuite l'interprétation des résultats des mesures expérimentales des efforts en paroi comparés aux méthodes de calculs de WALTERS, SOKOL et à la norme DIN.

Cette analyse comparative démontre que les modèles de calcul établis dans le cas d'un écoulement en masse ne peuvent pas être transposés aux cas de silos à vidange en cheminée.

Abstract

A part of the work developed with the CTICM for the « Mission Silo » is revealed in the paper.

This part regroups two main subjects. On the one hand, the different flow patterns which appear during discharge are analysed by the determination of the velocity profile in small-scale model silo. On the other hand, the comparison between experimental results of the wall pressure and the calculus wiht Walter's method, SOKOL's method and the norm DIN, is developed. This analysis shows that all the theoretical methods related to the mass flow are not verified for the funnel flow silo.

* 54600 Villers-lès-Nancy.

1. INTRODUCTION

Nous nous proposons dans cet article de caractériser les profils de vitesse et les effets de pression et de frottement en paroi dans le cas du remplissage et de la vidange des silos métalliques.

Cette étude effectuée dans le cadre de la « Mission Silos » du Ministère de la Recherche et de la Technologie s'appuie sur les résultats expérimentaux obtenus :

 — sur la base expérimentale de silos métalliques de Chartres dans le cas de la cellule « D » de section circulaire ;

— en laboratoire à l'aide d'un silo modèle à l'échelle 1/20 de la cellule « A » de la base de Chartres.

L'objectif de ce travail est de participer à la mise au point d'un modèle théorique de calcul des pressions afin de définir une norme française pour la conception des silos métalliques.

Il existe depuis les travaux de ROBERT en 1892, qui le premier a montré que la poussée totale sur le fond d'un silo était inférieure au poids du matériau contenu dans le silo, de nombreux modèles analytiques de calcul des pressions. Ces méthodes ont évoluées dans le temps et peuvent être classées en deux grandes familles :

— les méthodes de calcul des pressions statiques : RANKINE (1857), JANSSEN (1895), KOENEN (1896), AIRY (1897), et REIMBERT (1953), basées sur l'équilibre statique de la matière ensilée à l'intérieur des cellules de stockage;

— les méthodes de calcul des pressions totales, CAQUOT (1956), THEIMER (1957), GENIEV (1958), PLATANOV et KOVTUN (1959), PEIPER et WENZEL (1962), WALKER (1966), JENIKE (1968), SAFARIAN (1969), WALTERS (1973), ENSTADT (1975), SOKOL (1984). Ces pressions totales (pressions latérales et verticales) prennent en compte les pressions statiques auxquelles on ajoute les surpressions en cours de vidange dues à des causes aussi variées que : modifications brutales du mode d'écoulement, de la vitesse d'écoulement, chocs dus aux ruptures de voutes, etc.

Dans la suite nous nous attacherons à prendre en compte, seulement les méthodes de WALTERS et de SOKOL qui à notre avis rendent bien compte des processus de remplissage et de vidange. Un bref rappel de ces deux techniques de calcul des pressions totales permettra de mettre en évidence les hypothèses indispensables à la mise en œuvre de ces méthodes. Tous les modèles analytiques utilisés aujourd'hui pour le calcul des efforts de pression dans les silos découlent des équations de JANSSEN. Quelques modifications ou hypothèses supplémentaires ont été apportées par WALTERS et SOKOL.

WALTERS [15], considère une répartition non uniforme de la contrainte verticale sur une couche horizontale de matière ensilée en équilibre. Ainsi le coefficient de pression λ est considéré comme le rapport de la contrainte horizontale s'exerçant à un certain niveau du silo sur la contrainte verticale moyenne. Le coefficient de pression λ est fonction de l'angle de frottement interne et de l'angle de frottement en paroi. Suivant les valeurs de λ , WALTERS définit l'état de contraintes statiques associé au remplissage et l'état de contraintes dynamiques associé à la vidange.

SOKOL [14] poursuivant les travaux de FREESE [4] intègre dans les équations de JANSSEN la variabilité de λ en fonction de la profondeur. La matière ensilée se trouve durant la vidange dans un état variable oscillant entre l'état d'équilibre au remplissage et l'état d'équilibre durant la vidange.

Ces méthodes de calcul basées sur l'équilibre d'une couche horizontale de matière ensilée, supposent que la matière glisse globalement comme une masse solide sur la paroi durant la vidange. Ceci implique que la vidange s'effectue en masse.

2. MODE D'ÉCOULEMENT DANS LES SILOS. DÉTERMINATION DES PROFILS DE VITESSE

La détermination expérimentale des profils de vitesses est effectuée sur modèle réduit à l'échelle 1/20 de la cellule « A » de la base de Chartres (cellule « A » de dimension : 17 m de hauteur et 6,42 m de côté). La géométrie de la cellule « A » permet des mesures aisées de vitesses. Son rayon hydraulique étant voisin de celui de la cellule « D », seule la hauteur d'ensilage peut influencer les types d'écoulement observés dans ces deux cellules.

La matière ensilée considérée est le blé utilisé dans les essais à Chartres. Le modèle réduit est muni d'une paroi vitrée à travers laquelle s'effectue la visualisation de l'écoulement. Les profils de vitesses obtenus sont portés sur un diagramme représentant une partie du silo modèle avec les différentes cotes z allant de 0 à 45 cm. L'origine des vitesses est à chaque fois déplacée vers la cote z où le profil de vitesses est déterminé.

2.1. Ecoulement en masse (fig. 1)

Cet écoulement apparaît généralement dans les silos munis de trémies assez lisses et suffisamment inclinées. Dès le début de la vidange, toute la matière descend régulièrement et on observe un mouvement d'ensemble de la matière.

L'écoulement en masse se caractérise par une vitesse régulière et relativement faible. La figure 2 montre le profil de vitesses verticales obtenu sur le modèle réduit de la cellule « A », à la cote 40 cm. Ce profil de vitesses est assez uniforme et s'étend sur la presque totalité de la largeur du silo.



Fig. 1. – Ecoulement en masse. Fig. 1. – Mass flow.

2.2. Ecoulement en cheminée (Funnel flow)

Ce type d'écoulement apparaît essentiellement dans les silos à fond plat ou avec trémies à faibles pentes. La matière s'écoule par une cheminée verticale (fig. 3). La cheminée est souvent de forme conique avec le diamètre inférieur ou approximativement égal à la dimension de l'orifice de vidange. De sérieux problèmes apparaissent pour les matières qui présentent de mauvaises propriétés d'écoulement). Avec le tassement, la matière augmente de consistance et reste immobile près des parois quand la zone active dans la cheminée est complètement évacuée, formant ainsi une sorte de tuyau.

L'écoulement en cheminée est souvent mal défini pour les matières cohérentes. Ainsi une partie de la matière entourant la cheminée reste instable et dans ces conditions, elle provoque un écoulement pulsatoire entraînant une sollicitation dynamique aléatoire de la structure du silo.

La figure 4 montre le profil de vitesses verticales obtenu à la cote z = 25 cm, c'est-à-dire dans la partie basse du silo modèle. Sur cette figure on distingue bien la zone morte de part et d'autre du domaine d'écoulement caractérisé par le profil de vitesses.

2.3. Ecoulement en semi-masse

Ce troisième type d'écoulement est intermédiaire entre l'écoulement en masse et l'écoulement en cheminée. La figure 5 montre un silo à écoulement en semimasse. La partie basse fonctionne en écoulement en



cheminée, définissant une zone morte le long des parois et la partie haute fonctionne en écoulement en masse. Les profils de vitesses obtenus sur notre modèle réduit rassemblés sur un même diagramme



Fig. 3. — Ecoulement en cheminée. Fig. 3. — Funnel flow.







Fig. 5. — Ecoulement en semi-masse. Fig. 5. — Semi-mass flow.

(fig. 6), dessinent les limites géométriques de la cheminée d'écoulement. La courbe limitant l'écoulement permet de distinguer la zone de transition entre l'écoulement en masse et l'écoulement en cheminée. Cette



Fig. 6. – Velocity profiles.

zone de transition constitue un domaine probable de surpression.

Sur le modèle étudié, l'écoulement s'effectue globalement en semi-masse. Nous avons montré les profils de vitesses dans les parties de la cellule où l'écoulement s'effectue respectivement en masse et en cheminée.

Si la plupart des modèles de calcul des efforts de pression supposent l'écoulement en masse à la vidange pour respecter l'équilibre d'une couche horizontale de matière ensilée, il est important de signaler que ce type d'écoulement provoque de fortes pressions durant la vidange. L'avantage d'un silo à écoulement en masse est la facilité d'évacuation de la matière. Ainsi les problèmes de mises en voûte et de ségrégation sont évités.

3. RÉSULTATS DE MESURES SUR SILOS EN VRAIE GRANDEUR A CHARTRES

Nous présentons quelques résultats partiels obtenus sur la base expérimentale de Chartres pour mieux comprendre l'incidence du mode d'écoulement décrit précédemment sur les efforts en paroi.

3.1. Variation des contraintes au cours des phases d'ensilage

L'action de la matière ensilée sur les parois de la cellule est mesurée au moyen de capteurs spéciaux,







mesurant deux composantes de pression : la pression horizontale σx et le frottement τ [1]. La figure 7 décrit l'implantation des capteurs de parois sur les génératrices principales 1 et 3 de la cellule « D » exploitée sur le site de Chartres.

Cette cellule à fond plat avec un élancement 1,25 favorise l'écoulement en cheminée. En effet dès le début de la vidange on voit l'affaissement du cône d'ensilage qui par la suite évolue pour constituer une cheminée d'écoulement.

Les figures 8 et 9 représentent les variations de contraintes horizontales et de frottement obtenues au cours de la vidange pour les différents capteurs de paroi. Sur ces courbes on constate qu'au début de la vidange, les contraintes n'augmentent que légèrement par rapport à celles obtenues à la fin du remplissage. Cette augmentation se fait sentir différemment sur la hauteur de la cellule. Le capteur 5 situé dans la partie basse du silo (niveau 0,651 m), indique une très faible augmentation.

Ces courbes (fig. 8 et 9) indiquent approximativement les zones où la matière en vidange est en mouvement, ou immobile. En effet les capteurs du haut de la cellule (capteur 1, 2, 3), indiquent une augmentation plus significative des contraintes au début de la vidange. Contrairement à l'écoulement en masse cet écoulement (en cheminée), ne provoque pas de grandes pressions à la vidange.

3.2. Détermination du coefficient de pression λ

Le coefficient de pression constitue un paramètre important pour le calcul analytique des pressions dans un silo et également pour la classification des matériaux ensilés employée dans les normes. A partir des mesures de l'effort tangentiel et normal à la paroi, nous avons calculé le coefficient λ en remplissage et en vidange centrée. Les valeurs de λ sont consignées dans les tableaux 1 et 2.

La figure 10, établit qu'au remplissage, le coefficient λ reste pratiquement constant et qu'à la vidange il varie avec la profondeur. Cette variation se fait no-tamment sentir dans la partie supérieure de la cellule.

A la vidange, la forme des courbes de λ en fonction de la profondeur, traduit à notre sens la forme de l'écoulement. Les fortes valeurs de λ correspondent exactement à la zone où la matière est en mouvement et les faibles valeurs de λ correspondent à la zone morte où la matière est en équilibre statique.

3.3. Etat de contrainte au niveau de la paroi

3.3.1. Coefficient de frottement en paroi

Le coefficient de frottement en paroi μ est déterminé directement à partir des mesures, en faisant le rapport de la contrainte τ appelée frottement et de la contrainte normale à la paroi.

Les valeurs obtenues suivant les mesures des génératrices (1) et (3) sont consignées dans les tableaux ci-dessous :

3.3.2. Cercle de Mohr de contrainte en paroi

Il est possible avec les résultats des capteurs de paroi de déterminer l'état de contrainte sur les éléments de matière ensilée en contact avec les parois de la cellule. Pour cela il suffit de porter sur un diagramme les mesures où les valeurs de contraintes horizontales (normales à la paroi) figurent en abscisse et celles du frottement (contrainte tangentielle) en ordonnée. On montre que pour chaque capteur les points représentatifs se trouvent sur une droite de pente A et



Fig. 8. – Variation de øx durant la vidange. Fig. 8. – Variation of øx during discharge.



Pourcentage de vidange

Fig. 9. — Variation de τ durant la vidange. Fig. 9. — Variation of τ during discharge.

Tableau 1 – Valeurs de λ en remplissage et vidange centrée. (génératrice (1))

Table 1 – Values of λ during filling and centric discharge. (generatrix (1))

Génératrice (1)					
Niveau en m	Remplissage	Vidange			
0,00	0,362	0,448			
0,651	0,386	0,482			
1,767	0,436	0,582			
2,883	0,395	0,608			
3,999	0,431	0,597			
5,115	0,420	0,652			
λ moyen	0,405	0,561			

Tableau 2 – Valeurs de λ en remplissage et vidange centrée. (génératrice (3))

Table 2 – Values of λ during filling and centric discharge. (generatrix (3))

Génératrice (3)				
Niveau en m	Remplissage	Vidange		
0,00	0,359	0,406		
0,465	0,375	0,426		
1,581	0,415	0,484		
2,697	0,396	0,468		
3,813	0,420	0,585		
5,929	0,426	0,611		
λ moyen	0,371	0,496		



Fig. 10. – Coefficient de pression en fonction de la profondeur. Fig. 10. – Pressure coefficent along the wall.

d'ordonnée à l'origine B. Ceci apparaît sur la figure 11 pour le seul cas du remplissage. La contrainte de frottement qui s'exerce sur la facette d'un élément de matière s'écrit :

$$\tau = A \sigma x + B$$

$$\tau = \sigma x t \sigma \delta + c$$

La pente A représente le coefficient de frottement en paroi et l'ordonnée à l'origine B représente la cohésion.

Si en remplissage la loi $\tau = \sigma_x \operatorname{tg} \delta + \operatorname{c}$ semble être respectée, la représentation des cercles de Mohr de contraintes (fig. 12) montre la possibilité de détermination des contraintes principales au niveau de la paroi. Par contre à la vidange, il n'est pas possible d'identifier le terme de cohésion et de faire la représentation $\tau = \sigma x \operatorname{tg} \delta + c$. Ceci montre la difficulté de mesure du coefficient de frottement en paroi durant la vidange.

Tableau 3 -	Coefficient de frottement en paroi.
	(génératrice 1)
Table	3 — Wall friction coefficient
	(generatrix 1)

	Génératrice (1)		
Niveau en m	Remplissage	Vidange	
0,651	0,310	0,318	
1,767	0,263	0,304	
2,883	0,309	0,351	
3,999	0,356	0,457	
5,115	0,299	0,390	
μ moyen	0,307	0,364	

Tableau 4 — Coefficient de frottement en paroi. (génératrice 3)

Table 4 — Wall friction coefficient. (generatrix 3)

Génératrice (3)					
Niveau en m	Remplissage	Vidange			
0,465	0,308	0,301			
1,581	0,256	0,273			
2,697	0,306	0,290			
3,813	0,374	0,328			
4,929	0,275	0,368			
μ moyen	0,304	0,312			



Fig. 11. — Contrainte tangentielle en fonction de la contrainte horizontale pour le capteur 2 (génératrice 1). Fig. 11. — Plot of tangential stress against normal stress for transducer 2 (generatrix 1).

4. COMPARAISON ENTRE RÉSULTATS DE MESURES ET DE CALCULS

4.1. Remplissage

Les courbes des figures 13 à 15 donnent la répartition de la contrainte horizontale, verticale et de frottement, le long de la paroi suivant les différentes méthodes (SOLOK (CTICM), WALTERS, norme DIN 64 et DIN 86). Nous avons porté sur ces figures les valeurs moyennes des 13 mesures obtenues à la profondeur z correspondant à la position de chaque capteur. Les caractéristiques de la matière ensilée considérée sont celles recommandées par les normes dans le cas de DIN 64 et DIN 86 pour les modèles SOKOL (CTICM) et WALTERS, les valeurs suivantes sont proposées pour le blé :

$\mu =$	0,327	7	5	coeffic	cien	t de frotteme	ent en paroi
Ø=	26°		ŝ	angle	de	frottement	interne
$\gamma =$	820	daN/m ³	ŝ	poids	vol	umique.	

La comparaison des mesures avec les courbes théoriques fait apparaître une zone à la partie supérieure dans laquelle les valeurs expérimentales de contrainte



Fig. 12. — Etat de contrainte en paroi. Fig. 12. — Wall stresses state.

horizontale et de frottement (fig. 14 et 15) dépassent légèrement les valeurs théoriques de WALTERS [15].

Les courbes de la norme DIN 64 et DIN 86 recouvrent parfaitement les résultats de mesure. Il faut malgré tout remarquer que les courbes des modèles SOKOL (CTICM) et WALTERS sont comprises dans un faisceau assez resserré. La courbe de la DIN 86 s'éloigne considérablement des autres pour les 3 contraintes.

4.2. Vidange

Sur les figures 16 et 17 sont représentées les courbes suivant les modèles de calcul et les points expérimentaux donnant la valeur moyenne des mesures à partir des 5 essais de vidange centrée.

Pour les contraines horizontales (fig. 16), à l'exception de la norme DIN 64 pour laquelle la géométrie de la cellule est favorable, toutes les autres s'éloignent considérablement des points expérimentaux. La courbe du modèle CTICM semble toutefois plus proche des points expérimentaux que la norme DIN 86 et le modèle de WALTERS. Pour la courbe de frottement (fig. 17), on constate comme au remplissage, une zone en partie supérieure du silo dans laquelle les valeurs expérimentales de frottement sont plus élevées que celles définies par le modèle de WALTERS. Par contre dans le bas de la cellule, les valeurs expérimentales sont un peu faibles et par conséquent, recouvertes par toutes les courbes théoriques. La courbe du modèle CTICM semble la plus proche des mesures. Signalons toutefois que la DIN 86 donne des valeurs assez élevées. A partir de ces résultats nous pouvons affirmer que les modèles théoriques et les normes applicables pour les silos dont l'écoulement s'effectue en masse, ne sont pas valables pour les cellules dont la vidange s'effectue en cheminée.

5. CONCLUSION

L'ensemble des résultats obtenus dans cet article concernant la loi de variation des contraintes sur les parois montre que les modèles de calcul appliqués jusqu'à présent, dans le cas de vidange en masse ne peuvent être transposés directement sur la cellule « D », type de cellule à faible élancement. En effet la vidange s'effectue en cheminée et la matière entourant l'écoulement absorbe une partie des efforts qui ne sont donc pas transmis en parois.

Du point de vue expérimental il faut signaler la qualité exceptionnelle de l'outil de travail constitué par la base expérimentale de Chartres. Cette installation sûrement unique au monde, permet grâce à une parfaite méthodologie aujourd'hui entièrement maîtrisée, d'obtenir des résultats fiables permettant une exploitation scientifique la plus complète possible.

Si la cinématique de l'écoulement n'est pas encore totalement analysable sur place il faut espérer dans un proche avenir y parvenir afin :

 de mieux maîtriser les relations entre contraintes et écoulements ;

 de juger le rôle du phénomène de ségrégation des particules en cours de manipulations.



BIBLIOGRAPHIE

- BROZZETTI J. (1989), Description de la base expérimentale d'essais de cellules métalliques de stockage. Présentation du programme d'essais. Revue CTICM n° 2, 1989, pp. 7-17.
- [2] DIN 1055 teil 6 (1964), Deutschenorm. Lastannahmen fur Bauten Lasten in Silozellen. Beuth verlag Gmbh Berlin 30.
- [3] DIN 1055 teil 6 (1986), Deutschenorm. Lastannahmen fur Bauten Lasten in Silozellen. Beuth verlag Gmbh Berlin 30.

- [4] FREESE B. (1977), Druckverthaltnisse in zylindrischen Silozelen, Dissertation Universität Karlsruhe, Tag der mündlichen Prüfung 25.02.1977.
- [5] GAYLORD E.H. et G.H. (1984), Design of steel bins for storage of bulk solids, Prentice-Hall, INC., Englewood Cliffs, New Jersey.
- [6] JENIKE A.W., JOHANSON J.R. (1968), Bin loads. Journal of structural division St4, pp. 1011-1037.
- [7] JENIKE A.W., JOHANSON J.R., CARSON J.W. (1972), Bin loads part 2/3. Concepts Journal of Engng JOHANSON and for industry Feb. 1972.



Fig. 14.







Fig. 17. Fig. 17.

- [8] KHELIL A. (1989), Etude du champ de vitesses et de contraintes dans les silos métalliques. Thèse présentée à l'INPL de Nancy, soutenue le 3 février 1989, pour obtenir le grade de Docteur de l'INPL.
- [9] KOLYMBAS D. (1987), A constitutive law of the rate type for soils and other granular materials. Proceedings Numerical methods in geomechanics, Kosice, May 1987.
- [10] LUMBROSO A. (1977), Bases scientifiques du calcul des enceintes renfermant des massifs pulvérulents et du calcul des silos. Annales de l'ITBTP, série TMC/202, janvier 1977.
- [11] LADE P.V. (1977), Elasto-plastique stress-strain theory for cohesionless soil with curved surfaces, International Journal of Solids structures, vol. 13 (1978), pp. 1019-1035.
- [12] REIMBERT M. et A. (1982), Silos, théorie et pratique. Edition Eyrolles, 1982.

- [13] SAFARIAN S., HARRIS C. (1985), Design and construction of silos and bunkers, Van Nostrand Reinhold 1985.
- [14] SOKOL L. (1984), Bin loads in vertical silos. International journal of bulk solids in silos, vol. 1, n° 1, 1984.
- [15] WALTERS J.K. (1973), A theoritical analysis of stresses in silos with vertical walls. Chemical Engng. Sc, vol. 21, 1973, pp. 13-21.

REMERCIEMENTS

Cette étude s'inscrit dans l'ensemble des travaux entrepris par le Ministère de la Recherche et de la Technologie en liaison avec le CTICM et les organismes professionnels des industries céréalières et de la construction métallique.



pertinence d'essais sur modèle réduit en centrifugeuse pour l'étude du comportement d'un silo métallique céréalier

pertinence of centrifuge model tests for the study of the behaviour of grain silos

J.-F. CORTÉ, P. LEPERT

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*

Rev. Franç. Géotech. nº 52, pp. 27-36 (juillet 1990)

Résumé

L'article présente les résultats d'une série d'expériences faites sur un modèle réduit en centrifugeuse, à l'échelle 1/10^e, d'un silo à céréales. La comparaison entre les observations faites sur l'ouvrage grandeur réelle et celles obtenues sur le modèle permet d'apprécier la valeur de la modélisation et les perspectives ouvertes par les essais sur modèles en centrifugeuse pour l'étude des silos et des écoulements en milieu granulaire.

Abstract

The paper presents the results of a series of experiments on a centrifuge model at a 1/10th scale of a grain silo. The comparison between observations made on the fullscale structure and those made on the model enables to assess the value of the modelling and the perspectives opened to centrifuge model testing for the study of silos and of granular flows.

* Centre de Nantes, BP 19, 44340 Bouguenais.

1. INTRODUCTION

Les travaux présentés dans cet article ont été menés dans le cadre d'une action de recherche concertée sur le comportement des silos métalliques sous l'action de la matière ensilée (BROZZETTI, 1989). Le principal outil de recherches, bâti spécialement à cet usage, était constitué par un ensemble de quatre cellules grandeur réelle situées à Chartres. Les expérimentations sur ouvrages réels étant onéreuses, et lourdes de mise en œuvre, il fut décidé d'intégrer au programme général de recherche des études sur modèle réduit en centrifugeuse. L'objectif fixé à cette partie du programme était d'évaluer la qualité de la similitude, ce par référence aux résultats obtenus sur l'une des structures réelles de la base prise comme prototype, et par là-même de préciser objectivement les possibilités d'emploi de la modélisation en centrifugeuse pour l'étude des silos céréaliers.

Les études sur modèle réduit de problèmes d'écoulement en silos ou trémies ont été assez nombreuses dans le passé. Mais la plupart de ces essais furent menés sous gravité naturelle, ce qui ne permettait pas de satisfaire convenablement aux conditions de similitude même approchées. C'est certainement la raison principale pour laquelle ces études n'ont pas été souvent concluantes. L'utilisation de la centrifugeuse, comme moyen de reproduire correctement dans le modèle les forces de masse avait déjà été retenue au Danemark mais avec des corps d'épreuve de très petite taille (décimétrique). Les essais concernaient des silos en béton contenant des céréales ou des poudres (MUCH ANDERSEN et NIELSEN, 1984, 1986). Une seule étude semble avoir été faite avec un modèle de silo métallique, en vue de discuter les propositions de Jenike sur l'écoulement de poudres, plus ou moins cohérentes, par un silo à trémie (KRISTIANSEN et al., 1988). Dans ces différents cas malheureusement aucun rapprochement n'a pu être fait avec des mesures obtenues sur ouvrage réel. Cette comparaison avec une structure grandeur nature est l'un des traits d'originalité de l'étude menée par le LCPC.

Les résultats ont été présentés par LEPERT et CORTÉ (1989), on en reprend ici les aspects principaux.

2. LA MODÉLISATION EN CENTRIFUGEUSE

2.1. Principe

Le comportement des matériaux ensilés n'est généralement pas linéaire, mais dépend du niveau de chargement auquel ils sont soumis. Aussi, une expérience sur modèle réduit physique ne sera représentative du comportement de l'ouvrage vraie grandeur que si l'on parvient à reproduire en tout point du modèle, les contraintes et déformations existant au point homologue de la structure réelle. Les matériaux utilisés dans le modèle devant exhiber les mêmes comportements que ceux de l'ouvrage prototype, ceci conduit, chaque fois que possible, à retenir dans les deux cas les

	-				1	wa D	N 245370 DA 1425
Table	1.	÷	Scale	factors	for	the	similitude
Tableau	1.		Facteu	rs d'éci	helle	de	la similitude

Grandeurs	Facteur d'échelle
Longueur, distance	10 ⁻¹
Temps	10-1
Vitesse	1
Accélération	10
Masse volumique, densité	1
Débit massique	10 ⁻²
Contrainte, pression	1
Force	10-2
Déformation	1

mêmes matériaux. Lorsque l'action des forces de masse est prépondérante, on peut chercher à satisfaire aux conditions de similitude en plongeant le modèle dans un champ de pesanteur accru, ce, par l'intermédiaire d'une centrifugeuse. Les facteurs d'échelle s'appliquant aux différentes grandeurs mécaniques, pour cette similitude, sont listés dans le tableau 1. Pour une discussion plus approfondie, le lecteur pourra se reporter à CORTÉ (1989b).

2.2. Application aux silos céréaliers

Dans l'analyse du comportement de la matière ensilée, le milieu pulvérulent est en interaction avec le fluide interstitiel qui peut avoir une influence importante sur les champs de contrainte et de déformation du squelette des grains.

L'étude des conditions de similitude doit donc a priori être menée sur le milieu diphasique en traduisant que sont représentés correctement les comportements du fluide et du milieu pulvérulent ainsi que leurs interactions. Cette étude théorique a été faite par NIELSEN (1987) à partir des équations générales de la mécanique appliquées aux phases solide et fluide.

Une similitude complète nécessiterait en premier lieu que la taille des particules ensilées soit réduite dans le même rapport que les dimensions du silo. Dans l'impossibilité de disposer de céréales de taille réduite ayant le même comportement rhéologique que le blé utilisé dans le silo de la base de Chartres, il a été décidé de conserver ce dernier matériau, et d'accepter une distorsion d'échelle sur la taille des grains. Cette distorsion n'introduira pas de biais pour les phénomènes dont la dimension caractéristique est grande devant la taille des grains. Dans les autres cas, ce sont les résultats des expériences et la comparaison avec les observations faites sur la cellule prototype qui fourniront les éléments de jugement.

La conservation des mêmes matériaux (grains de taille réduite et fluide), et l'adoption d'un champ de pesanteur accru dans le rapport inverse de l'échelle des longueurs ne suffisent pas dans le cas général pour garantir que la similitude soit correcte.

En effet, si le fluide est doté de viscosité et/ou si le milieu pulvérulent a un comportement dépendant du temps (fluage par exemple) certaines incompatibilités

apparaissent dans les relations faisant intervenir le facteur temps.

Le choix de l'échelle des temps dépendra donc de la nature de la matière ensilée et de la vitesse des opérations de remplissage et de vidange. Il n'y aura de similitude satisfaisante que si deux phénomènes, diversement fonction du temps, n'ont pas la même importance concurrement.

Dans le cas présent, la matière ensilée retenue (blé) présentant une grande perméabilité vis-à-vis des mouvements d'air interstitiel, et la loi de comportement étant peu affectée par le facteur temps, il a été considéré que les phases de remplissage et de vidange étaient contrôlées par les forces d'inertie, et qu'on pouvait admettre que les essais en centrifugeuse se déroulaient en similitude de vitesse.

3. LA CENTRIFUGEUSE DU LCPC

Les essais en centrifugeuse ont été réalisés sur le moyen d'essai du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées installé sur le centre de Nantes (fig. 1). Une description de cette installation et des équipements annexes peut être trouvée dans (CORTÉ et GARNIER, 1986 ; CORTÉ, 1989a). Nous rappelons simplement ici que :

 la longueur du bras (5,50 m) permet de limiter à quelques % les variations relatives du champ d'accélération centrifuge entre deux points quelconques du modèle; le corps d'épreuve est placé dans une nacelle pivotant librement en extrémité du rotor ce qui assure qu'à tout moment la résultante de l'accélération centrifuge et de la pesanteur coïncide avec la verticale du modèle;

- la nacelle permet d'embarquer des modèles de plus de 2 m³ et d'une masse de 2 000 kg pour des accélérations allant jusqu'à 100 g ;

— enfin, un ensemble complet de liaisons électriques et fluides permet en cours de rotation le transfert des mesures effectuées sur le modèle et la commande à distance du fonctionnement d'équipements embarqués dans la nacelle avec le corps d'épreuve.

4. L'OUVRAGE ÉTUDIÉ

4.1. Le silo prototype

L'ouvrage prototype servant de référence est la cellule D de la base expérimentale. C'est une structure cylindrique de 7,50 m de haut et de 6 m de diamètre (fig. 2). La paroi est formée d'un ruban métallique de 7 mm d'épaisseur enroulé selon une spirale ascendante et sertie. Un toit conique est fixé au sommet par plusieurs pattes sur la tôle. L'ensemble repose simplement dans une rigole aménagée dans la dalle en béton formant le fond. L'extraction de la matière ensilée peut être effectuée par gravité ou par l'intermédiaire d'une vis sans fin. Le moteur d'extraction est disposé au centre, protégé par un carter. Il existe sur une dalle de fond un second orifice excentré par



Fig. 1. — La centrifugeuse du LCPC. Fig. 1. — LCPC Centrifuge.



Fig. 2. — La cellule D, silo prototype de référence pour cette étude. Fig. 2. — Cell D, reference prototype silo for this study.

lequel il ne peut être procédé qu'à des vidanges gravitaires.

4.2. Le modèle réduit

Dans le choix de la taille du modèle réduit, on a choisi le plus grand corps d'épreuve possible compte tenu des dimensions de la nacelle de la centrifugeuse, afin de minimiser les distorsions dues à la non réduction de la taille des grains. Ceci a conduit à la réalisation d'un modèle à l'échelle du dixième, soit le plus grand modèle de silo en similitude jamais étudié en centrifugeuse.

Pour que le modèle réduit fournisse des résultats valides, il faut que la maquette soit fidèle. Cependant dans la mesure où l'on ne s'intéresse qu'à des comportements globaux de la structure et aux mouvements au sein de la matière ensilée, et non à des aspects attachés à des singularités locales (assemblages des tôles par exemple), il n'est plus nécessaire de reproduire sur le modèle réduit tous les détails des dispositions constructives. Certaines simplifications seront donc introduites, mais l'incidence des hypothèses faites sera établie expérimentalement par quelques essais particuliers.

La figure 3 représente le montage expérimental réalisé. L'enveloppe du silo est faite d'une tôle d'acier E 24 roulée, de 0,4 mm d'épaisseur. Cette virole est posée dans une gorge usinée dans une plaque métallique épaisse formant le fond du silo. La plaque de fond est percée de deux trous circulaires pour la vidance, l'un centré, l'autre proche de la paroi, dont le diamètre pouvait être varié de 25 à 65 mm.

Pour certains essais la présence du toit a été simulée par un anneau disposé en couronnement de l'enveloppe et lui conférant la même raideur que la structure du toit.

L'encombrement du dispositif d'extraction a été partiellement reproduit pour certains essais, en modélisant le carter central de protection, la vis n'a par contre pas été représentée.

L'ouverture de l'orifice de vidange est assurée en cours de rotation par la télécommande d'un vérin



Fig. 3. – Schéma du modèle du silo D. Fig. 3. – Schematic of the model of silo D.

pneumatique placé sous la plaque de fond. Le modèle du silo reposait sur trois colonnes laissant un libre écoulement du blé en vidange. La figure 4 donne une vue de la maquette installée dans la nacelle de la centrifugeuse.

5. L'INSTRUMENTATION DU MODÈLE

Quarante cinq jauges extensométriques, dont 14 jauges de flexion ont été placées sur la face externe de l'enveloppe selon 4 génératrices. Trois pesons mesuraient le poids du silo ce qui permettait d'en déduire le débit de vidange.

Deux capteurs de pression totale furent disposés sur le fond. Ces derniers s'avèreront donner des informations erronées en dépit des précautions prises pour leur mise en place ; il ne sera donc pas fait état ici de valeurs de pression sur le fond.

Un ensemble d'expériences préliminaires a servi à une vérification et à un étalonnage des moyens de mesure. Les essais de vidange étaient généralement répétés jusqu'à 5 fois pour s'assurer de la reproductibilité



Fig. 4. - Vue de la maquette placée dans la nacelle de la centrifugeuse. Fig. 4. - View of the model placed in the nacelle of the centrifuge.

des mesures et des observations, et afin de réduire l'incidence des variations aléatoires par des moyennes.

6. RÉSULTATS DES EXPÉRIENCES EN CENTRIFUGEUSE ET COMPARAISON AVEC CEUX OBTENUS SUR LE SILO RÉEL

Les expériences faites sur la cellule D avec du blé, servant de référence pour les essais sur modèle, sont

présentés par KHELIL et al. (1989) pour les vidanges centrées.

6.1. Incidence des simplifications géométriques apportées au modèle

Certaines caractéristiques de la cellule D avaient été représentées de façon simplifiée :

le toit ;

— le relief de la paroi dû au sertissage des spires successives du ruban métallique.

Différents essais destinés à encadrer l'influence de ces aspects :

 essais avec adjonction d'une lierne de couronnement pour simuler la rigidité apportée par le toit ;
 essais avec paroi lisse et paroi encollée de grains ;

n'ont montré aucune influence notable sur le mode d'écoulement, le débit ou les mesures de déformation sur les parois.

6.2. Mode d'écoulement de la matière ensilée

Pour l'ensemble des essais réalisés, que la vidange soit centrée ou excentrée, le blé s'est écoulé selon un mode dit en « cheminée ». Cette observation faite sur le modèle s'accorde pleinement avec celles relatées sur la cellule D. La visualisation de l'écoulement réalisée sur le modèle a permis de plus de préciser l'évolution de la forme de la surface libre et le mouvement des grains au sein du silo (fig. 5).



Fig. 5. — Evolution de la surface libre des grains en cours de vidange. Fig. 5. — Evolution of the top surface of the grains during discharge.

6.3. Débit de vidange

La figure 6 montre que le débit de vidange garde une valeur constante pendant toute la durée de celle-ci. Ce résultat remarquable, en accord avec les résultats des pesées en continu faites sur la base, a été observé pour l'ensemble des essais sur modèle.



 Fig. 6. — Variation dans le temps de la masse ensilée en cours de vidange.
 Fig. 6. — Variation with time of the weight of grains in the silo during discharge.

Les expériences faites avec modélisation du carter de protection du système d'extraction ont montré que cette disposition entrainait des pertes de charges importantes au niveau de l'orifice de vidange. Par comparaison avec l'écoulement direct à travers l'orifice central non protégé, le débit s'est trouvé réduit dans un rapport de 10.

La taille du modèle réduit réalisé (diamètre du silo de l'ordre de 100 fois la longueur d'un grain de blé et de 200 fois son épaisseur) était telle que la dimension des grains restait faible devant celles des masses en mouvement survenant dans la matière ensilée qui pouvait être assimilée à un milieu continu. En revanche, la dimension des grains n'apparaissait plus négligeable par rapport à celle de l'orifice de vidange et l'effet de la taille des grains sur le débit de céréales extraites sur le modèle réduit a fait l'objet d'un examen spécifique.

Une relation liant débit diamètre de l'orifice de vidange et taille des grains a été établie en combinant résultats d'expérience et analyse dimensionnelle, selon la démarche suivante.

On suppose que le débit massique ${\rm Q}$ obtenu lors des essais sur modèle en centrifugeuse est une fonction :

− du diamètre Ø de l'orifice de vidange ;

— de l'accélération centrifuge γ à laquelle est effectuée l'essai ;

- d'une grandeur caractéristique définissant la taille des grains d.

Q ayant pour forme :

$$Q = \lambda \varnothing^{a} \gamma^{b} d^{c}$$
(1)

En l'absence de phénomène de viscosité significatif lors de ces opérations de vidange, les essais en centrifugeuse sont considérés se dérouler en similitude de vitesse. Par suite, les facteurs d'échelle γ^* et Q* vérifient :

$$\gamma^* = 1^{*-1}$$
 (2)

$$Q^* = 1^{*2}$$
 (3)

L'homogénéité de la relation (1) implique alors que les exposants a, b et c satisfassent à l'égalité :

$$a = c - b = 2$$
 (4)

Des essais effectués en faisant varier le diamètre de l'orifice de vidange et la valeur de l'accélération centrifuge ont montré que le débit massique était une fonction \varnothing^3 et de $\gamma^{0.5}$.

Par suite, l'égalité (4) conduit à c = -0.5, soit pour l'expression du débit massique :

$$Q = \lambda \varnothing^3 \lambda^{0.5} d^{-0.5}$$
(5)

Cette relation valable pour le blé étudié et pour de faibles diamètres (quelques centimètres) qui sont ceux des essais sur modèles réduits, a fournit pour les essais en centrifugeuse un moyen de tenir compte du biais attaché à la non réduction de la taille des grains pour l'estimation du débit de vidange de l'ouvrage prototype (LEPERT et al., 1989).

6.4. Les sollicitations dans l'enveloppe métallique

Les déformations de l'enveloppe métallique en cours de vidange ont été obtenues à l'aide des jauges extensométriques. De ces mesures ont été déduites des variations de contraintes par rapport à l'état initial correspondant à la situtation du silo rempli, immédiatement avant le début de la vidange.

Compte tenu de la faible hauteur du silo et de l'épaisseur de l'enveloppe, les déformations mesurées étaient souvent faibles (quelques dizaines de micro-déformations au total), parfois à la limite de résolution. Cette observation s'applique particulièrement aux mesures de déformations verticales. Du fait de l'impossibilité d'étalonner correctement ces dernières, il convient d'être prudent dans l'exploitation des valeurs absolues de ces mesures.

En dépit de ces conditions peu favorables, la bonne répétitivité des mesures et le respect des symétries observé (problème de révolution en vidange centrée), permettent de considérer comme significatifs les phénomènes relevés.

Les figures 7 et 8 présentent un exemple typique d'évolution des contraintes horizontale et verticale dans l'enveloppe vers la base du silo lors d'une vidange centrée. Ces mesures montrent qu'au début de la vidange, il se produit un léger accroissement de solli-


Fig. 7. — Evolution de la contrainte horizontale dans la paroi du modèle au niveau inférieur lors d'une vidange centrée. Fig. 7. — Evolution of the horizontal stress in the model envelope at the lower level during discharge.



Fig. 8. — Evolution de la contrainte verticale dans la paroi du modèle au niveau inférieur lors d'une vidange centrée. Fig. 8. — Evolution of the vertical stress

in the model envelope at the lower level during discharge.

citations dans l'enveloppe. Ce phénomène provenant d'une redistribution partielle des contraintes dans la matière ensilée est également discernable sur les mesures faites sur la cellule D de la base (fig. 9) et les ordres de grandeur sont comparables.

Les incertitudes relatives importantes sur les mesures de déformations verticales compte tenu de leur très faible amplitude soulignée plus haut et la défaillance des mesures de pression n'ont malheureusement pas permis d'évaluer de manière fiable sur le modèle les profils de variation avec la hauteur du coefficient de frottement mobilisé sur les parois, et du rapport des pressions σ_h/σ_v .

Sur d'autres questions, les constatations faites sur le modèle concordent remarquablement avec celles faites par KHELIL et al. (déjà cité) que nous reproduisons ici :

- « les vitesses de vidange (variées sur le site de 15 t/h à 200 t/h et sur le modèle dans un rapport de 1 à 15) n'ont pas eu d'influence significative sur le comportement de la matière » ;



Fig. 9. — Evolution de la contrainte horizontale au tiers inférieur de la paroi du silo prototype lors d'une vidange gravitaire centrée.
Fig. 9. — Evolution of the horizontal stress at the lower third in the envelope of the prototype silo during a centered discharge.

— « les arrêts de vidange n'ont pas eu de conséquence notable sur l'enveloppe des actions excercées pendant la vidange sur le site ». Aucun phénomène particulier n'a été observé sur le modèle lorsque la vidange fût interrompue puis reprise, sans arrêter la centrifugeuse ;

— « lors de la vidange gravitaire excentrée, la pression exercée par la matière sur la paroi proche de l'orifice a été réduite de 60 à 70 % par rapport à la pression sur le reste de la paroi... Cette perturbation de la pression reste très locale ». La figure 10 obtenue sur modèle montre qu'en vidange excentrée, il se produit au voisinage de l'orifice de vidange une décharge rapide significative de la pression, qu'accompagne une très nette augmentation de la contrainte de compression verticale dans l'enveloppe. Effectivement sur modèle aussi, cette perturbation était localisée à la zone la plus proche de l'orifice de vidange ;



Fig. 10. — Evolution de la contrainte horizontale au pied de la génératrice du modèle le plus proche de l'orifice de vidange lors d'une vidange excentrée.

Fig. 10. — Evolution of the horizontal stress at the bottom of the envelope close to the discharge aperture during an off-centered discharge.

— lors du déclenchement de la vidange aucun transitoire de pression (« switch ») n'est enregistré. Sur modèle l'existence de ce phénomène a été recherchée en auscultant quelques voies avec une fréquence d'échantillonnage élevée de 1 kHz, aucun phénomène de « switch » n'a été noté.

7. CONCLUSIONS

L'étude qui a été réalisée dans le cadre du projet sur le comportement des silos métalliques a permis d'établir que les essais sur modèle réduit en centrifugeuse constituaient une approche expérimentale bien maîtrisée et susceptible de fournir des résultats représentatifs de situations observées sur ouvrage grandeur réelle.

En cela, les travaux ouvrent de nouvelles perspectives pour l'étude de différentes configurations de silos céréaliers ou afin de mieux connaître les sollicitations qui se développent en phases d'exploitation.

Sous l'angle scientifique, les essais sur modèle réduit en centrifugeuse avec utilisation de prise de vues vidéo et des techniques de traitement d'images sont un moyen d'accès à la connaissance particulièrement intéressant pour l'analyse des modes d'écoulement et la détermination des trajectoires au sein de la matière ensilée, observations pratiquement impossibles à faire sur un ouvrage réel.

BIBLIOGRAPHIE

 BROZZETTI J. (1989), Recherches sur le comportement des silos métalliques sous l'action de la matière ensilée. Présentation des objectifs et des moyens. Construction métallique n° 2, pp. 5-6.

- CORTÉ J.-F. (1989a), L'essor de la modélisation en géotechnique. Revue Française de Géotechnique, n° 48, pp. 7-13.
- CORTÉ J.-F. (1989b), Rapport général. Session 11. XII^e Congrès International de Mécanique des Sols et Travaux de Fondations. Rio de Janeiro. Tome IV. Balkema (à paraître).
- CORTÉ J.-F., GARNIER J. (1986), Une centrifugeuse pour la recherche en géotechnique. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n° 146, pp. 5-28.
- KHELIL A., SOKOL L., ROTH H. (1989), Comparaison des résultats in situ avec différents modèles globaux d'évaluation des pressions sur les parois. Construction métallique n° 2, pp. 51-64.
- KRISTIANSEN N.O., MUNCH ANDERSEN J., NIELSEN J. (1988), A centrifuge study of load and flow conditions in silos with cohesive media. Proc. Centrifuge'88. Ed. J.-F. Corté, Balkema, pp. 593-600.
- LEPERT P., CORTÉ J.-F. (1989), Etude d'un silo métallique en centrifugeuse. Construction métallique n° 2, pp. 97-104.
- LEPERT P., RANAIVOSON D., GOURDON J.-L. (1989), Centrifuge modelling of the flow of a granular medium. Proc. International Conference on Micromechanics of Granular Media. Clermont-Ferrand, Balkema, pp. 477-484.
- MUNCH ANDERSEN J., NIELSEN J. (1984), Use of physical silo models. International Seminar on Design of concrete Structures and Use of Model Analysis, Watford, England.
- MUNCH ANDERSEN J., NIELSEN J. (1986), Size effects in slender grain silos. International Journal of Storing and Handling Bulk Materials, Vol. 6, n° 5.
- NIELSEN J. (1977), Model law for granular media and powders with a special view to silo models. Archives of Mechanics, 29,4, pp. 547-560, Varsovie, 1977.

coulabilité des matériaux agro-alimentaires

flowability of food products

M.-P. LUONG

CNRS-LMS Ecole Polytechnique*

Rev. Franç. Géotech. nº 52, pp. 37-49 (juillet 1990)

Résumé

Le stockage en silo des produits granulaires en vrac génère toute une classe inhabituelle de problèmes de rupture à la fois structurale et fonctionnelle principalement dus à la méconnaissance de la rhéologie de la très grande variété des matériaux ensilés. La connaissance de leur comportement rhéologique autorise une meilleure estimation des efforts et des pressions sur les parois. Les méthodes actuelles de dimensionnement sont souvent basées sur les hypothèses des grains constitutifs rigides et d'un comportement macroscopique parfaitement plastique, seulement valables pour une catégorie particulière de matériaux. Cette communication propose une caractérisation de quelques produits agro-alimentaires en paramètres rhéologiques obtenus sur trois types de trajet de chargement. La notion de seuil caractéristique ou seuil de désenchevêtrement de la structure granulaire s'est révélée tout à fait adaptée, si ce n'est indispensable pour analyser le degré de coulabilité des matériaux ensilés.

Abstract

Silo storage of bulk materials generates an unusual class of both structural and functional failure problems, mainly caused by a misunderstanding of the rheology of the great variety of stored materials. The knowledge of their rheological behaviour permits a better evaluation of loads and stresses on the silo walls. The design methods in use are often based on simplified assumptions such as rigid grains and perfect plasticity for the macroscopic behaviour, only valid for a particular type of bulk materials. This paper proposes a rheological characterization of some granular food products on three types of loading path using the conventional triaxial cell. The characteristic state concept or disaggregation threshold of the granular structure reveals to be quite suitable and indispensable for examining the flowability of the stored bulk materials.

* 91128 Palaiseau Cedex.

1. INTRODUCTION

Le stockage en silo des produits granulaires en vrac génère toute une classe inhabituelle de problèmes de rupture à la fois structurale (pliage, flambage, fissuration, voire fendage et effondrement des parois) et fonctionnelle (formation des voûtes, des cavités, de cheminée ou de noyau au sein du matériau ensilé et surtout difficulté, voire impossibilité d'extraire le produit stocké).

Les estimations des efforts et des pressions sur les parois du silo sont souvent incertaines, hasardeuses et généralement basées sur des notions empiriques simplificatrices parfois peu évidentes, vu la très grande diversité des matériaux en vrac à ensiler.

L'objet de cette étude est tout d'abord une détermination expérimentale du comportement rhéologique des matériaux ensilés sur différents trajets de chargement simulant les conditions de remplissage et de vidange du silo, en vue d'obtenir des paramètres utilisables dans une modélisation numérique.

En même temps, l'analyse des mécanismes de déformation de ces matériaux tout au long du chargement permet de préciser le concept d'un état caractéristique d'enchevêtrement ou de désenchevêtrement de la structure granulaire par rapport au seuil d'écoulement maximal. Cette approche rhéologique, tant au niveau granulaire qu'au niveau macroscopique, présente l'avantage d'interpréter à la fois le mécanisme de mobilisation des efforts dans les parois du silo et les phénomènes de coulabilité extrêmement importants pour le choix d'un organe d'extraction « ad hoc ».

Nous nous proposons d'examiner le comportement rhéologique de quelques matériaux agro-alimentaires comme du blé, du riz en paddy, des haricots ou du colza à l'appareil triaxial cylindrique sous différents trajets de chargement, à confinement radial constant et à contrainte moyenne constante.

2. CALCULS DES PRESSIONS DANS LES SILOS

Les charges qu'exercent la matière stockée dans les silos ont fait l'objet d'études, de recherches et d'essais [3, 4, 11, 12, 22] dans le monde entier depuis que l'homme a cherché à emmagasiner des produits en vrac en vue des périodes moins propices à la production.

Les méthodes conventionnelles de détermination du champ de contraintes dans les silos sont généralement basées sur l'équilibre limite d'un milieu bidimensionnel rigide plastique avec un critère de rupture sans tenir compte des caractéristiques rhéologiques des matières ensilées. Utilisant des notions d'états actif ou de poussée et passif ou de butée de Rankine, et négligeant les conditions aux limites, de nombreux auteurs ont essayé de façon classique de déterminer, sans convaincre, l'état de contrainte sur la paroi. La méthode des lignes caractéristiques déduites des équations d'équilibre et du critère de rupture n'est pas plus convaincante dans l'hypothèse de déformation plane, car les trois équations du problème mathématique suffisent à déterminer les trois inconnues qui décrivent l'état de contrainte à l'équilibre limite au sein des matériaux ensilés, quelle que soit leur déformabilité pourvu qu'ils aient le même critère de rupture. Ces diverses méthodes donnent des résultats numériques ne dépendant que du poids volumique, du frottement interne des matériaux ensilés et de la rugosité relative de la paroi du silo. Elles sont donc tout à fait utiles dans les cas où ces différents paramètres suffisent à caractériser l'état rhéologique du matériau ensilé sans trop s'écarter de la réalité.

L'existence des forces de frottement de la matière ensilée sur les parois s'opposant aux forces de gravité du produit a amené JANSSEN dès 1895 à formuler la théorie de voûte [11] applicable au silo vertical de section constante et de longueur indéfinie, rempli de matière pulvérulente incompressible. Cette méthode simplificatrice considère l'équilibre statique d'une tranche horizontale de matériau pesant et frottant sur les parois du silo. Elle constitue la base des techniques conventionnelles de dimensionnement des silos. Par la suite, CAQUOT et KÉRISEL [4] ont donné une solution mécaniquement plus cohérente. Ces diverses méthodes utilisent la notion d'un rayon moyen au sens hydraulique égal au rapport de l'aire transversale au périmètre, c'est-à-dire admettant implicitement un écoulement homogène en masse du matériau ensilé.

Expérimentalement de nombreuses études tant à l'étranger qu'en France ont montré que les pressions sur les parois varient avec le temps et que les opérations de vidange de quantité infime de produit changent les valeurs des efforts dans des proportions très importantes. Il en est de même au cours des processus de fonctionnement du silo en remplissage ou en vidange. Les sollicitations exercées sur les parois dépendent de la forme, du fond et du mode d'écoulement à la vidange et d'après la position des orifices. En outre, il a été très facile de constater que la distribution des efforts varie d'une façon extrême s'il s'agit de matériaux compressibles comme les matériaux agro-alimentaires, ou de matériaux dilatants comme le charbon pulvérisé, le ciment, la chaux ou le gypse, ou les minerais durs à gros grains anguleux. Ces constatations expérimentales mettent en évidence l'influence déterminante du comportement rhéologique des matériaux en vrac à ensiler dans la détermination des efforts à considérer pour le dimensionnement d'un silo.

3. ÉTAT CARACTÉRISTIQUE D'UN MATÉRIAU GRANULAIRE

L'analogie du comportement rhéologique des métaux et des sols, caractérisée par le palier de charge sur la courbe contrainte-déformation (fig. 1), a suggéré le



Fig. 1. — Analogie de comportement métal-sol. Fig. 1. — Similarity of metal-soil behaviour.

concept d'un état idéalisé du sol appelé « Etat Critique » [21] pour modéliser le comportement des sols sableux ou argileux à l'état ultime qu'ils peuvent atteindre en grandes distorsions lors de la rupture à volume constant.

La théorie de la dilatance [20] pour des matériaux frottants est fondée sur une approche différente à partir d'une modélisation du glissement relatif des grains formant la structure du matériau, dans le domaine des premières déformations et jusqu'à la rupture. Cette approche du comportement des sables se base en particulier sur une écriture du bilan d'énergie qui se réalise lors d'un chargement monotone dans les conditions de symétrie de l'appareil triaxial classique de révolution. Elle associe, directement à une inclinaison des contraintes définie par l'angle de frottement mobilisé, une vitesse de déformation volumique nulle sous cisaillement. Elle généralise ainsi le résultat utilisé dans la théorie de l'état critique pour décrire l'état ultime permanent du matériau frottant.

Ces deux approches du comportement des sols sableux sous chargement monotone, directement reliées à la déformation plastique des matériaux, prennent naissance à partir d'une modélisation du comportement de ces matériaux dans le domaine des grandes déformations, soit à l'état ultime, soit principalement dans la phase de dilatance, au voisinage d'un maximum éventuel de chargement.

Pour rendre compte du comportement des matériaux au cours des processus de stockage en silo au remplissage ou à la vidange, il est nécessaire d'approfondir ce premier stade d'étude en s'intéressant aux mécanismes de déformation couplés à la fois en volume et en distorsion du matériau tout au long de l'histoire du chargement, et non seulement à la rupture en grandes déformations. En effet, au cours des opérations de remplissage et de vidange, les déformations dépendent de l'état de contrainte, de l'anisotropie induite lors des chargements antérieurs et, surtout des mécanismes d'enchevêtrement et de désenchevêtrement à rigidité volumique imposée par les dimensions du silo, qui autorisent ou non la coulabilité des matériaux ensilés, nécessaire pour une extraction aisée.

3.1. Mécanismes de déformation

Un matériau granulaire en vrac comme le blé, le riz en paddy, le haricot ou le colza peut être considéré comme un assemblage de grains en contact neutre les uns avec les autres : le tout forme une structure globale créée à partir de la superposition des éléments de base présentant des propriétés physiques particulières : texture relative au degré de finesse et d'uniformité du matériau, sphéricité ou formes allongées, rugosité, adhérence, accrochage par des liaisons en nombre variable avec la contrainte moyenne, compressibilité, etc.

Le comportement mécanique de ces matériaux ne peut s'expliquer que par cette propriété constitutive et de ce fait à deux niveaux différents :

 d'une part, au niveau du grain élémentaire où la liaison grain-à-grain dépend essentiellement de la déformabilité du matériau, de sa texture superficielle, de sa susceptibilité au taux d'humidité et de sa forme;

 d'autre part, au niveau de la structure formée par l'ensemble des grains pouvant se grouper en agrégats ou parcelles plus ou moins orientés.

Quand les particules d'un agrégat stable n'adhèrent pas les unes aux autres, elles sont disposées suivant une structure élémentaire dans laquelle chaque grain est en contact avec plusieurs de ses voisins. Suivant l'arrangement, une structure élémentaire peut être plus ou moins compacte. Les matériaux à éléments fins peuvent être stables même lorsque les grains sont en contact en très peu de points, pourvu que l'adhérence entre les grains soit du même ordre de grandeur que le poids des grains : c'est le cas de la structure en nid d'abeilles. Les grains les plus gros sont parfois capables de former un squelette dont les interstices sont remplis par un agglomérat relativement meuble des constituants plus fins du matériau : cet arrangement donne une structure en squelette. Il existe des structures mottées formées de mottes élémentaires plus compactes. Les grains plats ou allongés peuvent former des structures fortement anisotropes. Les particules filiformes présentent une structure souvent lâche, mais à enchevêtrement maximal. Enfin, certains matériaux constitués de grains identiques polygonaux sont caractérisés par un arrangement susceptible aux blocages géométriques.

Ces deux niveaux, microscopique et macroscopique, ne sont pas totalement indépendants : leurs propriétés fondamentales devraient être exprimées au niveau le plus restreint, c'est-à-dire en fonction des propriétés d'un grain élémentaire en contact avec ses voisins. Une telle approche repose sur la modélisation des contacts intergranulaires. La forme allongée des particules favorise des mécanismes de flexion des grains qui se traduisent au niveau global par une très forte compressibilité quasi réversible (fig. 2).

Les déformations irréversibles globales proviennent essentiellement des modifications de la structure du matériau étudié. Pour schématiser ces principaux mécanismes de déformation, il est possible d'envisager principalement :



 Fig. 2. — Mécanismes de déformation réversible des particules oblongues entraînant une diminution de l'angle d'incidence des forces de contact.
 Fig. 2. — Mechanisms of reversible deformation of oblong particules inducing a decrease of incidence angle of contact forces.

un serrage des grains les uns sur les autres ;

 un déplacement relatif de ces grains les uns par rapport aux autres, associé le plus souvent à une rotation de ceux-ci ;

- une déformation des particules ;
- un écrasement des grains ;

— une modification physico-chimique du produit agro-alimentaire par variation d'ambiance hygrométrique ou thermique.

Dans un domaine de contrainte limité, la rupture ou l'écrasement des grains d'un matériau siliceux en compression est peu probable ou non significative ; celle des grains agro-alimentaires, par contre, est probable, due à une localisation des efforts. Les mécanismes prépondérants de déformation irréversible seront donc constitués par le serrage des grains, en particuler lors de la phase initiale de chargement du matériau, et essentiellement par le réarrangement des grains lors des déplacements relatifs dans le cas d'un changement de trajet de sollicitation. La rotation des grains susceptible d'accompagner le réarrangement de la structure peut être associée à une réorientation de celleci ; elle peut créer dans un échantillon une anisotropie de structure induite par la déformation.

Les mécanismes de réarrangement des grains, de caractère purement géométrique, peuvent induire dans le matériau des déformations volumiques irréversibles importantes, en particulier lors d'une phase de dilatance lorsque les forces de glissement qui agissent sur les grains deviennent suffisantes pour provoquer un désenchevêtrement de la structure du matériau.

3.2. Procédure expérimentale

Ces différents mécanismes de comportement rhéologique peuvent être examinés à l'aide des essais triaxiaux à symétrie de révolution avec les notations suivantes (fig. 3) :

Contrainte moyenne p = $(\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ Déviateur q = $\sigma_1 - \sigma_3$



Fig. 3. – Paramètres de l'essai triaxial cylindrique Fig. 3. – Parameters of the cylindrical triaxial test.

Niveau déviatorique $\eta = q/p$

auxquelles on associe les paramètres de déformation :

volumique	$\epsilon_v = \epsilon_1 + 2\epsilon_3$
distorsionnelle	$\epsilon_{\rm q}$ = 2 (ϵ_1 - ϵ_3)/3
taux de dilatance	$\delta = \Delta \epsilon_v / \Delta \epsilon_q$

L'incrément de travail dû au tenseur contrainte σ et au tenseur incrément de déformation $\dot{\epsilon}$ peut alors s'écrire :

$$W = \sigma : \dot{\epsilon} = (p I + s) : (\dot{\epsilon}_v I + \dot{e})$$

L'incrément de travail total W se sépare donc en partie volumétrique W_v et une partie déviatorique W_s , s et e étant respectivement les tenseurs déviateurs de contrainte et de déformation. L'incrément de travail volumétrique s'écrit de façon unique comme le produit des invariants du tenseur de contrainte et du tenseur incrément de déformation. Moyennant certaines hypothèses simplificatrices sur l'incrément de déformation sur un trajet triaxial cylindrique où la déformation élastique est relativement faible, l'incrément de travail irréversible dissipé peut s'écrire :

$$W^{i} = p \dot{\epsilon}_{v}^{i} + q \dot{\epsilon}_{q}^{i}$$

Les essais ont été réalisés en compression triaxiale avec accourcissement axial et/ou en extension triaxiale avec allongement axial à vitesse de charge $\dot{\sigma}_1$ constante ou à vitesse de déformation $\dot{\epsilon}_1$ constante.

Avec la notation $\sigma_1 \ge \sigma_2 \ge \sigma_3$, nous remarquons un saut du trièdre des contraintes principales entre les états de compression et d'extension. Les chemins de contrainte explorés sont donc localisés dans des plans méridiens à symétrie ternaire du trièdre des contraintes. Pratiquement ces chemins de contrainte correspondent, au voisinage de l'axe du silo, aux trajets de chargement au sein du matériau ensilé lors des processus de remplissage (une contrainte principale majeure et deux contraintes principales mineures égales) et de vidange (deux contraintes principales majeures égales et une contrainte principale mineure). Le critère de Mohr-Coulomb s'écrit pour un sol pulvérulent sans cohésion :

$$f(\sigma) = Max \left[\sigma_1 \left(1 - \sin \phi\right) - \sigma_1 \left(1 + \sin \phi\right)\right]$$

où ϕ est l'angle de frottement interne et i, j = 1 à 3. A la rupture de l'échantillon, les niveaux déviatoriques en compression $\eta_{\rm f}^+$ et extension $\eta_{\rm f}^-$ triaxiales s'écrivent respectivement :

$$\eta_{\rm f}^{+} = 6 \sin\phi_{\rm f}^{+} / (3 - \sin\phi_{\rm f}^{+})$$

et $\eta_{\rm f}^{-} = 6 \sin\phi_{\rm f}^{-} / (3 + \sin\phi_{\rm f}^{-})$

Les valeurs correspondant à l'état caractéristique en compression ou en extension triaxiale s'obtiennent en remplaçant l'indice f par l'indice c.

Les conditions opératoires imposées à l'échantillon d'élancement (hauteur sur diamètre) H/D \geq 2 à 2,5 sont :

(a) $\sigma_2 = \sigma_3 = \text{cte}$, c'est le cas de l'essai triaxial conventionnel à pression de confinement constante,

(b) η = cte sur ce chemin radial dans l'espace des contraintes, l'obliquité moyenne des contraintes reste constante,

Le chargement monotone à vitesse de charge constante jusqu'à l'écoulement plastique permet de suivre l'évolution des mécanismes de déformation du matériau avec le niveau de contrainte ainsi que l'influence du trajet de charge sur ces mécanismes.

Le chargement cyclique à un ou plusieurs niveaux de contrainte moyenne et de contrainte déviatorique avec un faible nombre de cycles quasi statiques (par exemple vingt cycles au maximum pour chaque niveau) nous renseigne sur le caractère pseudo-réversible du matériau étudié et permet la détermination des paramètres physiques capables de décrire son comportement dans une modélisation numérique.

3.3. Essais triaxiaux conventionnels

Lors d'un essai triaxial cylindrique en compression $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 =$ cte, le matériau subit initialement une diminution de volume : avec les notations des mécaniciens des sols, la déformation volumique est donc d'abord positive. Lorsque la contrainte déviatorique q appliquée à l'échantillon croît, la vitesse de déformation volumique tend à s'annuler, dans le cas d'un matériau lâche, pour des déformations axiales très importantes. Pour un matériau plus dense initialement, la vitesse de déformation volumique s'inverse et le matériau connaît alors une phase de dilatance avant d'atteindre le domaine des grandes déformations (fig. 4).



 Fig. 4. — Etats critique et caractéristique par rapport à la théorie de la dilatance des sols.
 Fig. 4. — Comparison of critical, characteristic states and dilatancy theory of soils.

Cette propriété a suggéré la définition d'un angle analogue à un angle de frottement caractérisant le comportement des agrégats [13] à ce niveau suivant l'interprétation classique de Coulomb. Cet angle particulier vérifie la propriété commune mise en évidence à l'état critique et dans le cadre de la dilatance des matériaux pulvérulents : pour une inclinaison des contraintes équivalente à cet angle de frottement, la vitesse de déformation volumique du matériau est nulle. Pour des valeurs courantes de l'ordre de 30°, l'angle de frottement critique mobilisé après le pic de chargement sur du sable est voisin de cet angle de frottement mis en évidence avant la rupture. De nombreux auteurs ont admis la coïncidence de ces angles dans leur modélisation du comportement du sol [23] bien qu'il n'en soit rien pour des matériaux à fort angle de frottement comme le feldspath [15].

Les essais en extension $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$ correspondant au trajet de charge en phase de vidange des silos conduisent à des résultats semblables. Le matériau est initialement contractant, puis dilatant. Ces essais permettent de la même façon d'évaluer un angle de frottement interne associé au changement de sens de la déformation volumique que le matériau subit sous chargement monotone. La valeur de cet angle de frottement en extension peut être différente de celle obtenue dans le cas d'un chargement en compression pour certains matériaux. Elle les caractérise.

3.4. Critère caractéristique

En utilisant simplement le niveau déviatorique de contrainte atteint par le matériau lors de l'inversion de sens des déformations volumiques entre les phases de contractance et de dilatance, il est donc facile de définir un « état caractéristique des matériaux pulvérulents » où les propriétés suivantes sont vérifiées :

— la vitesse de déformation volumique est nulle $(\dot{\epsilon}_{\rm v}=0)$;

— le niveau de contrainte atteint par le matériau définit un angle de frottement caractéristique ϕ_c qui détermine le seuil de désenchevêtrement du matériau [16] permettant au matériau pulvérulent de s'écouler.

Ces deux propriétés de contractance et de dilatance sont classiquement associées lors d'un chargement analogue à volume contrôlé : le seuil caractéristique doit correspondre dans ces conditions au seuil de contrainte où se produisent les phénomènes de désenchevêtrement permettant l'écoulement des matériaux ensilés lors de la vidange.

Expérimentalement, quelles que soient les conditions de chargement, on peut observer une boucle de dilatance dessinée par le paramètre ϵ_v variation de volume suivie d'une contractance rapide du matériau à la décharge lorsque le seuil caractéristique est franchi : ce dernier est ainsi clairement indiqué par l'apparition de cette boucle de dilatance (fig. 5). Cette boucle de dilatance BD, qui se forme dans un diagramme (q, ϵ_v) ou (η , ϵ_v) après franchissement du seuil caractéristique lors de la décharge, est un indicateur fidèle de la présence du seuil caractéristique autorisant le désenchevêtrement de la matière ensilée. Les essais réalisés sur d'autres trajets de chargement, en compression comme en extension, confirment que cette propriété de formation d'une boucle de dilatance détermine de façon précise la position du seuil caractéristique dans l'espace de contrainte.

Une procédure de détermination de la valeur du paramètre η_c ou seuil caractéristique de désenchevêtrement pour un matériau donné, peut donc être définie à partir de cette propriété indépendamment du trajet de chargement suivi, en effectuant des cycles successifs de charge jusqu'à des valeurs maximales croissantes de l'inclinaison des contraintes, pour mettre en évidence la boucle de dilatance qui finit par se former au franchissement du seuil.

Cette approche phénoménologique, basée sur le concept de l'état caractéristique, met en évidence :

 l'importance du trajet de contrainte qui favorise, selon les cas, l'un des mécanismes de déformation associé à des déformations volumiques importantes, soit à des déformations de distorsions prépondérantes;

 l'écrouissage qui traduit la différence de comportement entre le chargement initial sur un matériau vierge et les cycles suivants de décharge-recharge ;

— la présence d'hystérésis plus ou moins accentuée traduisant l'existence ou non d'une modification du réseau de contacts accompagnée ou non d'une compressibilité significative des grains constitutifs ;

— l'anisotropie induite par le chargement, dépendant de la nature morphologique des grains.



Fig. 5. – Définition du seuil caractéristique. Fig. 5. – Definition of the characteristic threshold.

4. CARACTÉRISTIQUES RHÉOLOGIQUES DES MATÉRIAUX TESTÉS

Les essais ont été effectués sur des éprouvettes de 70 mm de diamètre et d'élancement supérieur à 2. Les courbes effort-déformation enregistrées en continu pendant le chargement donnent pour chaque essai la variation de volume $\Delta V/V_0$ par rapport au volume initial et le déplacement axial $\Delta h/h_0$ par rapport à la hauteur initiale, en fonction de la charge axiale $\Delta F/S_0$ où S_0 est la section initiale de l'échantillon. Suivant le matériau et la pression de confinement, on peut distinguer deux types de comportement au cours du chargement :

— une contraction volumique suivie d'une *dilatation continue* jusqu'à l'écoulement du matériau ;

- une contraction continue jusqu'à l'écoulement.

L'analyse des courbes expérimentales (fig. 6) montre que pour un matériau donné, les deux types de comportement ne se manifestent pas par hasard, mais présentent un passage continu suivant la pression de confinement de l'essai : le phénomène de dilatance dis-



Fig. 6a. – Comportement rhéologique du blé de Saussaye sous confinement constant. Fig. 6a. – Rheological behaviour of Saussaye wheat under constant confining pressure.



Nº 52

Fig. 6b. — Riz rond en paddy sous confinement constant. Fig. 6b. — Paddy round rice under constant confining pressure.



Fig. 6c. - Riz long en paddy sous confinement constant. Fig. 6c. - Paddy long rice under constant confining pressure.



Fig. 7. – Courbes intrinsèques des matériaux étudiés. Fig. 7. – Intrinsic curves of materials in study.

paraît lorsque la pression de confinement augmente et empêche le désenchevêtrement des grains.

Les principaux résultats obtenus sur les matériaux testés : blé, riz en paddy, haricot ou colza peuvent être traduits en valeurs d'angles de frottement $\phi_{\rm f}^{+}, \phi_{\rm f}^{-}, \phi_{\rm c}^{+}$ et $\phi_{\rm c}^{-}$ qui sont calculées avec l'interprétation de Coulomb pour un matériau pulvérulent au pic de contrainte, au seuil caractéristique, en compression et en extension.

Les courbes intrinsèques de certains matériaux testés sont non linéaires et plutôt de type parabolique (fig. 7). Les valeurs manquantes pour le seuil caractéristique signifient que le matériau ne présente pas de seuil caractéristique jusqu'au niveau de contrainte imposé. Autrement dit, le désenchevêtrement granulaire ne peut pas s'opérer pour ces cas de chargement avec comme conséquence pratique : la coulabilité est mauvaise, voire impossible, pour le matériau soumis à ce niveau de contrainte.

5. COMPORTEMENT SUR TRAJET RADIAL

Sur le trajet de chargement radial, le rapport $\eta = q/p$ ou niveau déviatorique est maintenu constant. On peut constater qu'à partir d'un état initial, toute sollicitation isotrope et/ou déviatorique provoque aussitôt des déformations irréversibles. Bien que l'état de contrainte « macroscopique » du chargement soit isotrope, on peut imaginer que de nombreux contacts entre grains soient voisins de l'équilibre limite. Une modification de l'état de contrainte initial, aussi petite soit-elle, entraîne le glissement de ces grains. Au cours d'un premier chargement, les déformations irréversibles entraînent une modification de la structure de l'échantillon par réarrangement des grains. Le matériau s'adapte à la sollicitation appliquée : c'est l'écrouissage. Cet écrouissage crée autour du chemin suivi, lors du premier chargement, un domaine où le matériau présente un comportement presque réversible.

Expérimentalement, (fig. 8) on constate que les essais radiaux cycliques permettent de mettre en évidence plus facilement la réversibilité du matériau testé :

 au cours de ces essais, les déformations plastiques irréversibles diminuent rapidement avec le nombre de cycles;

— la courbe de charge-décharge devient une courbe fermée si le rapport η est inférieur au seuil caractéristique ;

 la relation contrainte-déformation à la décharge est pratiquement identique à elle-même, tout au long des cycles de chargement.

Cette caractéristique de la décharge radiale vis-à-vis du comportement à la recharge a été reconnue par de nombreux chercheurs [2, 7, 9, 17].



Fig. 8. — Blé de Saussaye sous chargement radial. Fig. 8. — Saussaye wheat under radial loading.

6. COMPORTEMENT A CONTRAINTE MOYENNE CONSTANTE

L'ensemble des résultats présentés a illustré l'influence très significative de la contrainte moyenne sur le comportement rhéologique du matériau, aussi bien au niveau granulaire relatif au frottement, à la compressibilité, à la cinématique du grain qu'au niveau global concernant le seuil de désenchevêtrement ou de la résistance maximale. Il est donc nécessaire d'examiner également la réponse rhéologique du matériau sur le trajet de charge à contrainte moyenne constante qui privilégie la mise en évidence des phénomènes de contractance et de dilatance du squelette granulaire.

Le trajet de chargement à contrainte moyenne p constante est obtenu à l'appareil triaxial cylindrique en faisant varier simultanément et linéairement la pression de confinement et le déviateur de contrainte à partir d'un état de contrainte isotrope.

Les résultats expérimentaux obtenus sur le trajet à p constante (fig. 9) confirment les conclusions des essais sur le trajet conventionnel à confinement constant.

7. INTÉRÊT DE LA CARACTÉRISATION PAR L'ESSAI TRIAXIAL

Pour le stockage en silo de produits en vrac, le problème industriel se pose en termes d'exigences à imposer aux produits, aux silos et aux éléments d'extraction pour garantir un déroulement non perturbé des opérations.

L'essai triaxial conventionnel est apte à reproduire les états de contrainte et les trajets de charge subis par les matériaux au cours des processus d'ensilage. Il permet de déterminer d'une façon relativement simple la réponse rhéologique qui conditionne l'écoulement des matériaux lors de la vidange du silo. En outre l'expérience constatée sur des silos en service montre qu'il existe divers modes d'écoulement du produit ensilé [14].

Ecoulement en cheminée

« Le produit n'est extrait qu'en forme d'un trou de rat dans une zone très limitée au-dessus de la sortie. Le produit se trouvant contre les bords reste dans le silo ».



Fig. 9. — Blé de Saussaye sous chargement à contrainte moyenne constante. Fig. 9. — Saussaye wheat under constant mean stress loading.

Ce type d'écoulement pourrait se manifester pour un matériau peu compressible présentant une résistance maximale très supérieure au seuil caractéristique de désenchevêtrement : q_{max}/q_c très grand et $|\epsilon_{vmax} - \epsilon_{vc}|$ très faible.

Ecoulement en noyau

« Seule une zone centrale est en mouvement lors de l'extraction, les zones extérieures restent d'abord immobiles et s'éboulent en partant du haut quand la vidange est plus avancée ».

Ce mode suggèrerait que le produit présente également une résistance maximale supérieure au seuil de désenchevêtrement, mais beaucoup plus compressible et dépendant d'une manière significative de la contrainte moyenne. Ce qui permet une propagation des zones en mouvement du haut (où la contrainte moyenne est initialement faible) vers le bas par suite d'une redistribution progressive des contraintes au sein de la matière ensilée.

Formation de voûte

« L'extraction est interrompue par une voûte de produit, il faut tisonner pour que l'écoulement continue ».

La formation d'une voûte bloquant l'écoulement du matériau ensilé est due à une absence du mécanisme de désenchevêtrement de la structure granulaire. Le seuil caractéristique du matériau n'est pas atteint au sein du matériau dans la partie formée en voûte.

Ecoulement en masse

« Toute la masse du produit ensilé se met en mouvement lors de la vidange ».

C'est le cas où la résistance maximale au cisaillement et le seuil caractéristique sont relativement faibles et du même ordre de grandeur. L'incompressibilité du matériau entraîne un mouvement homogène et rapide de tout le volume, alors qu'une certaine déformabilité de la matière favorise un écoulement plus progressif de toute la masse.

Ces constatations expérimentales suggèrent de prendre en compte sur un essai triaxial cyclindrique classique :

1. un indice de désenchevêtrement I_d défini (fig. 10) par le rapport du travail W_e d'enchevêtrement sur le travail W_d de dilatance globale à la rupture : le désenchevêtrement de la structure granulaire s'opèrera d'autant plus facilement que cet indice I_d est faible. 2. un indice de coulabilité I_c défini (fig. 10) par le rapport du travail W_{de} de distorsion jusqu'au seuil d'enchevêtrement au travail W_{dm} mobilisé jusqu'à la résistance au cisaillement maximale du matériau : la coulabilité en masse du matériau est d'autant meilleure que cet indice I_c est faible.

Il est ainsi facile de comprendre que les modes d'écoulement des matériaux ensilés lors des opérations



Fig. 10. – Définition des indices de désenchevêtrement l_d et de coulabilité l_c Fig. 10. – Definition of dissaggregation and flowability indexes.

de vidange dépendent à la fois de leurs paramètres de résistance (frottement interne maximal et frottement interne de désenchevêtrement) et de leurs paramètres de déformabilité (compressibilité à la résistance maximale et au seuil de désenchevêtrement). Les tests classiques de coulabilité [5, 6] en tiennent plus ou moins compte et paraissent adaptés pour des matériaux relativement légers comme les poudres fluidisables. C'est en négligeant l'effet de la contrainte moyenne sur le frottement interne et la compressibilité qu'ils deviennent inopérants dans les cas où la pesanteur joue un rôle relativement important, surtout lorsque le matériau présente une courbe intrinsèque non linéaire d'allure fortement parabolique.

8. CONCLUSION

Cette étude expérimentale a permis d'examiner le comportement rhéologique de quelques produits agroalimentaires (blé, riz de paddy, petit pois et colza) sur trois trajets de charge.

La notion d'état caractéristique des sols sableux s'est révélée tout à fait adaptée pour définir le seuil de désenchevêtrement de la structure granulaire et analyser les conditions de coulabilité des matériaux agroalimentaires ensilés.

Les indices de désenchevêtrement I_d et de coulabilité I_c globalisant les états de contrainte et de défor-

mation sont des indicateurs tout à fait utiles pour prévoir l'éventualité de formation d'effet de voûte ainsi que les modes d'écoulement des matériaux ensilés au cours des opérations de vidange.

Il serait extrêmement intéressant de pouvoir vérifier sur des cas réels si les assertions découlant de l'état caractéristique sont justifiées pour les modes d'écoulement dans les silos à la vidange.

REMERCIEMENTS

Cette étude a été encouragée par le Ministère de la Recherche et de la Technologie, et soutenue par la Commission des Silos Métalliques.

BIBLIOGRAPHIE

- BABIC M., SHEN H.H. (1989), "Simple mean free path theory for stresses in a rapid granular flow", ASCE J. Engng Mech., 115, n° 6, 1262-1282.
- [2] BARDEN L., KHAYATT A.J. (1966), "Incremental strain and strength of sand in the triaxial test", Géotechnique, 16, 4, 338-367.
- [3] BLIGHT G.E. (1986), "Pressures exerted by materials stored in silos", Géotechnique, 36, n° 1, 33-56.

- [4] CAQUOT A., KERISEL J. (1949), « Traité de Mécanique des Sols », Gauthier-Villars, Paris.
- [5] CARR R.L. (1965), "Evaluating flow properties of solids", Chemical Engineering, 163-168, January 1965.
- [6] DEGOUTTE G. (1989), « Caractérisation en laboratoire des propriétés physiques et mécaniques des matières ensilées », Construction Métallique, 2, 91-95.
- [7] EL SOHBY M.A. (1989), "Deformation of sands under constant stress ratios", Proc. 7th ICSMFE, Mexico, 111-119.
- [8] GOODMAN M.A., COWIN S.C. (1971), "Two problems in the gravity flow of granular materials", J. Fluid Mech., 45, 321-339.
- [9] HARDIN B.O. (1978), "The nature of stressstrain behaviour of soils", Proc. Conf. on Earthquake Engng. and Soil Dynamics, Pasadena, ASCE Pub., 1, 3-90, June, 19-21.
- [10] HAUSSLER U., EIBL J. (1984), "Numerical investigations on discharging silos", ASCE J. Engng Mech., 110, n° 6, 957-971.
- [11] JANSSEN H.A. (1985), « Versuche über Gedreidedruck in Silozellen », Z. Ver. Dt. Ing., 1, 1045-1050.
- [12] JENIKE A.W. (1964), "Steady gravity flow of frictional-cohesive solids in converging channels", ASME J. Appl. Mech., 86, 5-11.
- [13] KIRKPATRICK W.M. (1961), "Discussion on soil properties and their measurement", Proc. 5th ICSMFE Paris, III, 131-133, Dunod.
- [14] KUHNEMUND B. (1987), « Stockage en silos

de produits en vrac », Extrait de Bühler Bühler-Miag Nouvelles 217.

- [15] LEE I.K. (1966), "Stress-dilatancy performance of feldspar", J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 92, SM2, 79-103.
- [16] LUONG M.P. (1978), " Etat caractéristique du sol », CR Acad. Sci., 287, B, 305-307, Paris.
- [17] LUONG M.P. (1980), "Stress-strain aspects of cohesionless soils under cyclic and transient loading", Proc. ISSCTL, 315-324, A.A. BAL-KEMA, Rotterdam, The Netherlands.
- [18] Mc TIGUE D.F. (1982), "A non linear constitutive model for granular materials : application to gravity flow ", ASME, J. Appl. Mech., 49, 291-296.
- [19] PASQUARELL G.C., ACKERMAN N.L. (1989), "Boundary conditions for planar granular flows", ASCE J. Engng Mech., 115, n° 6, 1283-1301.
- [20] ROWE P.W. (1971), "Theoretical meaning and observed values of deformations for soils, stressstrain behaviour of soils », Cambridge, 143-194, ed R.G.H. Parry.
- [21] SCHOFIELD A.N., WROTH C.P. (1986), "Critical state soil mechanics", Mc Graw Hill, London, UK.
- [22] WALKER D.M. (1966), "An approximate theory for pressures and arching in hoppers", Chemical Engineering Science, 21, 975.
- [23] WROTH P., BASSET R.H. (1965), "A stressstrain relationship for the shearing behaviour of a sand", Géotechnique, 1, 32-56, UK.

simulation numérique du champ de contraintes au sein de matières granulaires ensilées comparaison avec les mesures in situ

numerical simulation of the stress field inside ensiled materials comparative study with in situ experimental results

J.-C. REMESCH*, G. MAURICE**, A. KHELIL*, J.-C. ROTH* Laboratoire d'Energétique et de Mécanique Théorique et Appliquée (LEMTA)

Rev. Franç. Géotech. nº 52, pp. 51-65 (juillet 1990)

Résumé

L'article présente une simulation numérique des contraintes dans les silos métalliques à partir du programme d'éléments finis SILO (Université de Karlsruhe) utilisant les lois de comportement des milieux granulaires de P.V. LADE et de D. KOLYMBAS. Les résultats numériques sont comparés aux résultats expérimentaux obtenus dans les silos réels de la base de Chartres. L'influence des paramètres géométriques des silos et des caractéristiques mécaniques de la matière ensilée sur les contraintes pariétales complète cette étude.

Abstract

This paper give a numerical simulation of the stresses in steel silos using behaviour laws of P.V. LADE and D. KOLYMBAS. The numerical results computed by the software SILO (University of Karlsruhe) are compared with the experimental results obtained in the « silos base of Chartres ». We examine the effect of various characteristics parameters of the silo and the mechanical properties of the ensiled materials on the wall stresses.

* Institut Universitaire de Technologie - Génie civil - Le Montet, 54600 Villers-lès-Nancy.

** Ecole Nationale Supérieure de Géologie - Rue du Doyen-Roubault, 54500 Vandœuvre.

б

1. INTRODUCTION

L'analyse du comportement des milieux granulaires utilise, la plupart du temps, des lois de comportement dérivées de l'étude de la mécanique des sols. Parmi ces lois signalons les modèles utilisant la plasticité et le concept d'état critique, les lois élastoplastiques (CAMBOU, LADE...), les lois hypoélastiques (DAVID TEAM, COLLINS-BACHUS, KOLYMBAS...) et les lois incrémentales (DARVE, MIURA-FINN...). Ces différentes lois sont analysées et comparées par CAM-BOU [2]. Les lois de comportement de P.V. LADE [12] et de D. KOLYMBAS [10] sont les seules actuellement intégrées dans le programme « SILO » [14] pour la simulation des contraintes dans les matières ensilées.

Notre étude a pour objectif de comparer les résultats expérimentaux obtenus dans les silos du site de Chartres [1] et les prévisions numériques obtenues par éléments finis à partir du programme SILO [14] utilisant l'une ou l'autre de ces lois. Les conditions aux limites au niveau du matériau et des parois de la cellule sont adaptées conformément aux indications données par U. HAUSSLER [7] et W. GLADEN [6].

Nous présentons d'abord brièvement les caractéristiques de chacune des lois de comportement et la manière de déterminer expérimentalement leurs paramètres. Après avoir précisé la nature des essais expérimentaux effectués nous nous intéressons aux résultats provenant des approches expérimentales et numériques afin de mieux situer ces deux lois de comportement dans le contexte de leur utilisation pratique.

2. LA LOI DE LADE

Le modèle développé initialement par LADE pour les sols sans cohésion, peut être étendu au domaine plus vaste des milieux pulvérulents (sables, poudres, milieux granulaires).

Ce modèle fait appel aux concepts d'élasticité et de plasticité du matériau. Les aspects visqueux ne sont, par contre, pas pris en compte.

Le modèle rhéologique de LADE contient 14 paramètres caractéristiques du matériau qui peuvent être entièrement déterminés à partir de deux types d'essais en laboratoire : des essais de compression isotrope et des essais conventionnels drainés de compression triaxiale.

L'analyse du comportement des sols sans cohésion a conduit à diviser l'incrément de déformation totale $d\epsilon_{ij}$ en une composante élastique $(d\epsilon_{ij})_e$, une composante plastique de consolidation $(d\epsilon_{ij})_c$ et une compo-sante plastique de distorsion $(d\epsilon_{ij})_p$ soit :

 $d\epsilon_{ij} = (d\epsilon_{ij})_e + (d\epsilon_{ij})_c + (d\epsilon_{ij})_p$

Ces trois composantes sont déterminées séparément : la composante élastique (de_{ii})_e à partir de la loi de HOOKE ;

- la composante plastique de consolidation $(d\epsilon_{ij})_c$ à l'aide d'une théorie contrainte-déformation incluant une surface de charge sphérique centrée à l'origine de l'espace des contraintres principales et un potentiel plastique associé ;

- la composante plastique de dilatation $(d\epsilon_{ii})_p$ à l'aide d'une relation contrainte-déformation incluant une surface de charge conique ayant pour sommet l'origine de l'espace des contraintes principales et un potentiel plastique non associé.

La figure 1 montre schématiquement les différentes parties de la déformation totale considérées par LADE au cours d'un essai triaxial.

2.1. Déformations élastiques

Elles sont recouvrables après déchargment et déterminées par la loi de HOOKE

$$[d\epsilon]_e = [D_e]^{-1} [\sigma]$$

[De] représente la matrice de rigidité élastique faisant intervenir le module d'YOUNG E et le coefficient de POISSON ν du matériau. Le module d'YOUNG dépend de la pression de confinement σ_3 et de la pression atmosphérique Pa selon une loi de type puissance :

$$E = K P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n$$

Fig. 1. - Illustration schématique des déformations : élastique, plastique de consolidation et plastique de distorsion dans un essai triaxial.

Fig. 1. - Schematic illustration of elastic, plastic collapse and plastic expansive strain components in triaxial compression test.

K et n sont des nombres sans dimension que l'on détermine expérimentalement à partir d'essais triaxiaux de compression réalisés pour diverses valeurs de σ_3 . La valeur du coefficient de Poisson ν est en général voisine de 0,2 pour le type de matériaux granulaires qui nous intéresse.

2.2. Déformations plastiques de consolidation

On a constaté expérimentalement qu'une partie des déformations obtenues au cours d'une compression isotrope n'était pas recouvrable, donc plastique. Il est raisonnable de penser que ces déformations plastiques résultent d'une augmentation de la contrainte moyenne. Il est alors logique d'associer les contraintes de cisaillement aux déformations plastiques de distorsion. Cependant en pratique, les déformations plastiques de consolidation et les déformations plastiques de distorsion se produisent simultanément.

Il est donc nécessaire de déterminer la valeur des déformations de consolidation à partir d'un essai de compression isotrope, car ceci est le seul cas de chargement qui n'introduit pas de déformation plastique de distorsion.

2.2.1. Surface de charge associée aux déformations plastiques de consolidation

La surface de charge retenue pour le modèle a la forme d'une sphère centrée sur l'origine de l'espace des contraintes principales σ_1 , σ_2 , σ_3 . Son équation, Fc = 0, est définie à partir du premier invariant $I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ et du second invariant :

 $I_2 = -(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_3\sigma_2 + \sigma_3\sigma_1)$ du tenseur des contraintes. Elle s'exprime par :

$$Fc = I_1^2 + 2I_2 - f_c = 0$$

où f_c représente le degré de consolidation défini par P.V. LADE [12].

2.2.2. Potentiel plastique et loi d'écoulement

La compression isotrope d'un matériau isotrope provoque des déformations égales suivant les trois directions principales ce qui implique un potentiel plastique associé égal à la fonction de charge. La règle d'écoulement s'écrit donc :

$$(d\epsilon_{ij})_c = \Delta \lambda_c \left(\frac{\partial f_c}{\partial \sigma_{ij}}\right)$$

où $\Delta \lambda_c$ est le multiplicateur de plasticité associé aux déformations plastiques de consolidation.

2.2.3. Ecrouissage positif

Pour déterminer les déformations plastiques de consolidation à partir de l'état de contraintes, il faut déterminer $\Delta \lambda_c$. Cela peut se faire à l'aide de la loi d'écrouissage de la surface de charge relative aux déformations plastiques de consolidation proposée par LADE et qui s'écrit :

$$W_c = F(f_c) = C P_a \left(\frac{f_c}{P_a^2}\right)^p$$

$$W_c = \int (\sigma_{ij})^t (d\epsilon_{ij})_c$$

La courbe expérimentale liant le travail plastique W_c et le degré de consolidation f_c est déterminée à l'aide d'essais de compressions isotropes. $\Delta\lambda_c$ est obtenu par les expressions ci-dessous :

$$\begin{split} \Delta \lambda_{c} &= \left(\frac{dW_{c}}{2 f_{c}} \right) \\ \text{et } dW_{c} &= pCP_{a} \left(\frac{f_{c}}{P_{a}^{2}} \right)^{p-1} d \left(\frac{f_{c}}{P_{a}^{2}} \right) \end{split}$$

2.3. Déformations plastiques de distorsion

L'expérience montre que les déformations plastiques de contraction se produisent sous faible niveau de déviateur de contraintes. Elles ne deviennent de distorsion que sous haut niveau de déviateur de contraintes. Le modèle considère cependant ces déformations plastiques comme étant toujours de distorsion.

2.3.1. Surface de rupture et surface de charge associées aux déformations plastiques de distorsion

La surface de rupture est courbe pour la plupart des sols, plus précisément l'angle de frottement interne décroit avec l'augmentation de la contrainte moyenne. La fonction de charge proposé par LADE s'écrit :

$$F_{p} = \left(\frac{I_{1}^{3}}{I_{3 a}} - 27\right) \left(\frac{I_{1}}{P_{a}}\right)^{m} - f_{p} = 0$$

 f_p est une fonction représentant le degré d'écrouissage du matériau. La surface de rupture est la position ultime de la surface de charge. Soit η_1 la valeur limite de f_p à l'état de rupture [12].

$$\eta_1 = \left(\frac{I_1^3}{I_3} - 27\right) \left(\frac{I_1}{P_a}\right)^m$$

2.3.2. Potentiel plastique et loi d'écoulement

Le potentiel plastique relatif aux déformations de dilatation est non associé, et défini par la relation :

$$g_{p} = I_{1}^{3} - I_{3} \left[27 + \eta_{2} \left(\frac{P_{a}}{I_{1}} \right)^{m} \right]$$

où η_2 et m sont des paramètres à déterminer. La loi d'écoulement est donnée par l'équation :

$$(\mathrm{d}\epsilon_{\mathrm{ij}})_\mathrm{p} = \Delta\lambda_\mathrm{p} \; \frac{\partial \mathrm{g}_\mathrm{p}}{\partial\sigma_{\mathrm{ij}}}$$

où $\Delta\lambda_p$ est le multiplicateur de plasticité associé aux déformations plastiques de distorsion.

La valeur de η_2 peut théoriquement être calculée à partir d'un essai de compression triaxiale par les relations suivantes. :

$$\eta_{2} = \frac{3(1 + \nu_{p})I_{1}^{2} - 27 \sigma_{3} (\sigma_{1} + \nu_{p}\sigma_{3})}{\left(\frac{P_{a}}{I_{1}}\right)^{m} [\sigma_{3}(\sigma_{1} + \nu_{p}\sigma_{3}) - \frac{m (1 + \nu_{p})I_{1}^{2}}{f_{p}\left(\frac{P_{a}}{I_{1}}\right)^{m} + 27}}$$

où

$$\nu_{\rm p} = - \frac{({\rm d}\epsilon_3)_{\rm p}}{({\rm d}\epsilon_1)_{\rm p}}$$

qu'on peut écrire sous la forme :

$$\eta_2 = S f_p + R \sqrt{\frac{\sigma_3}{P_a}} + T$$

R et T sont des constantes à déterminer.

Dans la pratique les dispersions dues aux erreurs expérimentales conduit à ne retenir comme valeur correcte qu'une moyenne de ces relevés expérimentaux.

2.3.3. Ecrouissage négatif

Dans un écrouissage négatif, le matériau présente un ramollissement au-delà d'un certain pic. Le modèle de LADE utilise des surfaces de charge associées à un degré d'écrouissage f_p indépendant de l'histoire des sollicitations. L'hypothèse d'écrouissage isotrope, conduit à une relation unique entre le travail plastique W_p :

$$W_P = \int (\sigma_{ij})^t (d\epsilon_{ij})_p$$

et le degré d'écrouissage fp.

LADE considère une relation mathématique de la forme $W_p = F_p(f_p)$ où F_p est une fonction positive initialement croissante jusqu'à une valeur maximale W_{pmax} , puis décroissante au-delà de ce pic. La relation mathématique inverse de F_p est donnée par l'expression simple suivante :

$$f_p = a e^{-bWp} \left(\frac{W_p}{P_a}\right)^{1/q}$$

où q, a et b sont des constantes dépendant de σ_3 et de W_{pmax} . Elles ont pour expression :

$$q = \frac{Log\left(\frac{W_{pmax}}{W_{p60}}\right) - \left(1 - \frac{W_{p60}}{W_{pmax}}\right) Log e}{Log\left(\frac{\eta_1}{f_{p60}}\right)}$$

a =
$$\eta_1 \left(e \ \frac{P_a}{W_{pmax}} \right)^{1/q}$$
 et b = $\frac{1}{q \ W_{pmax}}$

où $f_{p60} = 0,6 \eta_1$; $W_{p60} = F_p(f_{p60})$.

En pratique, q et W_{pmax} varient en fonction de la pression de confinement σ_3 selon les lois suivantes :

$$W_{pmax} = p P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^T$$

et

$$q = \alpha + \beta \frac{\sigma_3}{P_a}$$

où α et β sont donc respectivement la pente et l'ordonnée à l'origine de la courbe q $\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)$.

On peut déterminer $\Delta\lambda_p$ de la même manière que $\Delta\lambda_c$ à partir de l'incrément de travail plastique :

$$dW_{p} = \left(\frac{df_{p}}{f_{p}}\right) \left(\frac{1}{\frac{1}{qW_{p}} - b}\right)$$

2.4. Détermination des paramètres de la loi de LADE

Les valeurs des paramètres, qui sont tous adimensionnels, peuvent être déterminées en utilisant les résultats d'essais de compression isotrope et de compression triaxiale.

2.4.1. Détermination de K (coefficient du module de rigidité) et n (exposant)

A partir des caractéristiques de la courbe déviateur des contraintes-déformations obtenues lors d'essais de compression triaxiale pour différentes pressions de confinement σ_3 , E est déterminé expérimentalement à l'aide d'un chargement suivi d'un déchargement. Le

tracé de la courbe Log(E) =
$$f\left(Log(\frac{\sigma_3}{P_a})\right)$$
, compte tenu de la relation :

$$Log(E) = Log(K P_a) + n Log\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)$$

conduit aux deux coefficients Log (KP_a) et n respectivement l'ordonnée à l'origine et pente de la droite

de variable $Log\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)$.

2.4.2. Coefficient de POISSON

En général ν est proche de 0,2 valeur qu'on utilisera par la suite.

2.4.3. Module de consolidation C et exposant de consolidation p

Ces coefficients sont déterminés à l'aide d'essais de compression isotrope. Le travail plastique de consolidation W_c et sa variation en fonction de σ_3 est déter-

minée à partir des valeurs expérimentales de σ_3 et de ϵ_{ν} .

$$Log(W_c) = Log(C P_a) + p Log \left(\frac{f_c}{P_a^2}\right)$$

les valeurs de Log (C P_a) et de p représentent l'ordonnée à l'origine et la pente de la droite de varia-

ble
$$Log\left(\frac{f_c}{P_a^2}\right)$$
.

2.4.4. Détermination de η_1 et m

A l'état limite de rupture (f_p = η_1), la représentation de la droite :

$$\operatorname{Log}\left(\frac{I_1^3}{I_3} - 27\right) = \operatorname{m} \operatorname{Log}\left(\frac{I_1}{P_a}\right) - \operatorname{Log}(\eta_1)$$

donne η_1 (paramètre de rupture) et m (paramètre du matériau).

2.4.5. Détermination de R, S et T

Ces coefficients sont déduits de la représentation graphique de η_2 et de l'expression

$$\eta_2 = S f_p + R \sqrt{\frac{\sigma_3}{P_a}} + T$$

avec

$$f_{p} = \left(\frac{I_{1}^{3}}{I_{3}} - 27\right) \left(\frac{I_{1}}{P_{a}}\right)^{m}$$

Pour la représentation graphique, il est nécessaire de connaître $\nu_{\rm p},$ calculée par

$$\nu_{\rm p} = - \frac{\delta\epsilon_3 - (\delta\epsilon_3)_e - (\delta\epsilon_3)_c}{\delta\epsilon_1 - (\delta\epsilon_1)_e - (\delta\epsilon_1)_c}$$

Tandis que $\delta \epsilon_3$ et $\delta \epsilon_1$ sont connus à partir de l'essai de compression triaxiale ; $(\delta \epsilon_{ij})_e$ et $(\delta \epsilon_{ij})_c$ peuvent être obtenus à partir des paramètres calculés auparavant.

On peut alors calculer η_2 et

— représenter sa variation en fonction de $f_{\rm p},$ la pente de ces droites représente S ;

- représenter
$$\eta_2$$
 - S f₂ en fonction de $\sqrt{\frac{\sigma_3}{P_a}}$ on obtient alors R et T.

2.4.6. Détermination de P et 1

La détermination du travail plastique total s'effectue à partir de l'essai triaxial

$$W_{P} = \int (\sigma_{ij})^{t} (d\epsilon_{ij})_{p}$$

en considérant la représentation schématique des déformations plastiques adoptée par LADE (fig. 1). Puis on trace la courbe expérimentale $W_p = F_p(f_p)$ sachant que f_p est égal à :

$$f_{p} = \left(\frac{I_{1}^{3}}{I_{3}} - 27\right) \left(\frac{I_{1}}{P_{a}}\right)^{m}$$

La représentation de W_p en fonction de f_p pour différentes valeurs de la pression de confinement σ_3 , permet de calculer les valeurs correspondantes de W_{pmax} en fonction de σ_3 , P.V. LADE préconise une relation du type suivant :

$$Log(W_{pmax}) = (l - 1) Log\left(\frac{p}{P_a}\right) + l Log(\sigma_3)$$

Il s'agit d'une relation linéaire de la variable $Log(\sigma_3)$ donc de pente constante égale à l, p étant déduit de l'ordonnée à l'origine.

2.4.7. Détermination de α et β

Toujours à l'aide des courbes $W_p = f(f_p)$ pour différentes valeurs de σ_3 , on obtient la courbe :

q = q
$$\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)$$
 = α + $\beta \frac{\sigma_3}{P_a}$ où α est l'ordon-
née à l'origine et β la pente.

3. LA LOI DE KOLYMBAS

Cette loi propose une nouvelle approche du comportement des milieux granulaires qui n'est pas basée sur la théorie de l'élastoplasticité. Elle repose sur une seule relation tensorielle liant le taux de contrainte aux contraintes et au taux de déformation. Cette équation tient compte des déformations non élastiques des sols (plastiques ou non réversibles) mais contrairement à la théorie de la plasticité elle ne fait pas de distinction entre les déformations élastiques et les déformations plastiques ; elle n'utilise pas non plus la notion de surface d'écoulement.

En particulier :

 — selon qu'il s'agisse d'un chargement ou d'un déchargement, on utilise des relations linéaires différentes (comportement irréversible);

 la raideur instantanée dépend du niveau de contrainte ;

 — elle utilise un état de contrainte limite caractérisé par l'annulation de la raideur pour certaines déformations particulières ;

 — elle utilise une viscosité logarithmique de type Prandtl-Eyring.

Pour des raisons d'objectivité matérielle, la loi de comportement fluide de KOLYMBAS dépendant du temps utilise la dérivée de JAUMANN objective τ du tenseur des contraintes de CAUCHY T définie par

$$\tau = \frac{\Omega T}{dt} - \Omega T + T\Omega$$
 où le tenseur des rota-

tions Ω constitue la partie antisymétrique de la décomposition du tenseur gradient de vitesse (grad V) en partie symétrique et antisymétrique grad V = D + $\Omega.$ La loi de KOLYMBAS s'écrit :

$$\begin{aligned} \tau &= C_1 \frac{\text{TD} + \text{DT}}{2} + C_2 \text{ Tr (TD)I} \\ &+ C_3 \text{T} \sqrt{\text{Tr}(\text{D}^2)} + C_4 \frac{\text{T}^2}{\text{Tr}(\text{T})} \frac{\sqrt{\text{Tr}(\text{D}^2)}}{\text{Tr (T)}} \end{aligned}$$

où C_1 , C_2 , C_3 et C_4 sont des paramètres liés au matériau et Tr désigne la trace du tenseur correspondant.

Les deux premiers termes sont linéaires par rapport à D et décrivent un comportement hypoélastique. La dissipation interne et les déformations irréversibles sont traduites par le troisième et le quatrième terme qui sont non-linéaires.

3.1. Restriction de son champ d'application

Puisque la dérivée par rapport au temps n'intervient que dans T, la loi de KOLYMBAS ne peut décrire les effets cycliques ou les effets visqueux. La loi de comportement est donc valable si l'influence des chargements cycliques est négligeable. Il en résulte que pour modéliser les effets des chargements cycliques, il devient nécessaire d'introduire un paramètre supplémentaire (éventuellement tensoriel). Cette modification n'a pas encore été introduite dans la loi. A contrario, les phénomènes visqueux peuvent d'ores et déjà être pris en compte en ajoutant le terme :

$$\frac{A D_2}{\sqrt{B^2 + Tr(D^2)}}$$

où A et B sont deux paramètres liés au matériau et $D_2 = \epsilon_{ii}$.

3.2. Détermination des paramètres de la loi

La loi dépend de quatre paramètres, séparément sans signification particulière, mais permettant de décrire ensemble un phénomène donné. On peut les déterminer à partir d'un seul essai en compression triaxiale classique. La courbe contraintes-déformations permet de calculer la pente à l'origine E_0 et l'angle de frottement interne Φ ; la courbe variation de volumedéformation permet de calculer l'angle de dilatance à l'état limite β . Cependant pour un milieu granulaire KOLYMBAS fixe β_0 égal à - 45°, ce qui constitue une hypothèse simplificatrice (que nous serons amené à discuter par la suite) permettant ainsi d'obtenir simplement les valeurs de certaines variables puis les paramètres du modèle à partir des courbes suivantes :

$$\sin\Phi = \max \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}; a = \frac{1 + \sin\Phi}{1 - \sin\Phi};$$

$$b_0 = \frac{1}{2} (1 + tg\beta_0) = 0;$$

$$b = \frac{1}{2} (1 + tg\beta); c = \sqrt{1 + 2b^2};$$

$$d = \frac{a - 1}{a + 1} [(2b - a)(2a + 1) + 3ac]$$

Ces différents éléments permettent d'avoir accès aux paramètres du modèle :

$$C_{1} = \frac{E_{0}}{\sigma_{3}};$$

$$C_{2} = C_{1} \frac{a}{b} [1 + b - \frac{3}{a+2} (1 + ab)]$$

$$C_{3} = -\frac{C_{1}}{cd} [(2b-a)(a+b) + \frac{3ac}{a+2} (ab+1)];$$

$$C_{4} = 3 (C_{2} - C_{3})$$

L'hypothèse de KOLYMBAS supposant que $\beta_0 = -45^{\circ}$ n'est en fait pas toujours vérifiée. En effet puisque

$$tg(\beta_0) = \frac{\Delta \epsilon_{\nu}}{\Delta \epsilon_1} = 1 + 2 \frac{\Delta \epsilon_3}{\Delta \epsilon_1}, \text{ on aurait dans}$$

ce cas $\frac{\Delta \epsilon_3}{\Delta \epsilon_1} = 0$ en $\epsilon_1 = 0.$
$$\int \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{E_0} \frac{E_0}{(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi}$$

Fig. 2. – Courbe contraintes-déformations. Fig. 2. – Stress-strain curve.

8

0



Fig. 3. — Courbe variation de volume-déformation. Fig. 3. — Volumetric-strain curve.

Les résultats expérimentaux de C. KAMMACHER [8] obtenus sur du blé et du colza montrent clairement que la déformation latérale ϵ_3 n'est pas négligeable devant ϵ_1 au début de l'essai triaxial. Ce résultat a d'ailleurs été récemment observé par KOLYMBAS.

3.2.1. Détermination expérimentale de la courbe contrainte-déformation

L'essai triaxial classique fournit la courbe $\sigma_1 - \sigma_3$ (déviateur de contrainte) en fonction de ϵ_1 . La connaissance de la contrainte de confinement permet de déterminer σ_1 en fonction de ϵ_1 .

Les courbes contraintes-déformations suivantes ont été obtenues par le modèle de KOLYMBAS sur divers matériaux :



Courbe contrainte-déformation





Fig. 5. — Courbe contraintes-déformations (Sucre). Fig. 5. — Stress-strain curve (sugar).

Remarques concernant les résultats numériques obtenus :

 les courbes numériques ci-dessus présentent toutes un point d'inflexion plus ou moins marqué près de l'origine, ce qui 'est pas vérifié expérimentalement ;



Fig. 6. — Courbe contraintes-déformations (Blé). Fig. 6. — Stress-strain curve (wheat).

 la pente à l'origine (rigidité instantanée au début de l'essai) est nettement trop faible, ce qui conduit à des difficultés pour la détermination des paramètres de la loi;

 la loi de KOLYMBAS, contrairement à la loi de LADE ne permet pas de décrire le comportement du matériau après la rupture ;

— pour calculer les paramètres C_1 , C_2 , C_3 et C_4 , KOLYMBAS suppose que l'échantillon ne subit pas de déformation latérale au début de l'essai, ce qui n'est pas tout à fait exact comme nous l'avons vu plus haut.

La loi de KOLYMBAS présente d'autre part un autre inconvénient parce que pour un matériau donné les quatre paramètres C_1 , C_2 , C_3 , C_4 dépendent de la densité et de la contrainte de confinement.

Ces remarques ne signifient pas pour autant que la loi de KOLYMBAS est à rejeter, bien au contraire. Elle présente, en effet, de grands avantages numériques par le petit nombre de ses paramètres et l'absence de notions de surfaces de charges difficiles à mettre en œuvre. Elle donne de bons résultats (EIBL et ROMBACH [3], [4], [5]).

4. NATURE DES ESSAIS EXPÉRIMENTAUX

4.1. Matériel expérimental

Les mesures obtenues à la base expérimentale de Chartres [1], [9] concernent deux silos de caractéristiques et de dimensions suivantes.

La cellule « C » à fond plat est constituée d'un silo cylindrique à parois rugueuses de diamètre 8 m et de hauteur 12,50 m. La cellule « D » également à fond plat est constituée d'un silo cylindrique à parois lisses, réalisées par sertissage hélicoïdal d'une bande de tôle en acier galvanisé. Elle a un diamètre de 6 m et une hauteur de 8 m. Chaque silo est rempli parun jet central situé sur son ouverture supérieure. Une trappe d'évacuation est située au centre de sa base.

4.2. Protocole expérimental

Les mesures à l'intérieur de la matière ensilée étant, lorsqu'elles sont possibles, très imparfaites voir impossibles sur le site de Chartres, nous avons dû situer les modèles par rapport aux quantités mesurables expérimentalement : les contraintes en paroi. A partir d'un tel calage le programme peut donner les valeurs des grandeurs mécaniques à l'intérieur de la matière ensilée. La connaissance de ces contraintes permet de connaître de manière fiable (ce qui n'est pas le cas expérimentalement) les variations de contraintes en fonction du rayon. Les contraintes exercées par la matière ensilée sur les parois sont recueillies au moyen de capteurs spéciaux [1], mesurant la pression horizontale σ_x (normale à la paroi verticale) et la contrainte tangentielle à la paroi donnant la contrainte de frottement τ .

5. COMPARAISON DES ESSAIS NUMÉRIQUES ET EXPÉRIMENTAUX

5.1. Comparaison des contraintes

Sur la figure 7 sont représentées les variations de contraintes horizontales en fonction de la hauteur d'ensilage du silo « D » obtenues dans le cas du blé, d'une part à l'aide du programme SILO, d'autre part à l'aide des résultats expérimentaux.

En général il existe une bonne concordance entre les résultats expérimentaux et numériques. Cette concordance est particulièrement nette pour le calcul réalisé à l'aide de la loi de comportement de KOLYMBAS où les écarts sont très petits (environ 5 %). Elle est un peu moins évidente avec la loi de LADE où l'on observe des écarts de 15 % environ.

Il est à noter cependant que le modèle numérique prédit une forte augmentation de la contrainte horizontale au fond du silo, ce qui est mis en défaut par les résultats expérimentaux qui montrent une pression beaucoup plus faible. Ces différences seraient vraisemblablement atténuées si les paramètres des lois avaient été déterminés au laboratoire à partir d'essais triaxiaux effectués dans la gamme de contraintes qui s'exercent réellement dans les silos étudiés.

5.2. Comparaison des rapports de pressions pariétales

Le coefficient λ désigne le rapport de la contrainte horizontale sur la contrainte verticale. Les figures 8 et 9 montrent qu'il est approximativement constant sur toute la hauteur du silo pour chacune des deux lois de comportement considérées. Sa variation dépend peu de la matière ensilée (fig. 9).

Dans le cas de la cellule « D » les valeurs de λ calculées avec la loi de LADE dépassent en moyenne les valeurs expérimentales de 15 %. Par contre celles



Fig. 7. – Variation de la contrainte horizontale en fonction de la profondeur (LADE, KOLYMBAS, mesures). Fig. 7. – Horizontal stress distribution on the wall (LADE, KOLYMBAS, measure).



 Fig. 8. — Variation de λ en fonction de la hauteur de cellule « D » matière ensilée : blé.
 Fig. 8. — Variation of λ with the height of the cell « D » ensiled material : wheat.



 Fig. 9. – Variation de λ en fonction de la hauteur de cellule « D » matière ensilée : lupolen.
 Fig. 9. – Variation of λ with the height of the cell « D » ensiled material : lupolen.

obtenues avec la loi de KOLYMBAS sont inférieures aux valeurs expérimentales de 7 % en moyenne.

Pour la cellule « C » nous n'avons exploité que la loi de KOLYMBAS. Les valeurs de λ obtenues dépassent légèrement les résultats expérimentaux (fig. 10). On peut donc conclure que la loi de LADE conduit à des valeurs de contraintes horizontales un peu trop fortes et à des valeurs de contraintes verticales un peu faibles, alors que la loi de KOLYMBAS prédit le contraire. Cependant les écarts ne sont pas très importants.

6. ESSAIS NUMÉRIQUES : INFLUENCE DES PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES ET MÉCANIQUES SUR LES CONTRAINTES

L'étude expérimentale sur le site de Chartres a permis la mise en évidence partielle de l'influence des



Fig. 10. — Variation de λ en fonction de la hauteur de la cellule « C » matière ensilée : blé.
 Fig. 10. — Variation of λ with the height of the cell « C » ensiled material : wheat.

paramètres géométriques (élancement) et mécaniques (coefficient de frottement en paroi et rigidité de la paroi) sur les contraintes. Nous avons cependant effectué un certain nombre d'essais numériques en faisant varier, pour une cellule donnée, d'une part le coefficient de frottement, et d'autre part la rigidité des parois.

6.1. Influence du frottement en paroi (loi de LADE)

La modélisation du frottement en paroi s'effectue à l'aide de la loi classique de frottement de COULOMB, reposant sur un coefficient de frottement constant ; reliant la contrainte normale horizontale σ_x et verticale tangentielle τ par :

$\tau = \sigma_x \text{ tg } \Phi$

où Φ désigne l'angle de frottement en paroi et μ = tg Φ le coefficient de frottement.

Cette loi de frottement est utilisée dans le programme d'éléments finis comme condition limite le long des parois verticales. Le rapport τ/σ_x est comparé à chaque calcul avec μ puis corrigé également si nécessaire.

Les essais numériques pour différentes valeurs du coefficient de frottement en paroi en utilisant la loi de LADE, ont mis en évidence l'influence du frottement en paroi sur les contraintes, d'une part à l'intérieur de la matière ensilée, d'autre part en paroi.

6.1.1. Influence du frottement en paroi sur les contraintes à l'intérieur de la matière ensilée

Dans le cas d'une paroi parfaitement lisse ($\mu = 0$), la distribution des contraintes est identique à celle d'un fluide au repos. Les contraintes principales majeures et mineures sont respectivement verticales et horizontales (fig. 11). Lorsque le coefficient de frottement en paroi augmente (fig. 12, 13, 14) ; les contraintes prin-



Fig. 11. — Contraintes principales : $\mu = 0$. Fig. 11. — Principal stresses : $\mu = 0$.

cipales varient en fonction de la distance à l'axe de symétrie vertical du silo.

6.1.2. Influence du frottement en paroi sur les contraintes verticales au fond du silo.

Lorsque la paroi est parfaitement lisse ($\mu = 0$) l'ensemble du poids de la matière ensilée est portée par le fond du silo et comme pour un fluide au repos, la pression verticale ne dépend pas de la distance à l'axe de symétrie vertical du silo (voir tableau 1). La contrainte verticale uniforme au fond du silo est donnée dans ce cas par $\sigma_z = \gamma h$, où γ désigne le poids volumique de la matière.

Tableau 1. – Influence de μ sur la contrainte verticale σ_{z} au fond du silo.

Table 1. – Influence of μ on the vertical stress σ_z .

μ	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
σ _z %	100	90,2	79,2	70,6	65,6	58,9
Pf %	0	9,8	20,8	29,4	34,3	41,1



Fig. 12. – Contraintes principales : $\mu = 0.2$. Fig. 12. – Principal stresses : $\mu = 0.2$.

Lorsque μ augmente la pression verticale sur le fond diminue, une partie du poids de la matière ensilée p_f est alors supportée par les parois du silo.

Les figures 15 et 16 montrent une très forte influence du frottement en paroi sur la distribution de la contrainte verticale.

6.1.3. Influence du frottement en paroi sur les contraintes horizontales

Les figures 17 et 18 présentent l'influence du frottement en paroi sur les contraintes horizontales. Dans le cas d'une paroi lisse, on observe une évolution linéaire des contraintes en fonction de z. Lorsque μ augmente la courbe profondeur-contrainte calculée s'approche de plus en plus de la forme exponentielle donnée par la théorie classique de JANSSEN. Toutefois une augmentation très rapide de la contrainte horizontale se manifeste lorsqu'on s'approche du fond quelque soit la géométrie du silo. Ce phénomène n'a pas encore pu être vérifié expérimentalement.







Fig. 15. — Distribution de la contrainte verticale sur le fond : blé.
Fig. 15. — Vertical stress distribution on the base : wheat.

6.2. Influence de la rigidité des parois sur les contraintes (loi de LADE)

Le programme SILO utilisé dans la modélisation de la cellule « D », testée avec différentes rigidités (c'està-dire pour différents modules d'YOUNG), a fourni



Fig. 14. — Contraintes principales : $\mu = 0.5$. Fig. 14. — Principal stresses : $\mu = 0.5$.



Fig. 16. — Distribution de la contrainte verticale sur le fond : sable. Fig. 16. — Vertical stress distribution on the base : sand.

les contraintes horizontales et verticales à l'intérieur de la matière ensilée et au niveau de la paroi. Les résultats obtenus consignés dans les tableaux 2 et 3 montrent que la rigidité des parois n'a quasiment pas d'influence sur les contraintes en parois verticales et sur le fond horizontal du silo.

Rayon en m	Contraintes verticales			
	$E = 10^{13} Pa$	$E = 2,1 \ 10^{11} \ Pa$	$E = 10^{10} Pa$	
2,97	69,5	69,5	69,7	
2,78	91,1	91,1	91,1	
2,55	96,0	96,0	96,0	
2,05	100,1	100,1	100,1	
1,61	101,6	101,6	100.5	
1.01	102,5	102,5	102,4	
0,61	102,9	102,9	102,8	
0.11	103.1	103.1	103.0	

Tableau 2. — Contraintes verticales sur le fond de la cellule pour différentes rigidités.Table 2. — Vertical stress on the base of the cell for various stiffness.

Tableau 3. – Contraintes horizontales-profondeur pour différentes rigidités. Table 3. – Horizontal stress-depth for various stiffness.

Z (m)	Contraintes horizontales			
	$E = 10^{13} Pa$	E = 2,1 10 ¹¹ Pa	$E = 10^{10} Pa$	
0.84	27,8	27,8	27.7	
1,87	22,3	22,3	22,2	
2,79	18,5	18,5	18,5	
3,79	14,9	14,9	14,9	
4,79	11,3	11,3	11,3	
5,79	7,8	7,8	7,8	
6,79	4,1	4,1	4,1	
7,79	0,8	0,8	0,8	



 Fig. 17. — Contrainte horizontale pour différents coefficients de frottement en paroi : blé.
 Fig. 17. — Horizontal stress for various wall friction coefficient : wheat.

6.3. Etat de contraintes en paroi pour différentes matières ensilées (Loi de KOLYMBAS)

La figure 19 présente les courbes : contrainte horizontale en paroi en fonction de la profondeur et la figure 20 les courbes : contraintes verticales en fonc-



 Fig. 18. — Contrainte horizontale pour différents coefficients de frottement en paroi : paroi.
 Fig. 38. — Horizontal stress for various wall friction coefficient : sand.

tion du rayon au fond du silo. Elles présentent une même allure, chacune d'entre elle se déduisant de l'autre par une affinité. Les courbes correspondant aux matériaux les plus denses présentent le plus haut niveau de contraintes dans la matière ensilée aussi bien que sur les bords. On observe que la distribution de la contrainte verticale au fond du silo en fonction du rayon ne dépend pas du matériau testé.



Fig. 19. – Contrainte horizontale - profondeur pour différentes matières ensilées. Fig. 19. – Horizontal stress - depth for various ensiled materials



 Fig. 20. – Distribution de la contrainte verticale au fond pour différentes matières ensilées.
 Fig. 20. – Vertical stress distribution on the base for various ensiled materials.

6.4. Etude de l'influence de l'élancement du silo sur les contraintes en paroi (loi de LADE)

Les dimensions des silos influencent fortement les valeurs des contraintes exercées par la matière ensilée sur les parois du silo. Des phénomènes mécaniques de frottement en paroi, propres aux silos très élancés, pouvant conduire à l'annulation des contraintes verticales ont pu être observés. Cette remarque nous a conduit à entreprendre une étude numérique montrant l'influence des dimensions des silos et du frottement en paroi sur les contraintes dans la matière ensilée.

6.4.1. Influence de l'élancement du silo sur les contraintes

Les silos étudiés ont une hauteur de 12 m et des diamètres de 14 m, 12 m, 10 m et 6 m. La figure 21 représente les variations de contraintes horizontales en fonction de la hauteur pour différents élancements de silos. On remarque que plus le silo est large par rapport à la hauteur plus l'évolution de la contrainte hori-



Fig. 21. — Contrainte horizontale-profondeur pour différents élancements de silos, Fig. 21. — Horizontal stress-depth for various slenderness.

zontale en fonction de z a tendance à être linéaire jusqu'au fond du silo. Dans le cas du silo de faible élancement le problème du calcul des contraintes est ramené à la théorie classique de mécanique des sols et la théorie de RANKINE s'applique bien. Il faut signaler que pour la partie supérieure du silo, le diamètre n'a aucune influence sur les contraintes horizontales.

6.4.2. Influence du frottement en paroi sur les contraintes pour un silo très élancé

Cette étude a été réalisée avec du sucre et du blé pour un silo de diamètre 6 m et une hauteur de 30 m.

Dans le cas de la cellule très élancée, l'influence du frottement en paroi est nettement plus importante que dans un silo relativement large (ou réservoir). Ceci résulte du fait que pour un silo de très grande hauteur une plus grande partie du poids du matériau est reprise par les parois et donc non transmise au fond. Les figures 22 et 23 montrent que pour $\mu = 0.5$, les contraintes horizontales sont inférieures de 30 % à celles obtenues avec $\mu = 0.3$.



Fig. 22. — Contrainte horizontale-profondeur pour différents coefficients de frottement en paroi matière ensilée : blé.
Fig. 22. — Horizontal stress-depth for various coefficient of wall friction ; ensiled material ; wheat.



 Fig. 23. — Contrainte horizontale-profondeur pour différents coefficients de frottement en paroi matière ensilée : sable.
 Fig. 23. — Horizontal stress-depth for various coefficient of wall friction ; ensiled material : sand.

6.5. Etude de l'influence du poids volumique de la matière

Le poids de la matière agit différemment dans les silos élancés et dans les silos peu élancés. On étudie l'influence du poids de la matière en considérant l'évolution des contraintes horizontales et verticales dans le cas d'un silo de 30 m de hauteur et de 6 m de diamètre pour quatre matières ensilées :

* sable dense de Karlsruhe (SDK) ($\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$) $\mu = 0.3$; * sable lâche de Karlsruhe (SLK) ($\gamma = 14.5 \text{ kN/m}^3$) $\mu = 0.3$; * sable dense de Braunschweig (SDB) ($\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$) $\mu = 0.5$; * sable lâche de Braunschweig (SLB) ($\gamma = 14.3 \text{ kN/m}^3$) $\mu = 0.5$.

La variation de contrainte horizontale entre le SDK ($\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$) et le SLB ($\gamma = 14,3 \text{ kN/m}^3$) correspond plus ou moins à la variation de densité. On remarque ainsi sur les figures 24 et 25 que la contrainte horizontale dépend de la densité. Par contre l'étude des contraintes verticales au fond du silo pour les différentes matières ensilées (fig. 26) montre que la densité n'est pas le seul facteur caractéristique du matériau influençant les contraintes. En effet le SDB et le SDK ont une même densité tout en présentant des contraintes verticales différentes de 7 % environ. Ceci est également vrai pour un coefficient de frottement en paroi $\mu = 0,5$ et pour $\mu = 0,3$.

7. PERSPECTIVES ET CONCLUSION

L'analyse comparative des résultats expérimentaux de la base de Chartres et des résultats numériques obtenus par l'exploitation des lois de comportement de LADE et de KOLYMBAS démontre lors du remplis-



Fig. 24. — Contrainte horizontale-profondeur : sable dense et sable lâche : μ = 0,3. Fig. 24. — Horizontal stress-depth : dense and loose sand : μ = 0.3.







Fig. 26. – Distribution de la contrainte verticale sur le fond pour différents sables.
Fig. 26. – Vertical stress distribution on the base for various sands.

sage des silos, une bonne approche du comportement de la matière ensilée par ces lois. Les tests numériques effectués sur différents silos mettent en évidence l'influence des paramètres géométriques (élancement) et mécaniques (coefficient de frottement en paroi et rigidité) sur l'état de contraintes. Cette simulation montre en particulier le rôle important de l'élancement et du coefficient de frottement μ dans la définition des actions de la matière sur les parois de silos.

Les résultats numériques dépendent fortement des paramètres rhéologiques utilisés dans les deux lois exploitées, il est cependant raisonnable de penser améliorer la prédiction numérique du champ de contraintes en effectuant des tests sur les matériaux en laboratoire dans des conditions de contraintes aussi proches que possible de celles rencontrées dans les silos en vraie grandeur.

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier les professeurs EIBL et KOLYMBAS de l'Université de Karlsruhe pour nous avoir permis de bénéficier de l'environnement scientifique de leurs laboratoires.

BIBLIOGRAPHIE

- BROZZETTI . (1989), Description de la base expérimentale d'essais de cellules métalliques de stockage. CTICM n° 2, 1989.
- [2] CAMBOU B. (1987), Analyse du domaine de validité de quelques modèles de comportement adaptés aux sols. Rapport Scientifique du GRECO rhéologie des matériaux sols, béton, roches, 1987, pp. 235-247.
- [3] EIBL J., ROMBACH G. (1987), Arbeits und Ergebnisberichte f
 ür die Jahre 1985-1986, SFB 219, Teilprojet A1. Karlsruhe, M
 ärz 1987.

- [4] EIBL J., ROMBACH G. (1987), Numerical computation of velocity fields in silos, theory and application. Proceedings Silosy, Sklarska, Poreba, October 1987.
- [5] EIBL J., WEIDNER L. (1987), Arbeits- und Ergebnisberichte f
 ür die Jahre 1985-1986, SFB 219, Teilprojekt A2. Karlsruhe, März 1987.
- [6] GLADEN W. (1985), Numerische Untersuchung der Lasten in Silozellen beim exentrischen Entleeren. Dissertation (1985) Universität Karlsruhe.
- [7] HÄUSSLER U. (1984), Geschwindigkeits- und Spannungsfelder beim Entleeren von Silozelle. Dissertation (1984) Universität Karlsruhe.
- [8] KAMMACHER CH. (1988), Etude de la loi de comportement de LADE. Identification des paramètres rhéologiques. DEA Mécanique juillet 1988.
- [9] KHELIL A. (1989), Etude du champ de contraintes et de vitesses dans les silos métalliques. Thèse de Doctorat INPL, Nancy 1989.
- [10] KOLYMBAS D. (1987), A constituive law of the rate type for soils and other granular materials. Proceedings Numerical methods in geomechanics, Kosice, may 1987.
- [11] KOLYMBAS D., GUDEHUS G., TEJCHMAN J. (1986), Behaviour of granular materials in cylindrical silos. Powder Technology, vol. 48, 1986.
- [12] LADE P.V. (1977), Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces. J. Solids Structures, 1977, vol. 13, 1019-1035.
- [13] REMESCH J.C. (1989), Etude numérique du champ de contraintes dans les silos cylindriques lors du remplissage. DEA INPL, Nancy 1989.
- [14] ROMBACH G., EIBL J. (1987), Stress and velocity fields at discharging of silos. Proceeding of Numeta, Swansea, July 1987.

géologie, stabilité et exécution de deux tunnels autoroutiers en site urbain (Liège, colline de Cointe)

geology, stability and building of two motorway tunnels in a city (Liege, Cointe Hill)

R. ARNOULD

Ingénieur, Groupement E5/E9*

Rev. Franç. Géotech. nº 52, pp. 67-84 (juillet 1990)

Résumé

La géologie et l'étude géotechnique des massifs dans lesquels deux tunnels autoroutiers dans la ville de Liège sont en cours de creusement, sont décrites ainsi que le mode d'exécution. Le calcul de la stabilité du tunnel en cours de construction a été fait à l'aide d'un programme par éléments finis tenant compte des phases d'excavation. Des mesures de tassements, de déformation et de convergence en galerie ont été faites pour comparer avec les résultats des calculs.

Abstract

Geology and geotechnical studies of the site where two motorways tunnels in the city of Liege are dug are given as well as the way of building them. Tunnels stability calculation during building were done by finite elements method taking into account the construction phases. Settlement, deformation and tunnels convergency measurements were done for comparison.

Compte rendu de la conférence du 2 février 1989, Paris. * Rue du Chera, 81, B-4000 Liège, Belgique.

1. INTRODUCTION

De par sa situation géographique (fig. 1), Liège est un nœud autoroutier important. Si au nord de la ville des échangeurs assurent l'interconnection du réseau, aucune liaison autoroutière nord-sud n'existe. D'où la nécessité d'une jonction (E. 25 - E. 40) qui assurera l'écoulement du trafic de transit et soulagera la circulation urbaine (fig. 2).

Dans le cadre de cette liaison, plusieurs projets ont été envisagés et l'étude a débouché sur un tracé en site urbain dont la principale difficulté est l'exécution de deux tunnels à faible profondeur sous la colline de Cointe.



Fig. 1. — Plan des autoroutes près de Liège. Fig. 1. — Map of motorways near Liege.



Fig. 2. — Plan des tunnels dans Liège. Fig. 2. — Map of the Liege tunnels.

Ces tunnels de 1 300 m de longueur et d'une section de creusement de 144 m 2 constituent une première en Belgique.

2. RECONNAISSANCE DU SITE

La colline de Cointe est réputée pour sa géologie particulièrement complexe et par la présence d'exploitations houillères répertoriées ou non. De plus, siège d'instabilité dans le passé (glissement important de 1956), elle a suscité toute notre attention.

L'ensemble des études a été confié au Service du Professeur A. MONJOIE (Université de Liège). Le Service du Professeur F. BONNECHÈRE (Université de Liège) et l'Institut Géotechnique de l'État ont largement contribué à cette tâche par les nombreux essais qui leur ont été confiés.

La reconnaissance a été réalisée grâce ;

 à plus de 3 000 m de forages carottés faisant l'objet d'une description lithologique détaillée et d'unrelevé minutieux des fractures et des joints;

— à 3 puits de reconnaissance et à une galerie expérimentale permettant de déterminer la structure des terrains (pendages et directions), d'examiner le comportement du massif et de prélever des échantillons aux droits des différents types de joints pour essais de cisaillement en laboratoire ;

 à des essais réalisés in situ (diagraphies, essais dilatométriques, essais sismiques réfraction et entre forages, …).

2.1. Aspect géologique général

La colline de Cointe est située dans le bassin houiller liégeois. Elle se situe dans le Westphalien du carbonifère supérieur et est constituée d'une alternance de schistes argilo-silteux, de schistes gréseux et de grès.

Les couches de charbon rencontrées ont une épaisseur variant de 0,5 à 1 m.

La structure de l'anticlinal de Cointe recoupée par le tracé est la suivante (fig. 3) :

la direction générale des couches est N/55°E ;

 le flanc méridional présente une faible inclinaison sud et est affecté de quelques incidents sub-horizontaux du type plat-crain. De petites ondulations locales peuvent être observées ;

— le flanc nord qui s'étend jusqu'aux Guillemins est d'abord sub-vertical dessinant des plis serrés parfois exagérés en plis faillés, ensuite il présente une faible inclinaison sud et est affecté par quelques accidents sub-verticaux.

L'équipement piézométrique de certains forages a permis de déterminer la configuration de la nappe phréatique.

Aux brusques différences des niveaux observés dans les divers forages correspondent des variations de perméabilité causées par l'état de fissuration, la nature des remplissages des différents joints, le pendage, etc. COUPE GEOLOGIQUE SCHEMATIQUE DANS LA COLLINE DE COINTE









Fig. 3. — Coupe schématique géologique dans la colline de Cointe. Fig. 3. — Geological cut of Cointe hill.

Des exploitations minières sauvages et non répertoriées datant parfois de plusieurs siècles ont engendré dans le terrain la formation sporadique de zones foudroyées ou très disloquées.

2.2. Caractéristiques géomécaniques

2.2.1. Cohésion et angle de frottement

Les caractéristiques c et \emptyset des joints ont été déterminées par essais de cisaillement direct. Les diagrammes (τ , σ) font généralement apparaître des valeurs de pointe (rupture) et des valeurs résiduelles (fig. 4).

Etant donnée l'hétérogénéité du massif, la dispersion des valeurs est très importante. Pour clarifier la situation les discontinuités ont été classées en fonction de la nature lithologique des roches, de la morphologie des épontes, de la nature du remplissage et de certains paramètres complémentaires (fig. 5a).

En fonction des résultats d'essais et des critères de classification, on a pu distinguer cinq familles de joints présentant des caractéristiques géomécaniques similaires (fig. 5b).

L'ensemble des résultats donne une palette étendue de valeurs c et \emptyset qui correspondent bien aux différents faciès du massif rocheux à traverser. Toutefois, ces résultats sont difficilement utilisables.

En effet, pour une section transversale considérée dans la zone affectée par le creusement du tunnel (au moins un diamètre autour de l'excavation), on trouve plusieurs types de discontinuités dont le comportement global est un comportement moyen (fig. 6).

Pratiquement, nous avons opté pour une classification nettement plus simple :

— bonnes caractéristiques : massif présentant une bonne tenue naturelle, constitué de roches éventuellement fracturées mais dont les joints sont sains et sans remplissage. L'altération est négligeable ;

— caractéristiques moyennes : massif présentant une tenue naturelle plus faible, due en partie à la fracturation, à la présence de limet charbonneux et à des joints plus ou moins altérés avec remplissage argileux et glissés éventuellement. Les éléments du massif présentent déjà une certaine altération ;

— mauvaises caractéristiques : massif présentant une tenue naturelle faible à très faible, fracturation importante, joints altérés ou glissés nombreux. Structure éventuellement détruite.



Fig. 4. – Essais de cisaillement direct. Fig. 4. – Direct shear tests.
Lithologie	Morph des é	nologie pontes	Remplissage	Paramètr complémen	res taires	Caractéri c (kPa)	istiques ذ	Famille
I Plan			Pas de remplissage	Plan non glissé		c - 30	ذ - 16°	С
Contact grès-grès	Plan		Joint	Limet charbon	neux	c - 65	Ø- 8°	D ₂
	A > L		charbonneux	Pellicules de c	harbon	c - 80	Ø - 25°	E
			Pas de remplissage	Plan non glissé	A >	c - 210	Ø - 28°	С
	Ondulée	$\lambda \ < \ L$	ao rempiosego		Α <	c - 70	Ø - 17°	С
			Joint charbonneux	e < A		c - 10	Ø - 25°	D ₂
	Irrégulier		Pas de remplissage	Plan non glissé	A >	c - 535	Ø - 31°	С
					Α <	c - 125	Ø - 31°	С
			Remplissage	Remplissage n	et	c - 45	Ø - 13°	B ₁
TTS .	Plan $\lambda > L$ Plan $\lambda > L$ Plan $\lambda > L$ Pas de remplissage Plan glissé (na	argileux		Remplissage fi et discontinu	n	c - 80 c - 40	Ø - 19° Ø - 16°	B ₂
1.1.		crite)	c - 0	Ø - 22°	A			
Contact			de remplissage	Plan non glisse	é	c - 45	Ø- 9°	С
gréseux	Ondulée $\lambda < \lambda < \lambda < \lambda$		Remplissage e < A			c - 180	Ø - 16°	B ₃
		$\lambda < L$ $\lambda < L$	Pas de remplissage	Plan non glissé	A >	c - 140)		С
Cobioto					Α <	Ø- 14)		С
gréseux			Pas de remplissage	Plan non glissé	A >	c - 330	Ø - 30°	С
					Α <	c - 10	Ø - 26°	С
	1	17	Pas	Dise see sites (A >	c - 80	Ø - 40°	E
	irreguliei	5	de remplissage	Plan non glisse	Α <	c - 100	Ø - 25°	E
				Remplissage ne	t	c - 60	Ø - 12°	B ₁
111	Plan λ :	> L Remplissage argileux Remplissage fin et discontinu c - 45 Ø - 17°	Ø - 17°	B ₂				
			Pas de remplissage	Plan non glissé	Α <	c - 120	Ø - 16°	С
Schiste			Remplissage argileux	e < A		c - 80	Ø - 18°	B ₃
greseux		λ < L	Pas de remplissage	Plan non glissé	Α <	c - 220	Ø - 22°	С
	Undulée	λ < L	Pas de remplissage	Plan non glissé	Α <	c - 40	Ø - 10°	С

Lithologie	Morph des é	nologie pontes	Remplissage	Paramètr complémen	es taires	Caracté c (kPa)	ristiques ذ	Famille
		Remplissage		Remplissage no Pi	et 18/1 2	c - 10	Ø - 13°	B ₁
			argileux	Remplissage en trace 621/7		c - 40	Ø - 10°	B ₂
V	Plan X :	> L	Pas	Plan glissé (na	crite)	c - 0	Ø - 20°	А
Contact Schiste argilo-silteux			de remplissage	Plan non glisse	i.	c - 10-20	Ø - 10-21°	С
			Joint	Limet charbonneux		c - 125	Ø - 17°	D ₁
			charbonneux	Pellicules de c	harbon	c - 125	Ø - 17°	D ₂
Schiste			Remplissage	e < A		c - 220	Ø - 11°	B ₃
argiio-siiteux	Ondulée	$\lambda < L$	Pas	Plan non glissé A >	A >	c - 245	Ø - 26°	E
			de remplissage		c- 110	Ø - 17°	С	
			Joint charbonneux	e > A		c - 165	Ø - 19°	D ₁
	Irrégulie	r	Pas	Plan non glissé	A >	c - 210	Ø - 26°	E
			de remplissage	A <		c - 45	Ø - 18°	E

N° 52



Fig. 5a. – Classification n° 1 : valeurs résiduelles. Fig. 5a. – Classification n° 1 : residual caracteristics.

Classement	des	différente	s familles	proposé
par	le p	professeur	MONJOIE	

		Vale	eurs
	N° des familles d'échantillons	c kPa	y degrés
Groupe A	11, 28	- 7,	22,4
Groupe B	9, 20, 30	54,	15,4
Groupe B	32 10, 21, 31	61,	13,3
Groupe B	33 14, 24, 35	233,	12,1
Groupe (2, 38, 12, 13, 15, 39, 23, 26, 27, 29, 34	65,	20
Groupe [01 32, 36	141,	20,3
Groupe [02 3, 4, 6, 33	68,	19,9
Groupe I	5, 7, 8, 16, 19, 18 40, 43,37	3 141,	34,3



Fig. 6. - Coupe transversale du tunnel. Fig. 6. - Transverse tunnel cut.

Caractér. du massif	Zone é	lastique	Zone plastique		
	c (kPa)	Ø (degré)	c (kPa)	Ø (degré)	
Bonnes	100	25	60	18	
Moyennes	100	20	60	13	
Mauvaises	10	8	10	8	

2.2.2. Module de Young

De nombreux essais dilatométriques ont été réalisés dans les forages carottés. L'investigation in situ a été complétée par des essais de compression simple.

Caractér. du massif	Zone élastique E (GPa)	Zone plastique E (GPa)
Bonnes	14	7
Moyennes	5,25	2,6
Mauvaises	0,87	0,87

2.2.3. Résistance à la compression

Etant données les faibles dimensions des éprouvettes cylindriques sur lesquelles les essais ont été réalisés, les valeurs obtenues sont représentatives de la matrice rocheuse et non de la masse. Dès lors, une classification suivant la lithologie nous semble plus adaptée.

Lithologie	σ' c (MPa)
Schiste argilo-silteux	20 - 55
Schiste gréseux	55 - 130
Grés	130 - 200*

* Des valeurs de 400 MPa ont été relevées.

D'autres paramètres telles que les caractéristiques de fluage ont été déterminés mais, n'intervenant pas dans la méthode de calcul développée ultérieurement, nous en ferons fi dans le présent rapport.

3. MÉTHODE D'EXCAVATION

3.1. Quelques caractéristiques des tunnels

Situés à une profondeur de 60 m, les tunnels sont distants d'environ 30 m aux extrémités et 50 m au centre.

Ils communiquent entre eux par six galeries de liaison.

Deux autres galeries reliées aux conduits d'aération des deux tunnels assurent avec la cheminée d'extraction la ventilation (fig. 7). Chaque tunnel, de section quasi circulaire pour des raisons d'efficience, comporte deux bandes de circulation de 3,5 m et une bande de secours. A la partie supérieure, sont situées les gaines de ventilation. Sous la chaussée, un espace libre permet de regrouper la majorité des câbles et des conduites (fig. 8).

En ce qui concerne la structure, deux anneaux superposés en béton de 30 et 35 cm d'épaisseur et se prolongeant en un radier de 70 cm forment l'élément principal.

L'anneau extérieur et le radier reprennent la pression des terrains. La voûte est consituée de béton projeté et de cintres réticulés distants de 1,25 m.

L'anneau intérieur en béton coulé sur place supporte la pression hydrostatique éventuelle. Il peut être amené à collaborer au soutènement des terrains dans les mauvaises zones.

La collecte des eaux de la nappe phréatique s'effectue d'une part grâce à un géotextile placé entre les deux anneaux et relié à des drains longitudinaux, d'autre part grâce à des perforations dans le radier.

3.2. Les phases d'excavation

Vu la faible longueur des tunnels, leur grande section et l'hétérogénéité des terrains, l'emploi d'un tunnelier full face est pratiquement impossible. Nous avons donc opté pour une machine à attaque ponctuelle.

La grande section impose une exécution par phases, il est prévu pour le premier tunnel d'excaver :

- la galerie pilote (I) en faîte ;
- les élargissements en calotte (II) ;
- le stross (III) ;
- le radier (IV) (fig. 9).

Bien qu'il ait été techniquement possible d'exécuter la calotte en une seule phase, le creusement d'une galerie pilote présente de nombreux avantages dont les principaux sont :

— de fournir une reconnaissance complète du terrain ;

- d'affronter les grosses difficultés (failles,...) en section réduite ;

 de traiter les zones de mauvais terrain et les anciens travaux miniers sans affecter le rendement des autres phases;

- de vérifier certaines hypothèses de calcul.

L'organisation pour un cycle de travail en galerie pilote est la suivante (fig. 10a, b, c, d) :

- abattage d'une passe de $1,25 \text{ m} (45 \text{ m}^3)$;

 mise en place du cintre réticulé et des treillis métalliques ;

- forage en voûte et mise en place de boulons passifs type Swellex à raison d'un par $\mathrm{m}^2.$ Ils ont une longueur de 3 ou 4,5 m suivant le type de terrain rencontré ;





Fig. 9. – Phases d'exécution. Fig. 9. – Building phases.

 boulonnage des parois latérales. Les boulons aux nombres de 3 par côté sont en fibres de verre et scellés à la résine ou du type Swellex suivant la nature des terrains ;

 application d'une couche de béton projeté de 15 cm en voûte et de quelques cm en piedroit.

La durée d'un cycle complet est de quatre heures dans les conditions idéales.

L'élargissement en calotte et le creusement du stross seront exécutés de façon identique, sauf que dans la plupart des cas il sera possible de procéder par passes de 2,5 m et en alternance gauche-droite.

L'excavation du radier sera peut-être réalisée par un autre engin que la machine à attaque ponctuelle.

Les passes seront plus importantes (environ 10 m).

4. STABILITÉ DÉFINITIVE ET EN COURS D'EXÉCUTION

4.1. Valeurs de calcul

Au niveau de l'exécution, il est illusoire de vouloir adapter le soutènement au terrain rencontré étant données les fréquentes alternances de massifs qualifiés bon, moyen ou mauvais. C'est pourquoi il a été retenu qu'un type de terrain dit « moyen-moins » dont les caractéristiques sont :

E (GPa)	c él (kPa)	c pl (kPa)	Ø él.	Ø pl	ν
0,26	100	60	13°	13°	0,2

Dans les zones très mauvaises, le renforcement du soutènement ou le traitement du terrain reste toujours possible.

4.2. Choix d'une méthode de calcul

La méthode de creusement par phases successives permet de profiter au maximum de la participation du terrain qui « encaisse » une partie importante de la charge géostatique.

En effet, la roche se décomprimant durant les excavations successives, la pression de confinement au stade définitif est réduite (en moyen 1/4 à 1/3 de la pression initiale).

Ce phénomène important est la base fondamentale de la « nouvelle méthode autrichienne ».

En ce qui concerne les calculs, les principes de cette méthode peuvent être mis en évidence par :

- la méthode « convergence-confinement » (1)
- la méthode du solide composite (2).

A égalité d'hypothèses sur les caractéristiques des terrains, la deuxième méthode permet de tenir compte de la géométrie et même de l'évolution des caractéristiques des matériaux. Elle sera donc adoptée.

4.3. Programme de calcul (*)

4.3.1. Discrétisation

Dès le départ, elle doit tenir compte de la géométrie des excavations successives (fig. 11).

4.3.2. Critère de rupture

Le critère est celui de DRUCKER-PRAEGER dérivé de la loi de MOHR-COULOMB (fig. 12).

4.3.3. Fonctionnement des programmes

Après chaque phase d'excavation, à la fin du calcul itératif, les déplacements des nœuds, les contraintes au centre des éléments et les contraintes excédentaires (celles qui restent lorsque le critère de convergence est atteint) sont stockés sur disque (fig. 13a).

Pour passer à la phase suivante, le programme impose aux frontières de la nouvelle zone à excaver des forces nodales obtenues par interpolation des contraintes précédemment mises en mémoire (fig. 13b).

^(*) L'ensemble des calculs par la méthode des éléments finis a été réalisé par le bureau d'études TRACTEBEL (Service du Professeur R. FUNCKEN).

10.0000



Fig. 10c.

Fig. 10a, b, c, d. — Cycle de travail. Fig. 10a, b, c, d. — Working cycle.

Fig. 10d.

Fig. 10b.

A ce moment, (le système étant bloqué : figure 13c) les caractéristiques des éléments situés à l'intérieur de ces frontières peuvent être modifiées. Les forces sont ensuite relâchées progressivement (33, 66 et 100 %) et induisent dans l'ensemble du modèle un nouveau champ de contraintes pour lesquelles les tests de plastification sont effectués tant que le critère de convergence n'est pas atteint (fig. 13d).

4.4. Analyse des résultats

Nous nous limiterons ici à l'analyse des résultats les plus significatifs qui sont :

- les tassements en surface et les convergences en tunnel ;

- la pression radiale (pression et confinement) ;

- la compression moyenne du revêtement en béton.

4.4.1. Tassements en surface et convergences en tunnel

Ces valeurs des déplacements sont par défaut car elles ne tiennent pas compte du mouvement qui se produit à chaque phase après l'excavation et avant la pose du revêtement. Or ce mouvement est important, comme l'ont montré les mesures effectuées in situ lors du passage de la phase GALERIE-PILOTE à la phase CALOTTE, on peut s'attendre à des valeurs de 6 à 10 mm.



Fig. 11. – Discrétisation. Fig. 11. – Discretisation.



Fig. 12. – Critère de rupture. Fig. 12. – Failure criterion.

Le drainage du terrain peut aussi influencer les tassements de surface bien que les mesures de débit effectuées jusqu'à présent soient rassurantes et indiquent une faible porosité.

La notion de sécurité ne peut donc être liée à l'amplitude des déplacements du moins en dessous de certaines limites (par exemple : convergences relatives inférieures à 10^{-2}). Au concept de sécurité, on

Phase	Déplac. clé de voûte (mm)	Affaissement en surface
Pilote	- 7	- 2,1
Calotte	- 3,2	- 1,2
Stross	- 0,2	- 0,8
Radier	+ 0,5	+ 0,4
Béton intérieur	0	0
Total	10,0 mm	3,7 mm

associera plutôt la stabilisation des convergences et des tassements dans le temps et dans l'espace.

4.4.2. Contraintes radiales (pression de confinement)

Les contraintes en voûte sont de 540 kPa.

Elles diminuent progressivement dans les piedroits pour atteindre 130 kPa en radier. Cette distribution des pressions est intrinsèquement liée au champ de déplacements et peut partiellement s'expliquer par la méthode de convergence-confinement. En effet, en observant les déplacements après chaque phase de creusement (fig. 15a, b, c, d), on se rend compte que des déplacements importants se produisent partout dans la section du futur tunnel et même au-delà.

Dès lors, les convergences initiales (celles qui se produisent avant la pose du soutènement) vont être crois-



Stockage des résultats (contraintes, déplacements) Fig. 13a.





Imposition aux nœuds frontières des forces équivalentes. Fig. 13b.



Suppression des forces nodales et stockage des résultats. Fig. 13d.

Fig. 13a, b, c, d. - Calcul des phases d'excavation. Fig. 13a, b, c, d. - Excavation phases calculation.

Phases	Voûte kPa	+ 45° kPa	Piedroit kPa	- 45° kPa	Radier 1 kPa	Radier 2 kPa	Radier 3 kPa
Galerie Pilote	120	-	-	-	-	-	_
Calotte	300	200		-	70	-	
Stross	540	470	280	3- <u></u> 1		30	
Radier	540	470	320	130		-	130
Béton intérieur	540	470	340	130	-	-	130



santes à partir de la voûte vers le radier. A ces u_o voûte, u_o radier correspondent des pressions de confinement p_i voûte, p_i 45°, ... p_i radier décroissantes qui confirment la distribution observée (fig. 16).

Le tableau précédent fait également apparaître une stagnation des contraintes radiales à partir de la phase STROSS. Physiquement, cela signifie qu'à partir de cette étape les lignes isostatiques (ou lignes de force) ont adopté la forme du tunnel à terme.

Remarquons enfin que la contrainte radiale moyenne à terme sur le périmètre de la section vaut 340 kPa contre 800 kPa obtenu par la méthode du solide composite sans prendre en compte les étapes de construction.

On constate donc que le creusement par phases SOULAGE.

4.4.3. Contraintes dans les revêtements en béton

Aux valeurs par défaut des déplacements correspondent des valeurs par excès des contraintes. Ces dernières sont fournies dans le tableau page 81.



Fig. 16. - Convergence-Confinement.

Fig. 16. – Convergency-confinement.



Déplacement stross. Fig. 15c. Fig. 15a, b, c, d. — Déplacements.



Déplacement radier. Fig. 15d. Fig. 15a, b, c, d. — Displacements.



Fig. 17. — Contraintes dans le revêtement. Fig. 17. — Stresses in the lining.

5. MÉTROLOGIE

Les valeurs mesurées sont principalement des déplacements :

- tassements en surface ;

- élongation dans le terrain (extensomètres extérieur et intérieur) ;

 convergence en galerie (auréole de convergence) (fig. 18). Couche A : gunite : 15 cm (ou 20 cm en radier) Couche B : gunite : 15 cm Couche C : béton coffré : 30 cm

U k	nité Pa	Pilote	Calotte	Stross	Radier	Béton
1	A B C	5 400 	11 700 	16 400 3 500 —	1 640 350 —	16 400 3 500 30
2	A B C	4 800 	10 500 			
3	A B C		5 000 	11 400 5 000 -	1 160 520 —	11 600 5 200 90
4	A B C			5 900 520 —	730 660 —	7 400 6 700 20
5	A B C			7 200		
6	A B C				2 200 2 300 2 500	2 200 2 300 2 500

5.1. Les tassements

Les repères de tassement sont disposés au-dessus du tracé du tunnel dans une bande d'environ 150 m de largeur.



Fig. 18. – Métrologie. Fig. 18. – Metrology.

Les mesures effectuées au N_3 (précision : 1/10 mm) sont traitées automatiquement.

Dès lors, on obtient rapidement, pour l'ensemble des points relevés, les tassements maximaux et différentiels, l'évolution dans le temps,...

Des coupes peuvent être dressées automatiquement pour percevoir les phénomènes locaux préjudicables aux habitations (fig. 19).

5.2. La détente des terrains

Les extensomètres « extérieurs » sont constitués de tubes plastiques introduits dans le terrain après forage et scellés au coulis de ciment. Des bagues en laiton disposées tous les mètres permettent grâce à une sonde électromagnétique de suivre l'évolution des déplacements au sein du massif (fig. 20).

Nous pouvons donc définir les zones détendues et plastifiées qui participent à la reprise des charges géostatiques et les comparer avec les prévisions établies lors des calculs.

Des déplacements trop importants dans certaines zones reflètent un état de dislocation qui devra être traité le plus souvent par injection.

Ces instruments fournissent aussi le u_o , c'est-à-dire, l'état de décompression initial précédant la pose du premier revêtement (galerie-pilote). Cette valeur u_o n'a pas été prise en compte dans nos calculs. Les extensomètres intérieurs donnent des résultats similaires mais plus restreints. Ils nous renseignent avant tout sur le mode de fonctionnement des boulons passifs.

5.3. Les convergences en galerie

Les auréoles sont matérialisées par des points lumineux (diodes) fixés aux cintres et dans les piedroits (fig. 21).

A partir d'une station de visée mise en place en arrière de la section considérée et d'une station d'origine reliée à une polygonale extérieure, les géomètres effectuent les mesures angulaires qui sont transférées et stockées définitivement sur disquettes. Le traitement de ces valeurs par ordinateur fournit plusieurs diagrammes et courbes facilitant leur interprétation (fig. 22a, b, c).

Tant qu'à présent, on constate :

convergence (positive quand le déplacement s'effectue vers le centre de l'excavation) ;

	Radier mm	Voûte mm
Galerie pilote	Oà 3	8 à 14
Calotte	3 à 18	14 à 40



Fig. 19. — Coupe transversale des tassements, Fig. 19. — Settlements transverse cut.



Fig. 20. – Déplacements au sein du massif. Fig. 20. – Displacements inside the mass.



Fig. 21. – Principe des mesures de convergence. Fig. 21. – Convergency measurements principle.

- une stabilisation des convergences dans les sections stiuées à $100\,$ - $\,150\,$ m du front ;

- un arrêt des convergences lors d'un arrêt de travail.

Cela prouve un massif dont les caractéristiques sont mécaniques et non rhéologiques ;

 un mouvement d'ensemble de la structure qui correspond à une mise en place, à une prise d'appui et des mouvements relatifs qui induisent des efforts semblables aux efforts calculés.

6. CONCLUSION

La complexité de la géologie de la colline de Cointe et les grandes dimensions des tunnels relativement aux dimensions des hétérogénéités du massif ont conduit au choix d'une machine à attaque ponctuelle.

Vu l'importance de la section transversale, l'excavation par phases successives a été retenue. Cette méthode de creusement permet de profiter au maximum de la participation du terrain qui « encaisse » une partie importante de la charge géostatique.

Le programme de calcul utilisé a permis de simuler les phases successives d'excavation. Au travers de l'analyse des résultats, il a été mis en évidence les principes de la « nouvelle méthode autrichienne ».

Pour vérifier l'exactitude des hypothèses de calcul (valeurs des caractéristiques mécaniques, critère de rupture,...), des mesures sont effectuées.

Leur interprétation qui n'est pas toujours évidente, nous renseigne sur le comportement du massif et de la structure. Si une anomalie était constatée, des dispositions spéciales devraient être prises (boulons actifs, surépaisseurs de gunite, traitement des terrains, ...) avant d'exécuter les phases ultérieures. Cette possibilité de corriger le comportement du solide composite tunnel-terrain en cours d'exécution est un avantage non négligeable.







Fig. 22a, b, c. – Résultats des mesures de convergence. Fig. 22a, b, c. – Convergency measurements.

INFORMATIONS

2^e conférence internationale **« Dynamique des sols et ingénierie géotechnique parasismique »**. Saint-Louis (Missouri) du 11 au 15 mars 1991.

Renseignements : Shamsher PRAKASH - Dept of Civil Engineering - University of Missouri Rolla - Rolla, MO 65401-0249 USA. Tél. : 314 341 4489.

International reinforced soil conference. Glasgow, du 10 au 12 septembre 1990.

Renseignements : Prof. Alain Mc GOWN - Université de Strathelyde - Rottenrow - Glasgow G40NG Grande-Bretagne. Tél. : 041 552 2891.

Journées internationales « Franchissements souterrains pour l'Europe ». Lille, les 17 et 18 octobre 1990, organisées par l'AFTES.

Renseignements : Mme J. BOLLER - SEMALY - 25, cours Emile-Zola - 69625 Villeurbanne Cedex. Tél. : 78 94 86 00.

Vient de paraître

Aux Editions Masson

Microtextures des roches magmatiques et métamorphiques.

J.-P. BARD

 $2^{\rm e}$ édition révisée et augmentée, 216 pages, broché, 16 $\times\,$ 24 cm.

La composition, la forme, l'habitus des minéraux, de même que leurs relations géométriques au sein de la roche, sont autant de signatures qu'il ne saurait être question d'ignorer dans l'approche des mécanismes pétrogénétiques du magmatisme et du métamorphisme. L'analyse microtexturale est la base fondamentale de tout travail de recherche sur ces mécanismes. A l'acquis des pionniers de cette discipline, est venue se surajouter toute une série « d'évidences » issues de produits manufacturés (alliages, verres, céramiques, bétons) mais aussi de simulations expérimentales ou sur ordinateur. Le champ des connaissances sur la signification des textures s'est largement ouvert et dépasse aujourd'hui les seuls matériaux endogènes d'origine terrestre, allant jusqu'à étudier les objets « géologiques » lunaires. Cet ouvrage a été conçu à l'intention des étudiants en géologie et des élèves ingénieurs des Ecoles des mines. Il sera également très utile à tous les géologues, pétrographes ou non, qui ont à analyser des lames minces de roches magmatiques et métamorphiques.

Magnétisme terrestre - Introduction. J.-J. DELCOURT

316 pages, broché, 16 × 24 cm.

Bien peu de personnes se doutent que le spectacle chatoyant des aurores polaires est tributaire de phénomènes de convection se développant dans le noyau liquide de la Terre à une profondeur d'à peu près 2 900 km... Destiné aux étudiants de second cycle en géologie, géophysique ou physique, ainsi qu'à ceux devant approcher rapidement le phénomène « magnétisme terrestre », l'ouvrage est articulé autour de quelques chapitres fondamentaux :

- le magnétisme interne et le noyau de la Terre ;

— la rémanence dans les roches et l'histoire du champ magnétique ;

- le magnétisme externe et l'ionosphère ;
- le magnétisme externe et la magnétosphère ;
- les appareils de mesure.

Quand cela s'avère utile, le lecteur trouvera quelques compléments, tantôt sur la chimie de l'ionosphère, tantôt sur le Soleil. Les ordres de grandeur des phénomènes sont fréquemment chiffrés au moyen de raisonnements simples et il ressort de l'ouvrage une impression de pluridisciplinarité propre aux sciences de la Terre.

LOGICIEL « STARS »

LABORATOIRE DE MÉCANIQUE DES SOLIDES Laboratoire commun à l'Ecole Polytechnique, l'Ecole Supérieure des Mines de Paris, l'École Nationale des Ponts et Chaussées. Unité associée au C.N.R.S.

STARS, est un logiciel très performant pour les études de stabilité d'ouvrages de soutènement en sols renforcés.

Très simple d'emploi, STARS allie la rapidité d'exécution à la précision de l'analyse.



ESSES de l'école nationale des

et chaussées

STARS est livré avec un manuel d'utilisation comprenant : — un exemple typique de mise

- un exemple typique de mise en œuvre du logiciel, examiné dans tous ses détails;
- la description exhaustive des fichiers de données et de résultats;
- la présentation de la méthode de calcul et ses fondements théoriques, y compris l'approche de la sécurité.

---->8--

A QUOI EST DESTINÉ CE LOGICIEL

STARS effectue l'analyse bidimensionnelle de la stabilité d'ouvrages en sols renforcés tels que les pentes et les murs cloués, avec des surcharges de types divers.

STARS est utilisé classiquement pour la vérification d'un dimensionnement.

Sa grande rapidité d'exécution en fait aussi un outil d'aide à la conception et un moyen de prédimensionnement qui prend en compte les phases de construction.

Les études paramétriques deviennent réellement possibles avec STARS en raison de la facilité à saisir et à modifier les données.

A QUI EST DESTINÉ CE LOGICIEL ?

STARS est destiné aux ingénieurs de bureaux d'études et de contrôle chargés de concevoir ou de vérifier des soutènements en sols renforcés.

FONDEMENTS THÉORIQUES ET MÉTHODE DE CALCUL

STARS s'appuie sur la théorie du calcul à la rupture développée au Laboratoire de Mécanique des Solides (Palaiseau, France). L'analyse de stabilité est bidimensionnelle, correspondant à un « problème de calcul à la rupture en déformation plane ». STARS vérifie l'équilibre de volumes limités par des spirales logarithmiques, sous l'action des charges et des surcharges, et des résistances susceptibles d'être développées par le sol et les renforcements. STARS recherche automatiquement et détermine le volume critique et les volumes sous-critiques.

STARS EST FACILE A UTILISER

 Les différentes fonctions de STARS sont aisément accessibles grâce à un menu arborescent.

 Les données saisies sont immédiatement visualisées à l'écran et leur cohérence est immédiatement vérifiée.

- Les sorties sont disponibles sur écran et sur imprimante.

Grâce à sa rapidité de calcul (quelques secondes à 5 minutes selon la complexité de l'ouvrage étudié), STARS est un logiciel pleinement interactif.

STARS fonctionne sur tout PC compatible possédant au moins 512 ko de RAM, une carte et un écran graphique haute résolution (EGA, VGA, Hercule...), et un co-processeur scientifique. Un disque dur accélère considérablement la vitesse de calcul.

BON DE COMMANDE
Veuillez m'adresser exemplaire(s) du logiciel STARS et son manuel d'utilisation au prix unitaire de 50 000 F HT (59 300 TTC).
Ci-joint mon règlement de F à l'ordre de A.E.N.P.C Formation Permanente. (Une facture justificative sera jointe à la livraison).
Matériel utilisé (marque et type)
Disquette 5''1/4 3''1/2
NOM
ADRESSE
CODE POSTAL
PRESSES de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées 28, rue des Saints-Pères - 75007 PARIS - Tél. : (1) 42 60 34 13

IMPRIMÉ EN FRANCE

ACHEVÉ D'IMPRIMER SUR LES PRESSES DE L'IMPRIMERIE CHIRAT 42540 ST-JUST-LA-PENDUE EN JUIN 1990 DÉPÔT LÉGAL 1990 N° 5238