

# MECASOL

INGENIEUR CONSEIL EN MECANIQUE DU SOL  
SOIL MECHANICS CONSULTANTS

43, Rue de la Grosse Pierre – Silic 443 – 94593 RUNGIS CEDEX  
Téléphone : 01.46.87.20.40 – Télécopie : 01.46.87.00.18 – E.mail : mecasol@wanadoo.fr

SOCIETE ANONYME AU CAPITAL DE 150 000€ / RCS CRETEIL B 572 175 065 / SIRET 572 175 065 00042 / APE 742C  
TVA INTRACOMMUNAUTAIRE FR 15 572 175 065

1	08.04.2002	M.D.		M.L.	Modifications des pages 31, 32, 40 à 44
0	25.03.2002	M.D.		M.L.	PREMIERE EMISSION
REVISION REVISION	DATE DATE	REDACTEUR AUTHOR	VERIFICATEUR CHECKED	CONT.EXTERNE EXT.CONT.	MODIFICATIONS MODIFICATIONS

## SOLEIL

### Reconnaitssances géotechniques

### Synthèse des résultats

Nom de fichier  
C:\0001 - SECRETARIAT\05101 - SOLEIL\05101-REP-MEC-N-P-00-006-1.DOC

<b>REP</b>	<b>MEC</b>	<b>N</b>	<b>P</b>	<b>00</b>	<b>006</b>	<b>1</b>
Phase	Emetteur	Type document	Corps d'état	Zone	N° document	Indice

DOSSIER : 51-01 PAGE 1/44  
PROJECT :

ECHELLES :  
SCALES :

PLAN :  
DRAWING :

DOSSIER PROJECT		NOTE REPORT		DATE DATE		REVISION REVISION		PAGE PAGE
51-01				08.04.2002		1		2/44
REP	MEC	N	P	00	006	1		

## Reconnaissances géotechniques

### Synthèse des résultats

#### SOMMAIRE

<b>I - INTRODUCTION .....</b>	<b>4</b>
<b>II - RECONNAISSANCES REALISEES .....</b>	<b>4</b>
<b>III - STRATIGRAPHIE.....</b>	<b>6</b>
<b>IV - LES NAPPES .....</b>	<b>9</b>
<b>V - CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES CLASSIQUES .....</b>	<b>10</b>
V.1 - Essais in situ .....	11
V.1.1 - Perméabilité .....	11
V.1.2 - Essais pressiométriques .....	11
V.2 - Essais en laboratoire.....	16
V.2.1 - Limons des Plateaux.....	16
V.2.2 - Argiles à meulièrees .....	19
V.2.3 - Sables de Fontainebleau .....	25
V.3 - Caractéristiques proposées .....	26
<b>VI - CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DYNAMIQUES.....</b>	<b>27</b>
VI.1 - Essais in situ.....	27
VI.2 - Essais en laboratoire .....	29
VI.3 - Caractéristiques proposées.....	33
<b>VII - COMPACTAGE ET TRAITEMENT DES LIMONS .....</b>	<b>33</b>
VII.1 - Identification et compactage .....	34
VII.2 - Traitement à la chaux et au ciment .....	36
<b>VIII - REMARQUES SUR LE GONFLEMENT DES ARGILES A MEULIERES .....</b>	<b>38</b>
<b>IX - MODULES DE DEFORMATION .....</b>	<b>39</b>

DOSSIER PROJECT	NOTE REPORT	DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01		08.04.2002	1	3/44
REP	MEC	N	P	00 006 1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques****X - APPLICATION AUX FONDATIONS ET AUX DALLAGES .....41****XI - APPLICATION AUX VOIRIES ET PARKINGS .....44**

Annexe 1 : Tableaux 1 à 8

Annexe 2 : Graphiques 1 à 4 et plan 1 de localisation des sondages

DOSSIER PROJECT	NOTE REPORT	DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01		08.04.2002	1	4/44
REP	MEC	N	P	00 006 1

## Reconnaissances géotechniques

### Synthèse des résultats



#### I - INTRODUCTION

Dans le cadre de la progression des études du projet Soleil sur le site de référence devenu le site définitif (l'Orme des Merisiers à Saint Aubin), la Société Civile Synchrotron Soleil (Maître d'Ouvrage) a fait réaliser les reconnaissances géotechniques nécessaires à la Maîtrise d'œuvre pour la reprise de l'APD et la mise au point du projet.

Ces reconnaissances ont été définies dans le cahier des charges établi par la Maîtrise d'œuvre et ont été réalisées par le groupement d'entreprises SOBESOL - EEG SIMECSOL (travaux sur site de fin novembre 2001 à début janvier 2002).

Elles ont fait l'objet de plusieurs rapports factuels et d'un rapport de synthèse fournis par SOBESOL - EEG SIMECSOL :

- rapport factuel des reconnaissances (rév. A du 18/1/02 et rév. B du 22/2/02),
- rapport factuel des essais dynamiques in situ (rév. A du 25/1/02 et rév. B du 18/2/02),
- rapport factuel des essais en laboratoire (rév. A du 01/2/02 et rév. B du 22/2/02),
- rapport de synthèse provisoire (05/2/02) puis définitif (22/2/02).

Ces reconnaissances détaillées viennent en complément des reconnaissances préliminaires du site réalisées par Mécasol en 1998, directement pour le compte du Maître d'Ouvrage CEA - CNRS.

La présente note fait la synthèse des résultats et propose les caractéristiques géotechniques à retenir pour le projet, en tenant compte de l'ensemble des reconnaissances réalisées.

#### II - RECONNAISSANCES REALISEES

Rappelons que les reconnaissances préliminaires de 1998 avaient comporté :

- un sondage carotté de 20m de profondeur (SC1) au droit du dallage-test envisagé à cette époque, avec 11 échantillons de sol (9 prélevés sous gaine et 2 prélevés directement dans les caisses de carottes par Mécasol),

DOSSIER PROJECT	NOTE REPORT	DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01		08.04.2002	1	5/44
REP	MEC	N	P	00 006 1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

- trois sondages pressiométriques de 21m de profondeur (SP1-SP2-SP3) réalisés en ligne avec un pas de 30m et avec SP2 au droit du dallage-test (distance de 4.5m entre SC1 et SP2); les essais pressiométriques ont été faits tous les mètres,
- essais géotechniques en laboratoire sur les échantillons.

Ces reconnaissances sont implantées dans la partie Est du hall expérimental (cf. plan 1 en annexe 2).

Nous renvoyons à la note de synthèse Mécasol n° 1 rév. A du 24/4/98 pour tous les détails et les résultats.

Les reconnaissances complémentaires de 2001-2002 sont définies dans le cahier des charges établi par la Maîtrise d'œuvre et sont reprises dans les rapports SOBESOL – EEG SIMECSOL (cf. plan 1 en annexe 2 donnant la localisation schématique, étant entendu que la localisation exacte est donnée sur les plans SOBESOL).

Les buts principaux de ces reconnaissances étaient les suivants :

- définir la stratigraphie précise sur l'ensemble du site concerné par les ouvrages,
- déterminer les caractéristiques géotechniques classiques des différentes couches à la fois par des essais in situ (sondages pressiométriques) et des essais en laboratoire sur échantillons (identification générale, caractéristiques mécaniques, compressibilité),
- déterminer les caractéristiques dynamiques des sols également par des essais in situ (cross-hole) et des essais en laboratoire,
- préciser la variabilité verticale et latérale des caractéristiques,
- préciser le potentiel de gonflement éventuel des sols argileux (limons et argiles à meulière),
- déterminer les caractéristiques hydrogéologiques (niveaux de nappe, perméabilité des formations),
- définir les possibilités de traitement éventuel des limons (chaux et ciment).

Compte tenu des objectifs recherchés, on avait prévu d'associer les moyens de reconnaissance suivants :

- sondages carottés avec échantillons "intacts", essais d'eau et piézomètres associés (équipement piézométrique d'un sondage destructif proche de certains carottés),
- sondages pressiométriques avec essais pressiométriques et enregistrement des paramètres de forage,
- essais dynamiques in situ dans des forages (cross-hole),
- puits à la pelle mécanique avec échantillons "remaniés" (limons et éventuellement partie haute des argiles à meulière),
- essais détaillés en laboratoire (statiques et dynamiques).

DOSSIER PROJECT	NOTE REPORT	DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01		08.04.2002	1	6/44
REP	MEC	N	P	00 006 1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

En définitive, compte tenu de quelques adaptations faites au démarrage des travaux par le Maître d'Ouvrage et le maître d'œuvre, ces reconnaissances complémentaires ont comporté :

- 9 sondages carottés de 15 à 30m de profondeur (SC2 à SC10) avec essais d'eau Lefranc et prélèvements d'échantillons pour essais en laboratoire (18 essais d'eau et 41 échantillons au total); le sondage SC4 (30m) au voisinage du centre du Synchrotron a été équipé en tube PVC scellé au terrain.
- 21 sondages pressiométriques de 10 à 25m de profondeur (SP4 à SP24) avec 1 essai pressiométrique par mètre et enregistrement des paramètres de forage (avec essais à cycles pour SP5 - 9 - 12).
- 6 piézomètres courts (10m, Pz1 à Pz6) doublant certains sondages carottés.
- 1 sondage destructif (SD3) de 72.5m de profondeur avec enregistrement des paramètres de forage, situé au voisinage du centre du Synchrotron et équipé en piézomètre profond (nappe des sables de Fontainebleau).
- 2 sondages destructifs (SD1 - SD2) de 30m de profondeur, équipés en tube PVC scellé au terrain et formant un triangle rectangle de 6m de côté avec SC4.
- 20 puits à la pelle mécanique (Pm1 à Pm20) de 3 à 4m de profondeur avec prélèvements d'échantillons intacts (1 dans chacun des puits Pm4 - 6 - 7 - 10) et remaniés (1 dans chaque puits) pour essais en laboratoire.
- mesures dynamiques in situ dans les sondages tubés PVC (essais cross-hole et down-hole).
- essais complets en laboratoire sur échantillons intacts et remaniés.

Nous renvoyons aux rapports factuels et au rapport de synthèse fournis par SOBESOL - EEG SIMECSOL pour tous les détails et les résultats.

### III - STRATIGRAPHIE

Le site de l'Orme des Merisiers à Saint Aubin, sur le plateau de Saclay, est constitué pour l'essentiel d'un ancien champ cultivé relativement plat avec des cotes généralement comprises entre 162 et 163.5 NGF.

En préalable aux reconnaissances complémentaires, le site avait fait l'objet d'une 1<sup>ère</sup> campagne archéologique de recherche systématique (tranchées parallèles de 2m de large, espacées de 20m environ et de 0.5 à 0.7m de profondeur, avec leurs cordons de déblais) venant modifier la surface.

Au droit du Synchrotron le terrain naturel (hors tranchées) est en moyenne à 163.0 NGF.

La stratigraphie est bien confirmée avec, du haut vers le bas :

- Limons des Plateaux,
- Argiles à Meulière,
- Sables de Fontainebleau,
- Marnes à Huîtres (à grande profondeur).

DOSSIER PROJECT	NOTE REPORT	DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01		08.04.2002	1	7/44
REP	MEC	N	P	00 006 1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

Les résultats des reconnaissances (1998, 2001-2002) sont repris sur le tableau 1 de l'annexe 1 avec :

1. stratigraphie (cote d'origine, profondeur et cote du toit des argiles à meulière, profondeur et cote du toit des sables),
2. tranche d'argiles à meulière moins résistantes en tête (profondeur et cote de la base),
3. décomposition des argiles à meulière (sondages carottés),
4. nappes.

Les limons, qui débutent par une épaisseur moyenne de terre végétale d'environ 0.3 à 0.4m, sont des argiles silteuses marron-brun de plasticité moyenne. L'épaisseur (y compris la terre végétale) est en moyenne de 2.35m au droit du Synchrotron (depuis 1.9m au SC4 jusqu'à 2.85m au SC5, mais seulement 1.5m au Pm9).

Il faut signaler que la 1<sup>ère</sup> campagne archéologique a montré que les limons étaient le siège de nombreux vestiges : reliquats d'un habitat gallo-romain, fossés et mares remblayées, drains agricoles plus récents, ... Nous renvoyons au dossier archéologique pour ces détails (mais notons au passage que Pm9 où l'épaisseur de limons est la plus faible, est implanté au droit d'une ancienne mare remblayée). On notera également que la 2<sup>ème</sup> campagne archéologique est en cours sur 3 zones particulières du site (dont 2 débordent sur l'emprise du Synchrotron) et des informations complémentaires sont à attendre.

Le toit des argiles à meulière (= base des limons) est assez peu variable sur le site et il est en moyenne à 160.65 NGF au droit du Synchrotron (depuis 159.85 NGF au Pm2 jusqu'à 161.40 NGF au SP5).

Les argiles à meulière sont une formation très hétérogène constituée d'argiles brun beige à rougeâtre (silty-sableuses à franchement argileuses) contenant des blocs de meulière en proportion variable. Localement il peut s'agir de blocs de meulière ± caverneuses avec inclusions argileuses. Globalement les meulière semblent plus s'apparenter à des rognons qu'à des bancs de grandes dimensions.

L'épaisseur moyenne des argiles à meulière est de 10.7m au droit du Synchrotron (depuis 9.80m au SP10 jusqu'à 12.15m au SC2).

La tranche d'argiles à meulière moins résistantes en tête apparaît bien nettement dans les sondages pressiométriques (cf. V.1.2), mais elle n'est pas toujours bien clairement identifiable dans les sondages carottés car elle est également hétérogène. Cette tranche détendue doit résulter des phénomènes d'érosion (avant couverture par les limons). En moyenne, dans l'emprise du Synchrotron la base de cette tranche est vers 159.2 NGF (profondeur moyenne 3.8m) soit une épaisseur moyenne de 1.45m

DOSSIER PROJECT	NOTE REPORT	DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01		08.04.2002	1	8/44
REP	MEC	N	P	00 006 1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

On peut également s'intéresser à la décomposition des argiles à meulière en terme de nature des matériaux. L'approche est un peu différente selon que l'on utilise les sondages carottés (observation visuelle) ou bien les sondages pressiométriques (approche à partir de la résistance et de la compressibilité in situ) :

- dans les sondages carottés on peut schématiquement définir 3 types de matériaux :
  - les argiles franches sans blocs (ou peu de blocs),
  - les argiles avec blocs,
  - les meulières (blocs majoritaires dans une gangue argileuse).
- dans les pressiomètres on peut également schématiquement définir 3 types de matériaux :
  - la tranche de tête moins résistante (qui peut contenir des blocs),
  - les parties argileuses avec  $\pm$  de blocs,
  - les parties meulièreisées qui sont très résistantes.

Sur l'emprise du Synchrotron on note les proportions moyennes suivantes :

- sondages carottés :
  - 25% d'argiles avec peu ou pas de blocs,
  - 38% d'argiles avec blocs,
  - 37% de meulières.
- pressiomètres :
  - la partie haute moins résistante représente 13%,
  - parties argileuses avec  $\pm$  de blocs  $\sim$  53%,
  - parties meulièreisées  $\sim$  34%.

On peut remarquer une certaine convergence et globalement on pourrait retenir que les argiles à meulière comportent en moyenne 35% de meulières et 65% d'argiles plus ou moins chargées en blocs.

Pour les sondages carottés on notera les extrêmes suivants (cf. tableau 1) :

- les sondages SC6 - 7 situés en partie ouest du Synchrotron, sont très argileux (presque 50% d'argile sans blocs) avec peu de meulières ( $\sim$  15%),
- les sondages SC3 - 4 - 5 (axe Sud-Nord du Synchrotron) sont très meulièreisés (50 à 65% de meulières) avec peu d'argile sans blocs (0 à 30%).

Les sables de Fontainebleau sont des sables fins propres et uniformes de couleur jaunâtre à gris blanchâtre, pouvant comporter des zones grésifiées.

Le toit des sables (= base des argiles à meulières) est assez peu variable sur le site et il est en moyenne à 149.95 NGF au droit du Synchrotron (depuis 149.2 NGF au SC2 jusqu'à 150.9 NGF au SP10) soit à une profondeur moyenne de 13.05m (12m à 14.15m).



DOSSIER PROJECT	NOTE REPORT	DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01		08.04.2002	1	9/44
REP	MEC	N	P	00 006 1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

Des blocs de grès ont été rencontrés en partie haute des sables dans 4 sondages (SC3 - 6 - 7 - 10). Cela représente une épaisseur cumulée de moins de 1m dans chacun des sondages SC3 - 7 - 10 (0.3 à 0.9m) mais on atteint 2.85m dans SC6.

Parallèlement on verra plus loin que les pressiomètres montrent que les sables sont généralement plus résistants en partie haute, et les mesures dynamiques in situ montrent également que les modules dynamiques sont plus élevés jusque vers 22m de profondeur (~ 141 NGF).

Rapporté à la hauteur de sables reconnue dans les 4 sondages concernés (et limitée à 22m de profondeur), le grès représenterait environ 18%, mais rapporté à la hauteur de sables reconnue dans l'ensemble des sondages carottés du Synchrotron (et toujours limitée à 22m de profondeur) le grès ne représenterait plus que 8%.

Comme on le verra plus loin également et indépendamment des grès francs, les sables, qui apparaissent pulvérulents en sondage carotté, peuvent avoir une certaine grésification fine in situ (destruction des contacts par les outils de sondage en rotation).

Les sables de Fontainebleau sont très épais et le sondage destructif SD3 a rencontré les Marnes à Huîtres sous-jacentes vers 71m de profondeur (~ 92 NGF). A priori sous ces marnes on devrait avoir les Marnes Vertes, les Marnes Blanches de Pantin, les Marnes Bleues d'Argenteuil puis le Calcaire de Champigny. Ces couches profondes n'interviennent pas directement dans le projet.

En définitive, en terme de stratigraphie moyenne au droit du Synchrotron, on pourrait retenir (valeurs arrondies) :

163.0 à 160.6 NGF (0 à 2.4m)	: limons des plateaux,
160.6 à 159.2 NGF (2.4 à 3.8m)	: argiles à meulière détendues,
159.2 à 149.9 NGF (3.8 à 13.1m)	: argiles à meulière,
149.9 à 141.0 NGF (13.1 à 22.0m)	: sables de Fontainebleau avec blocs de grès,
141.0 à 92.00 NGF (22.0 à 71.0m)	: sables de Fontainebleau (peu ou pas de grès),
92.00 NGF	: toit des marnes à huîtres.

**IV - LES NAPPES**

Rappelons que l'on dispose d'un piézomètre profond crépiné dans les sables de Fontainebleau (SD3) et de 6 piézomètres crépinés dans les argiles à meulière (Pz1 à 6).

La synthèse des mesures disponibles (période du 15/1/02 au 22/2/02) est récapitulée sur le tableau 1 de l'annexe 1.

DOSSIER PROJECT	NOTE REPORT	DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01		08.04.2002	1	10/44
REP	MEC	N	P	00 006 1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

Il faut donc distinguer la nappe "perchée" dans les limons et les argiles à meulière, et la nappe proprement dite retenue par l'horizon imperméable des marnes à huîtres et qui baigne les sables de Fontainebleau.

Le piézomètre profond confirme que la nappe des sables est très profonde. Sur la période de mesure, elle est peu variable et en moyenne vers 105.8 NGF (~ 57m de profondeur). Elle ne concerne donc pas directement le projet (sauf à observer une forte remontée en période très pluvieuse, ce qui est quand même peu probable).

En ce qui concerne les limons et les argiles à meulière, la présence d'eau est avérée par toutes les informations disponibles :

- les fouilles archéologiques ont montré la présence de tout un système de drainage ancien dans les limons (drains en poterie vers 0.6m), avec en outre des anciennes mares remblayées (dont une mare d'origine gallo- romaine située dans le quart S-E du hall expérimental et dans laquelle on aurait Pm9 où les limons sont décrits comme étant une "argile gris-brun vasarde gorgée d'eau"),
- certaines zones du site en point bas sont très humides (en particulier la petite dépression au sud-ouest du Synchrotron),
- des venues d'eau plus ou moins importantes ont été observées dans pratiquement tous les puits à la pelle mécanique à des profondeurs comprises entre 0.7 et 3.2m.

Les piézomètres courts confirment bien la présence d'une nappe dans les argiles à meulière (et les limons). Sur la période de mesure les niveaux sont peu variables et on note 2 groupes de piézomètres :

- piézomètres Pz1 - 3 - 4 - 6 avec un niveau moyen vers 162 NGF (soit ~ TN -1m),
- piézomètres Pz2 - 5 avec un niveau moyen vers 160.3 NGF (soit ~ TN -2.7m).

Ces résultats montrent que la nappe superficielle est globalement proche de la surface, mais qu'en réalité il ne s'agit probablement pas d'une vraie nappe mais plutôt d'une juxtaposition de nappes perchées avec des circulations erratiques à la faveur des zones sableuses ± perméables (d'où le manque d'homogénéité des niveaux piézométriques). Cette nappe (ou ces nappes) est retenue par les horizons les plus argileux en partie basse des argiles à meulière, et elle est a priori alimentée par les précipitations.

Les mesures piézométriques sont assurées par le Maître d'Ouvrage et l'analyse de l'évolution des niveaux montrera les fluctuations éventuelles en fonction des saisons et des périodes pluvieuses.

## **V - CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES CLASSIQUES**

Il s'agit des caractéristiques statiques et elles sont appréciées à partir des essais in situ et en laboratoire provenant des 2 campagnes (1998 et 2001-2202).

DOSSIER PROJECT	NOTE REPORT	DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01		08.04.2002	1	11/44
REP	MEC	N	P	00 006 1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques****V.1 - Essais in situ**

Ils comportent les mesures de perméabilité et les essais pressiométriques.

**V.1.1 - Perméabilité**

Elle est déduite des essais Lefranc réalisés dans les sondages carottés (1 essai dans les argiles à meulrières et 1 essai dans les sables en tête pour chaque sondage).

Dans les argiles à meulrières on ne voit pas d'écart sensible entre les parties argileuses et les parties meuliérisées, et les résultats sont assez dispersés. On obtient  $k$  médiane  $\sim 3.10^{-7}$  m/s ( $4.3.10^{-8}$  à  $2.0.10^{-6}$  m/s) mais les horizons testés les plus perméables donnent  $k \sim 2.10^{-6}$  m/s.

Pour les sables il faut retenir les valeurs tenant compte de la cavité corrigée (lorsque la poche de mesure concerne à la fois la partie basse argileuse des argiles à meulrières et la tête des sables, on suppose que l'eau est absorbée uniquement par les sables). On obtient  $k$  médiane  $\sim 2.10^{-6}$  m/s ( $2.8.10^{-7}$  à  $8.1.10^{-6}$  m/s) mais les niveaux les plus perméables donnent  $k \sim 7.5.10^{-6}$  m/s.

Pour les argiles à meulrières les valeurs obtenues sont plausibles, mais pour les sables elles nous paraissent faibles. Comme on le verra plus loin, il s'agit de sables uniformes avec  $d_{10}$  moyen  $\sim 0.13$ mm et pour lesquels on attendrait une perméabilité  $k \sim 1,5$  à  $2.10^{-4}$  m/s par la règle de Hazen.

L'écart pourrait s'expliquer par la grésification fine du matériau qui réduit la perméabilité ou par une saturation préalable insuffisante autour de la poche d'essai (les sables hors nappe ne sont pas saturés).

**V.1.2 - Essais pressiométriques**

Rappelons que seuls les sondages pressiométriques concernant le Synchrotron sont descendus jusque dans les sables de Fontainebleau (SP1 à 3 de la campagne 1998 et SP4 à 14 dans la campagne 2001-2002). Les autres sondages (SP15 à 24) concernent les bâtiments annexes et ne traversent pas les argiles à meulrières (dernière mesure à 10m de profondeur).

Ces essais se traduisent par la pression limite nette  $Pl^*$  et le module pressiométrique  $E_m$ .

Pour ces essais on peut faire 2 types d'analyse :

- analyse sondage par sondage qui montre les variations latérales possibles dans une même couche d'un sondage à l'autre,
- analyse globale couche par couche (en récapitulant tous les essais d'une même couche).

DOSSIER PROJECT	NOTE REPORT	DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01		08.04.2002	1	12/44
REP	MEC	N	P	00 006 1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**Analyse sondage par sondage

Les résultats de l'analyse sondage par sondage sont donnés dans le tableau 2 de l'annexe 1 (on utilise uniquement les sondages du Synchrotron qui sont descendus jusque dans les sables). On obtient les valeurs moyennes suivantes :

- limons :  $PI^* = 0.35$  MPa (0.2 à 0.5 MPa) et  $E_m = 3.3$  MPa (1.5 à 5.6 MPa),
- partie haute des argiles à meulière (détendue) :  $PI^* = 0.7$  MPa (0.35 à 1.4 MPa) et  $E_m = 5.9$  MPa (3.3 à 12.8 MPa),
- argiles à meulière (parties argileuses et meulièrees) :  $PI^* = 2.0$  MPa (1.2 à 3.7 MPa) et  $E_m = 21$  MPa (14 à 34 MPa),
- sables :  $PI^* = 5.9$  MPa (5.3 à 7.0 MPa) et  $E_m = 80$  MPa (56 à 128 MPa).

Compte tenu de la profondeur des sondages (20 à 25m) on peut considérer que les résultats concernant les sables correspondent plutôt à la partie haute plus raide observée dans les essais dynamiques in situ.

On remarque l'augmentation très nette de  $PI^*$  et  $E_m$  suivant les couches en profondeur, avec schématiquement :

- partie haute des argiles ~ 2 fois les limons,
- argiles à meulière ~ 3 fois la partie haute détendue,
- sables ~ 3 à 4 fois les argiles à meulière.

On note également :

- les limons les plus faibles sont rencontrés aux SP6 - 8 - 10 - 14 ( $E_m$  moyen ~ 1.8 MPa) et les limons les plus résistants aux SP3 - 11 - 12 - 13 ( $E_m$  moyen ~ 4.8 MPa); le rapport "module fort/ module faible" étant de l'ordre de 2.7,
- la partie haute des argiles est plus faible aux SP5 - 6 - 7 - 8 ( $E_m$  moyen ~ 4.0 MPa) et plus forte aux SP9 - 11 - 12 - 13 ( $E_m$  moyen ~ 10.3 MPa); le rapport "module fort/ module faible" étant de l'ordre de 2.6,
- les argiles à meulière les moins raides sont rencontrées aux SP1 - 6 - 8 - 12 ( $E_m$  moyen ~ 16 MPa) et les plus raides aux SP2 - 4 - 9 - 13 ( $E_m$  moyen ~ 31 MPa); le rapport des modules étant de l'ordre de 1.9,
- les sables les moins raides sont rencontrés aux SP2 - 7 - 8 - 10 ( $E_m$  moyen ~ 64 MPa) et les plus raides aux SP3 - 5 - 9 - 12 ( $E_m$  moyen ~ 112 MPa); le rapport des modules étant de l'ordre de 1.75,
- en tenant compte de tout on pourrait dire que SP6 - 8 - 10 sont les plus mauvais sondages et que SP9 -13 sont les meilleurs sondages.

DOSSIER PROJECT	NOTE REPORT	DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01		08.04.2002	1	13/44
REP	MEC	N	P	00 006 1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**Analyse globale couche par couche

Pour les limons on dispose de 48 mesures au total (6 en 1998 + 42 en 2001-2002) et globalement on aurait  $PI^* = 0.35$  MPa et  $E_m = 2.6$  MPa.

Pour le Synchrotron seul on aurait :

- à 1m de profondeur :  $PI^* = 0.35$  MPa et  $E_m = 3.0$  MPa,
- à 2m de profondeur :  $PI^* = 0.35$  MPa et  $E_m = 3.1$  MPa.

Ces résultats montrent une certaine homogénéité et concordent avec l'analyse sondage par sondage.

Pour la partie haute des argiles à meulrières il y a 31 mesures au total dont 19 pour le Synchrotron (2 en 1998 + 29 en 2001-2002) et globalement  $PI^* = 0.6$  MPa et  $E_m = 5.3$  MPa. Ces valeurs sont également en bon accord avec l'analyse sondage par sondage.

Pour le reste des argiles à meulrières on a séparé les parties argileuses moins résistantes et les parties meuliérisées plus raides. En outre, on considère le Synchrotron d'une part, où les sondages (SP 1 à 14) traversent toute la couche, et les bâtiments annexes d'autre part où les sondages (SP15 à 24) s'arrêtent à 10m. On obtient :

Synchrotron :

- parties argileuses (76 mesures, 16 en 1998 + 60 en 2001-2002) :  $PI^* = 1.6$  MPa et  $E_m = 16.5$  MPa,
- parties meuliérisées (49 mesures, 12 en 1998 + 37 en 2001-2002) :  $PI^* = 3.1$  MPa et  $E_m = 37$  MPa.

Bâtiments annexes :

- parties argileuses (30 mesures en 2001-2002) :  $PI^* = 1.9$  MPa et  $E_m = 18.5$  MPa,
- parties meuliérisées (38 mesures en 2001-2002) :  $PI^* = 2.6$  MPa et  $E_m = 32$  MPa.

Les résultats des bâtiments annexes sont assez comparables aux résultats du Synchrotron, mais les parties meuliérisées y sont plus représentées car la base des argiles à meulrières (non reconnue pour les bâtiments annexes) est souvent plus argileuse.

En définitive, pour le Synchrotron les parties meuliérisées ont des caractéristiques moyennes 2 fois plus fortes que celles des parties argileuses.

On remarquera que pour le Synchrotron la répartition moyenne des types de matériaux au sein des argiles à meulrières est (hors la partie détendue en tête) :

- parties argileuses : 61% (76/125),
- parties meuliérisées : 39% (49/125).

DOSSIER PROJECT	NOTE REPORT	DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01		08.04.2002	1	14/44
REP	MEC	N	P	00 006 1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

Pour retrouver les valeurs moyennes globales des argiles à meulières (les parties argileuses et meuliérisées étant confondues) on peut raisonner schématiquement comme suit :

$$Pl^* = 1 / (0.61/1.6 + 0.39/3.1) \text{ MPa} \sim 2.0 \text{ MPa},$$

$$E_m = 1 / (0.61/16.5 + 0.39/37) \text{ MPa} \sim 21 \text{ MPa}.$$

Ces valeurs moyennes concordent bien avec celles de l'analyse sondage par sondage.

On retrouve également la décomposition globale des argiles au droit du Synchrotron :

- partie haute détendue : 13% (19/144),
- parties argileuses : 53% (76/144),
- parties meuliérisées : 34% (49/144).

Pour les sables de Fontainebleau, toutes les mesures disponibles concernent le Synchrotron.

Dans ces sables on peut distinguer des zones raides le plus souvent observées en partie haute, et probablement en rapport avec les grès, et des zones moins raides. On obtient :

- zones raides (51 mesures, 9 en 1998 + 42 en 2001-2002) :  $Pl^* = 6.4 \text{ MPa}$  et  $E_m = 112 \text{ MPa}$ ,
- zones moins raides (80 mesures, 12 en 1998 + 68 en 2001-2002) :  $Pl^* = 5.7 \text{ MPa}$  et  $E_m = 69 \text{ MPa}$ .

Sur l'épaisseur concernée par les mesures on peut remarquer que les zones raides représentent 39% (51/131) et les zones moins raides 61% (80/131).

On remarquera que le sondage SP14 présente une zone très faible en tête, sur environ 1.5 à 2m, avec  $Pl^* = 0.5$  à  $0.6 \text{ MPa}$  et  $E_m = 4.4$  à  $4.5 \text{ MPa}$ .

Sinon on note des passages plus faibles immédiatement en tête comme au SP7 ( $Pl^* = 1.1 \text{ MPa}$  et  $E_m = 22 \text{ MPa}$ ) et au SP11 ( $Pl^* = 2.4 \text{ MPa}$  et  $E_m = 27 \text{ MPa}$ ).

Pour retrouver les valeurs moyennes globales des sables on peut raisonner comme suit :

$$Pl^* = 1 / (0.61/5.7 + 0.39/6.4) \text{ MPa} \sim 6.0 \text{ MPa},$$

$$E_m = 1 / (0.61/69 + 0.39/112) \text{ MPa} \sim 81 \text{ MPa}.$$

Ces valeurs moyennes concordent bien avec celles de l'analyse sondage par sondage.

### Caractéristiques pressiométriques à retenir

En tenant compte des 2 types d'analyse on pourrait retenir les valeurs moyennes arrondies suivantes :

- limons :  $Pl^* = 0.35 \text{ MPa}$  et  $E_m = 3.2 \text{ MPa}$ ,
- partie haute détendue des argiles :  $Pl^* = 0.65 \text{ MPa}$  et  $E_m = 5.6 \text{ MPa}$ ,
- argiles à meulières :  $Pl^* = 2.0 \text{ MPa}$  et  $E_m = 20 \text{ MPa}$ ,
- partie haute des sables de Fontainebleau :  $Pl^* = 6.0 \text{ MPa}$  et  $E_m = 80 \text{ MPa}$ .

DOSSIER PROJECT	NOTE REPORT	DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01		08.04.2002	1	15/44
REP	MEC	N	P	00 006 1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

Compte tenu de l'analyse sondage par sondage on retiendra également que la fourchette de variation des modules peut être la suivante :

- limons :  $0.55 E_m$  à  $1.5 E_m$ ,
- partie haute détendue des argiles :  $0.7 E_m$  à  $1.8 E_m$ ,
- argiles à meulrières :  $0.8 E_m$  à  $1.5 E_m$ ,
- partie haute des sables :  $0.8 E_m$  à  $1.4 E_m$ .

Modules de rechargement et modules de déformation

Les sondages SP5 - 9 - 12 ont fait l'objet d'essais pressiométriques à cycles. On mesure ainsi un module pressiométrique de rechargement  $E_{mr}$  que l'on peut comparer directement à  $E_m$ .

Les valeurs de  $E_{mr}/E_m$  sont assez dispersées mais globalement on obtient :

- limons et partie haute des argiles à meulrières :  $E_{mr}/E_m \sim 1.7$ ,
- argiles à meulrières (les parties argileuses et meulériisées ne se différencient pas franchement) :  $E_{mr}/E_m \sim 2.0$ ,
- partie haute des sables de Fontainebleau (les zones raides et moins raides ne se différencient pas franchement) :  $E_{mr}/E_m \sim 2.6$ .

Rappelons que le module de déformation  $E$  (Young) est déduit du module pressiométrique  $E_m$  par  $E = E_m/\alpha$  où  $\alpha$  est le coefficient de structure de Ménard, fonction de la nature du matériau et de  $E_m/Pl$ .

En règle générale, on utilise les valeurs de  $\alpha$  qui sont données dans les documents tels que le DTU 13.12 (norme P11-711) ou le fascicule 62. Dans notre cas, nous aurions :

$\alpha \sim 1/2$  pour les limons ( $E \sim 2 E_m$ ),  $\alpha \sim 1/2$  à  $2/3$  pour la partie haute détendue des argiles ( $E \sim 1.5 E_m$  à  $2 E_m$ ),  $\alpha \sim 2/3$  pour les argiles à meulrières ( $E \sim 1.5 E_m$ ) et  $\alpha \sim 1/2$  à  $1/3$  pour les sables ( $E \sim 2 E_m$  à  $3 E_m$ ).

Or en pratique, on sait que le coefficient  $1/\alpha$  correspond en principe au rapport  $E_{mr}/E_m$  puisque  $E_{mr}$  est le véritable module  $E$  du sol (le cycle élimine tous les phénomènes liés à la détente des parois du forage). On peut constater ici une bonne concordance entre les valeurs usuelles de  $1/\alpha$  et les valeurs de  $E_{mr}/E_m$  et dans ces conditions on peut utiliser ces dernières valeurs (obtenues pour SP5 - 9 - 12) pour l'ensemble des résultats. D'où :

- limons :  $E \sim 5.5 \text{ MPa}$ ,
- partie haute détendue des argiles :  $E \sim 9.5 \text{ MPa}$ ,
- argiles à meulrières :  $E \sim 40 \text{ MPa}$ ,
- partie haute des sables de Fontainebleau :  $E \sim 210 \text{ MPa}$ .

DOSSIER PROJECT	NOTE REPORT	DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01		08.04.2002	1	16/44
REP	MEC	N	P	00 006 1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques****V.2 - Essais en laboratoire***V.2.1 - Limons des Plateaux*

On utilise ici uniquement les résultats concernant les échantillons "intacts" (sondages carottés et puits Pm4 - 6 - 7 -10). Cela représente 14 échantillons au total.

Identification

Les échantillons prélevés dans les puits (vers 1m de profondeur donc hors nappe) sont moins humides que ceux des sondages carottés généralement prélevés sous nappe. On remarque que l'échantillon du SC1 (campagne 1998) est en bon accord avec ceux de la campagne 2001-2002.

Les caractéristiques moyennes sont (en regroupant toutes les mesures effectuées sur les échantillons, y compris celles des essais oedométriques, triaxiaux, ...) :

- échantillons des puits

$W = 15.9\%$  (15.1 à 17.1%) et  $\rho_d = 1.67 \text{ t/m}^3$  (1.64 à 1.72  $\text{t/m}^3$ ), soit  $\rho = 1.94 \text{ t/m}^3$ ,

- échantillons des sondages

$W = 23.1\%$  (21.0 à 25.0%) et  $\rho_d = 1.65 \text{ t/m}^3$  (1.60 à 1.69  $\text{t/m}^3$ ), soit  $\rho = 2.03 \text{ t/m}^3$ .

Globalement on pourrait prendre  $\rho \sim 2.0 \text{ t/m}^3$ .

La masse volumique des grains est  $\rho_s = 2.68 \text{ t/m}^3$  (2.65 à 2.72  $\text{t/m}^3$ ).

Il en résulte un degré de saturation moyen  $S \sim 70\%$  pour les échantillons des puits et  $S \sim 99\%$  pour les échantillons des sondages.

La teneur en  $\text{CO}_3 \text{ Ca}$  est comprise entre 0 et 16% (moy. 8.5%).

Les limites d'Atterberg montrent un matériau de plasticité moyenne avec  $W_L = 38\%$  (34 à 43%), et  $I_p = 16\%$  (11 à 20%).

Les analyses granulométriques confirment qu'il s'agit d'une argile silteuse avec 89% d'éléments inférieurs à 80  $\mu\text{m}$  (79 à 96%) et 28% d'éléments inférieurs à 2  $\mu\text{m}$  (20 à 35%).

L'activité au sens de Skempton de la fraction inférieure à 400  $\mu\text{m}$  est  $I_p/d_{2\mu} = 0.54$  (0.46 à 0.59), c'est à dire une activité faible.



DOSSIER PROJECT		NOTE REPORT		DATE DATE		REVISION REVISION		PAGE PAGE	
51-01				08.04.2002		1		17/44	
REP	MEC	N	P	00	006	1			

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**Résistance

La résistance à la compression simple  $R_c$ , mesurée uniquement sur les échantillons des sondages, est assez dispersée avec en moyenne  $R_c \sim 0.07$  MPa (0.045 à 0.125 MPa) ce qui est relativement faible.

Les essais triaxiaux non consolidés non drainés (UU) concernent les échantillons des puits et des sondages.

Pour les échantillons des puits le comportement est typique d'un matériau non saturé avec  $C_{uu} = 0.05$  à 0.08 MPa et  $\phi_{uu} = 21$  à  $22^\circ$ .

Pour les échantillons des sondages on note une résistance très faible pour un échantillon saturé (SC4) avec  $C_{uu} = 0.02$  MPa et  $\phi_{uu} = 0^\circ$  (pour ce même échantillon on avait  $R_c = 0.045$  MPa soit  $C_{uu} \sim R_c/2$ ) et une meilleure résistance pour un échantillon non saturé (SC1) avec  $C_{uu} = 0.05$  MPa et  $\phi_{uu} = 19^\circ$ .

Rappelons que les essais pressiométriques ont donné en moyenne  $Pl^* = 0.35$  MPa et que les corrélations usuelles conduiraient à  $C_u \sim 0.06$  MPa. Cette valeur moyenne nous paraît plausible pour représenter l'ensemble des limons.

Un essai triaxial consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle (CU + U) donne les caractéristiques mécaniques intergranulaires. On peut retenir  $C' = 0$  et  $\phi' = 33^\circ$ .

Cet essai CU + U donne également la variation de la cohésion non drainée  $C_{uu}$  (associée à  $\phi_{uu} = 0^\circ$  car le matériau est saturé) en fonction de la contrainte de consolidation  $\sigma'_3$ .

On obtient  $C_{uu} = 0.04$  MPa +  $0.725 \sigma'_3$  (pour  $\sigma'_3 \geq 0.05$  MPa). Pour obtenir  $C_{uu} = 0.06$  MPa (valeur moyenne tirée de  $Pl^*$ ) il faudrait avoir  $\sigma'_3 = 0.028$  MPa ce qui correspond à la contrainte moyenne vers 1.8m de profondeur.

Compressibilité

Les 3 essais œdométriques disponibles (SC1 - SC2 - SC5) montrent que les limons sont surconsolidés (effet de la dessiccation plus ou moins poussée à certaines périodes) mais détendus et en équilibre sous le poids des terres effectif actuel  $\sigma'_{v0}$ .

Les résultats (réinterprétés par nos soins) sont repris sur le tableau 3 de l'annexe 1. On peut retenir les paramètres suivants ( $\sigma'_v$  = contrainte verticale effective) :

- pression de consolidation  $\sigma'_p \sim 0.2$  MPa (0.1 à 0.5 MPa),
- indice de recompression ( $\sigma'_v < \sigma'_p$ ) :  $C_{c1} = 0.05$  (0.02 à 0.07),

DOSSIER PROJECT		NOTE REPORT		DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01				08.04.2002	1	18/44
REP	MEC	N	P	00	006	1

## SOLEIL - Reconnaissances géotechniques

- indice de compression ( $\sigma'_v > \sigma'_p$ ) :  $C_{c2} = 0.15$  (0.125 à 0.180),
- indice de gonflement :  $C_s = 0.03$  (0.015 à 0.04),
- coefficient de consolidation verticale :  $C_v = 9.10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s en recompression - compression et  $6.5.10^{-9}$  m<sup>2</sup>/s en gonflement.

Par ailleurs, on obtient un tassement "instantané" de 30% pour les limons hors nappe et de 10% sous nappe.

En toute logique on devrait avoir  $C_s$  (détente) =  $C_{c1}$  (recompression) mais  $C_s$  est probablement sous-estimé (fretage dans l'anneau œdométrique). On retiendra  $C_s = C_{c1} = 0.05$ .

Le module œdométrique  $E'$  est défini par  $E' = 2.3 (1 + e) \sigma'_v / C_c$ . Pour la moyenne des limons ( $\rho_d = 1.65$  t/m<sup>3</sup>) on aurait  $1 + e = \rho_s / \rho_d = 1.625$ , d'où  $E'_1$  (recompression) =  $75.\sigma'_v$  et  $E'_2$  (compression) =  $25.\sigma'_v$ . On note que  $E'_1/E'_2 = 3$ .

Par ailleurs, en restant du côté de la sécurité, on peut retenir un degré de surconsolidation  $OCR = \sigma'_p / \sigma'_{v0} \sim 5$ .

Le coefficient de poussée des terres au repos  $k_0$  peut être défini par  $k_0 = (1 - \sin \phi') \sqrt{OCR} = 1.02$  soit 1 pour simplifier.

La contrainte moyenne  $\sigma'_m$  à une profondeur donnée est donc  $\sigma'_m = (1 + 2k_0).\sigma'_v/3 = \sigma'_v$ .

On peut enfin noter que le module  $E$  est lié à  $E'$  par  $E = E' (1 + \nu) (1 - 2\nu) / (1 - \nu)$ . Compte tenu de la surconsolidation on peut raisonner uniquement en recompression d'où  $E = 0.675. E' = 51. \sigma'_v$ .

A une profondeur donnée où la contrainte verticale initiale est  $\sigma'_{v0}$ , et pour un supplément de contrainte  $\Delta\sigma'_v$ , le module moyen équivalent est  $E = 51 (\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v/2)$ . Vers 1.5m de profondeur ( $\sigma'_{v0} \sim 0.025$  MPa), pour retrouver  $E = 5.5$  MPa donné par les pressiomètres il faudrait prendre  $\Delta\sigma'_v = 0.165$  MPa. Cette valeur est élevée mais plausible (et  $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v < \sigma'_p$ ).

### Gonflement

Les 3 essais de gonflement disponibles (SC2 - SC3 - SC6) ont été faits sur des éprouvettes caractérisées à l'état initial par  $\rho_{d,0} = 1.65$  t/m<sup>3</sup> (1.62 à 1.68 t/m<sup>3</sup>), soit une valeur proche de la moyenne.

Les résultats sont récapitulés sur le tableau 4 de l'annexe 1. Ils donnent une pression de gonflement très faible,  $\sigma'_g = 0.011$  MPa (0.008 à 0.015 MPa), inférieure au poids des terres effectif à la profondeur des échantillons.

DOSSIER PROJECT	NOTE REPORT	DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01		08.04.2002	1	19/44
REP	MEC	N	P	00 006 1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

Les limons n'ont donc pas de potentiel de gonflement à l'état naturel. En revanche, si les limons subissent une décharge de contrainte (fouille par exemple) un gonflement peut se produire suivant l'indice de détente-recompression.

V.2.2 - Argiles à meulrières

Il se trouve que l'on ne dispose que d'un seul échantillon provenant de la partie haute détendue des argiles (SC1, campagne 1998), tous les autres provenant des argiles à meulrières plus profondes. Cela représente 23 échantillons au total.

L'échantillon de la partie haute des argiles est en fait assez proche d'un limon et on retiendra simplement les caractéristiques suivantes :

$W = 20.3\%$ ;  $\rho_d = 1.71 \text{ t/m}^3$ ;  $\rho = 2.05 \text{ t/m}^3$ ;  $\text{CO}_3 \text{ Ca} = 2\%$ ;  $W_L = 39\%$ ;  $I_p = 19\%$ ;  $R_c = 0.2 \text{ MPa}$ .

On ne dispose donc pas de caractéristiques bien représentatives de ce matériau.

Rappelons que pour cette partie détendue les pressiomètres donnent en moyenne  $Pl^* = 0.65 \text{ MPa}$  et on en déduirait  $C_u \sim 0.085 \text{ MPa}$  avec les corrélations usuelles.

On s'intéresse ci-dessous aux argiles plus profondes dans lesquelles on peut distinguer deux catégories :

- les argiles franches avec peu ou pas de blocs,
- les argiles sableuses et à blocs, voire meulièrementisées (les meulrières elles-mêmes n'ont pratiquement pas fait l'objet d'essais).

Il faut noter que dans les argiles franches on compte également les parties argileuses sans blocs comprises dans les meulrières.

Identification

Les caractéristiques moyennes sont les suivantes (toujours en regroupant toutes les mesures disponibles sur les échantillons) :

- les argiles avec peu ou pas de blocs :
  - $W = 29.1\%$  (23.8 à 37.1%),
  - $\rho_d = 1.50 \text{ t/m}^3$  (1.33 à 1.62  $\text{t/m}^3$ ),
  - $\rho \text{ moyen} = 1.94 \text{ t/m}^3$ ,
  - $\rho_s = 2.69 \text{ t/m}^3$  (2.66 à 2.73  $\text{t/m}^3$ ),
  - $S \text{ moyen} = 98.5\%$ ,
  - $\text{CO}_3 \text{ Ca} = 3.7\%$  (3.4 à 4.4%),
  - $W_L = 74\%$  (53 à 86%),
  - $I_p = 43\%$  (33 à 50%).

DOSSIER PROJECT		NOTE REPORT		DATE DATE		REVISION REVISION		PAGE PAGE	
51-01				08.04.2002		1		20/44	
REP	MEC	N	P	00	006	1			

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

- les argiles sableuses et à blocs :  
 $W = 17.4\%$  (12.7 à 20.9%),  
 $\rho_d = 1.79 \text{ t/m}^3$  (1.67 à 1.94  $\text{t/m}^3$ ),  
 $\rho \text{ moyen} = 2.10 \text{ t/m}^3$ ,  
 $\rho_s = 2.65 \text{ t/m}^3$  (2.64 à 2.66  $\text{t/m}^3$ ),  
 $S \text{ moyen} = 96\%$ ,  
 $W_L = 44.5\%$  (38.5 à 55%),  
 $I_P = 24.5\%$  (19 à 33%).

Les argiles sableuses et à blocs sont en définitive nettement plus compactes et moins plastiques que les argiles franches avec peu ou pas de blocs.

A titre indicatif un échantillon de meulière avec inclusions argileuses (SC1) donne :

$$W = 8.5\%; \rho_d = 2.07 \text{ t/m}^3; \rho = 2.25 \text{ t/m}^3; R_c = 32.5 \text{ MPa}.$$

Globalement on pourrait retenir  $\rho \sim 2.1 \text{ t/m}^3$  pour l'ensemble de la couche.

On notera que les argiles franches sont des argiles de forte plasticité tandis que les argiles sableuses et à blocs sont de plasticité moyenne.

Les 2 types de matériaux se distinguent évidemment aussi au niveau de la granularité :

- les argiles franches sont assez colloïdales avec 79% d'éléments inférieurs à 80  $\mu\text{m}$  (64 à 95%) et 62% d'éléments inférieurs à 2  $\mu\text{m}$  (44 à 84%),
- les argiles sableuses et à blocs sont plus grossières avec 50% d'éléments < 80  $\mu\text{m}$  (35 à 61%) et 31% d'éléments < 2  $\mu\text{m}$  (21 à 39%).

L'activité au sens de Skempton de la fraction < 400  $\mu\text{m}$  ( $I_P/d_{2\mu}$ ) est en moyenne de 0.70 (0.54 à 0.89) pour les argiles franches et de 0.64 (0.46 à 0.77) pour les argiles sableuses et avec blocs. On note donc une certaine activité pour les argiles franches les plus plastiques.

**Résistance**

La résistance à la compression simple a été mesurée sur les 2 types de matériaux :  $R_c \sim 0.2 \text{ MPa}$  pour les argiles franches (0.065 à 0.22 MPa) et  $R_c \sim 0.3 \text{ MPa}$  pour les argiles sableuses et à blocs (0.22 à 0.52 MPa).

Trois essais triaxiaux UU ne différencient pas les matériaux et en moyenne  $\phi_{uu} = 0$  et  $C_{uu} = 0.15 \text{ MPa}$  (ce qui correspond à peu près à  $R_c/2$ ).

Les essais pressiométriques ont donné en moyenne  $Pl^* = 2.0 \text{ MPa}$  pour les argiles à meulières ce qui conduirait à  $C_u \sim 0.15$  à 0.20 MPa avec les corrélations usuelles (mais pour les parties argileuses

## SOLEIL - Reconnaissances géotechniques

seules, on a  $PI^* = 1.6 \text{ MPa}$  soit  $C_u \sim 0.13$  à  $0.17 \text{ MPa}$ ). Ces résultats concordent finalement assez bien avec les  $R_c$  et les  $UU$ .

On restera du côté de la sécurité avec  $C_u \sim 0.15$  MPa pour l'ensemble de la couche.

On dispose également de 2 essais triaxiaux consolidés non drainés avec mesure de la pression interstitielle (CU + U) et d'un essai triaxial consolidé drainé (CD), donnant les caractéristiques mécaniques intergranulaires et tous concernent les argiles franches.

Les éprouvettes des essais CU + U ont été cisailées un peu vite et donnent des résultats un peu disparates aux étreintes faibles. En n'utilisant que les étreintes  $\sigma'_3$  les plus élevées (0.3 MPa) on aurait  $C' = 0$  et  $\varphi' = 13$  à  $19^\circ$ .

L'essai triaxial CD, dont les éprouvettes ont également été cisailées un peu vite, donne  $C' = 0$  et  $\varphi' = 19^\circ$  (la valeur de  $\varphi'$  est en assez bon accord avec la plasticité des matériaux).

Pour les argiles sableuses et à blocs moins plastiques, on peut estimer  $\phi' \sim 25^\circ$ .

Sans tenir compte des meulières on pourrait prendre la valeur moyenne globale  $\varphi' = 23^\circ$ .

En fait, pour ces matériaux surconsolidés on devrait avoir un peu de cohésion intergranulaire  $C'$ . Compte tenu de la cohésion non drainée estimée par ailleurs, on peut rester du côté de la sécurité avec  $C' = 0.025$  MPa et  $\phi' = 23^\circ$ .

Les essais CU + U donnent également la variation de la cohésion non drainée  $C_{uu}$  (associée à  $\phi_{uu} = 0$ ) des argiles franches en fonction de la contrainte de consolidation  $\sigma'_3$ . On obtient  $C_{uu} = 0.025 \text{ MPa} + 0.195 \sigma'_3$  (pour  $\sigma'_3 \geq 0.05 \text{ MPa}$ ). Pour obtenir  $C_{uu} = 0.15 \text{ MPa}$  (valeur moyenne tirée de Pl\*) il faudrait avoir  $\sigma'_3 = 0.65 \text{ MPa}$  ce qui confirme la forte surconsolidation des argiles.

## Compressibilité

On dispose de 10 essais œdométriques au total (SC1 – SC3 – SC4 – SC5 – SC6 – SC7) dont deux portant sur les argiles sableuses (essais de la campagne 1998), tous les autres concernant les argiles franches.

Certains essais concernant les argiles franches ont parfois porté sur des parties argileuses sans blocs comprises dans les meulière (alors que dans la coupe schématique du sondage, l'échantillon correspondant a été considéré globalement comme de la meulière).

DOSSIER PROJECT		NOTE REPORT		DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01				08.04.2002	1	22/44
REP	MEC	N	P	00	006	1

## SOLEIL - Reconnaissances géotechniques

Ces argiles sont surconsolidées (effet des terrains sus-jacents érodés et de la dessiccation plus ou moins poussée à certaines périodes), mais sont détendues et parfois en équilibre sous le poids des terres effectif actuel  $\sigma'_{v0}$ .

Les résultats (réinterprétés par nos soins) sont repris sur le tableau 3. On peut retenir les paramètres suivants ( $\sigma'_v$  : contrainte verticale effective) :

- argiles franches (pour les 8 éprouvettes  $\rho_d$  moy = 1.50 t/m<sup>3</sup> ce qui correspond à la moyenne générale) :
  - pression de consolidation  $\sigma'_p \sim 0.45$  MPa (0.1 à 0.65 MPa),
  - indice de recompression ( $\sigma'_v < \sigma'_p$ ) :  $C_{c1} = 0.06$  (0.030 à 0.083),
  - indice de compression ( $\sigma'_v > \sigma'_p$ ) :  $C_{c2} = 0.175$  (0.160 à 0.185),
  - indice de gonflement :  $C_s = 0.07$  (0.053 à 0.093),
  - coefficient de consolidation verticale :  $C_v = 2.5 \cdot 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s en recompression-compression et  $C_v = 3 \cdot 10^{-9}$  m<sup>2</sup>/s en gonflement.
- argiles sableuses (pour les 2 éprouvettes  $\rho_d$  moy = 1.85 t/m<sup>3</sup> un peu plus fort que la moyenne générale) :
  - pression de consolidation  $\sigma'_p \sim 0.6$  MPa,
  - indice de recompression ( $\sigma'_v < \sigma'_p$ ) :  $C_{c1} = 0.04$ ,
  - indice de compression ( $\sigma'_v > \sigma'_p$ ) :  $C_{c2} = 0.09$ ,
  - indice de gonflement :  $C_s = 0.025$ ,
  - coefficient de consolidation verticale :  $C_v = 2 \cdot 10^{-7}$  m<sup>2</sup>/s en recompression-compression et  $C_v = 1.7 \cdot 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s en gonflement.

Par ailleurs, on obtient un tassement "instantané" de 20% pour les argiles franches et de pratiquement 50% pour les argiles sableuses.

Pour les argiles sableuses on retiendra  $C_s = C_{c1}$ .

En terme de module œdométrique  $E' = 2.3 (1 + e) \sigma'_v / C_c$  on aurait en moyenne :

- argiles franches ( $\rho_d = 1.50$  t/m<sup>3</sup>) :  $E'_1$  (recompression) =  $69 \cdot \sigma'_v$  et  $E'_2$  (compression) =  $24 \cdot \sigma'_v$ , soit  $E'_1/E'_2 = 2.9$ ,
- argiles sableuses ( $\rho_d = 1.79$  t/m<sup>3</sup>) :  $E'_1 = 85 \cdot \sigma'_v$  et  $E'_2 = 38 \cdot \sigma'_v$ , soit  $E'_1/E'_2 = 2.2$ .

Par ailleurs, toujours en restant du côté de la sécurité, on peut retenir un degré de surconsolidation  $OCR = \sigma'_p / \sigma'_{v0} \sim 5$  (cf. tableau 3).

Le coefficient de poussée au repos serait ainsi  $k_0 = (1 - \sin \varphi') \sqrt{OCR} = 1.36$  (avec  $\varphi' = 23^\circ$ ) soit 1.35 pour simplifier. A une profondeur donnée la contrainte moyenne serait  $\sigma'_m = (1 + 2k_0) \sigma'_v / 3 \sim 1.25 \sigma'_v$ .

DOSSIER PROJECT		NOTE REPORT		DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01				08.04.2002	1	23/44
REP	MEC	N	P	00	006	1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

Compte tenu de la forte surconsolidation on peut raisonner uniquement en recompression et estimer les modules du matériau global. On peut admettre qu'il y a environ 50% de blocs incompressibles dans les argiles sableuses à blocs et considérer que les meulière sont 2 fois moins compressibles que ces dernières (d'après les essais pressiométriques). On en déduirait le module global  $E' = 145 \cdot \sigma'_v$ .

Comme précédemment on peut passer à  $E = 0.745 \cdot E' = 108 \cdot \sigma'_v$  puisque  $\nu = 0.30$ .

En milieu de couche ( $\sigma'_{v0} \sim 0.1$  MPa) et pour un supplément de contrainte  $\Delta\sigma'_v$ , le module moyen équivalent est  $E = 108 (\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v/2)$ . Pour retrouver  $E = 40$  MPa donné par les pressiomètres il faudrait prendre  $\Delta\sigma'_v = 0.54$  MPa. Cette valeur est trop forte et d'ailleurs on aurait  $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v > \sigma'_p$ .

Gonflement

On dispose de 8 essais de gonflement au total (SC1 - SC3 - SC4 - SC5 - SC6 - SC7) dont un seul porte sur les argiles sableuses (SC6), tous les autres concernent les argiles franches (et comme précédemment certains essais ont porté sur des argiles comprises dans les meulière).

Rappelons que dans la procédure normalisée, l'étude du gonflement d'une éprouvette sous une contrainte  $\sigma'_v$  donnée se fait schématiquement de la manière suivante :

- compression à sec de l'éprouvette sous  $\sigma'_v$  jusqu'à stabilisation,
- mise en eau et mesure du gonflement.

Les résultats sont repris dans le tableau 4 de l'annexe 1.

Sur ces 8 essais de gonflement on note :

- 2 essais sur les argiles franches montrent une pression de gonflement très faible,  $\sigma'_g = 0.05$  MPa, inférieure au poids des terres effectif  $\sigma'_{v0}$ , et donc traduisent l'absence de potentiel de gonflement,
- 5 essais sur les argiles franches et 1 essai sur les argiles sableuses montrent des valeurs de  $\sigma'_g$  supérieures à  $\sigma'_{v0}$  et donc traduisent un certain potentiel de gonflement,
- dans ce dernier cas on a  $\sigma'_g$  moyen  $\sim 0.19$  MPa (0.135 à 0.29 MPa).

Les essais de compressibilité à l'œdomètre permettent également une approche de  $\sigma'_g$  en considérant que c'est la contrainte verticale à partir de laquelle le matériau mis en eau commence à tasser (cf. tableau 3). Cette approche est évidemment moins fiable car le matériau a pu se détendre au prélèvement. On note cette fois que sur 10 essais 4 seulement donnent  $\sigma'_g > \sigma'_{v0}$  avec en moyenne  $\sigma'_g \sim 0.15$  MPa (0.10 à 0.20 MPa). Il s'agit d'argiles franches et cette approche confirmerait un certain potentiel de gonflement.

DOSSIER PROJECT		NOTE REPORT		DATE DATE		REVISION REVISION		PAGE PAGE	
51-01				08.04.2002		1		24/44	
REP	MEC	N	P	00	006	1			

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

On peut aussi observer le comportement des éprouvettes des essais triaxiaux CU + U et CD lors de la phase de consolidation sous l'étreinte  $\sigma'_3$  (lorsque l'éprouvette gonfle cela se traduit par une diminution de sa masse volumique  $\rho_d$ ). On peut remarquer que pour  $\sigma'_3 \leq 0.1$  MPa, il y a un certain gonflement, mais il n'y en a plus pour  $\sigma'_3 = 0.3$  MPa.

Pour aller plus loin dans l'analyse on peut aussi faire la synthèse de l'ensemble des essais de gonflement (32 éprouvettes de sol au total) en terme d'indice des vides final  $e_f$ , après gonflement sous une contrainte verticale donnée. Un matériau donné sous une contrainte in situ donnée ( $\sigma'_{v0}$ ), caractérisé par son indice des vides  $e_0$ , est gonflant lorsque  $e_0 < e_f$  et non gonflant lorsque  $e_0 = e_f$ .

Les valeurs de  $e_f$  sont globalement assez dispersées mais on peut remarquer que l'ensemble des résultats s'organise en 6 groupes en fonction de la masse volumique initiale  $\rho_{d0}$  des éprouvettes :

1.  $\rho_{d0}$  moyen = 1.33 t/m<sup>3</sup> (1.32 à 1.37 t/m<sup>3</sup>) :  $\sigma'_g \sim 0.08$  MPa,
2.  $\rho_{d0}$  moyen = 1.43 t/m<sup>3</sup> (1.415 à 1.44 t/m<sup>3</sup>) :  $\sigma'_g \sim 0.15$  MPa,
3.  $\rho_{d0}$  moyen = 1.485 t/m<sup>3</sup> (1.46 à 1.52 t/m<sup>3</sup>) :  $\sigma'_g \sim 0.10$  MPa,
4.  $\rho_{d0}$  moyen = 1.53 t/m<sup>3</sup> (1.45 à 1.57 t/m<sup>3</sup>) :  $\sigma'_g \sim 0.03$  MPa,
5.  $\rho_{d0}$  moyen = 1.615 t/m<sup>3</sup> (1.54 à 1.67 t/m<sup>3</sup>) :  $\sigma'_g \sim 0.03$  MPa,
6.  $\rho_{d0}$  moyen = 1.76 t/m<sup>3</sup> (1.63 à 1.82 t/m<sup>3</sup>) :  $\sigma'_g \sim 0.05$  MPa.

Les 5 premiers groupes correspondent aux argiles franches et le 6<sup>ème</sup> groupe aux argiles sableuses.

Cette approche globale est à notre avis plus fiable que les précédentes, car elle tient compte des variations de compacité initiale des éprouvettes.

Rappelons que le toit des argiles à meulrières est en moyenne vers 2.4m de profondeur et donc la couche est caractérisée par  $\sigma'_{v0} \geq 0.035$  MPa (et à la base, en moyenne vers 13.1 m, on a  $\sigma'_{v0} \sim 0.15$  MPa).

En pratique, on peut considérer que les groupes 4 - 5 - 6 ne présentent pas de potentiel de gonflement ( $\sigma'_g \leq \sigma'_{v0}$ ).

En revanche les groupes 1 - 2 - 3, pour lesquels  $\sigma'_g \sim 0.1$  à 0.15 MPa, peuvent présenter un certain potentiel de gonflement lorsque  $\sigma'_{v0} < \sigma'_g$ , soit jusque vers une profondeur de 8.7m ( $\sigma'_g \sim 0.1$  MPa) ou jusqu'à la base ( $\sigma'_g \sim 0.15$  MPa). En définitive, tout ou partie des argiles à meulrières (y compris la partie haute détendue) pourrait avoir un certain potentiel de gonflement sous réserve de comporter des argiles franches des groupes 1 - 2 - 3 (soit  $\rho_{d0} \leq 1.52$  t/m<sup>3</sup> avec  $\rho_{d0}$  moyen = 1.42 t/m<sup>3</sup>).

Par sécurité on retiendra  $\sigma'_g \sim 0.15$  MPa. En raisonnant statistiquement les groupes 1 - 2 - 3 représentent environ 50% de l'ensemble des argiles franches, lesquelles ne représentent que 25% de



DOSSIER PROJECT		NOTE REPORT		DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01				08.04.2002	1	25/44
REP	MEC	N	P	00	006	1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

l'ensemble de la couche. L'épaisseur moyenne concernée par ces phénomènes ne serait que de 1.35m environ. Une analyse plus détaillée est faite au chapitre VIII en tenant compte de la coupe des sondages.

Rappelons qu'il s'agit là du potentiel de gonflement à l'état naturel. Si les argiles subissaient par ailleurs une décharge de contrainte (fouille par exemple) un gonflement se produirait suivant l'indice de gonflement  $c_s$  (0.07).

V.2.3 - Sables de Fontainebleau

On dispose de 19 échantillons au total dont 3 sont en fait des échantillons de grès.

Identification

On ne remarque pas de variation significative des caractéristiques des sables avec la profondeur. On peut retenir :

- sables :  $W = 21.8\%$  (18.6 à 25.4%) et  $\rho_d = 1.58 \text{ t/m}^3$  (1.53 à 1.70  $\text{t/m}^3$ ) soit  $\rho = 1.92 \text{ t/m}^3$ ,
- grès :  $W = 2.8\%$  (2.0 à 3.6%) et  $\rho_d = 2.37 \text{ t/m}^3$  (2.34 à 2.38  $\text{t/m}^3$ ) soit  $\rho = 2.44 \text{ t/m}^3$ .

Globalement on pourrait prendre  $\rho \sim 1.95 \text{ t/m}^3$  en partie haute jusque vers 22m de profondeur, et  $\rho \sim 1.9 \text{ t/m}^3$  dessous.

La masse volumique des grains est  $\rho_s = 2.65 \text{ t/m}^3$  et il en résulte un degré de saturation des sables de 85% ce qui est normal pour ce matériau hors nappe (pour le grès  $S \sim 63\%$  mais il s'agit de blocs prélevés directement dans les caisses de carottes).

La teneur en  $\text{CO}_3 \text{ Ca}$  est très faible (0 à 3%).

Les analyses granulométriques confirment qu'il s'agit d'un sable fin propre et uniforme avec : 96% d'éléments  $< 0.5\text{mm}$  (82 à 100%), 3% d'éléments  $< 80 \mu\text{m}$  (1 à 12%),  $d_{10} \sim 0.13\text{mm}$  (0.06 à 0.18mm),  $d_{60}/d_{10} = 2.0$  (1.7 à 2.4).

Résistance

Un essai triaxial consolidé drainé (CD) donne les caractéristiques mécaniques intergranulaires  $C' = 0$  et  $\varphi' = 38^\circ$ . Ces valeurs traduisent un comportement purement pulvérulent (la grésification fine éventuelle a été détruite par le prélèvement).

En ce qui concerne le coefficient de poussée au repos  $k_0 = (1 - \sin \varphi')$   $\sqrt{\text{OCR}}$  sa valeur dépend beaucoup de la "surconsolidation" des sables. Il nous paraît raisonnable d'utiliser une valeur de OCR plus faible que celle retenue pour les limons et les argiles. La valeur  $\text{OCR} \sim 2$  nous paraît bien

DOSSIER PROJECT		NOTE REPORT		DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01				08.04.2002	1	26/44
REP	MEC	N	P	00	006	1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

adaptée et on aurait  $k_0 \sim 0.55$ . A une profondeur donnée la contrainte moyenne serait  $\sigma'_m = (1 + 2k_0) \sigma'_v / 3 = 0.7 \sigma'_v$ .

**V.3 - Caractéristiques proposées**

Elles sont récapitulées sur le tableau 5 en annexe 1.

Les valeurs retenues sont directement déduites des chapitres précédents et sont des valeurs moyennes applicables aux différentes couches qui ont été mises en évidence sur le site.

On peut faire les commentaires suivants :

- pour les limons, les argiles à meulrières (hors zone détendue) et la partie haute des sables, on dispose de toutes les caractéristiques nécessaires.
- pour la partie haute détendue des argiles à meulrières, les informations sont assez limitées ; on dispose des caractéristiques pressiométriques et de tout ce qui en découle ( $E$  et  $C_{uu}$ ), et on donne en plus les caractéristiques  $\rho$ ,  $c'$ ,  $\phi'$ ,  $k_0$  estimées avec une certaine sécurité ( $c' = 0$   $\phi' = 19^\circ$  sont les valeurs minimales mesurées sur les argiles sous-jacentes, et  $k_0$  est calculé en supposant  $OCR \sim 2$  seulement).
- pour la partie restante des argiles à meulrières, on notera que les caractéristiques de compressibilité telles que  $c_s - c_c - c_v$  ne concernent que les matériaux "compressibles" (argiles franches et argiles sableuses) ; elles ne sont donc pas applicables directement à l'ensemble de la couche.
- pour la partie basse des sables, les caractéristiques pressiométriques n'ont pas été mesurées et elles sont déduites de celles de la partie haute en appliquant forfaitairement un coefficient d'abattement de 0.8 (qui correspond au rapport des modules dynamiques, cf. VI.1) ; les caractéristiques  $c'$ ,  $\phi'$ ,  $k_0$  sont identiques à celles de la partie haute.

Rappelons que pour les argiles à meulrières (hors zone détendue en tête) on pourrait aussi retenir, à partir des essais oedométriques, le module tangent global  $E = 108 \cdot \sigma'_v$  mais cette valeur serait probablement minorée.

De même pour la consolidation de cette couche on pourrait définir les coefficients  $c_v$  équivalents, en tenant compte de la forte anisotropie. On aurait :

- en recompression - compression :  $c_v$  équivalent  $\sim 5.10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ ,
- en gonflement :  $c_v$  équivalent  $\sim 5.10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ .

Pour la partie haute détendue des argiles on peut prendre des valeurs 5 fois plus faibles.

DOSSIER PROJECT	NOTE REPORT	DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01		08.04.2002	1	27/44
REP	MEC	N	P	00 006 1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques****VI - CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DYNAMIQUES**

Elles sont appréciées à partir des essais in situ et en laboratoire.

**VI.1 - Essais in situ**

Il s'agit des essais cross-hole et down-hole réalisés dans les forages tubés PVC et situés à proximité du centre du Synchrotron (SD1 - SD2 - SC4). Ces essais concernent donc les sols jusque vers 30m de profondeur.

Rappelons que la zone de mesure est représentée par le sondage carotté SC4 avec la stratigraphie suivante :

0.00/1.90m : limons,

1.90/13.65m : argiles à meulières (28.5% d'argiles franches, 18.5% d'argiles à blocs, 53% de meulières),

sous 13.65m : sables (pas de grès dans le sondage descendu jusqu'à 30m).

On remarquera que les argiles à meulières sont ici assez meuliérisées, et l'essentiel des argiles sans blocs est rencontré en partie basse (à partir de 11.9m).

Dans le principe on utilise généralement plutôt les résultats des essais cross-hole et les essais down-hole servent surtout à titre de contrôle.

Rappelons que ces essais visent à mesurer, à un niveau donné, la vitesse de propagation des ondes de compression (ondes P) et celle des ondes de cisaillement (ondes S). On en déduit les paramètres suivants, à partir des formules classiques :

- modules de cisaillement  $G = \rho V_s^2$
- coefficient de Poisson  $\nu = (V_p^2 - 2V_s^2) / 2 (V_p^2 - V_s^2)$
- module de compression  $E = 2 (1 + \nu) G$ ,

où  $\rho$  est la masse volumique du sol.

Compte tenu de la faible énergie mise en jeu, les déformations sont très faibles et on considère que ces mesures conduisent aux modules maximaux  $G_{\max}$  et  $E_{\max}$  (on admet qu'ils correspondent à la distorsion  $\gamma \sim 10^{-6}$ ).

Nous renvoyons au rapport de synthèse établi par SEGG pour le compte de SOBESOL - EEG SIMECSOL, pour tous les détails et les résultats. En particulier il faut noter que dans le contexte local et avec la sonde émettrice utilisée, il n'a pas été possible de générer des ondes P (compression) de manière suffisante lors des essais cross-hole, mais les ondes S (cisaillement) étaient bien définies. Dans ces conditions SEGG a utilisé les essais down-hole pour définir les

DOSSIER PROJECT		NOTE REPORT		DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01				08.04.2002	1	28/44
REP	MEC	N	P	00	006	1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

valeurs de  $V_P$  (de sorte que les valeurs de  $v$  et  $E$  indiquées pour le cross-hole proviennent en fait de  $V_s$  cross-hole et  $V_P$  down-hole).

Pour ce qui nous concerne, on s'intéresse plutôt à  $V_s$  et  $v$ .

Pour les limons la seule mesure de  $V_s$  fiable en cross-hole est celle à 1m de profondeur (la mesure à 2m concerne à la fois les limons et les argiles) et pour avoir plus de représentativité il nous paraît utile de prendre aussi les valeurs down-hole à 1m. On peut donc retenir  $V_s = 220$  m/s (200 à 270 m/s) et  $v = 0.43$ .

Pour les argiles on note que les valeurs de  $V_s$  sont fortes dans toute la partie haute qui est très meulièreisée (les mesures "moyennent" les parties meulièreisées et les argiles à blocs qui sont peu nombreuses) et plus faibles en partie basse très argileuse (transition vers 11.5m de profondeur ce qui est conforme à la coupe du SC4). On remarque également que les valeurs de  $V_s$  sont très fortes immédiatement en tête (mesures à 3m et 4m) ce qui est en accord avec la présence des meulières mais un peu contradictoire avec la notion de détente en partie haute. Par ailleurs les mesures concernant les argiles franches sont celles à 12/13/14m de profondeur, alors que la base des argiles dans SC4 est à 13.65m de profondeur. En terme de nombre de mesures la partie haute représente 75% et la partie basse 25% (à comparer à argiles à blocs + meulières = 71.5% et argiles franches = 28.5%). On peut retenir (valeurs médianes arrondies) :

- argiles à blocs et meulières :  $V_s = 410$  m/s (375 à 480 m/s) et  $v = 0.44$ ,
- argiles franches :  $V_s = 345$  m/s (344 à 356 m/s) et  $v = 0.44$ .

Pour les sables on remarque un changement vers 22m de profondeur, la partie haute étant plus résistante en rapport avec la grésification observée (blocs de grès épars + grésification fine générale éventuelle). On peut retenir (valeurs médianes arrondies) :

- partie haute :  $V_s = 380$  m/s (352 à 399 m/s) et  $v = 0.44$ ,
- partie basse :  $V_s = 350$  m/s (337 à 359 m/s) et  $v = 0.43$ .

A titre indicatif les mesures cross-hole à 2m donnent  $V_s = 335$  m/s valeur intermédiaire entre 220 m/s (limons) et 410 m/s (argiles à meulières partie haute). Par ailleurs les mesures down-hole conduiraient à  $V_s = 420$  m/s et 350 m/s pour les parties haute et basse des argiles à meulières, et  $V_s = 385$  m/s et 335 m/s pour les parties haute et basse des sables. Ces valeurs sont en bon accord avec celles du cross-hole.

Pour passer aux modules  $G_{max}$  et  $E_{max}$  on peut utiliser les masses volumiques arrondies suivantes :  
 $\rho = 2.0$  t/m<sup>3</sup> pour les limons,  $\rho = 1.9$  t/m<sup>3</sup> pour les argiles franches et 2.1 t/m<sup>3</sup> pour les argiles à blocs et meulières,  $\rho = 1.95$  t/m<sup>3</sup> pour la partie haute des sables et 1.9 t/m<sup>3</sup> pour la partie basse.  
D'où, en valeurs arrondies :

- limons :  $G_{max} = 95$  MPa et  $E_{max} = 270$  MPa,
- argiles à blocs et meulières :  $G_{max} = 350$  MPa et  $E_{max} = 1010$  MPa,

DOSSIER PROJECT		NOTE REPORT		DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01				08.04.2002	1	29/44
REP	MEC	N	P	00	006	1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

- argiles franches :  $G_{\max} = 225 \text{ MPa}$  et  $E_{\max} = 650 \text{ MPa}$ ,
- partie haute des sables :  $G_{\max} = 280 \text{ MPa}$  et  $E_{\max} = 805 \text{ MPa}$ ,
- partie basse des sables :  $G_{\max} = 230 \text{ MPa}$  et  $E_{\max} = 660 \text{ MPa}$ .

Il est intéressant de comparer les valeurs de  $E_{\max}$  à celles de  $E$  statique ( $E_s$ ) indiquées au paragraphe VI.1.2. Pour la comparaison au niveau des argiles à meulrières et des sables il faut tenir compte des points suivants :

- dans le cross-hole la partie haute détendue des argiles n'existe pas, et on peut simplement différencier les parties meulrières et les argiles à blocs d'une part et les argiles franches en partie basse d'autre part,
- dans les essais pressiométriques, sous la partie haute détendue on a simplement différencié les parties argileuses (avec  $\pm$  de blocs) et les parties meulrières,
- les essais pressiométriques n'ont concerné que la partie haute des sables.

Pour la moyenne des sondages carottés du Synchrotron on pourrait retenir  $E_{\max}$  équivalent défini par  $E_{\max} = 1 / (0.75/1010 + 0.25/650) \text{ MPa} \sim 885 \text{ MPa}$ .

D'où les comparaisons :

- limons :  $E_{\max}/E_s = 270/5.5 = 49$ ,
- argiles à meulrières :  $E_{\max}/E_s = 885/40 = 22$ ,
- partie haute des sables :  $E_{\max}/E_s = 805/210 = 3.8$ .

Pour les limons et les argiles le rapport est élevé et, en revanche, il peut paraître faible pour les sables. Comme on le verra plus loin, ces rapports peuvent s'expliquer par la décroissance des modules lorsque la déformation augmente.

**VI.2 - Essais en laboratoire**

Ils comportent l'association de 2 types d'essai :

- les essais à la colonne résonnante qui donnent les valeurs du module de cisaillement  $G$  et du facteur d'amortissement  $D$  (damping ratio) en fonction de la distorsion  $\gamma$ , sur des éprouvettes consolidées sous une étreinte  $\sigma'_3$  donnée ; ce type d'essai couvre la plage des distorsions faibles avec  $\gamma \sim 5 \cdot 10^{-6}$  à  $5 \cdot 10^{-4}$ ,
- les essais au triaxial dynamique qui donnent les mêmes informations mais pour la plage des distorsions plus fortes avec  $\gamma \sim 5 \cdot 10^{-4}$  à  $10^{-2}$ .

En définitive ces 2 types d'essais se complètent et permettent de définir les variations de  $G$  et  $D$  en fonction de  $\gamma$  sur toute la plage de déformation nécessaire dans les études (effets sismiques, vibrations, ...). A noter qu'ils complètent également les essais in situ donnant  $G_{\max}$  ( $\gamma \sim 10^{-6}$ ).

DOSSIER PROJECT		NOTE REPORT		DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01				08.04.2002	1	30/44
REP	MEC	N	P	00	006	1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

Pour chaque échantillon testé il a été réalisé une série d'essais à la colonne résonnante sur des éprouvettes  $\phi$  38mm (étreinte de consolidation  $\sigma'_3 = 0.05 / 0.1 / 0.3$  MPa) et une série d'essais triaxiaux dynamiques sur éprouvettes  $\phi$  54mm consolidés aux mêmes étreintes.

Pour chaque série d'essais à la colonne résonnante on peut extrapoler facilement la valeur de  $G_{\max}$  ( $\gamma \sim 10^{-6}$ ) correspondant à chaque contrainte de consolidation  $\sigma'_3$ , et  $G_{\max}$  peut se mettre sous la forme  $G_{\max} = a (\sigma'_3)^b$  où  $a$  et  $b$  sont des coefficients. Par ailleurs, l'ensemble colonne résonnante + triaxial dynamique correspondant à une valeur donnée de  $\sigma'_3$  peut se traduire sous forme des variations de  $G/G_{\max}$  et de  $D$  en fonction de la distorsion  $\gamma$ . On notera toutefois que pour  $\gamma > 10^{-2}$  les résultats ne sont pas totalement fiables (difficultés au niveau des appareillages lorsque les déformations sont trop fortes).

D'une manière générale on note que les courbes provenant de la colonne résonnante d'une part et du triaxial d'autre part se raccordent bien dans la plupart des cas.

Les caractéristiques des éprouvettes et les valeurs de  $G_{\max}$  sont récapitulées sur le tableau 6 de l'annexe 1.

Les fuseaux des courbes  $G/G_{\max}$  et des valeurs de  $D$  sont données sur les graphiques 1 à 3 de l'annexe 2.

Rappelons enfin que le module dynamique  $E$  peut être déduit de  $G$  par  $E = 2(1 + \nu) G \sim 3 G$  car dans les essais de laboratoire on est en situation saturée et non drainée soit  $\nu \sim 0.5$ .

**Limons**

On dispose d'une série d'essais (colonne + triaxial) sur un échantillon du sondage SC4 pour lequel  $I_p = 14\%$ .

A l'état initial les éprouvettes sont caractérisées par  $W_{\text{moy}} = 25,1\%$  et  $\rho_{\text{dmoy}} = 1.61 \text{ t/m}^3$ , soit une compacité un peu inférieure à la moyenne.

On obtient la loi  $G_{\max} = 170 (\sigma'_3)^{0.58}$  avec  $G_{\max}$  et  $\sigma'_3$  en MPa.

Les fuseaux des courbes  $G/G_{\max}$  et des valeurs de  $D$  montrent que :

$\gamma \sim 10^{-5}$  :  $G/G_{\max} \sim 0.99$  et  $D \sim 3\%$ ,

$\gamma \sim 10^{-4}$  :  $G/G_{\max} \sim 0.925$  et  $D \sim 3.5\%$ ,

$\gamma \sim 10^{-3}$  :  $G/G_{\max} \sim 0.53$  et  $D \sim 9\%$ ,

$\gamma \sim 10^{-2}$  :  $G/G_{\max} \sim 0.08$  et  $D \sim 30\%$ .

DOSSIER PROJECT		NOTE REPORT		DATE DATE		REVISION REVISION		PAGE PAGE	
51-01				08.04.2002		1		31/44	
REP	MEC	N	P	00	006	1			

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

A forte déformation on note une diminution rapide de  $G/G_{\max}$  et une augmentation sensible de l'amortissement.

Pour obtenir la concordance de  $G_{\max}$  laboratoire avec  $G_{\max}$  in situ (95 MPa), il faudrait supposer  $\sigma'_3 = 0.37 \text{ MPa} = \sigma'_m = \sigma'_v$  (puisque  $k_0 \sim 1.0$ ).

En fait à 1m de profondeur on aurait  $\sigma'_v = \sigma'_m = 0.02 \text{ MPa}$  soit  $G_{\max}$  laboratoire = 17.5 MPa, en supposant le matériau détendu. Si on supposait le matériau surconsolidé avec  $\sigma'_p = 0.2 \text{ MPa}$  et non détendu (alors  $k_0 = 1 - \sin \varphi' = 0.455$ ) on aurait  $\sigma'_m = (1 + 2k_0) \sigma'_p / 3 = 0.13 \text{ MPa}$  soit  $G_{\max}$  laboratoire = 52 MPa plus proche de la valeur in situ.

Ces résultats montreraient que les limons sont probablement plus surconsolidés et moins détendus in situ que ce que l'on pourrait supposer.

Argiles à meulrières

Les 2 séries d'essais (colonne + triaxial) portent sur des échantillons d'argiles franches des sondages SC4 ( $I_p = 50\%$ ) et SC5 ( $I_p = 45\%$ ).

A l'état initial des éprouvettes on a  $W_{\text{moy}} = 24,1\%$  et  $\rho_{\text{dmoy}} = 1.59 \text{ t/m}^3$ , soit une compacité un peu supérieure à la moyenne.

On obtient la loi globale  $G_{\max} = 140 (\sigma'_3)^{0.55}$  avec  $G_{\max}$  et  $\sigma'_3$  en MPa, mais avec un peu de dispersion.

Les fuseaux des courbes  $G/G_{\max}$  et des valeurs de D donnent :

$\gamma \sim 10^{-5}$  :  $G/G_{\max} \sim 0.985$  et  $D \sim 3.5\%$ ,

$\gamma \sim 10^{-4}$  :  $G/G_{\max} \sim 0.90$  et  $D \sim 4\%$ ,

$\gamma \sim 10^{-3}$  :  $G/G_{\max} \sim 0.58$  et  $D \sim 9\%$ ,

$\gamma \sim 10^{-2}$  :  $G/G_{\max} \sim 0.13$  et  $D \sim 30\%$ .

A forte déformation on retrouve la diminution rapide de  $G/G_{\max}$  et l'augmentation de l'amortissement.

Pour obtenir la concordance de  $G_{\max}$  laboratoire avec  $G_{\max}$  in situ (225 MPa pour les argiles franches), il faudrait supposer  $\sigma'_3 = 2.4 \text{ MPa} = \sigma'_m = 1.33 \sigma'_v$  (puisque  $k_0 \sim 1.5$  pour  $\varphi' = 19^\circ$  et  $\text{OCR} = 5$ ), soit  $\sigma'_v = 1.8 \text{ MPa}$  ce qui paraît beaucoup. Par ailleurs la loi de  $G_{\max}$  a été obtenue à partir d'essais pour lesquels  $\sigma'_3$  ne dépassait pas 0.3 MPa, et il est délicat de l'extrapoler aussi loin.

DOSSIER PROJECT		NOTE REPORT		DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01				08.04.2002	1	32/44
REP	MEC	N	P	00	006	1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

En fait à 13m de profondeur (cas du cross-hole) on aurait  $\sigma'_v = 0.15$  MPa et  $\sigma'_m = 0.20$  MPa soit  $G_{\max}$  laboratoire = 58 MPa, en supposant le matériau détendu et sous nappe (à 1m de profondeur). Si on supposait le matériau surconsolidé avec  $\sigma'_p = 0.45$  MPa et non détendu (alors  $k_0 = 1 - \sin \phi' = 0.675$ ) on aurait  $\sigma'_m = (1 + 2k_0) \sigma'_p / 3 = 0.35$  MPa soit  $G_{\max}$  laboratoire = 79 MPa ce qui est encore loin de la valeur in situ.

On retrouve encore le fait que les argiles sont in situ probablement plus surconsolidées et moins détendues.

Sables

Les 2 séries d'essais (colonne + triaxial) portent sur les échantillons des sondages SC4 - SC5. A l'état initial des éprouvettes on a  $W_{\text{moy}} = 24.6\%$  et  $\rho_{\text{dmoy}} = 1.58$  t/m<sup>3</sup>, soit une compacité qui correspond à la moyenne générale.

On obtient la loi globale  $G_{\max} = 120 (\sigma'_3)^{0.39}$  avec  $G_{\max}$  et  $\sigma'_3$  en MPa, et avec très peu de dispersion d'une série à l'autre.

Les fuseaux des courbes  $G/G_{\max}$  et des valeurs de D donnent :

- $\gamma \sim 10^{-5}$  :  $G/G_{\max} \sim 0.985$  et  $D \sim 2\%$ ,
- $\gamma \sim 10^{-4}$  :  $G/G_{\max} \sim 0.91$  et  $D \sim 3\%$ ,
- $\gamma \sim 10^{-3}$  :  $G/G_{\max} \sim 0.46$  et  $D \sim 15\%$ ,
- $\gamma \sim 10^{-2}$  :  $G/G_{\max} \sim 0.08$  et  $D \sim 40\%$ .

On retrouve la diminution rapide de  $G/G_{\max}$  et l'augmentation de l'amortissement pour les grandes déformations.

Pour obtenir la concordance avec  $G_{\max}$  in situ (230 MPa comme en partie basse, puisqu'il n'y a pas de grès), il faudrait supposer  $\sigma'_3 = 5.3$  MPa =  $\sigma'_m = 0.7 \sigma'_v$ , soit  $\sigma'_v = 7.6$  MPa ce qui est énorme. Comme précédemment la loi de  $G_{\max}$  n'est pas extrapolable aussi loin.

En fait en se mettant vers 25m de profondeur (sables sans grès) on aurait  $\sigma'_v = 0.495$  MPa et  $\sigma'_m = 0.35$  MPa soit  $G_{\max}$  laboratoire = 80 MPa ce qui est assez loin de la valeur in situ.

Il se pourrait que les sables in situ soient plus "surconsolidés" et surtout finement grésifiés indépendamment des blocs de grès de la partie haute (cette grésification fine étant détruite au prélèvement).



DOSSIER PROJECT		NOTE REPORT		DATE DATE		REVISION REVISION		PAGE PAGE	
51-01				08.04.2002		1		33/44	
REP	MEC	N	P	00	006	1			

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques****VI.3 - Caractéristiques proposées**

Les essais in situ conduisent manifestement à des modules plus élevés que ceux que l'on peut déduire des essais en laboratoire, et ce pour toutes les couches (avec  $G_{\max}$  in situ  $\sim 3$  à 4 fois  $G_{\max}$  laboratoire). Ceci est assez inhabituel et ne peut s'expliquer que par :

- les limons et les argiles sont plus surconsolidés et moins détendus, et en outre les argiles à meulières sont probablement plus résistantes in situ (influence des blocs et meulières),
- les sables sont probablement finement grésifiés in situ.

Dans ces conditions il nous paraît raisonnable de procéder comme suit :

- on retient les valeurs de  $G_{\max}$  (et  $E_{\max}$ ) déduites des essais in situ,
- on retient les variations de  $G/G_{\max}$  et de l'amortissement  $D$ , en fonction de la distorsion  $\gamma$ , déduites des essais en laboratoire.

Toutefois, pour les argiles à meulières il manque les caractéristiques de la partie haute détendue mise en évidence par les pressiomètres, et il faut définir les caractéristiques globales de la partie restante de la couche.

Pour la partie haute détendue des argiles, on peut raisonner par analogie avec les limons et les argiles franches pour lesquels on remarque que le rapport  $G_{\max}/C_{uu}$  est d'environ 1550. On pourrait donc retenir  $G_{\max} \sim 130$  MPa ( $C_{uu} \sim 0.085$  MPa) soit  $E_{\max} \sim 375$  MPa.

Pour la partie restante de la couche, on retiendra qu'en moyenne, elle comporte 25% d'argiles franches et 75% d'argiles meuliérisées et à blocs soit  $G_{\max}$  équivalent =  $1 / (0.25/225 + 0.75/350) = 307.5$  MPa soit  $E_{\max} \sim 885$  MPa.

D'où finalement :

- limons :  $G_{\max} = 95$  MPa et  $E_{\max} = 270$  MPa ( $\gamma=0.43$ ),
- partie haute détendue des argiles :  $G_{\max} = 130$  MPa et  $E_{\max} = 375$  MPa ( $\gamma=0.44$ ),
- reste des argiles à meulières:  $G_{\max} = 307.5$  MPa et  $E_{\max} = 885$  MPa ( $\gamma=0.44$ ),
- partie haute des sables :  $G_{\max} = 280$  MPa et  $E_{\max} = 805$  MPa ( $\gamma=0.44$ ),
- partie basse des sables :  $G_{\max} = 230$  MPa et  $E_{\max} = 660$  MPa ( $\gamma=0.43$ ).

**VII - COMPACTAGE ET TRAITEMENT DES LIMONS**

Les échantillons en vrac prélevés dans les puits à la pelle mécanique (20 échantillons au total soit 1 par puits) ont fait l'objet d'un programme d'essais complets en laboratoire pour définir les caractéristiques de compactage des limons et les possibilités de traitement (chaux et ciment). Ces essais ont été faits dans l'optique de la conception des assises des dallages, voiries et parkings.

DOSSIER PROJECT		NOTE REPORT		DATE DATE		REVISION REVISION		PAGE PAGE	
51-01				08.04.2002		1		34/44	
REP	MEC	N	P	00	006	1			

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

Rappelons que ces échantillons remaniés sont constitués d'un mélange des matériaux pris généralement entre 0.5m de profondeur et la base des limons.

**VII.1 - Identification et compactage**

Pour l'ensemble des échantillons la teneur en eau moyenne est  $W = 24.6\%$  (21.3 à 27.1%).

Cette valeur est à comparer à celles des échantillons intacts des sondages  $W = 23.1\%$  (21.0 à 25.0%). Les échantillons des puits sont donc un peu plus humides que la moyenne (influence des venues d'eau dans les puits ?).

Pour les autres caractéristiques d'identification on a :

- masse volumique des grains  $\rho_s = 2.68 \text{ t/m}^3$  (2.66 à 2.71  $\text{t/m}^3$ ),
- teneur en carbonate  $\text{CO}_3 \text{ Ca} = 5.1\%$  (4.3 à 8.1%),
- valeur au bleu VBS = 3.4% (2.4 à 4.2%),
- plasticité moyenne avec  $W_L = 38.5\%$  (35 à 43%) et  $I_p = 18\%$  (14 à 20%),
- ganularité : globalement ce sont des argiles silteuses avec 86% d'éléments  $< 80\mu\text{m}$  (80.5 à 88.5%) et 31 % d'éléments  $< 2\mu\text{m}$  (21 à 40%).

Tous ces résultats sont comparables à ceux obtenus sur les échantillons intacts.

Dans la classification de la norme NF P11-300 (exécution des terrassements) il s'agit d'un matériau de type  $A_2$ .

Pour la suite 2 échantillons ont été mis à part :

- échantillon du Pm9 qui correspond à l'ancienne mare mise en évidence par les archéologues (limon "vasard" très humide) et par ailleurs c'est dans ce puits que l'épaisseur des limons est la plus faible (1.5m),
- échantillon du Pm14 qui est une argile avec graviers.

Six mélanges représentatifs ont été ensuite étudiés. Il s'agit des mélanges A à F, avec :

- $A = \text{Pm1} + \text{Pm2} + \text{Pm5} + \text{Pm6}$  : argile silteuse avec  $W_{\text{moy}} = 23.6\%$  et  $I_p \sim 20.0\%$ ,
- $B = \text{Pm3} + \text{Pm4} + \text{Pm8}$  : limon argileux avec  $W_{\text{moy}} = 26.5\%$  et  $I_p \sim 17.0\%$ ,
- $C = \text{Pm7} + \text{Pm10}$  : limon argileux avec  $W_{\text{moy}} = 23.6\%$  et  $I_p \sim 14.0\%$ ,
- $D = \text{Pm11} + \text{Pm12}$  : argile silteuse avec  $W_{\text{moy}} = 25.5\%$ ,
- $E = \text{Pm13} + \text{Pm17} + \text{Pm20}$  : limon argileux avec  $W_{\text{moy}} = 23.8\%$  et  $I_p \sim 17.0\%$ ,
- $F = \text{Pm15} + \text{Pm16} + \text{Pm18} + \text{Pm19}$  : argile silteuse avec  $W_{\text{moy}} = 24.3\%$  et  $I_p \sim 20.0\%$ .

Les mélanges A -B - C couvrent le Synchrotron et les mélanges D - E - F couvrent les parkings et voiries.

DOSSIER PROJECT		NOTE REPORT		DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01				08.04.2002	1	35/44
REP	MEC	N	P	00	006	1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

Les essais de compactage ont été faits comme suit :

- Proctor Normal sur les 3 mélanges les plus humides (B - D - F), avec  $W_{OPN} = 17.4\%$  (17.0 à 18.0%) et  $\rho_{dOPN} = 1.77 \text{ t/m}^3$  (1.74 à 1.81  $\text{t/m}^3$ ) soit un degré de saturation moyen à l'optimum  $S_{OPN} \sim 91\%$ ,
- Proctor Modifié sur les 3 mélanges les moins humides (A - C - E), avec  $W_{OPM} = 12.5\%$  (11.5 à 13.5%) et  $\rho_{dOPM} = 1.95 \text{ t/m}^3$  (1.93 à 1.96  $\text{t/m}^3$ ) soit en moyenne  $S_{OPM} \sim 89\%$ .

A titre indicatif on remarque que pour les échantillons intacts on aurait :

- échantillons des puits :  $W_{moy} = 15.9\% = W_{OPN} - 1.5\%$ ;  $\rho_{dmoy} = 1.67 \text{ t/m}^3 = 0.94 \rho_{dOPN}$ ,
- échantillons des sondages :  $W_{moy} = 23.1\% = W_{OPN} + 5.7\%$ ;  $\rho_{dmoy} = 1.65 \text{ t/m}^3 = 0.93 \rho_{dOPN}$ .

Ceci montre que par rapport à la référence Proctor Normal les limons intacts des puits prélevés hors nappe sont plutôt secs et peu compacts, tandis que les limons intacts des sondages (plutôt sous nappe) sont très humides et toujours peu compacts.

En ce qui concerne les échantillons remaniés des puits on note qu'ils sont globalement très humides avec  $W_{moy} = 24.6\% = W_{OPN} + 7.2\%$ .

D'après la norme NF P11-300 ces matériaux sont effectivement globalement classés A<sub>2</sub> th (th : très humide) avec  $W \geq 1.3 W_{OPN} = 22.6\%$ .

Plus précisément :

- échantillons intacts des sondages : A<sub>2</sub> th pour tous sauf SC1 - SC3 - SC6 - SC9 qui seraient A<sub>2</sub> h,
- échantillons remaniés des puits : A<sub>2</sub> th pour tous sauf Pm1 qui serait A<sub>2</sub> h.

La portance IPI (indice portant immédiat) a été mesurée pour tous les points des courbes Proctor des mélanges A à F. Les IPI sont évidemment plus forts au Proctor Modifié qu'au Proctor Normal. On note que  $IPI \sim 7.5$  à 17% au voisinage de  $W_{OPN}$  et  $IPI \sim 45$  à 65% au voisinage de  $W_{OPM}$ , mais dès lors que  $W \geq 20\%$  les valeurs sont très faibles avec  $IPI = 3$  à 5% au Proctor Modifié et 2 à 4% au Proctor Normal, ce qui confirme le caractère A<sub>2</sub> h à A<sub>2</sub> th.

Les essais CBR sur matériau compacté au voisinage de l'optimum Proctor Normal ou Proctor Modifié ont été faits sur les mélanges A et B. Ils donnent des résultats corrects mais peu transposables au matériau in situ qui est trop humide.

DOSSIER PROJECT	NOTE REPORT	DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01		08.04.2002	1	36/44
REP	MEC	N	P	00 006 1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

On notera toutefois pour information :

- Proctor Normal :
  - $W_{OPN}$  : CBR non saturé = 8% et CBR saturé = 5%,
  - $W_{OPN} + 2\%$  : CBR non saturé = 4% et CBR saturé = 5.5%.
- Proctor Modifié :
  - $W_{OPM}$  : CBR non saturé = 46% et CBR saturé = 8%,
  - $W_{OPM} + 2\%$  : CBR non saturé = 21.5% et CBR saturé = 11.5%.

En définitive les limons en place sont très humides et peu portants, sauf peut-être éventuellement dans la tranche superficielle 0/0.5m (mais il y a ~ 0.3m à 0.4m de terre végétale). La circulation et le travail des engins de chantier habituels sont a priori très difficiles sans précautions ou traitements spéciaux, et c'est bien ce qui a été observé lors de la 2<sup>ème</sup> campagne archéologique en cours.

**VII.2 - Traitement à la chaux et au ciment**

Les essais à la chaux et au ciment ont été faits sur les mélanges A et B.

Pour la chaux il s'agit de chaux vive agricole 0/2 et le ciment est du Ligex 2R (liant à la chaux et à forte teneur en laitier). Ce liant est bien adapté au traitement des assises et il a été utilisé sur de nombreux chantiers (il peut être utilisé en site marin ou en présence d'eaux séléniteuses).

Le mélange A a été traité à la chaux seule (CaO) et sur la base du Proctor Modifié, avec des dosages de 2, 3 et 4% de CaO.

En ce qui concerne les caractéristiques optimales on note que (à l'état initial  $W_{OPM} = 13.5\%$  et  $\rho_{dOPM} = 1.95 \text{ t/m}^3$ ) :

- $W_{OPM}$  augmente en moyenne de 1% ( $W_{OPM} = 14$  à  $14.5\%$  au lieu de  $13.5\%$  sans chaux),
- $\rho_{dOPM}$  diminue régulièrement lorsque le pourcentage de chaux augmente ( $\rho_{dOPM} = 1.88 \text{ t/m}^3$  avec 4% de CaO au lieu de  $1.95 \text{ t/m}^3$  sans chaux).

Les IPI ont été mesurés pour tous les points des courbes Proctor. Au voisinage de l'OPM les valeurs augmentent avec le pourcentage de chaux :

IPI = 43% à l'état initial, 76% avec 2% de CaO, 87% avec 3% de CaO et 104% avec 4% de CaO.

En partant de  $W_{moy}$  initiale = 24.6% pour l'ensemble des puits, on peut escompter diminuer W du pourcentage de CaO ajoutée, et dans cette hypothèse on aurait les IPI suivants (toujours sur la base du Proctor Modifié) :

CaO = 2% et  $W \sim 22.5\% = W_{OPM} + 8.0\%$  : IPI ~ 10%,

CaO = 3% et  $W \sim 21.5\% = W_{OPM} + 7.5\%$  : IPI ~ 20%,

CaO = 4% et  $W \sim 20.5\% = W_{OPM} + 6.0\%$  : IPI ~ 30%.

DOSSIER PROJECT		NOTE REPORT		DATE DATE		REVISION REVISION		PAGE PAGE	
51-01				08.04.2002		1		37/44	
REP	MEC	N	P	00	006	1			

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

On voit que l'adjonction de CaO au matériau naturel augmente rapidement la valeur de IPI.

Trois essais de résistance à la compression simple à 7 jours ont été faits sur le mélange A traité à 4% de CaO, compacté au voisinage de l'OPM et conservé en immersion. Les éprouvettes sont caractérisées par  $W = 14.6\%$  ( $W_{OPM}$ ) et  $\rho_d = 1.84 \text{ t/m}^3$  ( $0.98 \rho_{dOPM}$ ).

On obtient  $R_c \sim 0.7 \text{ MPa}$  (0.49 à 0.77 MPa) avec un module  $E \sim 540 \text{ MPa}$  (280 à 660 MPa).

On peut constater que pour une bonne efficacité il faut prévoir un traitement à 4% de CaO.

Le mélange B a été traité avec un peu de chaux (1% de CaO) et 4, 5 et 6% de Ligex 2R sur la base du Proctor Normal.

Pour les caractéristiques optimales on note que (à l'état initial  $W_{OPN} = 17.2\%$  et  $\rho_{dOPN} = 1.81 \text{ t/m}^3$ ) :

- $W_{OPN}$  augmente peu ( $W_{OPN} = 17.6\%$  au lieu de 17.2%),
- $\rho_{dOPN}$  est un peu diminué ( $\rho_{dOPN} = 1.76 \text{ t/m}^3$  au lieu de 1.81  $\text{t/m}^3$ ).

Au voisinage de  $W_{OPN}$  les valeurs de IPI sont augmentées par rapport à l'état initial (où IPI = 8%) mais sont peu variables ensuite pour 4, 5 ou 6% de Ligex (IPI  $\sim 22.5\%$ ).

En partant de  $W_{moy}$  initiale = 24.6% pour l'ensemble des puits, on peut escompter diminuer W de 2/3 environ du pourcentage de CaO + Ligex ajouté, et dans cette hypothèse on aurait les IPI suivants (toujours sur la base du Proctor Normal) :

- 1% CaO + 4% Ligex et  $W \sim 21.0\% = W_{OPN} + 3.0\%$  : IPI  $\sim 12.0\%$ ,
- 1% CaO + 5% Ligex et  $W \sim 20.5\% = W_{OPN} + 3.0\%$  : IPI  $\sim 12.5\%$ ,
- 1% CaO + 6% Ligex et  $W \sim 20.0\% = W_{OPN} + 2.5\%$  : IPI  $\sim 14.0\%$ .

On voit qu'au niveau de l'IPI ce traitement est moins efficace que la chaux seule et qu'en pratique, il y a peu d'amélioration au-delà de 4% de Ligex.

Trois essais de résistance à la compression simple à 7 jours ont été faits sur le mélange B traité à 1% de CaO + 5% de Ligex, compacté au voisinage de l'OPN et conservé en immersion. Les éprouvettes sont caractérisées par  $W = 17.5\%$  ( $W_{OPN}$ ) et  $\rho_d = 1.73 \text{ t/m}^3$  ( $0.985 \rho_{dOPN}$ ). A noter que  $\rho_d = 1.73 \text{ t/m}^3$  correspond à  $W = 20\%$  sur la courbe Proctor (proche de W après traitement).

On obtient  $R_c \sim 1.5 \text{ MPa}$  (1.40 à 1.55 MPa) avec un module  $E \sim 1700 \text{ MPa}$  (1680 à 1790 MPa).

Le traitement chaux + Ligex apporte donc une bonne résistance mécanique (supérieure à celle du traitement à la chaux seule) et le traitement à 1% CaO + 5% de Ligex 2R est recommandé.

DOSSIER PROJECT	NOTE REPORT	DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01		08.04.2002	1	38/44
REP	MEC	N	P	00 006 1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

Ce type de traitement a déjà été utilisé sur de nombreuses plate-formes. Il confère une portance correcte (en particulier pour les dallages courants) mais en revanche le matériau traité résiste mal aux efforts de cisaillement direct en surface (circulation de gros engins). Le matériau est assez stable dans le temps et il n'a jamais été constaté de dégradation en présence d'eau (en revanche dans le traitement à la chaux seule, il a parfois été observé une dégradation des performances suite à la dissolution de la chaux).

**VIII - REMARQUES SUR LE GONFLEMENT DES ARGILES A MEULIERES**

Comme on l'a vu au paragraphe V.2.2, seules certaines argiles parmi les argiles franches peuvent présenter un certain potentiel de gonflement. Il s'agit des argiles peu compactes ( $\rho_d \leq 1.52 \text{ t/m}^3$ ) pour lesquelles la pression de gonflement est  $\sigma'_g \sim 0.15 \text{ MPa}$  et qui statistiquement représentent environ 50% de l'ensemble des argiles franches. Elles ne peuvent gonfler que si le poids des terres effectif actuel  $\sigma'_{v0}$  à leur niveau est inférieur à  $\sigma'_g$ , c'est à dire pratiquement jusqu'en base de couche si on suppose la nappe à 1m de profondeur (à la profondeur moyenne de 13.1m on a  $\sigma'_{v0} = 0.15 \text{ MPa}$ ).

En pratique on sait aussi que des argiles gonflantes peuvent exister au sein des meulrières, mais ce phénomène est marginal.

D'après les coupes schématiques des sondages on peut analyser la présence des argiles franches dans les argiles à meulrières. Les résultats sont résumés dans le tableau 7 de l'annexe 1.

Les sondages SC2 - SC3 du Synchrotron ne comportent pratiquement pas d'argiles franches (en tout cas pas de manière significative).

Pour les autres sondages du Synchrotron l'épaisseur moyenne cumulée est de l'ordre de 3.6m (de 1.35m au SC5 à 5.05m au SC7), soit une épaisseur moyenne d'argile gonflante d'environ 1.8m.

A titre indicatif le gonflement possible de cette tranche d'argile de 1.8m, supposée placée en tête par sécurité, serait de l'ordre de 3 cm. Pour SC1 le plus chargé en argile (en partie haute) le gonflement possible serait d'environ 2 cm.

Pour les sondages des bâtiments annexes (SC8 - SC9 - SC10) l'épaisseur cumulée d'argiles franches est en moyenne de 2.15m et les couches concernées sont plutôt profondes (donc moins de gonflement).

Il faudra tenir compte de ces phénomènes pour la mise au point du projet, et en particulier pour les pieux du Synchrotron qui pourraient subir des frottements latéraux liés au gonflement, dirigés vers le haut entraînant une légère remontée de la tête des pieux.

DOSSIER PROJECT		NOTE REPORT		DATE DATE		REVISION REVISION		PAGE PAGE	
51-01				08.04.2002		1		39/44	
REP	MEC	N	P	00	006	1			

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

Comme déjà indiqué, il s'agit là du gonflement "naturel" des argiles, et dans l'hypothèse d'une fouille (décharge de contrainte) un gonflement lié à la détente se produirait.

**IX - MODULES DE DEFORMATION**

Rappelons que dans le projet on a distingué trois types de modules :

- modules pseudo-dynamiques adaptés aux calculs dynamiques et vibratoires ( $\varepsilon = 10^{-4}$  à  $10^{-5}$  avec un tassement ne dépassant pas 100 $\mu$ m).
- modules à faible déformation correspondant à des charges faibles ( $\varepsilon = 10^{-3}$  à  $10^{-4}$  avec un tassement inférieur à 1cm).
- modules statiques normaux correspondant aux charges courantes du bâtiment ou du Génie Civil ( $q = 10$  à  $20$  t/m<sup>2</sup>) soit  $\varepsilon = 10^{-2}$  à  $10^{-3}$  avec un tassement de plusieurs cm.

Les modules a seront utilisés par exemple pour les vérifications des performances du dallage du hall : charge dynamique d'un homme de 100kg, phénomènes vibratoires divers.

Les modules b seront utilisés pour l'étude du comportement de certains ouvrages sous poids propre et ou surcharges (par exemple dallage du hall et tunnel de l'anneau sur pieux, ...) sous réserve que la déformation demeure faible.

Les modules c seront probablement peu utilisés mais ils pourraient intervenir pour le comportement sous poids propre d'ouvrages en fondations superficielles.

Les modules proposés et les coefficients de Poisson assortis sont récapitulés sur le tableau 8 de l'annexe 1.

Les modules statiques normaux (cas c) sont ceux du tableau 5. Ils sont déduits des essais pressiométriques. Les valeurs de base sont celles de  $E_s$  moyen et on donne également les fourchettes  $E_{s \min} - E_{s \max}$  déduites des essais pressiométriques (cf. paragraphe V.1.2).

Les modules pseudo-dynamiques (cas a) sont déduits des modules dynamiques  $E_{\max}$  du chapitre VI mais en leur appliquant un coefficient minorateur de 0.9 pour tenir compte forfaitairement d'une certaine déformation ( $G/G_{\max} = E/E_{\max} \sim 0.9$  à  $0.925$  pour les matériaux du site lorsque  $\gamma = 1.5 \varepsilon \sim 10^{-4}$ ). Les valeurs de base sont donc  $E_{d \text{ moyen}} = 0.9 E_{\max}$ . Pour simplifier, les fourchettes  $E_{d \min} - E_{d \max}$  sont déduites de  $E_{d \text{ moyen}}$  avec les mêmes coefficients qu'en statique.

Pour une étude dynamique détaillée, il est toujours possible d'utiliser les valeurs de  $E_{\max}$  de chaque sol (cf. paragraphe VI.3) et les courbes de variation de  $E/E_{\max}$  ( $= G/G_{\max}$ ) et de l'amortissement  $D$  avec la distorsion  $\gamma$  (graphiques 1-2-3).

## SOLEIL - Reconnaissances géotechniques

Les modules statiques à faible déformation (cas b) sont intermédiaires entre les précédents. Par sécurité on peut considérer que par rapport aux modules du cas c, ils sont en quelque sorte des modules tangents. Pour les limons et les argiles, on retient un rapport de 2 et une valeur plus réduite (1.5) pour les sables qui sont déjà très raides en statique normal. Les valeurs de base sont désignées par  $E$  moyen et les fourchettes  $E_{\min} - E_{\max}$  sont définies comme précédemment.

En ce qui concerne les modules statiques, et en particulier ceux du cas b, l'approche ainsi proposée est du côté de la sécurité mais dans certains cas elle peut être trop pessimiste.

Plutôt que de raisonner en catégories de modules, on pourrait aussi essayer de raisonner en terme de module statique variable avec la déformation  $\varepsilon$  en s'inspirant des courbes  $G/G_{\max}$  obtenues par les essais dynamiques en laboratoire.

Pour cela, on raisonne comme suit :

- les modules dynamiques sont des modules non drainés qui correspondent à une sollicitation rapide et on peut écrire, pour un niveau de déformation donnée :

$$E_{\text{dynamique}} = \alpha \cdot \beta \cdot E_{\text{statique}}$$

avec  $\alpha$  = coefficient majorateur lié à la sollicitation plus rapide (on peut prendre  $\alpha \sim 1.25$ ),  
 $\beta$  = coefficient majorateur lié à l'état non drainé.

- dans tous les cas (drainé et non drainé), on a  $E = 2(1+\nu) G$  et  $G$  (module de cisaillement) est, par définition, le même en drainé et non drainé, de sorte que :  
 $\beta = E_{\text{non drainé}} / E_{\text{drainé}} = (1+\nu_{\text{non drainé}}) / (1+\nu_{\text{drainé}})$ .
- on a  $\nu_{\text{non drainé}} \sim 0.5$  et  $\nu_{\text{drainé}} \sim 0.2$  à  $0.33$  selon les sols (de  $0.2$  pour les sables, soit  $\beta = 1.25$ , à  $0.33$  pour les limons soit  $\beta = 1.13$ ), et on en déduit  $E_{\text{dynamique}} / E_{\text{statique}} = 1.56$  à  $1.41$ .

A très faible déformation ( $\varepsilon \sim 10^{-6}$ ) on aurait les modules statiques  $E_{s \max}$  suivants :

- limons :  $E_{s \max} = 190 \text{ MPa}$ ,
- partie haute détendue des argiles :  $E_{s \max} = 265 \text{ MPa}$ ,
- reste des argiles à meulrières :  $E_{s \max} = 615 \text{ MPa}$ ,
- partie haute des sables :  $E_{s \max} = 515 \text{ MPa}$ ,
- partie basse des sables :  $E_{s \max} = 420 \text{ MPa}$ .

A partir de ces valeurs de  $E_{s \max}$  on peut appliquer les courbes de réduction avec  $\varepsilon$  données sur le graphique 4.

Il faut contrôler ces résultats avec les valeurs de  $E_s$  (cas c). On obtient la concordance pour les déformations suivantes :

- limons :  $\varepsilon = 1,7 \cdot 10^{-2}$ ,
- partie haute détendue des argiles :  $\varepsilon = 2,0 \cdot 10^{-2}$ ,
- reste des argiles à meulrières :  $\varepsilon = 1,3 \cdot 10^{-2}$ ,



DOSSIER PROJECT		NOTE REPORT		DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01				08.04.2002	1	41/44
REP	MEC	N	P	00	006	1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

- partie haute des sables :  $\varepsilon = 0,8.10^{-3}$ ,
- partie basse des sables :  $\varepsilon = 0,8.10^{-3}$ .

Pour les limons et les argiles la valeur de  $\varepsilon$ , de l'ordre de 1.5 à 2%, est tout à fait normale et plausible pour des modules déduits des essais pressiométriques dans des matériaux argileux de module faible à moyen ( $E_s = 5$  à 40 MPa).

Pour les sables la valeur de  $\varepsilon$ , de l'ordre de 1‰, est nettement plus faible ce qui est assez logique pour des essais pressiométriques dans des sables raides ( $E_s = 170$  à 210 MPa).

Cette méthode d'approche nous paraît bien validée.

Rappelons que les tassements calculés avec tous ces modules de déformation (statiques) sont des tassements théoriques totaux (à long terme, toute consolidation terminée). Pour les sables on peut admettre que la consolidation se fait au fur et à mesure du chargement. En revanche pour les limons et les argiles à meulière la consolidation dans le temps se fait en fonction du coefficient de consolidation verticale des couches ( $C_v$ ) et des conditions de drainage (a priori drainage de l'ensemble des 2 couches par la surface d'une part et par la base d'autre part qui est en contact avec l'horizon drainant des sables hors nappe). A noter que le tassement des limons et argiles comporte une part de tassement instantané qui accompagne le chargement, et c'est le reliquat qui fait l'objet de la consolidation.

**X - APPLICATION AUX FONDATIONS ET AUX DALLAGES**

Les reconnaissances complémentaires 2001-2002 ont globalement confirmé les données principales de l'APD 1998, mais on peut noter les points importants suivants (par rapport à l'APD 1998) :

- les limons sont un peu moins épais (base vers 2.4m de profondeur) et plus compressibles, mais en contre-partie il a été identifié la partie haute moins résistante des argiles (qui était en fait regroupée avec les limons autrefois).
- cette partie haute des argiles (base vers 3.8m de profondeur) est nettement plus compressible que les argiles à meulière sous-jacentes.
- les argiles sous-jacentes (base vers 13.1m de profondeur) et les sables de Fontainebleau sont un peu plus compressibles.
- en revanche en dynamique on note des modules plus forts pour les limons et les argiles, et plus faibles pour les sables.
- les argiles à meulière sont très hétérogènes avec globalement 35% de meulière et 65% d'argiles  $\pm$  chargées en blocs, mais certains sondages sont très "argileux" (avec  $\sim 50\%$  d'argiles sans blocs et  $\sim 15\%$  de meulière, comme SC6-7) et d'autres sont très "meulièreisés" (avec 50 à 65% de meulière et 0 à 30% d'argiles sans blocs, comme SC3-4-5).

DOSSIER PROJECT	NOTE REPORT	DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01		08.04.2002	1	42/44
REP	MEC	N	P	00 006 1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

- les sables de Fontainebleau sont relativement homogènes mais il y a des blocs de grès épars dans toute la partie haute (jusque vers 22m de profondeur, et dans cette tranche le grès rencontré représente ~ 8%).
- les limons et les argiles à meulière sont le siège d'une nappe proche de la surface (~ 1m de profondeur dans la plupart des piézomètres), mais en revanche il est confirmé que la nappe des sables est très profonde (~ 57m de profondeur).
- certaines argiles présentent un potentiel de gonflement à l'état naturel (pression de gonflement  $\sigma'_g \sim 0.15$  MPa) mais elles ne représentent que 12.5% de l'ensemble des argiles à meulière (y compris la partie haute détendue en tête).

Dans ces conditions, les reconnaissances complémentaires confirment la nécessité de reporter les charges de l'ensemble des bâtiments sensibles aux tassements absolus et différentiels dans les sables de Fontainebleau qui constituent l'horizon globalement le moins compressible et le plus homogène (malgré le grès).

Ceci concerne tout particulièrement l'anneau de stockage, le Booster, le LINAC et la dalle du hall expérimental.

Il faut donc recourir à des pieux forés tubés (tubage provisoire) ancrés d'au moins 3 diamètres dans les sables pour obtenir une portance correcte, et armés sur toute la hauteur. Le trépanage pourra être nécessaire en cours d'exécution pour s'affranchir des horizons durs (meulière, grès).

Pour une bonne exécution des pieux le diamètre minimal est de 0.6m. Dans le projet actuel les diamètres utilisés sont de 0.6m (d'où ancrage minimal d'environ 2m) et de 0.8m (d'où ancrage minimal d'environ 2.5m). La base moyenne des pieux serait vers 15m de profondeur ( $\phi$  0.6m) ou 15.5m de profondeur ( $\phi$  0.8m).

Les détails concernant le dimensionnement des pieux sont donnés par ailleurs (on peut retenir une charge verticale admissible en ELS de l'ordre de 1.25 MN pour  $\phi$  0.6m et 2.0MN pour  $\phi$  0.8m).

Les calculs faits par INGEROP lors de la reprise d'APD ont montré qu'il était possible d'utiliser des pieux "normaux", non chemisés à la traversée des argiles (ce chemisage était prévu à l'APD de 1998). Il faudra toutefois intégrer dans le projet l'influence des variations de faciès, et donc de compressibilité, des argiles à meulière et tenir compte de leur gonflement "naturel" possible entraînant une légère remontée de la tête des pieux. Rappelons également que dans l'hypothèse d'une décharge de contrainte (fouille par exemple) il y aurait un gonflement des limons et des argiles lié à la détente (ce gonflement peut être très important si la décharge est significative).

Pour les bâtiments annexes qui sont de type courant, sans sous-sol et avec des charges faibles, il était prévu initialement des fondations superficielles (semelles isolées et/ou filantes) dans les limons à 1.5m de profondeur. Compte tenu des mauvaises caractéristiques des limons

DOSSIER PROJECT	NOTE REPORT	DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01		08.04.2002	1	43/44
REP	MEC	N	P	00 006 1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques**

(compressibles et peu résistants) et de l'expérience des fondations du site CEA voisin, il paraît nécessaire de reporter les charges au moins dans la partie haute des argiles à meulières qui est certes détendue mais néanmoins meilleure que les limons. Ce report de charge pourrait se faire en réalisant des puits de gros béton sous les semelles.

Rappelons que la base des limons est en moyenne vers 2.4m de profondeur et que la base de ces argiles détendues est vers 3.8m de profondeur. Pour la bonne règle, on peut prévoir d'ancrer les puits de gros béton d'au moins 0.5m dans les argiles, d'où une base moyenne des puits vers 3m de profondeur.

Les détails concernant le dimensionnement des puits sont donnés par ailleurs (on peut retenir une charge admissible en ELS de l'ordre de 0.2 MPa).

Il faudra évidemment une exécution très soignée des puits (cf. recommandations du DTU 13.2) en s'affranchissant des venues d'eau éventuelles (épuisement si nécessaire). On peut prévoir des puits coulés pleine fouille aussitôt après leur excavation.

Pour de telles fondations des mouvements différentiels sont possibles et il faut en tenir compte pour les structures (rigidification).

En ce qui concerne les dallages, il faut tenir compte de la mauvaise portance et de la compressibilité des limons. La sécurité absolue militerait pour un plancher porté par les fondations, avec vide sanitaire. Toutefois, en acceptant quelques mouvements différentiels, on peut prévoir un dallage sur plate-forme traitée en place à la chaux et au ciment, avec :

- traitement et compactage du fond d'excavation en limons sur 0.35m d'épaisseur (traitement avec 1% CaO + 5% Ligex 2R),
- mise en place d'un lit de pose en sablon avec polyane,
- coulage du dallage.

Comme on l'a déjà vu le traitement des limons à la chaux et au Ligex conduit à un matériau avec de bonnes caractéristiques mécaniques ( $R_c$  à 7 jours  $\sim 1.5$  MPa) et pour lequel il n'a jamais été constaté de dégradation en présence d'eau (ce qui n'est pas le cas du traitement à la chaux seule).

Néanmoins, et pour assainir la plate-forme, il est recommandé la mise en place d'un drainage périphérique autour des bâtiments (vers 1m de profondeur).

Rappelons que la circulation et le travail des engins de chantier habituels sont a priori très difficiles sur les limons en place. Il faut en tenir compte pour la conduite du chantier.

DOSSIER PROJECT	NOTE REPORT	DATE DATE	REVISION REVISION	PAGE PAGE
51-01		08.04.2002	1	44/44
REP	MEC	N	P	00 006 1

**SOLEIL - Reconnaissances géotechniques****XI - APPLICATION AUX VOIRIES ET PARKINGS**

On se reportera aux éléments développés au chapitre VII pour la conception des assises des voiries et parkings.

Pour obtenir la meilleure garantie de stabilité de la PST (partie supérieure des terrassements) il faudrait évidemment substituer les limons par un matériau granulaire bien compacté comme indiqué par SOBESOL-EEG SIMECSOL (sur ~ 0.8m d'épaisseur lorsque les limons sont classés A<sub>2</sub>th ce qui est le cas général, et sur ~ 0.5m d'épaisseur lorsqu'ils sont classés A<sub>2</sub>h).

Les couches mises en place au-dessus de la PST (couche de forme et corps de chaussée) sont ensuite définies en fonction des catégories de véhicules et du trafic.

A notre avis, il doit être possible d'éviter la substitution pour la PST, en réalisant un traitement à la chaux et au ciment comme déjà indiqué au chapitre précédent (de préférence à un traitement à la chaux seule et pour les mêmes raisons). Toutefois, l'épaisseur à traiter est telle que le traitement ne peut plus se faire directement en place et l'excavation partielle des limons et leur remise en place est nécessaire (seul le fond d'excavation peut être traité directement en place sur 0.3m à 0.35m).

Il est intéressant de noter que les voiries de chantier provisoires seront construites à l'emplacement des voiries définitives. Il pourrait être utile de se servir de ces voiries provisoires comme "banc d'essai" au niveau de la PST.

Enfin un drainage sérieux des voiries et parkings est à prévoir.

La surface totale des bâtiments, voiries, parkings et cheminements piétons est de l'ordre de 60 000 m<sup>2</sup>. En supposant une perméabilité moyenne de 10<sup>-5</sup> m/s, ce qui est pessimiste, on aurait un débit global de drainage d'environ 200 m<sup>3</sup>/jour pour un rabattement moyen de 0.3m.

Comme précédemment, la circulation et le travail des engins de chantier habituels sont très difficiles sur les limons en place, et il faut en tenir compte pour la conduite des divers chantiers.

M. DORÉ