

Les Argiles Plastiques de l'Yprésien et leur comportement capricieux

The Ypresian Plastic Clays and their capricious behavior

Anne BERGERE¹, Françoise ROPERS²

¹TERRASOL, Paris, France - ²FR&al. Consultant, Paris, France

RÉSUMÉ – Une campagne de reconnaissances géotechniques spécifiques, in situ et au laboratoire, a été entreprise courant 2016 et 2017, destinée à caractériser les Argiles Plastiques de l'Yprésien sous une couverture géologique de 20 m minimum. L'article présente les principaux résultats mais surtout les lacunes supposées des sondages classiques, et particulièrement le problème de la mesure.

ABSTRACT – During 2016 and 2017, a specific geotechnical investigation campaign was carried out, including site and laboratory surveys, in order to define the Ypresian Plastic Clays located under a 20 m geological coverage. This article exposes the omissions of traditional surveys, paying particular attention to the measurement problem.

1. Introduction

Dans le cadre du projet de la Ligne 14 Sud, une campagne de reconnaissances spécifiques sur les Argiles Plastiques de l'Yprésien a été menée. Ces argiles sont très dépendantes du chemin de contraintes qui s'exerce sur elles, et sensibles à la perturbation de leur état hydrique. Bien qu'ayant fait l'objet de nombreuses études, elles demeurent une formation à la rhéologie complexe (notamment, variabilité spatiale des propriétés, sensibilité à l'eau, plasticité, gonflement). Ce comportement rend les reconnaissances délicates et explique la difficulté des sondeurs et des laboratoires à obtenir des résultats fiables ; il nous oblige à rester prudents, en introduisant une sécurité pour la prise en compte de la non compréhension de tous les résultats obtenus.

La méthode de foration des sondages, le mode de prélèvement et de conservation des échantillons, la méthodologie des essais in-situ et au laboratoire, influent fortement les résultats. L'incertitude est élevée mais il semblerait que la valeur obtenue soit très peu fiable en elle-même. Nous mettons en évidence les lacunes supposées des sondages classiques, et particulièrement le problème de la mesure, laquelle perturbe ces argiles.

Dans ce contexte, nous présentons notre compréhension du comportement des Argiles Plastiques, basée sur les résultats et conditions d'exécution des essais. L'objet de l'article est de tenter de :

- présenter une partie des résultats des différents types d'essais qui ont été réalisés au sein des Argiles Plastiques, entre 20 et 40 m de profondeur ;
- comprendre les résultats des essais et identifier leurs limites ;
- proposer des spécifications pour les reconnaissances.

2. Contexte géologique

La géologie du secteur d'étude se caractérise par la présence de la plaine alluviale de la Seine : les formations géologiques de l'Eocène inférieur (Yprésien) sont identifiées sous le recouvrement du Calcaire Grossier du Lutétien, et reposent sur la craie du Crétacé. Les formations Yprésiennes, d'une épaisseur moyenne de 20 m, comportent

divers faciès (Fausses Glaises, Argiles Plastiques, Sables Inférieurs) dont la distribution spatiale n'est pas homogène (Figure 1). Ainsi, les Argiles Plastiques sont reconnues sur 20 m d'épaisseur au droit de la gare Maison Blanche (MBP) au nord du tracé et seulement sur 7 m au droit de la gare Kremlin Bicêtre (KBH) ; elles constituent un horizon étanche séparant la nappe du Calcaire Grossier (nappe libre) de celle des Marnes de Meudon et de la Craie (nappe libre ou captive suivant les cas).

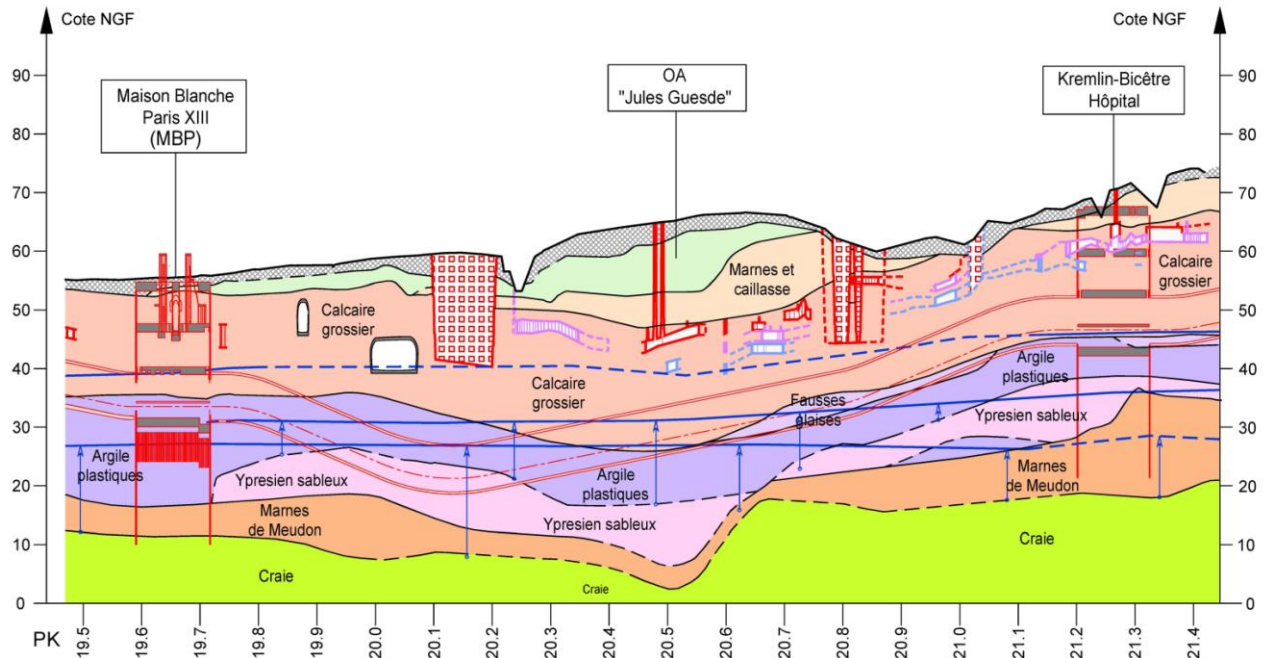


Figure 1. Coupe géologique du secteur d'étude

Les Argiles Plastiques sont contrôlées par la couverture historique des terrains qui serait de l'ordre de 120 m au moins avant érosion. Il semblerait cependant d'après les essais in situ que la partie supérieure des Argiles Plastiques soit plus dégradée dans la zone MBP que plus au sud, où, avec une couverture quasi-similaire, elles semblent légèrement plus raides et homogènes.

3. Essais in-situ

L'objectif de la campagne spécifique d'essais in situ était de corréliser les résultats entre eux, et rechercher une cohérence assurant une certaine fiabilité des valeurs pouvant être retenues pour le projet. Plusieurs types d'essais in-situ ont été réalisés :

- 4 sondages carottés (SC4059 et SC3057 sur MBP, SC4008 entre MBP et KBH, SC4030 après KBH) permettant de dresser une coupe détaillée de la couche des argiles et de prélever des échantillons intacts ;
- des diagraphies gamma-ray en sondages ;
- 5 essais de pénétration statique au piézocône CPTU sur MBP et KBH ;
- 2 sondages au dilatomètre Marchetti sur MBP ;
- des sondages pressiométriques classiques ;
- 1 sondage pressiométrique rotostaf sur MBP ;
- 2 profils cross-hole sur MBP et KBH.

Globalement les divers essais sont plus ou moins cohérents entre eux par zone géographique, mais des anomalies difficilement explicables ont pu être observées, imputables au comportement des argiles. Des exemples de ces anomalies dans la zone MBP sont exposés ci-après.

3.1 Observations sur les essais pressiométriques

Nos premières interrogations sur la fiabilité des essais dans les Argiles Plastiques proviennent des essais pressiométriques. La Figure 2 montre la courbe pressiométrique type observée sur plusieurs essais : la sonde est tout de suite au contact de la paroi du forage, l'argile ayant gonflé avant la mise en pression de la sonde. Le module mesuré est négatif sur la partie plate de la courbe (la pente de la partie élastique est négative). L'entreprise présente en général le module selon un calcul automatique, conformément aux prescriptions de la norme NF EN ISO 22476-4 : en calculant la valeur m_i la plus basse, toujours positive !

Le module dit Ménard calculé par l'entreprise de $E_M = 26$ MPa n'a pas de sens physique, même si l'ordre de grandeur peut paraître satisfaisant. Néanmoins, cet essai montre un phénomène important, une diminution du volume corrigé de fluide injecté sur un domaine de pression relativement élevée (1 à 2 MPa) qui pourrait traduire un comportement sensible à la mise en œuvre du sondage, au fluide de forage, à la décompression, etc., associé à un problème de précision de la correction de volume.

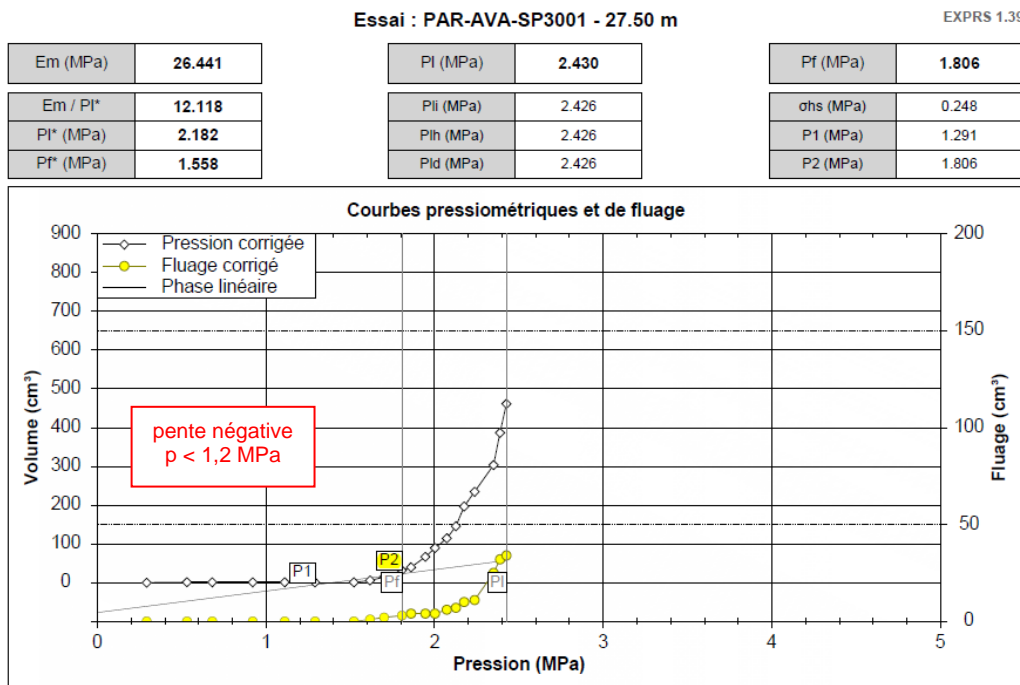


Figure 2. Sondage Pressiométrique – $z = 27,5$ m de profondeur

Nous considérons que cet essai ne permet pas de mesurer un module Ménard et que le module extrêmement fort mesuré sur la plage pseudo-élastique représente un module de recompression d'une argile qui a probablement réagi avec le forage. Toutefois les pressions et volumes enregistrées lors de la phase plastique paraissent suffisamment fiables pour extrapoler la valeur de la pression limite.

Des mesures au pressiomètre rotostaf dans les Argiles Plastiques ont été réalisées afin de tenter de s'affranchir de la réaction des argiles lors du forage et de l'essai. Les essais montrent des courbes très régulières, avec des phases bien identifiées. Les pressions limites sont fiables et compatibles avec les autres essais in-situ réalisés, mais les modules sont difficilement interprétables. Nous retrouvons aussi des modules négatifs sur le début des courbes de chargement, comme sur les essais pressiométriques classiques, ce qui indique une action de l'argile sur le tubage et sur la sonde, d'autant plus forte que le laps de temps entre le début du forage et l'essai est long.

3.2 Dilatomètre Marchetti

Deux sondages au dilatomètre Marchetti, DMT1 & DMT2, ont été réalisés, l'un direction Est-Ouest, l'autre, distant de ~ 3 m, direction Nord-Sud, dans l'objectif de valider l'homogénéité des résultats dans les 2 directions. Un avant trou en destructif est réalisé au préalable quelques mètres sous le toit des argiles. Les essais ont atteint le refus vers 29,5 m, à la même profondeur que les essais CPTU.

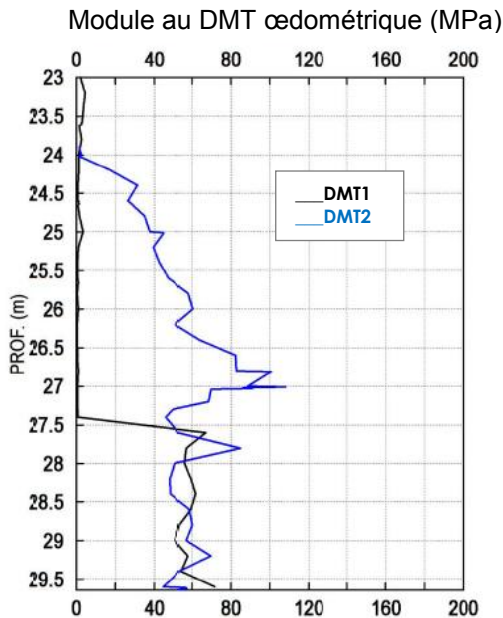


Figure 3. Résultats en module des essais DMT

L'essai au dilatomètre Marchetti permet aussi de faire des mesures de "dissipation". La mesure du paramètre A (contrainte totale horizontale appliquée sur la sonde), fait l'objet de plusieurs mesures dans le temps, à la même cote.

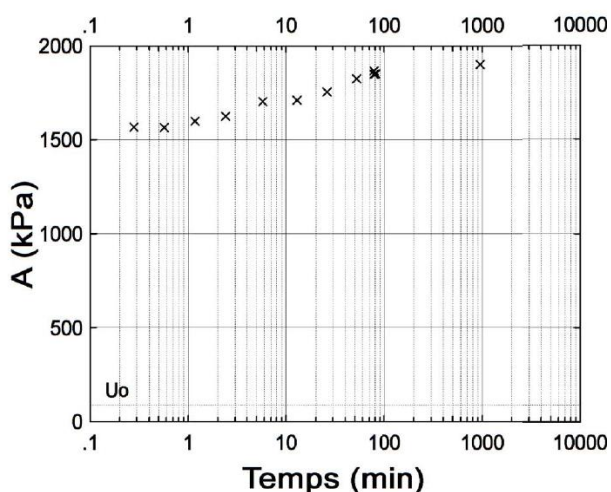


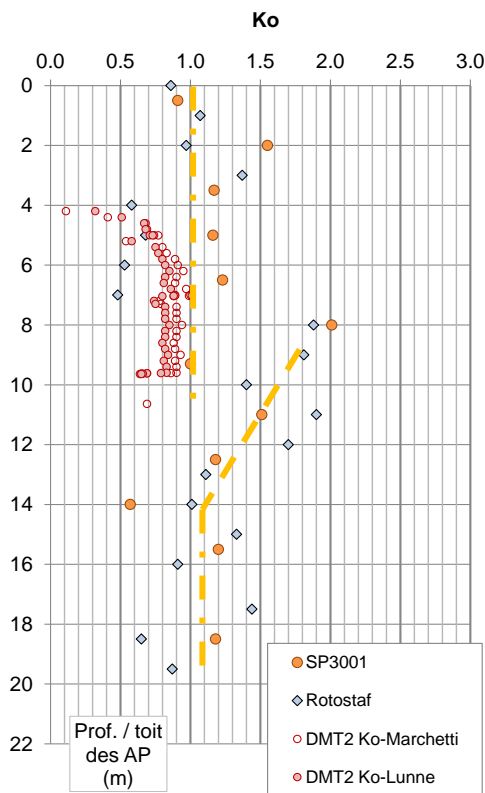
Figure 4. Essai de dissipation au DMT z = 27,0 m de profondeur

Cet essai met en évidence une réaction de l'argile à 27 m de profondeur, sans doute liée à l'exécution de l'essai (forage / apport d'eau, temps d'attente...).

3.3 Evaluation de K_0 à partir des essais in-situ

Le paramètre K_0 est le coefficient de poussée des terres au repos ($K_0 = \sigma'_{h0} / \sigma'_{v0}$) ; il est un marqueur de la surconsolidation des argiles, due entre autres à leur histoire. Il a été évalué à partir des deux essais au dilatomètre Marchetti, après retraitement des mesures (prise en compte de la distribution des pressions interstitielles dans les Argiles Plastiques, et correction de poids volumique) ; au droit de la gare MBP, il varie entre 0,8 et 1,0. Ces valeurs sont proches de celles obtenues par corrélations à partir des CPTU.

De même que pour le dilatomètre, pour l'essai pressiométrique on peut définir p_0 (pression de contact pour le pressiomètre classique, ou pression permettant de décoller la membrane du cylindre de la sonde pour le rotostaf) ; p_0 devrait correspondre à la contrainte totale horizontale σ_{h0} . La méthode a été appliquée avec P. Reiffsteck de l'Ifsttar à des essais sélectionnés des deux sondages disponibles à MBP, SP3001 classique et SProto au rotostaf ; pour ce dernier, plus de points sont disponibles. La pression p_0 est identifiée par analyse de l'évolution des modules tangents et du rapport des volumes à 60 s entre les paliers successifs. Cette méthodologie est très proche de celle proposée par J.L. Briaud (Briaud, J.-L, 1992) basée sur la recherche de la courbure maximum.



Les résultats de l'analyse sont reportés sur la Figure 5. Nous observons une certaine disparité dans les résultats, surtout pour les données pressiométriques dont la méthode d'évaluation de K_0 est probablement moins précise que celle du dilatomètre Marchetti, car elle intègre la problématique du forage.

Certains points se corrélaient tout de même bien. Une première série de valeurs de K_0 varie entre 0,5 et 2,0 avec une tendance autour de 1,0 sur les 8 premiers mètres ; une seconde série montre une diminution de 2,0 à 1,0 entre 8 m et 14 m sous le toit de la couche d'argile, puis qui se stabilise autour de 1,0 de 14 à 20 m sous le toit de la couche.

Ces dernières valeurs se corrélaient relativement bien à celles des mesures en laboratoire pour lesquelles les valeurs de K_0 sont proches de 1,0. Un essai oedométrique sur échantillon prélevé à 14 m sous le toit des Argiles Plastiques conduit à $K_0 = 1,05$.

Figure 5. Analyse de K_0 à partir des essais in-situ

4. Essais en laboratoire

La campagne d'essais de laboratoire sur les Argiles Plastiques avait pour objectifs :

- d'appréhender leur contrainte de pré-consolidation, et caractériser leur déformabilité ;
- de caractériser la courbe de dégradation de leurs modules en fonction de la déformation ;

- de caractériser le comportement des Argiles Plastiques sur des chemins de contrainte représentatifs des chemins auxquelles elles seront soumises lors de la construction.

4.1 Programme

Le programme réalisé comporte :

- des essais d'identification ;
- des essais de compressibilité à l'oedomètre très haute pression (20 MPa) ;
- des essais triaxiaux consolidés drainés TCD et TCU+u classiques ;
- des essais triaxiaux spéciaux TCD et TCU+u, sur des chemins de contraintes radiaux (variation proportionnelle des contraintes totales radiales σ_r et axiales σ_a), ;
- des essais de colonne résonante ;
- des mesures de propagation d'ondes de cisaillement V_s par Bender Elements ;
- des essais triaxiaux cycliques ;
- des mesures de K_0 au triaxial et à l'oedomètre haute pression (2,3 MPa).

Les résultats et enseignements les plus marquants sont donnés ci-après.

4.2 Observations sur le déroulement des essais

Les essais ont généralement été réalisés 6 mois après prélèvement des échantillons, et ceux-ci ne sont pas toujours de bonne qualité (zones remaniées, échantillons sans paraffine aux extrémités, échantillons ayant gonflé dans la gaine,...).

Malgré l'expérience et la technicité des trois laboratoires auxquels ont été confiés les essais mécaniques, le plus souvent les phases de saturation et consolidation des éprouvettes triaxiales n'ont pas été menées de façon satisfaisante. Ces défauts de consolidation ont plusieurs origines, dont les principales sont :

- les délais contractuels trop courts ;
- le gonflement important des argiles lors d'une phase de saturation sous 50 kPa ;
- la très faible perméabilité de l'argile, (faibles variations de volume conduisant à arrêter la phase de consolidation bien avant la fin de la consolidation primaire).

Les procédures ont pu être améliorées au fur et à mesure du déroulement des essais (saturation sous une contrainte voisine de la contrainte verticale en place empêchant l'éprouvette de gonfler, et suivi de la consolidation en échelle logarithmique du temps,...).

A titre d'exemple, la consolidation primaire d'une éprouvette triaxiale de diamètre 50 mm a demandé 170 heures pour un matériau moyennement plastique ($I_p = 33\%$) et 220 heures pour un matériau très plastique ($I_p = 50\%$).

Cette sous-estimation des temps de consolidation peut conduire à des vitesses d'écrasement drainé trop rapides pour assurer le drainage total de l'éprouvette en cours de cisaillement, et rend délicate l'interprétation des essais triaxiaux.

4.3 Identifications

Les Argiles Plastiques sont le plus souvent saturées (sauf échantillons détendus). Elles sont compactes à très compactes, gris foncé à gris beige avec passages sableux et lits silteux, ou bigarrées, beige à lie de vin ou beiges et verdâtres. Des nodules de pyrite peuvent être rencontrés en tête de couche, ou des passages ligniteux. Un échantillon totalement atypique, contenant des cristaux de Célestine (SrSO_4 , de la famille des Barytes), ayant une masse volumique de $2,64 \text{ t/m}^3$ et une teneur en eau de 6,1 %, a été trouvé dans le sondage SC4008.

Elles sont très plastiques (w_L entre 50% et 95%, I_P entre 27% et 59%). Les valeurs fortes de w_L et I_P sont associées à des teneurs en eau naturelles w_n élevées. Les indices de consistance sont compris entre 1,0 et 1,45, traduisant un matériau surconsolidé.

Malgré leur apparente homogénéité en grand, les argiles sont très hétérogènes à l'échelle des échantillons. Certaines éprouvettes après essai montrent des lits d'épaisseur centimétriques gonflant localement plus que le reste de l'éprouvette ou inversement.

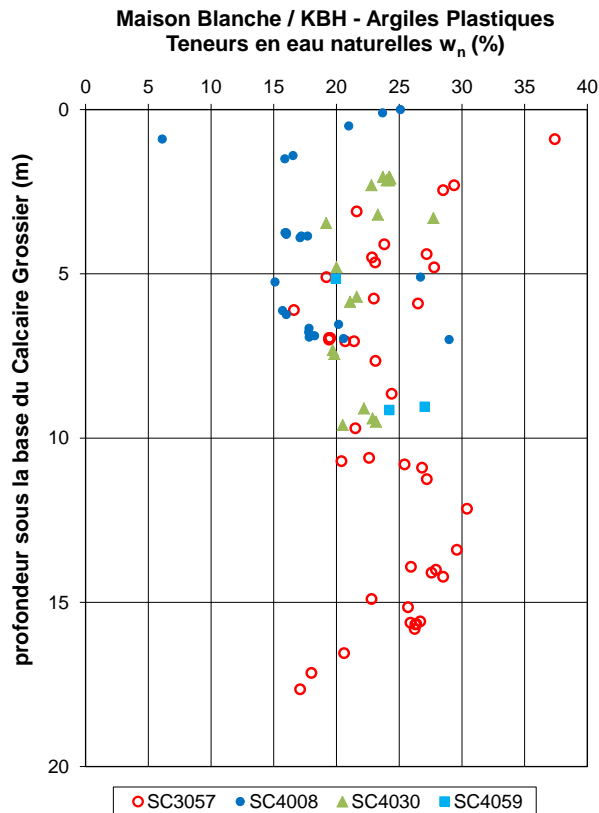


Figure 6 : Teneur en eau à partir du toit des argiles

L'examen de la Figure 6 montre que dans chaque sondage, les profils hydriques ont une allure similaire, avec des valeurs de w_n globalement plus fortes en tête et en base de couche, et plus faibles en milieu de couche, ce qui traduirait une hétérogénéité verticale mais aussi une certaine homogénéité latérale, fonctions des séquences de déposition de ces argiles. L'hétérogénéité des argiles est confirmée par les variations rapides de teneur en eau sur de faibles profondeurs, la plage totale des valeurs de w_n mesurées allant de 15% à 30%. Les mesures in situ gamma-ray montrent aussi des sous-couches d'argilosités différentes.

La teneur en eau naturelle w_n s'avère être un des paramètres majeurs contrôlant le comportement de ces argiles.

4.4 Essais de compressibilité à l'oedomètre haute pression à vitesse de déplacement contrôlée, avec mesure de K_0

Deux essais de compressibilité avec mesure de la contrainte radiale ont été réalisés sur des échantillons très plastiques ($I_P = 59\%$), prélevés à 14 m sous le toit des argiles. Les deux essais donnent des résultats très comparables. La procédure de chargement et les résultats obtenus à chaque étape sont résumés dans le tableau 1.

Tableau 1. Récapitulatif des résultats d'essais de compressibilité à MBP

Etape	Résultats
Etat initial	$w_n = 29\%$ $e_0 = 0,73$
Chargement à sec sous 500 kPa	
Imbibition sous 500 kPa	Gonflement stabilisé sous $\sigma'_v \approx \sigma'_{v0} = 630$ kPa
Premier cycle charge-décharge	Pression de pré-consolidation $\sigma'_v = 1,5$ MPa OCR = 2,4
Chargement jusqu'à 2.3 MPa	$C_c = 0,24$ $K_{0nc} = 0,74$
Décharge sous quelques kPa	$C_q = 0,12$ $h = 0,40$

Les argiles sont en équilibre sous le poids des terres actuel (pression de gonflement égale à la contrainte effective verticale).

Après imbibition, les cycles de chargement-déchargement sont menés à vitesses de déformation contrôlée suffisamment lente pour que l'éprouvette soit parfaitement drainée.

D'après la formule de Jaky (1948), K_{0nc} est relié à l'angle de frottement φ' du matériau normalement consolidé par : $K_{0nc} = 1 - \sin\varphi'$, soit $\varphi' = 15^\circ$ pour $K_{0nc} = 0,74$, valeur compatible avec la plasticité des échantillons testés ($I_P = 59\%$) et avec les résultats des divers essais triaxiaux.

Lors du déchargement, le rapport K_0 entre les augmentations de contraintes radiale et axiale n'est plus constant, il varie avec la contrainte axiale, c'est à dire avec l'OCR (rapport de surconsolidation), et obéit à une loi du type : $K_0 = OCR^h K_{0nc}$. La valeur mesurée $h = 0,40$ est comprise entre les valeurs communément admises, $\sin\varphi' = 0,26$ et $0,50$ (Mayne et Kulhawy, 1982).

En l'état actuel en place, le coefficient K_0 associé serait donc égal à $1,05$ pour les Argiles Plastiques caractérisées par $w_n = 29\%$. Pour les argiles de plus faible teneur en eau et de plus faible plasticité, φ' est plus élevé (17° à 21°), et K_{0nc} est plus faible ($0,71$ à $0,64$), d'où des valeurs de K_0 entre $0,87$ et $1,10$ pour des valeurs de OCR entre $2,4$ et $3,0$ (argiles entre 1 m et 15 m sous la base du Calcaire Grossier), et la même valeur de h .

K_0 n'est pas uniquement dépendant de l'état de contrainte actuel, mais aussi de la nature variable des argiles.

4.5 Courbes normalisées de dégradation des modules

Les courbes d'évolution des modules de cisaillement G en fonction de la distorsion, obtenues à partir des essais de colonne résonante et des essais triaxiaux cycliques, normalisées par le module G_0 aux très faibles déformations, sont tracées sur la Figure 7. L'allure irrégulière des courbes est due à des déformations non homogènes. Elles sont comparées aux courbes de la littérature (Darendeli, 2001, Vucetic et Dobry, 1991) pour des indices de plasticité et des contraintes dans la même gamme que celles des échantillons testés. A part un essai triaxial cyclique, les résultats expérimentaux obtenus sur les Argiles Plastiques sont plus ou moins dans la plage attendue.

Sur la base des essais de colonne résonante, plus fiables que les essais triaxiaux cycliques, la courbe de Darendeli $I_P = 35\%$ et $\sigma'_m = 600$ kPa serait représentative de l'ensemble des Argiles Plastiques de la ligne 14 Sud.

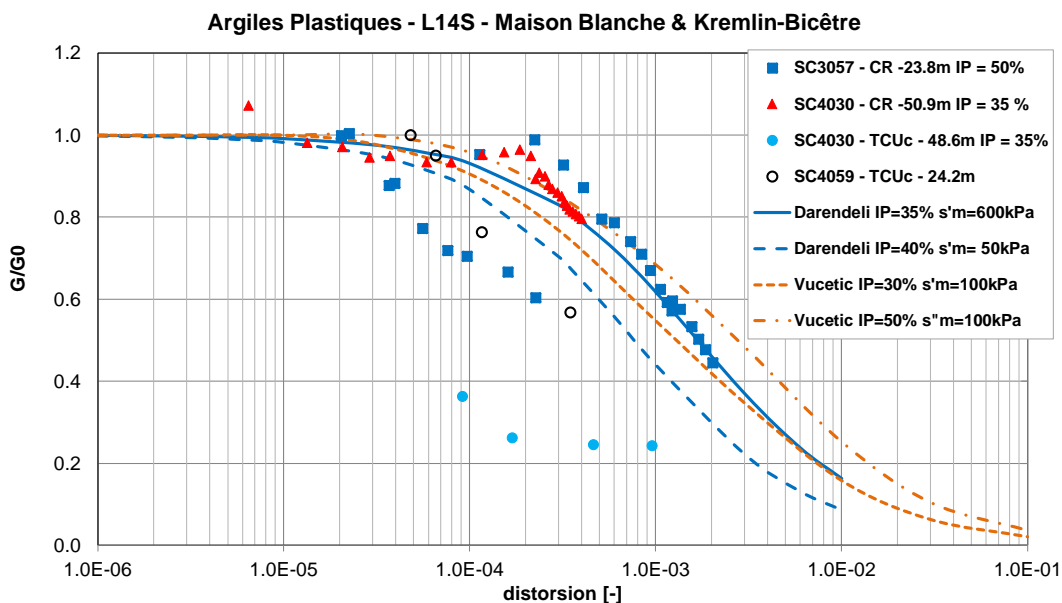


Figure 7. Courbe normalisée de dégradation du module de cisaillement normalisé G / G_0 en fonction de la distorsion γ

Les valeurs de G_0 mesurées par Bender Elements ou colonnes résonantes sont très variables (80 MPa à 180 MPa), fonction de la teneur en eau et de l'état de contrainte, comparables à celles mesurées in situ par les essais cross-hole.

5. Conclusion sur les essais

5.1 Recommandations et spécifications

Les conditions d'exécution des forages et les procédures d'essais in-situ conditionnent la fiabilité des résultats des essais dans les Argiles Plastiques. D'une manière générale, il faut empêcher le gonflement des argiles :

- utiliser un fluide de forage approprié ;
- en cas d'avant-trou, faire les essais immédiatement après la foration (moins d'une heure d'attente) ;
- idéalement faire l'essai pressiométrique immédiatement après la passe de forage (1 essai par passe de 1 m) ;
- pour une bonne conservation des échantillons intacts, gratter et paraffiner les carottes (pour éviter la migration de l'eau du « cake » de forage au cœur de l'échantillon) et les reconditionner en gaine PVC pour le transport et le stockage.

De même, pour obtenir des essais de qualité au laboratoire, il faut impérativement rappeler dans les spécifications les points suivants :

- saturer l'échantillon triaxial progressivement, en conservant une contrainte effective isotrope voisine de la contrainte effective verticale en place ;
- consolider l'échantillon triaxial en un ou deux paliers à partir de cette phase de saturation, en suivant les variations de volume en fonction du logarithme du temps ;
- travailler à des vitesses de chargement très lentes pour les essais drainés (moins de 1 $\mu\text{m} / \text{mn}$) ;
- empêcher le gonflement initial de l'éprouvette œdométrique ;
- charger l'éprouvette œdométrique jusqu'à 2 MPa au moins ;
- décharger l'éprouvette en plusieurs paliers.

5.2 Principaux résultats à retenir

Ces résultats caractérisent les Argiles Plastiques surconsolidées sous une couverture de ~ 20 m. Il n'est pas évident de les extrapoler à une configuration différente surtout si les argiles ne sont plus sous couverture du Calcaire Grossier. Des essais complémentaires dans cette dernière configuration sont en cours et nous permettront d'affiner nos connaissances sur ces Argiles.

Tableau 2. Récapitulatif des résultats d'essais à MBP

Poids volumique des grains	$\gamma_s = 25,5 \text{ à } 26,0 \text{ kN/m}^3$
Sédimentométrie	99 % à 100 % de passant à 80 μm et 23 % à 28 % passant à 2 μm
Limite de liquidité	$w_L = [50 \% - 95 \%]$
Indice de plasticité	$I_p = [27\% - 59 \%]$
Teneur en eau naturelle	$w_n = [15 \% - 30 \%]$ croissant avec la plasticité
Indice de consistance	$I_c = 1,00 \text{ à } 1,45$ (matériau compact surconsolidé)
Poids volumique saturé	$\gamma_{sat} = 19,0 \text{ à } 21,5 \text{ kN/m}^3$ selon la teneur en eau
Pénétromètre piézocône	$q_c = 1,5 \text{ à } 3,5 \text{ MPa}$ sur les 10 premiers mètres, refus au-delà
Pression limite pl^*	$pl^* = 1,0 \text{ à } 2,0 \text{ MPa}$ sur les 7 premiers mètres, 2,0 à 3,0 MPa ensuite (jusqu'à 40 m de profondeur)
Module Ménard E_M	le module pressiométrique « retenu » oscille entre 10 et 30 MPa

Module de cisaillement à très faibles déformations	$G_o = 70$ (en tête) à 150 MPa (à la base, 40 m de profondeur) (KBH : $G_o \sim 134$ MPa à 275 MPa)
Paramètres de cisaillement drainés	$c' \sim 20$ kPa et $\phi' \sim 16^\circ$ (paramètres moyens) $c' \sim 10$ kPa et $\phi' \sim 12^\circ$ (enveloppe inférieure) les valeurs les plus faibles sont obtenues pour les teneurs en eau les plus élevées
Paramètres de cisaillement non drainés	$C_u = 100$ à 150 kPa sur les 7 premiers mètres, 150 à 170 kPa ensuite (évaluation à partir du CPTu et du pressiomètre)
Coefficient des terres au repos	$K_0 = [0,8 \text{ à } 1,0]$ sur les 7 premiers mètres, $[1,0 \text{ à } 1,1]$ ensuite. K_0 est fonction de la profondeur (état de contrainte) mais aussi de la nature des argiles
Contrainte de surconsolidation	$\sigma'_c \sim 1,5$ MPa (3 MPa sur KBH)
Rapport de surconsolidation	OCR $\sim 2,4$ (3,0 sur KBH)
Indice de compressibilité	$C_c = 0,15$ à $0,25$ ($0,25$ pour les matériaux les plus plastiques)
Indice de gonflement	$C_g = 0,08$ à $0,12$ ($0,12$ pour les matériaux les plus plastiques)
Paramètres de gonflement	$\sigma'_g \sim \sigma'_{vo}$ et $R_g \sim 0,05$ Il faut noter que parmi les quelques résultats d'analyses minéralogiques, une majorité présente une teneur en kaolinite élevée (probablement issus d'une classe d'échantillons moins gonflants)
Gonflement libre oedométrique	$\varepsilon_g \sim 15$ à 20 %
Coefficient de consolidation verticale	$c_v \sim 0,7$ à $2,0 \cdot 10^{-8}$ m ² /s mesuré après σ'_{vo}
Perméabilité	$k_v = 4$ à $8 \cdot 10^{-12}$ m/s en laboratoire (sans doute plus élevée in-situ)

6. Remerciements

Nous tenons à remercier la ratp pour leur accord sur ce programme spécifique qui nous a permis, à nous les ingénieurs de conception, de mieux appréhender le comportement des Argiles Plastiques de l'Yprésien. Nous remercions également les entreprises de sondages, Technosol (mandataire), Geocentre accompagné d'Apagéo pour le rotostaf, Kaéna pour les dilatomètres Marchetti, Lankelma pour les CPTU, me2i pour les gamma.ray et les cross-holes ainsi que les laboratoires d'Antea, du Cerema et de l'Ifsttar.

7. Références bibliographiques

- Briaud, J.-L (1992). The pressuremeter, Balkema Eds., 322 p.
Darendeli, M.B. (2001). Development of a new family of normalized modulus reduction and damping curves. Ph. D Dissertation. University of Texas, Austin
Jaky, J. (1948). Pressure in soils. Proceedings, 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Vol. 1, p. 103
Mayne, P.W. and Kulhawy, F.H. (1982). K_0 -OCR relationships in soil. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 108, pp. 51-872
Vucetic M. and Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, N°12, pp. 2208-2228