

# Évolution des propriétés physiques et mécaniques des argiles gonflantes pendant l'humidification

## Changes in the physical and mechanical properties of expansive clays during wetting

H. Ejjaouani & V. Shakhirev

Laboratoire Public d'Études et d'Essais, LPEE, Casablanca, Maroc

J.P. Magnan\*

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, LCPC, Paris, France

### ABSTRACT

The paper analyses the results of laboratory and field tests performed at an experimental site located in Ouarzazate (Morocco). At this site, loading tests on footings were executed on expansive clays at different stages of wetting. The clay becomes more deformable and less resistant during the process of wetting and the rate of loading influences the deformation process.

### RÉSUMÉ

La communication analyse des résultats d'essais réalisés en laboratoire et sur un site expérimental situé à Ouarzazate (Maroc), où des essais de chargement de fondations superficielles ont été réalisés sur des argiles gonflantes à différents stades d'humidification. L'argile devient plus déformable et moins résistante lors de sa saturation et la vitesse de chargement agit sur la déformation.

### 1 INTRODUCTION

L'humidification progressive des argiles gonflantes rend leur structure plus lâche et diminue leur rigidité et leur résistance. Les lois d'évolution des propriétés de ces sols doivent être connues si l'on veut modéliser leur comportement en interaction avec les fondations et autres ouvrages. Cette communication présente les résultats d'études expérimentales en laboratoire et en place sur le comportement d'une argile gonflante naturelle. Les variations de la déformabilité et de la résistance de cette argile pour différentes valeurs de la charge appliquée et pour différents degrés de saturation sont analysées.

### 2 LES SOLS DU SITE EXPERIMENTAL

Le site expérimental se trouve dans la ville de Ouarzazate (Maroc), qui se situe dans la plaine qui sépare les montagnes du Haut-Atlas central et de l'Anti-Atlas oriental. Les sols de cette plaine sont des argiles alluviales et des limons argileux. Le climat à Ouarzazate est chaud, venteux et sec, avec des différences sensibles de températures entre le jour et la nuit.

Dans la coupe géologique dominant les argiles du néocène et les dépôts quaternaires hétérogènes, comportant de petits lits de sable, de sable limoneux et de limon argileux d'épaisseur variant entre 3 et 350 millimètres, ainsi que des inclusions de gypse, d'oxyde de fer, etc.

Lorsqu'elles sont desséchées, ces argiles se fragmentent en petits blocs et plaquettes isolés, dont l'épaisseur est de quelques millimètres. À l'état altéré, elles rappellent un enduit sec formé de blocs et de plaques isolés. Dans leur état naturel, les argiles ont une consistance dure à ferme et sont de couleur beige. À l'état saturé, les petits fragments d'argile peuvent se liquéfier en laboratoire mais ils restent stables dans le massif.

Sur le site expérimental, les sols gonflants se trouvent à une profondeur comprise entre 0,5 m et 1,7 à 2,2 m.

Les caractéristiques de ces argiles sont les suivantes :  $w_s = 16$ ,  $w_p = 27$ ,  $w_L = 57$ ,  $I_p = 30$ ,  $\rho_s = 26,6$  kN/m<sup>3</sup>, analyse granulométrique  $C_2 = 10\%$ ,  $C_{20} = 80\%$ ,  $C_{80} = 93\%$ ,  $C_{2000} = 100\%$  ( $C_2$ ,  $C_{20}$ ,  $C_{80}$  et  $C_{2000}$  sont les pourcentages massiques en par-

ticules de dimensions inférieures à 2 $\mu$ m, 20 $\mu$ m, 80  $\mu$ m et 2000 $\mu$ m, respectivement),  $w = 12,5\%$ ,  $I_L = -0,482$ .

### 3 ÉTUDE DES SOLS EN LABORATOIRE

L'étude du comportement des argiles gonflantes en laboratoire a été réalisée au moyen des appareils et équipements utilisés de façon courante pour les reconnaissances géotechniques : oedomètre, perméamètre, boîte de cisaillement et appareil triaxial.

Des essais ont été réalisés sur des éprouvettes de sols à l'état naturel, en cours d'humidification et dans l'état totalement saturé, sous différentes valeurs de la charge appliquée  $\sigma_a$ .

Pendant la saturation des éprouvettes de sol, on a déterminé la vitesse d'absorption de l'eau et la vitesse de gonflement ainsi que la vitesse de filtration à l'état totalement saturé sous différentes valeurs de la charge appliquée  $\sigma_{ai}$ .

De plus, on a effectué des essais pour déterminer la valeur de la cohésion, de l'angle de frottement interne et du module de déformation du sol sur des éprouvettes intactes et pour différents degrés de saturation du sol.

Les charges appliquées sont  $\sigma_{a1} = 8$  kPa (poids propre du dispositif d'application de la charge),  $\sigma_{a2} = 140$  kPa,  $\sigma_{a3} = 210$  kPa,  $\sigma_{a4} = 280$  kPa,  $\sigma_{ai} = 350$  kPa et, dans certains cas aussi  $\sigma_{a6} = 400$  kPa et  $\sigma_{a7} = 500$  kPa.

Chaque charge  $\sigma_{ai}$  a été maintenue jusqu'à la stabilisation complète des déformations puis on a humidifié l'éprouvette en mesurant la déformation de gonflement du sol jusqu'à sa stabilisation complète (environ 7 jours). On a ensuite appliqué à l'éprouvette les valeurs suivantes de la charge  $\sigma_{ai+n}$  et on a mesuré les tassements stabilisés du sol sous chaque charge.

Pour obtenir une courbe charge-tassement plus précise, on a introduit un niveau de chargement intermédiaire  $\sigma_{a5} = 70$  kPa sous l'influence duquel on n'a pas déterminé le gonflement.

Le déchargement des éprouvettes a été effectué à la fin du chargement en enlevant rapidement la charge maximale  $\sigma_{ai} =$

\* Second author

350 kPa et le gonflement du sol s'est réalisé sous les conditions de rétablissement libre des déformations.

Les courbes de variation de l'épaisseur de l'éprouvette  $\Delta h_{gi}$  en fonction de la charge appliquée  $\sigma_{ai}$  sont représentées sur la figure 1. Les gonflements sont négatifs et les tassements positifs. Des courbes analogues ont été présentées par Chen (1975).

La figure 2 présente la courbe de variation du gonflement relatif  $\varepsilon_{gi} = \Delta h_{gi}/h$  (dans laquelle  $h$  est la hauteur de l'éprouvette de sol et  $\Delta h_{gi}$  est le gonflement de l'éprouvette) en fonction de la charge appliquée, en prenant comme valeur initiale le tassement du sol complètement stabilisé sous la charge appliquée  $\sigma_{ai}$ . Ce tassement représente la valeur stabilisée du tassement que subirait le sol réel dans le processus de construction avant le début de l'humidification du sol.

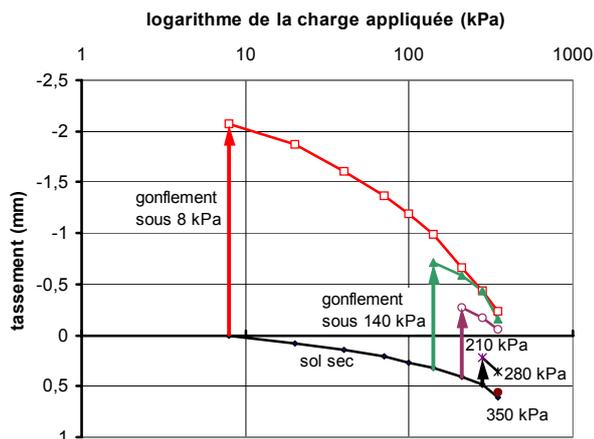


Figure 1. Courbes de compressibilité du sol sec et du sol saturé sous des charges croissantes (profondeur 1,1-1,3 m, fouille P1).

Les figures 1 et 2 montrent que le gonflement du sol s'amortit lorsque la charge appliquée augmente et qu'elle tend vers zéro lorsque la charge appliquée  $\sigma_g$  est égale à 380 kPa. Cette valeur est retenue comme pression de gonflement.

En l'absence de charge, quand  $\sigma_g = 0$ , la valeur relative du gonflement libre  $\varepsilon_{go}$  est égale à 0,114 dans les conditions de l'expérience réalisée ce qui correspond à  $\Delta h_{go} = 0,217$  cm.

Le gonflement relatif du sol en fonction de la pression appliquée peut être représenté de façon assez satisfaisante par la relation suivante (Ejjaaouani et al., 2003).

$$\varepsilon_{gi} = \varepsilon_{go} \left( 1 - \frac{\sigma_{ai}}{\sigma_g} \right)^n$$

avec

$\varepsilon_{gi}$  - déformation relative de gonflement de l'éprouvette de sol sous la charge extérieure  $\sigma_{ai}$ ,

$n$  - paramètre de forme de la courbe de gonflement,

$\varepsilon_{go}$  - déformation relative de gonflement libre.

Lors du déchargement instantané, la déformation du sol correspondant au gonflement libre était égale à :

$\sigma_{a1} = 8$ kPa	$\Delta h_{g1} = 0,178$ cm
$\sigma_{a2} = 140$ kPa	$\Delta h_{g2} = 0,18$ cm
$\sigma_{a3} = 210$ kPa	$\Delta h_{g3} = 0,185$ cm
$\sigma_{a4} = 280$ kPa	$\Delta h_{g4} = 0,182$ cm
$\sigma_{a5} = 350$ kPa	$\Delta h_{g5} = 0,18$ cm

Elle valait en moyenne 83 % du gonflement libre initial.

De façon générale les déformations d'absorption peuvent être totalement réversibles lorsque l'eau peut pénétrer librement dans le sol, à condition que, pendant le temps d'application de la charge, de nouveaux liens ne se soient pas formés entre les particules du sol dans l'éprouvette ou bien

que les forces d'absorption soient suffisamment grandes pour vaincre ces liaisons.

De telles déformations peuvent se produire aussi à l'intérieur du réseau cristallin lorsque, lors de l'enlèvement de la charge, l'eau peut pénétrer de nouveau à l'intérieur de ce réseau et provoquer un gonflement intra-cristallin.

Les propriétés mécaniques des argiles (résistance, compressibilité) sont essentiellement déterminées par les caractéristiques des liaisons structurelles ou d'adsorption, dont la mesure où la résistance des particules minérales est toujours grande et leur compressibilité est très faible.

En fonction de la capacité du sol à reconstituer ces liaisons structurelles et d'adsorption au cours du temps, la vitesse de chargement et la vitesse de déchargement des éprouvettes de sol peuvent exercer une influence sur les déformations réversibles.

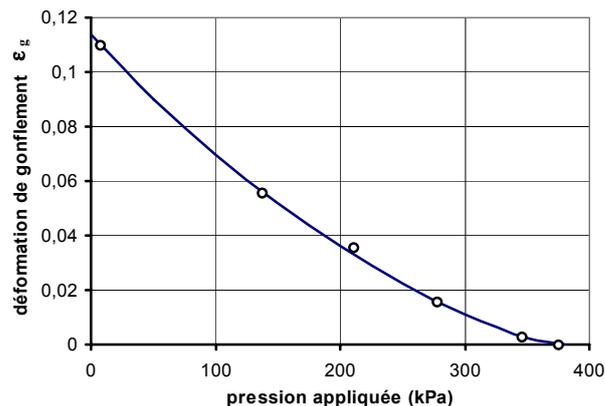


Figure 2. Résultat d'un essai de gonflement sur l'argile de Ouarzazate (points expérimentaux et courbe approchée)

La figure 3 présente les résultats des essais œdométriques exécutés après le gonflement de l'argile. Après l'enlèvement de la charge, on a attendu la stabilisation des déformations.

On voit sur les courbes des essais œdométriques réalisés sur le sol argileux saturé que la restauration des valeurs initiales de l'indice des vides et de la déformation de gonflement associée n'est que partielle dans le cas où l'on retire lentement la charge et ne vaut que 35,1 % de sa valeur initiale.

Pour vérifier les résultats obtenus et leur interprétation, on a réalisé des essais œdométriques sur des éprouvettes d'argiles gonflantes en n'autorisant pas de déformation des éprouvettes. Dans ce cas, la déformation verticale du sol dans l'œdomètre a été bloquée au moyen d'un dynamomètre fixé au piston et, à sa partie supérieure, à un cadre rigide.

La variation des efforts internes qui se développent dans l'éprouvette de sol lorsque l'on empêche ses déformations est représentée en fonction du temps sur la figure 4.

Dans les conditions de cette expérience, les pressions de gonflement étaient égales à 450 et 480 kPa respectivement. Le temps nécessaire à l'humidification valait 1400 minutes.

Cette expérience reproduit le processus de mobilisation des pressions internes de gonflement et la formation de l'état de contraintes stabilisé dans l'éprouvette humidifiée.

Dans l'expérience de la figure 1, le gonflement libre du sol se développait simultanément avec l'augmentation de la pression de gonflement et on a obtenu  $\Delta h_{go} = 2,076$  mm.

Dans ce cas, le gonflement libre commence avec la valeur maximale de la pression de gonflement, ce qui a permis d'observer une vitesse de gonflement sensiblement plus élevée, ainsi que quelques ruptures de liaisons structurelles. Par suite, nous avons une amplitude de gonflement sensiblement plus importante, qui vaut  $\Delta h_{go1} = 3,2$  mm et  $\Delta h_{go1} = 2,61$  mm pour le même sol (figure 5).

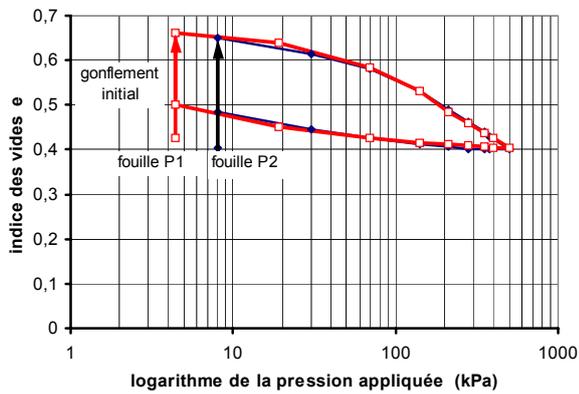


Figure 3. Courbes de compressibilité après l'humidification du sol (profondeur 1,1-1,3 m, fouilles P1 et P2)

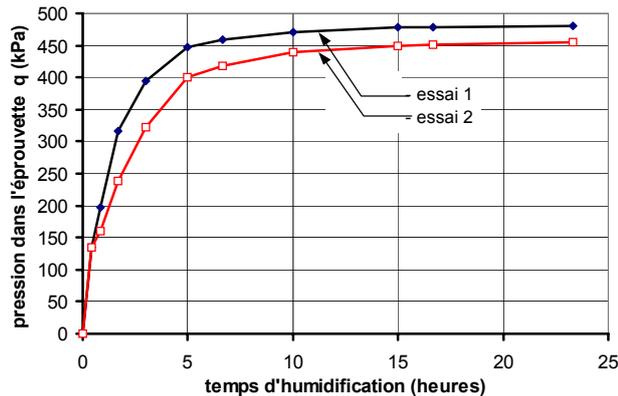


Figure 4. Mobilisation de la pression interne  $q$  en fonction du temps (profondeur 1,1-1,3m, fouille P2)

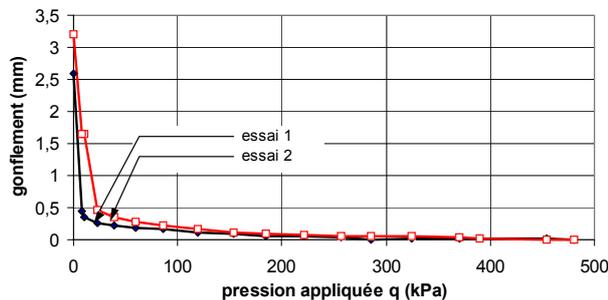


Figure 5. Gonflement du sol lors du déchargement après humidification à volume constant (profondeur 1,1-1,3 m, fouille P2)

L'amplitude du gonflement du sol dépend du degré de rupture des liaisons structurales à l'intérieur du sol, qui sont :

- les forces d'attraction moléculaire (« de van der Waals »,
- les forces capillaires, qui réduisent le volume du sol sous l'effet de la pression capillaire. Ceci se produit dans les sols argileux non saturés quand l'eau interstitielle est en contact avec de l'air dans les pores capillaires ;
- les forces colloïdales, qui se développent par suite de l'interaction des cations et des dipôles des molécules d'eau avec la surface des particules du sol. Les liaisons colloïdales sont par nature plastiques. Lorsque le chargement est appliqué de manière progressive, elles peuvent se déformer sans se rompre. L'application rapide de la charge ou son enlèvement rompent l'orientation des cations et des dipôles d'eau et conduisent à la rupture des liaisons colloïdales. Lorsque l'on cesse d'appliquer la charge à l'éprouvette et que la vitesse de chargement ou déchargement diminue sensiblement, les forces d'interaction entre la surface des particules, les cations et les dipôles d'eau re-

constituent l'organisation des particules dans l'espace et forment de nouveau des liaisons colloïdales ;

- les forces de cristallisation, dues à la précipitation de sels variés contenus dans l'eau interstitielle (carbonates de calcium, gypse, etc.). Ces liaisons sont rigides. Lors de la déformation du sol, elles sont détruites de façon irréversible.

Lors du gonflement libre du sol, la pression capillaire négative dans les pores empêche le gonflement du sol jusqu'à ce que la pression hydrostatique équilibre la pression capillaire.

Les liaisons de cristallisation, notamment celles qui sont solubles, se rompent sous l'effet de l'eau et de la pression de gonflement et cessent aussi de s'opposer au gonflement.

Il reste seulement les liaisons intermoléculaires et colloïdales, qui, en cas de pénétration rapide et libre de l'eau, ne sont pas en état d'entretenir le processus de formation des doubles couches diffuses, exercent une action de séparation des particules et provoquent le gonflement du sol. Ainsi lors du gonflement libre, la valeur du gonflement du sol est maximale.

Lors du chargement d'une éprouvette de sols saturés sous une charge statique appliquée par paliers avec stabilisation des déformations sous chaque palier, le système « charge -- sol » possède sous chaque nouvelle charge un potentiel d'énergie d'interaction des particules du sol excédentaire. L'énergie potentielle, qui se transforme progressivement en énergie cinétique de rapprochement des particules, conduit le système à un nouvel état d'équilibre qui possède des liaisons moléculaires et colloïdales renforcées. Une partie de l'eau liée des enveloppes diffuses se transforme alors en eau libre par suite du rapprochement des particules. Il peut se produire simultanément un processus de division des particules du sol, avec formation de nouveaux éléments structuraux ayant une énergie superficielle supplémentaire et de nouvelles liaisons.

En cas de déchargement lent de l'éprouvette de sol, avec stabilisation des déformations à chaque étape du déchargement, les forces intermoléculaires et colloïdales renforcées se combinent avec la charge extérieure pour empêcher le gonflement du sol. Pour cette raison, la restauration de l'épaisseur de la couche diffuse n'est que partielle, ce qui influe sur l'amplitude du gonflement du sol.

Du fait de l'influence modératrice des liaisons structurales sur le développement du gonflement du sol, on obtient aussi des pressions de gonflement différentes lors du chargement et du déchargement du sol (figure 3).

Lorsque l'humidification du sol est permanente, une couche diffuse se forme autour des particules minérales du sol, le sol devient plus lâche et les liaisons structurales entre les particules minérales sont rompues, ce qui dégrade des propriétés mécaniques du sol. Ce fait a été noté par de nombreux auteurs, comme Mustafaev (1989) et Sorochan (1989), qui n'ont pas donné leurs lois de variation en fonction du degré de saturation et de la durée d'humidification.

Nous avons exécuté des recherches complexes sur les variations des principales caractéristiques mécaniques des argiles de la ville de Ouarzazate, c'est à dire la cohésion  $c$ , l'angle de frottement interne  $\phi$  et le module de déformation  $E$ .

Les essais ont été réalisés sur des éprouvettes de sol à la teneur en eau naturelle, puis au bout de 2 h, 4h, 6h, 10h et 20h pendant l'humidification du sol.

Les variations de la cohésion et de l'angle de frottement interne en fonction du degré de saturation et de la durée d'humidification sont représentées sur la figure 6. On voit que la saturation complète du sol divise l'angle de frottement interne par deux et réduit la cohésion à zéro.

La figure 7 montre les variations du module de déformation du sol à l'œdomètre pour différents paliers de chargement. La diminution est très forte au cours des premières heures puis se stabilise. Les modules sont plus importants pour les charges plus élevées, qui produisent une plus grande densification du sol. À l'appareil triaxial, l'évolution est opposée, le module diminuant quand la charge augmente.

#### 4 ÉTUDE EN VRAIE GRANDEUR DU GONFLEMENT DES SOLS

Nous avons effectué des expérimentations complexes sur le site expérimental de Ouarzazate afin d'étudier le gonflement des sols lors de leur humidification (Ejjaaouani et al., 2003).

Nous examinerons ici les données relatives à la détermination du module de déformation du sol d'après les tassements mesurés sur des semelles carrées de 1m de côté reposant sur le sol à sa teneur en eau naturelle et après un mois d'humidification.

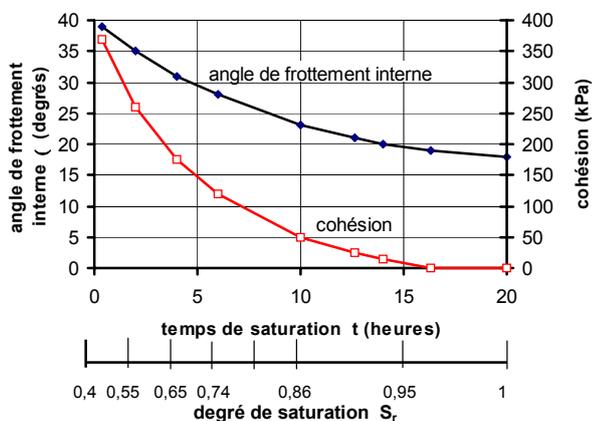


Figure 6. Variation estimée de l'angle de frottement interne et de la cohésion en fonction du temps de saturation et du degré de saturation  $S_r$  (profondeur 1,1-1,3 m, fouille P2)

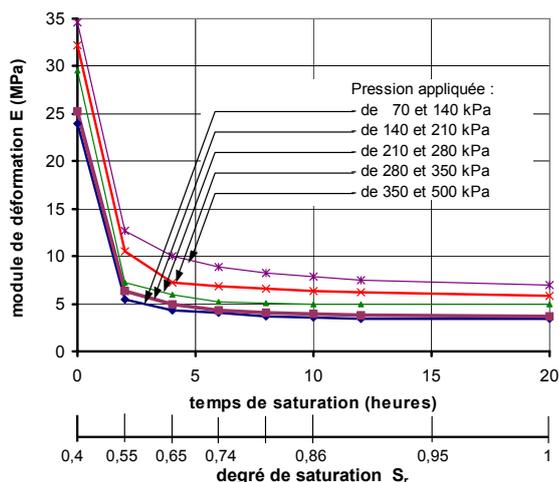


Figure 7 – Variation du module de déformation E en fonction de la charge appliquée, du temps de saturation et du degré de saturation  $S_r$  (profondeur 1,1-1,3m, fouille P2).

Les semelles ont d'abord été chargées par paliers, avec stabilisation des tassements sous chaque charge (vitesse de tassement inférieure à  $5\mu\text{m}/\text{heure}$ ). Ensuite le sol a été déchargé en suivant les mêmes paliers (Figure 8). La relation

entre le tassement et la charge était quasi linéaire. Le tassement final valait 42mm et sa partie réversible 11mm.

Le site a ensuite été inondé. Le soulèvement de la fondation était mesuré chaque jour à 11h. Il s'est stabilisé en 24 jours à une valeur de 91mm. Une fois le sol saturé, on a de nouveau chargé la fondation, avec des incréments de chargement deux fois plus faibles mais avec le même critère de stabilisation des tassements. La relation entre la charge et le tassement est encore quasi-linéaire mais le tassement atteint 161,5mm, avec une partie réversible de 24,5 mm (figure 8). Les modules de déformation du sol à l'état naturel et après saturation et gonflement ont été déduits des tassements de la semelle carrée en utilisant la formule classique de Schleicher (tableau 1), soit en considérant la courbe de tassement comme linéaire par morceau, soit en l'assimilant à une seule droite. Les valeurs des modules déduits des essais de laboratoire et des essais de chargement en place sont très différentes.

Les modules du sol saturé sont dix fois plus faibles que ceux du sol à la teneur en eau initiale. Le gonflement libre du sol est nettement plus fort que le gonflement dû au déchargement du sol par étapes. La lenteur du déchargement par étapes joue un rôle déterminant dans ce processus car elle permet aux liaisons entre particules d'argile de se rétablir partiellement ou totalement. Les observations faites pendant six mois montrent que la partie réversible du tassement vaut 24,5 mm.

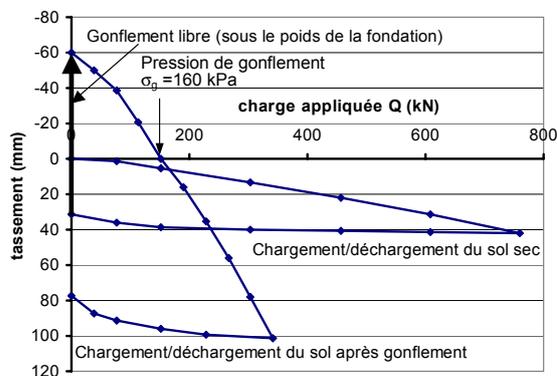


Figure 8. Tassement et soulèvement de la fondation superficielle

#### 5 CONCLUSIONS

Cette communication a présenté les résultats des études expérimentales que nous avons réalisées sur le sol argileux gonflant de Ouarzazate (Maroc). Nous avons établi que les propriétés mécaniques du sol dépendent de son degré de saturation et qu'elles diminuent sensiblement du fait de la saturation. Après gonflement, l'argile est nettement moins résistante et plus déformable et elle peut subir des tassements, voire une rupture si les charges appliquées sont trop fortes.

Nous avons observé d'autre part que la réalisation de paliers de déchargement permet de limiter l'amplitude du soulèvement du sol. Dans ce cas, les déformations du sol sont assez lentes pour que les liaisons interparticulaires se rétablissent partiellement ou totalement pendant la déformation.

Tableau 1. Valeurs du module de déformation du sol argileux sous différentes charges et pour différents degrés de saturation

Intervalle de pression (kPa)	Module oedométrique E (MPa) en fonction du temps d'imbibition (heures)							Module triaxial MPa, $S_r=1$	Module (MPa) en place		Intervalle de pression (kPa)	Module (MPa) en place	
	t = 0 h $S_r = 0,4$	t = 1 h $S_r = 0,48$	t = 2 h $S_r = 0,55$	t = 4 h $S_r = 0,65$	t = 6 h $S_r = 0,74$	t = 10 h $S_r = 0,86$	t = 20 h $S_r = 1$		Sol naturel $S_r=0,5$	Sol saturé $S_r=1$		Sol naturel $S_r=0,5$	Sol saturé $S_r=1$
70-140	24	4,423	4,503	3,741	3,467	3,48	3,4	-	15,135	1,75	0-140	23,83	2,175
140-210	25,24	6,275	4,917	4,394	3,805	3,78	3,75	7	14,933	1,6	0-210	19,882	1,942
210-280	29,62	7,187	5,851	5,462	5,159	5	4,84	4	14,737	1,514	0-280	18,286	1,814
280-350	32,38	10,503	7,161	6,597	6,172	6,09	6	3,5	13,827	1,287	0-350	12,178	1,672
350-500	34,645	12,643	10	8,077	7,521	7,26	7	3,2	13,793	-	0-500	16	-

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Chen F.H. 1975. *Foundations on expansive soils*, Developments in geotechnical engineering 12, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam-Oxford-New York, 280 pages.
- Ejjaaouani H., Magnan J.P., Shakhirev V., Mowgli S. 2003. Comportement des sols gonflants à Ouarzazate. *Comptes-rendus, 13<sup>ème</sup> Congrès Régional Africain de Mécanique des Sols et de Géotechnique, Marrakech*.
- Mustafaev A.A. 1989. *Fondations sur sols affaissables et gonflants* (en russe : *Fundamenty na prosadochnykh i nabukhayushchikh gruntakh*), Moscou, 358p.
- Sorochan E.A. 1989. *Construction d'ouvrages sur sols gonflants* (en russe: *Stroitelstvo sooruzhenij na nabukhayushchikh gruntakh*). Moscou, Strojizdat, 310p.