

REMBLAI EXPERIMENTAL – VERS UNE MEILLEURE PREVISION DES TASSEMENTS INSTANTANES ET DIFFERES

EXPERIMENTAL FILL – TOWARDS A BETTER FORCAST OF INSTANT and DEFERRED SETTLEMENTS

Dino MAHMUTOVIC¹, Luc BOUTONNIER¹, Jean-François FREZET¹, Mathieu NORMAND², Alexandre SKOTARCZAK³

¹ EGIS GEOTECHNIQUE, Seyssins, France,

² EGIS EAU, Montpellier, France,

³ GUINTOLI, Arles, France

RÉSUMÉ – Le projet de digue du Rhône entre Beaucaire et Fourques pour le compte du SYMADREM prévoit la construction de surverses par le biais de recharges coté terre en enrochements liaisonnées au béton. Les tassements admissibles sont limités à quelques centimètres alors que les sols d'assises de la digue sont compressibles, ce qui a poussé à la construction d'un remblai d'essai instrumenté. Ce papier est dédié à l'exploitation des résultats de ce remblai et au calage d'une nouvelle technique de calcul des tassements instantanés et différés. La méthode proposée se base sur la compressibilité du fluide interstitiel dans les sols fins proches de la saturation, largement abordée dans le cadre du projet ANR TERREDURABLE.

ABSTRACT – The Rhone dike project between Beaucaire and Fourques on behalf of SYMADREM predict the construction of overflows through refills on the land side in rock fill bonded with concrete. The eligible settlements are limited to a few centimeters while the dike seating ground is compressible, which led to the construction of a monitored test embankment. This paper is dedicated to exploiting the results of this back fill, and calibrating of a new technique for the calculation of instant and deferred settlements. The proposed method is based on the compressibility of the interstitial fluid in fine soils close to saturation, widely addressed in the context of the ANR TERREDURABLE project.

1. Introduction

Un remblai d'essai a été construit sur un des tronçons du projet de digue du Rhône entre Beaucaire et Fourques. Ce remblai à échelle réelle a été réalisé dans les mêmes conditions que les digues du projet. L'évolution des tassements a été suivie à l'aide d'une instrumentation dont les résultats ont été analysés afin d'être comparés aux résultats d'un modèle théorique prédictif.

1.1. *Description du remblai d'essais*

Le remblai d'essai restitue l'enveloppe extérieure d'une coupe type de la digue (cf figure 1). Ses caractéristiques principales sont :

- Une hauteur de 6m
- Des pentes des talus respectant les pentes de la digue finale (2,5 pour 1 côté amont et 2,2 pour 1 côté aval),
- Une épaisseur de sols compressibles de l'ordre 20m
- Une longueur de 30 m hors rampes d'accès.
- Une structure de la digue, sans bêche ni clé, réalisée en limon A1/A2 compacté.

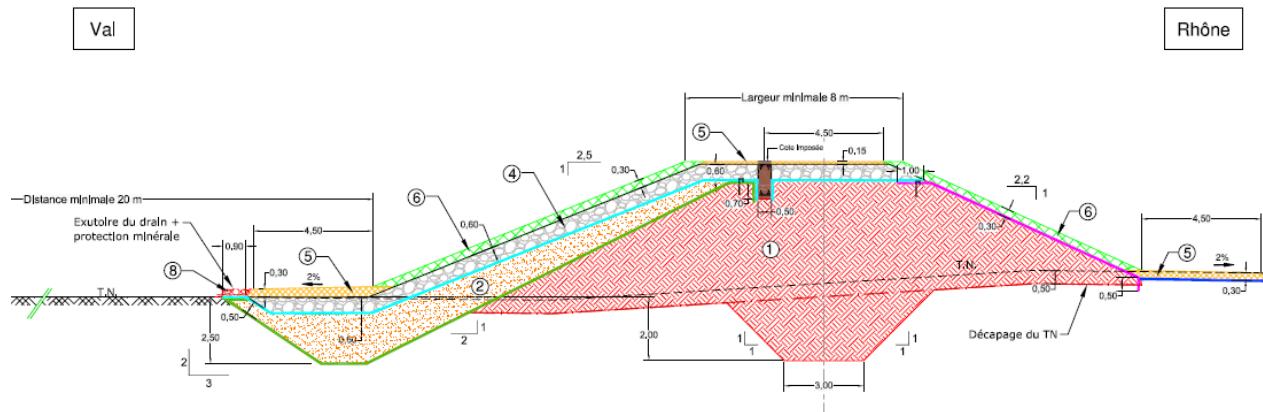


Figure 1. Coupe type d'un remblai du projet

1.2. Description de l'instrumentation mise en place

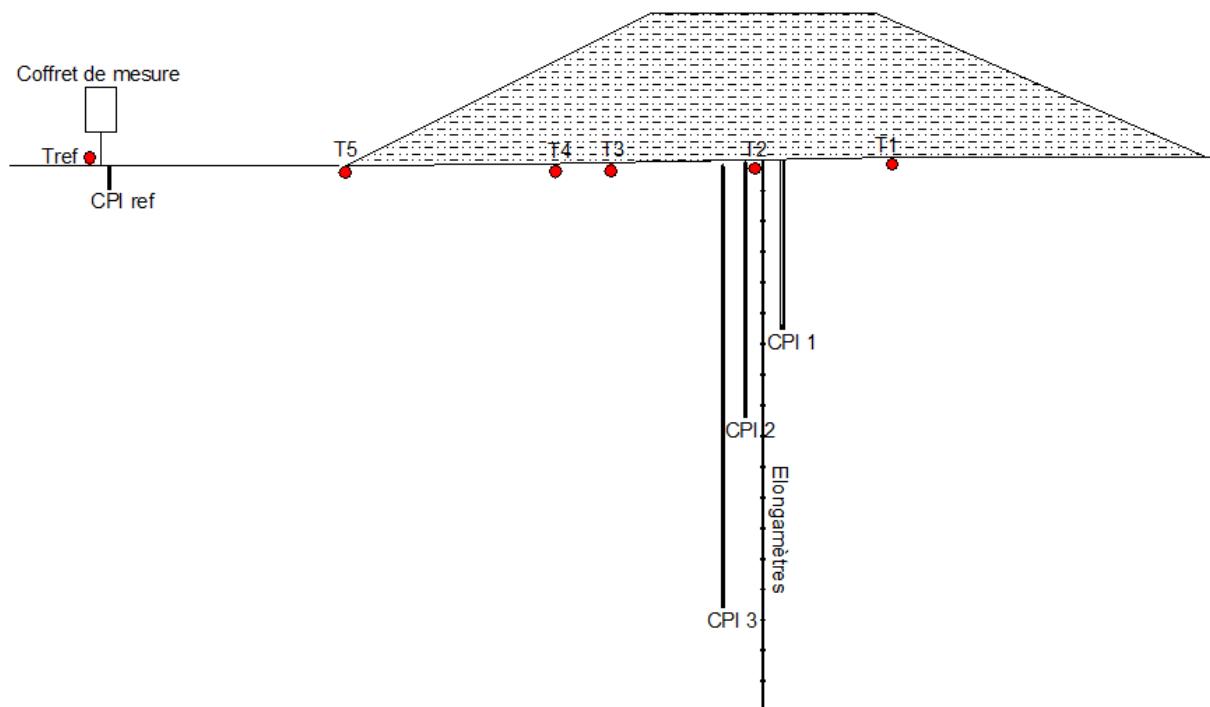


Figure 1 : Illustration de la position des capteurs au droit du remblai d'essai

La figure 2 illustre l'instrumentation mise en place, à savoir :

- 3 Capteurs de Pression Interstitielle (CPI) au droit de l'axe du remblai, chaque CPI a été placée dans un forage distinct. Une CPI a également été placée à proximité du TN.
- 1 tubes tassométrique vertical descendu jusqu'aux graves mis en place avant le début des travaux de terrassement.
- 2 profils de tassométriques de 5 points de mesure chacun, et 1 tassomètre de référence

1.3. Description des essais géotechniques à disposition

Des essais in situ ainsi que des essais de laboratoire ont été spécifiquement réalisés au droit du remblai d'essai.

Essais in situ

Trois essais CPTU ont été réalisés. Ces derniers permettent de déduire la lithologie du sol au droit du remblai d'essai. Cette dernière nous donne un premier modèle géotechnique décomposé en six couches :

Tableau 1. Modèle géotechnique retenu à la suite de l'exploitation des essais CPT

Couche de sol	Résistance qc (MPa)	Type de sol
0-1m	2,5	Limons
1-4m	1,0	Argile
4-11m	6,5	Sables
11-15m	1,0	Limons
15-17m	4,0	Sables
>17m	>10	Sables/Graves

Les essais CPTU permettent d'avoir une résistante de pointe, qui associée à des corrélations, permet d'obtenir un module oedométrique. Ce dernier permet ensuite de faire un calcul de tassements.

Essais de laboratoire

Quatre essais oedométriques ont été réalisés sur échantillons intacts à diverses profondeurs : 3.2m, 4.5m, 7m et 16m. Ces quatre essais permettent d'obtenir des modules oedométriques à différentes profondeurs. Les résultats des modules mesurés sont reportés dans le tableau 2 ci-dessous :

Tableau 2. Modules oedométriques et coefficients de consolidation verticaux

profondeur testée (m)	Eoedo recalé* (MPa)	Cv recalé* (m/s)
3,2	8,5	2,0 E-07
4,5	12,4	2,0 E-06
7,0	14,1	2,0 E-06
16,0	26,5	1,5 E-06

*Les modules oedométriques ainsi que les valeurs de Cv sont donnés pour une plage de contrainte correspondant aux profondeurs de prélèvement.

2. Calcul des tassements au droit d'un remblai

2.1. Différentes composantes du tassement

Le tassement W_{total} du sol lors de la mise en place d'une surcharge $\Delta\sigma$ est la somme :

- **d'un tassement immédiat** : $W_{immédiat}$ donné par l'équation (1).

$$W_{immédiat} = \sum_{i=1}^n (1 - B_i) * \Delta\sigma(z_i) * \frac{h_i}{E_i} \quad (1)$$

Avec $B = \Delta u_w / \Delta \sigma_v$

Ce tassement est dû à une déformation non drainée résultant de la compression du fluide interstitiel, comme illustré sur la figure 3 ci-dessous.

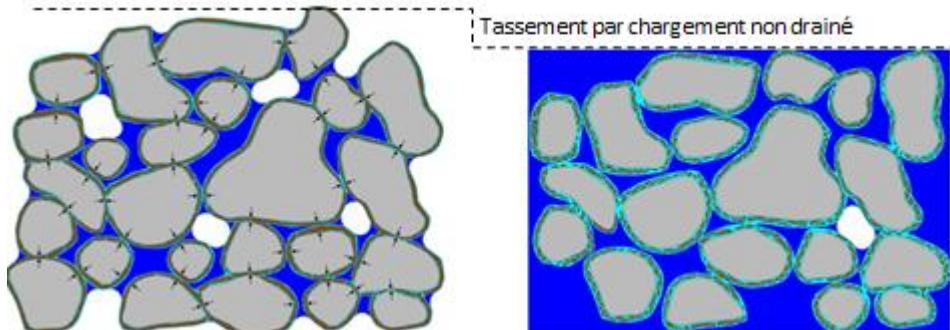


Figure 3 : Illustration du phénomène de tassement immédiat au travers de la compression du fluide interstitiel

- **d'un tassement dû à la consolidation du sol et à ses déformations latérales :** $W_{consolidation}$. Ce tassement correspond à la perte de volume engendrée par l'évacuation de l'eau sous l'effet d'un chargement. La somme du tassement de consolidation et du tassement immédiat est égal au tassement total primaire exprimé par l'équation (2) :

$$W_{total\ primaire} = \sum_{i=1}^n \Delta\sigma(z_i) * \frac{h_i}{E_i} \quad (2)$$

- $\Delta\sigma(z_i)$: surcharge apportée par le remblai (calculée à la profondeur z_i). Ce dernier est calculé en prenant en compte la géométrie du remblai (base rectangulaire ou remblai trapézoïdal infini) et la diffusion des contraintes avec la profondeur.
- h_i : épaisseur de la couche compressible i
- E_i : module œdométrique de la couche compressible i

- **d'un tassement dû au fluage du sol** : W_{fluage} correspond à un tassement à contrainte effective constante et sans variation de pression interstitielle.

$$W_{fluage} = C_a H_0 \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) \quad (3)$$

2.2. Description de la démarche classique du calcul de tassement

En l'absence de fluage, la démarche classique du calcul de tassement consiste dans la majorité des cas en l'estimation du tassement total primaire (équation (2)) que l'on multiplie par le coefficient de consolidation du sol.

2.3. Description de la démarche proposée

La démarche proposée dans ce papier réside surtout sur une bonne estimation du tassement immédiat au travers du coefficient B de l'équation (1). L'approche de couplage hydromécanique développée est basée sur une analyse plus poussée des chargements et déchargements à l'œdomètre ou isotropes au triaxial (Boutonnier 2007, Boutonnier

2010, Mahmutovic 2016). La non saturation du sol est introduite à travers une relation entre le degré de saturation S_r et la pression interstitielle u_w .

Lorsque la pression interstitielle est positive, en utilisant la loi de Henry et la loi des gaz parfaits, la relation suivante peut être établie (Boutonnier, 2007 [2]) :

$$\frac{du_a}{(u_a + P_a - u_{wg})} = \frac{dS_r}{S_r \cdot (1 - S_r + hS_r)} \quad (4)$$

Avec u_a pression d'air dans les zones d'air occlus, S_r degré de saturation, P_a pression atmosphérique, u_{wg} pression de vapeur d'eau dans les zones d'air occlus, h coefficient de la loi de Henry. Il est par ailleurs supposé que les bulles d'air occlus ont un rayon capillaire constant r_{bm} donné approximativement par la taille des plus gros pores. Ceci permet de relier la pression d'eau u_w et la pression d'air u_a :

$$u_a - u_w = 2 \cdot \frac{T_c}{r_{bm}} = S_{bm} \quad (5)$$

La réduction du degré de saturation lorsque la pression d'eau augmente se fait par diminution du nombre de bulles, le rayon des bulles restant inchangé.

En combinant les deux équations ci-dessus, on obtient lorsque la pression d'eau est positive : faible quantité d'air réduite à des bulles d'air isolées (Figure 3 – Image de droite) :

$$S_r = \frac{1}{1 - h + \left(\frac{1 - S_{re} + hS_{re}}{S_{re}} \right) \left(\frac{s_{bm} + P_a - u_{wg}}{u_w + s_{bm} + P_a - u_{wg}} \right)} \quad (6)$$

Lorsque la pression d'eau est négative et que l'air est occlus (figure 3 – image de gauche), on suppose une relation linéaire entre pression d'eau et degré de saturation :

$$S_r(u_w) = S_{re} - \frac{u_w}{u_{wair}} (S_{re} - S_{rair}) \quad (7)$$

$$S_r(u_w) = S_{re} - \alpha \cdot u_w \quad (8)$$

A partir de cette relation $S_r(u_w)$, il est possible de calculer le coefficient de compressibilité du fluide interstitiel équivalent c_f (c_w est la compressibilité de l'eau pure) :

$$c_f = \frac{1}{S_r} \cdot \frac{dS_r}{du_w} + c_w \quad (9)$$

Le principe des contraintes effectives restant valable tant que l'air reste occlus, il est possible de calculer le coefficient B_t tangent sur une sollicitation isotrope (mesure à l'appareil triaxial, $B_t = du_w/d\sigma_3$) ou oedométrique (mesure à l'oedomètre, $B_t = du_w/d\sigma_z$). Pour le cas oedométrique, on obtient :

$$B_t = \frac{1}{1 + n \cdot E_{oedo} \cdot c_f} \quad (10)$$

avec n porosité du sol

Les équations sont les mêmes dans le cas isotrope en remplaçant le module oedométrique tangent E_{oedo} par le module isotrope tangent E_{iso} . Le coefficient B (sécant) de Skempton sur une sollicitation isotrope ou le coefficient R_u sur une sollicitation

oedométrique s'obtiennent simplement par intégration du coefficient B_t tangent en fonction de la variation de contrainte totale.

$$B = \frac{\Delta u_w}{\Delta \sigma_z} = \frac{u_{w_fin} - u_{w_ini}}{\sigma_{z_fin} - \sigma_{z_ini}} = \frac{\int_{\sigma_{z_ini}}^{\sigma_{z_fin}} B_t d\sigma_z}{\sigma_{z_fin} - \sigma_{z_ini}} \quad (11)$$

Les paramètres retenus ici sont des valeurs usuelles issues d'une base de données sur sol naturels (Boutonnier et al 2015) :

$$S_{re} = 0,96, r_{bm} = 2\mu\text{m}, \alpha = \frac{S_{re} - S_{raitr}}{s_{raitr}} = 5 \cdot 10^{-5} \text{ 1/kPa}, h = 0$$

3. Exploitation des tassements obtenus par l'instrumentation et calcul des tassements prévisionnels

3.1. Réalisation d'un modèle géotechnique sur la base des essais disponibles

Les essais CPT ont été exploités. Ils ont permis de définir le nombre de couches différentes dans un premier temps, puis d'associer des valeurs de résistance de pointe q_c moyennes à chaque couche dans un second temps. Des valeurs de modules oedométriques ont ensuite été déterminées à partir de ces valeurs de q_c par corrélation.

Deux types de corrélations ont été testés : la méthode Robertson d'un côté et la méthode Cassan + Ménard de l'autre. La deuxième, présentée ci-dessous, a permis d'obtenir des modules proches de ceux des essais oedométriques présentés dans le tableau 2.

La méthode Cassan + Ménard permet de passer de q_c à E_m (Cassan 1998),

$$\frac{E_m}{q_c - p'_0} = \text{Coef} \quad (12)$$

Avec : Coef = 4,5 pour l'argile, 3 pour le limon et 1,5 pour le sable

Il est ensuite possible de passer de E_m à E_{oedo} via la relation ci-dessous (Ménard) :

$$\frac{E_m}{\alpha} = E_{oedo} \quad (13)$$

Le modèle géotechnique ainsi que ses caractéristiques mécaniques sont reportés dans le tableau 3.

Tableau 3. Modèle géotechnique défini à partir des valeurs de CPT

n° couche	profondeur sup. et inf. (m)	z milieu couche (m)	Qc (kPa)	E_{oedo} ou E_m/α initial (kPa)	Rapport E_{oedo}/q_c moyen	Coefficient B	Type de couche
1	0-1	0,5	2500	14970	6	0,60	Non Drainante
2	1-4	2,5	1000	8775	9	0,75	Non Drainante
3	4-11	7,5	6500	19275	3	0,63	Drainante
4	11-14	12,5	1000	5250	5	0,89	Non Drainante
5	14-17	15,5	4000	11535	3	0,83	Drainante

3.1. Comparaison entre tassements calculés et tassements mesurés

Il a été possible ici de valider les tassements au sein de chaque couche de sol à l'aide du dispositif d'élongamètres chainés (résultats reportés sur la figure 4). Les quatre courbes représentées, qui correspondent aux 4 couches de sol compressibles, permettent d'apprécier la décomposition entre tassement total, tassement immédiat et tassement différé. Il apparaît que les amplitudes de tassement ainsi que l'évolution du tassement au cours du temps sont proches des mesures expérimentales.

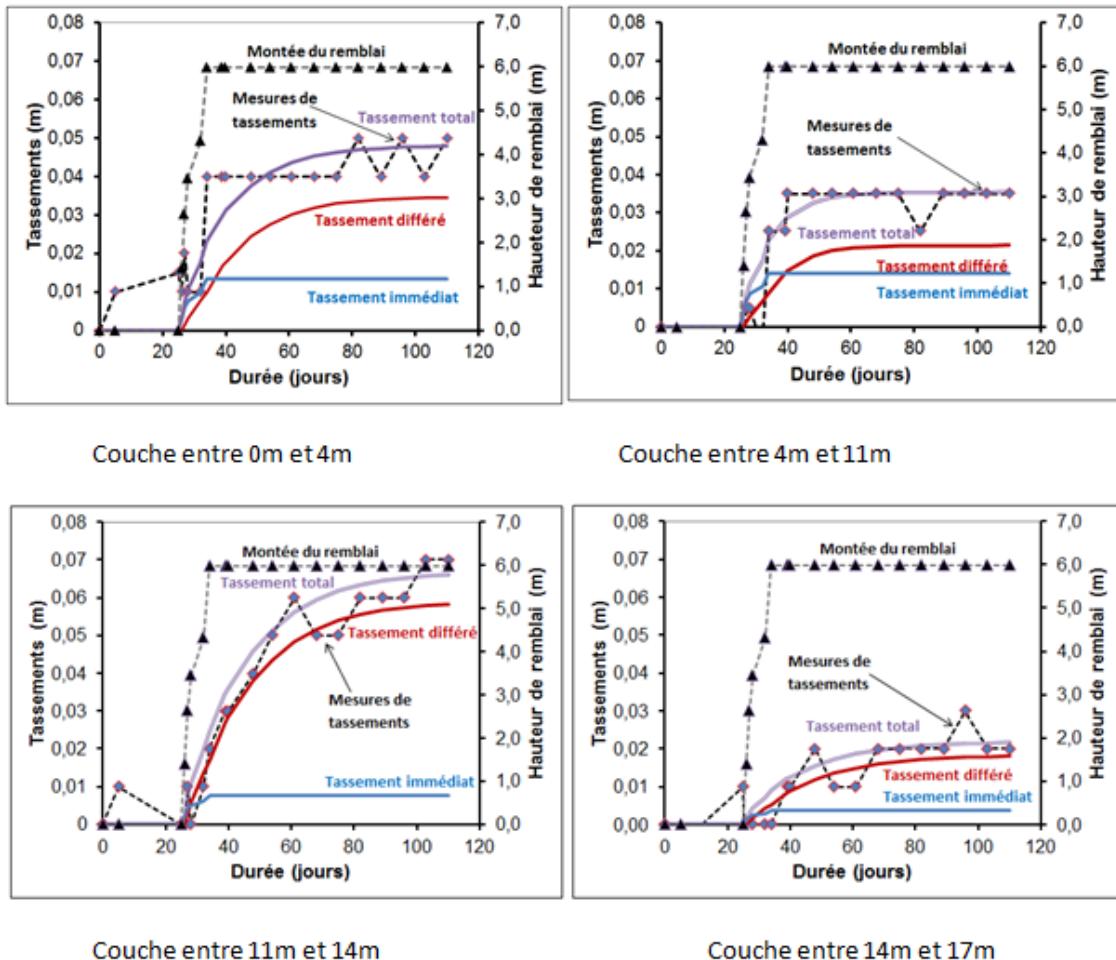


Figure 4 : Comparaison entre mesures expérimentales et valeurs théoriques de tassement par couche de sol

Deux autres comparaisons entre théorie et mesures expérimentales sont représentées sur la figure 5 :

- La figure de gauche compare le tassement calculé cumulé (toutes les couches de sols) et le tassement mesuré à l'aide d'un tassomètre situé à l'axe du remblai d'essai.
- La figure de droite montre la comparaison entre tassements théoriques et tassements mesurés sur un autre remblai instrumenté du projet sur lequel une surcharge de 1m avait été installée pour accélérer les tassements.

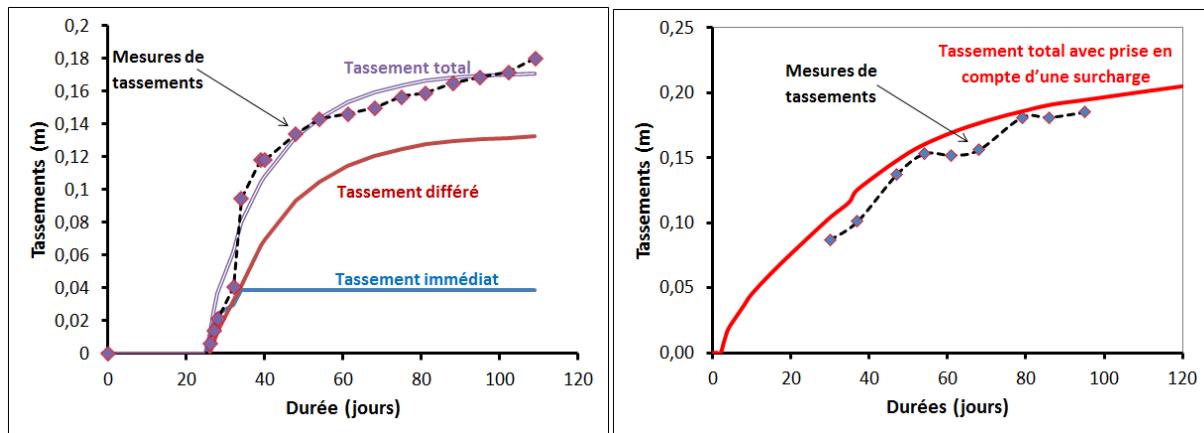


Figure 5 : Comparaison entre mesures expérimentales et valeurs théoriques sur le remblai d'essai (figure de gauche) et sur un autre remblai instrumenté du projet (figure de droite)

4. Conclusion

Cet article a présenté une méthode de calcul permettant un calage plus précis des cinétiques de tassements, testée sur un remblai d'essai. Cette amélioration est possible grâce à une nouvelle méthode de calcul pour estimer le coefficient B, et le tassement instantané associé, avec une estimation plus précise du coefficient de compressibilité du fluide interstitiel (eau + air). La comparaison entre mesures et théorie a été faite sur le remblai d'essai ainsi que sur un autre remblai instrumenté du projet de digues de Beaucaire avec à chaque fois une bonne correspondance. L'utilisation de cette méthode de calcul peut se montrer particulièrement intéressante lorsqu'on cherche à optimiser les temps de consolidation à l'aide d'un précharge.

5. Remerciements

Nous tenons à remercier le maître d'ouvrage SYMADREM pour la réalisation de cette planche d'essai et pour l'exploitation des données récoltées. Nous tenons également à remercier les équipes travaux du groupement Quintoli - Crozet - Masoni - SLTP - TPSpada - Egis pour la réalisation du remblai d'essai, et la réalisation des mesures.

6. Références bibliographiques

Boutonnier L. (2010). Mechanics of unsaturated geomaterials, Chap.14 : Coefficient B, Consolidation and swelling in Fine Soils near saturation in Engineering Practice. Ed.L.Laloui, J.Wiley.

Boutonnier L., Mahmutovic D., Fry J-J. (2015). Génération De Pression Interstitielle Dans Les Fondations Argileuses Des Barrages En Remblai : Retour D'expérience Et Méthodes D'analyse. Colloque CFBR : « Fondations des barrages : caractérisation, traitements, surveillance, réhabilitation », 8 - 9 avril 2015

Mahmutovic D., Monnet J., Loret B., Ple O., Pelizzari B., Boutonnier L., Lai B.T. 2014. A model for weakly unsaturated soils taking into account the three phases (air, water and soil) UNSAT 2014, Unsaturated soils: Research and application, Australia , vol: 1, p: 307-314

Mahmutovic D (2016). Etude du comportement des sols proches de la saturation, application aux ouvrages en terres, Thèse de doctorat Université de Grenoble