

## Auscultation comme outil de contrôle du niveau de sûreté d'un ouvrage en cours d'exécution

### *Monitoring as tools of control of dam safety level during earthworks*

Eric Vuillermet

BRL ingénierie 1105 avenue Pierre Mendès France – BP 94001 – 30001 NIMES cedex 5

courriel : [eric.vuillermet@brl.fr](mailto:eric.vuillermet@brl.fr)

### MOTS CLÉS

Pressions interstitielles, capteur corde vibrante, barrage en terre, coefficient ru, surélévation

### RÉSUMÉ

*Auscultation comme outil de contrôle du niveau de sûreté d'un ouvrage en cours d'exécution*

*Dans le cadre de la surélévation du barrage de la Ganguise (Aude), les travaux entrepris ont consisté à la mise en place d'une recharge aval. En phase de conception, l'analyse du comportement de l'ouvrage initial et les résultats des reconnaissances géotechniques dévoilant la présence en recharge aval de matériaux de nature argileuse humide ont conduit à identifier la phase de fin de construction comme pouvant être critique du point de vue stabilité. Ce constat s'est traduit par une limitation de la vitesse de montée du remblai et la mise en place d'un dispositif d'auscultation spécifique constitué notamment d'un réseau de cellule de pressions interstitielles au sein de la recharge aval. En phase d'exécution, le contrôle a porté sur le suivi conjoint de l'évolution des pressions interstitielles et du respect des vitesses de montée du remblai. La surveillance s'est poursuivie en phase de mise en service, pour s'assurer de la dissipation des pressions. Les constats faits en cours de réalisation témoignent d'hypothèses de conception le plus souvent conservatrices mais ont permis aussi d'observer localement le développement des pressions qui ont pleinement justifiées les contraintes appliquées à la montée des remblais. La mise en œuvre de ce suivi montre l'intérêt de la combinaison « évaluation du comportement » et « dispositif d'auscultation » dans le cas de travaux sur un ouvrage existant permettant d'adapter les phases d'exécution sur un ouvrage maintenu en exploitation tout en contrôlant en continu son niveau de sûreté.*

### ABSTRACT

*Monitoring as a safety check tool during dam construction works*

*To raise the Ganguise Dam (Aude), the works consisted of building a downstream shoulder. During the design stage, the existing dam structure was analyzed and the results of the geotechnical investigations revealed the presence of wet clayey materials in the downstream shoulder. This implied that the end of the construction phase would be critical in terms of stability. It was therefore decided to slow down the fill works so that the shoulder would not rise too quickly and to install special monitoring apparatus, mainly consisting of a network of pore pressure cells, inside the downstream shoulder. During the construction phase, both the evolution of pore water pressure and the observance of the speed set for the fill works were monitored. Supervision continued through the start of operation of the dam to ensure that the pore pressure had dissipated. Observations during construction revealed that the design assumptions were generally on the safe side, but also revealed localized development of pore pressure that totally justified the fill works restrictions. The use of such monitoring highlights the advantages of associating "behavioral assessment" with "monitoring instruments" during construction works on an existing dam in order to adjust the construction phases while the dam continues to operate and its safety remains under close supervision at all times.*

## 1. INTRODUCTION

Le barrage de la Ganguise, ouvrage structurant régional important pour le stockage, la compensation et la régularisation des volumes nécessaires à l'irrigation du Lauragais, à la Navigation sur le Canal du Midi et au soutien des étiages de l'Hers-Mort, se situe dans le département de l'Aude à 13 km à l'Ouest de CASTELNAUDARY, sur le cours de la Ganguise, affluent de l'Hers-Mort, lui-même affluent de la Garonne.

Dès l'origine du projet, il avait été envisagé pour des raisons économiques de réaliser le barrage de la Ganguise en deux étapes. En première phase, la construction d'un ouvrage de 27 m a été entreprise au début de l'été 1977 et s'est déroulée sur 27 mois, la première mise en eau datant de novembre 1979.

Dès lors que la poursuite du projet de réalisation de la surélévation a été engagée, il est apparu que compte tenu de la nature argileuse et du comportement géomécanique et hydraulique de la recharge aval destinée à recevoir les remblais complémentaires, les contraintes de réalisation ont rapidement été identifiées.

Les études de conception s'appuyant sur des campagnes de reconnaissance spécifiques dédiées à la connaissance du support de futur remblai ont conduit à définir de préconisation d'exécution et de surveillance du comportement de l'ouvrage.

## 2. LE PROJET DE SURELEVATION

### 2.1 Le projet technique

La conception générale de la surélévation du barrage consiste à renforcer la recharge aval et à prolonger le parement amont afin d'atteindre la cote 238 NGF pour une rehausse de 6 m en prolongeant et en renforçant les dispositifs particuliers d'étanchéité et de drainage. Ce principe facilité par la présence d'un noyau étanche incliné a permis d'entreprendre les travaux en maintenant en exploitation l'ouvrage.

Les matériaux de mêmes natures sont mis en œuvre pour la surélévation dans la continuité de l'existant après recépage du couronnement, décapage et préparation des fonds de forme en vallée, en rives et sur le parement aval.

Le nouvel ouvrage et sa retenue ont les principales données techniques suivantes [tableau 1]:

#### **Caractéristiques principales du barrage de la Ganguise**

	<b>Barrage avant surélévation</b>	<b>Barrage surélevé</b>
Nature de barrage	Barrage en terre	
Type de barrage	Digue à noyau limoneux et recharge en matériau marno-gréseux	
Terrain de fondation	Formation d'alternance de couches de marneuses gréseuses	
Etanchéité en fondation	Paroi moulée en fond de vallée : 2 400 m <sup>2</sup>	
Etanchéité en digue	Noyau limoneux	
Etanchéité en rives	Voile d'injection : 5 500 m <sup>2</sup>	Parois moulées : 3 700 m <sup>2</sup> Voile d'injection: 4 000 m <sup>2</sup>
Hauteur au-dessus du terrain naturel	27 m	33 m
Hauteur de la surélévation	-	6 m
Longueur en crête	410 m	614 m
Largeur en crête	7 m	10 m
Longueur maximal au niveau du terrain naturel	180 m	235 m
Fruit du parement amont	3.5/1 - 3/1 - 2.5/1	3.5/1 - 3/1 - 2.5/1
Fruit du parement aval	2.5/1 - 2/1	3.5/1 - 3/1 - 2.5/1
Altitude de la crête du barrage	232.00 NGF	238.00 NGF
Volume du corps du barrage	690 000 m <sup>3</sup>	1 270 000 m <sup>3</sup>
Travaux d'exécution	Été 1977 à Automne 1979 27 mois	Octobre 2003 - Octobre 2005
Première mise en eau	Novembre 1979	Octobre 2005 - Décembre 2011

**Tableau 1 : Principales caractéristiques de l'ouvrage et de sa surélévation**

Le profil du barrage initial se caractérisait par :

- Une recharge amont en matériaux les plus perméables (d'origine sablo-gréseux) ;
- Un noyau de limon argileux associé à un filtre granulaire. Il se singularise par une inclinaison vers l'amont. Ce choix a permis sa prolongation par un remblaiement aval ;
- une recharge aval en matériaux marno-gréseux ;
- Un tapis drainant tricouche (sable - gravier –sable) se raccordant au drain cheminée. La couche de sable supérieure a été en tout ou partie remplacée par un géotextile Bidim U64.

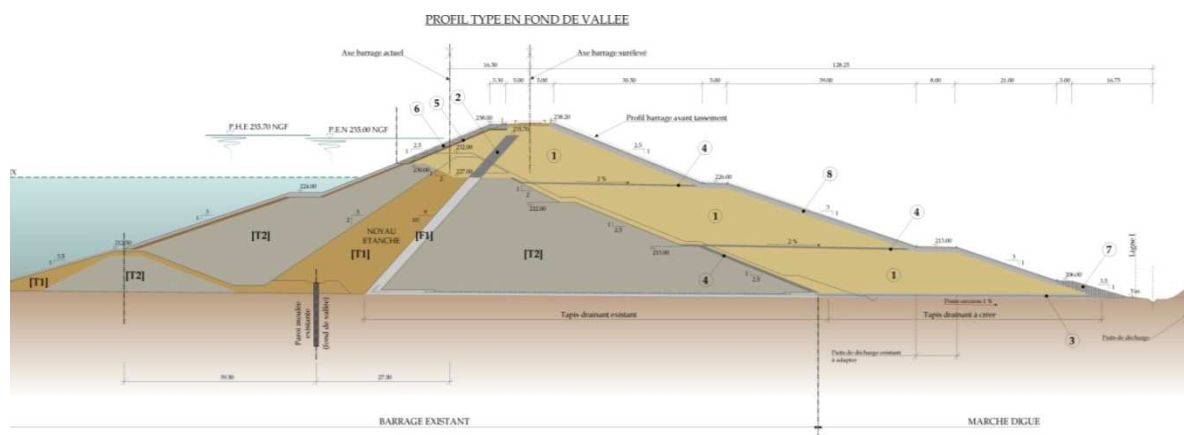
Après préparation du sol d'assise des remblais et terrassement du couronnement à la cote 230 NGF, la digue est surélevée selon une géométrie de profil type voisine du profil initial [figure 1]. Le drain incliné est poursuivi de la cote 227 NGF à la cote 235,70 NGF (PHE) tandis que le couronnement passe de la cote 232 NGF à la cote 238 NGF.

Après prolongement du réseau drainant en vallée et sur les rives, par la mise en œuvre de drains et d'un tapis tricouche, la recharge est mise en place sur les limons de fond de vallée, sur les molasses des rives et sur le parement aval de la digue existante.

En outre, il est prévu l'interposition d'un dispositif de drainage complémentaire au cœur du remblai constitué par deux « tapis » sableux subhorizontaux de 0,30 m d'épaisseur minimum, situés vers les cotes 213 NGF et 226 NGF et d'une couche sableuse d'interface remblai existant- nouvelle recharge entre les cotes 213 et 203 NGF se raccordant au tapis principal.

Le parement aval évolue du fait d'une modification des fruits et des largeurs et cotes des banquettes intermédiaires. Trois banquettes de cinq, huit et trois mètres de large (à 226 NGF, 213 NGF et 206 NGF) organisent ce parement selon un premier fruit de 2,5/1, puis 3/1 puis 3,5/1.

Selon ces dispositions, le fruit moyen du parement aval est de 3,33/1.



**LEGENDES**

**BARRAGE EXISTANT**

- [T1] - Limons
- [T2] - Recharge marno-gréseuse
- [F1] - Filtre sable fin 0/3 mm

**BARRAGE SURELEVE**

- ① - Remblais corps du barrage (mélange d'argile et de limons silteux éventuellement complétés à l'aval par des matériaux plus sableux)
- ② - Filtre incliné ép. = 2,00 m (sable fin 0/3)
- ③ - Tapis drainant tricouche ép. = 0,90 m (sable fin 0/3 - graviers 3/30)
- ④ - Tapis intermédiaire sable fin 0/3 ép. Mini. = 0,30 m
- ⑤ - Matériau-filtre pour parement amont ép. = 0,30 m
- ⑥ - Protection parement amont. Enrochements 200/900, ép. = 0,90 m
- ⑦ - Protection pied parement aval : petits enrochements 5/100
- ⑧ - Protection parement aval : protection anti-retrait sable/gravier ép. = 0,80 m (d10 > 0,2 ou 0,3 mm - moins de 5% des grains < 80 µm)

Figure 1 : Profil type et matériaux constitutifs du barrage et de sa surélévation

### 3. LES CONTRAINTES SOULEVEES EN PHASE CONCEPTION

#### 3.1 Les contraintes liées à l'exploitation

Il a été retenu un maintien en service de l'ouvrage avec un léger abaissement de la cote maximale d'exploitation de la retenue du fait des travaux de recépage du couronnement. Le maintien de cette masse d'eau (20 Mm<sup>3</sup>) lors des travaux a conduit à une certaine sensibilisation vis-à-vis de la sûreté de l'ouvrage en phase « Construction ».

#### 3.2 Les contraintes géotechniques

##### 3.2.1 Le comportement géomécanique de l'ouvrage de base

L'étude du comportement géomécanique du corps du barrage avant travaux a permis de confirmer la relative compressibilité des matériaux constitutifs, associée à une consolidation à peine terminée, qui témoigne donc très probablement de la faible perméabilité de l'ensemble -et, partant, du caractère argileux des matériaux- et notamment pour la recharge aval. Il est donc apparu la nécessité de mieux caractériser les matériaux de la recharge aval.

##### 3.2.2 Les principaux résultats de reconnaissance géotechnique

###### Les campagnes de reconnaissance

Dans le cadre des études de la surélévation du barrage, l'analyse du comportement de l'ouvrage ont conduit à mener une démarche de reconnaissance complète de la recharge aval servant de fondation au nouveau remblai.

Le programme [figure 2] effectué en plusieurs interventions a intégré :

- 10 sondages carottés avec prélèvement de 33 échantillons intacts ;
- 13 essais de pénétration statique au piézocône arrêté au dessus du tapis drainant selon une maille 25 x 50 m ;
- un essai de pompage contrôlé dans chacun des piézomètres du remblai ;
- des essais de laboratoire :
- essais d'identification ;
- essais de compressibilité à l'oedomètre ;
- essais triaxiaux CD et CU ;
- essais  $\bar{B}$  en cellule triaxiale.

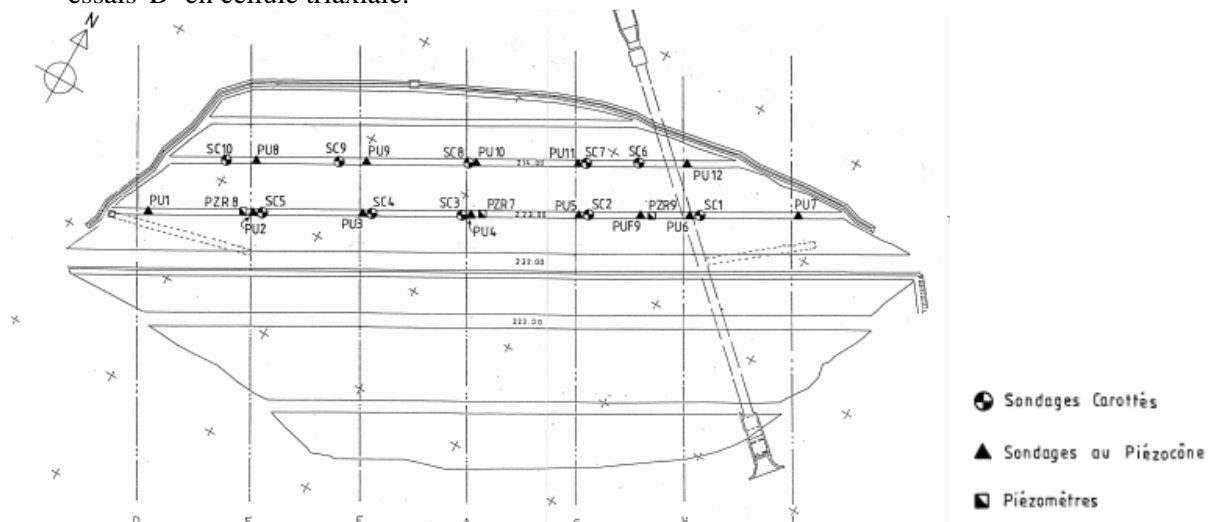


Figure 2 : Implantation de la campagne de reconnaissances en recharge aval

## Nature des matériaux

Le barrage à surélever se caractérise par :

- une recharge aval plus "marneuse" que "gréseuse" (constituée pour l'essentiel par des "marnes" argileuses et graveleuses) et donc peu perméable ;
- des matériaux de recharge aval moyennement compressibles, légèrement sur-consolidés, dont certaines zones ont pu être observées comme insuffisamment compactées ;
- une protection thermique et hydromécanique du remblai aval insuffisante d'où la possibilité d'infiltration des eaux météoriques par les fissures de dessiccation ;
- une décompression de la partie supérieure des remblais "marneux", le ruissellement et l'infiltration décompressant naturellement ces matériaux mal protégés ;
- des degrés de saturation de la recharge aval hétérogènes et élevés (Fig. 3).

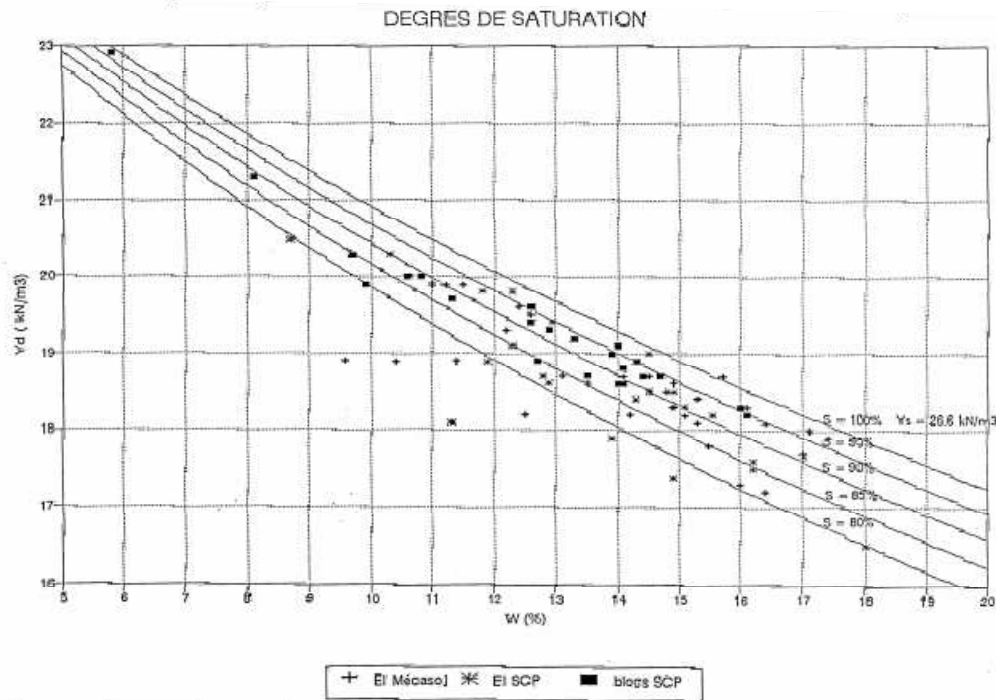


Figure 3 : Degré de saturation des échantillons prélevés dans le barrage existant

### Principales observations des campagnes spécifiques :

On retiendra les résultats principaux des essais au piézocône :

- compacité moyenne à médiocre à faible profondeur
- variation rapide de la résistance de pointe pouvant s'expliquer par une forte hétérogénéité des matériaux
- pression interstitielle la plupart du temps négative correspondant à un remblai « dilatant »
- des résultats de relaxation témoignant :
- de la présence de matériaux détendus sur 3 à 5 m d'épaisseur
- localement des pressions interstitielles équivalentes à la pression hydrostatique indiquant une saturation locale par infiltration à partir de la surface, facilitée par la présence de fissure de retrait ou des défauts d'exécution : défauts de compactage, mise en œuvre en période humide.

Il a été conclu que la présence de zone saturée ou quasi saturée était propice au développement de pressions interstitielles lors de surcharge induite par la mise en œuvre des nouveaux remblais.

Pour évaluer les paramètres caractérisant le développement des pressions interstitielles sous l'effet de la surcharge, il a été mené des essais  $\bar{B}$  en cellule triaxiale.

Les essais ont eu pour objectif de déterminer le paramètre de pression interstitielle  $\bar{B} = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1}$

Avec  $\sigma_1$  correspondant à l'accroissement de pression interstitielle pour un chemin de contrainte choisi, établis pour une gamme d'échantillon de compacité et de degré de saturation différent et pour un coefficient de sécurité de 1,3.



Le paramètre  $\bar{B}$  est fonction de la compressibilité donc compacité et du degré de saturation  $S_r$ .

Pour notre barrage où l'on a établi que le degré de saturation était de l'ordre de 92% à 96%, la valeur de  $\bar{B}$  obtenue est respectivement de 0,2 et 0,4, sachant que l'on doit considérer cette approche comme prudente. Pour la majeure partie des points situés loin des parements, l'augmentation de contrainte totale principale  $\Delta\sigma_1$  est proche de  $\gamma \cdot h$  ; le coefficient  $ru$  est assimilable au coefficient  $\bar{B}$  tel qu'il a été mesuré dans les essais triaxiaux spécifiques.

### 3.2.3 Les principaux résultats des études techniques

#### Influence du coefficient $ru$

Pour un barrage homogène en matériaux argileux, dont les pentes sont calculées classiquement, il existe un risque de rupture dès que le coefficient  $ru$  dépasse 0,4 ; la pression interstitielle devient alors un élément primordial du projet. D'une manière générale, le coefficient de sécurité devient égal à 1 pour des valeurs de  $ru$  comprises entre 0,4 et 0,7. Il faut toutefois rappeler toute l'ambiguïté que représente l'application d'un même coefficient  $ru$  à l'ensemble d'un remblai [2]. Pour notre cas, il est retenu des valeurs de  $ru$  par zone.

Il est aussi constaté un accroissement rapide du rapport  $u/\sigma$  à partir de  $S_r = 96\%$  [2].

#### Calcul de stabilité en fin de construction

Les diverses investigations exécutées sur la recharge aval (essais au piézocône, carottages intacts) dans le cadre des études de la surélévation, les résultats des essais géotechniques, ainsi que ceux relatifs aux mesures d'auscultation piézométriques, donnent à penser que, localement, des zones de la recharge aval peuvent être le siège de pression interstitielle pouvant résulter en particulier de la présence d'eau météorique non dissipée.

C'est ce qui a conduit à retenir l'adoption de coefficients  $ru$  conservatifs dans les calculs de stabilité du talus aval en utilisant des gammes de  $ru$  moyen pour lesquels il était recherché un coefficient de sécurité FS de 1,3 et une gamme de  $ru$  « maximaux » pour lesquels il a été vérifié que la stabilité était toujours vérifiée ( $FS > 1$ ).

Les calculs de stabilité (Fig. 4) ont été menés par MECASOL sur le profil central P10 situé en fond de fond de vallée. Pour les différentes hypothèses de caractéristiques mécaniques et de valeurs de  $ru$ , on obtient des coefficients de stabilité globaux variant de 1,54 à 1,20.

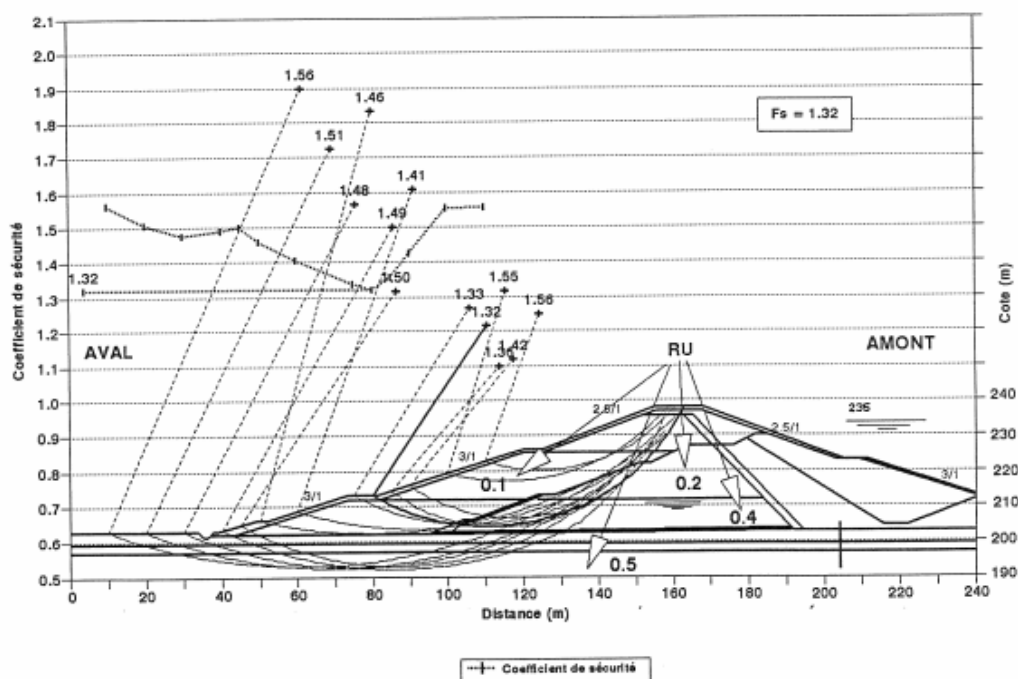


Figure 4 : Résultats de calcul de stabilité du talus aval avec caractéristiques mécaniques minimales et valeurs de  $ru$  moyens

On retient que le cas le plus critique reste en fin de construction. La mise en œuvre de la partie terminale du remblai, dont l'influence sur la stabilité reste prédominante peut être pilotée en fonction des résultats de l'auscultation des pressions interstitielles.

### Evaluation du développement des pressions interstitielles

Dans le cadre de l'évaluation de tassement, il a été mené une approche aux éléments finis (Plaxis) permettant d'appréhender les phases de construction des remblais décomposées en mise en charge en comportement non drainé et phase de consolidation. Pour chacune de ces étapes de construction (Fig. 5), il a pu être identifié les zones de développement de pressions interstitielles et évaluer des ordres de grandeur du paramètre  $\frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1}$ .

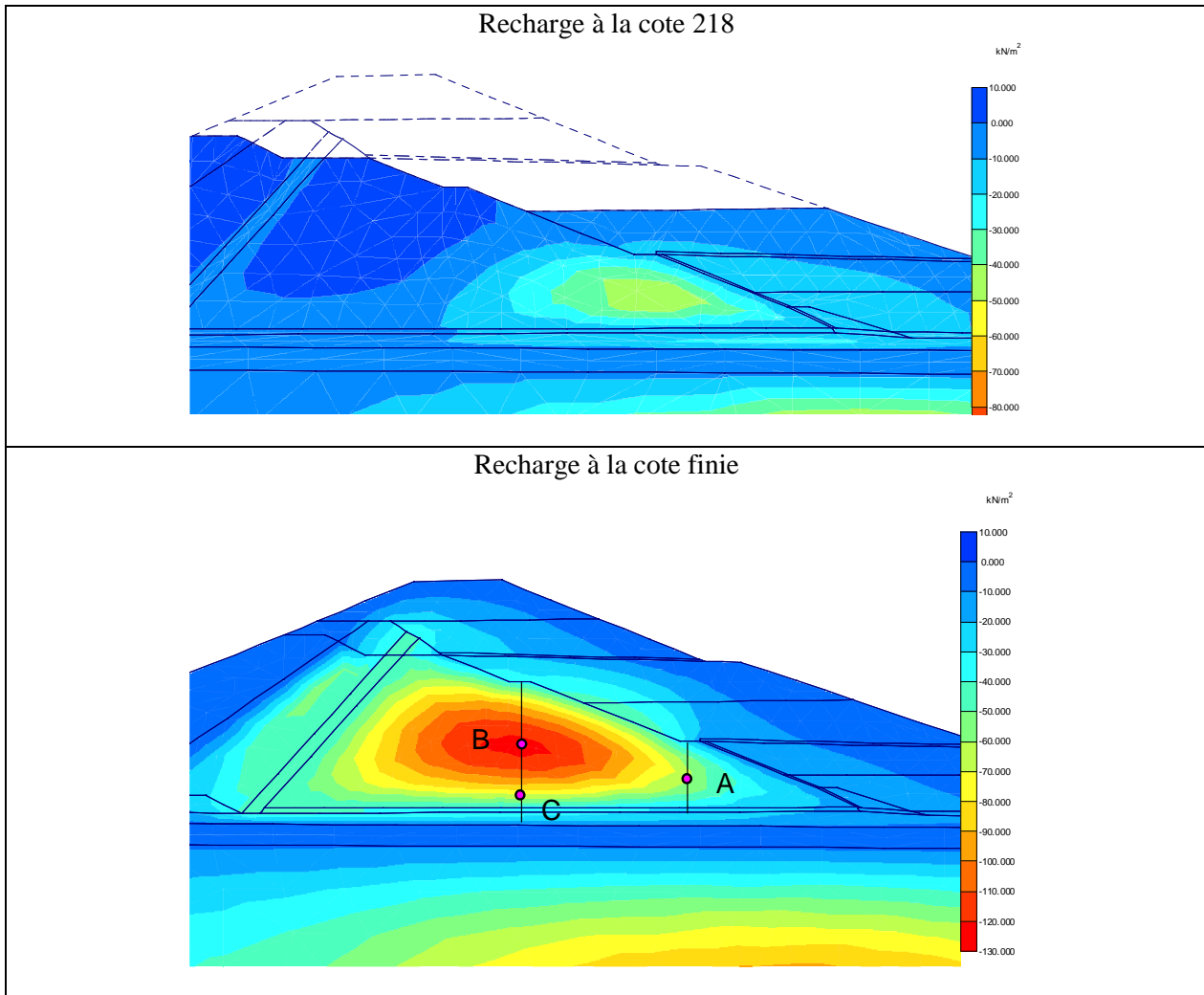


Figure 5 : Exemple de résultats de l'évaluation des pressions interstitielles en phase de construction

### 3.3 Les réponses apportées

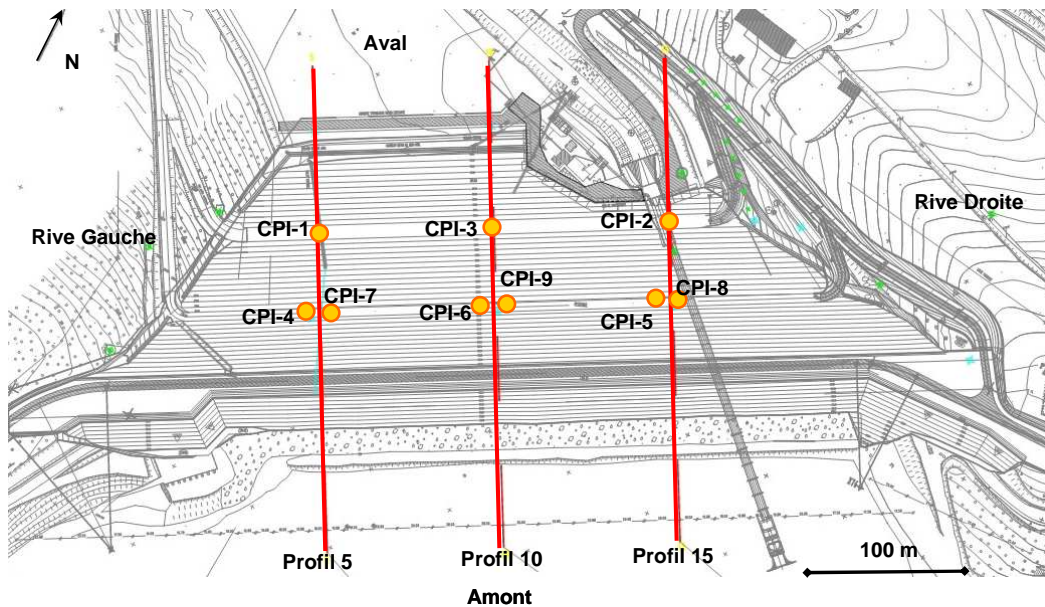
Lors des études de conception des travaux de surélévation, en regard du comportement de l'ouvrage initial servant de fondation aux nouveaux remblais, en regard des éléments issus des calculs de stabilité, de déformation (chargement – consolidation), plusieurs éléments ont conduit à retenir des contraintes d'exécution et/ou des dispositifs de conception.

#### 3.3.1 Adaptation du dispositif d'auscultation

Les diverses analyses du comportement du barrage lors des travaux de surcharge laissent apparaître de par la nature argileuse des matériaux et leur teneur en eau, une forte présomption de développement de pressions interstitielles au sein même de l'ouvrage de base affectant ainsi la stabilité notamment en fin de construction. De ce fait, un réseau de capteur de pression interstitielle a été mis en place préalablement.

Le principe retenu pour équiper les 3 profils d'auscultation [Fig. 6] a été le suivant :

- Un capteur dans la zone où est susceptible de se développer les valeurs maximales de surpression : capteurs 6 (P10), 4 (P5) et 5 (P15) ;
- Un capteur dans une zone située à proximité du tapis drainant afin d'en contrôler son efficacité dans la dissipation des pressions : 9 (P10), 7 (P5) et 8 (P15) ;
- Un capteur en pied aval de l'ancienne recharge, zone sous influence de couches drainantes : tapis, couche d'interface,... : 3 (P10), 1 (P5) et 2 (P15).



*Figure 6: Implantation des profils d'auscultation et des capteurs de pression interstitielle.*

Cette pose anticipée avait pour objectif :

- confronter les mesures de pression interstitielle avec les observations faites à partir du réseau de piézomètres ouverts existants et ainsi améliorer la surveillance;
- permettre le suivi en phase chantier, mise en eau et première année d'exploitation : développement puis dissipation de ces mêmes pressions.

Les capteurs posés ont été des capteurs à corde vibrante GEOPIEZ de marque GEOCIM.

Pour conserver un bon temps de réponse, il a été retenu une pose en chambre de hauteur  $h = 0.50$  m associée à un bouchon d'argile gonflante de 3 m complété par un remplissage du forage au coulis. Pour la partie sommitale soit le dernier mètre, il a été conservé un câble libre noyée dans du sable pour permettre sa récupération lors des travaux préparatoires de décapage.



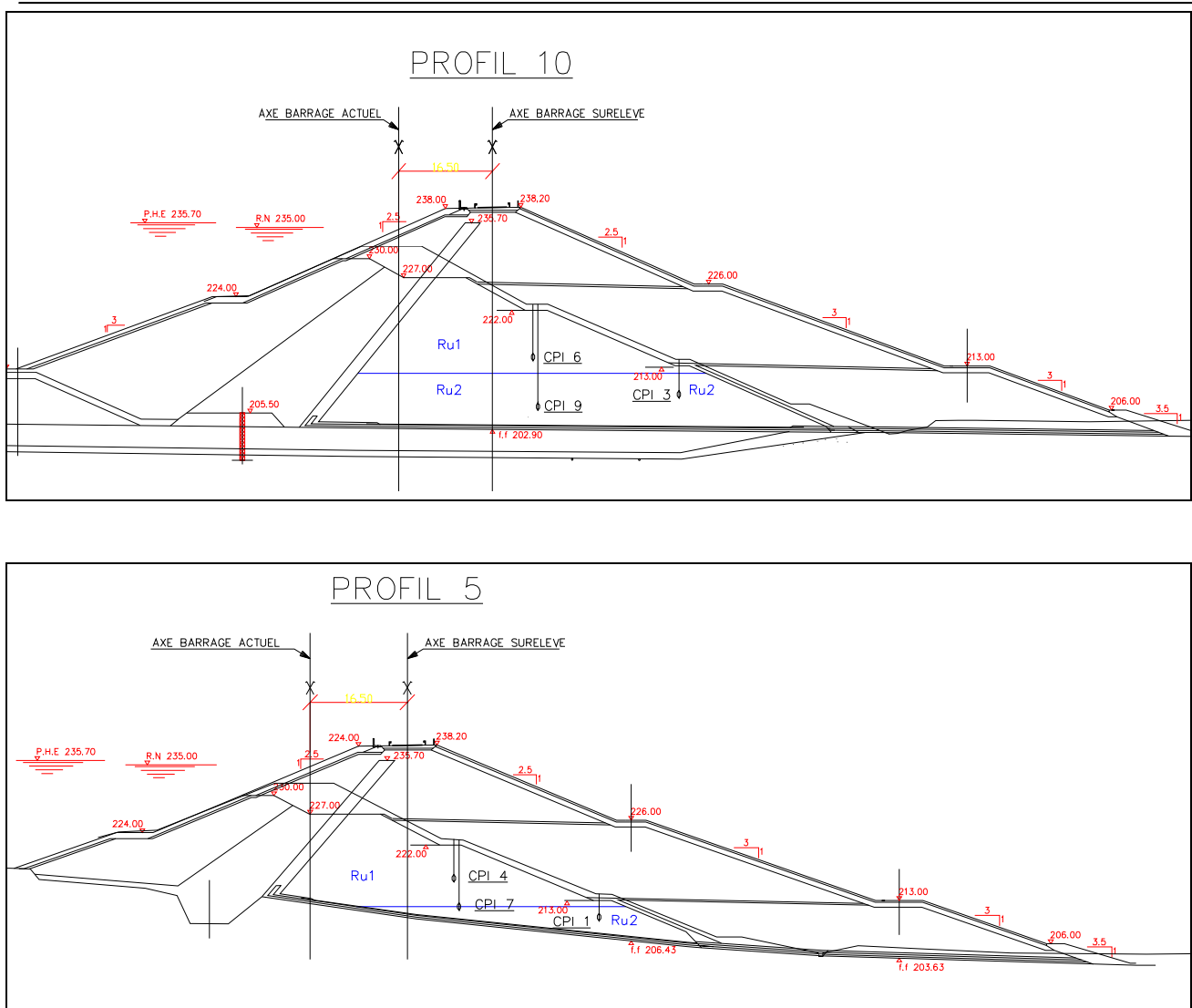


Figure 7 : Equipement du profil central d'auscultation P10 et du profil rive gauche P5

### 3.3.2 Dispositions constructives

En parallèle, il a été retenu un certain nombre de dispositions constructives concrètes destinées à sécuriser le barrage durant la rehausse vis à vis de développements intempestifs de pressions interstitielles localisées.

Ces dispositions sont pour l'essentiel :

- un adoucissement de la pente des talus pour améliorer la stabilité ;
- des dispositifs de drainage interne et d'interface conséquents pour faciliter les dissipations des pressions interstitielles qui seraient piégées par la nouvelle recharge.

Un drainage d'interface entre remblai ancien et remblai nouveau a été jugé nécessaire, en particulier pour améliorer les conditions de stabilité en phase de premier chargement. Il a pour but essentiel d'accompagner la dissipation des pressions interstitielles lors de l'édification de la rehausse du barrage.

Les dispositions suivantes sont retenues [figure 1]:

- interposition dans le corps du barrage de deux tapis subhorizontaux en sable (épaisseur = 0,30 m) ;
- tapis drainant en sable d'épaisseur 0,5 m recouvrant l'ensemble du massif depuis le tapis filtrant jusqu'au tapis subhorizontal à la cote 213 m NGF.

### 3.3.3 Les consignes d'exécution

Ces précautions et spécifications particulières d'exécution sont édictées sommairement ci-après:

- Mise en œuvre des matériaux de la nouvelle recharge aval à une teneur en eau comprise entre  $W_{opt} - 1 \%$  et  $W_{opt} + 2 \%$ .
- Contrôle en temps réel de la pression interne du barrage initial par l'exploitation régulière de 9 cellules CPI installées en phase préparatoire. La fréquence d'acquisition de ces données est hebdomadaire jusqu'à ce que le remblai de la recharge atteigne la cote 212 NGF puis bihebdomadaire depuis cette cote.
- Limitation des cadences de montée du remblai aux valeurs suivantes :

par jour	par semaine	par mois
2 couches	3,00 m	8 m

### 3.3.4 Les consignes de mise en service

Pour la mise en eau, il a été demandé par le CTPB-OH une vitesse de remplissage progressive sur 3 années.

## 4. LES OBSERVATIONS EN PHASE EXECUTION

### 4.1 Evolution des pressions interstitielles lors du chargement

#### 4.1.1 Adaptation du dispositif d'auscultation

En phase préparatoire à la montée des nouveaux remblais, il a été procédé à l'adaptation du réseau d'acquisition des mesures afin de rapidement protéger le dispositif des travaux de terrassement. Ces travaux soignés ont consisté :

- Terrassement soigné pour dégager les têtes et le câble ;
- Réalisation de raccords étanches avec connecteurs fil à fil spéciaux de marque 3M, le tout installé dans une boîte de jonction remplie de résine ;
- la mise en place d'un câble renforcé (câble Nexans type instrumentation) dans une tranchée. La pose intègre 10% de mou pour limiter les tractions du câble lors des déformations du remblai, un lit de pose en sable intercepté par des bouchons d'argile tous les 10 m. Cet acheminement préalable aux travaux de terrassement « Grande masse » ;
- Mise en place en galerie d'un boîtier centralisé avec sélecteur de voie permettant les mesures manuelles

#### 4.1.2 Observations

On a observé rapidement le développement des pressions sur la plupart des capteurs dès que ces derniers se trouvaient dans la zone d'influence du chargement.

Le suivi a compris:

- l'évolution des valeurs de pression interstitielle ainsi que la montée des remblais ;
- l'estimation des  $ru$  respectifs avec comparaison des  $ru$  retenus dans les hypothèses de calcul

On présente le premier graphe  $u = f(t)$  associé à la cote du nouveau remblai, où  $u$  est la valeur de pression lue (Fig. 8).

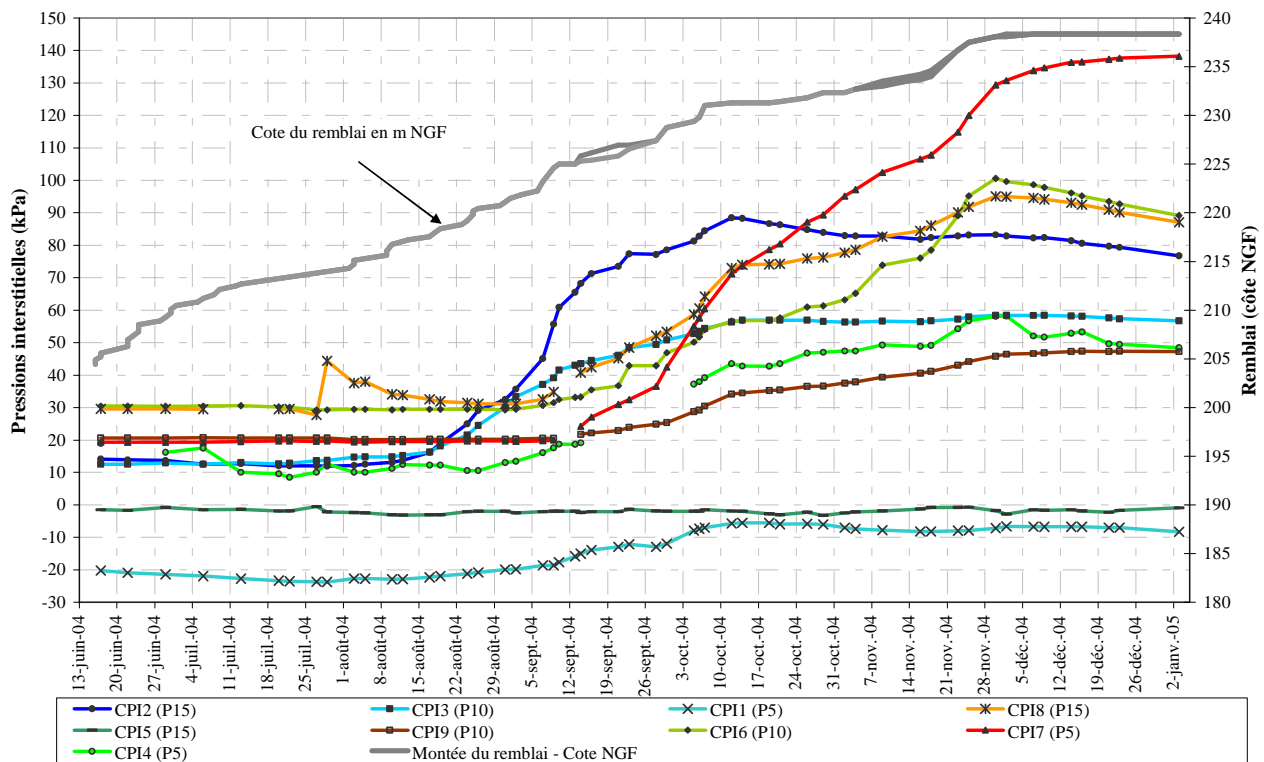


Figure 8 : Evolution de valeurs de pression interstitielle en fonction du temps  
Indication de la cote de montée de la recharge aval

On note une tendance à l'évolution plus ou moins marquée des pressions liée à la montée des remblais. Cette évolution est associée, pour certain capteur, à une sensibilité accrue à la vitesse de la montée du remblai se traduisant par une inflexion ou stabilisation des pressions lors des arrêts de remblaiement (exemple sur capteur n°2).

Le développement des pressions interstitielles est fonction du degré de saturation  $S_r$  et fonction de la position de la zone sollicitée en regard des éléments facilitant la dissipation : couche sableuse d'interface. [2] indique que la teneur en eau initiale joue un rôle déterminant dans le développement des pressions interstitielles. Au-delà de  $S_r = 96\%$ , on observe un accroissement rapide des pressions.

Pour l'analyse du développement des pressions et le suivi de la sûreté de l'ouvrage, il a été établi le graphe  $ru = f(t)$  avec  $ru = \Delta u / \gamma \cdot h$  [graphe 3] où  $\Delta u$  est la variation de pression observée depuis le début de la mise en remblai,  $\gamma \cdot h$  correspond à la surcharge créée par le nouveau remblai avec  $\gamma = 21,5 \text{ kN/m}^3$  (valeur issue des résultats des contrôles du nouveau remblai).

En regard aux valeurs de  $ru$  retenues dans les calculs de stabilité (cas des valeurs moyennes :  $ru_{inf} = 0.4$  et  $ru_{sup} = 0.2$ ), les valeurs observées sont restées inférieures aux valeurs moyennes retenues comme hypothèses dans les calculs de stabilité. Néanmoins, de par la sensibilité des réponses aux sollicitations, le suivi du respect des vitesses de montée du remblai tel que définies au marché a été renforcé avec l'anticipation de tout éventuel dérapage.

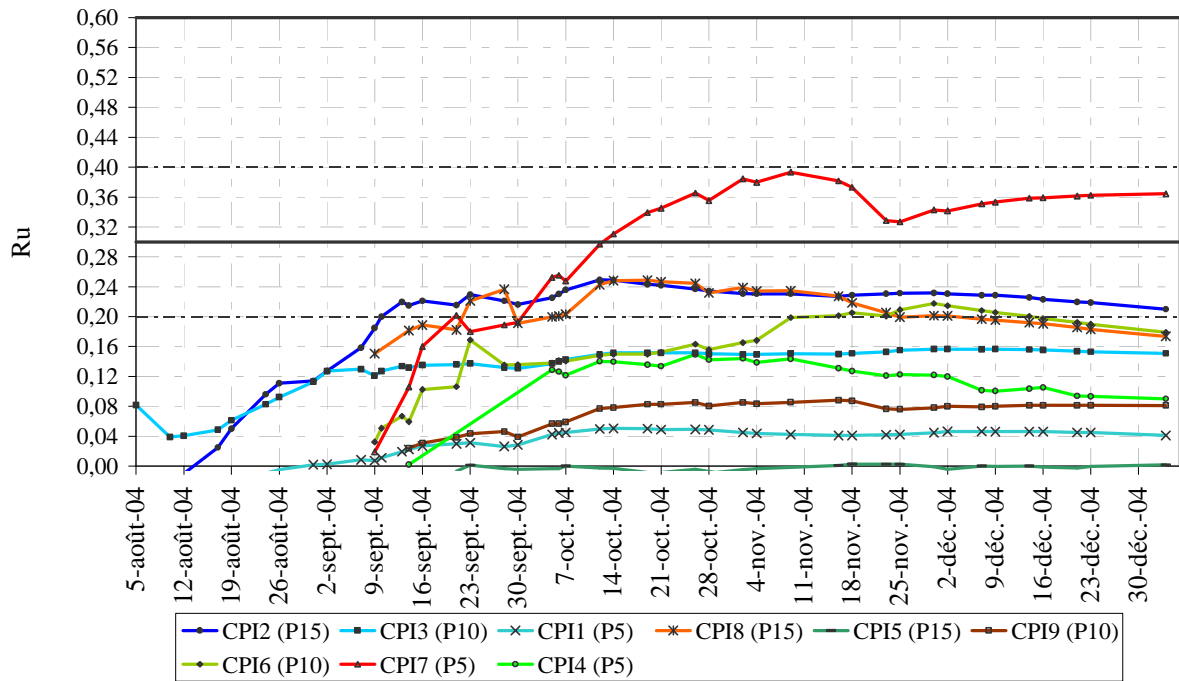


Figure 9: Evolution du coefficient ru en fonction du temps

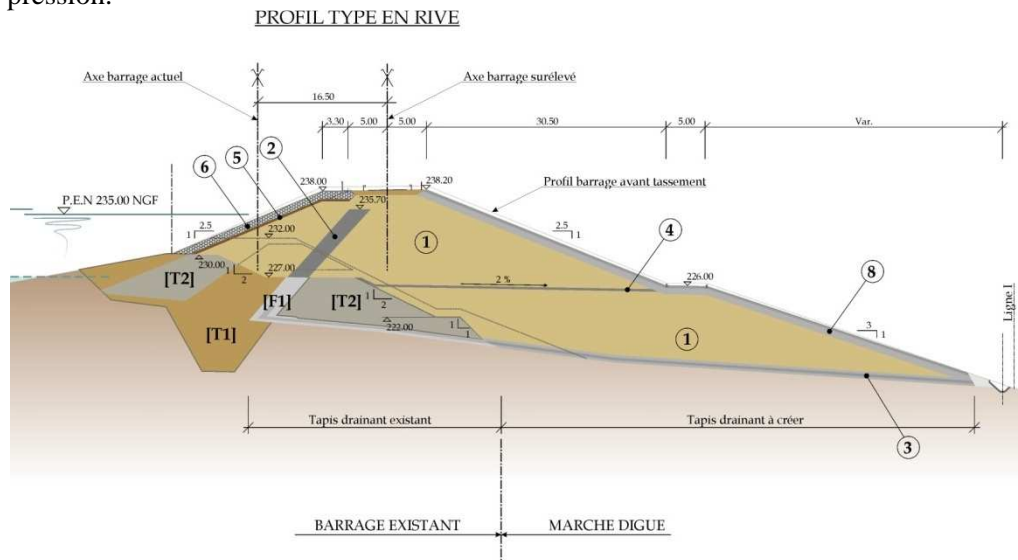
Quant aux valeurs de pressions, on a mis en parallèle les résultats issus d'une approche aux éléments finis du comportement du barrage et les observations [tableau 2].

	Valeurs calculées pour un profil central (P10)			Valeurs observées pour la cote considérée								
	Calcul plaxis Ganguise 2d			Cellules de pression								
	Localisation Points de mesure (Position sur la figure 4)			Profil P10 profil central			Profil P5 rive gauche			Profil P15 rive droite		
Cote remblai	A	B	C	3	6	9	1	4	7	2	5	8
213	5-10	-	-	0	0	0	-	0	0	0	0	-
218	40-50	10-20	10-20	5	0	0	-	2	0	5	0	2
227	60-70	50-60	50-60	36	12	3	8	10	13	63	0	19
232	50-60	90-100	70-80	44	30	16	14	28	68	71	0	46
238	60	120-130	70-80	46	70	25	13	39	110	65	0	65

Tableau 2: valeurs de pressions interstitielles observées pour des phases de chargement

On remarque des valeurs observées inférieures à celles obtenues lors des modélisations. Ces écarts peuvent provenir :

- De la prudence dans le choix des caractéristiques de sol pour les calculs ;
- De l'hétérogénéité relative des matériaux de la recharge aval tant au niveau des coefficients de perméabilité que de la teneur en eau initiale ;
- De l'extrapolation des résultats obtenus sur le profil central aux profils de rive (Fig. 7): les conditions aux limites peuvent être légèrement différentes et ainsi avoir une incidence sur les valeurs de pression.



- Quelques dysfonctionnements du dispositif :
  - o Dysfonctionnement de la cellule n°5 pouvant être lié à un défaut du capteur ;
  - o des réponses très amorties sur certains capteurs peuvent être liées à des défauts de saturation du sol encaissant,...

#### 4.2 Evolution des pressions interstitielles en phase de première mise en eau

Après une phase d'augmentation des pressions liée à la surcharge du remblai mis en place, les cellules de pressions observent toutes, une décroissance lente qui caractérise une dissipation progressive et continue des pressions à l'intérieur de la recharge (Fig. 9). Aucune influence du plan d'eau amont n'a pour l'instant été observée par ces mesures de pression interstitielle.

Au bout des 6 années de mise en eau progressive, il est observé que tous les appareils, excepté pour l'appareil CPI7, ont quasiment atteints un niveau de pression stable et d'une valeur équivalente à celle observée avant travaux. Pour l'appareil CPI7, la dissipation des pressions se poursuit lentement.



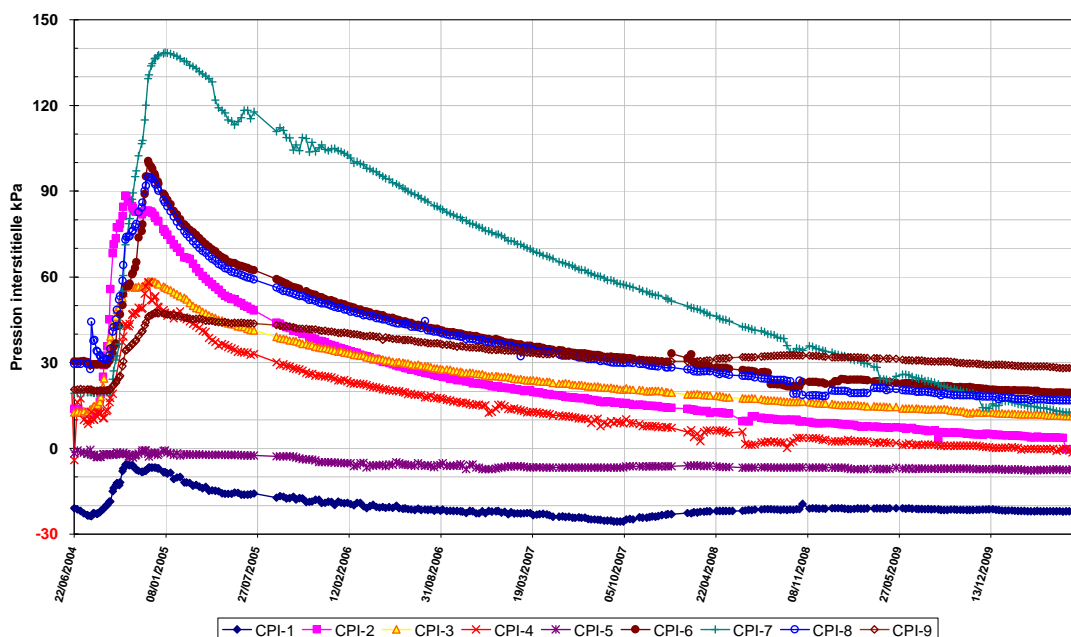


Figure 11 : Evolution de valeurs de pression interstitielle en fonction du temps

### 4.3 Bilan rétrospectif

Les capteurs à corde vibrante posés en petite chambre de mesure ont relativement bien fonctionnés avec des temps de réponse compatibles avec le type de suivi effectué.

Il apparaît en première approche que les hypothèses retenues pour évaluer la sécurité de l'ouvrage en fin de construction étaient prudentes, mais les observations ont montré que les ordres de grandeurs évalués pouvant très bien être atteints localement.

Si l'on se rapproche des analyses faites dans la littérature (Fig. 10) quant à l'influence du degré de saturation initiale sur l'évolution des pressions interstitielles sous l'effet du chargement, on peut expliquer l'évolution singulière du point de mesure CPI7 par un niveau de saturation initiale élevé. D'où l'intérêt avéré du respect de la vitesse de montée du chargement retenue en phase conception.

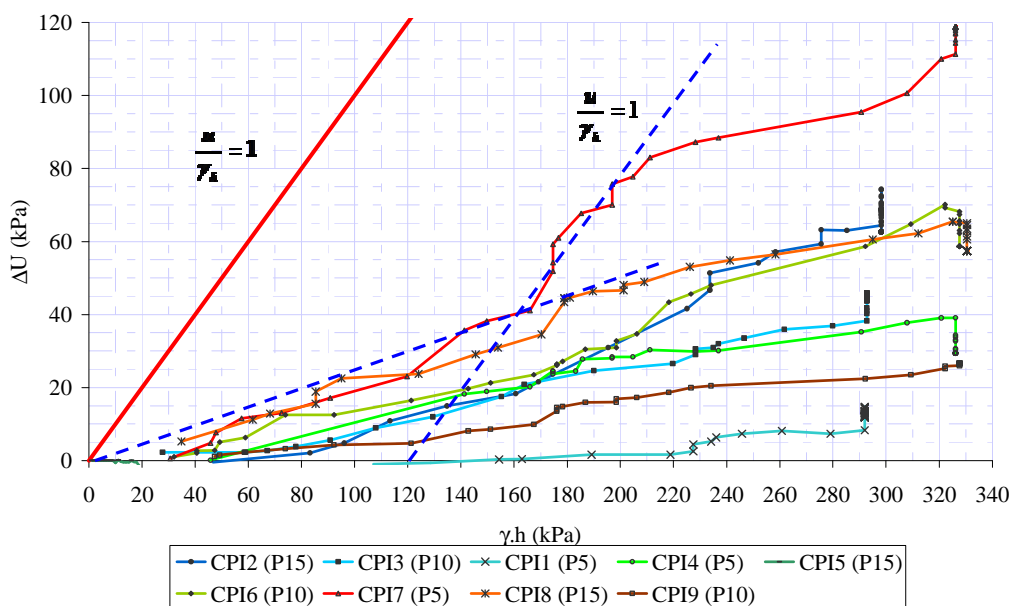


Figure 12: Evolution des pressions interstitielles observées en fonction de la surcharge

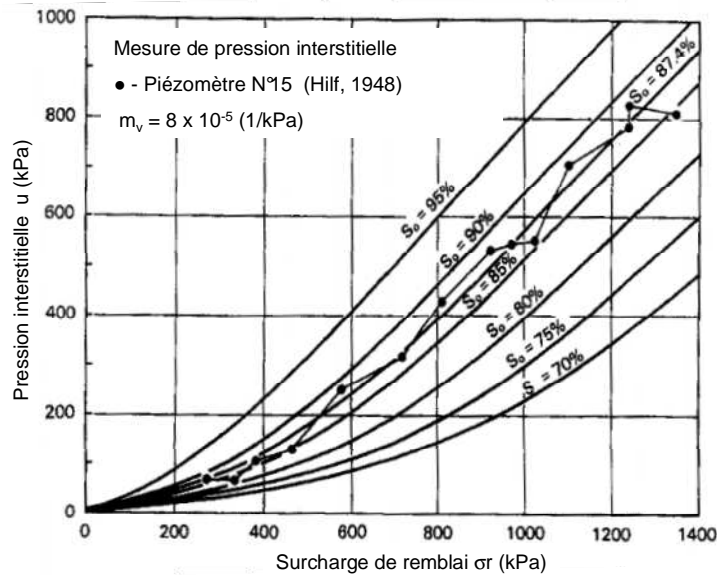


Figure 13 : Variation de la pression interstitielle pour différents degrés de saturation initiaux  $S_o$  en utilisant la méthode de Hilf [3]

Compte tenu des écarts constatés entre les valeurs de pression interstitielle calculées et celles observées, une approche rétrospective a été entreprise [1]. Elle a consisté à réaliser des modélisations paramétrées sur le modèle « éléments finis » initial. De manière synthétique, il apparaît que l'on évalue assez bien les valeurs maximales de pressions interstitielles. Par contre, la méthode retenue tend à sous évaluer le temps de dissipation. Néanmoins, cette approche permet de bien identifier les ordres de grandeurs de pressions inertielles et leur répartition, ce qui assiste le concepteur tant dans la définition du dispositif d'auscultation, que dans la justification de choix de paramètres de calcul.

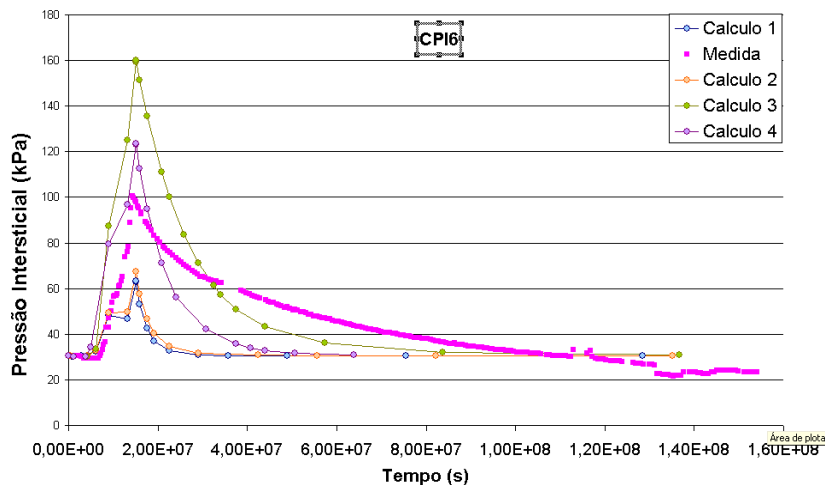


Figure 14 : Comparaison entre les mesures observées et les valeurs calculées paramétrées pour une des cellules [1]

## 5. LES CONCLUSIONS

Ces travaux nous ont rappelés l'intérêt indéniable d'une bonne connaissance du comportement de l'ouvrage de base servant de fondation lors d'interventions sur un barrage en terre existant. La connaissance porte certes sur la nature des matériaux, mais aussi sur les paramètres interagissant avec le développement des pressions interstitielles : la compacité du remblai, la teneur en eau influant sa réponse aux sollicitations et l'évaluation des paramètres spécifiques tel que  $\bar{B}$ .

Dans le cas du barrage de la Ganguise, les études ont permis une sensibilisation aux problématiques de sûreté de l'ouvrage au travers du développement des pressions interstitielles appréhendé à partir des essais de laboratoire et des modélisations aux éléments finis. Ainsi par anticipation, la définition de dispositif de surveillance et des contraintes de réalisation ont permis d'engager les travaux en maintenant en service l'ouvrage. Un réseau de cellules de pression interstitielles répond parfaitement à cet objectif.

Si le suivi en phase d'exécution nous a montré au travers du suivi que la sûreté de l'ouvrage vis-à-vis de la stabilité n'avait pas été engagée, il apparaît néanmoins que les choix retenus n'étaient pas superfétatoires. Une approche prudente est dictée notamment par la nature hétérogène des matériaux et des degrés de saturation initiaux élevés.

## RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Gisele Suhett Helmer, Katia Vanessa Bicalho & Eric Vuillermet (2010). *Análise e Modelização do Comportamento de Pressões Intersticiais em Barragens de Terra* - COBRAMSEG 2010 congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia geotécnica - Gramado (RS- Brazil) 17 a 22 de agosto de 2010
- [2] Daniel POULAIN (1993). Pressions interstitielles de construction dans les barrages homogènes en matériaux argileux humides – Thèse Université de Bordeaux
- [3] D.G. Fredlund , H.Rahardjo & T. Ng. (1999). *Effect of pore-air and negative pore-water pressures on stability at the end-of-construction* from the Proceedings, International Conference on Dam Engineering, Johor Bahru, Malaysia, January 12-13, 1993 pp 43-51 in The emergence of unsaturated soil mechanics, Fredlund volume, NRC RESEARCH PRESS