

LA FONDATION DU BARRAGE DE SIDI EL BARRAK (TUNISIE)

BLANCHIN Marc¹, MICHALSKI Edmond.R.¹, DEQUIDT Olivier² et GIAFFERI Jean-Louis³

¹BRGM/ANTEA BP 6119 Orléans cedex 2 m.blanchin@antea.brgm.fr e.michalski@antea.brgm.fr

²EDF CIH Savoie Technolac 73373 Le Bourget du Lac Cedex olivier.dequidt@edf.fr

³EDF TEGG 905 avenue du Camp de Menthe 13097 Aix-en-Provence cedex 2 jean-louis.giafferi@edf.fr

RESUME : La fondation difficile du barrage de Sidi El Barrak, a nécessité un important programme de reconnaissances complémentaires suite aux recommandations du Groupement BRGM/EDF, de façon à mieux préciser la géométrie, la nature géologique et les caractéristiques géotechniques et hydrogéologiques des terrains de fondation, en particulier du remplissage fortement compressible d'alluvions fines de la partie centrale de l'oued. Il s'en est suivi, de 1994 à 1998 une modification importante des travaux d'amélioration de la fondation: compactage par vibro-flottation sur une profondeur d'une dizaine de mètres pour obtenir une densité relative d'au moins 70%, en regard des risques de liquéfaction et de tassement des ouvrages, modification de la géométrie et de la profondeur de la paroi plastique portée jusqu'à 70 m assurant ainsi une coupure complète, compte tenu du risque de fuites préjudiciable à l'économie du projet et du risque d'érosion interne dans la fondation.

MOTS-CLEFS : barrage en remblais, tassement, érosion interne, liquéfaction, vibro-compactage, paroi plastique.

ABSTRACT : BRGM/EDF recommended a considerable and complementary geotechnical survey to investigate the complex soft foundation of Sidi El Barrak dam, to precise the geological, geotechnical and hydrogeological conditions. Especially the fine soils in the central part of the valley and the left side were considerably compressible. The main results of these studies were to propose in 1994 to reinforce the soils by vibroflotation method on 10 meters in depth to obtain a relative density more than 70% , to avoid liquefaction and major settlement. Also the plastic concrete cut-off wall was deepened to 70 meters to block completely the underground waterflow to avoid the uneconomical seepage and the piping effect in the foundation.

KEY-WORDS : earth dam, settlement, piping, liquefaction, vibroflotation process, plastic concrete cut-off wall.

1. Introduction

Le barrage de Sidi El Barrak est un barrage en remblais de 28m de hauteur sur terrain naturel. Il est situé sur l'oued Zouara à 2 km de son embouchure sur la côte méditerranéenne au Nord-Ouest de la Tunisie, à quelques kilomètres à l'Est de la ville de Tabarka. D'une longueur en crête de 595 m, il crée une retenue de 264 millions de m³ en vue d'alimenter en eau potable la région de Tunis et du Cap Bon. Il comprend, en rive gauche un évacuateur à seuil libre d'une capacité d'évacuation de 2

553 m³/s et, au pied de cette rive, une tour de prise associée à une galerie de vidange de fond pouvant transiter 110 m³/s et posée au contact du remblai et de la fondation meuble.

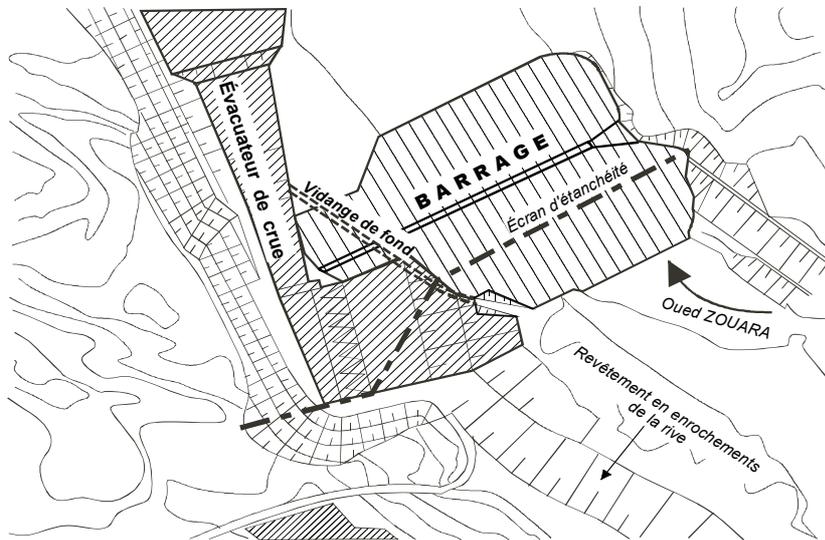


Figure 1 Vue en plan des ouvrages (Echelle 1/10 000°)

La fondation difficile de cet ouvrage avait conduit la Direction Générale des Barrages du Ministère de l'Agriculture tunisien à confier au Groupement BRGM/EDF en 1990 une mission d'assistance technique globale incluant une mission d'expertise des études antérieures et le suivi des travaux de traitement de la fondation.

Dans un premier temps, une analyse des études antérieures réalisées par le bureau d'études ukrainien UKRGUIPROVODKHOZ, a été faite. Il s'en est suivi un important programme de reconnaissances complémentaires de façon à mieux préciser la géométrie, la nature géologique et les caractéristiques géotechniques et hydrogéologiques des terrains de fondation, en particulier du remplissage d'alluvions fines de la partie centrale de l'oued, fortement compressible.

Ces reconnaissances et études ont conduit, tout en conservant l'essentiel de la conception des ouvrages, à recommander :

- la prise en compte, pour les études de stabilité, d'un niveau sismique avec une accélération horizontale de 0,15 g,
- un compactage de la fondation par vibro-flottation sur une profondeur d'une dizaine de mètres pour obtenir une densité relative d'au moins 70%, en regard des risques i) de liquéfaction des alluvions sableuses, ii) de tassement des ouvrages de prise et de vidange (tassements supérieurs au mètre), iii) de comportement de la partie supérieure de la fondation.
- la modification de la géométrie et de la profondeur de la paroi plastique (profondeur maximale portée jusqu'à 70 m) assurant ainsi une coupure complète, compte tenu des risques de fuites importantes, préjudiciables à l'économie du projet, et d'érosion interne dans la fondation,
- le renforcement du drainage du pied aval de la digue.

Les travaux de construction du barrage ont été réalisés à partir de 1994 par l'entreprise yougoslave HIDROTECHNICA, avec comme sous traitant KELLER (Allemagne) pour la vibro-flottation et RODIO (Italie) pour la paroi d'étanchéité en béton plastique.

2. Géologie du site

L'oued Zouara entaille le chaînon Noualé Hab El Kebir appartenant au massif des Khroumiries. La zone du barrage de Sidi El Barrak est formée de terrains quaternaires, néogènes et paléogènes.

Le substratum oligocène est constitué de bancs gréseux et de marnes argileuses visibles en rive droite. La rive gauche est occupée par des dépôts mio-pliocènes formés de sables graveleux hétérogènes à passées argileuses reposant sur les formations oligocènes. Ils sont surmontés par des dépôts dunaires de sables plus ou moins gréseux ; le tout est recouvert par des sables éoliens actuels.

Les différents terrains sont regroupés en 7 classes en fonction de leur nature et origine :

- les terrains éoliens formés de sables fins à moyens, homogènes, de couleurs jaune à brun, se déplaçant fréquemment sous l'action du vent, avec une vitesse approximative de 10 m/an ;
- les formations de pentes dans lesquelles les formations actuelles sont constituées de sables à débris de grès, de sables grossiers hétérogènes, de sables moyens homogènes de type éolien et de limons sableux à débris de grès. Les formations de pente anciennes se présentent sous forme de blocs de grès siliceux durs, fracturés ou de grès à ciment calcaire friable mélangé avec de l'argile brune verte. Elles peuvent être également constituées d'argile à éléments gréseux ;
- les terrains alluvionnaires qui constituent des dépôts de remplissage du fond de la vallée. Dans les 15 à 20 premiers mètres, ce sont des sables alluvionnaires, homogènes, très uniformes et lenticulaires, à granulométrie moyenne, très serrée et de couleur jaune-beige ;
- les terrains fluvio-lacustres constitués d'argiles noires lacustres finement litées, de sables limoneux, de limons et/ou argiles sableux gris foncés avec quelques lentilles de sables fins à moyens, homogènes. Ces formations se présentent sous forme de dépôts lenticulaires d'extension décimétrique discontinue avec variations latérales de faciès ;
- les terrains dunaires du Quaternaire ancien formés par des sables éoliens appartenant à des dunes littorales anciennes à structure entrecroisée. Ces sables sont parfois recouverts par des sables éoliens actuels ;
- les terrains miocènes continentaux formés de sables grésifiés en bancs centimétriques, de sables à petites concrétions grésifiées avec parfois quelques petits graviers et galets d'argiles noire à brune, raide ;
- le substratum Oligocène constitué par des marnes brun-vert, grisâtres avec des intercalations de bancs décimétriques de grès siliceux durs compacts et/ou de grès à ciment friable.

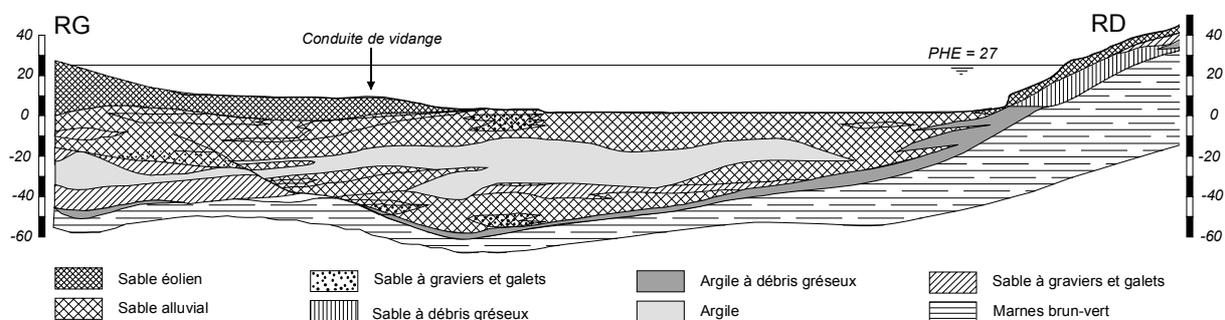


Figure 2 Coupe géologique transversale à l'oued (Echelle 1/2000°)

Problème des tassements et du comportement mécanique statique des ouvrages

Les calculs statiques ont été effectués en prenant en compte les paramètres issus des essais in situ (pressiomètres), mais également ceux, plus pénalisants, issus des essais de laboratoire (oedomètres et triaxiaux) ; trois lois de comportement mécanique des matériaux ont été également étudiées (une loi élastique et les lois élasto-plastiques de HUJEUX et de DRUCKER-PRAGER) et deux codes de calcul ont été utilisés (GEFDYN et Z. SOIL).

Ces différents calculs fixent ainsi l'enveloppe des tassements prévisibles en fin de mise en eau ; ceux-ci peuvent être résumés comme suit :

- en tête de paroi, compris entre 1,10 m et 0,40 m selon les hypothèses,
- au droit de la tour de vannage, compris entre 1,20 m et 0,60 m selon les hypothèses, mais avec des tassements différentiels compris entre 5 et 22 cm selon que les hypothèses considérées proviennent des essais pressiométriques ou des essais de laboratoire,
- sous l'axe du barrage, de l'ordre de 1,10 m au droit du profil central et compris entre 0,90 m et 0,70 m au droit de la vidange de fond.

Les calculs effectués avec GEFDYN montrent que les déplacements horizontaux, après construction, sont limités à 0,15m. Les déformations moyennes de cisaillement apparaissent faibles.

Les tassements maximaux, absolus et différentiels, susceptibles de se produire, et dus en grande partie à la faible compacité des formations sableuses superficielles, sont importants voire inadmissibles pour certains ouvrages sensibles.

Les essais pressiométriques, ainsi que les essais SPT avaient conduit à distinguer deux catégories de couches de sable dans la zone de l'Oued, situées de part et d'autre d'une profondeur moyenne de

15 m :

- les sables situés à moins de 15 m de profondeur, donc en général au-dessus des faciès argilo-sableux,
- les sables situés à plus de 15 m de profondeur, présentant des caractéristiques pressiométriques moyennes plus importantes.

L'analyse de l'essai cross-hole a permis de mettre en évidence des raideurs variant de 1 à 3 sur une distance de 1 mètre. D'autre part l'analyse des essais de laboratoire confirme bien l'alternance de couches d'argiles surconsolidées et d'argiles organiques molles dans les 25 premiers mètres. Ainsi le rapport des modules dynamiques varie de 4 à 2,5 pour une contrainte de confinement variant de 0,1 à 1 MPa entre l'argile organique à 18,50 m et l'argile sableuse à 24,70 m de profondeur.

Pour la zone de paroi plastique, malgré les résultats rassurants obtenus par calcul, il est apparu prudent de considérer en moyenne les 15 premiers mètres (c'est à dire jusqu'au toit du niveau argileux intermédiaire), comme une zone aux alternances de rigidité importantes, sollicitant assez fortement la paroi.

L'ensemble des données disponibles a conduit à recommander :

- *de densifier la fondation au droit de la paroi plastique* sur une profondeur de 15 m avec une extension amont-aval de part et d'autre de son axe de 10 m (soit une largeur totale de 20 m).

La technique d'amélioration de sol par vibro-flottation devait permettre d'accroître la densité relative des horizons sableux à une valeur minimale de 70%, alors que celle-ci, à l'état naturel, est souvent comprise entre 50 et 55%.

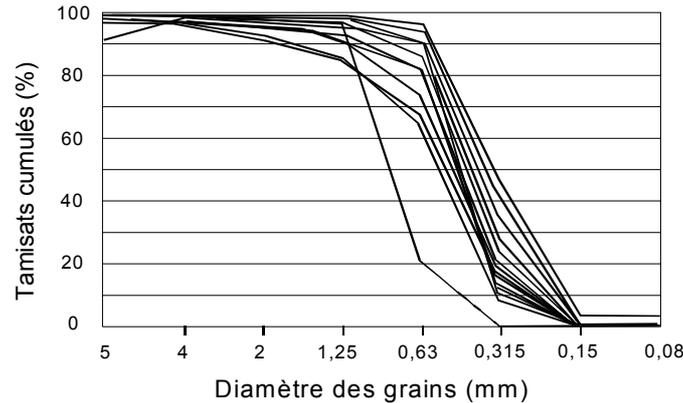


Figure 4 Fuseau granulométrique des terrains sableux de la fondation

- de densifier la fondation de la vidange de fond et de la tour de vannage sur une profondeur de 15 m et avec une extension de part et d'autre de l'axe de 6 m, soit une largeur totale de 12 m, en vue de réduire les tassements différentiels.

Il était recommandé également un traitement renforcé au droit de la tour de vannage (il s'agit d'apport de matériau plus grossier de type gravier).

- de densifier également certains points sensibles vis-à-vis du risque de liquéfaction en cas de séisme.

L'étude du risque de liquéfaction sous sollicitations dynamiques, après une analyse simplifiée à partir des résultats des sondages SPT, a été menée au moyen du code FLUSH, à partir de données issues des calculs statiques ; cette étude a été paramétrée en faisant varier le spectre du séisme de référence et les courbes d'atténuation et d'amortissement des modules de cisaillement, issues des essais dynamiques de laboratoire et in situ « cross-hole ».

Du fait même du niveau sismique modéré retenu pour le site ($I_0 = VII$, accélération = 0,15 g), les risques de liquéfaction, préjudiciables à la stabilité de l'ouvrage sont limités :

- à la zone de fondation située à l'amont de l'entonnement de la galerie de vidange de fond ; dans cette zone le traitement préconisé pour limiter les tassements, tel que défini au paragraphe précédent, contribuera également à éviter les risques de liquéfaction,
- à la zone de fondation située sous le pied aval du barrage qui devra donc faire l'objet d'un traitement d'amélioration de la compacité, sur une profondeur minimale de 10 m, avec une extension latérale de part et d'autre du raccordement du pied du talus avec le terrain naturel, de 10 m à l'amont et 20 m à l'aval.

Les calculs de liquéfaction effectués à titre de vérification ont montré que 60 % de densité relative représente le seuil de liquéfaction. Avec 70 % de densité relative, on note l'absence de liquéfaction.

La réalisation de planches d'essais (figure 5) devait permettre entre autres, de définir i) l'emprise exacte des zones à traiter, ii) du maillage entre forages de vibro-flottation, et iii) les critères de réception.

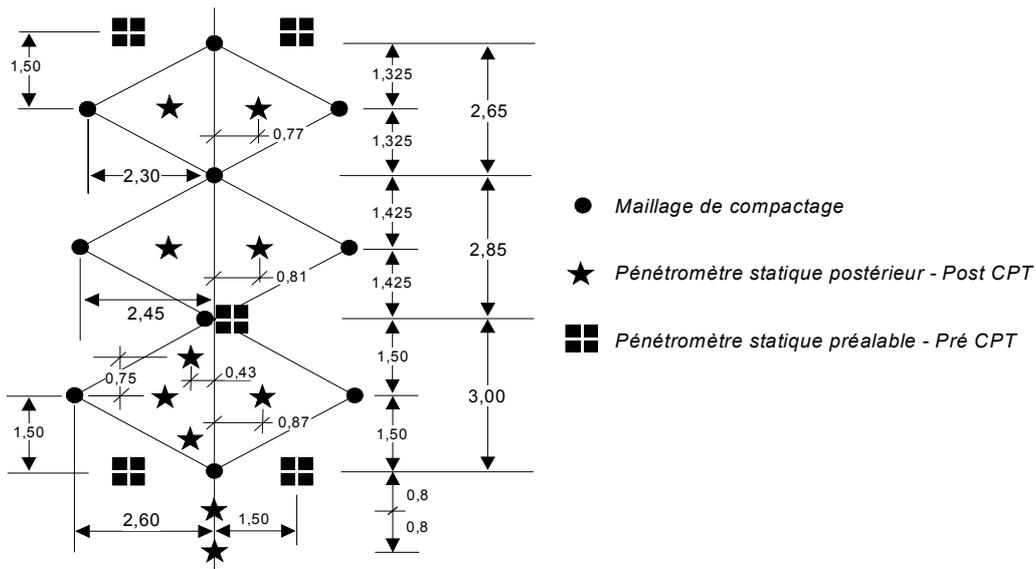


Figure 5 Schéma d'une planche d'essai (Echelle 1/150°)

4.2. Traitement de la fondation par vibro-flottation

La solution retenue par le Maître d'Ouvrage a été de généraliser le traitement de la fondation sur une profondeur uniforme de 10 m pour homogénéiser les tassements de la fondation du barrage et des ouvrages annexes. Le traitement a également été étendu à l'ensemble des sables hors nappe présents en rive gauche à l'amont des ouvrages.

La zone à densifier a été subdivisée en 45 éléments. A l'intérieur de chaque élément un maillage triangulaire est adopté pour le traitement avec des distances de 2,94 m et 2,5 m entre les points de compactage.

Au total, plus de 2 millions de m³ de terrain ont été traités par vibro-flottation.

Les travaux de traitement ont commencé en janvier 1996 et ont été achevés début 1998. Ils ont été réalisés par l'entreprise Keller au moyen de 2 équipements. Ceux-ci ont permis de passer d'une densité relative de 50 % en moyenne à une densité relative supérieure ou égale à 70 %.

La première phase de chantier a permis de mettre au point, de compléter et de préciser :

- la procédure de reconnaissance préalable des terrains, c'est à dire avant traitement (essais CPT, avec quelques essais SPT, ainsi que des essais en laboratoire : granulométrie et indice de densité),
- les modalités pratiques d'exécution (humidification préalable, maillage triangulaire, remontée de l'aiguille vibrante, injection d'eau, apport de sable),
- la procédure de contrôle d'exécution (topographie globale par secteur ; essais CPT, avec quelques essais SPT - réalisés au moins 10 jours après le vibro-compactage ; analyse de l'enregistrement de l'intensité limite du courant d'alimentation du vibreur, durée des paliers de remontée du vibreur, constats visuels),
- les modalités de réception du vibro-compactage (définition des sols densifiables ou non, établissement des courbes de référence CPT
 - qc (résistance de pointe) et FR (friction ratio) en fonction de la profondeur, pour les divers types de sables ; élaboration des critères de réception,

- comparaison CPT de contrôle / CPT de référence ; procédure à suivre en cas de non-conformité).

Evaluation de l'efficacité du vibro-compactage par l'essai CPT

Pour contrôler l'efficacité du vibro-compactage à partir des résultats des essais pénétrométriques, ces derniers sont comparés à des courbes de référence. Ces courbes représentent l'évolution des paramètres (le rapport de frottement, résistance en pointe et nombre de coups) enregistrés en fonction de la profondeur. Ces paramètres sont fonction de la compacité des matériaux, exprimée par la densité relative, des contraintes horizontales et verticales in situ, de la profondeur du niveau d'eau et de la profondeur de la couche considérée.

Schmertmann (1978a , in Seed 1983) a réalisé des essais de pénétration au cône sur des sables fins pour différentes densités relatives et en faisant varier la valeur de la contrainte effective verticale σ'_v et de la densité relative Dr :

$$q_c = C_0 (\sigma'_v)^{C_1} \text{Exp} \left(\frac{C_2 Dr \%}{100} \right) \quad (1) \qquad Dr (\%) = \left(\frac{1}{C_2} \right) \ln \left[\frac{q_c}{C_0 (\sigma'_v)^{C_1}} \right] 100 \% \quad (2)$$

Avec : $C_0 = 12,31$; $C_1 = 0,71$ et $C_2 = 2,91$

La courbe de référence peut être réalisée à partir des équations 1, ou 2. En fixant la densité relative à la valeur critique de 70 %, connaissant la répartition des contraintes in situ, on peut alors calculer une répartition de la résistance en pointe de référence. Le traçage de l'évolution de cette résistance en fonction de la profondeur donne la courbe de référence. Il suffit par la suite de comparer les valeurs de résistance mesurées à la courbe de référence pour conclure sur l'efficacité du processus. Les points qui se trouvent en dessous de la courbe de référence n'ont pas pu être compactés à la densité relative de 70 % requise.

Les caractéristiques du sable qui ont permis le calcul de la contrainte effective verticale ont été mesurées sur des échantillons intacts prélevés dans deux puits de 3 et 5 m de profondeur dans la maille B9. Pour les calculs, le poids volumique sec γ_d est de 17 kN / m³ et le poids volumique déjaugé γ' est de 11 kN / m³, et la nappe est à la cote - 1 NGT.

TABLEAU : Exemple d'évaluation du rendement du vibro-compactage par l'essai CPT.

CPT N°	% des points avec $q_{cavant} > q_{créf}$	% des points avec $q_{caprès} > q_{créf}$	% des points avec $FR > 1,5 \%$	Rendement d'amélioration
10	29,92	99,21	0,00	98,87
23	35,45	81,35	4,85	71,10
35	59,85	86,60	0,67	66,62
38	24,00	92,90	4,02	90,65
moyenne	37,30	90,00	2,40	84,00

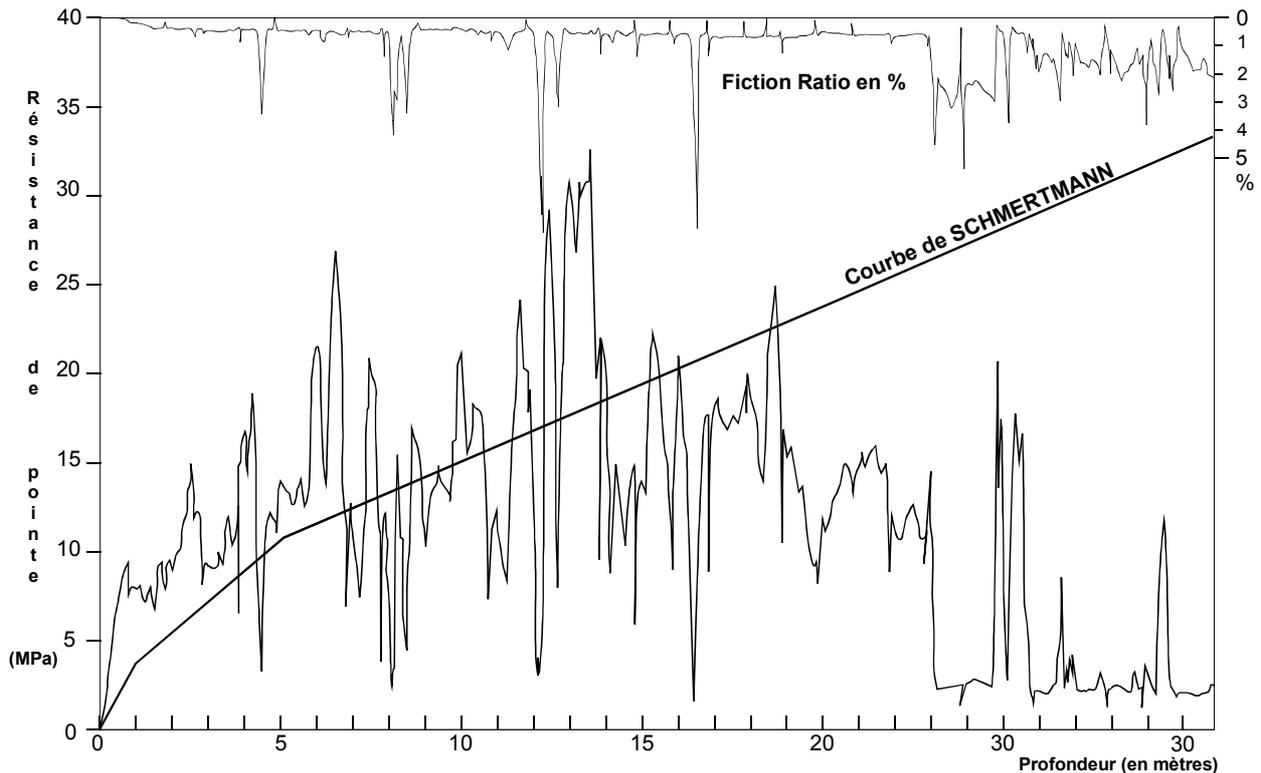


Figure 6 Résultat d'un pré CPT – comparaison avec la courbe de Schmertmann

Les constats faits lors du déroulement du chantier sont de plusieurs ordres :

- le vibro-compactage a été très efficace dans les couches de sables "propres" (jusqu'à $FR \leq 2\%$). Le tassement moyen est voisin de 6 %. Les résultats des CPT de contrôle s'améliorent avec le temps écoulé depuis le traitement ;
- du fait de la grande hétérogénéité des sols en fond de vallée, il a été parfois difficile d'apprécier l'efficacité du vibro-compactage et de corréler valeurs CPT de contrôle/nature du sol/efficacité du traitement. Par exemple, les couches de sable propre peuvent être polluées de fines limoneuses ou argileuses par le traitement lui-même ;
- en cas de non-conformité ou d'impossibilité de conclure à partir de l'examen des CPT préalables et des CPT de contrôles, il a été réalisé un traitement complémentaire entre les points de vibro-compactage et de nouveaux CPT ou SPT de contrôle ;
- les contraintes inhérentes à ce chantier n'ont pas permis d'implanter un appareillage de saisie automatique des données de vibro-compactage, ce qui a empêché une analyse statistique automatique en temps réel. D'autre part, la mission d'expertise BRGM/EDF ne concernant que les terrains de fondations, nous ne disposons pas des valeurs réelles de tassement qui auraient pu être mesurées à l'issue de la montée des remblais du barrage et de la mise en eau des ouvrages.

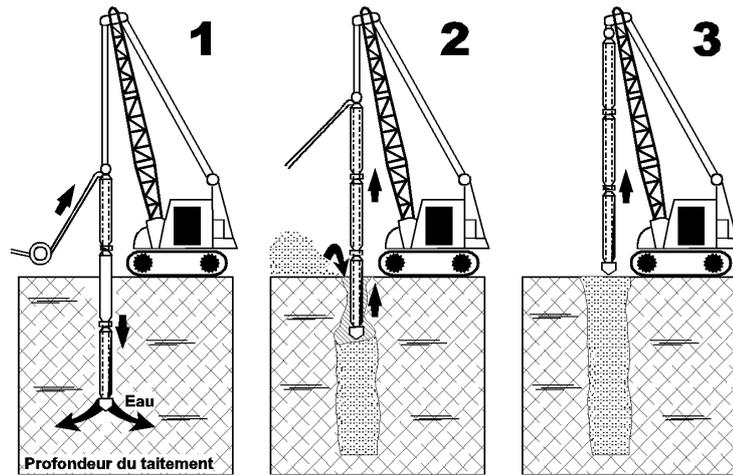


Figure 7 Méthode de vibro-flottation

5. Paroi plastique et drainage associé

5.1. Géométrie de la paroi

La réalisation d'une paroi plastique a visé à se prémunir des risques d'érosion interne, au-delà de la simple maîtrise des fuites. La complexité géologique de la fondation était telle que des incertitudes auraient toujours subsisté sur la continuité ou sur la non-continuité de l'horizon argileux et sur la communication entre les aquifères inférieur et supérieur .

Ces communications induisaient plusieurs risques :

- d'érosion au sein de la fondation, dangereuse dès lors que ce phénomène aurait affecté des horizons sableux,
- de claquage hydraulique,
- de "renard" sous le pied aval du barrage à moins de mettre en place un lourd dispositif de drainage vertical (puits de décharge) poursuivi jusqu'à 30 m de profondeur dont l'efficacité, donc la maintenance, devait être assurée en tous temps.

Les horizons perméables sableux situés au-dessus et au-dessous des terrains fluviolacustres, et dont les épaisseurs sont variables, ne sont pas dissociés d'un point de vue hydraulique ; des communications, à la faveur de relais sableux au sein de l'horizon intermédiaire, avaient été mises en évidence.

Cette configuration avait une incidence vis-à-vis des problèmes d'écoulement au sein de la fondation où des phénomènes d'érosion interne pouvaient se développer si des gradients élevés subsistaient, dans le cas d'une coupure étanche partielle.

Une étude des écoulements ayant un triple objectif a donc été réalisée:

- a) Etude des écoulements en fondation, et incidence de la profondeur de la paroi sur les débits de fuite et les risques d'érosion interne.
- b) Etude des écoulements en rive gauche, au droit de l'évacuateur et incidence de l'extension latérale de la paroi sur les débits de fuite et les sous-pressions sous l'évacuateur.
- c) Evaluation des débits de fuite globaux en intégrant les fuites au large en rive gauche.

Les principaux enseignements de ces études ont été les suivants :

- vis-à-vis du risque de "renard" en pied aval du barrage (dès lors que la paroi n'était pas descendue jusqu'au substratum et que des lentilles de sables piégées étaient présentes à l'aval), le coefficient de sécurité n'était supérieur à 1 que lorsqu'un réseau de drainage vertical était mis en œuvre. Dans ce cas, les drains auraient dû être descendus jusqu'à 30 m de profondeur, et pour être efficaces leur espacement devait être de l'ordre de 5 m,
- sauf dans le cas où la paroi était descendue jusqu'au substratum, les gradients hydrauliques étaient élevés en fondation d'où des risques localisés d'érosion interne en particulier dans les sables,
- le risque de claquage hydraulique au sein de la fondation n'était écarté que dans la mesure où un écoulement vertical était assuré entre les horizons aquifères supérieur et inférieur, ce qui confortait la nécessité d'un réseau de drainage vertical à l'aval. Bien évidemment, ce risque n'existait pas dans le cas d'une coupure totale.

Les résultats des reconnaissances par sondages carottés, sur le tracé de la paroi plastique, disponibles début juillet 1996, avaient mis en évidence des horizons sableux plus importants au niveau de l'horizon argileux intermédiaire, que n'avaient laissé supposer les reconnaissances d'avant-projet.

Compte tenu des risques d'érosion de la fondation, et du fait que la "fenêtre" laissée en place sous l'horizon argileux dans le cas d'une coupure partielle était relativement réduite (1515 m² sur un total de 34 600 m²), ce qui aurait représenté une économie négligeable dans la mesure où un lourd dispositif de drainage aurait été nécessaire à l'aval, il avait été décidé de poursuivre la paroi plastique jusqu'au substratum. Cette disposition permettait, outre l'absence de fuites en fondation, de s'affranchir de tout problème d'instabilité. Au pied aval du barrage, quelques drains verticaux de 15 et 20 m de profondeur, espacés de 20 m, ont été placés à titre de contrôle, complétant en cela le dispositif d'auscultation des ouvrages.

Il est certain que cette solution présentait l'inconvénient de stopper les écoulements d'eau douce à l'aval du barrage et de favoriser la remontée du coin d'eau salée dans le lit de l'Oued Zouera. Cet inconvénient était apparu acceptable, dans la mesure où la nappe n'était pas exploitée dans cette zone. Par ailleurs, les écoulements par contournement de l'évacuateur au large de la rive gauche (de l'ordre de 3 hm³/an avec une retenue constante à la cote 27 NGT) n'étaient pas interrompus et continuaient à alimenter les puits existants.

5.2. Réalisation de la paroi

La coupure étanche en mortier plastique d'une surface totale de 36 475 m² a été construite entre octobre 1996 et fin août 1997 par l'entreprise RODIO. La paroi assure une fermeture continue des niveaux perméables sur 625 m de longueur et jusqu'à une profondeur maximale de 70 m. Elle a été conçue pour s'adapter aux tassements de la fondation lors de la montée des remblais et de la mise en eau du barrage.

En rive droite, la paroi a pénétré de plus de 10 mètres dans le substratum rocheux ce qui a permis d'éviter la réalisation d'un voile d'étanchéité au-dessous du pied de la paroi pour le cas où, comme le prévoyait le projet, celui-ci aurait été nécessaire.

En rive gauche, l'extrémité de la paroi a été volontairement limitée au-delà de l'évacuateur de crues, les fuites par contournement ayant été prises en compte dans l'économie du projet.

Travaux préalables à l'excavation

Dans le but de déterminer les profondeurs théoriques à atteindre pour chaque panneau, une campagne de reconnaissance géologique a été réalisée le long du tracé de la paroi. Des sondages carottés pénétrant de 5 m dans le substratum imperméable et espacés au maximum de 20 m ont ainsi été réalisés à partir de mai 1996. En rive droite les sondages réalisés en mai 1997 ont été accompagnés d'essais d'eau Lefranc exécutés à l'avancement, de façon à vérifier la faible perméabilité du substratum.

La compacité des terrains ayant été améliorée préalablement par vibro-compactage, un parafouille en matériaux argileux d'environ 3 m d'épaisseur a ensuite été réalisé le long du tracé, de manière à ce que l'encastrement final supérieur de la paroi dans la recharge amont y soit d'au moins 2 m.

Des murets-guide distants de 0,90 m et d'une hauteur de 1 à 1,2 m ont ensuite été construits le long du tracé prévu de la paroi. Ils ont été enlevés après l'achèvement des travaux, en même temps que le premier mètre de paroi était recépé.

Séquence d'exécution de la paroi

La paroi a été réalisée en panneaux unitaires de longueur volontairement limitée :

- les panneaux primaires (5,80 à 6,60 m de longueur) étaient constitués de 2 passes de 2,40 m à chaque extrémité du panneau et d'une passe de longueur variable (1 à 1,80 m) en partie centrale du panneau ;
- les panneaux secondaires étaient constitués d'une seule passe de 2,40 m. Ils recoupaient les extrémités des panneaux primaires situés de part et d'autre sur une longueur de 30 à 70 cm. Cette longueur de recouvrement dépendait de la profondeur à atteindre. Elle était supérieure à 1% de la profondeur prévue par le projet.

L'ordre d'exécution des panneaux a été conduit en tenant compte de la date de bétonnage des panneaux déjà réalisés pour ne pas créer de décompression des terrains près d'un panneau récent où le mortier n'avait pas totalement fait prise (la durée considérée a été de 3 jours).

Au total 165 panneaux ont été réalisés.

Excavation par l'hydrofraise

L'excavation a été réalisée par une hydrofraise type HF 4000 – HYDROMILL. Le châssis était immobilisé par des vérins hydrauliques au droit de chaque passe à réaliser, repérée par un marquage des panneaux sur les murets-guides.

L'avancement était contrôlé tout au long de l'excavation en réglant la vitesse de rotation des tambours et la pression sur l'outil.

➤ La verticalité des panneaux était contrôlée sur l'axe rive droite-rive gauche et l'axe amont-aval au moyen à l'aide de trois méthodes :

- le système d'acquisition de verticalité à l'avancement AVARO, utilisé pour tous les panneaux et chaque passe excavée, permettant de déceler et de corriger les déviations en continu grâce aux données fournies à l'opérateur lors de l'excavation, avec des mesures tous les 10 à 20 cm dans les deux directions ;

- le contrôle de verticalité par pendule direct, utilisé dans un premier temps sur tous les panneaux, puis uniquement pour les panneaux secondaires, avec une mesure tous les 5 m dans la direction amont-aval ;
- le contrôle avec mesure en continu sur les deux directions avec l'appareil KODEN (pendule direct avec enregistrement de la distance des faces de l'excavation par rapport à la verticale) utilisé à partir de novembre 1996 sur les panneaux primaires, puis sur les derniers panneaux secondaires excavés en rive droite.

Les deux dernières méthodes étaient également utilisées pour contrôler les effets de vrillage.

- L'épaisseur minimale de 80 cm de la paroi était contrôlée à plusieurs stades en cours de réalisation :
 - après installation de chaque nouveau jeu de tambours, la largeur et l'épaisseur de l'outil excavateur étaient vérifiées ;
 - les contrôles par pendule direct et appareil KODEN ont également permis de s'assurer des dimensions de chaque passe excavée en largeur et en épaisseur ;
 - le contrôle de la remontée du mortier lors du bétonnage en fonction du volume coulé a fourni des données sur la variation d'épaisseur des panneaux.

L'épaisseur requise de 0,80 m a été respectée sur l'ensemble de la paroi. Seuls 7 panneaux sur 165 ont connu une sous-consommation de mortier au cours du bétonnage, la moyenne de celle-ci restant inférieure à 1,6%.

A noter que le panneau 11, où une sous-consommation anormale avait été constatée au droit d'une couche argileuse qui avait vraisemblablement flué, a été réexcavé sur une passe centrale afin de répondre au critère d'épaisseur de la coupure étanche.

- La profondeur exacte des panneaux, une fois l'excavation terminée, était relevée à l'aide d'un ruban gradué. Au préalable, pour chaque passe excavée, les prélèvements de terrain tous les mètres à la centrale de dessablage, à partir de 10 m au-dessus de la cote du projet, permettaient de définir précisément la profondeur du substratum imperméable. L'excavation était ensuite poursuivie jusqu'à cette profondeur (donnée à l'AVARO) + 2 m au minimum.

Pour 16 panneaux situés dans la partie centrale de l'oued, ni l'hydrofraise ni l'utilisation d'un trépan de 6 tonnes et d'une benne Kelly n'ont permis de franchir une couche de blocs de quartzites situées au toit des argilites et qui avait été mise en évidence lors de la campagne de reconnaissance géologique. Les essais d'eau Lugeon réalisés sur 6 panneaux ont montré que les blocs sont enrobés par une matrice argileuse étanche. Les injections de coulis ciment-bentonite exécutées sur des forages ont confirmé ce caractère imperméable, les volumes de coulis injectés correspondant au remplissage des trous d'injection.

En rive droite, les sondages carottés réalisés avaient mis en évidence la présence de nombreux bancs gréseux dans le substratum et par conséquent la nécessité d'utiliser un trépan plus lourd afin de faciliter leur excavation et d'atteindre les côtes prescrites. L'excavation des panneaux primaires a donc été effectuée avec une utilisation fréquente de la benne et d'un trépan de 7 tonnes en alternance avec l'hydrofraise. Lors de la réalisation des panneaux secondaires, l'excavation à l'hydrofraise a été poursuivie aussi profondément que possible afin d'éviter l'utilisation du trépan. Dans le cas où celle-ci s'est avérée nécessaire, la hauteur de chute du trépan a été limitée à 2 m pour ne pas provoquer de perturbation du mortier déjà mis en place dans les panneaux primaires adjacents. Ces mesures ont permis d'atteindre les cotes requises

sur l'ensemble des panneaux concernés, jusqu'à une profondeur proche de 70 m pour certains d'entre eux, et d'éviter un traitement par injection prévu initialement, avec cependant une durée de réalisation de chaque passe beaucoup plus importante que sur le reste de la paroi.

- La stabilité des fouilles pendant l'excavation était assurée par l'introduction dans la tranchée d'une suspension stable de bentonite circulant en continu entre le panneau et la centrale de dessablage. Le terrain excavé était aspiré avec de la boue par la pompe de l'hydrofraise et envoyé à la centrale de dessablage où la boue était régénérée puis renvoyée dans le panneau avec de la boue nouvelle (en provenance des silos) pour compenser les pertes et l'augmentation de volume de l'excavation. Le niveau de boue de bentonite était toujours maintenu le plus proche possible de la cote des murets-guide pour avoir la charge hydrostatique maximale sur les faces de la tranchée. La boue était confectionnée avec une bentonite algérienne (type INJ) présentant un indice de plasticité de 300% environ. Avec un dosage de base fixé à 5%, la viscosité a été supérieure ou égale à 32 secondes. La masse volumique de la boue neuve est restée comprise entre 1,02 et 1,16 g/cm³. Avant le bétonnage des panneaux, le recyclage de la boue était effectué jusqu'à ce que la masse volumique soit inférieure ou égale à 1,20 g/cm³ et la teneur en sable inférieure ou égale à 3,50%.

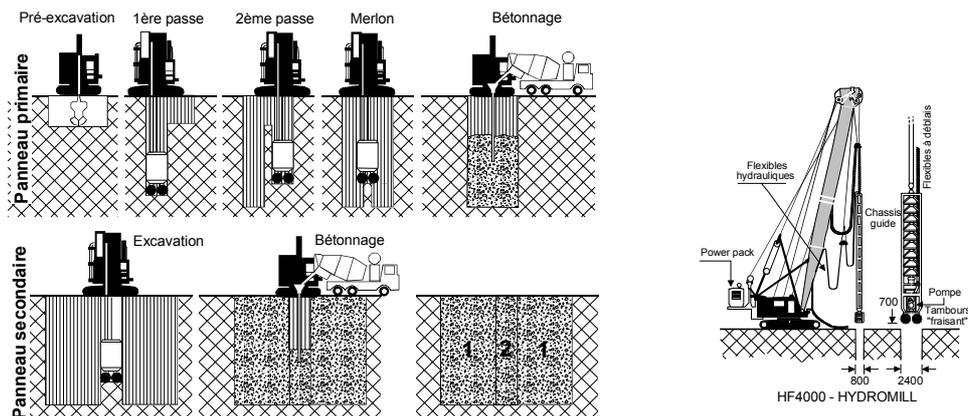


Figure 8 Procédé de construction de la paroi plastique

Bétonnage des panneaux

Après avoir atteint la profondeur finale d'excavation et avoir procédé aux différents contrôles, les opérations ont été conduites suivant le procédé du tube plongeur.

La mise en place du mortier était effectuée au moyen de colonnes de bétonnage descendues à moins de 50 cm du fond de la tranchée. Celles-ci étaient ensuite remontées au fur et à mesure de l'avancement du bétonnage tout en maintenant leurs extrémités inférieures au moins 2 m sous le niveau de séparation boue-mortier jusqu'à ce que le niveau supérieur du mortier atteigne la cote de la plate-forme de travail.

La composition en poids pour 1 m³ de mortier était de 85 kg de ciment CPA 55, 81 kg de bentonite, 1434 kg de sable (75% de sable naturel 0-1mm et 25% de sable concassé 0-5 mm) et 415 kg d'eau.

La principale caractéristique recherchée du mortier était une excellente déformabilité de façon à être la plus proche possible des terrains encaissants et éviter la fissuration de la paroi en particulier dans les horizons supérieurs, sous l'effet des tassements provoqués par le barrage et la retenue. La déformation D_p mesurée à l'appareil triaxial (essai consolidé-drainé sous $\sigma_3 = 0,2$ MPa à une vitesse

de 0,05 mm/mn) sur des échantillons moulés conservés dans des conditions satisfaisantes d'hygrométrie et de température, ainsi que sur des échantillons prélevés dans la paroi construite, a été de l'ordre de $6,5\% \pm 1,5\%$ à 90 jours, nettement au-dessus de l'objectif fixé ($5,5\% \pm 0,55\%$).

Les déformations à la rupture D_r sous $\sigma_3 = 0,2$ MPa sont en général de 1% supérieures à la valeur de D_p , ce qui était bien au delà de l'objectif fixé (D_r de 6 à 7%).

D'autre part, la faible perméabilité du mortier plastique, de l'ordre de $0,1 \times 10^{-8}$ m/s (soit 8 à 10 fois plus faible que la valeur spécifiée) a été confirmée tout au long du chantier.

Enfin, la résistance en compression simple à 28 jours, de l'ordre de 300 à 400 kPa a été suffisante pour permettre de commencer la montée des remblais deux semaines après le dernier bétonnage.

6. Conclusion

Suite aux reconnaissances complémentaires effectuées dans le cadre de l'expertise BRGM/EDF, les objectifs assignés pour l'amélioration des terrains de fondation du barrage de Sidi El Barraak par vibro-compactage ont été atteints. Il en est de même pour la paroi plastique dont les caractéristiques de perméabilité et de déformation ont été supérieures à celles fixées contractuellement.

7. Bibliographie

BRGM/EDF (collectif) : *Barrage de Sidi El Barrak- Assistance technique et supervision des travaux. Rapport d'expertise globale.* Juin 1991

BRGM/EDF (collectif) : *Barrage de Sidi El Barrak- Assistance technique et supervision des travaux. Rapports de suivi des travaux de fondation.* 1996-1997

ZAIRI M., ROUIS M.J., HELALI J.E. : *Evaluation de l'efficacité du vibro-comactage de la fondation du barrage de Sidi El Barrak-Tunisie-* Annales du Bâtiment et des Travaux Publics. Juillet-Août 1999

RODIO *Paroi plastique – Rapport final.* Janvier 1998

SCHMERTMANN J.H. (1978a) : *Guidelines for cone penetration performance and design.* Report N° FHWA-TS-78-209 U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC

SCHMERTMANN J.H. (1978b) : *Study of feasibility of using Wissa-type piezometer probe to identify liquefaction potential of saturated fine sand.* Technical report S-78-2 University of Florida

SEED H.B. (1983) : *Evaluation of the dynamic characteristics of sands by in-situ testing techniques.* Revue française de géotechnique N°23, 1983, pp 91-99