

RENFORCEMENT DE SOL PAR JET-GROUTING SOUS DIESELS D'ULTIME SECOURS DE LA CENTRALE NUCLEAIRE DE CHOOZ

SOIL REINFORCEMENT WITH JET-GROUTING UNDER ULTIMATE RESCUE DIESELS ON CHOOZ NUCLEAR POWER PLANT

Simon DEPINOIS¹

¹ *EDF / DIPNN CEIDRE TEGG / Service Géologie Géotechnique, Aix-en-Provence, France*

RÉSUMÉ – Sur le site de la centrale nucléaire de Chooz, EDF a fait réaliser un renforcement des sols de fondation sous les futurs bâtiments Diesels d'Ultimes Secours au titre du retour d'expérience Fukushima. Consistant en un confinement par maillage de voiles jet-grouting, ce renforcement inédit sur une centrale nucléaire en France vise à se prémunir du risque de liquéfaction sous séisme « au-delà du dimensionnement ».

ABSTRACT – On Chooz nuclear power plant, EDF has performed soil reinforcement works under to-be-built Ultimate Rescue Diesels buildings, in the context of Fukushima back-experience. Based on a network of jet-grouting walls for containment purpose, this reinforcement, which type has never been performed on French nuclear power plants, aims to prevent liquefaction phenomenon under “beyond design” earthquake.

1 Introduction

La technique du jet-grouting est fréquemment utilisée en travaux spéciaux, indifféremment pour renforcement et pour étanchéité des terrains, compte-tenu de la plage étendue de terrains pouvant être traités et de la diversité des géométries réalisables. Reposant sur le principe de déstructuration des sols par jet à haute pression associée à l'injection d'un coulis cimentaire, le jet-grouting permet notamment de constituer des éléments de mortier de sol rigides et potentiellement de forte inertie en fonction de leur géométrie.

C'est à ce titre que le jet-grouting fait partie des techniques mises en œuvre sur les chantiers EDF de renforcement des sols de fondation sous les nouveaux bâtiments des centrales nucléaires de production d'électricité (CNPE) existantes.

2 Contexte du projet DUS

Faisant suite à l'accident de Fukushima, EDF a engagé la conception et la construction de nouveaux bâtiments sur ses CNPE, dont les bâtiments diesels d'ultime secours, dits «bâtiments DUS». Ceux-ci visent à garantir la sûreté des installations face à des événements agresseurs « extrêmes », au-delà du dimensionnement usuel, en pérennisant l'alimentation électrique des tranches nucléaires en cas de défaillance des autres sources.

Pour le CNPE de Chooz (site 2 tranches 1450 MWe, Ardennes, France), ce sont deux bâtiments DUS qui sont à construire, à raison d'un par tranche. Pour ce site, les bâtiments se présentent sous la forme de bâtiments étroits et relativement élancés (H=22 m), fondés sur radier général (15 m x 24,1 m), sans plots parasismiques (Figure 1). Les deux bâtiments sont quasi-accolés, distants l'un de l'autre de seulement 2 m (bord à bord des radiers).

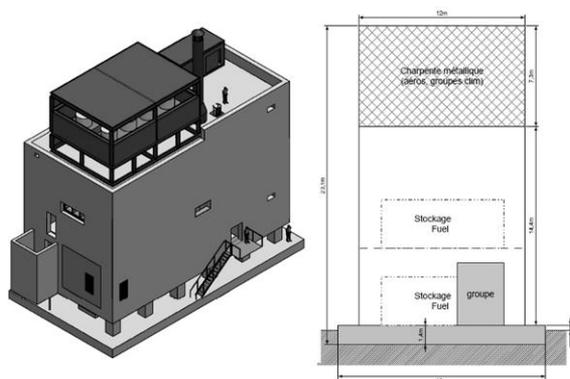


Figure 1 : Illustration des bâtiments DUS (à gauche sur appui parasismique ; à droite sur radier élargi)

3 Contexte géotechnique sous les DUS

La campagne d'investigation géotechnique a porté sur la zone d'implantation des deux DUS accolés ($S \approx 1200\text{m}^2$), ainsi que sur les liaisons VRD entre les DUS et les îlots nucléaires (210 ml). Cette campagne s'est composée de 3 sondages carottés SC (-12,3 à -30 m/plateforme PF du site), 4 sondages pressiométriques PMT (-11 à -17 m/PF), de 5 sondages au carottier battu SPT (-6,6 à -11,5 m/PF) et 5 puits à la pelle mécanique PM ($\approx -3,5$ m/PF). Le sondage carotté SC3 a été mis à profit pour réaliser un essai géophysique de type Down-Hole jusqu'à -30 m/PF, couplé à un profil de mesures MASW en surface (45 m de longueur env.). En complément, 5 sondages SPT ont également été réalisés sur le tracé des liaisons VRD (-9,2 à -14,0 m/PF). Enfin, des essais de laboratoire (identifications des sols et essais mécaniques) ont complété la campagne.

La campagne d'investigation a permis d'affiner la stratigraphie présumée sur la zone et de caractériser les différents horizons géotechniques mis à jour.

Ceux-ci sont successivement ;

- Des remblais hétérogènes (U0) de voirie, constitutifs de la plateforme du site, présents sur une épaisseur de 0,9 à 1,5 m ;
- Des limons sableux fins (U1a), à graves anguleuses, constitutifs de colluvions de versant entaillées par les terrassements de construction du CNPE. Cette formation est hétérogène et présente des passées purement sableuses fines, ou de grave et cailloux très crus. Elle est présente en épaisseur assez régulière, de 4,7 à 5,8 m ;
- Des alluvions sablo-graveleuses (U1b) légèrement limoneuses, très hétérogènes en faciès, et se rattachant à une terrasse alluviale ancienne de la Meuse, imbriquée dans les colluvions sus-jacentes. Cet horizon U1b n'a pu être distingué des colluvions que sous le DUS 1 ;
- Le substratum rocheux local (U2), constitué de schistes gréseux des grauweekes de Montigny, présentant un abaissement progressif de son toit dans l'axe transversal des DUS, avec une profondeur variant de -5,8 à -11,6 m/PF. Ce schiste est très fracturé en tête sur 4 à 6 m d'épaisseur, fracturation qui devient plus irrégulière en profondeur. Cette succession stratigraphique est illustrée en Figure 2.

Les essais in-situ pressiométriques et SPT ont montré une compacité globalement moyenne à bonne des horizons de fondation (cf. Figure 3), à l'exception :

- De niveaux de très faibles résistances au sein des colluvions limoneuses U1a, sur 2 m d'épaisseur sous le niveau d'ancrage du radier : N_{SPT} de 3 à 5, p_i^* de l'ordre de 0,3 MPa, et des essais pressiométriques inexploitable du fait du remaniement des forages et de la déformabilité de parois ;

➤ De quelques passés faiblement à moyennement denses au sein des colluvions U1a et alluvions sablo-graveleuses U1b, identifiées par les essais SPT ($N_{SPT} \approx 6$ à 15).

Les niveaux d'eau évalués dans les terrains, au sens de l'Eurocode 7 pour le Niveau Moyen Permanent (associé à $G_{k, w1}$) et le Niveau Variable Fréquent (associé à $Q_{k, w1EF}$), sont situés respectivement à -6,7 m/PF et -3,7 m/PF.

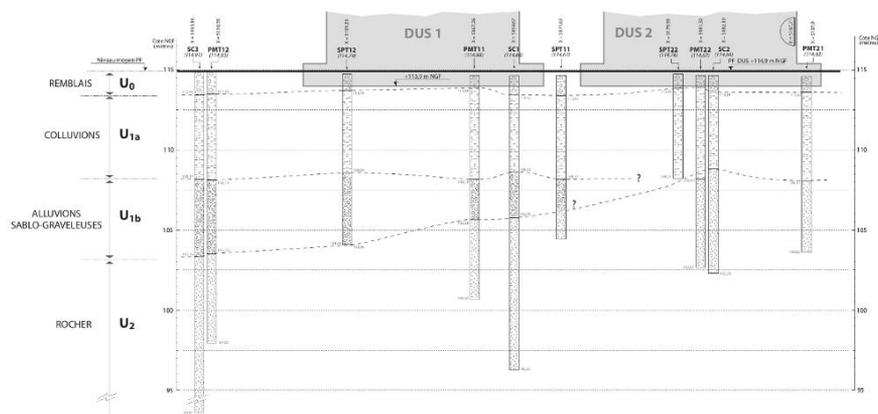


Figure 2 : Coupe stratigraphique transversale sous les DUS

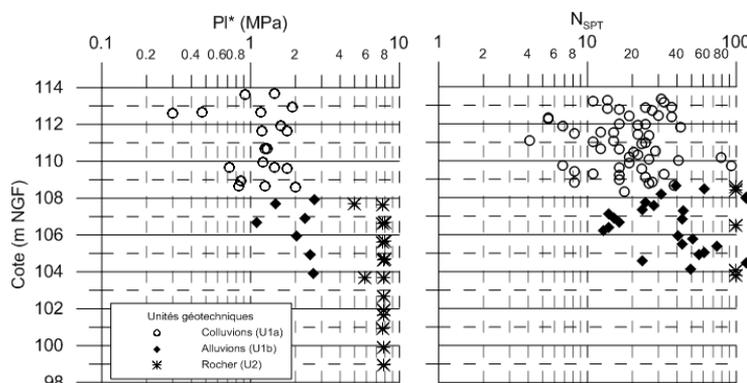


Figure 3 : Valeurs de pressions limites p_i^* et N_{SPT}

4 Eléments de choix pour le renforcement de sol

Au regard des hypothèses de dimensionnement (notamment sismiques), des caractéristiques du projet DUS et du modèle géotechnique établi sur la zone, les études de prédimensionnement ont préconisé le principe d'un renforcement de sol : ceci afin d'écartier tout risque de liquéfaction éventuelle tout en apportant des marges de dimensionnement supplémentaires, notamment sous situations sismiques.

Le principe de base envisagé repose sur le principe de confinement des terrains par un réseau de voiles verticaux (Figure 4), selon un principe déjà mis en œuvre par ailleurs dans le monde : Japon (Uchida et al., 2012), Martinique (Jeanty et al., 2013). Le principe est de limiter voire annuler l'apparition de pressions interstitielles dans les horizons liquéfiables par l'action des voiles d'inclusions : l'inertie beaucoup plus importante de ces voiles par rapport aux terrains encaissant limite fortement la génération de contraintes de cisaillement dans les sols, et de facto les surpressions interstitielles associées.

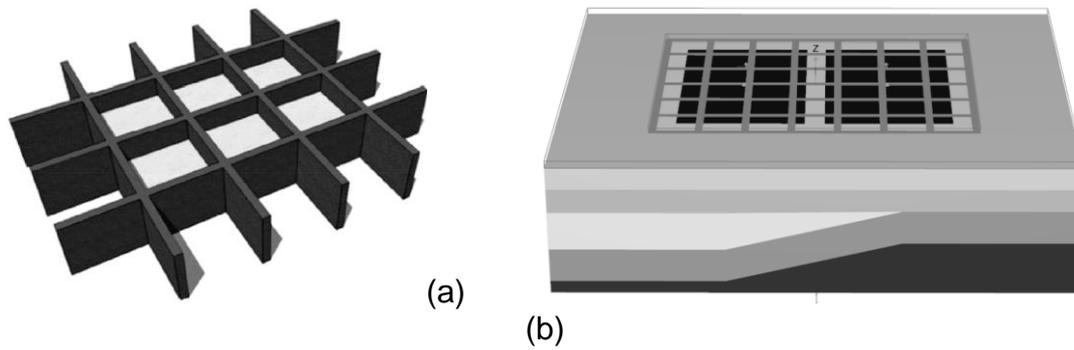


Figure 4 : Principe du confinement de sols par voiles (a), et modèles éléments finis 3D sous les radiers DUS accolés de Chooz (b)

Pour réaliser ces voiles et leur garantir une inertie suffisante, la technique retenue pour le site de Chooz est la réalisation de colonnes sécantes, exécutées par méthode jet-grouting. Cette technique permet de s'adapter à l'hétérogénéité des terrains reconnus sous les DUS, en nature et en compacité : franchissement des points durs identifiés, ancrage au rocher, homogénéité de la qualité du mortier de sol constitué de limons ou d'alluvions, et traitement des niveaux de très faible compacité.

Le marché a été confié à l'entreprise Keller Fondations Spéciales, incluant études de conception et dimensionnement définitif du renforcement (y compris matelas de répartition entre têtes de colonnes et radier).

5 Dimensionnements du maillage jet-grouting

5.1 Traitement du risque de liquéfaction

La vérification de la non-liquéfaction après renforcement a été menée par Keller sur la base de la méthodologie proposée par N'Guyen (N'Guyen et al., 2011).

Le risque de liquéfaction est dans un premier temps évalué selon la méthode NCEER (Youd et Idriss, 1997), par laquelle est estimé un facteur de sécurité à la liquéfaction F_{Si} avant renforcement. L'approche de N'Guyen permet d'évaluer un facteur de réduction R_{CSR} s'appliquant au rapport de contrainte de cisaillement cyclique (Cyclic Stress Ratio CSR) évalué selon NCEER. Ce facteur de réduction R_{CSR} est ensuite appliqué au facteur de sécurité initial F_{Si} pour obtenir un facteur de sécurité réduit tenant compte du confinement par les voiles, F_{Sc} : $F_{Sc} = F_{Si} / R_{CSR}$

Le facteur de réduction R_{CSR} est évalué selon la formule (1) :

$$R_{CSR} = R_{rd} = \frac{1}{G_r \left[A_r C_G \gamma_r + \frac{1}{G_r} (1 - A_r) \right]} \quad (1)$$

Avec :

$G_r = G_{Jet} / G_{sol}$: rapport des modules de cisaillement du voile de jet-grouting et du sol (de l'ordre de 5 à 10 dans le cas présent) ;

A_r : pourcentage d'incorporation (31% pour le projet DUS Chooz) ;

C_G : facteur équivalent de cisaillement, selon formule (2) ;

γ_r : rapport des contraintes de cisaillement dans le voile de jet et dans le sol, évalué selon formule (3).

$$C_G = 1 - 0,5\sqrt{1 - A_r} \quad (2)$$

$$\gamma_r = 1 - (1 - A_r)^2 \left(\frac{G_r - 1}{240} \right)^{0,4} \quad (3)$$

Selon l'approche développée par N'Guyen, ce facteur R_{CSR} tient compte du caractère bidimensionnel du renforcement, et est donc valable pour les deux directions principales du maillage de voiles.

Le facteur de réduction de cisaillement R_{CSR} est ainsi évalué à 0,78, soit un gain de 28% sur le facteur de sécurité à la liquéfaction F_{SC} , ce qui *in-fine* permet, pour le cas présent, l'obtention de facteurs bien supérieurs au critère 1,25 usuellement visé comme facteur minimum.

5.2 Modélisation du maillage de colonnes

Les études de dimensionnement portées par l'entreprise Keller Fondations Spéciales incluaient la modélisation tridimensionnelle aux éléments finis du maillage des voiles de colonnes sécantes (logiciel Plaxis 3D, modèle affiché en Figure 4), pour évaluer la distribution des contraintes entre colonnes et sol confiné. Cette cartographie des contraintes a été déterminée pour les cas ELS (Figure 5) et ELU, y compris Accidentel sous séisme.

Ces différentes études ont permis de valider les dimensions envisagées par EDF lors des études de projet, à savoir la réalisation de colonnes jet-grouting de 1 m de diamètre et espacées de 80 cm, garantissant ainsi un recouvrement théorique de 20 cm entre colonnes adjacentes. Le maillage entre voiles a été ajusté pour lui donner une meilleure régularité dans les deux directions principales, conduisant à des entre-axes de voiles de 5,35 m (axe X local) et 5,00 m (axe Y local), soit respectivement 8 et 7 voiles sur ces mêmes axes. Ce maillage tient également compte du débord minimum prévu de part et d'autre des radiers accolés (en l'occurrence de 2,75 m). La Figure 6 présente le plan d'exécution reprenant ces principes.

Les quantités en découlant sont de 608 colonnes de jet-grouting, avec une hauteur de colonnes variant de 5,0 à 9,5 m, soit un linéaire cumulé de 3500 ml de jet-grouting (et 5000 ml de forage), aboutissant au taux de traitement de 31% du volume global de sol sous les deux DUS accolés.

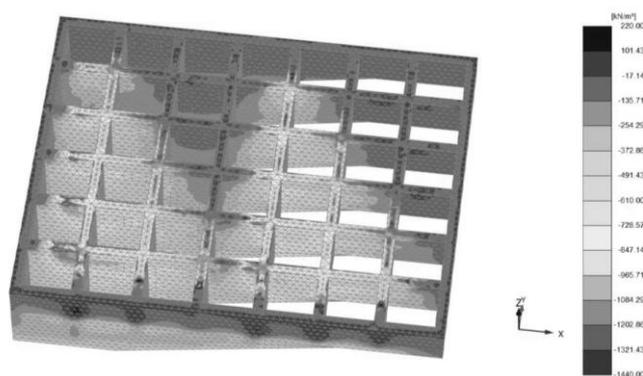


Figure 5 : Distribution des contraintes verticales dans le maillage des colonnes.

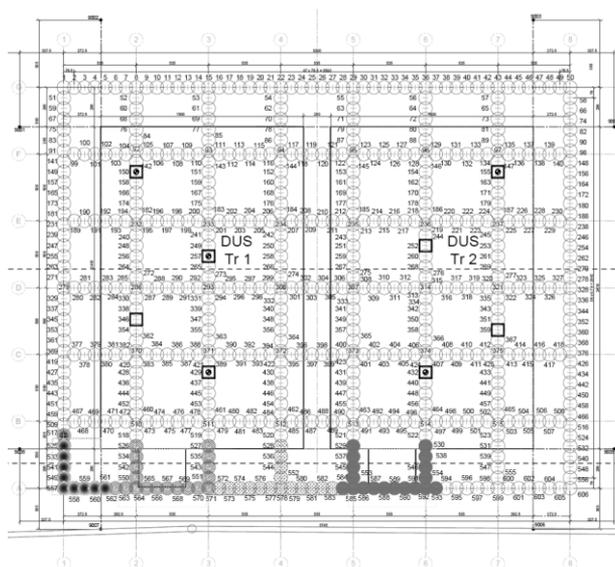


Figure 6: Plan d'exécution du maillage des colonnes jet-grouting

6 Exécution des travaux de jet-grouting

6.1 Principales caractéristiques du chantier jet-grouting de Chooz

Le chantier de réalisation des colonnes de jet-grouting (hors plot d'essai) s'est déroulé du 9 novembre 2015 au 04 février 2016, avec travaux en 2x8 (6h-23h) pour se conformer aux délais imposés par EDF pour la livraison du fond de fouille pour le lot Génie Civil.

La phase de production « industrielle » des colonnes (Figure 7) a été précédée d'un plot d'essai de calage des paramètres d'exécution (paramètres de foration et d'injection), intégrant des essais de convenances de production de coulis en laboratoire et sur site.

Le respect des paramètres calés au plot d'essai a permis d'obtenir une cadence de production (hors intempéries) de 70 à 110 ml cumulés journaliers de colonnes injectées, variable selon les longueurs unitaires de colonnes à réaliser.

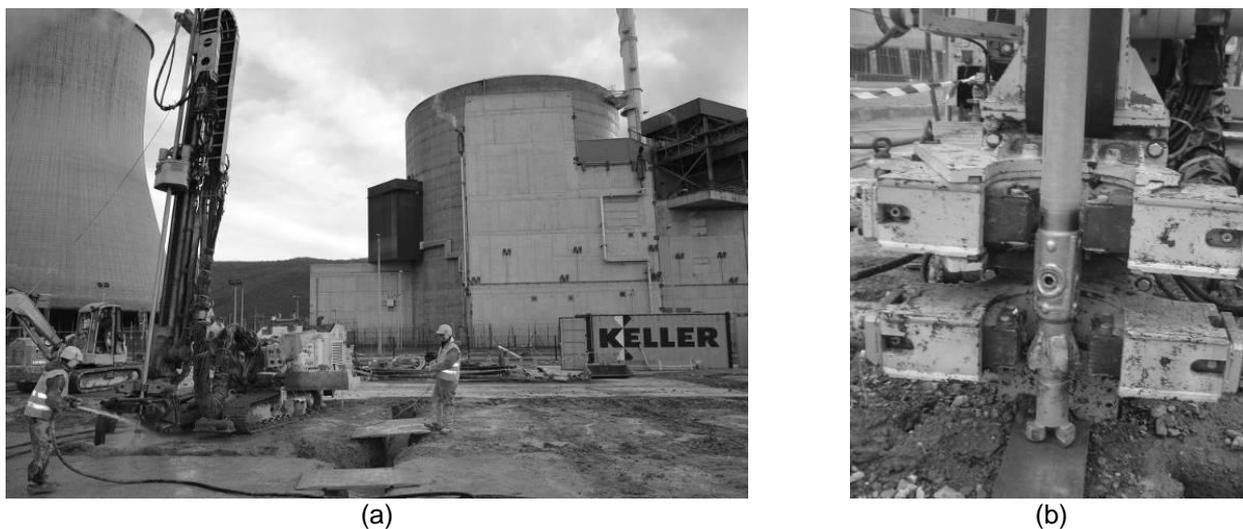


Figure 7 : Illustrations du chantier en phase production des colonnes jet-grouting : vue générale (a) et détail de la tête de forage-injection (b)

La mise en œuvre d'un pré-découpage hydraulique avant injection a également grandement joué dans la régularité des phases d'injection et dans la qualité des colonnes exécutées, en facilitant à la fois l'imprégnation des terrains lors du découpage principal par le jet double coulis+air et la remontée des spoils le long de l'espace annulaire autour du train de tige.

6.2 Contrôles mis en œuvre

Un panel de contrôles renforcés a été mis en œuvre sur le plot d'essai, pour s'assurer du calage définitif des paramètres d'exécution adéquats du jet-grouting, puis en phase de production industrielle des colonnes :

- Enregistrement continu des paramètres de foration et d'injection par la foreuse.
- Contrôle acoustique du diamètre effectif de traitement, par dispositif ACI[®] (Acoustic Column Inspector) développé en interne par Keller : systématique sur les colonnes du plot d'essai, puis 1 contrôle toutes les 120 à 150 colonnes en production.
- Décaissement des têtes de colonnes du plot d'essai, pour contrôle visuel de leur géométrie, et de l'imbrication des colonnes sécantes (Figure 8).
- Sondages carottés verticaux à travers les colonnes du plot d'essai, pour prélèvement de carottes continues de béton de sol et réalisation d'essais d'écrasement à 14, 28 et 56 jours. Cinq sondages carottés complémentaires ont été réalisés pour confirmer les caractéristiques mécaniques obtenues sur les colonnes jet-grouting définitives (Tableau 1 et Figure 9).
- Essais de chargement sur colonnes définitives (8 essais de contrôles) réalisés en cours de chantier : avec charge d'essais de 500 kN, pour une charge ELS de référence de 392 kN. Les déformations mesurées ont été très limitées, de 1,3 à 2,9 mm.
- Contrôles journaliers sur la production de coulis, pour vérifier le respect continu de la qualité exigée (viscosité, densité, ressuage, éprouvettes pour écrasements).



(a)

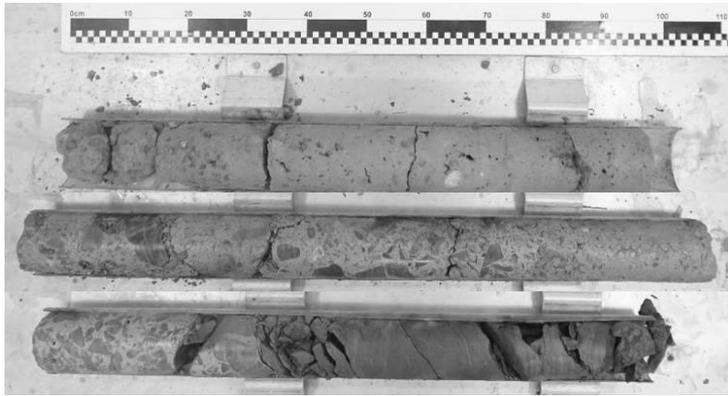


(b)

Figure 8 : Décaissement des têtes de colonnes du plot d'essai (colonne isolée (a) – colonnes sécantes (b))

Tableau 1 : Valeurs de R_{ci} sur éprouvettes jet-grouting (plot d'essai et chantier)

| Temps (jours) | 14 j | 28 j | 56 j |
|----------------|----------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|
| R_{ci} (MPa) | [2,5 – 5,8 MPa] Moy : 4,1 MPa | [3,8 – 7,3 MPa] Moy : 5,5 MPa | [5,2 – 18,3 MPa] Moy : 9,5 MPa |



(Colluvions U1a)

(Alluvions U1b)

(Contact schistes fracturés)

Figure 9 : Carottage sur colonne jet-grouting

7 Conclusion

La technique jet-grouting mise en œuvre en fondation des bâtiments DUS de Chooz a donné satisfaction du point de vue des requis de dimensionnement et d'exécution exigés par EDF pour le renforcement des sols.

L'objectif premier de traitement du risque de liquéfaction est atteint, tout en apportant dans le même temps des marges de dimensionnement vis-à-vis d'autres états limites géotechniques (en particulier, en situation sismique, pour la portance dynamique) et des phénomènes d'interaction sol-structure.

Le mode d'exécution et les contrôles réalisés (au plot d'essai et en phase de production) permettent de garantir la performance exigée du renforcement, à la fois sur la qualité intrinsèque du matériau sol+coulis et sur le comportement global du réseau de voiles jet-grouting.

In-fine, le choix du mode de renforcement issu des études projet réalisées par l'ingénierie EDF et la collaboration en phase Etudes et Chantier entre EDF et l'entreprise exécutante Keller Fondations Spéciales ont permis de répondre aux exigences liées à la sûreté nucléaire des ouvrages concernés.

8 Références bibliographiques

- Jeanty J.M., Mathieu F., Benhamou L., Berthelot P. (2013). Importance et applications des inclusions de grande inertie. *Actes du 18^{ème} Congrès International de Mécanique des sols et de Géotechnique*, p.2508-2510.
- N'Guyen T.V., Rayamajhi D., Boulanger R.W., Ashford S.A., Lu J., Elgamal A., and Shao L. (2012). Effect of DSM grids on shear stress distribution in liquefiable soil. *Geocongress 2012*. p.1948-1957.
- Topolonicki M. (2012) In-situ soil mixing. *Ground Improvement, 3rd edition, chapter 9*.
- Uchida A., Yamada T., Odajima N. and Yamashita K. (2012). Piled raft foundation with grid-form ground improvement subjected to the 2011 earthquake. *9th International Conference on Urban Earthquake Engineering/4th Asia Conference on Earthquake Engineering. Joint conference proceedings*, p.151-156.
- Youd T.L and Idriss I M. EDITORS (1997). Proceedings of the NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils. *NCEER Technical Report NCEER-97-0022*.