

TRAVAUX DE DÉDOUBLEMENT DE LA RN°01 DU PK177 AU PK208, DJELFA ALGÉRIE– ÉTUDE DE STABILITÉ D'UN REMBLAI SUR ZONE INONDABLE.

DEDOUPLING WORK OF RN 01 FROM PK177 TO PK208, DJELFA ALGERIA - STUDY STABILITY OF FILLING ON FLOOD AREA.

Rabah ARAB ¹, Hakim BOUMEZOUED ², Abdelhak MIDAT ², Chouaib DEBACHE ³

1 HUESKER FRANCE, Gresswiller, France,

2 BEGETECH, Alger, Algérie,

3 ETTPRS, Chlef, Algérie

RÉSUMÉ –Le projet s'inscrit dans le cadre du dédoublement en 2x2 voies de la RN°01 sur 34 km, dans la wilaya de Djelfa, en Algérie. Cette route relie le nord au sud du pays. La zone objet de l'étude est située dans une dépression, en contrebas d'une chaîne montagneuse, constituant une zone inondable « Sebkhia ». Les risques hydrogéologiques et géotechniques identifiés sont l'inondation du corps de remblai, la dissolution et le tassement du sol. L'étude de la section du projet en phase APD a prévu comme solution un drainage vertical. En phase exécution, la solution retenue a consisté en la mise en place d'un géotextile de renforcement en fond de purge, la construction du remblai en matériaux ZI/ZH et protection des talus par un géotextile de séparation filtration sous enrochement.

Mots-clés : route, remblai, inondable, géotextile, renforcement.

ABSTRACT – The project is part of the doubling of 2x2 tracks of RN 01 over 34 km, in the wilaya of Djelfa, Algeria. This road connects the north to the south of the country. The area under study is located in a depression, below a mountain range, constituting a flood zone "Sebkhia". The identified hydrogeological and geotechnical risks are the flooding of the embankment, the dissolution and the compressibility of the soil. The study of the project section in the APD phase envisaged as a solution a vertical drainage. In the execution phase, the solution adopted consisted of the installation of a reinforcement geotextile in the bottom of the purge, construction of the backfill made of ZI/ZH materials and protection of the embankments by a geotextile of filtration under rip rap.

Keywords: road, embankment, flood, geotextile, reinforcement

1. Introduction

La section étudiée fait partie du projet de dédoublement en 2x2 voies de la RN 1 du PK0+00 au PK 08+00. Elle débute de la frontière de la Wilaya de Médéa et s'étend sur une partie du territoire de la Wilaya de Djelfa.

L'étude géotechnique d'Avant-Projet Détaillé (APD) traite d'une section du projet qui traverse une zone inondable sur environ 8 km, située à la limite nord de la wilaya de Djelfa. Le long de cette section, le nouveau tracé de la route dédoublée en 2x2 voies longe l'ancien tracé de la RN°01 (Figures 1 et 2). La route à cet endroit a subi des dégradations par le passé et ce à plusieurs reprises, ce qui a causé de nombreux problèmes aux administrations locale et centrale car c'est un axe stratégique qui relie le nord au sud du pays sur 2500 km. Les figures 3 et 4 illustrent le type et l'étendue des dégradations que la route a subies dans le passé. Elle montre clairement que le corps du remblai est constitué d'un tuf, matériau abondant dans la région, et l'absence d'ouvrages hydrauliques pour le rétablissement des écoulements de l'amont vers l'aval.

La hauteur maximale de l'axe du futur remblai est d'environ 14 m au PK6+325. Dans la zone inondable la hauteur moyenne est de 6 m. Il est prévu dans le projet des ouvrages hydrauliques en nombre de six, des dalots et des ouvrages busés.

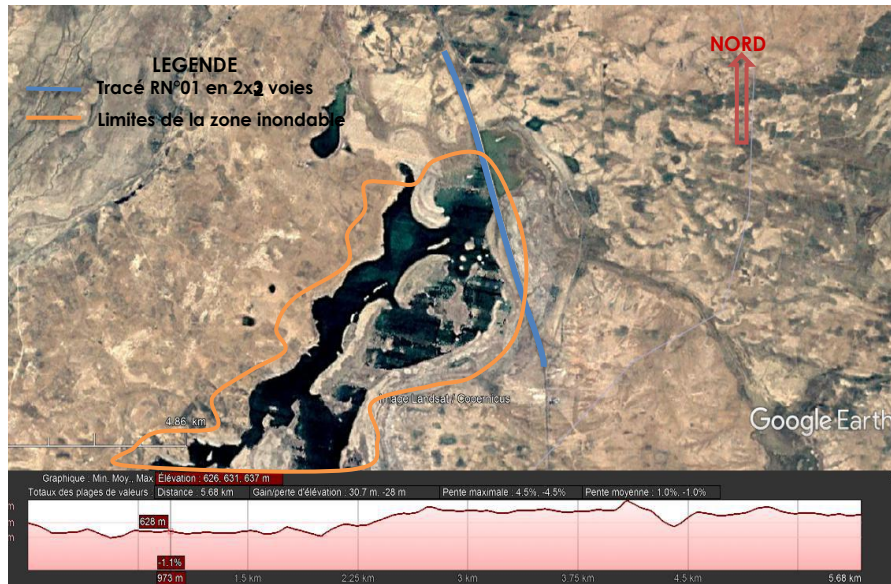


Figure 1. Tracé de la route et zone inondable sur image google-earth



Figure 2. Début de la zone étudiée



Figures 3 et 4. Vue des dégradations de la route en période d'inondation

2. Contexte géomorphologique, géologique et hydraulique

D'un point de vue géomorphologique, la section du projet étudiée évolue dans sa globalité dans un terrain à morphologie plane. On note, toutefois, la présence d'une dépression de terrain en début de section (Pk 0+250 au Pk 2+350) se trouvant à une cote qui varie entre 629 et 630 et où, pendant les saisons de pluies, celles-ci donnent naissance à de grandes étendues de stagnation d'eau, plus communément appelées Sebkhha ou Chott (Figure 1). Notons également une légère pente de l'amont de l'ouvrage vers son aval.

Les cartes géologiques (Figure 5) de Boughezoul et Ain Oussera révèlent les formations géologiques suivantes :

- Alluvionnaire (A) et quaternaire (qt) à Boughezoul (zone d'étude) ;
- Crétacé tel que Cénomien (cn) et continentaux ou lagunaire (cin) et des dunes récentes (D) à Ain Oussera

La section concernée par la présente étude se subdivise du point de vue hydraulique et hydrogéologique en deux parties.

- Sections Pk 0 – Pk 2+575 et Pk 4+625 – Pk 4+800 : Le tracé du projet de ces sections traverse une dépression du terrain naturel constituant le réceptacle des eaux pluviales des régions et monts environnants, donnant naissance à une sebkhha lors des périodes de fortes pluviométries (saisons hivernales).
- Sections Pk 2+575 – Pk 4+625 et Pk 4+800– Pk 8+000 : le tracé du projet de ces sections se situe hors des zones inondables de la sebkhha.

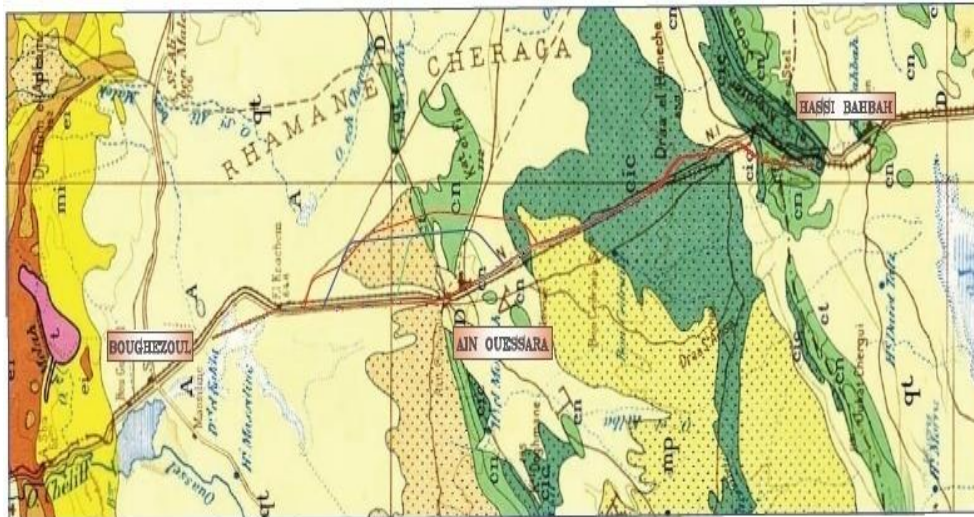


Figure 5. Carte géologique locale

3. Contextes géotechnique et hydrogéologique locaux

Une campagne géotechnique complémentaire a été effectuée. Celle-ci a consisté en la réalisation :

- de sondages carottés avec prélèvement d'échantillons intacts et dont certains sont équipés de piézomètres ;
- de sondages à la pelle mécanique ;
- de pénétromètres dynamiques ;
- des essais de laboratoire (physiques, mécaniques, compressibilités, chimiques).

Les sondages carottés ont été exécutés jusqu'à une profondeur de 20m et les puits de reconnaissance à la pelle ont été exécutés jusqu'à 5 m pour permettre d'interpoler les résultats entre les sondages carottés. L'analyse des coupes obtenues a permis de regrouper les différents faciès rencontrés en trois formations lithologiques distinctes.

L'investigation par sondages carottés et puits de reconnaissance entreprise au niveau du tracé a permis de distinguer trois formations :

1. Limons argileux et gypseux : Très répandus sur le tracé, ils sont identifiés au niveau des différents sondages carottés et puits de reconnaissance exécutés avec des épaisseurs très variables (0,50m à 20,00m).
2. Argile gypseuse de couleur jaune-verdâtre : Elle est interceptée par les sondages carottés et les puits de reconnaissance réalisés entre PK : 0+400 et PK : 3+400, et ce, à des profondeurs très variables (0,50m à 13,00m).
3. Marnes gypseuses de couleur verdâtre : Elles sont interceptées par les sondages carottés et les puits de reconnaissance réalisés entre PK : 3+600 et PK : 7+050, et ce, à des profondeurs très variables (3,00m à 17,00m).

Le niveau d'eau relevé dans les puits de reconnaissance et les sondages équipés de piézomètres varie entre 0,70 m et 4,80m /TN. L'analyse de l'ensemble des résultats obtenus par les puits de reconnaissance à la pelle mécanique et ceux obtenus par les sondages équipés en piézomètre ont permis de définir sur le tracé étudié une zone alimentée par des eaux souterraines qui s'étend du PK 0+000 au PK 5+000 (Figure 6). Aucune présence d'eau n'a été décelée entre les PK 5+500 et PK 8+000 (hors zone inondable).

L'étude géotechnique complémentaire a permis de délimiter l'étendue de la zone d'alimentation en eau souterraine. Celle-ci a été réalisée hors période d'inondation de la zone.

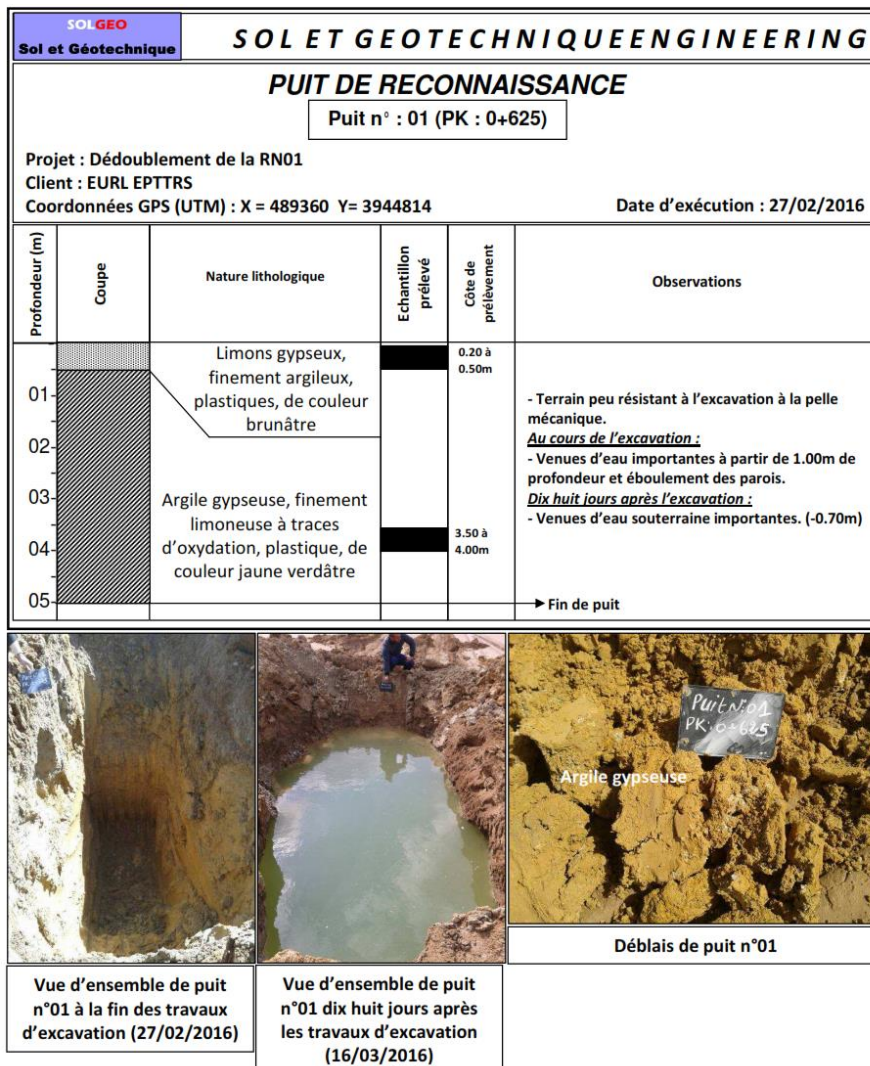


Figure 6. Alimentation de la zone par des eaux souterraines – cas du puits N°1.

L'analyse de l'ensemble des essais de laboratoire a permis de caractériser les différentes formations mises en évidence par les sondages.

Les limites de plasticité déterminées pour l'ensemble des formations sont reportées sur le diagramme de Casagrande (Figure 7).

Les caractéristiques de résistance mécanique et de compressibilité des différentes formations déterminées sont synthétisées dans le tableau 1.

Tableau 1. Caractéristiques de résistance et de compressibilité des formations géotechniques

Formation	c_u (kPa)	φ_u (deg)	c' (kPa)	φ' (deg)	$c_c/1+e_0$	c_v (m ² /s)
Limons argileux gypseux	35	24	12	≈30	≈ 0,12	$4,48.10^{-9} - 1,63.10^{-8}$
Argiles gypseuses	29 – 68	16 - 26	28 – 55	≈ 28	0,06 – 0,16	$1,02.10^{-8} - 7,54.10^{-8}$
Marnes gypseuses	-	-	-	-	≈ 0,08	$2,40.10^{-8} - 5,90.10^{-8}$

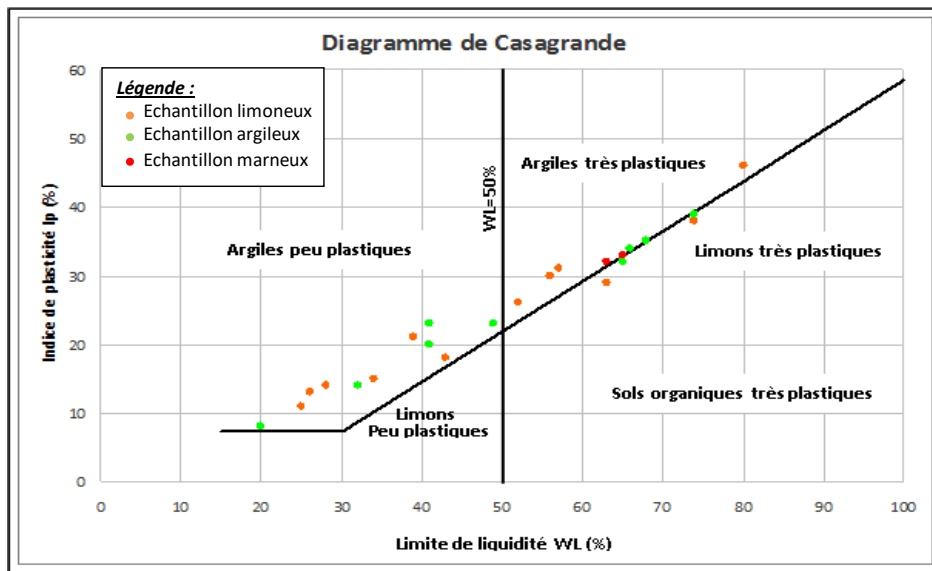


Figure 7. Distribution des limites de liquidité des différentes formations dans le diagramme de Casagrande

4. Conception et dimensionnement du remblai

Les caractéristiques géométriques des profils critiques retenus pour l'analyse de stabilité sont données dans le tableau 2.

Tableau 2. Profils critiques retenus pour le dimensionnement

Profil	PK	Hauteur (m)	Pente talus (V/H)	Risberme (O/N)	Hauteur(m) / Largeur(m)
P1	1+850	5,50	1/2	NON	5,5/46
P2	4+725	6,70	1/2	NON	6,7/48
P3	6+175	12,00	1/2	OUI	12,00 /76
P4	7+400	2,30	1/2	NON	2.3/30

5. Résultats des analyses de stabilité et les adaptations au site

Les vérifications de stabilités ont-été conduites en considérant les configurations :

- Cas 1 : Analyse de stabilité du remblai à court terme et renforcement par géotissé à la base.
- Cas 2 : Analyse de stabilité du remblai à long terme et renforcement par géotissé à la base.

Les analyses de stabilité mixte et générale sont conduites en considérant les approches 2 et 3 de l'Eurocode 7. Quant à l'analyse de stabilité en sismique, aucune pondération n'a été prise en compte (combinaison accidentelle). Les coefficients de sécurité obtenus pour les différentes analyses (statique et sismique) au niveau des profils critiques sont synthétisés dans le tableau 3.

Tableau 3. Coefficients de sécurité des différentes analyses

Profil considéré	Coefficients de sécurité					
	Statique				Sismique	
	Approche 2		Approche 3			
	Cas1	Cas2	Cas 1	Cas 2	Cas 1	Cas 2
P1	1,11	1,15	1,16	1,12	1,35	1,32
P2	1,17	1,16	1,25	1,24	1,49	1,48
P3	1,12	1,10	1,40	1,17	1,34	1,37
P4	1,13	1,24	1,11	1,22	1,27	1,37

Les vérifications de stabilité (statique et au séisme) au glissement rotationnel et au grand glissement (stabilité globale) ont donné des coefficients de sécurité supérieurs à 1. La stabilité au glissement rotationnel en statique et dynamique est vérifiée.

Nous avons évalué les tassements pour chacun des profils étudiés. Les tassements calculés sont synthétisés dans le tableau 4.

Tableau 4 : Tassement absolu et tassement relatif

Profil	Tassement absolu s (mm)	
P4	14,93	6,11
P3	5,28	0,70
P2	12,5	4,04
P1	12.56	4

Le tassement de consolidation le plus défavorable attendu sous le remblai de hauteur $H = 12.00$ m du profil 248 est de l'ordre de 1,5 cm.

La vérification de la stabilité au poinçonnement du sol d'assise sous le remblai a déterminé des valeurs du coefficient de sécurité $F_s > 1,5$.

Les profils type dans la zone de sebkha et hors de la zone de sebkha sont illustrés respectivement sur les figures 8 et 9.

Les adaptations apportées au projet relativement aux études de l'Avant-Projet Détaillé (APD) sont :

- purge de l'assise du remblai sur 0,8 m d'épaisseur minimum et drainage des eaux souterraines
- mise en place d'un géotextile de renforcement en fond de purge (Arab et al., 2009), (Arab et al., 2012),
- mise en place d'une substitution et remblai de zone inondable en matériaux ZI (0/500) au sens de l'IN 0091 du référentiel technique de la SNCF.
- protection des talus par un géotextile de filtration sous enrochements jusqu'à la côte NPHE+0.60m et végétalisation de la partie supérieure du remblai. Le géotextile de séparation filtration a été dimensionné conformément aux recommandations « Bundesanstalt für Wasserbau – BAW ».

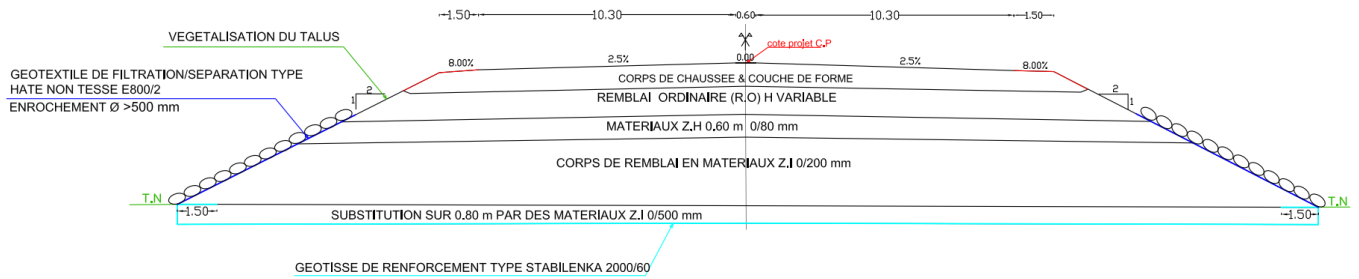


Figure 8. Profil en travers type dans la zone de sebkha

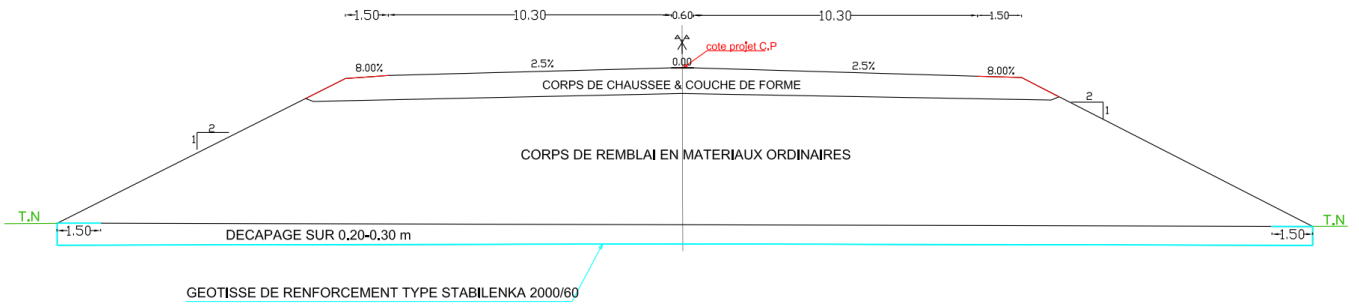


Figure 9. Profil en travers type hors de la zone de sebkha

6. Déroulement des travaux

Les travaux de terrassement ont débuté au mois de mars, ils se sont déroulés en plusieurs phases :

- décapage de la couche de surface ;
- mise en place du géotextile de renforcement ;
- mise en œuvre de la couche de matériaux ZI et ZH ;
- montée du remblai par couches successives en matériaux ZI et ZH jusqu'à la côte NPHE+0,60m;
- mise en œuvre d'un géotextile de séparation filtration sur les talus ;
- mise en place des enrochements sur les talus.

Les travaux ont été achevés au premier semestre 2018. La mise en service de l'infrastructure est effective depuis juin de la même année.

Les figures 10 à 14 illustrent quelques phases du chantier. La figure 15 montre l'infrastructure achevée.



Figures 11 et 12. Mise en œuvre du géotextile de renforcement et des matériaux ZI



Figures 13 et 14. Montée du remblai et mise en œuvre du géotextile sous enrochement



Figure 15. L'infrastructure achevée au niveau de la zone de la sebka

7. Conclusions

Les procédés géosynthétiques ont fait preuve de leur efficacité et de leur pérennité par le monde lorsqu'ils sont correctement dimensionnés pour la fonction considérée dans l'ouvrage. Dans le cas de ce projet, l'utilisation des géosynthétiques ont permis de répondre de manière efficace aux contraintes techniques du projet d'une part et, d'autre part, d'entamer les travaux en plein démarrage de la saison des pluies sans incidence sur les délais.

8. Références bibliographiques

- Arab et al. (2009). La liaison M'Sila - Boussaâda en traversant le Chott El Hodna – Algérie. Construction d'une route sur un sol de mauvaise portance par la technique des géosynthétiques. *Colloque International Sols Non Saturés et Environnement « UNSATlemcen 2009 »* ; pp. 537-545.
- Arab et al. (2012). Les géosynthétiques au service de l'amélioration des sols et de la protection de l'environnement. *Colloque International Sols Non Saturés et Environnement « UNSA Alger 2012 »* ; Code of practice – Use of Geotextiles Filters on Waterways. Federal Waterway Engineering and Research Institute (Bundesanstalt für Wasserbau - BAW). Edition 1993; 42 pages.