

rupture d'un rideau de palplanches

par

H. Josseaume

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

J. Jardin

Laboratoire Régional de l'Ouest Parisien

1 Introduction

Une importante voie routière de la région parisienne longe la rive droite d'une rivière sur un remblai étayé latéralement par un rideau de palplanches jouant le rôle de soutènement de rive. Dix-huit mois après la mise en service de cette voie routière, le flanc du remblai surplombant la rivière s'effondrait sur une longueur d'environ 80 m, tandis que le rideau de palplanches subissait des déplacements de plusieurs mètres d'amplitude qui provoquaient sa destruction.

Le Service de l'Équipement, Maître d'Œuvre, a confié au Laboratoire Régional de l'Ouest Parisien et au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées la mission de déterminer les causes de cette rupture et de proposer des méthodes permettant de réparer l'ouvrage dans sa partie endommagée et éventuellement de le conforter dans sa partie encore intacte. On rend compte ci-après des études effectuées dans le cadre de cette mission.

2 Description du site avant la rupture

Dans la zone intéressée par la rupture, le remblai routier s'appuie sur un sol dont la stratigraphie est classique en région parisienne (fig. 1) :

- en surface, des remblais d'apport constitués de matériaux de décharge et de démolition (limons, argiles, blocs) recouvrant des alluvions récentes fines (limons argileux plus ou moins organiques);
- des alluvions anciennes, formées pour l'essentiel de sables grossiers relativement argileux relayés à peu de distance du lit de la rivière par une couche d'éboulis (sables, marne et blocs);
- les sables de Beauchamp, dont le faciès argileux est largement prédominant, le faciès gréseux n'apparaissant à la partie supérieure de la couche qu'à une certaine distance de la rivière;
- les marnes et caillasses.

Le remblai routier, construit en matériau sableux et en grave-ciment, est limité latéralement côté rivière par un talus de pente $\frac{1}{1,4}$ et de hauteur 5,50 m dont le pied

prend appui sur un soutènement de rive en palplanches. Celui-ci était initialement constitué de palplanches $S\ell_2$ de longueur 4,10 m. Il était ancré en tête par une ligne de tirants d'ancrage à plaque pivotante espacés de 4,5 m. Ces tirants, qui avaient une longueur d'environ 10 m étaient inclinés à 30° sur l'horizontale et prenaient appui dans le sable de Beauchamp.

3 Observations après l'accident

L'accident, qui s'est produit alors que le niveau de la rivière se situait à 0,8 m au-dessous de la tête du rideau a eu pour conséquences :

- un déplacement horizontal important dont l'amplitude a atteint 6 m dans la partie centrale de la zone endommagée. Ce déplacement s'est traduit par un vrillage du rideau, dont la tête s'est inclinée tantôt vers la rivière, tantôt vers la rive;
- un glissement du remblai sur une longueur de 80 m, qui a provoqué l'effondrement de sa plate-forme jusqu'à environ 7 m de la crête du talus et l'apparition de fissures parallèles à celle-ci en arrière de la zone effondrée.

Par ailleurs, un important suintement apparaissant dans le remblai, sensiblement au milieu de la zone effondrée, a mis en évidence une fuite dans une canalisation de distribution d'eau potable située à 2,50 m sous la chaussée et longeant la rivière à environ 8 m en arrière de la crête initiale du talus. Selon la Compagnie Générale des Eaux, cette fuite était antérieure d'au moins 6 mois à la rupture du remblai, et son débit pouvait être estimé à 1 l/s.

En outre, au cours des investigations qui ont été faites aux abords de la zone accidentée, on a constaté en amont de celle-ci, des fissures dans la chaussée

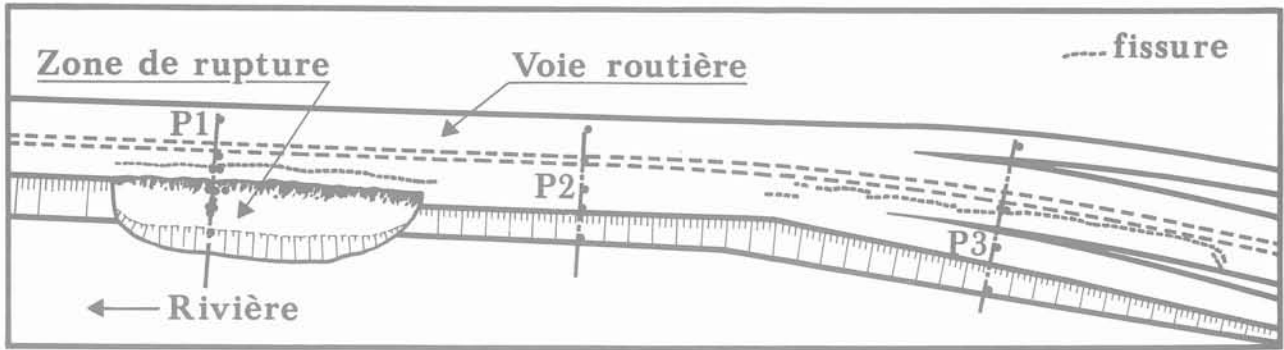


Fig. 2 Vue en plan de la zone de rupture et implantation des profils de sondages

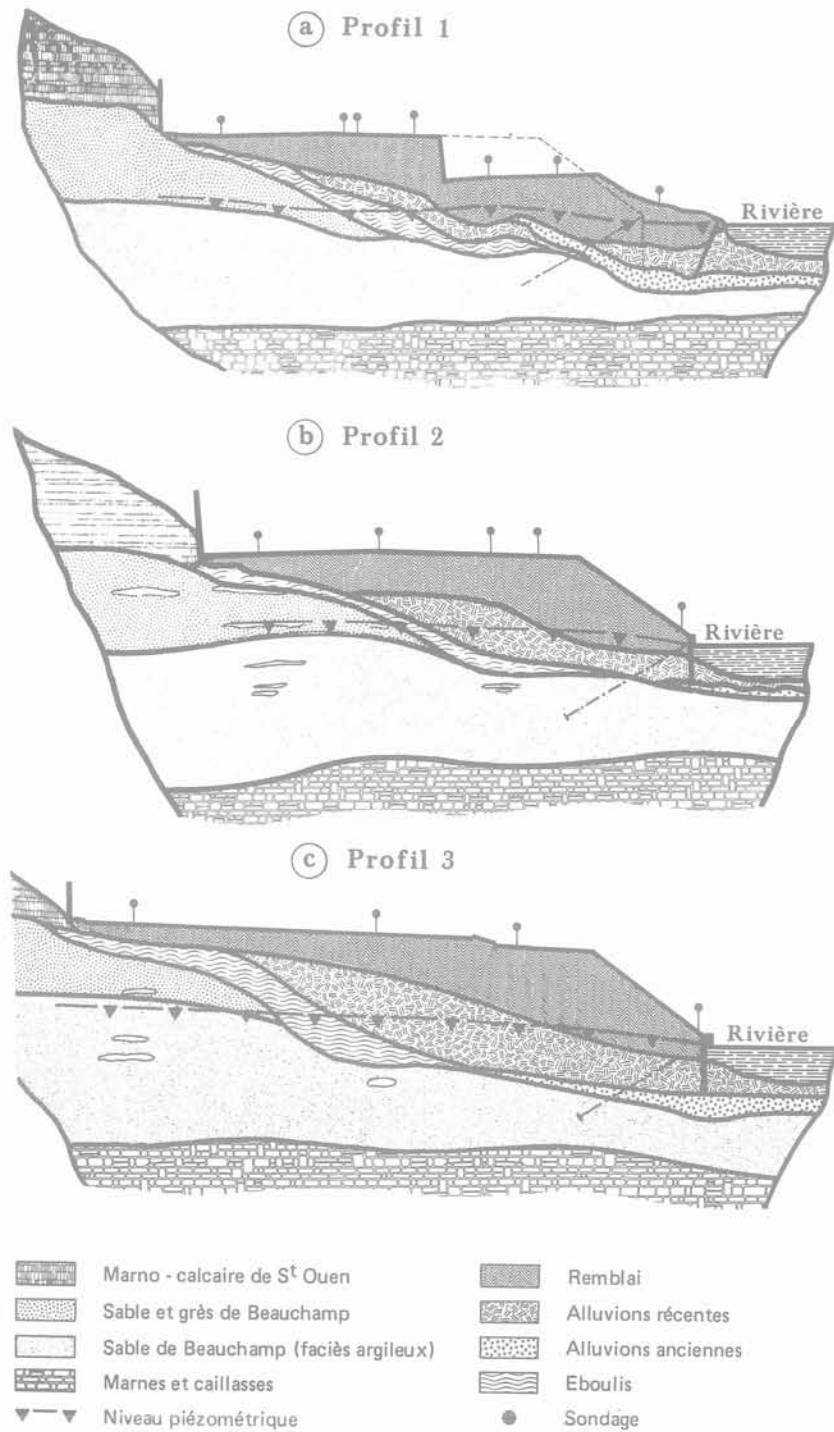


Fig. 3 Coupes du sol au droit des trois profils de sondage

4.2 Caractéristiques géotechniques

Les caractéristiques moyennes d'identification des alluvions fines et du sable de Beauchamp sont regroupées dans le tableau 1.

Formation	Poids volumique γ (kN/m ³)	Teneur en eau w (%)	Limite de liquidité w_L (%)	Indice de plasticité I_p (%)	Teneur en matières organiques (%)
Partie supérieure des alluvions fines	17,5	50	74	33	
Partie inférieure des alluvions fines	14	100	80	32	12
Sable de Beauchamp faciès argileux	20	20	38	14	

Tableau 1 Caractéristiques moyennes d'identification des alluvions fines et du sable de Beauchamp

La résistance au cisaillement drainé du sol a été déterminée à partir d'essais triaxiaux de type consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle, effectués sur les échantillons qui ont pu être prélevés. Les essais, réalisés après saturation du sol sous une contre-pression de 200 kPa, ont donné les résultats suivants.

4.2.1 Remblais : $c' = 15$ kPa, $\varphi' = 32^\circ$

Ces valeurs, obtenues à partir de 7 éprouvettes de sol fin (les seules qui aient pu être taillées), ne peuvent être $\varphi' = 35^\circ$, comme représentatives de l'ensemble du matériau de remblai, très hétérogène. Le comportement de ce matériau se situe vraisemblablement entre celui d'un sol pulvérulent d'angle de frottement $\varphi' = 36^\circ$ (angle de talus du remblai) et celui d'un sol ayant un angle de frottement du même ordre (30 à 36°) avec en outre une cohésion élevée (supérieure à 15 kPa), le remblai n'étant généralement pas saturé.

4.2.2 Alluvions récentes

Les résultats sont extrêmement dispersés (fig. 4). Pour 14 des 21 éprouvettes essayées, les points représentatifs de l'état des contraintes effectives à la rupture se situent dans la plage délimitée par des droites intrinsèques telles que $c' = 0$, $\varphi' = 35^\circ$, d'une part et $c' = 15$ kPa, $\varphi' = 40^\circ$, d'autre part. Les points relatifs aux 7 autres se distribuent à peu près également de part et d'autre de cette plage, la résistance minimale ne correspondant jamais à un angle de frottement interne inférieur à 29° .

Il apparaît également que les résistances les plus élevées sont systématiquement obtenues pour les éprouvettes prélevées à la partie inférieure de la couche, peu dense et à forte tendance organique.

Compte tenu de ces données et aussi du fait que l'histoire du sol (normalement consolidé ou légèrement surconsolidé) ne permet pas d'expliquer la cohésion indiquée par les essais, on a pu attribuer aux alluvions modernes les valeurs suivantes :

- $c' = 0$, $\varphi' = 40^\circ$ pour la partie inférieure de la couche ($\gamma = 14$ kN/m³);
- $c' = 0$, $\varphi' = 35^\circ$ pour la partie supérieure de la couche ($\gamma = 17,5$ kN/m³).

4.2.3 Sable de Beauchamp : $c' = 0$, $\varphi' = 39^\circ$

4.3 Conditions hydrauliques

Les relevés piézométriques effectués dans les 3 profils ont montré que la surface piézométrique de la nappe des formations superficielles se confond avec celle de la nappe du sable de Beauchamp qui l'alimente. Ces nappes sont drainées par la rivière et au cours des trois mois ayant suivi l'accident, leur surface au voisinage du rideau s'est maintenue sensiblement au niveau de la tête de ce dernier, du moins dans la zone non perturbée par la rupture.

Compte-tenu de l'homogénéité du site, les conditions de nappe devaient être sensiblement identiques dans la zone effondrée avant que ne se produise la rupture, à moins que la fuite survenue à la canalisation de distribution d'eau n'ait provoqué une remontée locale de la nappe.

Les essais de perméabilité en place ont montré que le coefficient de perméabilité des sols superficiels (alluvions récentes et anciennes, remblais) varie de 10^{-4} m/s à 10^{-5} m/s. Le sable de Beauchamp, qui se caractérise par une perméabilité 100 à 1 000 fois plus faible, peut être considéré comme imperméable vis-à-vis de ces formations.

5 Études de stabilité

5.1 Caractéristiques géométriques et hydrauliques

La coupe du sol prise en compte pour les études de stabilité est représentée sur la figure 5. La désorganisation des couches superficielles dans la zone de rupture n'ayant pas permis de reconstituer leur géométrie initiale à partir des seuls sondages implantés dans le profil 1, cette coupe a été établie à partir des données recueillies dans les profils 2 et 3.

Le choix des hypothèses concernant la nappe à l'arrière du rideau était particulièrement important. Aucun dragage ou remblaiement susceptible de perturber l'équilibre du remblai n'ayant été entrepris avant l'accident et la surface de la rivière se trouvant au-dessus de son niveau moyen, la rupture ne pouvait guère trouver son origine que dans une modification des conditions hydrauliques à l'arrière du rideau.

Comme indiqué précédemment, la surface de la nappe arrière au voisinage du rideau devait se situer sensiblement à la hauteur de la tête des palplanches lors de l'accident, à moins que la fuite de la canalisation n'ait provoqué une remontée locale de la nappe.

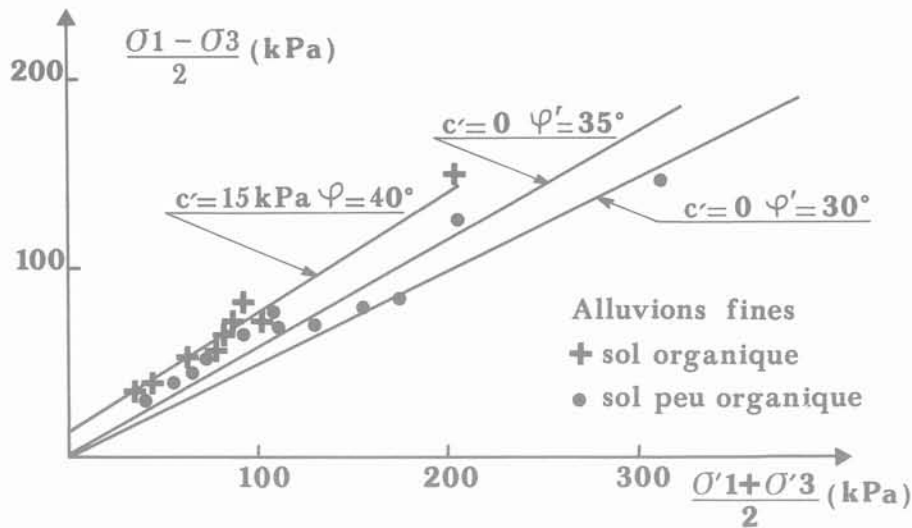


Fig. 4 Diagramme des contraintes effectives à la rupture obtenues dans les essais triaxiaux consolidés non drainés avec mesure de la pression interstitielle effectués sur les alluvions fines

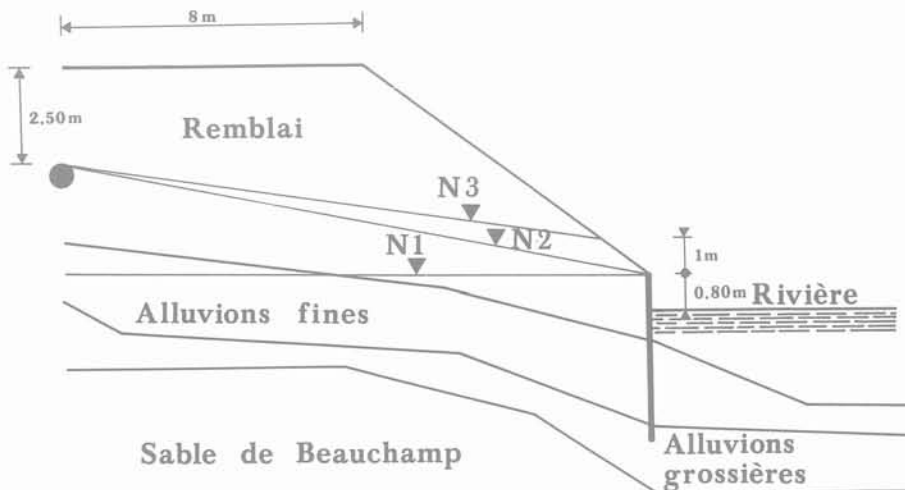


Fig. 5 Coupe du sol prise en compte dans les études de stabilité

Le débit de cette fuite étant connu approximativement, de même que les caractéristiques hydrauliques du site, il était théoriquement possible de déterminer par le calcul un ordre de grandeur de cette remontée. Mais le fait que l'écoulement créé par la fuite soit un écoulement tridimensionnel complexe interdisait pratiquement cette procédure. Aussi, pour étudier l'éventualité d'une remontée locale d'amplitude sensible de la nappe, a-t-on schématisé considérablement le problème. On a admis un relèvement uniforme de la nappe le long de la canalisation et l'on a comparé au débit total de la fuite le débit unitaire de l'écoulement plan qui s'établit alors dans un profil transversal. Dans l'hypothèse d'un relèvement de la surface de la nappe jusqu'au niveau de la canalisation au droit de cette dernière, le débit unitaire maximum déterminé par analogie électrique en attribuant aux alluvions et au

remblai la plus forte des perméabilités mesurées en place, était très sensiblement inférieur au débit de fuite (au moins une quinzaine de fois). Il apparaissait donc, en dépit du caractère simpliste des hypothèses de l'étude, qu'une remontée locale de la nappe, d'amplitude ou d'extension importante, était très vraisemblable et même probable.

Cette éventualité a été prise en compte dans les calculs de stabilité qui ont été effectués en affectant successivement à la surface de la nappe arrièrè les positions N_1 (influence négligeable de la fuite), N_2 et N_3 (rôle important de la fuite) représentées sur la figure 5. Les pressions interstitielles à l'arrièrè du rideau ont été calculées en assimilant les équipotentielles de l'écoulement à des verticales.

5.2 Stabilité de la rive

L'accident pouvait être dû à l'instabilité propre de la berge de la rivière qui aurait alors glissé le long d'une surface passant sous le rideau et englobant le terrain sollicité par celui-ci. Cette éventualité était suggérée par l'extension de la zone effondrée en arrière du rideau. Elle a été étudiée en tenant compte du niveau de la rivière constaté lors de la rupture et en affectant successivement les positions N_1 et N_3 à la surface de la nappe arrière. L'étude de stabilité de la rive ayant été effectuée alors que l'on ne disposait que d'un petit nombre de résultats d'essais triaxiaux, des caractéristiques mécaniques pessimistes ont été attribuées aux différentes couches du sol :

remblai	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $c' = 0$, $\varphi' = 32^\circ$,
alluvions anciennes	$\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3$, $c' = 0$, $\varphi' = 30^\circ$,
alluvions modernes	$\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3$, $c' = 0$,
	$30^\circ = \varphi' < 35^\circ$.

Les calculs ont été effectués au moyen du programme Vestal, qui permet l'étude de la stabilité des pentes en rupture non circulaire par la méthode des perturbations (Faure et al, 1975). Les surfaces de glissement envisagées se situaient au-dessus du toit du sable de Beauchamp. Elles n'englobaient donc pas l'ancrage des tirants dans cette formation et, de ce fait, ceux-ci exerçaient une action stabilisatrice sur le volume de sol susceptible de glisser. Celle-ci n'a pas été prise en compte dans les calculs.

On a tout d'abord étudié la possibilité d'une rupture le long d'une surface de glissement correspondant sensiblement au contour de la zone effondrée, que les observations effectuées après la rupture permettaient de situer entre les lignes (A) et (B) représentées sur la figure 6. Les valeurs minimales du coefficient de sécurité obtenues le long de telles surfaces sont indiquées dans le tableau 2.

Alluvions fines	Nappe	
	N_1	N_3
$\varphi' = 30^\circ$	F = 1,44	F = 1,14
$\varphi' = 35^\circ$	F = 1,64	F = 1,30

Tableau 2 Valeurs du coefficient de sécurité relatives aux surfaces de glissement situées dans le fuseau délimité par courbes (A) et (B)

En dépit du caractère pessimiste des données géotechniques et du fait que l'action stabilisatrice des tirants n'ait pas été prise en compte, elles étaient systématiquement supérieures à l'unité, ce qui indiquait clairement que l'accident ne trouvait pas son origine dans un glissement le long de surfaces telles que (A) ou (B).

Une recherche des surfaces de glissement les plus défavorables montrait qu'il fallait envisager des surfaces telles que (C) ou (D) recoupant la surface du sol à faible distance du rideau (fig. 6), pour que le coefficient de sécurité corresponde effectivement à l'éventualité d'une rupture. Il s'ensuivait donc qu'un glissement de la rive n'avait pu se développer qu'au

voisinage du rideau, c'est-à-dire dans une zone correspondant approximativement au prisme de Coulomb. L'origine de l'accident devait donc être recherché dans le comportement propre du rideau.

5.3 Stabilité propre du rideau

Si la rupture résultait d'une instabilité propre du rideau, cette dernière pouvait être liée soit à une insuffisance de la butée disponible sur la face avant du rideau, soit à une réaction d'ancrage trop élevée vis-à-vis de la capacité des tirants. L'analyse de la stabilité propre du rideau impliquait donc la détermination de la butée effectivement mobilisée sur la hauteur en fiche et de la réaction unitaire d'ancrage. L'une et l'autre ont été calculées en admettant que le rideau travaillait dans des conditions voisines de celles de la butée simple. Cette hypothèse était effectivement réalisée si la rupture était due à une fiche trop courte et elle n'introduisait qu'une erreur assez faible sur la réaction d'ancrage si le rideau travaillait en rideau semi-encasté.

Dans ces conditions, les efforts appliqués au rideau étaient (fig. 7) :

- la réaction d'ancrage, de composante horizontale T ,
- la résultante des poussées du sol et de l'eau sur la face arrière, de composante horizontale Pa ,
- la poussée de l'eau Pw et la butée effective du sol, ayant pour composante horizontale $P'pm$, sur la face avant.

Si l'on admet que le point d'application de la butée effectivement mobilisée est le même que celui de la butée à l'équilibre limite, l'équilibre du rideau fournit les expressions de $P'pm$ et de T :

$$P'pm = \frac{z_a Pa - z_w Pw}{z_p}$$

z_a , z_p et z_w étant définis sur la figure 7,

$$T = T_1 = Pa - P'pm - Pw$$

pour $P'pm < P'p \cos \delta p$,

$$T = T_2 = Pa - P'p \cos \delta p - Pw$$

pour $P'pm \geq P'p \cos \delta p$,

$P'p$ étant la butée effective du sol sur la face avant du rideau, à l'équilibre limite et δp son inclinaison sur l'horizontale.

T_{max} désignant la composante horizontale de la réaction limite d'ancrage, la stabilité du rideau impliquait :

$$P'pm < P'p \cos \delta \quad \text{et} \quad T = T_1 < T_{max}$$

c'est-à-dire que les coefficients de sécurité vis-à-vis d'une insuffisance de fiche et vis-à-vis d'une insuffisance d'ancrage, respectivement égaux à :

$$Fp = \frac{P'p \cos \delta p}{P'pm} \quad \text{et} \quad Fa = \frac{T_{max}}{T}$$

soient simultanément supérieurs à l'unité.

Le calcul de Fp et Fa a été fait en considérant le profil-type de la figure 5. Cependant, la profondeur de pénétration des palplanches dans les alluvions anciennes étant très faible, on a considéré que le rideau était entièrement fiché dans les alluvions fines. Les poussées et butées sur l'ouvrage ne dépendaient alors que des caractéristiques mécaniques du remblai et des alluvions fines.

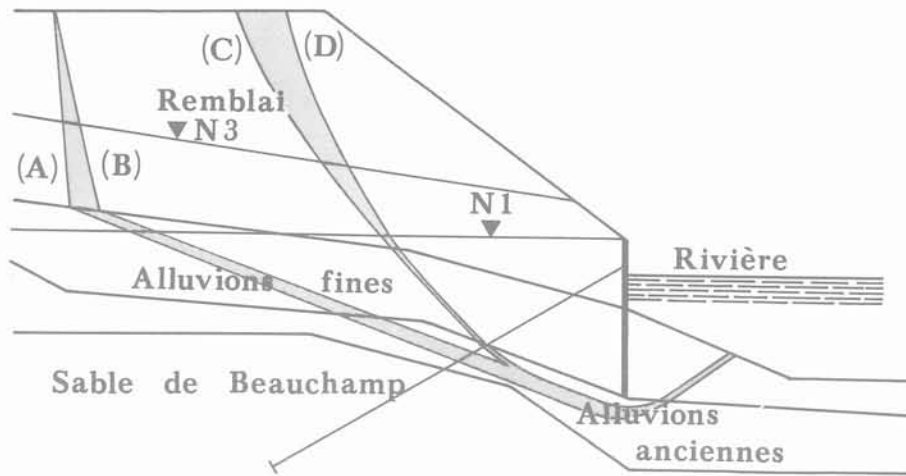


Fig. 6 Surfaces de glissement envisagées lors de l'étude de stabilité de la berge de la rivière

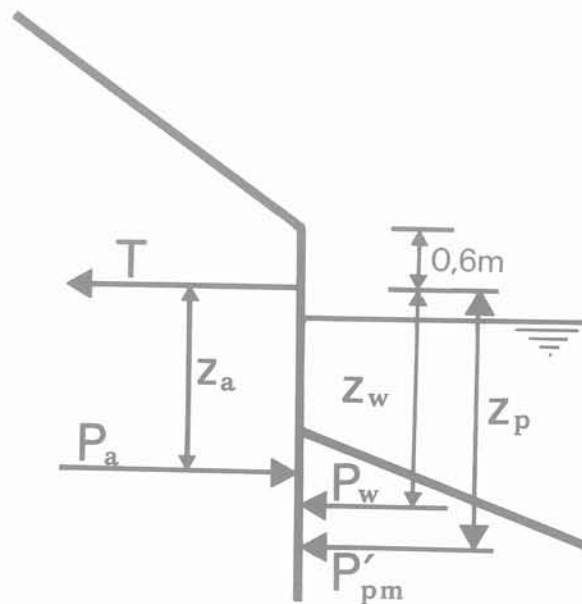


Fig. 7 Composantes horizontales des efforts appliqués au rideau

Le remblai a été considéré comme un sol sans cohésion d'angle de frottement interne $\varphi' = 36^\circ$, puis comme un matériau suffisamment cohérent pour n'exercer aucune poussée propre, c'est-à-dire jouant le rôle d'une surcharge par rapport aux alluvions fines. On a, d'autre part, affecté à ces dernières les deux ensembles suivants de caractéristiques mécaniques :

$$\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3, \quad c' = 0, \quad \varphi' = 35^\circ$$

$$\gamma = 14 \text{ kN/m}^3, \quad c' = 0, \quad \varphi' = 40^\circ$$

Les conditions hydrauliques du calcul correspondaient aux trois positions N_1, N_2, N_3 de la surface de la nappe amont, le niveau de la rivière étant celui constaté lors de la rupture.

Les poussées et butées à l'équilibre limite ont été calculées par la méthode de Coulomb, la configuration relativement complexe du site n'ayant pas permis

d'utiliser les tables et abaques usuels. Les valeurs adoptées pour l'inclinaison δ des contraintes sur l'horizontale étaient respectivement $\delta_a = 0$ dans le cas de la poussée^(*) et $\delta_p = -\frac{2}{3}\varphi'$ dans le cas de la butée.

(*) La poussée totale P_a a été déterminée au moyen d'un logiciel permettant de calculer la poussée sur un écran lisse vertical. Ce logiciel est applicable à des stratifications complexes comportant au maximum 5 couches de caractéristiques différentes. La surface du sol ainsi que les surfaces de séparation des couches peuvent être quelconques. Le sol peut être baigné par une nappe statique ou en mouvement (dans ce dernier cas, les pressions interstitielles sont calculées en supposant les équipotentielles verticales). La distribution des contraintes sur l'écran est obtenue par dérivation de la poussée totale exprimée en fonction de la hauteur de l'écran.

La résistance théorique à l'arrachement de chaque tirant, déterminée à partir des résultats des essais pressiométriques effectués lors de l'étude initiale du projet, était d'environ 300 kN. Les tirants étant espacés de 4,5 m et inclinés de 30° sur l'horizontale, la valeur approximative de T_{\max} était :

$$T_{\max} = \frac{300 \times \cos 30^\circ}{4,5} = 58 \text{ kN.}$$

Les valeurs des coefficients de sécurité F_a et F_p correspondant aux hypothèses successivement envisagées sont récapitulées dans le tableau 3.

On constate que toutes les valeurs de F_a sont supérieures à l'unité, la seule vraiment critique ($1,07 < F_a < 1,13$) n'étant obtenue qu'en combinant les hypothèses les plus pessimistes (remblai sans cohésion et remontée maximale de la nappe arrière). En revanche, la seule valeur de F_p compatible avec la stabilité de l'ouvrage ($1,44 < F_p < 1,55$) n'est obtenue qu'en admettant que le remblai se comporte comme un matériau très cohérent et que la fuite à la canalisation ne provoque pas de remontée de la nappe arrière. On notera d'ailleurs que, dans ce cas, qui correspond à la prise en compte simultanée des hypothèses les plus favorables, la valeur de F_p est largement inférieure à la valeur 2 généralement adoptée pour la détermination de la fiche d'un rideau de palplanches.

Alluvions fines	Nappe interne	Remblai				
		$c' = 0, \varphi' = 36^\circ$		c' grand		
		F_p	F_a	F_p	F_a	
$\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3$	N_1	0,86	1,76	1,44	4,12	
	$c' = 0$	N_2	0,72	1,48	1,15	3,72
	$\varphi' = 35^\circ$	N_3	0,64	1,07	0,89	2,36
$\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$	N_1	0,89	1,90	1,55	4,18	
	$c' = 0$	N_2	0,73	1,61	1,21	3,92
	$\varphi' = 40^\circ$	N_3	0,62	1,13	0,87	2,47

Tableau 3 Etude de la stabilité propre du rideau de palplanches

Il s'ensuivait donc que la fiche du rideau était insuffisante et que, même dans les conditions normales de service, le sol au contact de la face avant était dans un état voisin de l'équilibre limite (ceci était confirmé par la fissuration de la chaussée constatée en amont de la zone effondrée). L'ouvrage ayant cependant été stable pendant 18 mois la rupture intervenue avait vraisemblablement été déclenchée par une remontée locale de la nappe arrière liée à la fuite de la canalisation de distribution d'eau.

6 Réparation et confortement de l'ouvrage

La zone de rupture se situait approximativement au milieu d'une section de 500 m de longueur, dans

laquelle les caractéristiques du rideau de palplanches et celles du remblai (hauteur et pente du talus) ne subissaient pas de variations sensibles. L'étude précédente avait montré que, dans la partie amont de cette section où l'on avait constaté une fissuration de la chaussée et dans la zone effondrée, le rideau de palplanches était sérieusement sous-dimensionné. Se posait alors la question des conditions de stabilité de la partie aval de la section dans laquelle le rideau, le remblai et la chaussée ne présentaient aucun signe d'instabilité. Pour y répondre, une étude géotechnique complémentaire basée sur 6 sondages, a été entreprise. Elle a fait apparaître que, dans cette zone, la coupe et les caractéristiques du sol étaient semblables à celles obtenues plus en amont, c'est-à-dire que l'équilibre du rideau y était également précaire. Il était donc nécessaire, non seulement de réparer la zone effondrée, mais aussi de conforter le rideau encore stable sur une longueur d'environ 200 m de part et d'autre de cette dernière.

La solution retenue pour la remise en état de la zone effondrée a consisté à substituer au rideau détruit un rideau de palplanches de caractéristiques adaptées, fiché dans le sable de Beauchamp et ancré en tête par des tirants précontraints inclinés à 45°, scellés dans les marnes et caillasses. Pour conforter le rideau encore intact, on a choisi de le doubler par un rideau de palplanches de même caractéristiques que celui mis en place dans la zone de rupture, étayé par un système d'ancrage identique. Il était prévu de battre le rideau confortatif à environ 1 m en avant du rideau initial et de combler l'intervalle entre les deux rideaux à leur partie supérieure au moyen d'un blocage en béton coulé avant mise en place des tirants (fig. 8), ceux-ci devant être forés à travers ce blocage et à travers le rideau initial.

Le rideau confortatif a été calculé par la méthode de Rowe (1952, cité par Josseume, 1974) applicable à un matériau graveleux, dans laquelle :

- la fiche du rideau et la réaction d'ancrage sont déterminées par un calcul en butée simple prenant en compte sur la face avant, les $\frac{2}{3}$ de la butée de Rankine;
- la valeur du moment fléchissant maximum est la valeur donnée par le calcul en butée simple, affectée d'un coefficient minorateur qui est fonction de la flexibilité du rideau et de l'état de compacité du sol.

Les calculs ont été effectués en tenant compte de la coupe du sol au niveau du profil de sondages 3 (le plus défavorable) sur la base des caractéristiques géotechniques relativement pessimistes données dans le tableau 4. On, en outre, considéré que la nappe arrière affleurerait la tête du rideau et que la rivière atteignait son niveau le plus bas, qui s'établissait à 1,50 m au-dessus de cette dernière. On signalera par ailleurs :

- que la poussée sur la face arrière a été calculée par la méthode de Coulomb dans l'hypothèse $\delta a = 0$;
- que, compte tenu de la faible déformabilité du sable de Beauchamp vis-à-vis des alluvions qui le surmontent, celles-ci ont été considérées comme une simple surcharge dans le calcul de la butée sur la face avant.

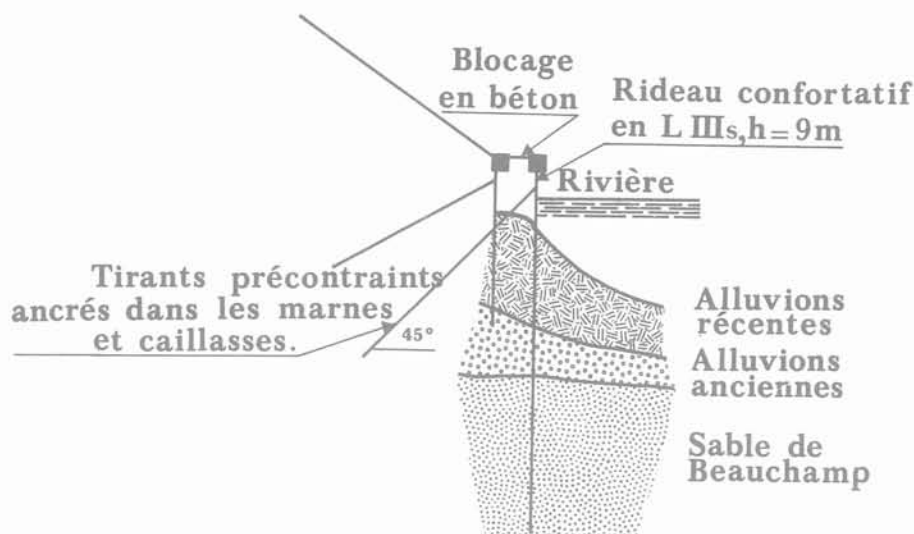


Fig. 8 Principe de fonctionnement du rideau de part et d'autre de la zone de rupture

Formation	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Remblai	20	0	35
Alluvions	17,5	0	30
Sable de Beauchamp	20	0	39

Tableau 4 Caractéristiques géotechniques prises en compte dans le calcul du rideau confortatif

Les résultats du calcul ont conduit à réaliser le rideau confortatif en palplanches Larssen IIIs de longueur 9 m (telle qu'après battage, le pied du rideau se situe au niveau du toit des marnes et caillasses). Le calcul indiquait également que, compte tenu de l'espacement de 3 m choisi pour les tirants, chacun d'eux devrait équilibrer une tension de service de 650 kN. Les tirants mis en œuvre ont été des tirants de type TMD (procédé SIF-Entreprise Bachy). Deux séries de 3 essais de tirants effectués avant la construction de l'ouvrage ont conduit à adopter une longueur de scellement de 9 m dans les marnes et caillasses qui constituaient la couche d'ancrage.

Un problème relatif au mode d'exécution des travaux s'est posé dans la zone effondrée où les alluvions fines avaient été fortement remaniées lors de la rupture. Elles étaient, de ce fait, trop compressibles pour que le rideau ne subisse pas de déformations excessives lors de la précontrainte des tirants et pour que le remblai routier reconstruit après cette opération ne tasse de façon inacceptable. On ne pouvait substituer un sol de bonne qualité aux alluvions remaniées, car leur curage sur une épaisseur de 3 à 4 m était susceptible, entre

autres conséquences, de provoquer de nouveaux glissements dans la zone endommagée. Dans ces conditions, seule l'amélioration du sol en place pouvait être envisagée. La solution choisie a été la consolidation des alluvions par pieux-colonnes ballastés, technique déjà employée avec succès dans un site analogue (Jardin, 1974). Les pieux, profonds de 5 m, ont été implantés suivant un maillage de 2 m x 2 m sauf à proximité du rideau où un maillage plus lâche (3 m x 3 m) a été adopté afin de ne pas gêner l'exécution ultérieure des tirants. Cette méthode a donné entière satisfaction.

Références bibliographiques

- Faure R. M., Moreau M., Gauriat M., Gueniot M., (1975) « Application de la visualisation interactive aux calculs de stabilité des pentes. Programme Vestal ». Bull. Liaison des Labo. des P. et Ch. n° 78, Juillet-Août 1975, pp. 117-130.
- Jardin J., (1974) « Traitement d'alluvions compressibles par pieux-colonnes ballastés » Bull. Liaison des Labo. des P. et Ch. n° 69, Janvier-Février 1974, p. 30.
- Josseume H., (1974) « Méthodes de calcul des rideaux de palplanches. Étude bibliographique ». Bull. Liaison des Labo. des P. et Ch. n° 72, Juillet-Août 1972, pp. 177-212.
- Rowe P. W., (1952) « Anchored sheet-pile walls ». Institution of Civil Engineers, Proceedings, London, vol. 1, January 1952, pp. 27-70.

