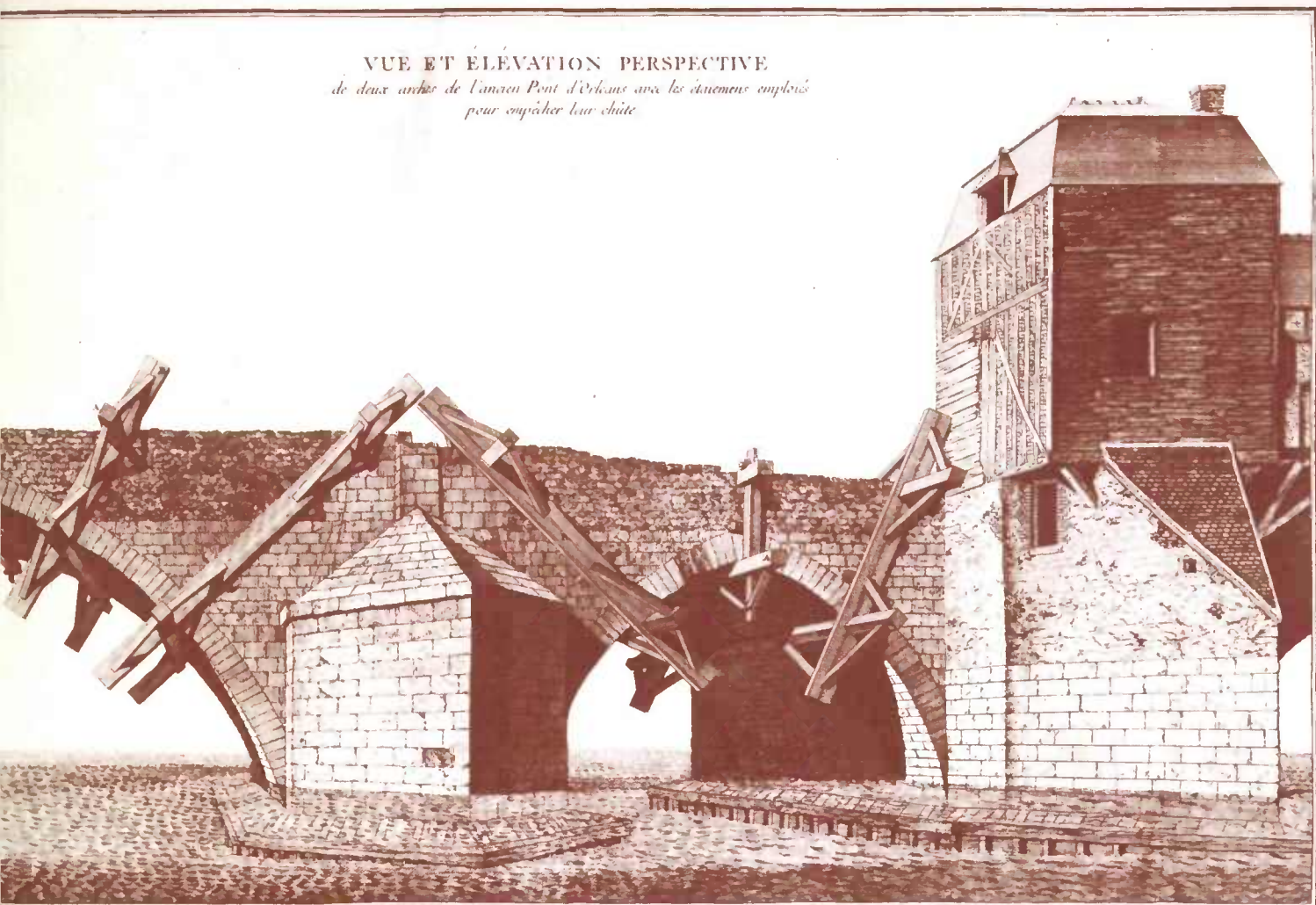


MINISTÈRE DES TRANSPORTS  
DIRECTION GÉNÉRALE DES TRANSPORTS INTÉRIEURS

# Fondations de ponts en site aquatique en état précaire

VUE ET ELEVATION PERSPECTIVE  
*de deux arches de l'ancien Pont d'Orléans avec les étaielements employés  
pour empêcher leur chute*



Guide pour la surveillance  
et le confortement



DIRECTION DES ROUTES  
ET DE LA CIRCULATION ROUTIÈRE

**Page laissée blanche intentionnellement**

**MINISTÈRE DES TRANSPORTS**  
**DIRECTION GÉNÉRALE DES TRANSPORTS INTÉRIEURS**

---

Direction des Routes et de la Circulation Routière 244, Bd Saint-Germain - 75775 PARIS Cedex 16

**Fondations de ponts en site aquatique  
en état précaire**

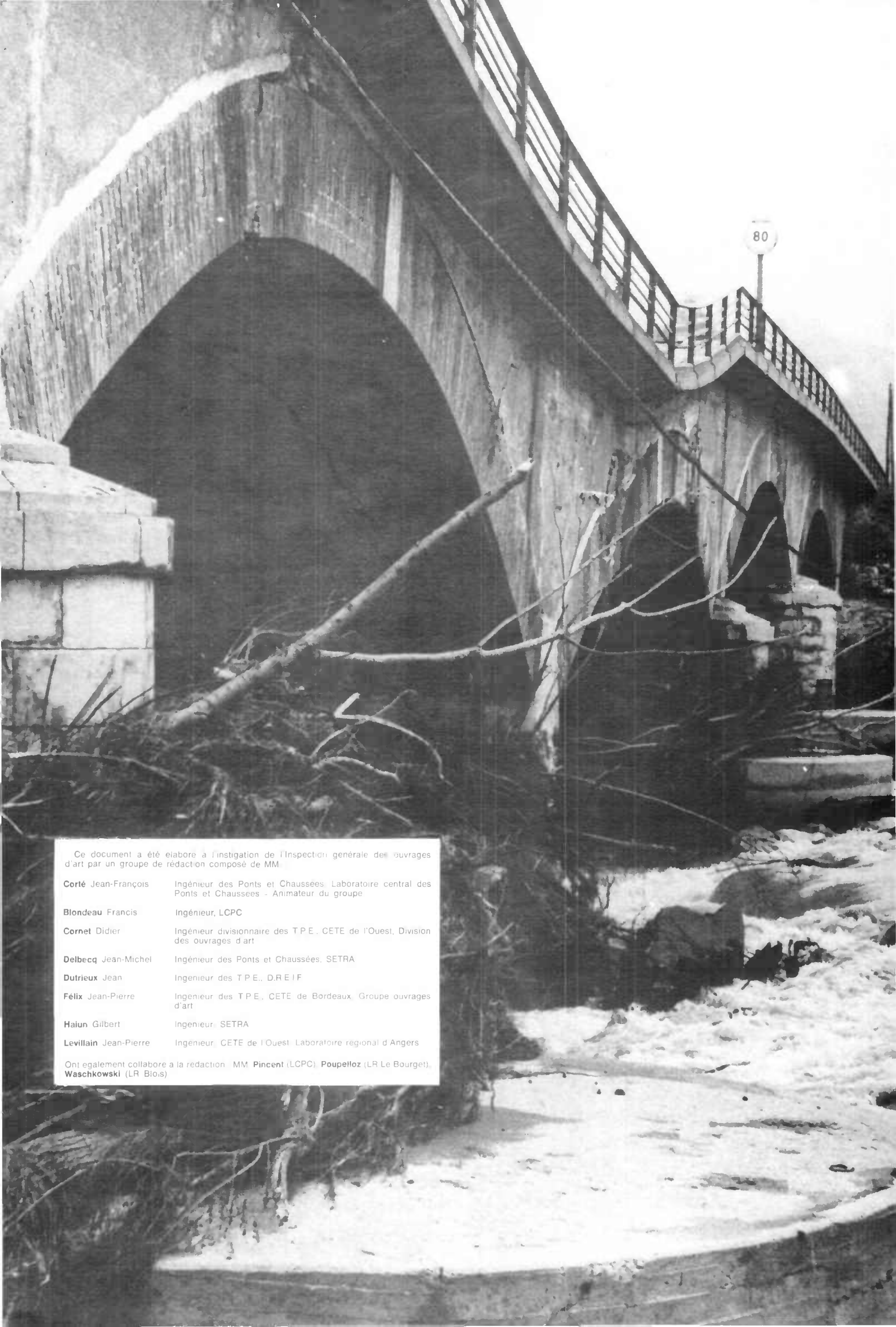
Guide pour la surveillance  
et le confortement

Décembre 1980

Document diffusé par

le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées  
58, boulevard Lefebvre - 75732 PARIS CEDEX 15

le Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes  
46, avenue Aristide Briand - 92223 BAGNEUX



Ce document a été élaboré à l'instigation de l'Inspection générale des ouvrages d'art par un groupe de rédaction composé de MM.

<b>Corté Jean-François</b>	Ingénieur des Ponts et Chaussées. Laboratoire central des Ponts et Chaussées - Animateur du groupe
<b>Blondeau Francis</b>	Ingénieur, LCPC
<b>Cornet Didier</b>	Ingénieur divisionnaire des T.P.E., CETE de l'Ouest, Division des ouvrages d'art
<b>Delbecq Jean-Michel</b>	Ingénieur des Ponts et Chaussées. SETRA
<b>Dutrieux Jean</b>	Ingénieur des T.P.E., D.R.E.I.F.
<b>Félix Jean-Pierre</b>	Ingénieur des T.P.E., CETE de Bordeaux, Groupe ouvrages d'art
<b>Halun Gilbert</b>	Ingénieur. SETRA
<b>Levillain Jean-Pierre</b>	Ingénieur. CETE de l'Ouest. Laboratoire régional d'Angers

Ont également collaboré à la rédaction MM. **Pincinet** (LCPC), **Poupelloz** (LR Le Bourget), **Waschkowski** (LR Blois)

L'effondrement de cinq arches du pont Wilson à Tours les 9 et 10 avril 1978 a rappelé la nécessité d'une surveillance attentive des fondations des ponts en site aquatique. Depuis cet incident, les règles de vigilance et de méfiance qu'il convient d'adopter en ce domaine ont été rappelées dans les Circulaires des 19 avril 1978 et 14 février 1979. Cette dernière annonçait en outre le présent document consacré aux mesures à mettre en œuvre sur les ouvrages dont les fondations sont en état précaire.

Ce travail a été conduit, sous la direction de l'Inspection générale des Ouvrages d'art, par un groupe d'ingénieurs du LCPC, du SETRA et de Centres techniques de l'Équipement (CETE) avec la collaboration d'ingénieurs de Services gestionnaires, de la S.N.C.F. et d'Entreprises.

Conçu à la fois pour les maîtres d'œuvre et pour les spécialistes, ce document présente les éléments techniques indispensables à la définition et à la conduite des différentes actions de surveillance, d'entretien ou de confortement des fondations. Il devrait faciliter le dialogue entre Services gestionnaires, Services techniques spécialisés et Entreprises. En ce domaine, la recherche ne saurait en effet progresser sans une large diffusion de l'information et une collaboration étroite entre les différentes parties.

L'exposé des problèmes de méthodologie et la description des méthodes, moyens et techniques opératoires est illustré par des exemples réels dont la liste sera complétée au fur et à mesure des réalisations. Un tel document technique est par essence évolutif ; certains problèmes de méthodologie ne sont pas encore parfaitement résolus, diverses techniques d'investigation et de confortement restent à perfectionner ou à inventer.

Un document réduit, dans lequel sont regroupés sous la forme d'un Aperçu les éléments essentiels pour traiter des problèmes courants, devra permettre, par une large diffusion, une sensibilisation à tous les échelons.

L'Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées  
Directeur du SETRA

J. BERTHIER

## PRÉAMBULE

Par lettre circulaire en date du 14 février 1979 (reproduite ci-après), le ministre des Transports rappelait quelques règles élémentaires de prudence et de discernement à respecter par les services gestionnaires d'ouvrages d'art, reposant sur des fondations immergées anciennes en état précaire, et annonçait le présent document traitant des procédés et modes opératoires.

Pour l'application aux fondations en site aquatique des principes et des modalités fixés par l'Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art (première partie du 19 octobre 1979 et deuxième partie - fascicule 10), ce document présente les éléments techniques reflétant l'état des connaissances du moment (1979). Force est, en effet, de reconnaître qu'il reste encore à dégager des solutions précises pour certains problèmes de méthodologie, et que diverses techniques d'investigation ou de réparation restent à perfectionner. Des recherches sont en cours dans les services techniques ; elles permettront de répondre progressivement à ces questions.

Cet ouvrage a été rédigé essentiellement à l'intention des maîtres d'œuvre. Il s'attache à la présentation :

- d'une méthodologie de la surveillance et du confortement ;
- des divers moyens techniques à disposition, en s'efforçant autant que possible de guider le maître d'œuvre dans ses choix ;
- des mesures de sécurité et des précautions particulières à respecter pour la mise en œuvre de chaque méthode.

Bien qu'une attention particulière ait été attachée aux anciens ponts en maçonnerie, certains éléments sont parfaitement transposables, *mutatis mutandis*, aux ouvrages modernes.

Ce document n'est ni un manuel de réparation, ni un catalogue de solutions types. Chaque ouvrage est un cas particulier devant faire l'objet d'études et de projets, d'investigations et de travaux spécifiques. Le but visé ici est de donner au maître d'œuvre un maximum d'informations pour lui permettre de résoudre au mieux un certain nombre de problèmes et de discerner les situations où il est souhaitable de s'attacher l'aide de spécialistes (mécaniciens des sols, ingénieurs des ouvrages d'art, hydrauliciens).

# Sommaire

APERÇU .....	6
1. TEXTES REGLEMENTAIRES .....	11
1.1 Lettre circulaire du 14 février 1979 .....	11
1.2 Liste des autres textes non abrogés en 1979 concernant les fondations des ponts .....	13
2. FONDATIONS ANCIENNES ET DESORDRES OBSERVES .....	14
2.1 Différents modes de fondation des ouvrages anciens .....	14
2.1.1 Fondations profondes sur pieux	
2.1.2 Fondations superficielles ou semi-profondes	
2.1.3 Protections anciennes des fondations contre les affouillements	
2.1.4 Fondations sur caisson à l'air comprimé	
2.1.5 Hétérogénéité des fondations	
2.2 Désordres préjudiciables aux fondations .....	23
2.2.1 Action des eaux	
2.2.2 Autres causes de désordres	
3. LA SURVEILLANCE .....	32
3.1 Cadre général de la surveillance .....	32
3.2 Le dossier de l'ouvrage - Les fondations .....	32
3.3 La surveillance continue .....	34
3.4 Les visites .....	35
3.4.1 Examen visuel	
3.4.2 Visites subaquatiques des fondations	
3.4.3 Reconnaissance des fonds du cours d'eau	
3.4.4 Désordres graves décelés au cours d'une visite	
3.5 Les inspections détaillées des fondations .....	41
3.5.1 Choix des moyens d'investigation	
3.5.2 Rapport d'inspection détaillée	
3.6 Surveillance renforcée et haute surveillance .....	44
3.6.1 La surveillance renforcée	
3.6.2 La haute surveillance	
3.6.3 Moyens pour la surveillance	
3.6.4 Gestion du dispositif de surveillance	
4. L'ENTRETIEN .....	47
5. MESURES D'URGENCE POUR LA SAUVEGARDE DES OUVRAGES .....	48
6. LE CONFORTEMENT .....	50
6.1 Le projet de confortement .....	50
6.1.1 Examen de la stabilité de l'ouvrage avant travaux	
6.1.2 Choix du <i>mode de confortement</i>	
6.1.3 Mise au point du dossier de confortement des fondations et choix de la procédure de consultation	
6.1.4 Lancement de la consultation. Dépouillement des offres. Choix de l'entreprise. Passation du marché	
6.2 Déroulement des travaux .....	54
6.3 Suivi après travaux et responsabilité de l'entreprise .....	54
<b>ANNEXES</b>	
ANNEXE TECHNIQUE I : Dispositifs et techniques de surveillance .....	55
ANNEXE TECHNIQUE II : Méthodes et techniques de reconnaissance des fondations .....	67
ANNEXE TECHNIQUE III : Détermination par la méthode de l'épure de Méry des efforts transmis par les voûtes aux appuis .....	83
ANNEXE TECHNIQUE IV : Techniques de confortement .....	87
ANNEXE TECHNIQUE V : Exemples de travaux de confortement .....	133

## APERÇU

*Le nombre et la diversité des informations contenues dans ce document, nécessaires pour aborder le plus large éventail possible de cas de surveillance et de confortement des fondations nous ont conduits à faire précéder le texte d'un « aperçu ». Outre l'organisation et la présentation des différents chapitres, cet aperçu reprend les éléments essentiels pour traiter correctement des problèmes courants des ouvrages de petites dimensions.*

*Le document proprement dit est organisé en deux parties, texte et annexes techniques. Cette séparation a été introduite pour faciliter la lecture et conférer à l'ensemble des paragraphes une certaine homogénéité.*

*Le texte lui-même comprend un premier chapitre à caractère didactique, décrivant brièvement les modes de fondation des ouvrages anciens et les causes les plus fréquentes des désordres. Les chapitres suivants, consacrés à la surveillance, à l'entretien et au confortement des fondations, s'attachent à présenter une méthodologie, certains conseils pour le choix à faire parmi les moyens à disposition et les erreurs importantes à éviter (qui ont été malheureusement observées sur des chantiers récents) pour que le remède ne s'avère pas pire que le mal.*

*Dans les annexes techniques ont été regroupés les détails techniques correspondant à l'état actuel des connaissances et qui ne sont pas indispensables en première lecture. Cependant, leur importance ne saurait être négligée pour la définition précise des projets, limiter les aléas en cours de chantier et pour conserver une maîtrise efficace du déroulement des travaux.*

## PRESENTATION DES PRINCIPAUX CHAPITRES

### 1. TEXTES REGLEMENTAIRES

Ce chapitre reproduit la Circulaire du 14 février 1979 annonçant le présent document, et récapitule les circulaires et textes réglementaires, non abrogés en 1979, se rapportant en totalité ou pour partie à la surveillance, l'entretien et la réparation des fondations d'ouvrages d'art en site aquatique, et dont les généralités sont codifiées par l'Instruction technique du 19 octobre 1979.

### 2. FONDATIONS ANCIENNES ET DESORDRES OBSERVES

#### 2.1. DIFFÉRENTS MODES DE FONDATION DES OUVRAGES ANCIENS

Plutôt qu'un historique, cette partie présente brièvement les principales techniques de fondation utilisées les siècles passés. La connaissance du mode de fondation et de la technique d'exécution sont des éléments essentiels pour :

- la compréhension des phénomènes observés,
- l'adaptation des méthodes de surveillance,
- le choix des techniques de confortement, en évitant les interventions inconsidérées par ignorance du fonctionnement de l'ouvrage.

La conception et les techniques d'exécution des fondations ont évidemment varié selon les époques et les régions. Les éléments présentés n'ont valeur que d'exemple ; il faut ainsi garder à l'esprit que la nature des fondations peut changer d'un appui à l'autre et parfois sous une même pile.



Si les modes de fondation sur pieux en bois ont été les plus fréquents, de nombreux ouvrages ont été fondés superficiellement, parfois même en milieu affouillable. Il faut donc redoubler de prudence pour toute intervention en l'absence de certitude sur la nature de la fondation.

## 2.2. DÉSORDRES PRÉJUDICABLES AUX FONDATIONS

Surveiller suppose que l'on sache quelles sont les causes possibles des désordres et leurs manifestations. De même, la réparation doit dépasser la pure et simple réfection des désordres reconnus ; elle doit être définie en fonction de l'origine de ces désordres.

Cette partie rappelle quelles sont les causes les plus fréquentes et les manifestations observées.

Parmi les diverses causes exposées, l'attention est attirée sur les phénomènes suivants :

— les extractions importantes de matériaux dans les lits ont entraîné, surtout depuis 1970, un creusement parfois considérable du niveau moyen des fonds mettant alors en péril de nombreux ouvrages de franchissement. Cet abaissement provoque le plus fréquemment un dégarnissage des fondations anciennes avec les conséquences suivantes :

- attaque directe par l'eau, formation de cavités sous les fondations et abrasion des massifs de fondation,
- diminution de la stabilité latérale des fondations sur pieux,
- altération des rideaux de protection,
- etc. ;

— l'affouillement général en période de crue se traduit par un approfondissement des fonds et un remaniement des matériaux du lit, par mise en saltation\*, sur une épaisseur pouvant atteindre plusieurs mètres. Cette action, difficilement observable, entraîne une réduction de la portance des appuis et de leur stabilité latérale.

## 3. LA SURVEILLANCE DES FONDATIONS

Ce chapitre est organisé dans le cadre général défini par l'Instruction technique par la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art. Il reprend, en les explicitant, les règles élémentaires de prudence et de discernement énoncées dans la Circulaire du 14 février 1979, placée en tête du document. Les paragraphes suivants détaillent le contenu technique pour les différentes actions de surveillance des fondations :

- surveillance continue (§ 3.3),
- visites (§ 3.4),
- inspections détaillées (§ 3.5).

L'articulation des opérations est présentée dans le tableau synoptique 1 (§ 3.1).

Pour chaque niveau de surveillance sont exposés :

- l'organisation,
- le contenu technique des investigations à mener,
- les moyens techniques à disposition,
- les décisions à prendre suivant l'importance des désordres constatés.

### 3.2 LE DOSSIER DE L'OUVRAGE

La recherche des documents sur la nature des fondations doit être menée avec le plus grand soin mais il ne faut attacher de certitude qu'aux informations qui ont pu être confirmées. Pour de nombreux ouvrages anciens de dimensions modestes, il n'existe pas d'archives. On profitera des visites et des inspections détaillées pour conduire les investigations nécessaires à l'établissement du dossier d'ouvrage (cf. fascicule 01 de la deuxième partie de l'Instruction technique) et pour s'assurer des renseignements jugés douteux.

En outre, le recueil des données hydrauliques, notamment auprès des Services hydrologiques centralisateurs de bassin, et des éléments tirés de l'observation doit être entrepris systématiquement et versé au dossier d'ouvrage.

### 3.3. LA SURVEILLANCE CONTINUE

La surveillance d'un ouvrage doit porter à la fois sur la superstructure et sur les fondations. A cet effet, il convient de profiter des périodes de très basses eaux pour observer l'état de l'ensemble de l'ouvrage.

Par ailleurs, la surveillance doit être intensifiée à l'occasion d'événements exceptionnels comme les grandes crues.

### 3.4. LES VISITES

La recherche de cavités sous les piles et les culées est à effectuer avec une attention particulière, notamment lors des visites subaquatiques. Le représentant désigné de l'Administration doit suivre très attentivement les investigations, faire preuve d'une **méfiance** particulière et se demander si l'état apparent de

\* Saltation : déplacement par bonds successifs des particules entraînées par l'eau.

L'ouvrage ne cache pas certains désordres. Ainsi, cette méfiance doit être de règle dans le cas de fondations entourées d'enrochements, et lorsqu'on n'est pas certain de l'existence de pieux sous une fondation, de leur état, voire de la nature même de cette fondation. On aura alors intérêt à dégarnir très localement l'appui avec précaution, et après étude, pour accéder directement à la fondation.

De nombreux désordres observés dans la superstructure peuvent être l'indice de dégradations au niveau des fondations. Ici encore le diagnostic porté après la visite doit être formulé en ayant à l'esprit l'ensemble de l'ouvrage ; une inspection détaillée sera au besoin envisagée pour reconnaître l'état des parties cachées.

Les désordres doivent être relevés avec précision, comme il est indiqué dans la Recommandation du 25 septembre 1978, sur des plans soigneusement cotés, et grâce à des photos d'ensemble et de détails soigneusement datées et légendées. Plus le compte rendu est exhaustif et précis et mieux il sera apte à servir d'élément de comparaison pour les visites ultérieures.

L'apparition de désordres graves, décelés lors de la surveillance continue ou d'une visite, doit inciter le service gestionnaire à prendre des mesures :

- visant à assurer la sécurité des usagers et des tiers,
- permettant la surveillance de l'évolution à court terme de l'ouvrage,

cela sans attendre la venue et le diagnostic des spécialistes qui seront chargés de l'inspection détaillée exceptionnelle.

Les décisions ne doivent cependant être prises qu'après réflexion sur la date d'apparition des désordres et leur évolution. La vigilance s'impose néanmoins en cas de désordres existants de longue date.

### 3.5. LES INSPECTIONS DÉTAILLÉES

Les investigations doivent être menées avec d'autant plus de précautions que l'on connaît mal la nature et l'état des fondations.

L'emploi de certaines techniques de forage pouvant être la source de vibrations importantes, comme le trépan de battage, doit être proscrit.

Il faut encore éviter tout déplacement, excessif ou incontrôlé, toute destruction ou déconsolidation d'éléments participant à la protection ou à la tenue d'appuis de stabilité précaire tels que sol, enrochements ou radier.

Les travaux nécessaires pour l'inspection doivent toujours s'effectuer sous une surveillance attentive de l'ouvrage.

### 3.6. SURVEILLANCE RENFORCÉE ET HAUTE SURVEILLANCE

Cette partie présente les dispositions à adopter lorsque la surveillance périodique normale ne peut plus être considérée comme suffisante.

Dans le cas où un ouvrage est mis sous haute surveillance, les systèmes d'alarme automatiques ne doivent être employés qu'avec beaucoup de prudence en raison notamment de déclenchements intempestifs.

## 4. L'ENTRETIEN

Si ces travaux peuvent apparaître routiniers, du soin apporté à leur exécution et de la régularité de l'entretien dépendra le plus souvent la bonne conservation de l'ouvrage. Il importe donc de veiller au maintien en état des éléments de protection, massifs d'enrochements, rideaux, radiers, etc., à l'élimination des végétations envahissantes et au bon écoulement des eaux sous l'ouvrage.

Même si les travaux à entreprendre n'ont que peu d'ampleur, il faut se garder de tout diagnostic hâtif et connaître précisément l'origine des désordres et l'état de service de l'ouvrage.

## 5. MESURES D'URGENCE POUR LA SAUVEGARDE DES OUVRAGES

Dès que des désordres importants, menaçant la tenue de l'ouvrage à court terme, sont décelés, un diagnostic doit être établi avec un spécialiste pour définir les mesures de sauvegarde à prendre, afin d'enrayer la progression des désordres et de sauvegarder l'ouvrage dans l'attente de pouvoir effectuer des travaux confortatifs.

Ces mesures sont à prendre rapidement mais sans précipitation, sous une surveillance attentive de l'ouvrage, en veillant de plus à ce qu'elles ne compromettent pas le confortement définitif. Il pourra s'agir :

- de mesures de restriction de circulation, en prenant toute disposition utile pour qu'elles soient effectivement respectées ;
- d'aménagements hydrauliques (modification du débouché, seuil à l'aval pour la mise en eau calme et l'arrêt de l'érosion régressive...) ;
- du comblement des cavités sous les appuis ou sous les fondations ;
- de la mise en place d'enrochements ;
- de la mise sur cintre de certaines voûtes, etc.

## 6. LE CONFORTEMENT

Quelle que soit l'importance de l'ouvrage, le projet de confortement ne doit être défini qu'après analyse de la stabilité de l'ouvrage avant travaux. Le diagnostic doit être établi pour l'ensemble de l'ouvrage. Cela suppose la connaissance précise :

- de la nature et de l'état des fondations,
- de l'origine des désordres,
- de la nature et des caractéristiques des sols de fondation,
- des conditions hydrauliques (dont les niveaux d'affouillement maximal possibles),
- de l'état et du mode de fonctionnement de la superstructure.

Les travaux doivent non pas être un simple correctif des dégradations constatées, mais mettre si possible l'ouvrage définitivement à l'abri de nouveaux désordres. Pour cela, il importe d'apprécier l'évolution probable des conditions hydrauliques.

Même pour des ouvrages modestes, le dossier pour le confortement doit comporter :

- des plans d'ensemble et de détails définissant avec précision les travaux à exécuter ;
- un CCTP indiquant :
  - les désordres observés,
  - tous les renseignements géotechniques, hydrauliques et sur l'ouvrage, nécessaires à la définition des travaux,
  - les justifications des dispositions retenues à fournir,
  - le mode d'exécution des travaux, en proscrivant si nécessaire certains procédés jugés trop agressifs pour l'ouvrage,
  - les contraintes de chantier (débouché à conserver, conditions de circulation sur l'ouvrage, etc.),
  - le phasage et la consistance de toutes les tâches à exécuter.
  - le programme des essais de contrôle prévus.

Le maître d'œuvre doit notamment demander à l'entreprise, avant signature du marché :

- de justifier que la stabilité n'est à aucun moment mise en cause par l'exécution des travaux ;
- de décrire très précisément les matériels et les procédés d'exécution envisagés ;
- de présenter avec détail l'enchaînement des tâches élémentaires.

Compte tenu du caractère très particulier et délicat de ces travaux, ceux-ci ne doivent être confiés qu'à des entreprises compétentes dont le maître d'œuvre s'assurera des références.

Si divers que soient les intervenants, il importe que l'unité de commandement soit toujours respectée. Elle est normalement assurée en la personne de l'ingénieur ou de l'agent qualifié du service gestionnaire qui a été désigné. Les concours extérieurs auxquels le service fait appel doivent tous avoir la compétence spécifique en matière de fondations, y compris au niveau du personnel d'encadrement des chantiers. La présence d'un surveillant de l'administration, chargé de veiller au respect du phasage et des limites à ne pas dépasser, est le plus souvent une précaution nécessaire.

## ANNEXES TECHNIQUES

Ces annexes regroupent des informations utiles, par technique, pour :

- le choix des moyens,
- la rédaction des CCTP,
- la surveillance des travaux.

L'attention est également attirée sur les précautions particulières pour les actions visées par ce document.

S'il n'y a pas homogénéité dans le contenu des diverses annexes, c'est le reflet de l'état des connaissances du moment (1979) et des publications existantes. Aussi, certains points sont-ils rappelés pour mémoire et renvoi est-il fait aux documents déjà publiés. C'est le cas par exemple de l'utilisation des palplanches métalliques, où seuls sont évoqués les éléments propres aux travaux de confortement des fondations ; pour le reste, le lecteur est renvoyé notamment au Guide de chantier Niveau 3 du CGOA 70 publié par le SETRA. En revanche, il est apparu souhaitable de présenter en détail les techniques d'exécution du béton sous l'eau.

### ANNEXE I : DISPOSITIFS ET TECHNIQUES DE SURVEILLANCE

Cette annexe expose de manière synthétique les différentes techniques de surveillance de l'évolution de la géométrie et des fissures de l'ouvrage (niveaux, topométrie, capteurs, etc.). On s'attache, ici, à évoquer les possibilités des divers appareils, la conception des dispositifs et la précision que l'on peut attendre des mesures.

## ANNEXE II : MÉTHODES ET TECHNIQUES DE RECONNAISSANCE DES FONDATIONS

Cette annexe présente les différents outils d'investigation (dégarnissage local des appuis, forages, essais en place, etc.), en rappelant pour chacun les utilisations possibles, les précautions et en donnant des recommandations quant à leur emploi.

L'attention est attirée sur l'intérêt, moyennant certaines précautions, du dégarnissage local des appuis en vue d'accéder aux parties des fondations dissimulées à la vue par des enrochements ou des alluvions redéposées.

L'implantation de forages lors d'inspections détaillées exceptionnelles doit tirer profit du maximum des renseignements déjà recueillis sur l'ouvrage et sur son état. Ils seront alors disposés selon les cas depuis la base de l'appui ou depuis la chaussée si l'on veut en particulier reconnaître la nature et l'état des maçonneries. Si les forages carottés en grand diamètre sont les mieux adaptés à la reconnaissance des appuis et des massifs de fondation, d'autres techniques sont envisageables cas par cas selon l'état de l'ouvrage et la nature des autres investigations projetées (essais mécaniques en place, essais d'eau, diagraphies nucléaires, etc.).

Par ailleurs, il convient d'étudier la possibilité d'une mise à sec de l'appui, lorsque des désordres ont été décelés, afin de relever exactement leur nature et leur extension et pour procéder aux réparations dans les meilleures conditions.

## ANNEXE III : DÉTERMINATION PAR LA MÉTHODE DE L'ÉPURE DE MÉRY DES EFFORTS TRANSMIS PAR LES VOÛTES AUX APPUIS

L'appréciation de la stabilité des appuis passe par la détermination des efforts transmis par les voûtes. Pour cela, et pour estimer la stabilité de l'arc, on pourra utiliser, selon les errements traditionnels, des méthodes graphiques comme celle de l'épure de Méry.

## ANNEXE IV : TECHNIQUES DE CONFORTEMENT

Différentes techniques de confortement sont exposées en soulignant :

- les utilisations possibles,
- les sujétions,
- les difficultés et les précautions à prendre,
- les matériels et les procédés à exclure ou à préconiser pour ces travaux dans certains cas.

## ANNEXE V : EXEMPLES DE TRAVAUX DE CONFORTEMENT

L'objet n'est pas de proposer ici un catalogue de solutions types, mais de présenter l'éventail possible des méthodes. Un certain nombre de cas réels ont été choisis pour lesquels les techniques utilisées sont associées aux désordres observés. Les difficultés rencontrées en cours de chantier sont mentionnées et, à l'occasion de ces exemples, on s'est efforcé d'en tirer certains enseignements.

# 1 Textes réglementaires

MINISTÈRE DES TRANSPORTS

DIRECTION GÉNÉRALE DES  
TRANSPORTS INTÉRIEURS

Paris, le 14 février 1979

DIRECTION DES ROUTES  
ET DE LA  
CIRCULATION ROUTIÈRE

C.T.O.A./p. 821

LE MINISTRE

à

Messieurs les directeurs départementaux  
de l'Équipement

sous couvert de Messieurs les Préfets

Monsieur le directeur du SETRA

Monsieur le directeur du LCPC

Messieurs les directeurs des CETE

Monsieur le directeur de la DESRET

**OBJET : RECOMMANDATIONS RELATIVES À LA MAINTENANCE DES FONDATIONS ANCIENNES D'OUVRAGES D'ART.**

*Au cours du deuxième semestre de l'année 1978 vous avez fait un effort particulier de reconnaissance des fondations anciennes d'ouvrages d'art descendues à une profondeur insuffisante en terrain affouillable.*

*La constatation de certains désordres est venue illustrer la règle de vigilance que je rappelais par circulaire du 19 avril 1978. C'est également ce souci de vigilance que je développais dans ma recommandation du 25 septembre 1978, vous transmettant une codification détaillée des modalités de visites d'appuis par plongeurs autonomes.*

*Dans le même esprit, je reprends ci-après quelques règles élémentaires de prudence et de discernement à respecter par les services gestionnaires d'ouvrages d'art anciens ou récents, reposant sur des fondations immergées anciennes en état précaire. Il s'agit surtout de précautions de bon sens et de conseil mettant en garde les ingénieurs contre les fausses manœuvres à éviter. Les procédés et modes opératoires feront l'objet d'un document commun SETRA-LCPC qui sera diffusé d'autre part.*

## 1. Principes généraux

*1.1. Si divers que soient les intervenants, l'autorité va de pair avec la responsabilité. Il importe que l'unité de commandement soit toujours respectée. Elle est normalement assurée en la personne de l'ingénieur ou de l'agent qualifié du service gestionnaire que vous aurez désigné (cf. prescription du 25 septembre 1978 relative au responsable de la préparation et de la surveillance des visites de plongeurs).*

*Les concours extérieurs auxquels le service fait appel, prestataires de services des CETE, entreprises, doivent avoir la compétence spécifique en matière de fondations, y compris au niveau du personnel d'encadrement des chantiers. Chacun doit être conscient des risques et attentif à tout fait imprévu.*

1.2. *Le service doit s'interdire d'entreprendre aucun travail confortatif avant d'avoir réuni tous les éléments de connaissance du problème qui est posé, et d'avoir arrêté dans le détail les dispositions à prendre.*

1.3. *Il appartient au service de définir, par écrit, les tâches incombant à chacun des intervenants, et d'en régler rigoureusement l'enchaînement dans le temps et dans l'espace. Rien ne doit être laissé à l'improvisation du dernier moment, et toute précipitation doit être bannie grâce à l'évaluation suffisamment large des délais, que l'on aura pris soin d'échelonner autant qu'il est nécessaire, compte tenu des limites imposées par les époques probables de montée des eaux. La présence d'un surveillant de l'administration, chargé de veiller au respect du phasage et des limites à ne pas dépasser, est le plus souvent une précaution nécessaire.*

## **2. Connaissance préalable**

2.1. *La recherche de tous les documents renseignant sur la constitution des fondations doit être étendue si nécessaire aux archives extérieures, voire à la littérature locale ancienne. Mais la documentation recueillie ne doit être retenue qu'après avoir été passée à l'analyse critique. Un document largement postérieur à l'époque de construction a de grandes chances d'être inexact.*

2.2. *Une grande attention doit toujours être portée à l'incidence de travaux extérieurs tels que extraction de matériaux, approfondissement de chenaux de navigation. Ils peuvent menacer les fondations, même s'ils sont fort éloignés, par suite de l'érosion régressive. L'étude hydraulique dont la connaissance est nécessaire au gestionnaire de l'ouvrage à protéger incombe au maître d'ouvrage des travaux ayant pour conséquence l'approfondissement du lit.*

2.3. *Les investigations nécessaires doivent toujours être menées avec la plus grande circonspection. La préférence doit aller tout naturellement aux méthodes de reconnaissance n'entraînant aucune déconsolidation, ou au pire que des déconsolidations très limitées, aussi bien en superstructures d'ailleurs que dans les fondations elles-mêmes. Si l'on a recours à un forage pratiqué depuis le niveau supérieur, la pression de l'eau de forage doit être réduite pour éviter les entraînements de fines, voire une nouvelle expérience du « tonneau de Pascal ». S'il faut enlever des enrochements du massif de protection, on procédera par largeur inférieure à 1 ou 2 m au plus.*

2.4. *D'une manière générale, les reconnaissances doivent être menées avec discernement. La comparaison avec les relevés précédents peut donner des indications précieuses, même si l'évolution décelée est minime. Aucun signe avant-coureur de désordres n'est à négliger. L'aggravation d'un état antérieur de fissuration d'ouvrages voûtés révèle souvent un mouvement de fondations.*

2.5. *Les vibrations provoquées par la circulation des poids lourds étant très souvent une cause aggravante, les mesures de restriction de la circulation sont à prendre généralement avant tout commencement d'intervention. Qu'il s'agisse de mesures de circonstance ou que des restrictions de trafic (limitation de surcharges, limitation de largeur roulable) aient déjà dû être édictées antérieurement, il y a lieu de veiller à les faire respecter.*

## **3. Travaux confortatifs**

### **3.1. Phase de préparation**

*Dès la phase de préparation, une surveillance continue doit être exercée ; l'appel aux autorités de police peut être opportun pour faire respecter les restrictions de trafic.*

*S'il y a lieu de prévenir les conséquences d'une décohesion des maçonneries en élévation, on ceinturera, de façon provisoire ou définitive, les parties d'ouvrage suspectes, comme les bases de piles dont l'éclatement aurait de graves conséquences lors des reprises en sous-œuvre.*

*De même, pour assurer le succès du comblement de cavités sous appuis, on pourra ceinturer la fondation elle-même par un béton coulé tout autour de l'appui jusqu'au fond du lit sans que celui-ci ait été préalablement creusé.*

*On se gardera de toutes les actions dynamiques prématurées telles que battage ou vibro-fonçage de palplanches.*

### **3.2. Phase de confortement**

*Comme les travaux de reconnaissance, les travaux confortatifs doivent être menés sans autres déconsolidations que très localisées. Si le programme de travaux comporte l'enlèvement d'enrochements du massif de protection ou l'ouverture d'une souille, on procédera toujours à l'avancement par tranches de largeur inférieure à 1 ou 2 m.*

*La mise en œuvre de palplanches ne commencera qu'après l'accord du spécialiste des sols, dûment informé de tous les éléments de connaissance du terrain et du support de la fondation.*

*Les dimensions données aux rempiètements de piles seront soigneusement définies avec le souci de n'apporter aucune réduction excessive, qui aurait des conséquences fâcheuses sur la tenue ultérieure du confortement, au débouché linéaire ni au débouché superficiel.*

*Comme il est de règle générale, en application notamment de la circulaire du 15 février 1978, vous veillerez à me rendre compte dans les plus courts délais, sous le présent timbre, de tout incident générateur de conséquences ou porteur d'enseignements survenant au cours de tels travaux de reconnaissance ou de confortement de fondations anciennes en état précaire.*

Par délégation,  
Le Directeur des routes  
et de la circulation routière,  
**M. FEVE.**

Liste des autres textes non abrogés en 1979 concernant les fondations des ponts

- Circulaire d. 7345 du 8 juin 1959 relative aux dégradations, désordres ou menaces affectant les piles et culées des ponts. Visites et travaux effectués par hommes-grenouilles\*.
- Circulaire d. 9506 du 4 février 1963 relative à la protection des ponts routiers contre les phénomènes d'embâcle et de débâcle et les circulaires de 1956 qui lui sont annexées\*.
- Circulaire d. 9773 du 10 août 1963 relative à la visite des ponts par hommes grenouilles.
- Circulaire d. 136163 REG/2 du 28 février 1974 relative à la réparation ou reconstruction d'ouvrages défectueux (recensement et programmation) incorporée sous forme de chapitre particulier à la circulaire REG/2 annuelle, chapitre 35-20, article 10.
- Circulaire d. 13744 du 17 juin 1974 relative au renforcement des actions de surveillance et d'entretien des ouvrages d'art.
- Circulaire d. 13774 du 17 juillet 1974 relative au renforcement des actions de surveillance et d'entretien des ouvrages d'art. Complément pour le domaine des ponts, viaducs et ouvrages analogues à la Circulaire du 17 juin 1974.
- Circulaire du 1<sup>er</sup> septembre 1975 relative à la surveillance des ponts gérés par la Direction des ports autonomes et des voies navigables.
- Circulaire p. 377 du 19 avril 1978 relative aux dégradations, désordres ou menaces affectant les piles et les culées de ponts ; visite et travaux effectués par hommes-grenouilles.
- Circulaire n° 78-85 du 18 mai 1978 relative à la surveillance des fondations des ouvrages (D.P.M.V.N.).
- Recommandations p. 614 du 25 septembre 1978 relatives à l'exécution des visites par plongeurs autonomes.
- Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art. Première partie. Dispositions applicables à tous les ouvrages (19 octobre 1979), fascicule 10 de la deuxième partie. Fondations en site aquatique.

Pour les aspects techniques, il est inutile de se reporter à ces circulaires, sauf si le texte invite explicitement le lecteur à le faire.

\* Circulaires reproduites dans le document SERO 70 diffusé par le SETRA.

## 2 Fondations anciennes et désordres observés

### 2.1. DIFFERENTS MODES DE FONDATION DES OUVRAGES ANCIENS

Pour les ouvrages anciens, comme pour les ponts modernes, on retrouve les différents modes de fondation que l'on peut classer en :

- fondations profondes sur pieux,
- fondations superficielles ou semi-profondes,
- fondations sur caisson.

Seules sont évoquées ici les techniques anciennes les plus courantes et pour lesquelles des désordres dans les fondations ont été observés à plusieurs reprises. Il ne faudrait cependant pas en déduire que les ouvrages fondés autrement : enrochements, pavage du lit ou radier général, havage ou pieux métalliques, etc., sont à l'abri de tout désordre.

#### 2.1.1. Fondations profondes sur pieux

L'utilisation pour fonder les ouvrages de pieux en bois, appelés encore pilots ou pilotis, était une technique connue des Romains. C'était le mode de

fondation utilisé généralement jusqu'au milieu du XIX<sup>e</sup> siècle lorsque le substratum n'était pas affleurant.

Différentes essences furent utilisées (chêne, châtaignier, pin, frêne, orme, etc.). Le diamètre courant de ces pieux est de 0,20 à 0,35 m et leur longueur excède rarement 10 m. Ces pieux peuvent être flottants ou reposer pratiquement sans encastrement sur le premier horizon dur lorsque celui-ci est situé à faible profondeur. Afin d'améliorer la pénétrabilité, la pointe des pieux était parfois munie d'un sabot métallique.

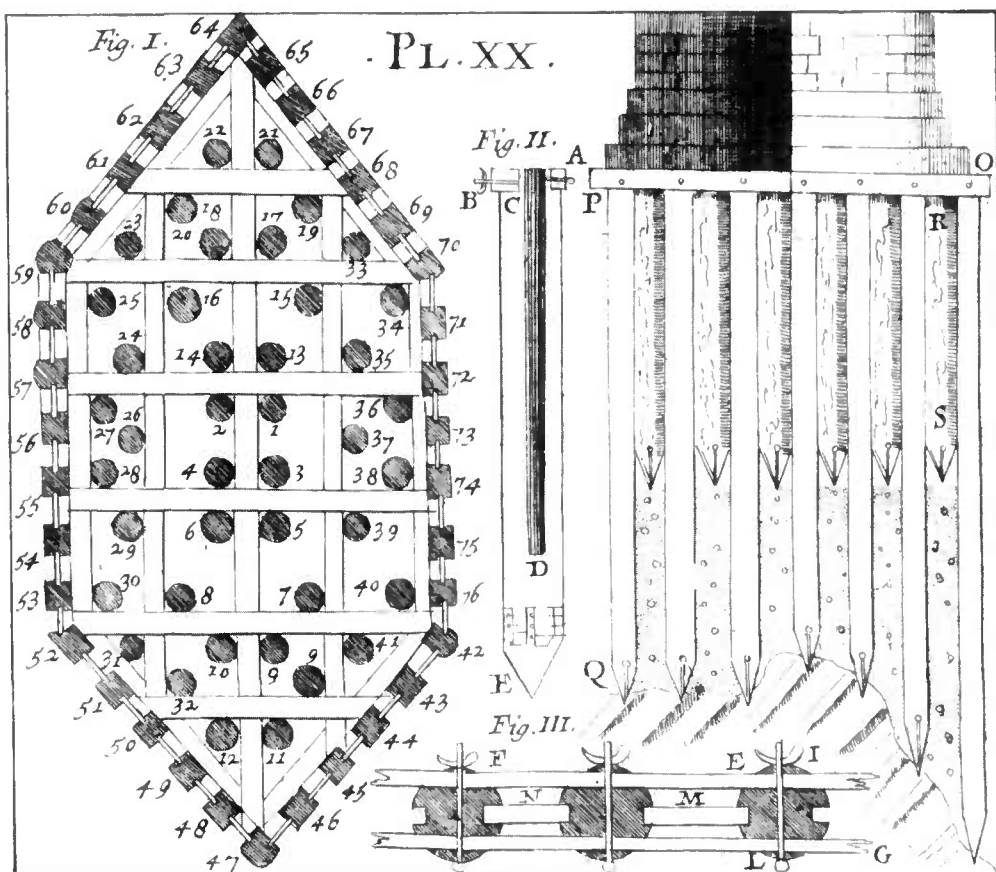
Jusqu'à la fin du XVIII<sup>e</sup> siècle, la tête des pieux était généralement recépée à peu près au niveau de l'étiage de l'époque en vue d'édifier la maçonnerie des piles à sec. Pour les ouvrages les plus anciens, les pieux étaient battus dans les cases formées par un réseau de poutres sur lequel était établie la pile, quelquefois sans platelage intermédiaire (fig. 1). Ultérieurement, les pieux furent disposés suivant un maillage régulier, les espacements courants étant compris entre 0,80 m et 1,50 m. Après recépage, les pieux étaient reliés en tête par un grillage en charpente (longrines pour les pieux d'une même

Fig. 1. — Fondation sur pieux du début du XVIII<sup>e</sup> siècle (d'après Gautier).

I. Plan du pilotis avec indication de l'ordre de battage.

II. Elevation de la fondation.

III. Détail du rideau d'enceinte.





file, et traversines clouées ou assemblées à mi-bois) destiné à répartir la charge verticale entre les pieux dont le nombre pouvait dépasser la centaine pour un seul appui (fig. 2).

Pour bloquer la tête des pieux, avant de mettre en place le platelage en madriers, un remplissage à l'aide de moellons maçonnés et de mortier argileux était disposé sur la hauteur libre des pieux (de 0,50 à 1 m) (fig. 3).

En 1762, pour la première fois, de Cessart utilisa à Saumur une scie qui permit de recéper les pieux à 5,50 m sous l'étiage. De Cessart rapporta, dans son ouvrage *Description des travaux hydrauliques*, les propos de Perronet : « Il n'hésita pas à prononcer (...) qu'on ne connaissait point en Europe une maçonnerie régulièrement faite, établie à une aussi

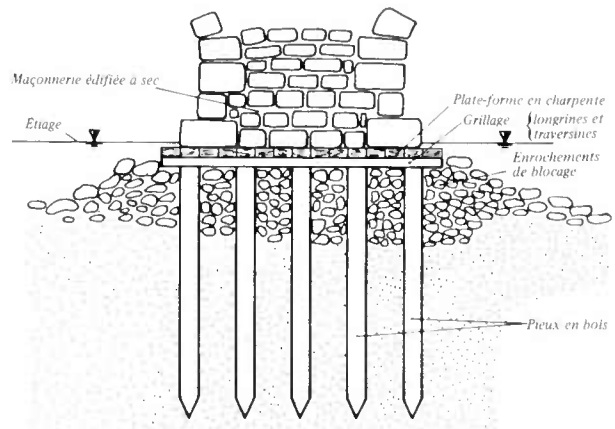


Fig. 2. — Fondation sur pieux.  
Pont Wilson à Tours (fin du XVIII<sup>e</sup> siècle).

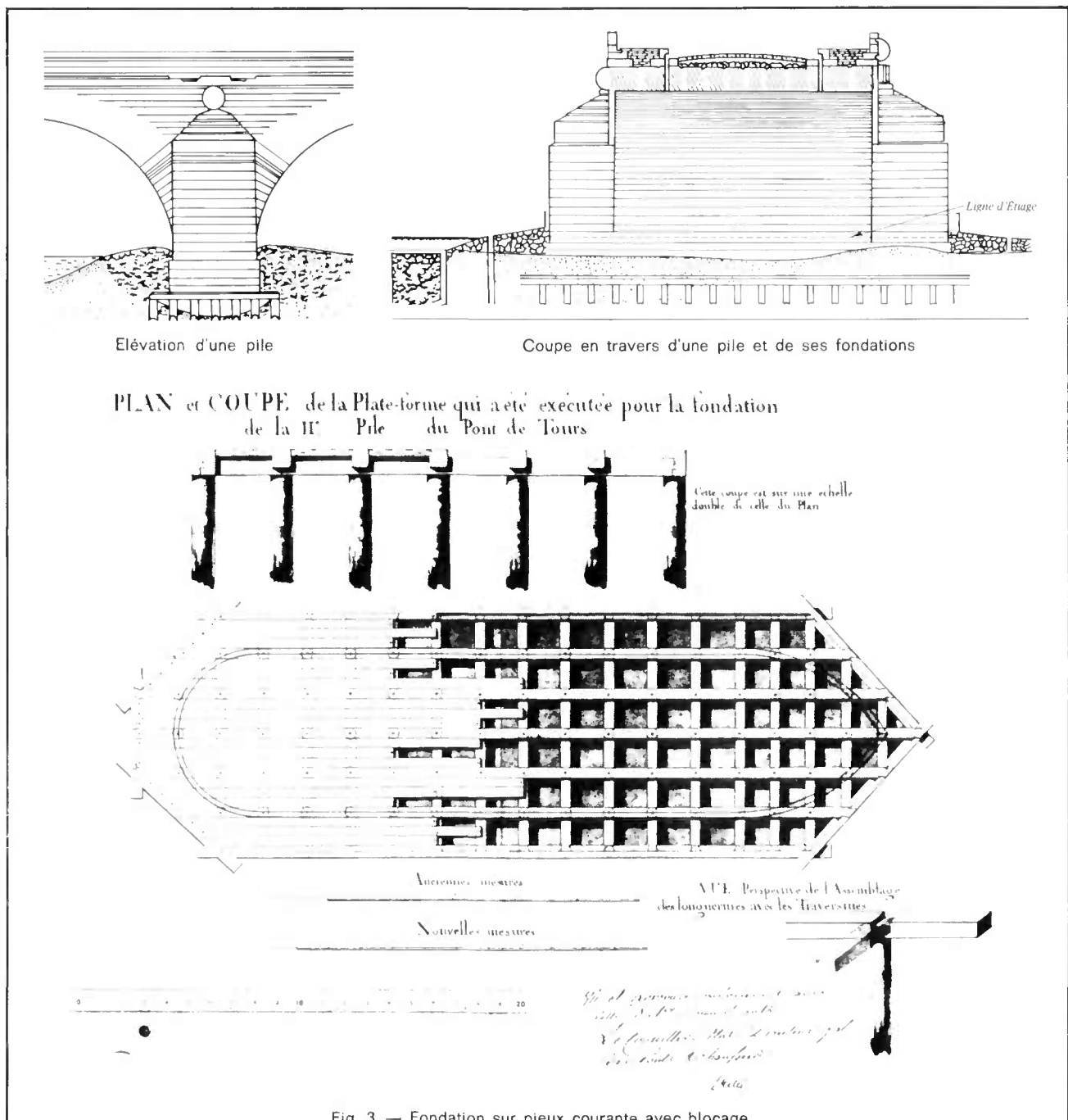


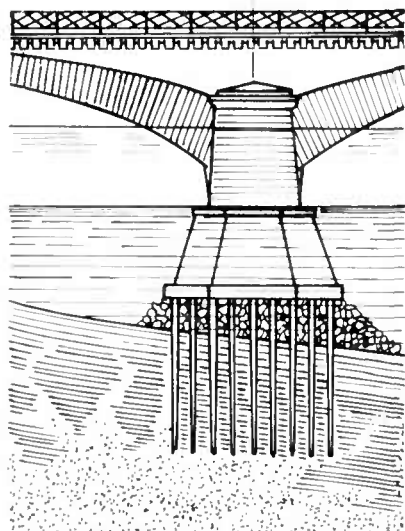
Fig. 3. — Fondation sur pieux courante avec blocage par des enrochements.

grande profondeur que celle de cette pile, et qui, sans doute, se trouve plus basse que les plus grands affouillements connus dans la Loire ». La mise au point de ces techniques de recépage et le développement des moyens d'épuisement permirent alors d'établir la base des appuis quelques mètres sous l'étiage des grands cours d'eau.

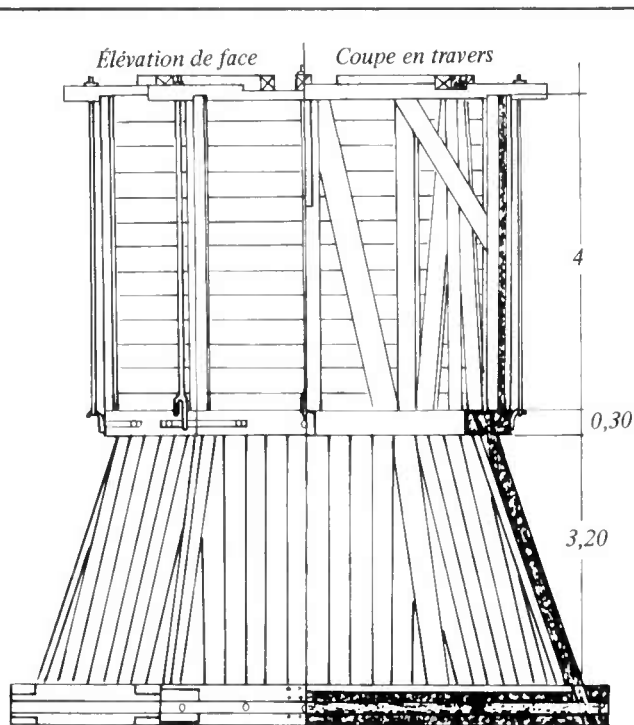
Lorsque la hauteur d'eau était importante, ou pour éviter des épaissements très onéreux, la construc-

tion à sec à l'abri d'un batardeau fut remplacée, vers la fin du XVIII<sup>e</sup> siècle, par la technique des caissons échoués. Le platelage muni de hausses formant bateau était assemblé sur la berge, chargé par les trois ou quatre premiers rangs de maçonnerie puis échoué sur la tête des pieux. On continuait alors la construction de la pile jusqu'à ce qu'elle fût hors d'eau, puis les hausses étaient retirées et montées sur un autre platelage pour édifier la pile suivante (fig. 4).

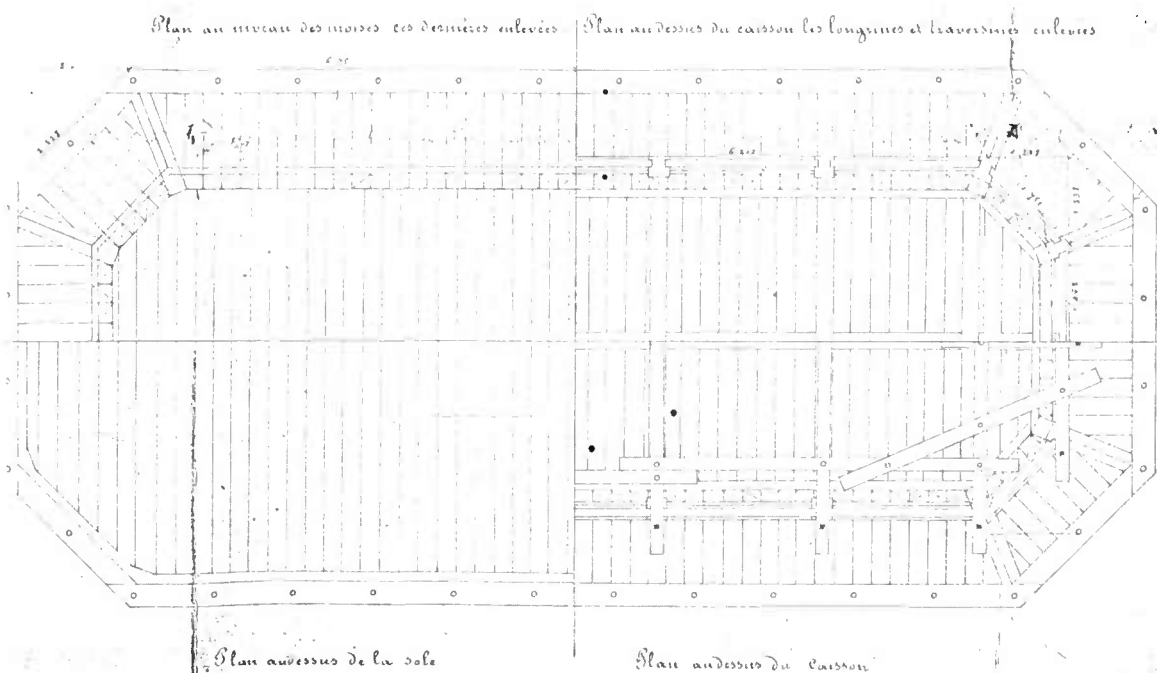
Fig. 4 — Fondation sur pieux par caisson échoué étanche. Pont Saint-Esprit à Bayonne (milieu du XIX<sup>e</sup> siècle).



Elevation d'une pile et de ses fondations

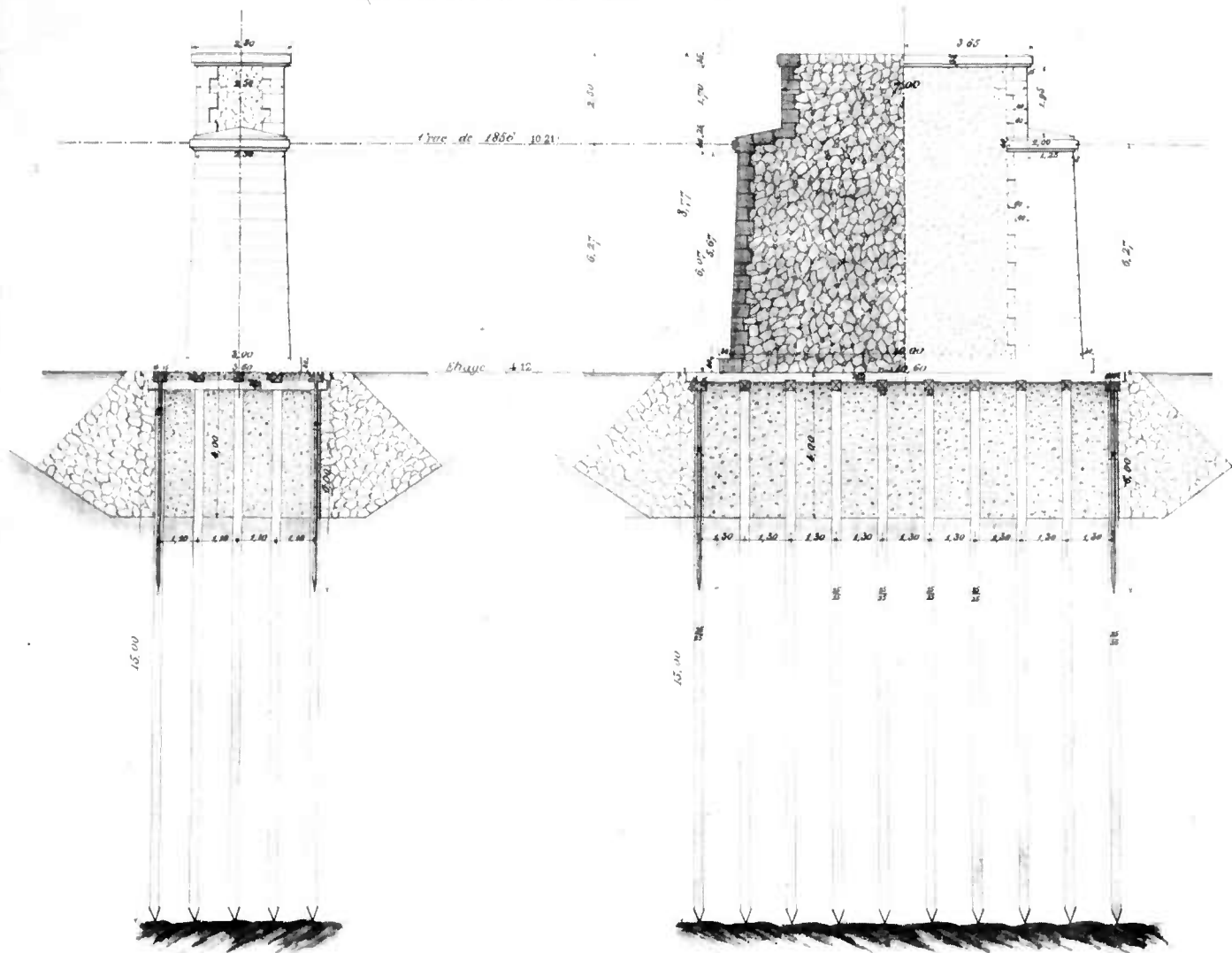


Elevation du caisson



Coupes selon différents plans

Détails d'une Pile.  
(Maconneries et Fondations.)



Plan des Fondations.

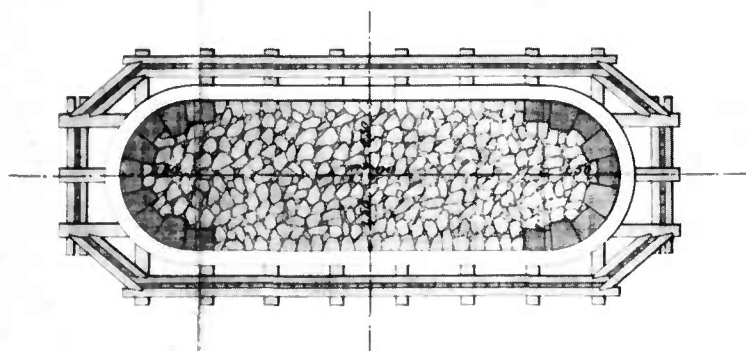


Fig. 5. — Fondation sur pieux avec blocage par un massif de béton de chaux. Pont de Mauves (fin du XIX<sup>e</sup> siècle).

Au XIX<sup>e</sup> siècle, d'autres techniques virent le jour avec l'emploi du béton immergé :

- substitution des enrochements de blocage par un massif de béton coulé dans une enceinte de palplanches en bois jointives (fig. 5) ;
- suppression du grillage en charpente par un massif de béton enserrant la tête de pieux et coulé jusqu'au niveau de l'étiage dans une enceinte de palplanches (fig. 6) ou un caisson sans fond échoué (fig. 7).

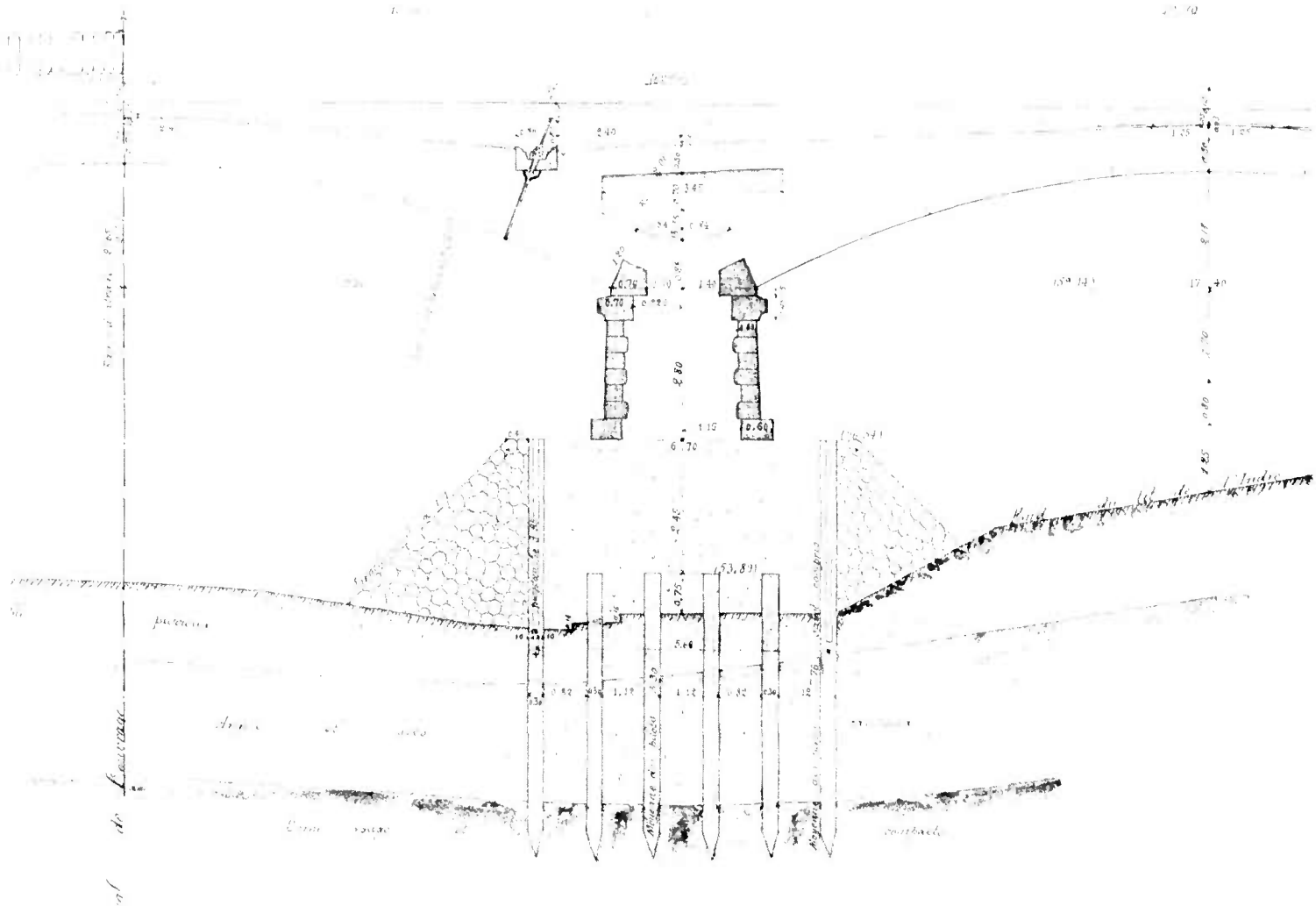


Fig. 6. — Fondation sur pieux avec suppression du grillage et béton coulé dans une enceinte en palplanches (milieu du XIX<sup>e</sup> siècle)

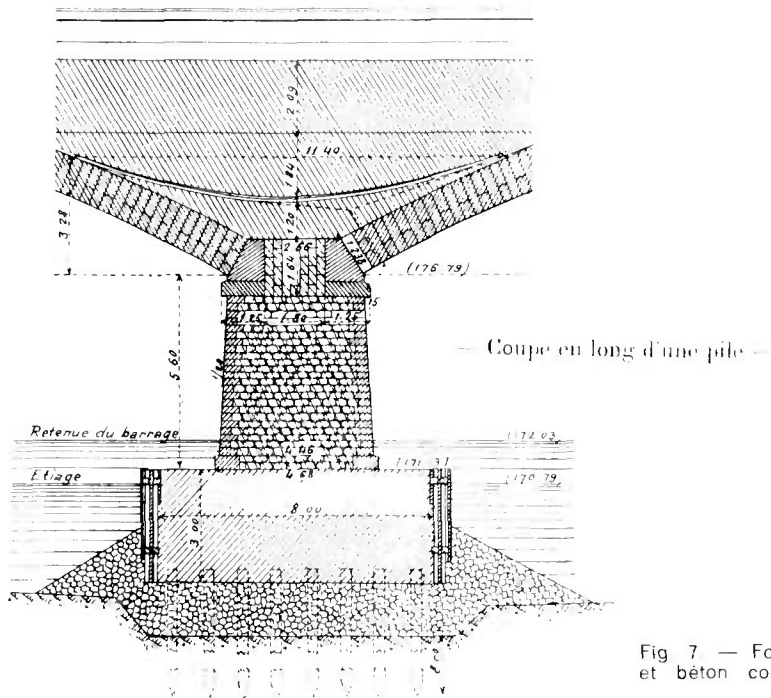


Fig. 7 — Fondation sur pieux avec suppression du grillage et béton coulé dans un caisson échoué Pont Boucicaut (milieu du XIX<sup>e</sup> siècle).





ent avant l'accident

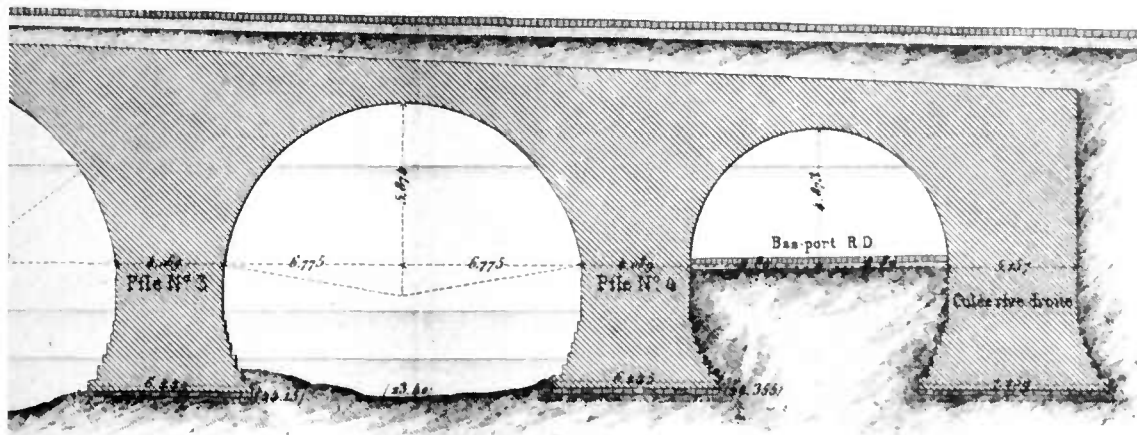


Fig. 10. — Fondation superficielle avec redans - Pont Neuf à Paris (XVII<sup>e</sup> siècle).

fondations du pont de Souillac sur la Dordogne en 1811. Ces massifs étaient coulés à l'abri d'une enceinte en palplanches ou dans un caisson sans fond.

Dans le premier cas, un rideau de palplanches en bois était battu dans les alluvions. Cette enceinte était maintenue par des pieux en bois, reliés en tête par des moises qui servaient de guide lors du battage, et contrebutée extérieurement par des enrochements. Les terrassements à l'intérieur du rideau étaient réalisés sous l'eau, la fiche des palplanches étant insuffisante pour assurer la stabilité du fond de fouille lors des pompages. Le béton de chaux était alors coulé sous l'eau à l'aide d'une benne à clapet pour éviter le délavage (fig. 12).

Les caissons sans fond utilisés pour le béton immergé ne se distinguaient des précédents que par l'absence de bordage calfaté sous l'étiage, afin de favoriser l'élimination des laitances (fig. 13).

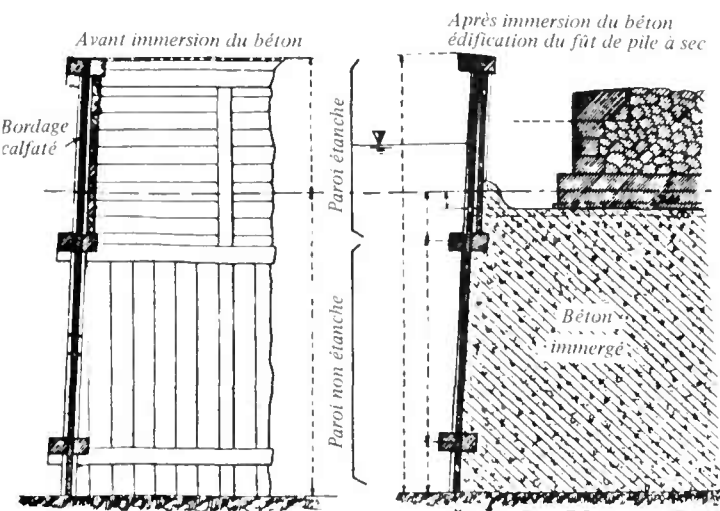


Fig. 13. — Fondation sur massif de béton immergé coulé dans un caisson sans fond.

### 2.1.3. Protections anciennes des fondations contre les affouillements

Le plus souvent, les fondations en rivière étaient protégées contre les chocs directs et les affouillements par des enrochements disposés en forme de talus. Pour certains ouvrages fondés sur pieux, les blocs participaient également à la stabilité latérale de l'appui. Dans le cas des fondations sur massif de béton de chaux, les enrochements constituaient, en phase de construction, le massif de contrebutée maintenant le rideau de palplanches en bois sous la poussée du béton frais (fig. 14).

A partir du XVII<sup>e</sup> siècle, de nombreuses piles furent entourées d'une enceinte de pieux et de palplanches jointifs ou non constituant une « crèche ». Cette protection extérieure destinée à contenir les blocs et à en limiter le nombre était parfois solidaire du massif de fondation lui-même. Les crèches réduisant notablement le débouché au droit de l'ouvrage, leur emploi fut fort critiqué dès le XVIII<sup>e</sup> siècle. L'efficacité de cette disposition était par ailleurs souvent limitée en raison de la faible fiche des palplanches qui cédaient après affouillement en pied, sous la poussée des enrochements qu'elles devaient contenir.

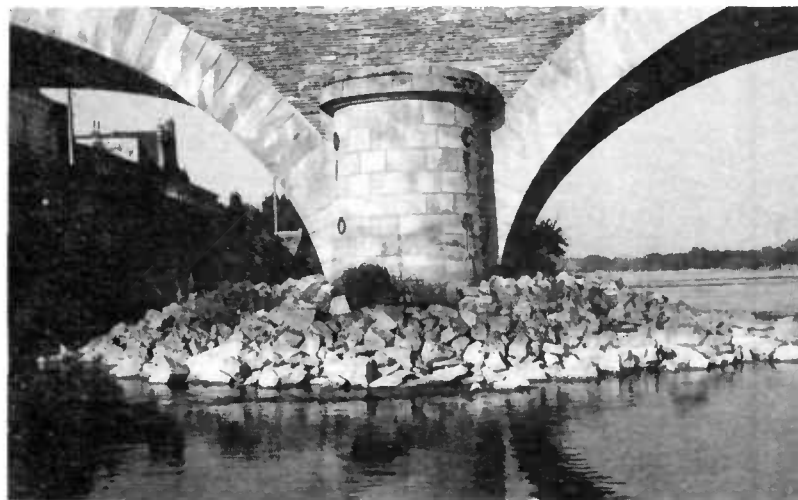


Fig. 14. — Enrochements de protection. Noter la réduction du débouché due à la présence de ces massifs.

La partie supérieure de ces crèches était généralement recouverte d'un dallage ou de béton formant margelle autour de l'appui (fig. 15).

D'autres dispositions furent employées pour protéger la base des appuis et fixer les fonds affouillables comme les rideaux parafoilles en bois placés en amont et à l'aval de l'ouvrage et les radiers généraux en maçonnerie ou en béton.

*Profil d'une pille avec la creche le 2  
premier septembre 1716. Jérol*

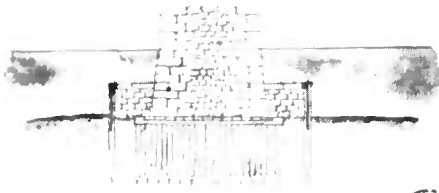


Fig. 15. — Crèche.  
Pont Jacques-Gabriel à Blois (XVIII<sup>e</sup> siècle).

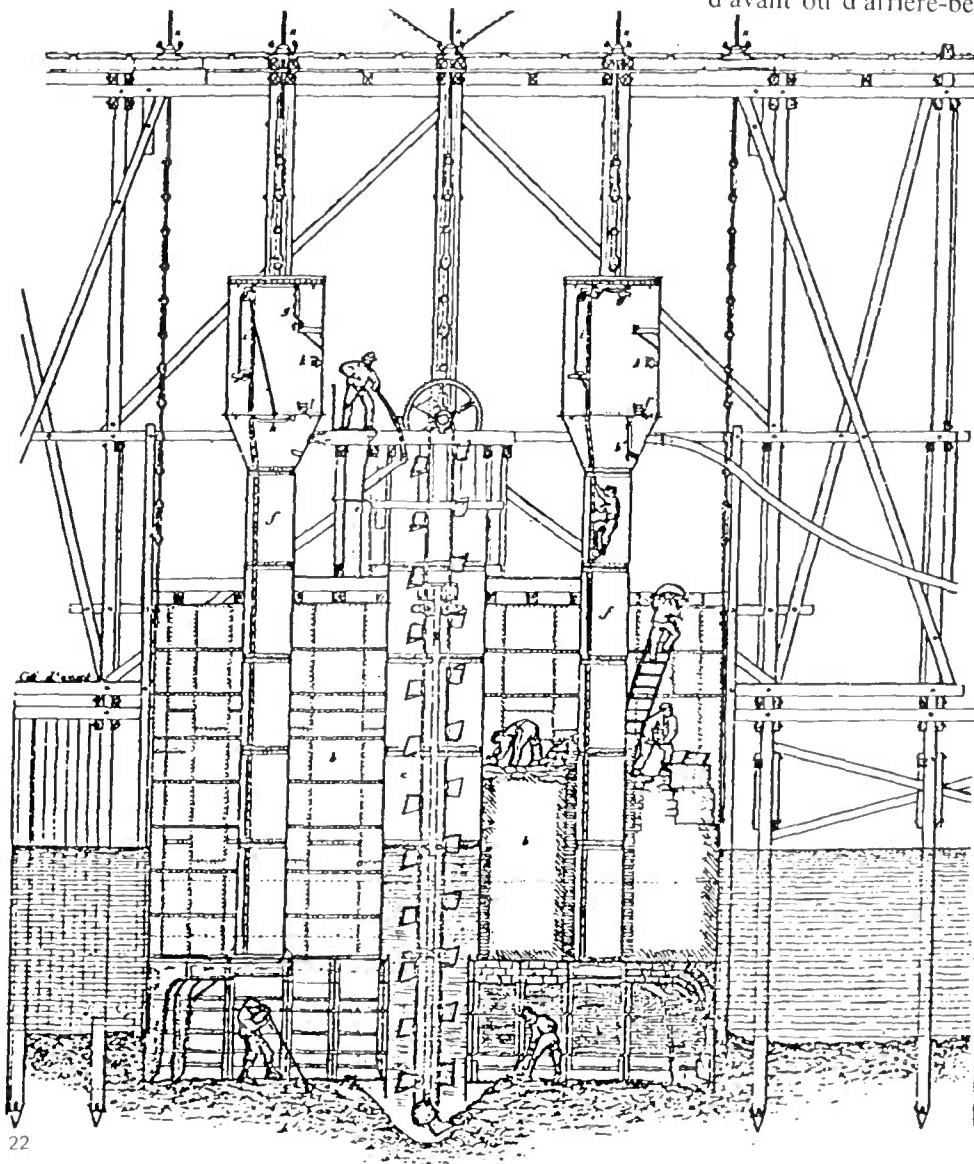


Fig. 16. — Caisson foncé à l'air comprimé. Pont de la Voulte (milieu du XIX<sup>e</sup> siècle).

#### 2.1.4. Fondations sur caisson à l'air comprimé

La première utilisation en France d'un caisson foncé à l'air comprimé semble remonter à 1839 pour l'exécution d'un puits de mine à Chalons. Depuis la fin du XIX<sup>e</sup> siècle, de nombreux ouvrages d'art ont été fondés ainsi. Parmi les différentes techniques, celle du caisson perdu fut la plus employée.

Les caissons étaient généralement constitués par une tôle d'acier de 6 à 8 mm d'épaisseur en moyenne. De forme cylindrique ou oblongue, d'une hauteur de 4 à 10 m, ces structures comportaient à la base une chambre de travail de 2 m de haut environ. Elles étaient terminées à la base par des couteaux et surmontées par une jupe formant hausse. La chambre de travail et la hausse étaient remplies de béton cyclopéen ou de maçonneries de moellons hourdées à la chaux hydraulique (fig. 16).

#### 2.1.5. Hétérogénéité des fondations

Il est important de noter que, pour de très nombreux ouvrages, le mode de fondation diffère d'un appui à l'autre en raison d'un pendage du substratum ou des reconstructions successives. Parfois même, la fondation n'est pas homogène sous un même appui, par suite d'élargissements ou de l'adjonction d'avant ou d'arrière-bees.



## 2.2. DESORDRES PREJUDICIALES AUX FONDATIONS

### 2.2.1. Action des eaux

L'action des eaux sur les fondations est la cause la plus fréquente des désordres que connaissent les ouvrages d'art en site aquatique. Cette action peut s'exercer sur l'ensemble du cours d'eau, localement au droit de l'ouvrage, voire directement sur l'ouvrage proprement dit. Très souvent, ces trois types d'action coexistent.

#### 2.2.1.1. ACTION D'UN COURS D'EAU SUR L'ENSEMBLE DE SON COURS

Elle peut être naturelle, notamment pour les cours d'eau n'ayant pas encore atteint leur profil d'équilibre, ou résulter d'interventions humaines. Cette action peut se présenter sous trois formes :

— *une modification du tracé en plan* : déplacement de méandres, des banes et des îles. Cela peut avoir pour conséquences la formation d'atterrissements, une attaque des berges aux abords de l'ouvrage, le déchaussement de la fondation de la culée et des appuis proches de la rive ainsi qu'une attaque de biais des appuis en rivière ;

— *l'évolution du profil en long* : creusement et exhaussement des fonds. Le creusement du lit de nombreux cours d'eau s'est considérablement accéléré ces dix dernières années en raison de l'augmentation des extractions de matériaux qui dépassent maintenant très souvent les apports solides naturels.

Ainsi, le volume des emprunts dans le lit mineur de la Loire sur 350 km dans la région centre est estimé en 1979 à 5 200 000 t/an, l'approvisionnement naturel venant de l'amont étant, quant à lui, négligeable. Le transport solide ne concerne plus que des matériaux arrachés au fond et aux berges. A titre de comparaison, une étude effectuée de 1958 à 1968 avait estimé à 83 000 t/an, en moyenne, la quantité de matériaux sédimentés dans l'embouchure.

L'alimentation du débit solide étant réduite, le lit se creuse pour tendre vers une nouvelle position d'équilibre correspondant de nouveau à la saturation de la capacité de transport solide.

L'évolution du profil en long peut être également la conséquence de travaux d'aménagement du cours d'eau (approfondissement des chenaux maritimes et de navigation, endiguement, coupure de méandres...) ou de la construction de barrages. La progression peut, suivant les cas, se faire vers l'amont ou vers l'aval.

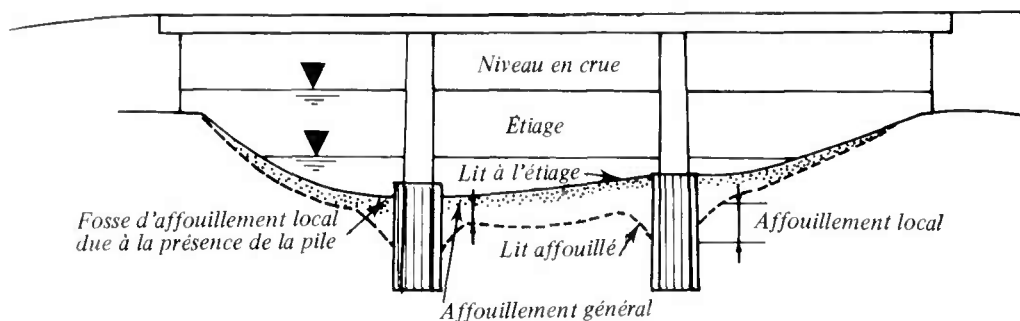
Dans le cas d'un rétrécissement, l'augmentation des vitesses à l'entrée provoque un approfondissement des fonds affouillables, tandis que l'élargissement à l'aval amène une réduction locale de la capacité de transport. Une partie des matériaux se dépose ; il y a un exhaussement des fonds dans cette zone. L'aménagement a créé ici un basculement du lit.

Le creusement du lit entraîne un déchaussement des fondations des ouvrages anciens dont la base des appuis était le plus souvent établie au niveau de l'étiage de l'époque (fig. 17).



Fig. 17. — Creusement du profil en long. Apparition d'un seuil à l'aval de l'ouvrage et mise au contact de l'air des rideaux de protection en bois.

Fig. 18. — Affouillement général et affouillement local.



— *l'affouillement généralisé en période de crue* : la puissance d'érosion du cours d'eau s'accroît alors considérablement du fait de l'augmentation de la vitesse d'écoulement et les matériaux du lit sont remaniés sur une certaine épaisseur. Ce phénomène temporaire entraîne une diminution de la stabilité des fondations pendant la crue, mais parfois aussi après, car les matériaux redéposés ont souvent des caractéristiques amoindries (fig. 18).

### 2.2.1.2. ACTION LOCALISÉE AU VOISINAGE DE L'OUVRAGE

— L'affouillement local est une érosion des fonds résultant essentiellement de la concentration de tourbillons d'axes horizontaux se développant en forme de fer à cheval autour de l'appui (fig. 19). Les matériaux du lit sont arrachés à l'amont par la composante verticale de l'écoulement, soulevés et entraînés par le courant. Il se forme un approfondissement, de forme conique dans le cas des sols sans cohésion, dont le point le plus profond se situe près de la génératrice amont (fig. 20). Les sols cohérents et les roches peuvent aussi être érodés par affouillement local.

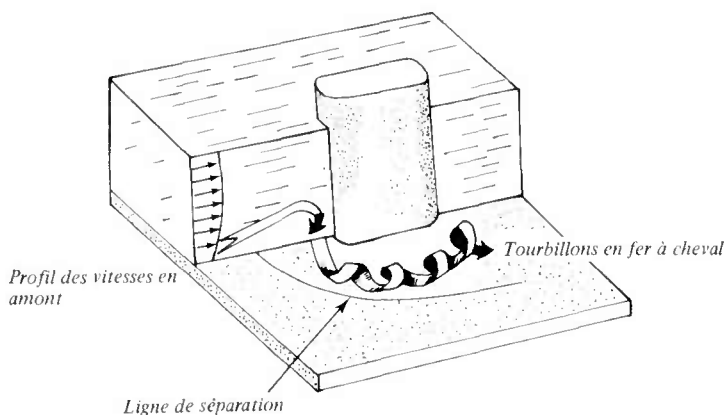


Fig. 19. — Affouillement local. Tourbillons en fer à cheval.

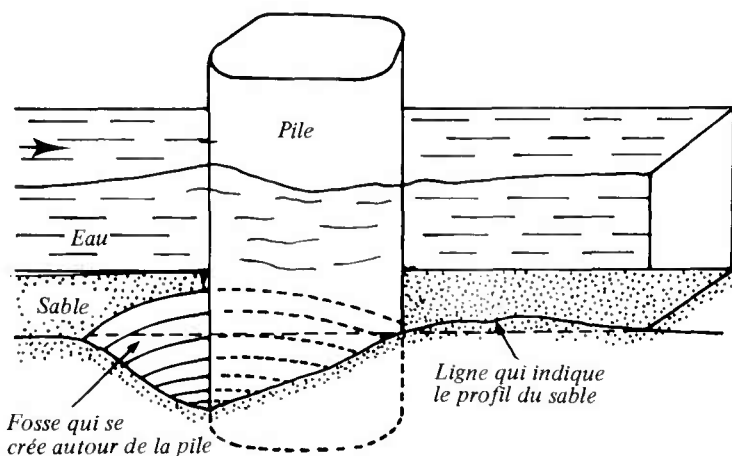


Fig. 20. — Affouillement local d'une pile dans un sol sans cohésion.

L'affouillement local maximal au pied d'une pile circulaire est obtenu pour des conditions d'écoulement correspondant au début de charriage continu des matériaux du fond du lit, pour les sols sans cohésion. Ces conditions d'écoulement sont pratiquement toujours atteintes en cas de crue exceptionnelle dans nos cours d'eau et souvent même lors des crues annuelles.

— Le rétrécissement du lit au droit de l'ouvrage peut être responsable d'une érosion du lit sous les arches et de la formation de fosses en aval provoquées par l'augmentation locale de la vitesse du fait de la contraction de l'écoulement (fig. 21). Lorsque les portées sont grandes, on observe des fosses distinctes à l'aval de chaque pile (fig. 22). Si les appuis sont rapprochés, les fosses adjacentes se rejoignent pour former de grandes fosses dans l'axe des arches (fig. 23), voire même un fossé sur toute la largeur du lit.

— L'insuffisance du débouché peut être à l'origine, en période de crue, d'un contournement de culée, phénomène dangereux pour la tenue de l'ouvrage. La butée des terrains situés derrière la culée, ainsi réduite, peut devenir insuffisante pour équilibrer la poussée de la voûte.

— L'action érosive des eaux est considérablement aggravée par l'obstruction partielle du lit résultant de l'accumulation de corps flottants ou des glaces au droit de l'ouvrage.

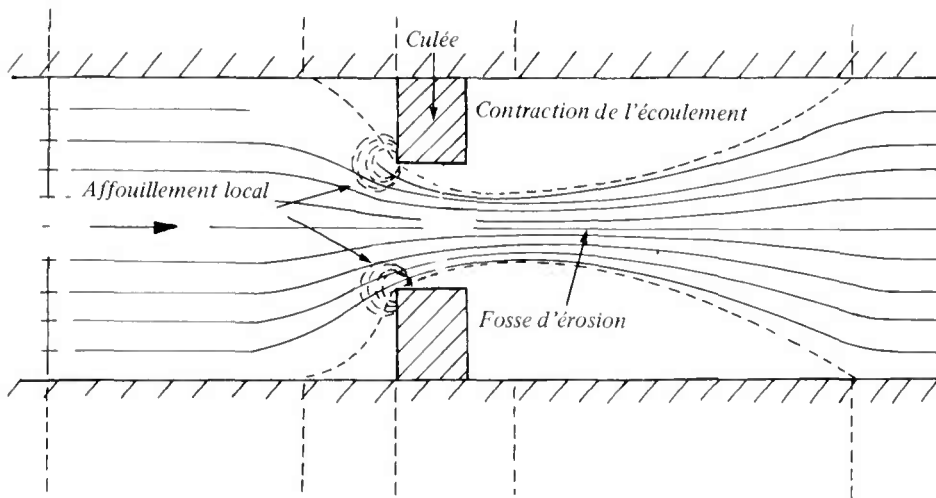


Fig. 21. — Effet de rétrécissement local dû à l'ouvrage.

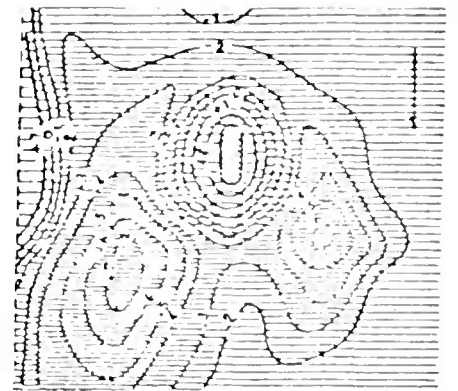


Fig. 22. — Fosses d'érosion isolées. Ancienne passerelle du collège à Lyon (d'après Séjourné).

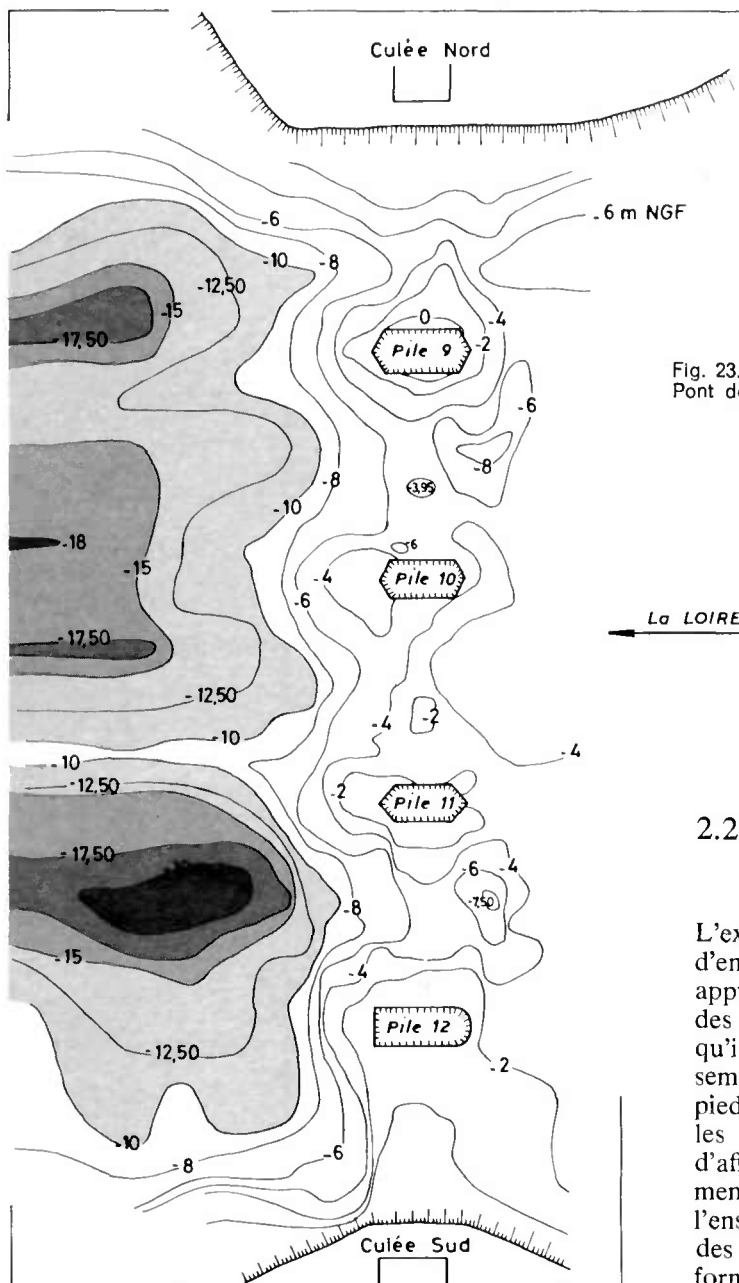


Fig. 23. — Fosses d'érosion se rejoignant. Pont de Thouaré.

### 2.2.1.3. ACTION DIRECTE SUR L'OUVRAGE

#### *Désorganisation des massifs d'encrochements*

L'expérience montre que la géométrie des massifs d'encrochements disposés en protection autour des appuis évolue dans le temps quelle que soit la taille des blocs, même si leur poids est suffisant pour qu'ils ne soient pas entraînés par le courant. L'affaissement des massifs est dû à l'affouillement du lit au pied du talus ; les encrochements glissent alors dans les fosses créées en périphérie (à l'amont : fosses d'affouillement local, à l'aval : effet du rétrécissement). Très souvent, l'affaissement est accéléré par l'ensouillement des blocs provoqué par l'aspiration des éléments fins du lit par les tourbillons qui se forment dans les vides, entre les encrochements.

### Détérioration des batardeaux et rideaux de protection

Les causes de détérioration des éléments de protection sont multiples :

- chocs directs des corps flottants et abrasion par les matériaux solides transportés par l'eau ;
- altération des pièces de bois non traitées, au contact de l'air par suite de l'abaissement de la ligne d'eau (fig. 24) ;
- les matériaux fins de remplissage des batardeaux peuvent être entraînés par l'eau par les orifices existant entre les pieux ou les palplanches de l'enceinte ou être arrachés à la partie supérieure, en l'absence de semelle de protection ou lorsque celle-ci est détériorée (fig. 25). D'autre part, lorsque le rideau est insuffisamment ancré, l'affouillement du pourtour du batardeau peut entraîner le fléchissement des palplanches du fait de la suppression de la butée de pied, suivi de la vidange des matériaux de remplissage.

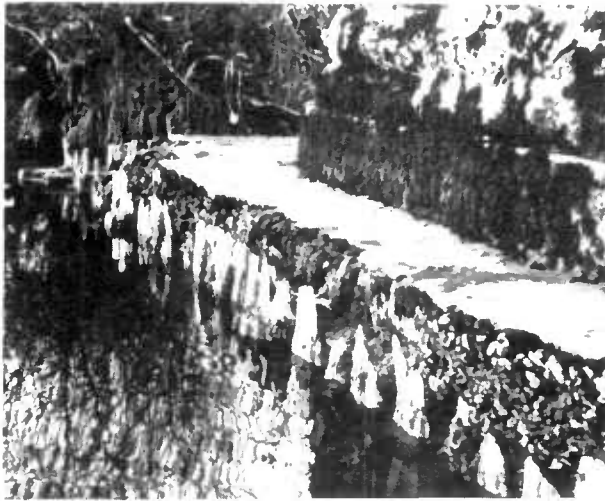


Fig. 24. — Altération d'un rideau de protection en bois

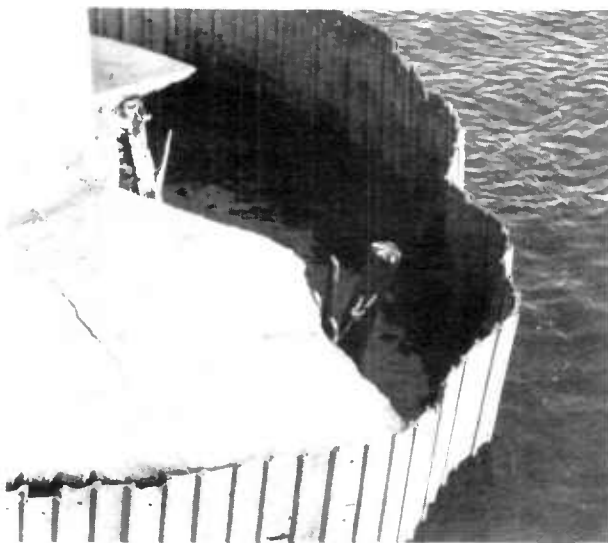
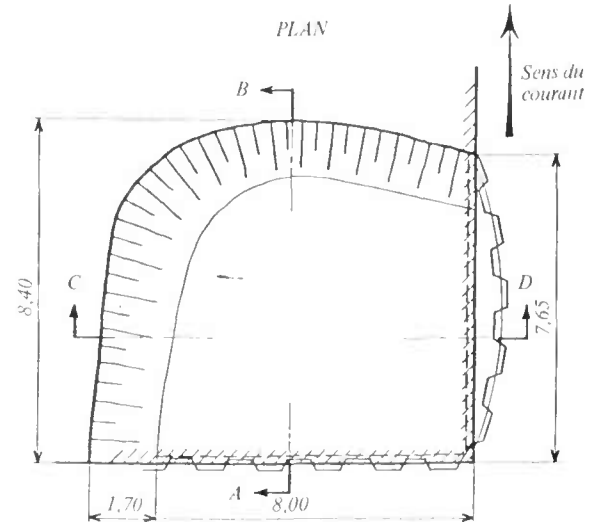
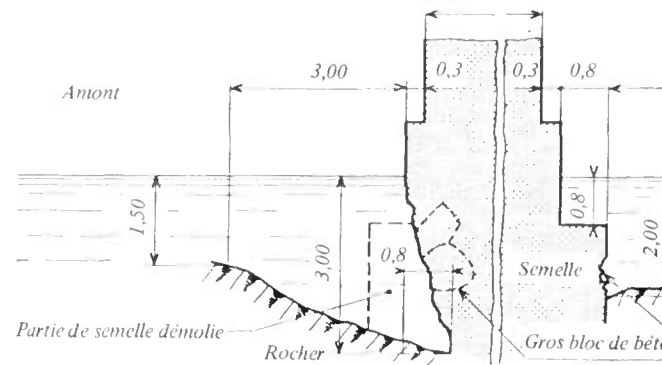
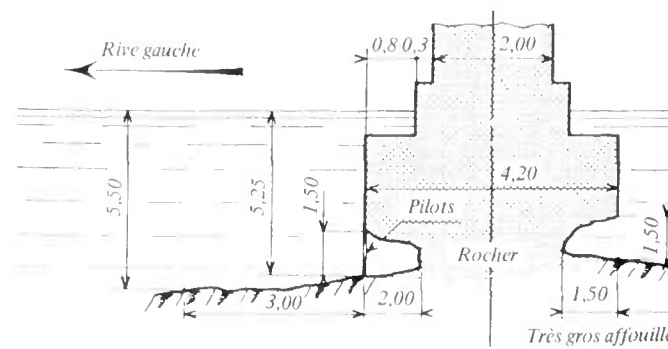


Fig. 25. — Détérioration d'un batardeau en palplanches plates. Entrainement du matériau de remplissage. Attaque de l'appui par l'aval.

### Grande caverne sous un mass

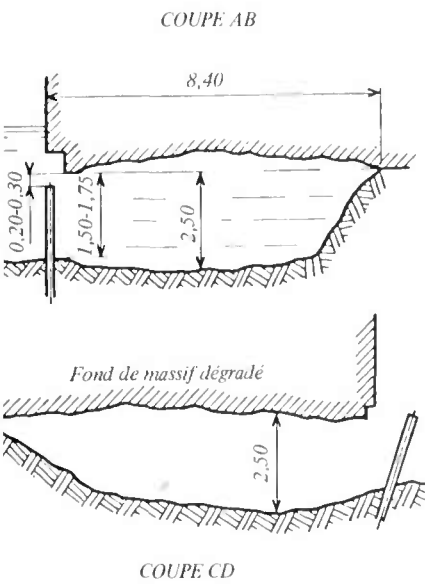


### Exemples n° II, III... dégradations sur des piles de ponts routiers

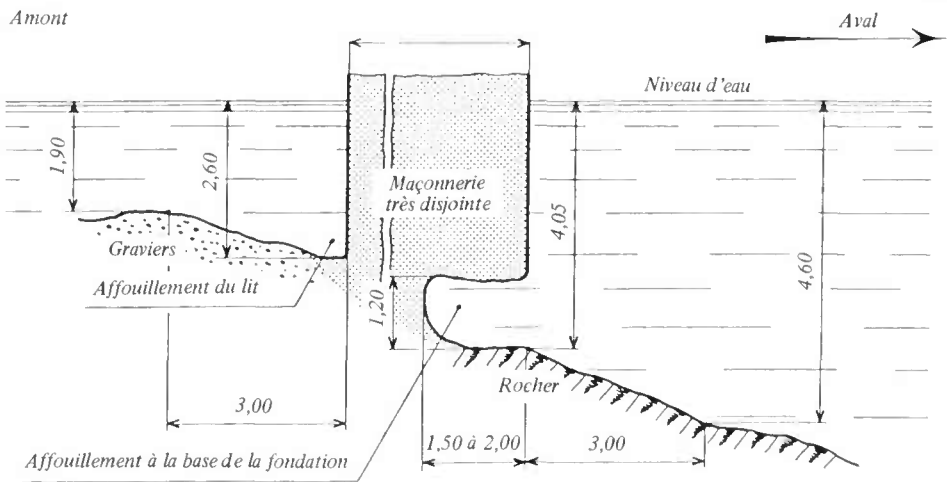


ancrage

I

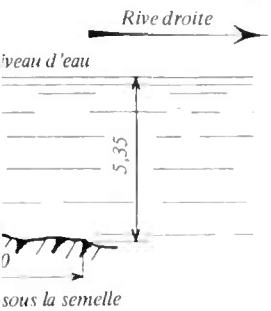


IV

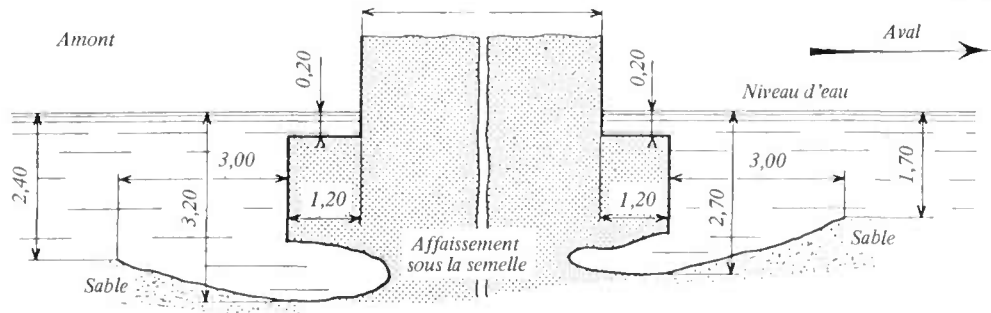


instatées

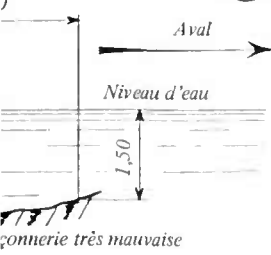
II



V



III



VI

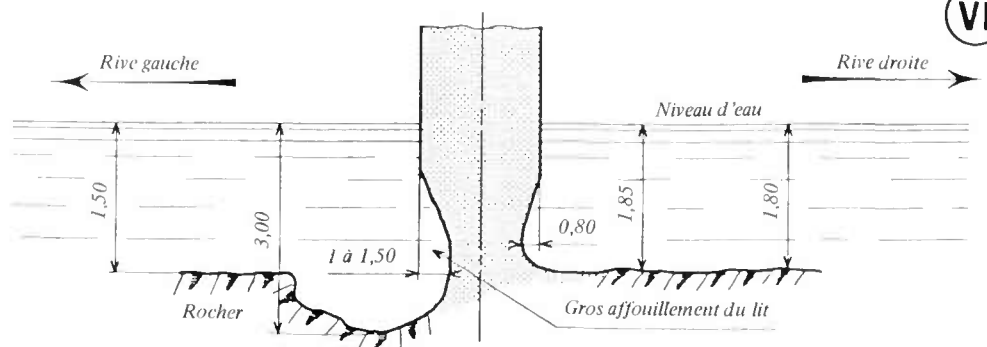


Fig 26 — Désordres relevés lors des visites subaquatiques (dessins de la circulaire du 8 juin 1959).

Les zones soumises au marnage sont particulièrement vulnérables de par l'alternance de périodes sèches et d'immersion. A ces actions naturelles peuvent s'ajouter les effets du batillage et du remous des hélices des navires.

*La détérioration des éléments de protection est un phénomène dangereux auquel il faut remédier sans tarder, car il prélude à l'attaque directe par l'eau du massif de fondation proprement dit.*

*Formation de cavités sous les appuis et dégarnissage des pieux*

La formation de cavités sous les appuis est à l'origine de l'affaissement de nombreuses piles et de la ruine de plusieurs ouvrages. Si ces cavités sont parfois décelables de l'extérieur ou au cours de visites subaquatiques (fig. 26), elles peuvent être entièrement dissimulées à la vue par les enrochements en place ou encore par des sols meubles déposés pendant la décrue (fig. 27 et 28).

*On doit considérer a priori comme précaire la stabilité d'un appui sous lequel existent des cavités, ceci quel que soit son mode de fondation.*



Fig. 27. — Cavité mise en évidence après dégagement de matériaux meubles.



Fig. 28. — Cavité mise en évidence après mise à sec.

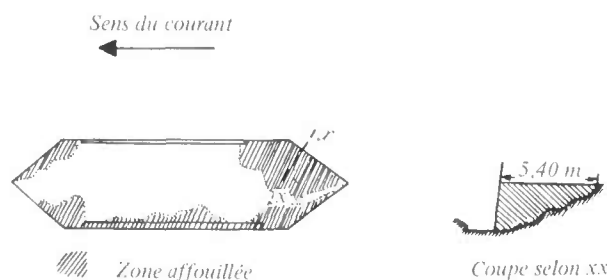


Fig. 29. — Affouillement d'une fondation sur tuf. Vieux pont de Toulouse (d'après Séjourné).

Pour les **fondations superficielles**, les cavités ou la décompression des terrains par les affouillements réduisent directement la portance des sols de fondation. Dans le cas d'appuis fondés sur une roche tendre, l'érosion peut gagner une grande partie de la surface de l'appui avant que ne soient décelés des désordres importants dans la superstructure. Séjourné présente le cas du vieux pont de Toulouse fondé directement sur le tuf de la Garonne pour lequel l'avant-bec d'une pile fut affouillé sur 5,40 m de profondeur (fig. 29). Au pont de Régereau, fondé sur un schiste sédimentaire, la pile centrale était affouillée sur 70 % de la surface d'appui, la culée rive droite sur 90 % (fig. 30).

Pour les **fondations sur pieux**, leur dégarnissage entraîne :

- une diminution de la portance par réduction du frottement latéral mobilisable (fig. 31 et 32) ;
- une réduction importante de la résistance aux efforts horizontaux pour les fondations anciennes sur pieux en bois. En effet, pour ces ouvrages, il n'y a ni contreventement ni encastrement des groupes de pieux. La pointe des pieux n'est en général jamais encastree mais repose sur le toit de l'horizon dur rencontré. Quant au réseau de poutres (longrines et traversines), destiné à répartir les charges, il est cloué, voire simplement posé sur les pieux. La stabilité horizontale est assurée ici par le massif de sol enserrant les pieux. *Le dégarnissage des pieux est donc un phénomène dangereux car il conduit à un état d'équilibre précaire, quasi instable. Cet état peut durer longtemps, jusqu'à ce qu'une perturbation, parfois minime, entraîne la rupture de l'appui sans que l'on ait pu toujours déceler de désordre prémonitoire dans la superstructure.*

Ainsi le pont de Saint-Marcel sur l'Aude a péri brusquement en septembre 1954, alors que les eaux étaient à l'étiage et qu'aucune surcharge ne se trouvait sur l'ouvrage. Les pieux s'étant trouvés libres sur 2 m de hauteur environ avec une fiche moyenne de 3,50 m, se sont déversés parallèlement à l'axe du pont.

La pile n° 2 du pont Wilson à Tours s'est, elle, affaissée brusquement vers l'amont, en avril 1978, au passage d'une automobile. Ici encore, la rupture est sans doute la conséquence du dégarnissage de la partie supérieure des pieux, les éléments fins ayant dû être entraînés au travers même des enrochements disposés autour des appuis. L'affaissement de la pile a été suivi de l'effondrement des arches 2 et 3 quelques heures plus tard, puis de celui des

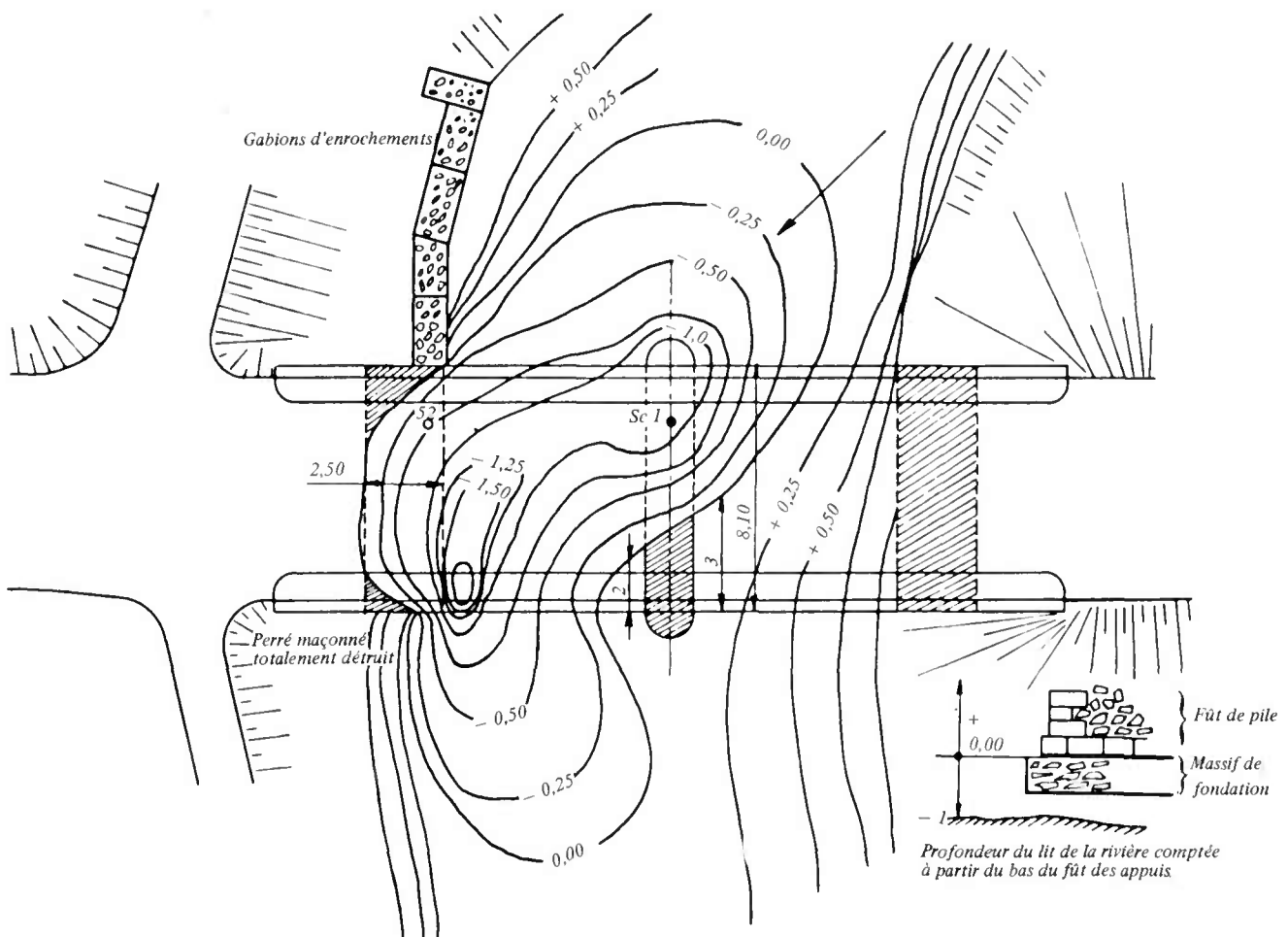


Fig. 30. — Affouillement d'une fondation sur schiste. Pont de Régereau.

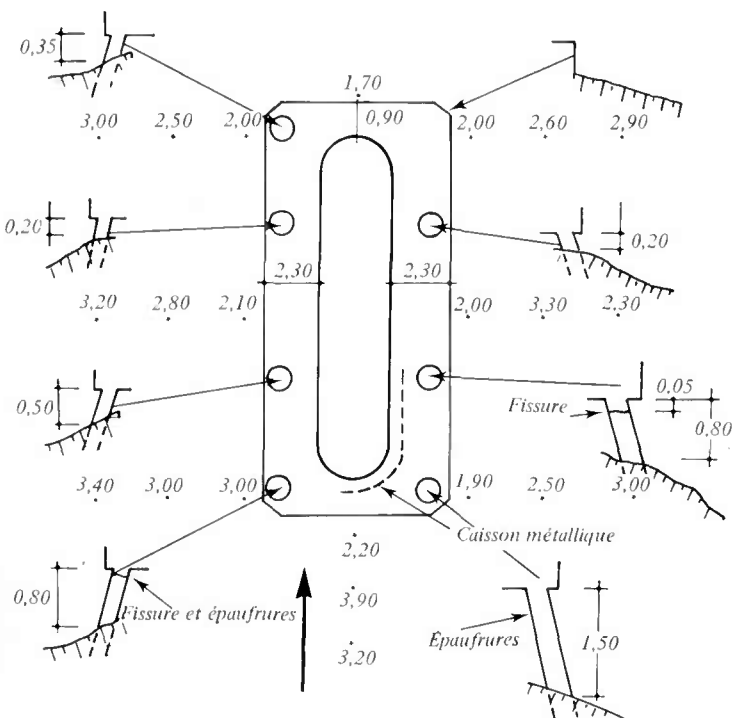


Fig. 31. — Affouillement d'un ouvrage moderne fondé sur pieux en béton armé. Noter les fissures de certains pieux dégarnis.

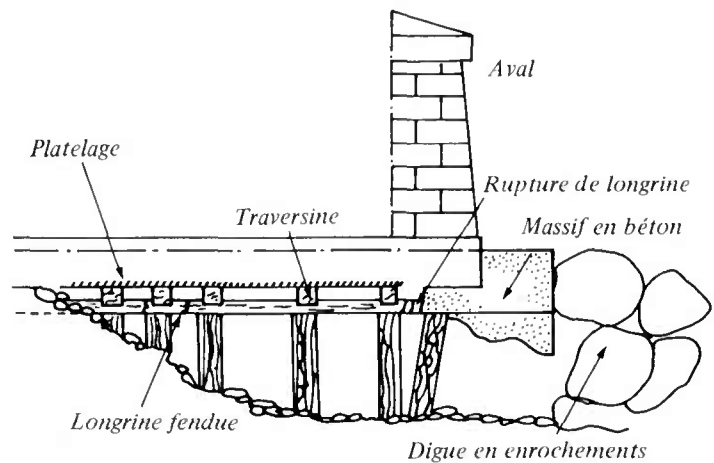


Fig. 32. — Cavité sous un massif de fondation sur pieux en bois atteignant 1,50 m de hauteur et créée par érosion régressive.

pires n<sup>os</sup> 3, 4, 5 et 1 dans les jours et semaines suivants. Ces appuis, fondés de manière semblable, avaient vraisemblablement eux aussi leurs fondations partiellement dégarnies ; leur état d'équilibre transversal précaire s'est rompu sous les efforts horizontaux supplémentaires introduits par l'effondrement des voûtes adjacentes.

#### *Dissolution de la chaux*

Extrait de « Piles, culées et cintres de ponts ». M. Robinson (Dunod éd.).

« L'eau des rivières, jamais saturée en chaux et constamment renouvelée au contact des piles, tend à dissoudre la chaux libre des mortiers et des bétons.

« Cette action s'exerce non seulement sur les parties immergées en permanence ou non des fûts des piles, mais aussi sur les fondations sous le niveau du fond du lit, en particulier quand le terrain constituant le lit est perméable. Il y a en effet un débit souterrain à travers les matériaux du lit, et l'eau se renouvelle au contact des fondations.

« La dissolution de la chaux libre a pour terme le retour des mortiers et bétons à l'état d'agrégat pulvérulent, c'est-à-dire leur destruction. On ne peut empêcher le phénomène, mais on peut le rendre assez lent pour qu'il prenne le caractère d'un vieillissement normal de l'ouvrage. Cette vitesse est fonction de la perméabilité du béton et du mortier. Si la perméabilité est en relation avec la compacité obtenue à la mise en œuvre, elle est essentiellement fonction du dosage en ciment qui ne doit pas descendre au-dessous d'un minimum.

« On a, au XIX<sup>e</sup> siècle, employé de faibles dosages dans les bétons de chaux hydraulique des fondations en rivière et des fûts des piles, probablement en raison du prix relativement très élevé des liants à l'époque, et parce que les taux de contrainte de ces maçonneries étaient faibles. Les examens faits en vue de la reconstruction des ponts détruits en 1940-1945 ont montré que dans beaucoup de cas, ceux des appuis antérieurs à 1880, qui étaient restés apparemment intacts, n'étaient pas réutilisables, parce que leurs mortiers et bétons étaient comme l'on dit délavés. »

Les désordres qui en résultent peuvent être la formation de cavités, voire la désagrégation complète du massif.

#### *Détérioration des pieux en bois*

En cas de dégarnissage, les fondations peuvent être soumises à une abrasion intense par les matériaux charriés. Celle-ci se manifeste surtout sur les éléments les plus tendres comme les joints, certaines pierres et surtout les pièces de bois comme les plate-lages débordants, les pieux de fondation ou les rideaux de vannage. Certaines têtes de pieux peuvent être ainsi entièrement détruites (fig. 33).

L'expérience montre qu'en général, les pieux en bois des ouvrages fluviaux *vieillissent bien* et conservent leurs caractéristiques de résistance. Souvent, les désordres ont été imputés hâtivement au pourrissement du bois quand la raison était la rupture d'un équilibre précaire par suite de l'affouillement des fondations.



Fig. 33. — Détérioration d'un pieu en bois par abrasion

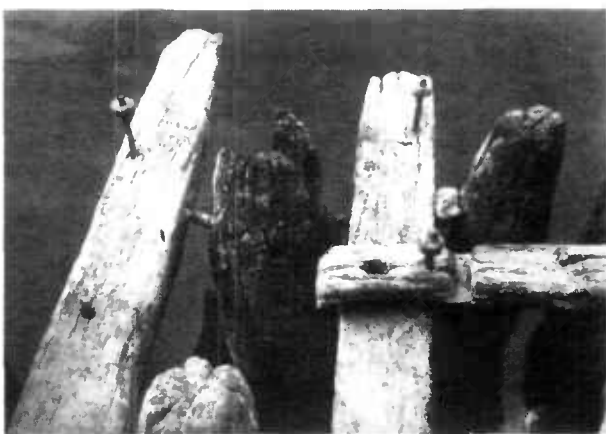


Fig. 34. — Altération des pièces métalliques d'assemblage d'un rideau et abrasion des pièces de bois.



Fig. 35. — Corrosion et disparition de la tôle d'un caisson. Attaque directe par l'eau du matériau de remplissage.

Si les pieux sont entièrement immergés, ils sont protégés des champignons lignivores incapables de se développer faute d'air. Les pieux peuvent, dans ces conditions, se conserver des siècles durant, comme en témoignent ceux du campanile Saint-Marc à Venise. Découverts lors de son effondrement en 1902, soit 1 002 ans après la construction, leur état de bonne conservation était tel qu'ils furent utilisés pour supporter le campanile reconstruit. En revanche, au contact de l'air, les champignons aérobies peuvent se développer et entraîner le pourrissement du bois.

En milieu maritime, le bois immergé peut être attaqué par divers mollusques comme les tarets ou petits crustacés tel le limnoria.



A noter enfin que certaines substances chimiques peuvent provoquer un ramollissement important des fibres du bois, supprimant ainsi toute résistance mécanique.

### *Corrosion des éléments métalliques*

La corrosion des éléments métalliques participe à la dégradation des massifs de fondation :

— altération des éléments d'assemblage des pièces de bois conduisant à la désorganisation complète des rideaux de protection (fig. 34) ;

— corrosion des tôles et pièces de raidissage des caissons sans fond ou foncés à l'air comprimé. Des tôles de 6 mm d'épaisseur ont été réduites en un siècle à l'état de pâte d'oxyde. La disparition des hausses permet alors l'attaque par l'eau du matériau de remplissage et sa désagrégation (fig. 35) ;

— dégradation des rideaux de palplanches permettant l'entraînement des matériaux fins.

### 2.2.2. Autres causes de désordres

Si l'action naturelle des eaux est responsable de la plupart des désordres occasionnés aux fondations, les autres détériorations sont imputables pour l'essentiel aux interventions humaines, que les modifications apportées par l'homme aient été le seul facteur agissant ou qu'elles aient favorisé l'action agressive des eaux. Outre les travaux d'aménagement et les dragages, dont les conséquences ont été présentées plus haut, les causes les plus fréquentes sont :

- l'absence d'entretien ;
- la modification de la configuration des terrains au voisinage de l'ouvrage (travaux à l'arrière des culées, élargissement de la voie franchie, remblaiement à proximité des fondations d'une culée, etc.) ;
- des modifications mal étudiées ou mal conçues apportées à la superstructure (élargissement, modification du schéma statique, etc.) ;
- certains travaux effectués à proximité de l'ouvrage créant un environnement agressif (par exemple : égouts déversant des produits détériorant les matériaux de l'ouvrage).

La rivière franchie par le pont A ayant été curée, la base des piles fut dotée d'un muret en béton simplement descendu jusqu'à la base de la fondation superficielle. Afin de maintenir une certaine hauteur d'eau à l'amont, un petit barrage, en planches de bois coincées entre deux profilés métalliques et fixées au muret, fut édifié sans autre précaution particulière. L'affouillement des deux culées ne tarda guère, conduisant à la ruine de l'ouvrage (fig. 36) ;

— des investigations ou des réparations mal conçues ou mal exécutées.

Des affouillements locaux ayant été constatés lors d'une visite subaquatique au pont B, un appel d'offre pour le confortement fut lancé sans connaissance précise du mode de fondation. La réparation consistait à couler du béton avec un ferrailage de ceinture à l'intérieur d'une enceinte en palplanches battues autour de chaque appui. Cette opération se



Fig. 36. — Affouillement des fondations provoqué par la présence d'un barrage amont.

déroula sans difficulté pour la première pile, mais il fut demandé au service gestionnaire de ne pas effectuer les travaux pour les autres appuis avant que des investigations et une étude approfondie de la réparation n'aient été menées à bien.

Les travaux furent poursuivis dans le même temps que les forages destinés à reconnaître la nature et l'état des fondations. Pour profiter des basses eaux, l'entreprise travailla un jour férié, réalisant autour d'un appui les terrassements préliminaires au battage : une tranchée d'un mètre de large, d'une profondeur de 0,40 à 0,80 m, de chaque côté de la pile, de l'avant à l'arrière-bec. Aucune constatation particulière sur l'ouvrage n'ayant été faite le lendemain matin, le battage commença tandis que l'entreprise de sondage exécutait sur ce même appui un forage au tricône ( $\varnothing$  150 mm) à l'eau, depuis le tablier, à travers l'avant-bec.

L'alerte fut donnée par un ouvrier, dans la matinée, en voyant que plusieurs pierres du parement de la pile étaient tombées, permettant ainsi aux sondeurs sur la pile, et à l'équipe de battage installée sous la voûte, d'évacuer l'ouvrage. Peu de temps après, une partie de l'avant-bec se détacha de la pile, et l'effondrement d'une partie de la voûte suivit (fig. 37).

La démolition de l'ouvrage montra qu'en fait cet appui était fondé superficiellement et non sur pieux. Le terrassement du lit constitué d'argile plastique autour de l'appui avait réduit la portance du sol de fondation poinçonné alors par la pile.



Fig. 37. — Début de l'effondrement.

# 3 La surveillance

## 3.1. CADRE GENERAL DE LA SURVEILLANCE

Les principes et les modalités de la surveillance sont fixés par la première partie de l'Instruction technique. Les fondations en site aquatique sont également l'objet du fascicule 10 de la deuxième partie. Les paragraphes suivants explicitent les éléments techniques propres aux seules fondations en site aquatique. *Le diagnostic sur l'état de l'ouvrage devra cependant toujours être formulé en considérant l'ensemble du pont : fondations et superstructure\**. On se reportera alors au fascicule de la deuxième partie de l'Instruction technique applicable à l'ouvrage pour la surveillance de la superstructure (fascicule 30 pour les Ponts et viaducs en maçonnerie).

L'organisation de la surveillance présente un caractère progressif dans l'importance des moyens mis en œuvre :

- la surveillance continue,
- les visites,
- les inspections détaillées.

L'articulation des diverses actions est présentée dans le tableau synoptique 1.

## 3.2. LE DOSSIER DE L'OUVRAGE . LES FONDATIONS

Sa consistance, son établissement, son entretien et sa gestion sont fixés par le fascicule 01 de la deuxième partie de l'Instruction technique.

### 3.2.1. Données hydrauliques

Des renseignements sont à rechercher, notamment auprès des Services hydrologiques centralisateurs de bassin, des Services de la navigation, ou d'organismes tels que la CNR pour le Rhône, EDF, etc., sur :

- l'hydrologie du cours d'eau (débits, hauteurs d'eau, vitesses moyennes, fréquence des crues, répartition des crues dans l'année) ;
- l'évolution des fonds (relevés de profils en travers aux abords de l'ouvrage et à distance, profil en long) ;
- les travaux ayant pu ou pouvant modifier cette évolution (dragages, extractions de matériaux, création de seuils, d'épis, calibrage du lit, etc.) ;
- les hauteurs d'affouillement estimées et les résultats des études hydrauliques existantes.

\* Le terme « superstructure » désigne ici les parties de l'ouvrage situées au-dessus du massif de fondation.

### 3.2.2. Données géotechniques

En l'absence d'étude géotechnique propre à l'ouvrage, certaines informations peuvent être déduites des cartes géologiques et d'études faites à proximité pour d'autres ouvrages (pont, route, bâtiment, etc.).

### 3.2.3. Documents sur les fondations de l'ouvrage

Dans le cas d'ouvrages anciens, les informations sont souvent fragmentaires et les pièces éparses. Néanmoins, la valeur de ces renseignements est telle qu'il faut apporter le plus grand soin à leur recherche.

Les éléments à rechercher pour *chacun* des appuis sont :

- les plans des fondations ou leur principe (fondation sur pieux, superficielle...),
- leur mode d'exécution (par exemple : caisson havé, pieux recépés sous l'eau, fondation réalisée à sec à l'abri d'un batardeau...),
- l'évaluation des descentes de charges et des efforts transmis aux appuis,
- les comptes rendus de travaux et de réunions de chantier, etc.

Il faut rechercher dans quelles conditions ont été établis les documents dont on dispose et s'attacher à leur date. En effet, les dessins et documents de projet diffèrent souvent des plans d'exécution, eux-mêmes modifiés en cours de travaux, fait illustré par le cas du pont C (fig. 38, 39).

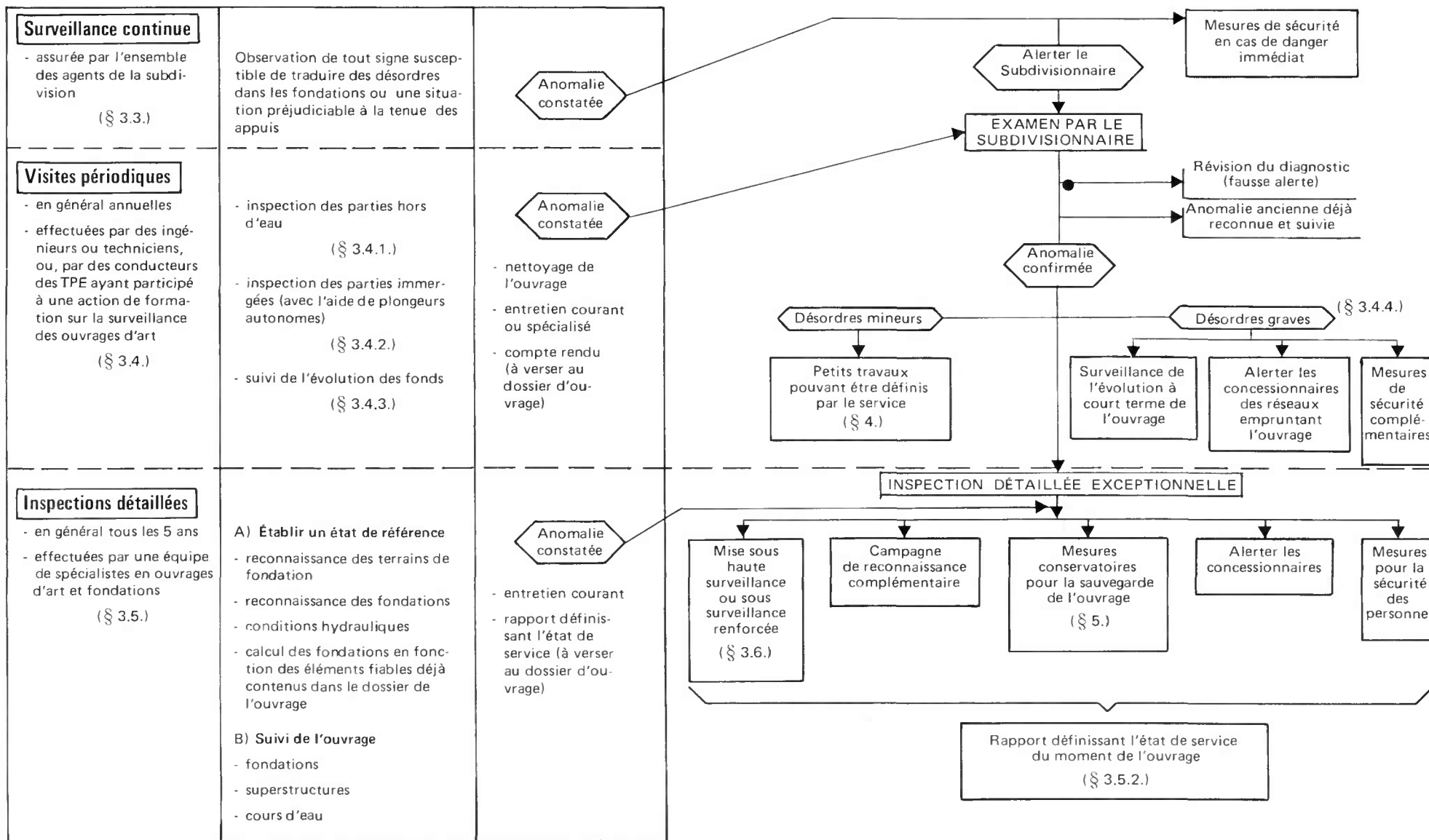
De même, des documents largement postérieurs à la construction des fondations, établis par exemple à l'occasion de travaux confortatifs, ont une probabilité élevée d'être inexacts.

La confirmation des informations douteuses est à rechercher lors d'une visite ou d'une inspection détaillée.

### 3.2.4. Travaux effectués sur les fondations de l'ouvrage

Les documents concernant *tous* les travaux d'entretien ou de réparation des fondations doivent être incorporés au dossier de l'ouvrage (recharge en enrochements, mise en place de gabions, travaux d'injection, curage du lit à proximité immédiate de l'ouvrage, etc.). Toutes les pièces doivent être clairement datées et identifiées (documents de projet, de consultations, plans de recollement, documents établis par les entreprises, etc.).

**TABEAU I**  
SURVEILLANCE ET ENTRETIEN DES FONDATIONS



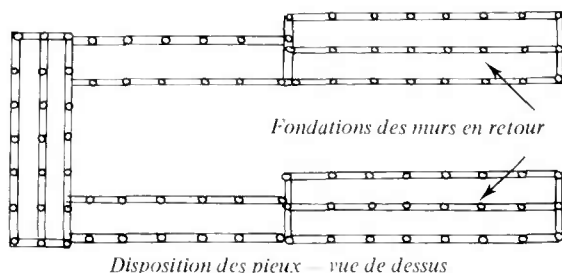
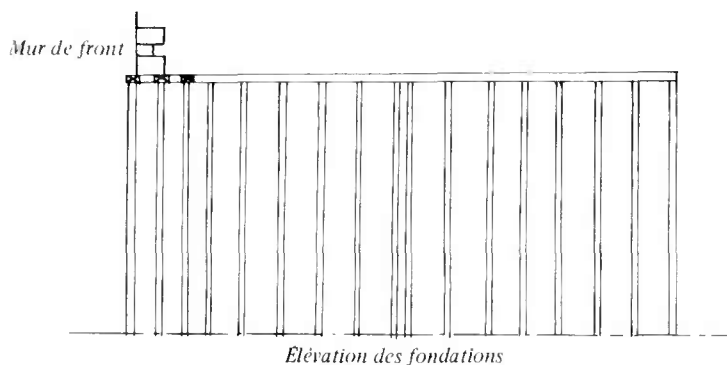


Fig. 38. — Pont C. Plan du projet des fondations de la culée rive droite.

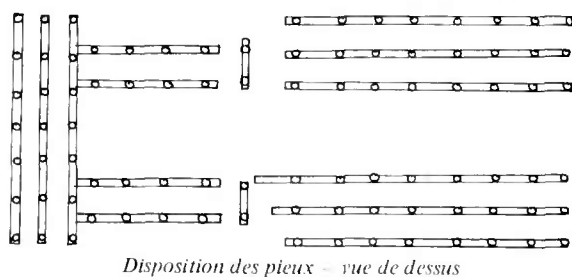
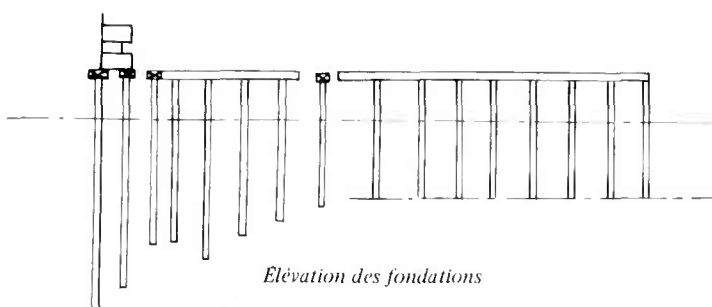


Fig. 39. — Pont C. Plan des fondations telles qu'elles ont été exécutées. Noter :  
— la suppression de toute liaison entre les files de pieux des murs en retour et entre le mur de front et les murs en retour,  
— l'inégalité des fiches des pieux.

### 3.2.5. Procès-verbaux, comptes rendus et rapports de visites d'inspection

Tous les éléments se rapportant à la surveillance de l'ouvrage doivent figurer dans le dossier, qu'il s'agisse :

- des constatations de la surveillance continue,
- des rapports établis lors des visites et inspections détaillées,
- des rapports des visites subaquatiques des fondations par plongeurs autonomes.

### 3.3. LA SURVEILLANCE CONTINUE

Cette action est assurée par l'ensemble des agents de la subdivision, sans moyen particulier, à l'occasion de leurs déplacements, de travaux effectués à proximité de l'ouvrage et en profitant des périodes de très basses eaux. L'observation des superstructures doit être complétée par celle des appuis et des fondations en examinant l'ouvrage non seulement depuis le tablier mais aussi depuis les berges.

Le paragraphe 3.4.1. traitant des visites présente une liste de désordres pouvant traduire une anomalie dans les fondations ou reflétant une situation préjudiciable à une bonne tenue des appuis. Tout en soulignant l'intérêt que présente l'observation de tous les points évoqués dans ce paragraphe, l'attention doit être au moins attirée sur :

- l'apparition de fosses d'affouillement,
- la désorganisation des massifs d'enrochements ou des éléments de protection des fondations,
- la formation de cavités sous les appuis (piles et culées),
- l'apparition de fissures dans les piles et voûtes,
- des déformations sensibles de la géométrie de l'ouvrage (chaussée, garde-corps ou parapet, voûte, etc.).

Il importe d'intensifier la surveillance des fondations :

- pendant et après les grandes crues ; il importe en particulier de relever la position de la ligne d'eau à l'amont et à l'aval de l'ouvrage pendant la crue et d'observer la configuration du lit après la crue ;
- lorsque l'ouvrage est pris par les glaces et après la débâcle ;
- à la suite d'une forte augmentation de la circulation des poids lourds par suite, par exemple, de la mise en place d'une déviation ;
- au passage de convois exceptionnels ;
- et pour tout autre événement exceptionnel pouvant mettre en cause la stabilité des appuis.

Toute anomalie observée au cours de la surveillance continue doit se traduire par une constatation datée, reportée par écrit, accompagnée si possible de croquis et de photos.

La constatation d'une anomalie doit être suivie d'un examen effectué par le subdivisionnaire et peut déclencher une inspection détaillée exceptionnelle, éventuellement partielle.

### 3.4. LES VISITES

Les visites doivent être préparées en prenant au préalable connaissance du dossier de l'ouvrage.

Il est souhaitable de prévoir :

- des plans et élévations schématiques pour reporter sur le terrain les observations,
- quelques outils tels que marteau, pic, barre à mine, etc., pour sonder les éventuelles cavités et reconnaître la profondeur des zones altérées,
- des instruments pour relever les cotes,
- au besoin, une embarcation pour accéder à tous les appuis, ainsi que tout autre moyen de visite utile.

Lorsque la période de la visite peut être choisie librement, il convient de la programmer aux basses eaux afin de pouvoir observer toutes les parties de l'ouvrage. La visite sera utilement complétée par des observations faites en période de hautes eaux.

#### 3.4.1. Examen visuel

En vue de suivre dans le temps les actions subies par l'ouvrage et de détecter l'apparition de désordres ou anomalies dans le comportement des fondations, les points suivants sont à observer systématiquement lors des visites, chaque fois que cela est possible.

##### *Cours d'eau*

- la position du lit par rapport à l'axe de l'ouvrage, notamment l'attaque de biais des piles et culées ;
- l'étendue et la cote du plan d'eau ;
- la topographie et la nature des fonds, notamment la présence de fosses imputables à l'affouillement local des appuis, et à l'effet du rétrécissement ;
- l'amoncellement de corps flottants et d'alluvions obstruant le débouché.

##### *Berges*

- les signes d'attaque et de détérioration des berges au voisinage de l'ouvrage.

##### *Massifs d'encrochements*

- l'entraînement des blocs par le courant ;
- la désorganisation et l'affaissement des talus autour des piles, en repérant en particulier la cote du sommet du massif par rapport à l'appui.

##### *Rideaux de protection*

- l'altération, la dislocation ou la rupture des rideaux et batardeaux, qu'ils soient en bois, métalliques ou en béton ;
- la disparition du matériau de remplissage des batardeaux et crèches.

#### *Cavités sous les appuis*

Compte tenu du danger que constituent ces désordres pour la stabilité de l'ouvrage, *la recherche d'éventuelles cavités sous les piles et culées doit être effectuée avec une attention particulière.* Il faut faire preuve de **méfiance** et se demander si l'état apparent ne cache pas certains désordres, notamment dans le cas de fondations sur pieux entourées d'encrochements ou d'appuis pour lesquels on n'est pas sûr de la nature et de l'état des fondations.

Les cavités ne sont souvent pas visibles de l'extérieur, cependant certains indices peuvent être fournis par l'état des protections et margelles ou par l'existence de circulations d'eau anormales :

- résurgences à l'aval ou sur le côté de l'appui (fig. 40 et 41),
- tourbillons se détachant de l'appui (fig. 42).

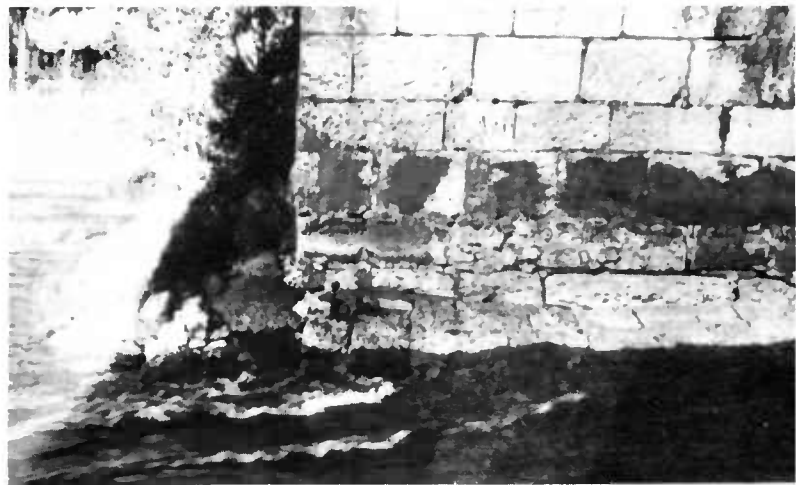


Fig. 40. — Résurgence à l'aval.



Fig. 41. — Résurgence sur le côté d'un appui.

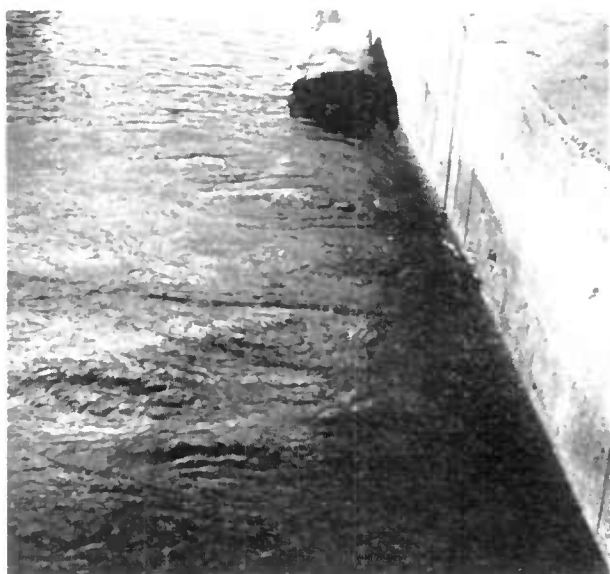


Fig. 42. — Tourbillons se détachant d'une pile.

#### *Base des piles et culées*

- la désagrégation du liant et le disjointoiement des pierres,
- les pierres fracturées ou manquantes,
- les traces d'abrasion intense.

#### *Superstructure*

Les désordres dans la superstructure des ouvrages en maçonnerie ne sont pas tous imputables à des mouvements des fondations. Ils peuvent s'être produits à la construction lors du décintrement ou résulter d'un mauvais fonctionnement de la seule superstructure comme le cas du déversement de tympan, conséquence d'une poussée excessive du matériau de remblai. Les figures 43 à 46 présentent des exemples de tels désordres où les fondations ne sauraient être tenues pour cause.



Fig. 44. — Affaissement de la maçonnerie de la voûte. Décompression des voussoirs

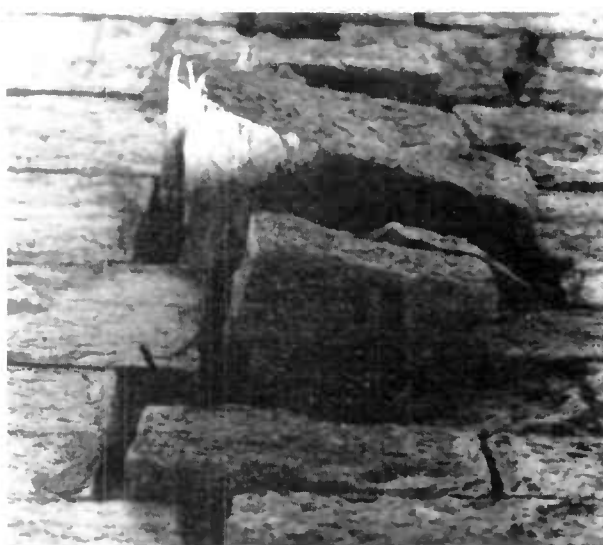


Fig. 45. — Décollement du bandeau avec chute de voussoirs au niveau de la clé.



Fig. 43. — Décollement du bandeau. Largeur de la lézarde 60 mm

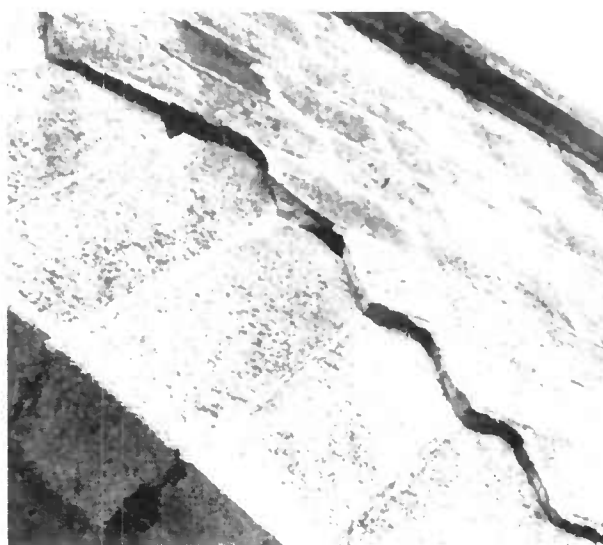


Fig. 46. — Déplacement d'ensemble du tympan.

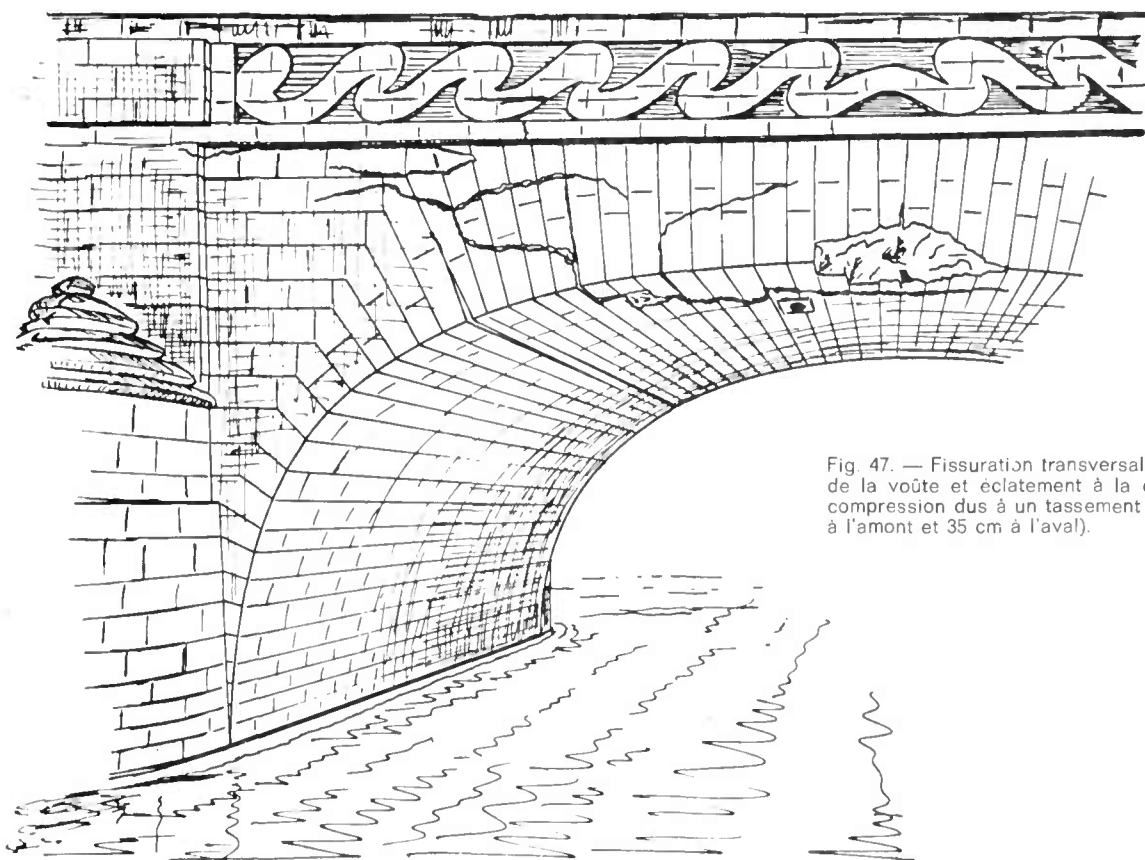


Fig. 47. — Fissuration transversale et longitudinale de la voûte et éclatement à la clé par excès de compression dus à un tassement de la pile (32 cm à l'amont et 35 cm à l'aval).



Il est cependant fréquent que des anomalies dans les fondations se traduisent par des désordres dans la superstructure. L'évolution de la fissuration et les changements de géométrie sont donc des éléments importants pour la recherche de l'origine des désordres, car des déplacements d'appuis très faibles et difficilement perceptibles directement produisent souvent des anomalies apparentes en superstructure. A l'inverse, il faut également signaler que des désordres importants peuvent exister dans les fondations sans aucune manifestation en superstructure.

La fissuration transversale des voûtes en maçonnerie est en général le signe d'un mouvement d'appui (fig. 47). De même, la fissuration longitudinale des voûtes et celle verticale des corps de pile peuvent traduire un tassement différentiel transversal de l'appui (fig. 48). Par ailleurs, l'affaissement d'une voûte à la clé (courbe d'intrados) est souvent la conséquence amplifiée d'un écartement des naissances. La figure 49 présente les schémas de ruine d'un arc correspondant à deux cas de mouvement d'appui.

Fig. 48. — Fracturation verticale du corps de pile. Noter l'affleurement de l'angle d'un redan traduisant un mouvement de basculement.

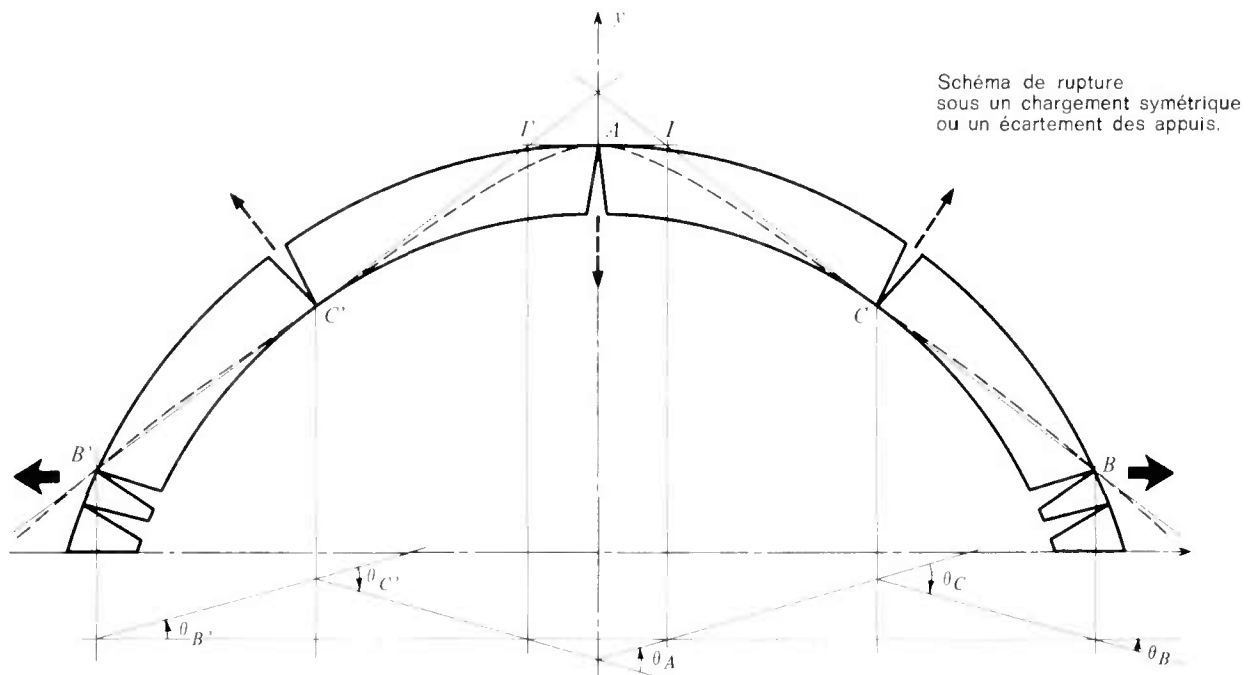


Schéma de rupture sous un chargement symétrique ou un écartement des appuis.

$I'$  centre instantané de rotation du bloc  $AC'$   
 $I$  centre instantané de rotation du bloc  $AC$

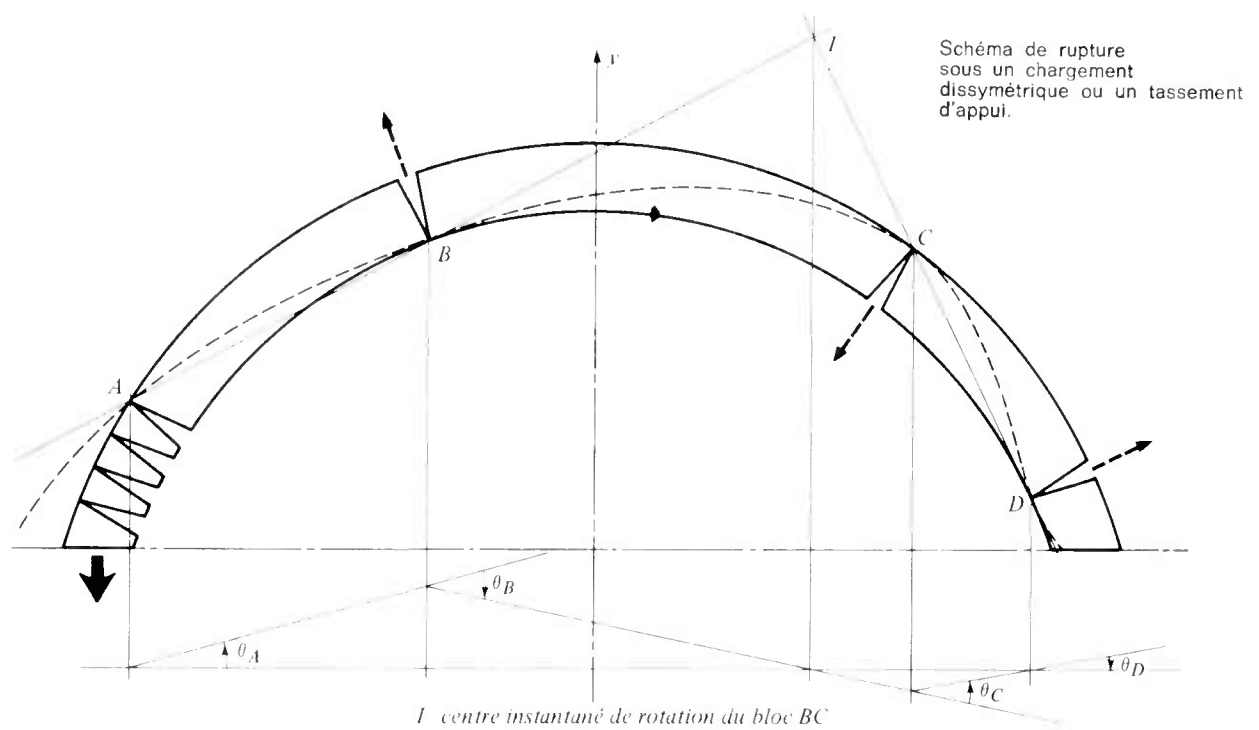


Schéma de rupture sous un chargement dissymétrique ou un tassement d'appui.

$I$  centre instantané de rotation du bloc  $BC$

Fig. 49. — Schémas de ruine d'une voûte sous deux cas de chargement.

Des indices peuvent être fournis par l'observation des joints du bandeau des ouvrages en maçonnerie et les décollements aux jonctions entre les murs et les tympans, l'arc ou la voûte et les tympans.

De plus, des désordres dans les fondations peuvent être révélés par :

- des défauts d'alignement des garde-corps, parapets, bordures de trottoir,
- des anomalies des profils en long et en travers de la chaussée.

### Remblais d'accès

On relèvera enfin toute trace d'érosion des remblais d'accès, car leur bon état est un élément important pour la protection et la tenue des culées.

Le procès-verbal établi à l'issue de la visite doit comporter :

- le relevé de tous les désordres observés sous forme de plans cotés, de croquis et photos repérés sur les plans, datés, légendés et commentés ;



- un avis sur l'état général des fondations et de l'ouvrage ;
- des propositions sur les mesures à prendre avec une indication sur leur urgence :
  - travaux d'entretien,
  - mesures de sécurité,
  - mise sous surveillance renforcée ou sous haute surveillance,
  - inspection détaillée exceptionnelle.

### 3.4.2. Visites subaquatiques des fondations (Annexe II-2)

Pour de nombreux cours d'eau, le débit à l'étiage est assez faible pour qu'il soit possible d'accéder et d'observer directement la base des appuis sans faire appel à des plongeurs autonomes. Dans les autres cas, l'examen des parties hors d'eau est à compléter par une visite des fondations, faite par une entreprise spécialisée.

Si la période des basses eaux est la plus propice aux visites, il peut être souhaitable d'envisager une visite complémentaire des fondations par plongeurs dans d'autres conditions, par exemple juste après une crue exceptionnelle.

Le document « Recommandations pour l'exécution des visites par plongeurs autonomes », diffusé par la Direction des routes à l'ensemble des services le 25 septembre 1978, fixe :

- le cadre administratif,
- les conditions d'intervention des entreprises spécialisées,
- le déroulement de ces visites d'inspection,
- ainsi que le contenu du rapport de visite.

Le service gestionnaire doit préparer cette visite :

- en la programmant à la période la plus favorable pour l'observation (problèmes posés par les courants, la marée, la turbidité de l'eau, etc.), en général l'étiage ;
- en définissant précisément les objectifs assignés aux plongeurs.

Une action de formation à la plongée de techniciens a été engagée dans certains Laboratoires régionaux des Ponts et Chaussées (en 1979, Laboratoire d'Aix-en-Provence, de Bordeaux et de Strasbourg) qui peuvent apporter dans certains cas une aide technique aux services.

#### 3.4.2.1. DÉROULEMENT DE LA VISITE

*Le représentant de l'Administration chargé de suivre le déroulement de la visite tient un rôle essentiel car la qualité du travail fourni dépend non seulement des conditions naturelles (vitesse de courant, visibilité) et de la qualification des plongeurs, mais aussi de la manière dont ils sont guidés.*

Il est souhaitable qu'avant le début de la plongée, l'entreprise ait connaissance d'un minimum de données sur l'ouvrage, en particulier sur le mode de fondation des appuis.

Il est rappelé que les entreprises chargées de ces visites n'ont pas pour mission d'établir un diagnostic

sur la tenue mécanique des fondations et la sécurité présentée par l'appui. Leur rôle est de fournir l'image objective la plus précise de l'état de l'appui. Pour établir une telle cartographie, le représentant de l'Administration doit insister pour que les plongeurs rendent compte de tout ce qu'ils rencontrent, même si les détails peuvent leur sembler sans importance.

La direction et le suivi du travail effectué par les plongeurs peuvent être facilités par l'utilisation de moyens audio-visuels. Les caméras subaquatiques actuellement disponibles, les liaisons phoniques et les techniques d'enregistrement sur magnétoscope dont disposent plusieurs entreprises et CETE sont des outils d'investigation d'un grand intérêt. Ces techniques permettent en particulier aux ingénieurs placés sur l'ouvrage de diriger la visite effectuée par les plongeurs.

Il faut souligner que les conditions de visibilité sont souvent mauvaises et que la visite s'effectue de ce fait en procédant par tâtonnements. Dès lors, *il est indispensable que le plongeur dispose d'outils : marteaux, pics, outils pour gratter, règles graduées, lance à eau pour dégager les terrains meubles, etc.*

Au cours de la visite, les points suivants sont à examiner :

#### *Existence de cavités*

l'emplacement et l'extension des zones affouillées, sachant que *des cavités peuvent être masquées par des alluvions meubles redéposées ou par les enrochements disposés autour des appuis ;*

#### *Fissuration*

l'emplacement et si possible l'extension, la largeur et la profondeur des fissures ou fractures de la base des appuis ;

#### *Altération des matériaux*

*Des échantillons des matériaux rencontrés sont à ramener chaque fois que cela est possible.*

#### MAÇONNERIE :

- pierres fracturées ou manquantes,
- altération ou disparition du liant,
- désagrégation des pierres ;

#### PIEUX ET PIÈCES EN BOIS :

- relever l'altération produite par les insectes ou la pourriture,
- déterminer la profondeur d'altération à l'aide d'un couteau ou d'un pic,
- gratter la végétation aquatique,
- noter toute pièce fendue ou fissurée ;

#### BÉTON :

- zones d'altération dont on déterminera la profondeur en grattant ;

#### ACIER :

- corrosion,
- position des zones endommagées ou de flambement des pièces métalliques ;

#### MASSIFS D'ENROCHEMENTS :

- blocs déplacés,
- cotes, extension et forme des talus et tapis ;

#### ÉLÉMENTS DE PROTECTION :

- altération,
- déversement et déformation des rideaux,
- entraînement du matériau de remplissage des batardeaux et crèches.

#### 3.4.2.2. DÉGARNISSAGE LOCAL D'UN APPUI (Annexe II-3)

Lorsqu'il n'est pas possible d'observer de l'extérieur la base des appuis, notamment en présence d'enrochements, il est souhaitable quand cela est techniquement possible de déplacer quelques blocs ou de dégager partiellement l'appui pour préciser l'état des fondations.

Cette méthode présente l'avantage, par rapport aux forages, de permettre :

- d'estimer l'étendue des éventuelles cavités,
- de juger de l'état des pièces de bois de la périphérie de l'appui et de préciser leur disposition.

Il faut bien évidemment ne pas mettre, par cette opération, la stabilité de l'ouvrage en péril. Pour cela, un certain nombre de précautions sont à prendre. Ainsi, le dégarnissage ne doit être entrepris qu'après *avis et sous le contrôle d'un ingénieur spécialiste*. Le dégarnissage doit avoir une étendue limitée, car les enrochements contribuent parfois directement à la stabilité de l'appui. De plus, la brèche ainsi créée ne doit pas être laissée telle quelle après inspection. Une solution de remise en place rapide des protections doit être définie avant le début du dégarnissage. Si l'état de la fondation est jugé précaire, il pourra être nécessaire de consolider provisoirement l'appui avant même de procéder à cette investigation.

#### 3.4.2.3. LE RAPPORT DE VISITE

La qualité du rapport de visite ne doit pas être négligée. Ce dernier doit être une image objective aussi précise que possible de l'état des parties immergées et permettre d'établir une comparaison entre les relevés des années successives. Toutes les traces de désordres seront donc reportées avec précision sur des croquis et des plans cotés et commentés.

Le rapport n'étant pas établi sur le site le jour de la visite, il est souhaitable que l'Administration demande une copie des minutes de la plongée. Ce document permet également de vérifier qu'il n'y a pas eu d'erreur ou d'omission dans la rédaction du rapport final.

Les rapports doivent être examinés avec un œil critique. Ainsi, de nombreux comptes rendus ont été conclus par l'expression « rien à signaler », phrase qui a été comprise comme « l'ouvrage est sain », alors que sa traduction exacte devrait être « rien n'a pu être observé dans les conditions du déroulement de la visite ». C'est le cas notamment des

visites sommaires d'appuis protégés par des enrochements qui peuvent masquer totalement l'existence de cavités sous les appuis.

#### 3.4.3. Reconnaissance des fonds du cours d'eau (Annexe II-1)

La Recommandation pour l'exécution des visites par plongeurs autonomes prévoit le lever des fonds autour des appuis. Il est souhaitable que cette surveillance soit complétée par un suivi de l'évolution des fonds du cours d'eau à plus grande échelle :

- régulièrement, mais avec une périodicité plus grande que celle des visites subaquatiques,

- à la suite de travaux d'aménagement du cours d'eau ou en cas d'autorisation d'extractions importantes de matériaux du lit,

en fonction du suivi effectué par les Services hydrologiques et les Services de la navigation.

*L'information tirée de l'observation en période d'étiage n'est pas en général représentative des niveaux maximaux d'affouillement atteints durant la crue.* En effet, les fosses et affouillements sont partiellement comblés pendant la décrue par dépôt des matériaux charriés ou en suspension. Néanmoins ces relevés donnent une information intéressante sur l'évolution générale des fonds.

Lors des relevés, il est souhaitable de noter également la nature des fonds. En particulier, les débris divers qui ont tendance à s'amonceler à la base des appuis peuvent être confondus avec le fond du lit si l'on n'y prête pas attention.

#### 3.4.4. Désordres graves décelés au cours d'une visite

Sans qu'il soit possible de dresser une liste exhaustive des désordres témoignant de la précarité des appuis, *il est certaines anomalies dont l'apparition décelée lors de la surveillance continue ou d'une visite doit inciter le service gestionnaire à prendre des mesures, sans attendre le diagnostic des spécialistes qui seront chargés de l'inspection détaillée exceptionnelle.*

Il s'agit ici :

- des mesures visant à assurer la sécurité des usagers et des tiers ;
- de la surveillance de l'évolution à court terme de l'ouvrage.

Ces mesures pourront d'ailleurs être temporaires et levées à l'issue de l'inspection détaillée par des techniciens compétents.

Les désordres graves auxquels il est fait référence sont :

- le tassement de l'appui ;
- le basculement de l'appui, transversalement et dans l'axe de l'ouvrage ;
- la détection de cavités importantes sous un appui ;
- la fracturation du corps de pile ;
- la fissuration de l'arc ou du bandeau avec ouverture de joints ou fracturation de pierres.

Il est à noter que de nombreux ouvrages anciens présentent un ou plusieurs de ces désordres de longue date et se sont adaptés. La constatation d'une anomalie ne doit donc pas entraîner *de facto* des mesures d'urgence. Il convient de *réfléchir à la date de l'apparition de ces désordres* et sur leur évolution. Les mesures prônées ici concernent essentiellement l'apparition ou l'aggravation récente de désordres. La vigilance s'impose cependant dans les autres cas.

#### 3.4.4.1. LES MESURES DE SÉCURITÉ IMMÉDIATES

Ce paragraphe traite des mesures visant à la sécurité des usagers et des tiers. Les dispositions conservatoires destinées à la sauvegarde de l'ouvrage sont abordées dans la partie 5, « Mesures d'urgence pour la sauvegarde des ouvrages ».

##### *Mesures de restriction de la circulation*

On pourra, selon les cas :

- limiter la vitesse et la charge ;
- limiter la largeur roulable, en particulier en éloignant la circulation des parapets en cas de déversement du tympan ;
- interdire même toute circulation de véhicules et de piétons, de nuit ou en permanence, sur l'ouvrage et en dessous.

##### *Mesures concernant les réseaux*

Il convient d'alerter sans tarder les concessionnaires et de prendre avec ces services toutes les mesures utiles pour limiter les conséquences d'une rupture des canalisations portées par l'ouvrage.

*Il importe que le service gestionnaire de l'ouvrage prenne toute disposition pour que les mesures de sécurité prises soient respectées.* Ainsi, en cas d'interdiction de la circulation, les accès doivent être effectivement condamnés.

Ces mesures sont examinées en détail dans le fascicule 02 de l'Instruction technique.

#### 3.4.4.2. SURVEILLANCE DE L'ÉVOLUTION À COURT TERME DE L'OUVRAGE (Annexe I)

Ces mesures sont à rapprocher des mesures de sécurité immédiates et à prendre dans les mêmes cas.

*Il ne faut pas que le service gestionnaire de l'ouvrage attende la venue de spécialistes pour observer l'évolution du comportement de l'ouvrage avec les moyens rudimentaires dont il dispose.*

Même entachés d'imprécision, ces renseignements sont d'une grande valeur pour adapter les mesures de sécurité à l'état de l'ouvrage (accélération des phénomènes notamment), et pour comprendre les mécanismes en jeu et leur évolution.

Parmi les moyens pouvant être mis en œuvre à titre temporaire pour le suivi de la géométrie et de la fissuration, citons :

- fissurométrie : les mesures d'écartement, par exemple avec un pied à coulisse entre deux repères

scellés de part et d'autre de la fissure, sont préférables à l'utilisation de témoins qui ne donnent qu'une information par tout ou rien. Ces derniers sont à utiliser en complément pour les parties difficiles d'accès ;

- nivellement : avec les moyens disponibles, en matérialisant cependant précisément les points visés et en choisissant avec attention les points fixes ;
- mesures de rotation : avec des nivelles ;
- mesures de verticalité : avec un fil à plomb.

Il importe surtout de venir fréquemment observer l'ouvrage et prendre quand cela est possible des photos d'ensemble et de détails.

### 3.5. LES INSPECTIONS DÉTAILLÉES DES FONDATIONS

Outre les inspections périodiques, une inspection détaillée exceptionnelle peut être prescrite par l'ingénieur d'arrondissement de gestion :

- en cas de désordres importants décelés lors de la surveillance continue ou d'une visite ;
- par le projet de travaux apportant des modifications importantes à l'ouvrage, comme l'élargissement du tablier ou le renforcement de la structure pour permettre le passage de convois exceptionnels, etc. ;
- par le souci, pour certains ouvrages, de mener des investigations plus complètes que celles effectuées dans le cadre des visites. L'expérience tirée de certains accidents récents a montré qu'une impression de sécurité illusoire a été apportée par des examens visuels extérieurs n'ayant pas décelé de désordres (talus d'enrochements disposés autour des piles et des culées masquant totalement l'existence de cavités sous les appuis).

*L'inspection détaillée doit être effectuée par une équipe de spécialistes compétents en matière d'ouvrages d'art, de fondations et de mécanique des sols.*

On peut distinguer trois types d'inspection détaillée :

#### — L'inspection détaillée pour établir un état de référence de l'ouvrage

Il s'agit ici de compléter ou de vérifier les éléments sujets à caution déjà rassemblés dans le dossier d'ouvrage, afin d'avoir une image précise et complète de l'ouvrage à un moment donné.

#### — Les inspections détaillées périodiques

C'est le suivi régulier par des spécialistes de l'évolution de l'ouvrage par rapport à l'état de référence.

#### — Les inspections détaillées exceptionnelles

Pour ces investigations décidées à la suite de la découverte de désordres graves lors de la surveillance continue ou des visites, les moyens à mettre en œuvre doivent permettre de déterminer l'état de service du moment de l'ouvrage et d'établir éventuellement un projet de confortement.

L'inspection détaillée doit être soigneusement préparée et programmée par l'ingénieur d'arrondissement de gestion à l'issue d'une étude associant

étroitement le service gestionnaire et les spécialistes des disciplines intéressées. Le service gestionnaire pourra, à cet effet, faire appel à la cellule départementale des ouvrages d'art et aux organismes spécialisés (CETE : Division Ouvrages d'art et Laboratoire régional, LCPC, SETRA).

La coordination des actions des services gestionnaire, technique et des entreprises doit être assurée pendant tout le déroulement des interventions, compte tenu des problèmes de sécurité soulevés par les fondations en état précaire et de l'urgence avec laquelle certaines décisions doivent être prises quant au déroulement des travaux.

La campagne de reconnaissance doit comporter obligatoirement un examen détaillé des parties émergées et immergées de l'ouvrage. Par mesure évidente de sécurité, l'observation détaillée de l'ouvrage doit précéder l'exécution de sondages. Cela permet également de mieux définir la nature et l'implantation des essais à mettre en œuvre ultérieurement. Qu'il y ait ou non des désordres visibles importants affectant les fondations, la reconnaissance de l'appui doit aller de l'examen extérieur (état des protections, sondage des cavités visibles, etc.) à l'examen intérieur (forages et autres essais), et cela, sous surveillance de l'ouvrage.

*Pour les appuis en équilibre précaire ou en l'absence totale de documents d'archives décrivant les fondations, il est recommandé d'effectuer les investigations depuis l'extérieur de l'appui chaque fois que cela est possible. Ainsi les sondages destinés à reconnaître le sol sous l'appui seront effectués de préférence depuis l'avant-bec ou l'arrière-bec plutôt que depuis le tablier (fig. 50).*

Des essais mécaniques en place ou sur échantillons sont à prévoir pour apprécier la stabilité des appuis.

### 3.5.1. Choix des moyens d'investigation

#### 3.5.1.1. PRÉCAUTIONS

Les interventions pour la reconnaissance doivent être conduites avec prudence. En particulier, il faut éviter :

— toute méthode de reconnaissance pouvant être une source importante d'ébranlements tels que certains moyens de sondages destructifs comme le trépan de battage. Dans le même esprit, on prendra les mesures annexes nécessaires comme la limitation de la circulation des poids lourds et engins ;

— tout déplacement et destruction inconsidérés d'éléments participant à la protection ou à la tenue d'appuis de stabilité précaire tels que sol, enrochements ou radier.

Dans certains cas, il peut s'avérer nécessaire d'effectuer au préalable des travaux confortatifs pour poursuivre en sûreté les investigations comme :

- le ceinturage provisoire ou définitif d'une pile,
- la mise en place d'une palée ou d'un cintre,
- le comblement de cavités importantes sous les appuis.

Il faut agir avec discernement pour que ces mesures ne gênent pas *a priori* le confortement définitif de l'appui.

#### 3.5.1.2. OBJECTIFS DES INVESTIGATIONS

##### *Détermination du mode de fondation*

Nombreux sont les ouvrages pour lesquels on ne dispose d'aucun document d'archives indiquant avec précision le mode de fondation des appuis. La validité des informations recueillies doit être établie.

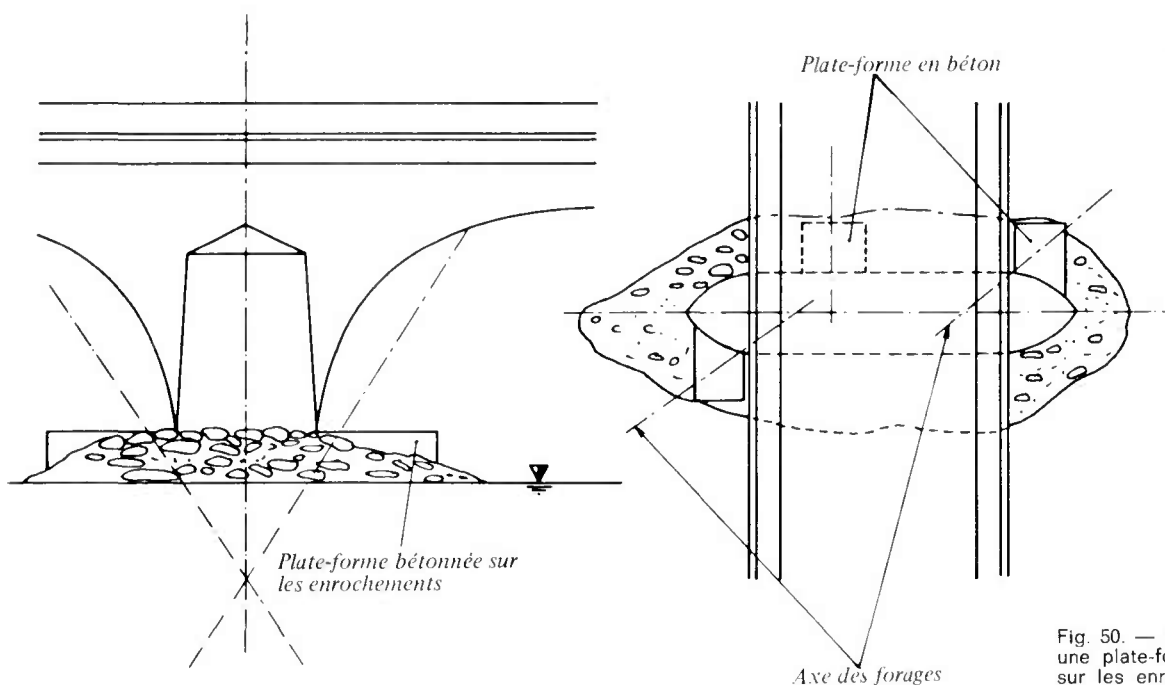


Fig. 50. — Forages depuis une plate-forme bétonnée sur les enrochements.

L'exemple du pont D est à cet égard instructif. Il s'agit d'un pont en béton armé reconstruit à la fin de la dernière guerre sur les anciens appuis en maçonnerie. A la suite d'une visite des fondations par plongeurs autonomes, il fut décidé de remplacer les palplanches en bois ceinturant les piles par des palplanches métalliques. Cela fut fait sans problème rive droite, mais rive gauche, la pile tassa de 15 cm pendant les travaux. A l'origine de cet incident : l'absence d'investigation. Les fondations avaient été supposées reposer sur des pieux en bois comme les autres ouvrages de la région. Les investigations menées après l'incident ont montré qu'en fait les piles reposaient sur un sol pulvérulent contenu dans une enceinte de palplanches en bois entourées d'enrochements.

Dans le cas de fondations superficielles ou massives, des forages indiquent avec précision la nature et les cotes des massifs de fondation. Pour les fondations sur pieux, il est très difficile de déterminer avec certitude la disposition exacte des pieux, leur nombre, leur cote d'arrêt et leur état de conservation. Un dégarnissage local peut donner des indications au moins en périphérie sur l'état des pièces de bois et l'espacement des pieux. Toute extrapolation devra cependant se faire avec prudence. Des informations indirectes sont fournies :

— en précisant la coupe des terrains (nature et caractéristiques mécaniques) par des sondages et des essais en place (pressiomètre, pénétromètre) qui pourront être effectués à l'extérieur des appuis ;

— en calculant la stabilité de l'appui sous diverses hypothèses sur le mode de fondation ;

— en cherchant quelles ont été les techniques régionales de construction utilisées pour les ouvrages de la même époque.

Ces indications ne sauraient être tenues pour des certitudes.

#### *Recherche de cavités sous les appuis*

Si l'examen des fondations à l'étiage, au besoin avec l'aide de plongeurs, suffit souvent pour apprécier la gravité des désordres, il est certains cas où le diagnostic ne peut pas être établi de cette manière, en particulier lorsque l'appui est entouré par des massifs d'enrochements. Il faut alors faire appel à d'autres techniques.

Il convient à ce moment d'étudier la possibilité d'un **dégarnissage local** de l'appui en dégageant quelques enrochements ou un certain volume d'alluvions, car cette méthode peut permettre d'accéder au massif de fondation proprement dit (cf. § 3.4.2. et l'annexe II.3 pour les précautions à respecter et des exemples). Dans certains cas, cela ne sera pas possible en raison :

- des difficultés d'accès du fait des profondeurs d'eau, des courants, etc.,

- de l'étendue du dégarnissage auquel il faudrait procéder, par exemple lorsque la revanche des enrochements est importante.

**La mise à sec de l'ouvrage** (annexe II.4) est une méthode très intéressante que l'on peut envisager pour préciser la nature exacte des désordres et

procéder dans les meilleures conditions aux travaux d'entretien ou de réparation. Les désordres peuvent alors être relevés avec précision. Si cette technique semble aisément applicable aux ouvrages sur de petits cours d'eau ne nécessitant pas de dérivation importante, elle ne peut pas être toujours employée pour des raisons techniques ou économiques (navigation, hauteurs d'eau importantes, etc.).

La **reconnaissance par forages** donne des informations ponctuelles mais elle permet de :

— déterminer précisément les niveaux de fondation et les cotes des différents horizons ;

— reconnaître la nature et la qualité des matériaux des appuis et du sol de fondation ;

— prélever des échantillons ;

— effectuer des essais géotechniques au cœur même du massif de fondation.

Il y a par ailleurs intérêt, dans certains cas, à effectuer des forages même si des cavités apparentes ont été décelées en périphérie pour s'assurer qu'il n'y en a pas d'autres plus profondes.

*L'exécution de forages au travers d'appuis dont l'équilibre est jugé précaire doit être conduite avec précautions par des équipes spécialisées et avec le matériel approprié.*

*Les travaux doivent toujours s'effectuer sous une surveillance attentive de l'ouvrage. Les relevés des dispositifs de surveillance seront au minimum journaliers et examinés par des techniciens compétents.*

#### *Détection de circulations d'eau sous les appuis*

Les circulations d'eau sous l'assise de la pile sont un indicateur intéressant de la présence possible de cavités ou de la désagrégation du massif de fondation. Ces circulations peuvent être décelées par divers essais faits dans des forages équipés d'un tube crépiné, à l'aide d'un micromoulinet à axe horizontal, de traceurs radio-actifs injectés à une cote donnée et dont on détermine le temps de disparition.

Par ailleurs, une détection qualitative peut être obtenue dans certains cas à l'aide de colorants comme la fluorescéine (jaune) ou la rhodamine (rouge) injectés en des points précis depuis un forage ou une cavité au voisinage ou sous l'appui.

#### *Détermination de l'état des fondations et des piles*

##### MAÇONNERIE DES PILES

Le cœur des piles des ouvrages en maçonnerie et leur parement sont quasiment toujours constitués de matériaux différents : pierres assisées en parement et remplissage plus ou moins maçonné à l'intérieur. De ce fait, il ne faut pas se contenter d'une observation extérieure pour apprécier l'intégrité de l'appui ; la différence de caractéristiques des matériaux, entraînant une répartition irrégulière des charges au niveau de la fondation, peut être à l'origine de désordres.

Pour préciser l'état de ces piles, les sondages carottés avec prélèvement d'échantillons effectués depuis le tablier sont les plus riches en enseigne-

ments. Dans certains cas, on pourra alterner sondages carottés et forages destructifs exécutés avec précaution, suivis d'une inspection des parois par caméra (annexe II.6).

Des informations supplémentaires sur la fracturation ou la disparition du liant peuvent être obtenues grâce à des essais d'eau, type Lugeon, effectués dans les forages. De tels essais sont évidemment inutiles si l'on a déjà noté des pertes de fluide au cours des forages. *Ils sont à proscrire au voisinage des parements et dans le cas de piles minces* (quelques dizaines de centimètres d'épaisseur) pour ne pas risquer de disloquer la maçonnerie. Ils doivent enfin être effectués sous la surveillance et le contrôle d'un spécialiste qui devra veiller à la limitation de la pression réelle de l'eau injectée, en fonction des contraintes estimées dans l'appui et en observant l'évolution de la courbe pression-débit (annexe II.7).

#### INTERFACE PILE-FONDATION

La connaissance de la nature et de l'état de l'interface pile-fondation est certainement un des éléments les plus importants pour l'appréciation de la stabilité de l'appui. Il s'agit de savoir s'il existe des vides entre la base de la pile et le sol de fondation et quels sont la nature et l'état de compacité du sol.

Lors d'une reconnaissance de l'appui par forage, *l'interface sera toujours carotté*. Dans le cas de forages destructifs à travers la maçonnerie, ceux-ci devront être arrêtés environ 1 m au-dessus de la base de la pile et poursuivis en sondage carotté (annexe II.5).

Dans certains cas, la reconnaissance peut être utilement complétée par des diagraphies de densité à l'aide de sondes  $\gamma$ - $\gamma$ , ou de radio-activité naturelle pour préciser la variation des natures de matériaux, bétons et mortiers notamment (annexe II.9).

#### MASSIF DE FONDATION

Dans le cas de fondations massives en béton de chaux, il faut poursuivre les sondages carottés à travers l'ensemble du massif. Les échantillons ainsi prélevés permettent de juger de l'état d'altération du béton, désordre très fréquent sur ce type de fondation ancienne.

##### *Evaluation de la portance des appuis*

Pour déterminer la stabilité de l'appui, il est nécessaire de disposer de renseignements sur les caractéristiques mécaniques des sols de fondation. Le programme de reconnaissance comportera donc toujours quelques essais mécaniques en place (type pressiomètre ou pénétromètre) pouvant être effectués à l'extérieur de l'appui ou au cœur même du massif de fondation en poursuivant les sondages forés à travers les piles (annexe II.8).

### 3.5.2. Rapport d'inspection détaillée

Toute inspection détaillée fait l'objet à l'issue des investigations d'un rapport établi par l'équipe spécialisée chargée de l'inspection, permettant au service gestionnaire de prendre toute mesure utile compte tenu de l'état de service de l'ouvrage.

Ce rapport comporte :

#### *Plans et documents graphiques*

- Une cartographie des désordres sur plans cotés agrémentée de croquis explicatifs et documents photographiques soigneusement légendés ;
- la localisation précise et le relevé des dispositifs de mesure et de surveillance implantés ou en place sur l'ouvrage lors de l'inspection détaillée ;
- l'implantation précise des sondages et essais effectués ainsi que les coupes des sondages et les feuilles d'essais.

#### *Notes descriptives*

- Description des désordres observés, commentaire et explicitation des plans, documents graphiques et photographiques ;
- description des dispositifs de mesure et de surveillance, en indiquant notamment la sensibilité et la précision des appareillages, la fréquence des relevés, le nom de l'opérateur, les conditions dans lesquelles les mesures ont été effectuées (par exemple : température, niveau de l'eau, etc.), les résultats des mesures ;
- description des conditions de déroulement des essais et sondages, en commentant en particulier tout incident ou anomalie (par exemple : perte de fluide en cours de forage).

#### *Note de synthèse*

- Interprétation des désordres observés ;
- interprétation des résultats des mesures et de la surveillance. Faire la part notamment de la dérive dans le temps des appareillages, des variations enregistrées normalement au cours de la vie de l'ouvrage (effet de la température, de la variation de la cote du plan d'eau...) ;
- interprétation des résultats des sondages et essais ;
- note de justification de la sécurité présentée par l'ouvrage.

#### *Note de conclusion*

- Avis sur l'état de service de l'ouvrage ;
- proposition d'éventuelles mesures conservatoires pour assurer la sécurité des usagers et des tiers et la sauvegarde de l'ouvrage ;
- proposition éventuelle d'actions complémentaires de surveillance ou d'investigation nécessaires à la définition de l'état de service ou des travaux confortatifs ;
- proposition de travaux d'entretien ou de confortement à envisager, avec leur degré d'urgence.

### 3.6. SURVEILLANCE RENFORCEE ET HAUTE SURVEILLANCE

Lorsque l'on a des doutes sur l'état réel d'une fondation, ou lorsque l'existence de désordres a été reconnue, sans pour autant que la situation soit

nécessairement considérée comme dangereuse à court terme, la surveillance périodique normale ne suffit plus ; il est nécessaire de la compléter :

- par une augmentation de la fréquence des examens et visites ;
- dans la plupart des cas, par la mise en place d'instruments de mesure.

Ce régime est celui de la **surveillance renforcée** qui a pour objet de lever des doutes, ou de suivre de près l'évolution de désordres, avant même que ceux-ci ne mettent en cause la sécurité, et de déceler les mécanismes possibles d'aggravation.

Lorsque l'état de la fondation a été reconnu comme inquiétant, et lorsqu'on a pu définir les mécanismes possibles d'aggravation susceptibles de mettre en cause la sécurité, il convient de détecter l'apparition d'une phase ou d'un degré d'évolution à partir desquels des mesures de sauvegarde ou de sécurité immédiate, prévues à l'avance, doivent être appliquées sans délai : c'est le régime de la **haute surveillance**.

Les objectifs généraux et l'organisation diffèrent suivant qu'il s'agit de surveillance renforcée ou de haute surveillance ; toutefois, les moyens techniques sont souvent les mêmes. Dans les deux cas, les moyens sont à définir en précisant à chaque fois :

- les objectifs poursuivis,
- les dispositifs et appareils à mettre en place, et leur implantation sur des plans cotés,
- les agents chargés de la mise en place des appareils, ceux chargés d'effectuer les relevés, et ceux chargés de l'interprétation des mesures,
- le circuit d'information de l'ensemble des parties,
- les conditions devant amener à modifier la fréquence des relevés,
- la présentation des résultats après dépouillement, et la périodicité de cette présentation.

### 3.6.1. La surveillance renforcée

Elle peut s'exercer :

- à moyen terme, pour suivre l'évolution de l'ouvrage jusqu'à l'achèvement d'une phase de confortement,
- à long terme (plusieurs années), s'il s'agit de surveiller plus particulièrement un ouvrage avant de décider si des travaux de confortement doivent être exécutés.

Une surveillance renforcée à court terme (quelques jours) est destinée à vérifier le caractère évolutif ou non de désordres ; il s'agit ici d'une opération d'auscultation (analyse des phénomènes), ou bien de la première phase d'une surveillance renforcée à moyen ou long terme.

### 3.6.2. La haute surveillance

Elle ne s'applique que pour une durée limitée (par exemple jusqu'à l'achèvement d'une phase de confortement), afin de prévenir les utilisateurs de l'ouvrage (usagers ou équipes de travail) d'un risque reconnu susceptible de mettre en jeu leur sécurité.

Un dispositif donné ne s'applique qu'à un mécanisme ou phénomène. Sa mise en place suppose donc au préalable :

- l'analyse la plus complète possible du mécanisme de défaillance contre lequel on veut se protéger ;
- la définition de grandeurs mesurables, ou de constatations chiffrables, caractérisant l'évolution du phénomène ;
- la fixation, pour ces grandeurs, de seuils (seuils d'alerte) à partir desquels on considère que la sécurité antérieure n'est plus assurée et que de nouvelles mesures de sauvegarde ou de protection doivent être prises ;
- dans tous les cas, l'établissement de consignes qui doivent être appliquées immédiatement, dès que les seuils définis préalablement sont atteints.

Un dispositif de haute surveillance prend le nom de **dispositif d'alarme** lorsque le dépassement des seuils se traduit par le déclenchement automatique, soit d'un signal optique ou sonore, soit même de l'application d'une décision prévue (interruption du trafic par signaux et barrières, par exemple).

*Ces systèmes d'alarme automatiques ne doivent être employés qu'avec beaucoup de prudence en raison des déclenchements intempestifs possibles, soit du fait de la dérive de l'appareil, de phénomènes parasites comme les vibrations, ou de vandalisme. L'éventualité de tels déclenchements doit être envisagée ainsi que les mesures à prendre *sur-le-champ* pour en analyser les raisons et lever alors, au cas où le déclenchement ne serait pas justifié, l'application des mesures découlant de l'alerte. L'intervention immédiate et à tout moment d'une personne compétente est donc indispensable.*

Dans la très grande majorité des cas, il convient de se limiter à un dispositif de haute surveillance « manuel » comportant la lecture périodique d'appareils et des interventions humaines avec des décisions selon un processus prévu à l'avance.

### 3.6.3. Moyens pour la surveillance

Le lecteur se reportera à l'annexe technique I pour la description des appareils et les précautions de mise en œuvre.

L'observation directe de l'évolution de l'état des fondations étant le plus souvent impossible en raison des difficultés d'accès et de la complexité des phénomènes en jeu conduit, à l'heure actuelle, à définir le système de surveillance autour du suivi de l'évolution de la géométrie de l'ouvrage et de la fissuration des superstructures. D'une manière générale, il est bon d'associer plusieurs techniques.

#### *Suivi de la géométrie de l'ouvrage*

*La mesure des rotations* à l'aide par exemple de pendules ou de niveaux de précision comme les « nivelles » mises au point par les Laboratoires des Ponts et Chaussées.

*La mesure des déplacements* de certains points de la structure par nivellement, théodolite ou distance-mètre.

### *Suivi de la fissuration*

De nombreuses méthodes et appareillages existent et sont à choisir en fonction de l'objectif poursuivi et de l'accessibilité, depuis les témoins de fissuration qui donnent une information du type tout ou rien, jusqu'aux capteurs de déplacement inductifs permettant de déceler des mouvements de quelques microns, en passant par les mesures au vernier.

### *Autres techniques*

Les mouvements de la fondation peuvent encore être détectés et suivis par d'autres dispositifs tels que :

- les tubes inclinométriques pour la mesure des déplacements horizontaux,
- les tubes scellés en profondeur pour l'observation des mouvements verticaux.

Par ailleurs, pour l'observation à long terme sur plusieurs années, il peut être intéressant de conserver certains forages ayant servi à la reconnaissance ou au confortement dans lesquels on pourra descendre des sondes pour suivre l'évolution de la densité du sol de fondation ou de ses caractéristiques mécaniques.

Les appareils de mesure mis en place doivent être si possible étalonnables et vérifiables sur l'ouvrage. Il ne faut pas, comme cela s'est déjà produit, que la surveillance repose sur un seul appareil qui doit être démonté et ramené en laboratoire pour en vérifier le bon fonctionnement. Avec des appareils dont on peut craindre des phénomènes de dérive, il est nécessaire de disposer en parallèle des dispositifs d'un principe différent, éventuellement plus rustiques et moins précis, mais permettant de déceler sur-le-champ toute anomalie importante de fonctionnement des premiers. Par exemple, on associera à des capteurs électriques d'ouverture de fissure des mesures au pied à coulisse entre repères scellés à l'ouvrage.

Les appareils et repères doivent être protégés contre les actes de vandalisme et les chocs accidentels (véhicules, corps flottants). La mise en place est le plus souvent l'affaire de spécialistes car des détails apparemment mineurs comme la qualité d'un collage peuvent remettre en cause la fiabilité de l'appareil.

### **3.6.4. Gestion du dispositif de surveillance**

L'installation d'un dispositif de surveillance renforcée ou de haute surveillance nécessite toujours une période d'observation afin :

- de caler les mesures ;
- que les équipes chargées des relevés s'adaptent au dispositif et au site surveillé ;
- de voir enfin comment l'ouvrage « vit » naturellement (influence des variations thermiques, des charges roulantes, de la hauteur du plan d'eau, etc.).

Il est dès lors nécessaire de répéter les premières mesures et de consigner précisément les conditions extérieures (conditions climatiques, charges sur l'ouvrage) lors de ces relevés.

La fréquence des relevés doit être accrue dans un certain nombre de circonstances parmi lesquelles :

- une tendance à l'évolution de l'état de l'ouvrage est décelée ;
- l'exécution de certains travaux susceptibles d'ébranler l'ouvrage : forages, battage à proximité, injection des fondations, reprise en sous-œuvre, dégarnissage des appuis, etc. *La surveillance de l'ouvrage est impérative dans ces cas et doit être au minimum quotidienne ;*
- certains événements exceptionnels tels que les grandes crues (pendant et après) ou le passage de convois lourds.

Dans le cas de la mise sous surveillance renforcée d'un ouvrage à long terme (plusieurs années), il importe que le service gestionnaire puisse prendre à sa charge et exploiter lui-même une grande part de la surveillance sans devoir faire appel systématiquement à des spécialistes. Pour cela, on pourra organiser le suivi en deux niveaux :

#### *Premier niveau :*

##### *assumé par le service gestionnaire*

constitué par un dispositif « léger », aussi peu onéreux que possible, pouvant être exploité rapidement par un personnel non spécialiste, afin que les relevés puissent être multipliés autant que de besoin, en complément des résultats fournis par la surveillance continue et les visites.

Un tel dispositif sera défini et mis en place de préférence sous le contrôle d'un spécialiste qui définira notamment les seuils en-deçà desquels son intervention n'est pas indispensable. Les résultats des mesures lui seront communiqués pour information avec une périodicité définie d'un commun accord.

#### *Deuxième niveau :*

##### *mesures effectuées par des spécialistes*

avec des moyens spécialisés, de périodicité annuelle par exemple, pour vérifier le bon fonctionnement du dispositif du premier niveau ou lorsque des anomalies ont été décelées au premier niveau et nécessitent confirmation.

A titre d'exemple, on peut envisager :

##### *pour le premier niveau*

- le suivi du basculement des appuis à l'aide de nivelles,
- l'observation de l'ouverture des fissures en quelques points,
- des mesures d'alignement et de verticalité.

##### *pour le deuxième niveau*

- nivellement et topométrie de précision,
- suivi de la fissuration à l'aide de capteurs,
- mesures dans des tubes inclinométriques,
- essais divers dans des forages réservés.

Au deuxième niveau, on peut envisager de suivre des repères et appareils en plus grand nombre et peu accessibles dans les conditions habituelles (premier niveau), mais mieux protégés des éventuelles dégradations et permettant de recalibrer le dispositif général.



## 4 L'entretien

Les décisions concernant l'entretien sont en général prises par le service gestionnaire à l'issue de constatations faites lors de la surveillance continue ou des visites.

Même si les travaux à entreprendre n'ont que peu d'ampleur, *il faut se garder de tout diagnostic hâtif et avoir une parfaite connaissance de l'origine des désordres et de l'état de service de l'ouvrage.*

Les figures 51 a et 51 b montrent un exemple de travaux d'entretien totalement inefficaces qui ont de plus entretenu une impression de sécurité illusoire. La base des piles étant érodée et présentant des disjointoiements, il fut décidé de « protéger » les appuis à l'aide d'une petite margelle en béton. Malgré le bel aspect de ces travaux, cela n'a pas empêché la poursuite de l'affouillement des fondations à l'origine des désordres. L'affaissement d'une pile s'est produit brusquement seize ans plus tard.

**L'entretien courant** comporte :

- l'enlèvement de la végétation, ce qui permet notamment d'observer ensuite toutes les parties de l'ouvrage (opération à effectuer à chaque visite) ;
- le dégagement du débouché par suppression des amoncellements de corps flottants et de sédiments autour des piles ;
- la maintenance des talus de berge au voisinage de l'ouvrage et des perrés ;
- le maintien en état des dispositifs de drainage\*.

Les autres interventions relèvent de l'**entretien spécialisé** :

- le rejointoiement des ouvrages en maçonnerie\* ;
- l'entretien des massifs d'enrochements ; c'est une opération essentielle et le plus souvent inévitable. Pour assurer la protection de l'appui, le sommet des talus d'enrochements est à maintenir entre une cote minimale pour éviter l'attaque directe de la fondation, et une cote maximale pour ne pas réduire inutilement le débouché.

Il faut au préalable s'assurer que les enrochements ne masquent pas de cavités sous les appuis.

La mise en place des enrochements doit s'effectuer par la tête des talus en s'efforçant d'obtenir des pentes régulières et en contrôlant l'extension de la base des massifs. Dans le cas de tapis, il faut veiller à leur continuité.

La taille des blocs doit être suffisante pour que ceux-ci ne soient pas entraînés par le courant ; on observera à cet effet avec intérêt la situation du moment et celle des ouvrages situés sur le même cours d'eau.

\* Ces points sont traités dans le fascicule 30 de l'Instruction technique « Ponts et viaducs en maçonnerie ».



Fig. 51. — a) « Protection » de la pile par un voile de béton arrêté au niveau du fond du lit.



Fig. 51. — b) Seize ans après les travaux. L'affouillement de l'appui a entraîné un tassement de la pile vers l'amont suivi de l'effondrement de la voûte.

L'annexe technique IV présente un certain nombre de conseils et de dispositions applicables à ces travaux.

— l'entretien des protections, rideaux et batardeaux. Ici encore, la remise en état de ces protections ne doit être décidée qu'après analyse des phénomènes en jeu. Trop souvent, on se contente de battre un rideau jusqu'à la cote inférieure des anciennes défenses ou de couler un petit voile de béton jusqu'au niveau du lit, sans se soucier de l'évolution de la cote des fonds. La poursuite de l'érosion, nullement ralentie par ces travaux, rend tôt ou tard ces mesures de protection caduques et nécessite alors de nouvelles dépenses.

## 5 Mesures d'urgence

Dans certains cas exceptionnels, des mesures d'urgence doivent être prises *très rapidement, mais sans précipitation*, pour assurer la sauvegarde de l'ouvrage.

Les dispositions conservatoires à mettre en œuvre ici sont à définir par des spécialistes, ingénieurs des ouvrages d'art, mécaniciens des sols, voire hydrauliciens. Ces mesures d'urgence constituent les premiers secours qui doivent être nécessairement complétés, dès que les conditions hydrauliques le permettent, par le confortement définitif de l'ouvrage. Le maître d'œuvre doit donc veiller à ce que les actions entreprises pour la sauvegarde ne compromettent pas *a priori* la bonne exécution des travaux définitifs.

Ces interventions ne doivent s'effectuer bien évidemment que sous une surveillance attentive de l'ouvrage, évoquée plus haut.

Parmi les actions conservatoires envisageables, citons :

— **le comblement des cavités** importantes sous les appuis pour reconstituer un massif porteur en rétablissant le contact entre l'assise de l'appui et le sol. Il pourra s'agir selon les cas :

- d'un bétonnage effectué à l'abri d'un coffrage périphérique en palfeuille ou en béton, arrêté au niveau du lit ou sur les enrochements,
- de l'injection de mortier et coulis à l'intérieur ou non d'un coffrage placé autour de l'appui.

Cette mesure doit en général précéder toute intervention directe sur l'appui ou la voûte ;

— **les aménagements hydrauliques** pour protéger les appuis menacés ou ralentir l'action érosive des eaux, comme :

- la modification du lit et l'édification d'épis pour dévier le courant,
- l'édification d'un seuil à l'aval de l'ouvrage pour enrayer la poursuite de l'approfondissement du lit en piégeant les alluvions charriées à l'amont ;

— **le dégagement des accumulations d'arbres** et d'autres corps flottants arrêtés par l'ouvrage ; **la dislocation des glaces** est, elle, traitée en détail dans la circulaire d. 5231 du 25 février 1956 et son annexe, reprises dans le document SERO 70 ;

— **l'exécution d'une ceinture**, en béton ou en acier, active ou passive, autour des piles fracturées ; il est souvent nécessaire d'injecter au préalable les fissures pour restituer au corps de pile son caractère monolithique ;

— **la mise sur cintre ou palées** de certaines voûtes ou du tablier pour réduire les efforts transmis aux fondations ou sauvegarder les superstructures ;

cette disposition n'est qu'une mesure d'accompagnement ; il faut de toute façon protéger les appuis ;

— **la mise en place d'enrochements** calibrés pour faire cesser temporairement l'action directe des eaux sur l'appui. Si cette mesure est efficace dans certains cas, elle ne saurait être employée systématiquement. Non seulement elle n'est pas adaptée à tous les problèmes, mais les blocs déversés sont souvent très gênants pour l'exécution des travaux ultérieurs. Il faut veiller à ne pas déverser les blocs sur l'appui, car l'on risque de créer des surcharges supplémentaires dans le cas notamment des fondations avec platelage débordant.

Il est important d'éviter la propagation de la rupture, en assurant la protection des piles au bord de la brèche. Pour cela, un certain nombre de mesures doivent être prises *rapidement* :

- *procéder au dégagement des passes obstruées* par la maçonnerie des piles et des voûtes détruites ;

- *protéger les appuis au bord de la brèche* en disposant des blocs le long des piles et en amont, ou en constituant des épis pour écarter le courant. Il est à noter que le dégagement des passes obstruées est souvent suivi d'une modification de la position en plan du lit, avec accroissement des vitesses locales autour des appuis au bord de la brèche qui jouent le rôle d'un convergent ;

- *contrebuter les appuis au bord de la brèche* en édifiant par exemple des massifs avec les produits de la démolition de la partie effondrée. Si ces massifs sont conçus pour résister à l'action des eaux, c'est une mesure efficace pour éviter le basculement des « piles culées » vers la brèche ;

- l'effondrement partiel ébranle toujours plus ou moins les voûtes adjacentes à la brèche ; on peut alors craindre, dans certains cas, qu'un faible mouvement de la « pile culée » vers la brèche n'entraîne des désordres irréparables dans la voûte, cela malgré la présence du massif de contrebutée. En effet, s'il est nécessaire pour stabiliser la pile de mobiliser un effort résistant supérieur à la valeur de la poussée des terres au repos, cela ne sera obtenu qu'après un déplacement de la pile qui peut être excessif pour la tenue de la voûte.

Deux catégories de mesures peuvent alors être prises pour *la protection des voûtes* :

- la mise sur cintre ou palées,

- la compensation partielle des efforts horizontaux de poussée de la voûte sur la « pile culée » à l'aide de tirants ou de câbles précontraints.

Ainsi, pour le pont de Tours, compte tenu :

- de l'importance des efforts horizontaux transmis par la voûte 7 ( $\approx 2\,300$  t), la résultante étant située au demeurant assez haut par rapport au niveau de fondation de la pile,

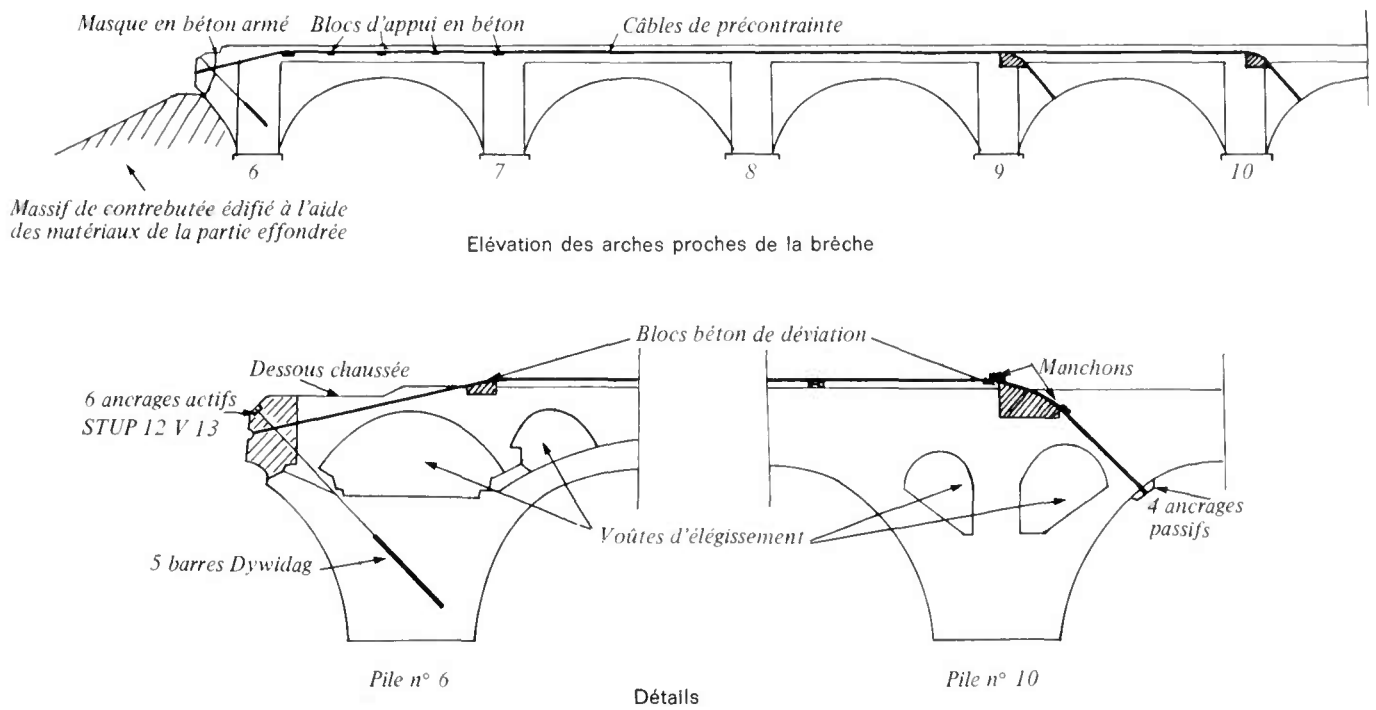


Fig. 52. — Pont Wilson. Mesures conservatoires.  
 — Compensation partielle de la poussée dissymétrique par câbles précontraints.  
 — Massif de contrebutée protégeant la pile au bord de la brèche.

- de la fissuration de la voûte 7 consécutive à l'effondrement des arches rive gauche,  
 - du projet de reconstruction qui nécessitait à un certain moment la suppression du massif de butée de la pile 6,  
 il fut décidé de réduire la poussée horizontale sur la pile 6 de 600 tonnes grâce à des câbles précon-

traints ancrés sur un masque en béton armé, côté brèche, en reportant les efforts sur les piles 9 et 10 jugées saines (fig. 52).

Tout en assurant la protection de la voûte, ces mesures réduisent également les efforts transmis aux fondations et amènent une répartition plus uniforme à ce niveau.

# 6 Le confortement

## 6.1. LE PROJET DE CONFORTEMENT

Dans cette partie, seuls sont abordés les problèmes propres au projet de confortement des fondations, le diagnostic de l'ouvrage étant supposé fait. Il doit rester clair que l'étude du projet de confortement ne peut être engagée qu'une fois ce diagnostic fait sur *l'ensemble de l'ouvrage, fondations et superstructures, et sur l'évolution probable du cours d'eau.*

L'élaboration du projet de confortement (tableau II) doit tenir compte des principes généraux suivants :

— les travaux doivent être un réel traitement et non une dissimulation des désordres reconnus ou cachés. Les « cache-misère » sont non seulement inefficaces mais dangereux, car ils procurent une impression de sécurité illusoire. Ils rendent, en outre, plus difficile la détection de la progression de l'attaque des appuis en masquant les désordres ;

— les travaux ne doivent pas uniquement porter remède aux dégradations du moment mais tenir compte de l'évolution prévisible à long terme du cours d'eau : évolution naturelle, travaux pouvant modifier les conditions d'écoulement, extraction de matériaux, etc. ;

— il faut enfin examiner la possibilité d'améliorer à cette occasion, si besoin est, l'état de service de l'ouvrage (surcharges) et la situation hydraulique du moment (débouchés linéaire et superficiel notamment) ou à venir (prise en compte de la politique d'aménagement du cours d'eau).

Les paragraphes suivants présentent les éléments les plus importants, aux différentes phases de l'élaboration du projet de confortement, jusqu'à la passation du marché.

### 6.1.1. Examen de la stabilité de l'ouvrage avant travaux

Cet examen doit déterminer l'état et le mode de fonctionnement de l'ouvrage avant réparation. On cherche ainsi à s'assurer qu'il n'y a pas de « vice caché », outre les causes reconnues des désordres, vice qui risquerait de rendre illusoire la réparation.

Cela permet, de plus :

— d'avoir une vision globale de l'ouvrage ;

— de prendre des décisions cohérentes (adaptation des travaux aux désordres et à l'état de service recherché, phasage des travaux, etc.) ;

— d'envisager divers scénarios pour le déroulement des travaux et donc de parer plus aisément aux imprévus.

Il convient en premier lieu d'examiner toutes les pièces du dossier de l'ouvrage.

Si les résultats des visites ou des inspections détaillées sont insuffisantes pour juger de la stabilité de l'ouvrage, des investigations complémentaires sont à envisager.

Il doit être ensuite procédé à un nouveau calcul de l'ouvrage. Dans le cas des petits ouvrages, et si la superstructure ne présente aucun désordre important, la note de calculs peut être limitée au calcul des descentes de charge et des efforts transmis par les voûtes aux piles et aux culées.

Pour les ouvrages anciens, il est rare qu'il existe une note de calculs de l'ouvrage et de ses fondations donnant les descentes de charge sur les appuis et une justification de l'arc. Ces ouvrages ont été projetés empiriquement sur la base du savoir-faire de l'époque. Si des justifications numériques existent (document d'origine ou calculs faits pour l'établissement de l'état de référence de l'ouvrage ou lors de réparations antérieures), leur vérification s'impose.

Dans le cas d'ouvrages présentant des désordres graves dans les superstructures, il faut s'efforcer de vérifier le comportement de l'arc, par exemple par une épure, telle l'épure de Méry (annexe III), sous les conditions suivantes :

- fonctionnement prévu à l'origine si les éléments sont connus,
- fonctionnement avant l'apparition des désordres,
- fonctionnement compte tenu des désordres observés.

Les ouvrages anciens n'ont évidemment pas été projetés avec les coefficients de sécurité imposés dans les règlements actuels. L'ingénieur doit donc, dans son jugement porté sur la stabilité de l'ouvrage, tenir compte des différences existant entre le type de structures et de matériaux auxquels il est confronté et ceux pour lesquels les règlements et les méthodes de calcul actuels ont été établis.

### 6.1.2. Choix du mode de confortement

A l'issue de l'étude de stabilité, trois éventualités peuvent se présenter :

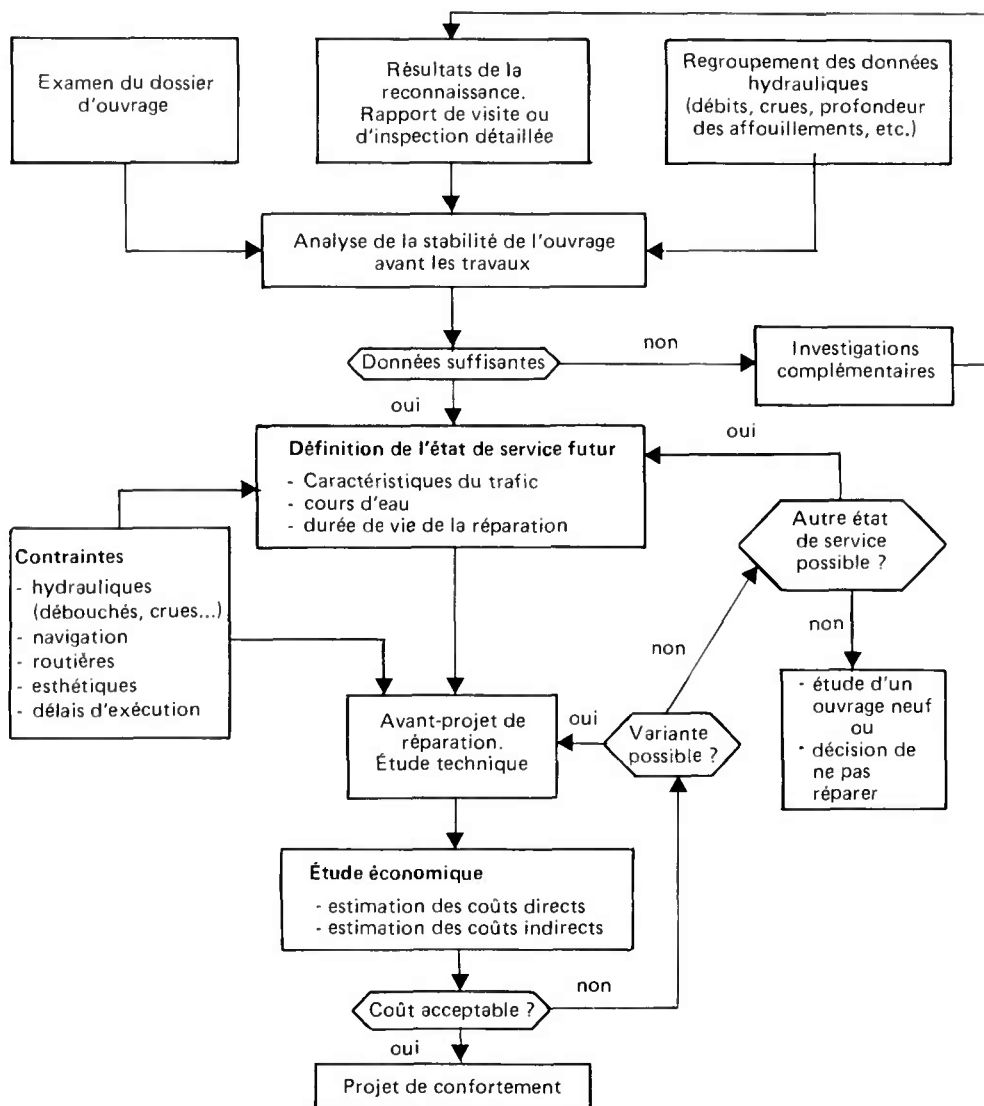
— les désordres sont imputables à la seule superstructure ;

— l'intégrité des fondations est seule mise en cause ;

— le confortement doit concerner les fondations et la superstructure.

Les paragraphes suivants ne traitent que des fondations. Pour les désordres affectant la superstructure des ouvrages en maçonnerie, on se reportera au fascicule 30 de la deuxième partie de l'Instruction technique.

**TABLEAU II**  
ÉTABLISSEMENT DU PROJET DE CONFORTEMENT (§ 6-1)



Ce choix est fait à partir d'une étude technique et économique qui repose sur :

- les conclusions de l'examen de la stabilité de l'ouvrage avant travaux ;
- le choix de l'état de service futur de l'ouvrage.

Dans le cas où la responsabilité de l'entreprise ou du bureau d'études est engagée par une garantie antérieure, il leur appartient de proposer le mode de réparation.

#### *Etude technique*

L'étude des variantes doit faire apparaître en particulier, pour chacune :

- l'incidence sur les conditions hydrauliques ;
- les délais d'exécution,
- la compatibilité des travaux avec les contraintes de crues et de circulation routière ou fluviale,

- les phases de travaux,
- les ouvrages provisoires,
- l'incidence des travaux de confortement sur **l'esthétique**.

Ce dernier point est trop souvent négligé ou considéré comme secondaire. L'architecture de l'ouvrage et son intégration dans le site sont des données que le maître d'œuvre et le projecteur doivent garder à l'esprit au même titre que les paramètres techniques. Il faut en particulier s'efforcer :

- d'une part, de respecter les volumes et formes de l'ouvrage,
- d'autre part, de rechercher des solutions élégantes au voisinage de matériaux différents comme la pierre, le béton et l'acier. On s'attachera en particulier au choix de la couleur et de l'aspect des surfaces visibles.

Réparation ne doit pas être synonyme de défiguration.

### *Etude économique*

L'évaluation du coût des différentes solutions doit être complète. A ce titre, il ne faut pas omettre les coûts des ouvrages provisoires et des démolitions.

Pour comparer les solutions et choisir le futur état de service de l'ouvrage, il est souhaitable d'essayer de chiffrer les coûts indirects tels que celui du détournement de la circulation et l'incidence des travaux sur l'économie globale, ainsi que la sécurité apportée par les divers projets.

Le choix du mode de réparation des fondations doit être cohérent avec la durée de vie des superstructures existantes ou encore tenir compte d'un éventuel réemploi des anciens appuis pour un nouveau tablier.

Les travaux de confortement des fondations doivent être entrepris en règle générale pour mettre définitivement les appuis à l'abri de l'action des eaux. Ce n'est qu'en cas d'économie considérable que l'on pourra envisager des réparations d'une durée de vie plus réduite, sous la double condition :

- que les appuis puissent être facilement surveillés ;
- que de nouvelles réparations soient possibles.

En tout état de cause, le choix doit être porté sur la variante la plus économique.

#### **6.1.3. Mise au point du dossier de confortement des fondations et choix de la procédure de consultation**

##### *Principes*

Quelle que soit l'importance des travaux, il est indispensable de mettre au point un dossier de confortement précis et détaillé. Deux cas peuvent se présenter :

a) S'il n'y a pas de problème de garantie antérieure, il faut établir pour la passation du marché un dossier de consultation.

Les travaux de confortement de fondations en site aquatique étant particulièrement délicats, il est préférable de recourir à la procédure d'appel d'offres restreint pour ne retenir que les candidatures d'entreprises compétentes dont on vérifiera les références.

Ces travaux de confortement font appel à l'imagination et à l'expérience. De ce fait, il n'est pas inutile de demander aux entreprises de faire part de leur savoir-faire, en utilisant au besoin la procédure de l'appel d'offres avec larges variantes.

La consultation des entreprises peut aussi s'effectuer sur un dossier comprenant plusieurs options (marché à options).

L'exemple du pont de Cessart à Saumur illustre cette possibilité : la pile n° 3 de ce pont, fondée sur des pieux en bois, a subi un tassement qui a provoqué une fissuration verticale du corps de pile. Les investigations préalables à la définition du projet de confortement nécessitent des moyens importants, à savoir la réalisation d'un batardeau en palplanches métalliques pour la mise à sec et la reconnaissance

directe de la fondation. Le choix de la solution de confortement ne sera effectué qu'après cette visite. Trois options sont envisageables :

— en l'absence de désordre grave tel que décompression du sol ou dommage à la fondation, ne rien faire ou faire des travaux mineurs ;

— l'état général de la fondation (platelage) étant jugé bon, substituer au sol décomprimé sur une certaine hauteur du béton coulé par plot entre les pieux ;

— l'état général est mauvais, le dégarnissage devient alors dangereux et la réparation pourra consister en une injection.

Les travaux seront complétés par des travaux de protection type batardeau assurant la pérennité de la réparation.

Les travaux de visite font l'objet d'un marché (tranche ferme) comprenant pour le confortement des tranches conditionnelles s'excluant mutuellement. Chaque tranche conditionnelle est attachée à une solution de confortement. Cette procédure présente l'avantage de préciser les estimations des divers projets, ce qui n'est pas toujours facile pour des travaux très spéciaux soumis à des contraintes telles que les cadences d'exécution, différentes de celles rencontrées pour un projet d'ouvrage neuf.

b) Si l'ouvrage présente un problème de garantie antérieure, le dossier de confortement se réduit :

— au CCTP (Cahier des clauses techniques particulières) qui est alors un devis technique,

— aux plans nécessaires à la compréhension du dossier, notes de calculs, dossier géotechnique, etc.

##### *Rédaction du CCTP*

Une attention particulière doit être apportée à la rédaction des points suivants :

##### LES HYPOTHÈSES DE CALCUL

Elles concernent :

- les caractéristiques géotechniques du sol de fondation ;
- les données hydrauliques parmi lesquelles les cotes d'affouillement maximales ;
- les coupes en travers du fond du lit des différents relevés effectués ;
- l'état de la fondation (nature de la fondation, existence de cavités, etc.) et de la superstructure ;
- les descentes de charges estimées pour chaque appui ;
- les efforts transmis par les voûtes aux piles et aux culées ;
- les règlements à prendre en compte ;
- les contraintes à respecter.

##### LA STABILITÉ

Dans le cas de variantes larges, le maître d'œuvre doit, dans le RPAO (Règlement particulier d'appel d'offres), demander aux entreprises de fournir dans leur réponse à l'appel d'offres des justifications permettant d'apprécier leur incidence sur la stabilité de l'ouvrage.

Dans tous les cas, le CCTP doit prescrire que toutes les justifications techniques soient fournies dans le dossier d'exécution.

#### LES MATÉRIAUX

La provenance, les qualités et la préparation des matériaux utilisés pour le confortement d'un ouvrage doivent être précisées dans le CCTP.

Pour les matériaux traditionnels (ciments, aciers, palplanches, etc.), la rédaction des pièces écrites pose relativement peu de problèmes.

Pour les travaux d'injection et de bétonnage, certaines précautions doivent être prises. Ainsi, il est indispensable de définir clairement le but recherché par le traitement :

- comblement de cavités ;
- traitement du sol de fondation pour améliorer ses caractéristiques ;
- régénération d'une fondation massive en béton de chaux, etc.

Il faut, en outre, fournir tous les éléments connus sur le sol de fondation et l'état de la fondation elle-même. Dans ce cadre, l'entreprise doit fournir certains éléments comme les compositions des coulis et produits injectés, liste qui est précisée dans le CCTP. La rédaction doit être cohérente avec le CCTG (Cahier des clauses techniques générales), fascicule 68\* ; des éléments techniques complémentaires sont contenus dans l'annexe technique IV.

Le maître d'œuvre pourra recourir utilement aux spécialistes des Laboratoires régionaux et du Laboratoire central des Ponts et Chaussées pour la définition des éléments devant figurer dans le CCTP et le choix final des produits d'injection.

Des essais de convenance sont à prévoir. Dans le cas de gels et de résines, les pièces écrites doivent préciser, en particulier, que l'entreprise doit remettre au maître d'œuvre, longtemps avant leur mise en œuvre, les fiches techniques des produits et un lot de ceux-ci pour analyses et essais. Les conditions de livraison et de stockage de ces produits doivent être en outre précisées.

#### LES CONTRAINTES DE CHANTIER

Les contraintes de chantier doivent figurer explicitement dans les pièces écrites du marché.

Un chantier en site aquatique doit tenir compte des effets des crues. Le maître d'œuvre doit donc fixer dans le CCTP les conditions de déroulement des travaux :

- accepter l'interruption du chantier ;
- assurer la protection jusqu'à une certaine cote (crue annuelle, décennale, etc.).

L'incidence des protections (digue, batardeau) sur l'écoulement des crues et la navigation peut conduire le maître d'œuvre à préciser l'extension maximale de ces ouvrages provisoires.

La contrainte due aux crues peut avoir une incidence sur le mode d'exécution des travaux, par exemple injection depuis le tablier ou depuis la base des appuis.

Si l'ouvrage n'est pas fermé à la circulation, le chantier est soumis aux contraintes de l'exploitation de la route ; ainsi il pourra être alors nécessaire de travailler par demi-chaussée ou de conforter provisoirement l'ouvrage en le mettant sur cintre par exemple.

#### L'EXÉCUTION DES TRAVAUX

##### *Décomposition en tâches élémentaires*

Les travaux doivent être décomposés en tâches élémentaires afin de s'assurer qu'à tout moment la stabilité de l'ouvrage n'est pas remise en cause. A titre d'exemple, la réalisation d'un rideau parafouille autour d'une pile comprend les tâches élémentaires suivantes :

- enlèvement des enrochements sur une longueur et une largeur à fixer ;
- réalisation éventuelle d'une présouille pour la mise en fiche ;
- battage des palplanches en indiquant l'ordre de battage, la profondeur d'enfoncement, les entures éventuelles.

##### *Enchaînement des tâches*

L'enchaînement des tâches doit être défini avec précision. L'élaboration du phasage doit être dictée par le souci de limiter les aléas et non par la seule recherche de la cadence.

#### LES MOYENS

Le maître d'œuvre doit veiller à ce que les travaux soient effectués avec un outillage parfaitement adapté aux problèmes posés. Pour cela, il convient d'exclure explicitement dans le CCTP les techniques inadaptées. Par exemple, dans la plupart des cas, on exclura le vibrofonçage et le lançage pour la mise en œuvre des palplanches en raison des conséquences possibles du remaniement du sol de fondation.

Par ailleurs, il est souhaitable de préciser les performances de certains matériels (par exemple réglage continu du débit des pompes pour l'injection) et dans quelques cas il faut imposer le procédé (tube à manchettes pour certaines injections par exemple).

Le maître d'œuvre doit également, dans le CCTP, imposer à l'entreprise des dispositifs d'enregistrement et de mesure permettant un suivi effectif du déroulement des travaux.

Dans tous les cas, le maître d'œuvre doit exiger des entreprises la description précise des moyens et des techniques proposés. En cas de doute sur l'efficacité d'un procédé, des essais de convenance sont à envisager.

L'annexe technique IV, « Techniques de confortement », présente entre autres les éléments essentiels devant figurer dans le CCTP pour différentes techniques.

\* Nouvelle rédaction en cours en 1980.

## LE SUIVI ET LE CONTRÔLE DES TRAVAUX

Des essais et des mesures sont à prévoir dans le CCTP dans le but :

- de s'assurer de la conformité des matériaux mis en œuvre ;
- de suivre précisément le déroulement des travaux ;
- de juger de l'efficacité du confortement effectué.

Le dossier de consultation doit donc clairement définir :

- la consistance de ce suivi ;
- qui exécute ces essais ;
- ce qu'on en attend ;
- qui les interprète ;
- qui les paye.

Certains essais de contrôle intervenant en cours de travaux, il faut intégrer les opérations de suivi dans le phasage général.

### 6.1.4. Lancement de la consultation.

#### Dépouillement des offres.

#### Choix de l'entreprise.

#### Passation de marché

Cette phase n'est pas particulière à un projet de réparation. On se reportera donc aux documents traitant de façon complète de cette procédure.

Le contenu des propositions techniques doit être examiné avec soin. Le maître d'œuvre doit s'assurer que la stabilité de l'ouvrage sera effectivement garantie à chaque phase et que les contraintes techniques sont respectées.

Dans le cas où une variante est retenue, le maître d'œuvre doit remettre au point avec l'entreprise le devis technique.

## 6.2. DEROULEMENT DES TRAVAUX

Seuls sont évoqués ici quelques principes généraux qu'il convient de garder à l'esprit :

- la coordination entre les différents intervenants est un élément essentiel de la réussite du chantier. *L'unité de commandement est impérative.* Ce commandement revient au maître d'œuvre, à savoir l'ingénieur d'arrondissement ;
- tous les intervenants, dont les personnes chargées de la surveillance, doivent être tenus parfaite-

ment informés du contenu du CCTP et de ses éventuelles modifications en cours de travaux, afin d'éviter que des initiatives personnelles inappropriées ne soient prises ;

- ces travaux de confortement doivent être effectués sous une surveillance attentive de l'ouvrage (mouvements, évolution de la fissuration) dont les modalités sont à définir précisément entre le maître d'œuvre et l'entreprise. Sur les principes et les moyens, on pourra se reporter au paragraphe 3.6, « Surveillance renforcée et haute surveillance » et à l'annexe technique 1, « Dispositifs et techniques de surveillance ».

## 6.3. SUIVI APRES TRAVAUX ET RESPONSABILITE DE L'ENTREPRISE

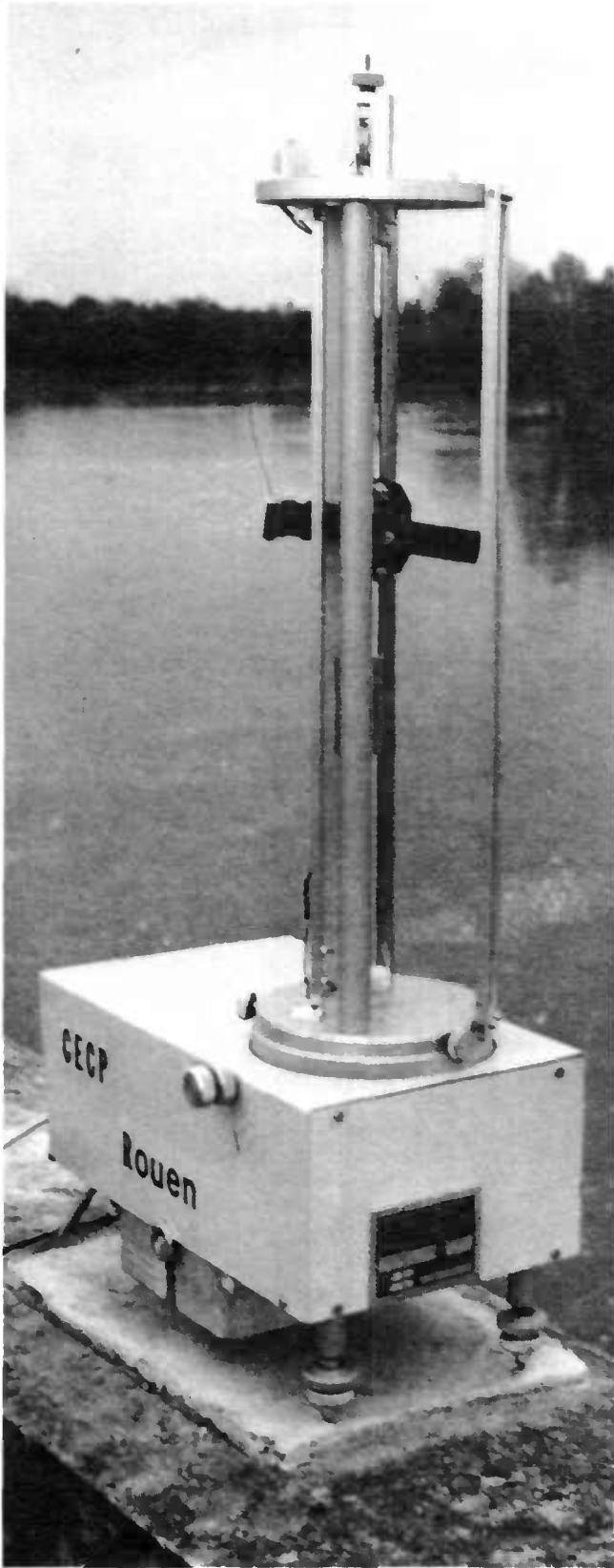
Le problème posé par la responsabilité de l'entreprise dans des travaux de réparation est très délicat. Cette responsabilité ne peut porter que sur les travaux qu'elle a effectués, mais il n'est pas toujours facile de discerner l'origine exacte des désordres qui se manifestent : réside-t-elle dans l'état initial de l'ouvrage, est-elle une conséquence normale des travaux de confortement, provient-elle d'une faute de l'entreprise ?

On ne peut donc que conseiller au maître d'œuvre de procéder à un contrôle très strict des travaux et à une réception des travaux très complète (des essais et des mesures doivent être prévus au marché). L'ouvrage devra ensuite être suivi avec attention, en particulier aux dates d'échéance des garanties pour apprécier l'évolution des zones traitées.

Outre les investigations faites dans le cadre de la surveillance périodique, il convient dans certains cas d'envisager des interventions particulières lors d'inspections détaillées pour évaluer l'état de certaines parties cachées. Ainsi, par exemple, il est encore difficile (en 1980) de se prononcer avec certitude sur l'évolution de certains traitements comme les injections lorsque le sol traité reste exposé aux circulations d'eaux. On peut donc envisager de réserver certains forages pour des auscultations dans les années ultérieures, procéder à des prélèvements d'échantillons ou faire des essais en place.

Le lecteur se reportera à l'article 44 du CCAG (Cahier des clauses administratives générales) pour les garanties contractuelles et à l'article 45 pour les responsabilités résultant des principes dont s'inspirent les articles 1792 et 2270 du Code civil.





Fleximètre à laser

*Dispositifs  
et techniques  
de surveillance*

## Sommaire

Préambule .....	57
1. Mesure de rotations à l'aide de nivelles et de pendules .....	58
1.1. Nivelles	
1.2. Pendules	
2. Mesure de déplacements de points sur l'ouvrage .....	59
2.1. Points, repères	
2.2. Photogrammétrie	
2.3. Topométrie à l'aide d'un niveau, d'un théodolite ou d'un distancemètre	
3. Autres procédés de mesure .....	61
3.1. Inclinomètre	
3.2. Tube scellé en profondeur	
3.3. Pendule inverse	
3.4. Mesures au fil d'invar	
4. Suivi de l'évolution des fissures .....	63
4.1. Les témoins de fissuration	
4.2. Dispositifs pour le suivi de l'ouverture des fissures	
5. Présentation des résultats et interprétation .....	65

## Préambule

Cette annexe présente un certain nombre de dispositifs et de techniques utilisables pour la surveillance des mouvements et de la fissuration des ouvrages (la liste n'étant pas exhaustive).

Le propos est de donner aux maîtres d'œuvre une information minimale sur le principe de fonctionnement des appareils et de la précision que l'on peut réellement attendre, en pratique, avec des mesures bien faites.

Les parties du CCTP relatives aux mesures de surveillance doivent être rédigées avec autant de soin que celles traitant d'autres travaux.

Il est important de s'attacher non seulement au choix des appareils mais aussi aux procédures de mesure et d'interprétation et à la présentation des résultats.

Les techniques sont regroupées suivant la nature des mouvements que l'on veut observer :

- rotations,
- déplacements,
- évolution des fissures.

Le dispositif de surveillance à mettre en place est à définir cas par cas en fonction des désordres observés et de la nature supposée des mouvements significatifs. On combinera en général mesures de rotations, de déplacements et suivi des fissures.

Il est proposé dans le texte (§ 3.6.4) une organisation de la surveillance renforcée en deux niveaux : le premier assumé par le service gestionnaire, le second faisant intervenir des spécialistes. Le tableau indique pour chacune des techniques présentées si leur emploi est à envisager au premier ou au deuxième niveau en raison essentiellement de la qualification requise des opérateurs (tableau I).

L'intervention de spécialistes reste néanmoins souhaitable pour la définition et la mise en place du dispositif de premier niveau, lors des premières mesures et pour un contrôle périodique de la pérennité du dispositif.

Tableau des dispositifs de mesure utilisables selon le niveau de surveillance

	Fissuro- mètre	Niveaux à vis micro- métrique	Mesures d'alignement Nivellement de précision	Nivellement ordinaire	Fil d'invar	Inclino- mètre	Pendule inverse	Capteurs élec- triques Fissures Rotation	Flexi- mètre (d'invar, laser)	Observations
Visites périodiques	× ×	× ×								La facilité des mesures proposées permet de les inclure dans les visites périodiques
Inspections détaillées	× × ×	× × ×	× ×							Mettre à profit les inspections détaillées pour effectuer régulièrement un nivellement de précision
Surveillance renforcée	× × ×	× × ×	× × ×		× ×	× ×	× ×	× ×		Les capteurs peuvent être prévus pour l'observation des parties peu accessibles de l'ouvrage mais risquent de poser des problèmes de dérive à long terme
Haute surveillance	× × ×	× × ×	× × ×	× ×	× ×		× × ×	× × ×	× ×	En cas de désordres graves, dans l'attente de la mise en place d'un dispositif élaboré, il importe que le service gestionnaire suive avec ses moyens l'évolution de l'ouvrage (nivellement ordinaire par exemple). Ultérieurement, ne présentent d'intérêt que les dispositifs précis dont une réponse rapidement interprétable, voire un enregistrement continu
Dispositifs dont les mesures peuvent être assurées par le service gestionnaire.					Efficacité du dispositif (précision + délai de réponse + coût rapportés au risque à couvrir). × × × très bonne × × bonne					

## 1. MESURES DE ROTATIONS A L'AIDE DE NIVELLES ET DE PENDULES

Les mouvements de basculement peuvent être détectés et suivis à l'aide de différents dispositifs dont les plus courants sont les niveaux et les pendules, encore appelés nivelles et clinomètres.

### 1.1. NIVELLES

Ce sont des niveaux à bulle très sensibles (erreur inférieure à  $\pm 2.10^{-4}$  radian). Le mouvement de rotation peut être lu directement sur un niveau gradué grâce au déplacement de la bulle, **nivelle fixe** (fig. A.1), ou par mesure de l'angle de l'inclinaison de l'embase avec l'horizontale donnée par l'appareil : **nivelle à vis micrométrique** (fig. A.2)\*.

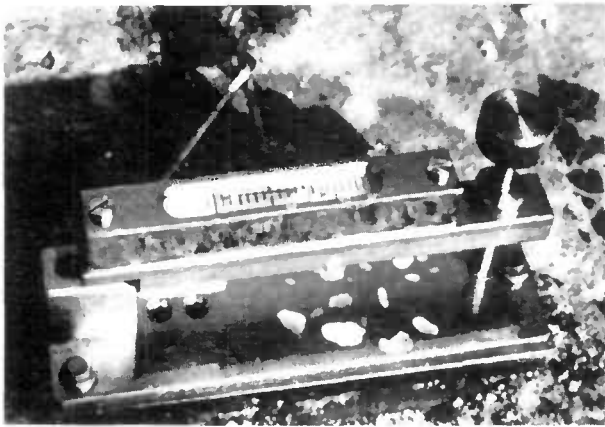


Fig. A.1. — Nivelle fixe.

Ces appareils sont fiables, peu coûteux et utilisables par un personnel non spécialisé.

Avec la nivelle à vis micrométrique, seules les embases (plaques), de coût très faible, peu susceptibles de vandalisme, demeurent sur l'ouvrage. Une seule nivelle suffit pour surveiller l'ensemble des points. Une **double mesure** à  $180^\circ$  en chaque point donne l'angle d'inclinaison de l'embase avec l'horizontale (par demi-différence) en éliminant les erreurs systématiques et permet de vérifier la qualité de la mesure (par demi-somme).

Les résultats des mesures sont présentés sous forme de graphes de la variation angulaire en fonction du temps avec indication de l'erreur de mesure (base d'erreur par exemple) (fig. A.3). L'attention sera portée sur toute mesure sortant du domaine d'incertitude.

### 1.2. PENDULES

Il s'agit de capteurs électriques, très sensibles, permettant de mesurer la rotation d'embases fixées sur l'ouvrage, mais d'un emploi peu répandu. Lorsque cela est techniquement possible, il est souhaitable d'effectuer chaque fois une double mesure en opposition pour éliminer les erreurs systématiques (dérive de la chaîne de mesure à long terme).

La cinématique des mouvements ne peut pas être déduite de la seule connaissance des rotations ; pour cela il faut compléter ces indications par des mesures de déplacement.

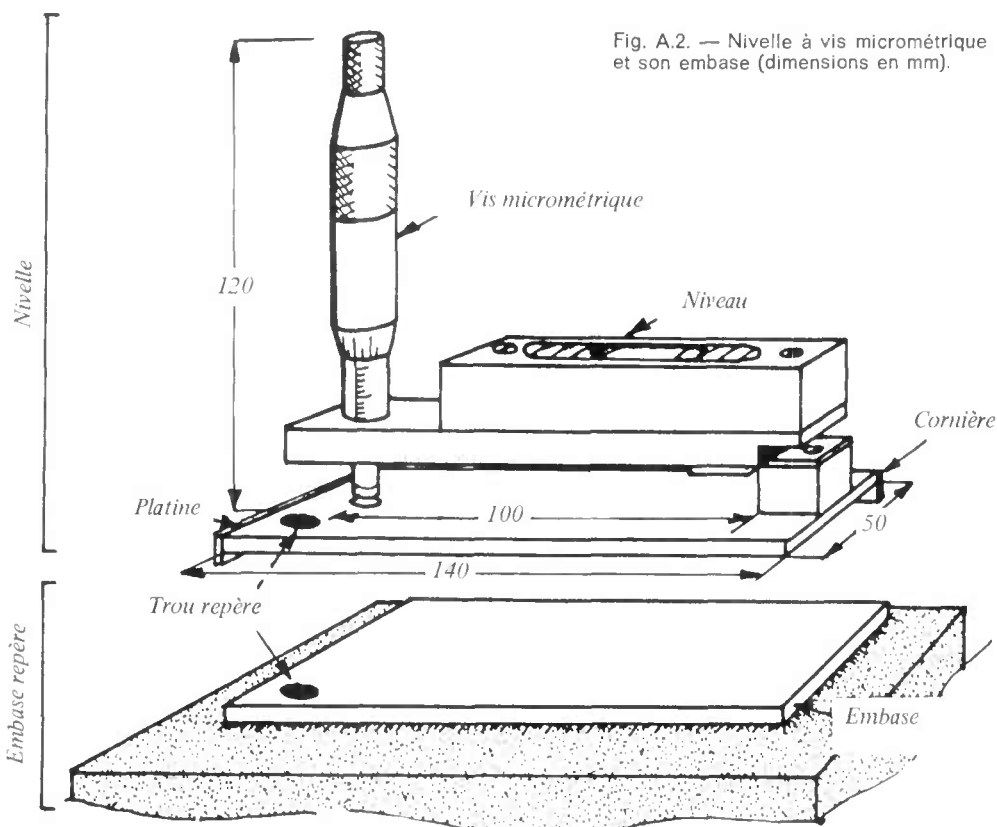


Fig. A.2. — Nivelle à vis micrométrique et son embase (dimensions en mm).

\* Ces appareils mis au point par les Laboratoires des Ponts et Chaussées peuvent être acquis auprès du Laboratoire régional de Toulouse, accompagnés de leur mode d'emploi.

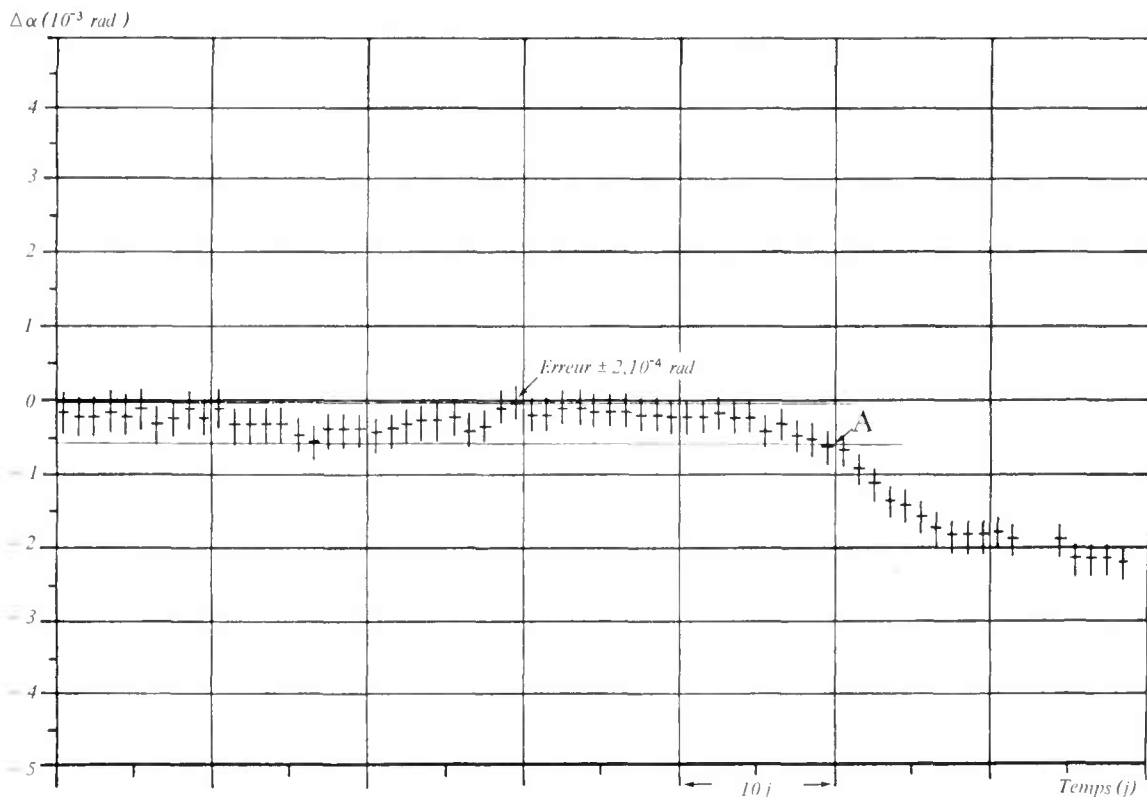


Fig. A.3. — Surveillance à l'aide de nivelles d'une pile en cours d'injection. Après une phase de variation angulaire aléatoire jusqu'en A ( $\pm 2.10^{-4}$  radian) apparaît un mouvement décelable.

## 2. MESURES DE DEPLACEMENTS DE POINTS SUR L'OUVRAGE

Les déplacements des points proches des fondations sont difficilement mesurables de manière directe en raison des difficultés d'accès (courants, instabilité de l'embarcation, etc.) et du fait qu'ils sont parfois immergés (crues, marées). On utilise donc plus couramment des techniques de mesure à distance par voie optique, telles que :

- photogrammétrie,
- topométrie à l'aide de niveaux, de théodolites ou de distancemètres pour le suivi de points de la superstructure.

*Ces techniques nécessitent toutes un personnel spécialisé.*

L'expérience montre que la précision obtenue pour ces mesures est souvent loin de celle attendue par simple déduction des performances de l'appareil lui-même. A chaque maillon de la chaîne de mesure se produit une perte de précision : au niveau de l'appareil, dans la conception des procédures de mesure, à la mise en place des repères, des bases de référence, des stations, etc. Un rapport de 1 à 10 entre la précision théorique de l'appareil et l'erreur expérimentale n'est pas rare.

### 2.1. POINTS, REPERES

Chaque point de mesure doit être impérativement matérialisé par un repère, une cible adaptée à la mesure effectuée. La pérennité du repère doit être assurée par l'utilisation de matériaux inoxydables, par une fixation robuste (scellement profond, collage et boulonnage, etc.). La cible doit être repérée précisément sur son support (traits, points gravés dans la pierre ou le béton, etc.) afin de pouvoir être remplacée facilement en cas de détérioration.

Les points doivent être implantés de façon à ce qu'ils puissent être observés en toute saison (végétation, variation du plan d'eau...). Le choix des points doit par ailleurs être fonction de la composante du déplacement suivie et de la technique de mesure. De même que les embases de nivelles, *les repères doivent enfin être placés sur des parties d'ouvrage dont le mouvement sera représentatif de celui que l'on cherche à observer.* Ainsi, lorsque l'on est intéressé par le suivi du déplacement d'une pile, on évitera d'implanter des points sur les parapets, les encorbellements, voire le tablier car ces parties ont des mouvements qui leur sont propres d'où on ne saura pas toujours déduire ceux de la pile.

### 2.2. PHOTOGRAMMETRIE

La photogrammétrie terrestre, si l'on n'utilise pas de matériel spécial et des techniques particulières (coûtuses), n'est pas adaptée au suivi de faibles déplacements d'ouvrages ( $\pm 10$  mm pour une distance  $D$  de prise de vue de 100 m, soit  $\pm 10^{-4} D$ ). Elle est en revanche d'un grand intérêt pour la réalisation de documents d'archives grâce à la représentation très complète et détaillée qu'elle fournit et aux comparaisons qu'elle permet au fil des années ; elle est à réserver *a priori* aux grands ouvrages.

### 2.3. TOPOMETRIE A L'AIDE D'UN NIVEAU, D'UN THEODOLITE OU D'UN DISTANCOMETRE

#### 2.3.1. Nivellement

C'est une technique très utilisée. Parmi les nombreux modèles d'appareils existants, les niveaux automatiques de précision présentant un horizon quasi absolu de la ligne de visée paraissent les mieux adaptés à la surveillance des mouvements des ouvrages, car ils permettent de relever rapide-

ment et précisément un grand nombre de points : deux nivellements d'une vingtaine de points peuvent être exécutés en une journée. En outre, les déplacements sont aisément calculables sur place et donc rapidement disponibles.

Le principe de la mesure (cheminement aller et retour avec contrôle intermédiaire le long d'un trajet peu incliné), en égalisant la longueur des visées avant et arrière, permet très difficilement le nivellement précis des fondations d'un ouvrage. On préfère alors niveler des points placés sur la superstructure. A l'heure actuelle, le déplacement vertical d'un point sur les ouvrages peut être connu avec une erreur inférieure à 0,50 mm.

Le nombre de points fixes du réseau de nivellement doit toujours être supérieur ou égal à 4.

### 2.3.2. Planimétrie à l'aide d'un théodolite

Si le théodolite est un appareil bien connu, les erreurs de mesure obtenues lors du suivi de mouvements par triangulation, à l'aide d'appareils de précision courante, sont très supérieures à la résolution indiquée par l'appareil (couramment  $10^{-4}$  grades, soit un déplacement de 0,3 mm à 200 m). En pratique, les erreurs sont généralement de l'ordre de  $\pm 5$  mm à 200 m (erreur relative de  $\pm 2,5 \cdot 10^{-5}$ ).

### 2.3.3. Planimétrie à l'aide d'un distancemètre électro-optique

Les appareils utilisés couramment sont capables de mesurer une distance de quelques centaines de mètres avec une erreur de  $\pm 5$  mm. Cet appareil peut être employé en association avec un théodolite pour accroître la rapidité des mesures faites avec théodolite seul.

Fig. A.5. — Schéma d'implantation de stations pour la mesure par triangulation (théodolite). Dans le cas de l'utilisation combinée d'un théodolite et d'un distancemètre (triangulation), on se place sur les stations 2 et 3 qui combinent l'ouverture entre stations et l'ouverture sur l'axe de l'ouvrage.

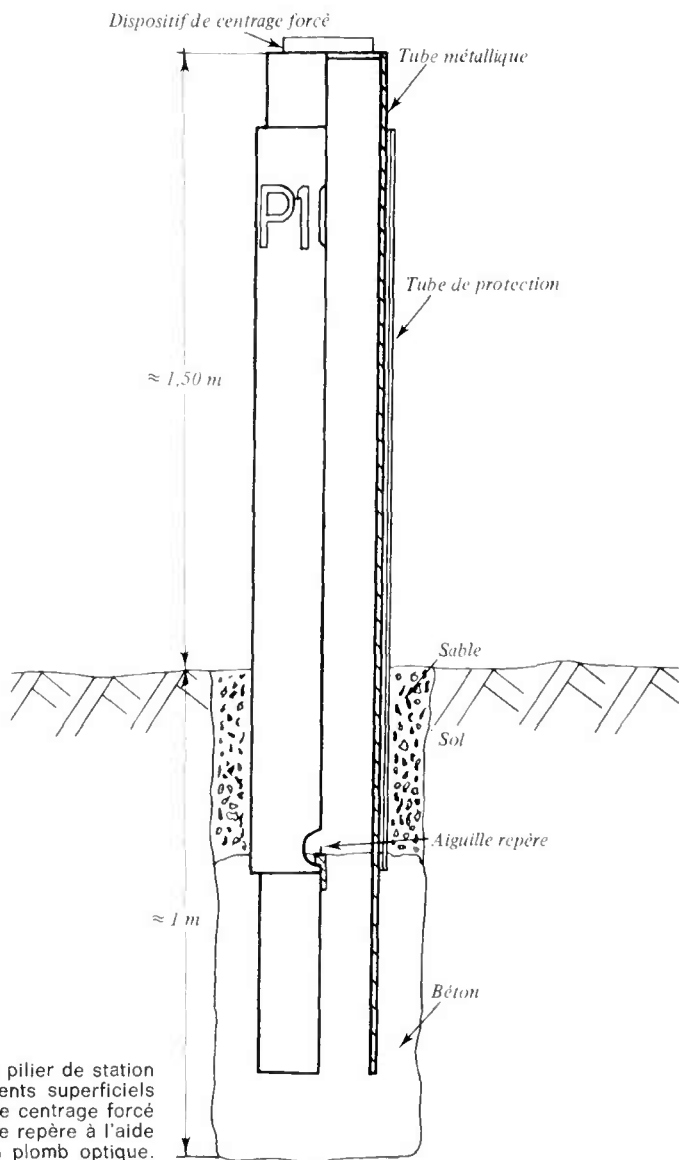
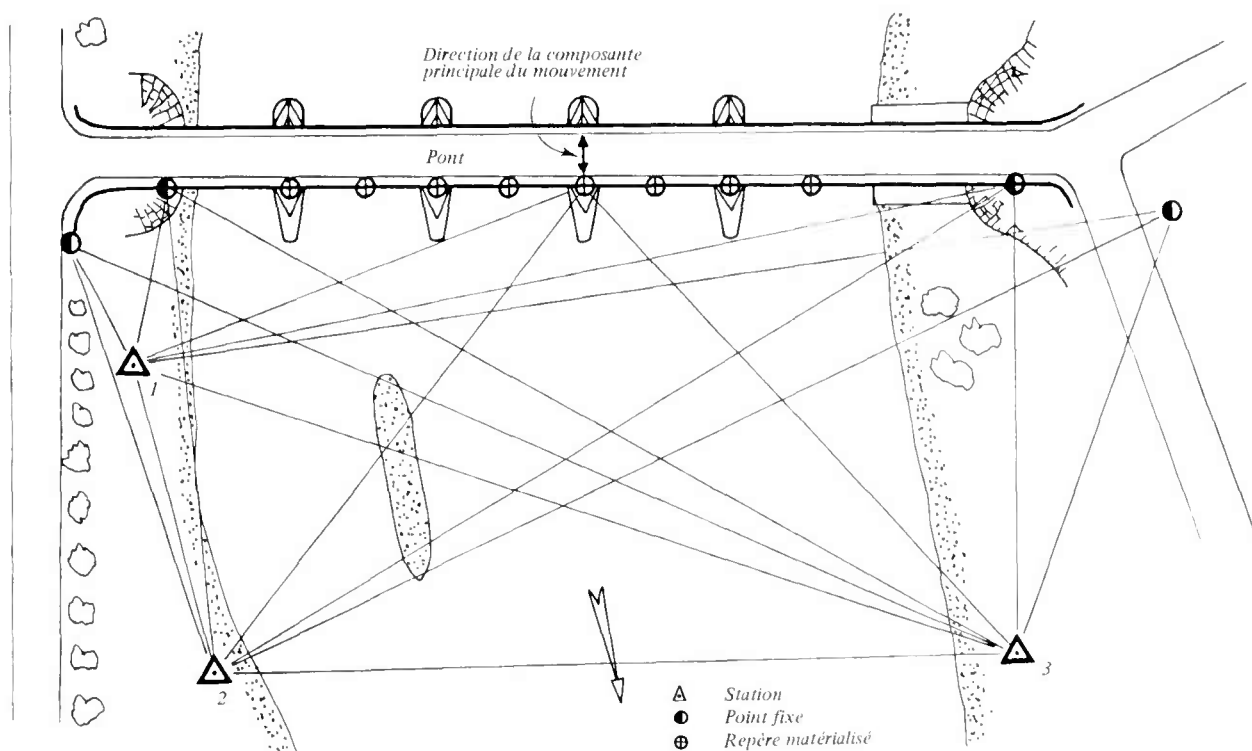


Fig. A.4. — Schéma de pilier de station insensible aux mouvements superficiels du terrain. Le dispositif de centrage forcé est positionné sur l'aiguille repère à l'aide d'un plomb optique.

L'existence d'appareils de très haute précision comme le distancemètre Mekometer Kern (portée maximale de 3 km, erreur sur la distance  $D$  :  $0,3 \text{ mm} \pm 2.10^{-6} D$ ) permet d'envisager à terme des mesures par trilatération (repérage d'un point par des mesures de distance) dont l'erreur serait de l'ordre de celle obtenue par nivellement de précision (0,50 mm). Ces mesures ne peuvent cependant être effectuées que sur des prismes réflecteurs coûteux.

### 2.3.4. Nombre et emplacement des stations

La qualité, la stabilité et la position des stations sont des points essentiels dans la mise en place d'un réseau de surveillance topométrique. Un pilier de station doit comporter un système de centrage forcé des appareils de mesure et être ancré dans le sol à une profondeur suffisante pour s'affranchir des déplacements du sol en profondeur (instabilité d'une berge par exemple) ou en surface (par suite des variations de teneur en eau, de température). Ces perturbations sont en effet pratiquement impossibles à corriger. On placera si possible un repère au-dessous du niveau du sol afin de pouvoir se recalier en cas de déplacement accidentel du pilier (fig. A.4).

Le nombre minimal de stations est de trois dans le cas de la triangulation avec un seul théodolite et de deux si l'on associe un théodolite et un distancemètre (triangulation), pour vérifier la qualité des mesures et calculer les erreurs commises (fig. A.5).

L'emplacement des stations est guidé par la configuration du site. Toutefois, on s'efforcera de respecter les principes suivants :

- les stations doivent être proches de l'ouvrage et les angles de visée entre deux stations les plus ouverts possible,
- la ligne de visée doit être :
  - proche de la perpendiculaire à la direction du mouvement que l'on veut mesurer avec précision à l'aide d'un théodolite,

- et au contraire parallèle à cette composante si l'on emploie un distancemètre.

On évitera, de plus :

- les mesures en plein soleil avec une atmosphère turbulente (visées au ras du sol ou de la surface de l'eau),
- le changement d'équipe ou de matériel d'un relevé à l'autre.

## 3. AUTRES PROCÉDES DE MESURE

Les mouvements de la fondation peuvent être encore détectés et suivis par d'autres dispositifs tels que :

- tube inclinométrique pour la mesure de déplacements horizontaux,
- tube scellé en profondeur pour le suivi des mouvements verticaux,
- pendule inverse,
- mesures au fil d'invar.

Dans les trois premiers cas, un tube est placé dans un forage exécuté dans une pile.

### 3.1. INCLINOMETRE

Une sonde descendue dans le tubage mesure l'inclinaison de celui-ci avec la verticale en différents points. Cela permet d'obtenir, par intégration, les déplacements horizontaux sur la hauteur du tube (fig. A.6).

A condition d'employer des tubes permettant la double mesure en opposition et que le tube soit ancré en profondeur sur une longueur suffisante dans un horizon fixe ( $\approx 5 \text{ m}$ ), il est possible de mesurer des déplacements en tête d'un tube libre sur 10 m avec une erreur de  $\pm 1 \text{ mm}$ .

La mise en place des tubes, la mesure et le dépouillement réclament un personnel spécialisé ; ils peuvent être effectués par les Laboratoires régionaux des Ponts et Chaussées.

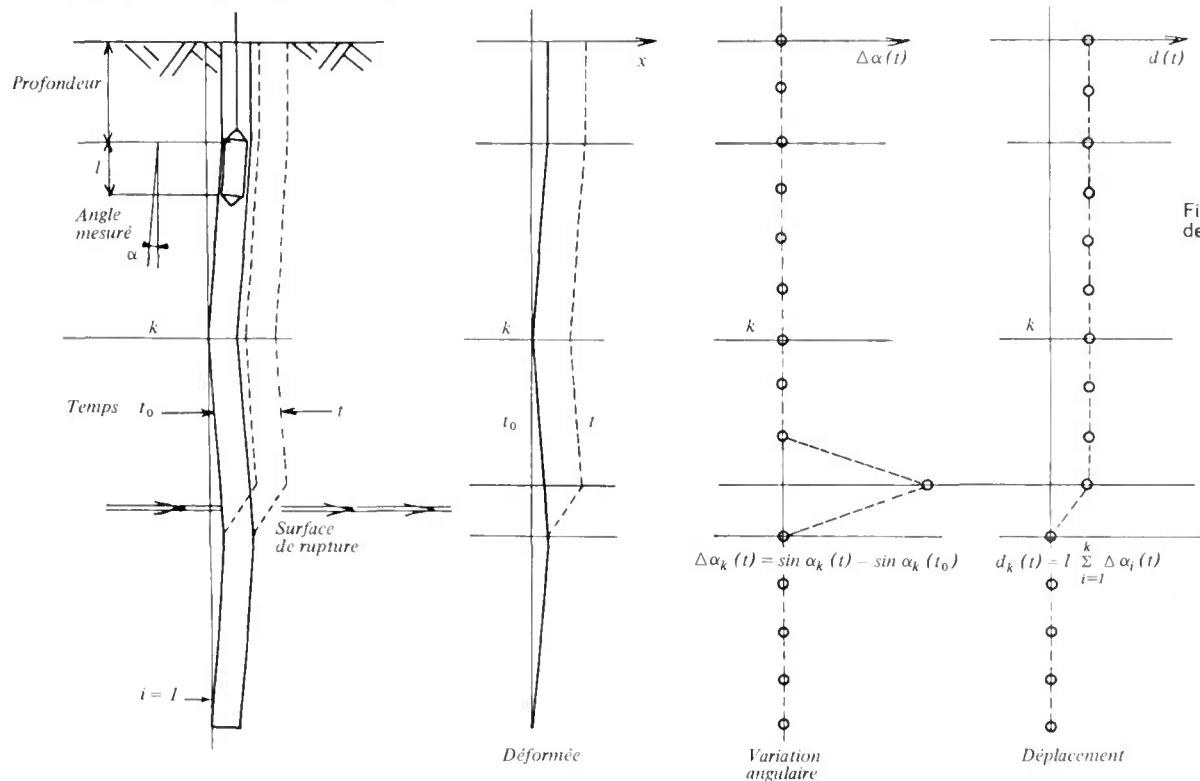


Fig. A.6. — Principe de l'inclinomètre.

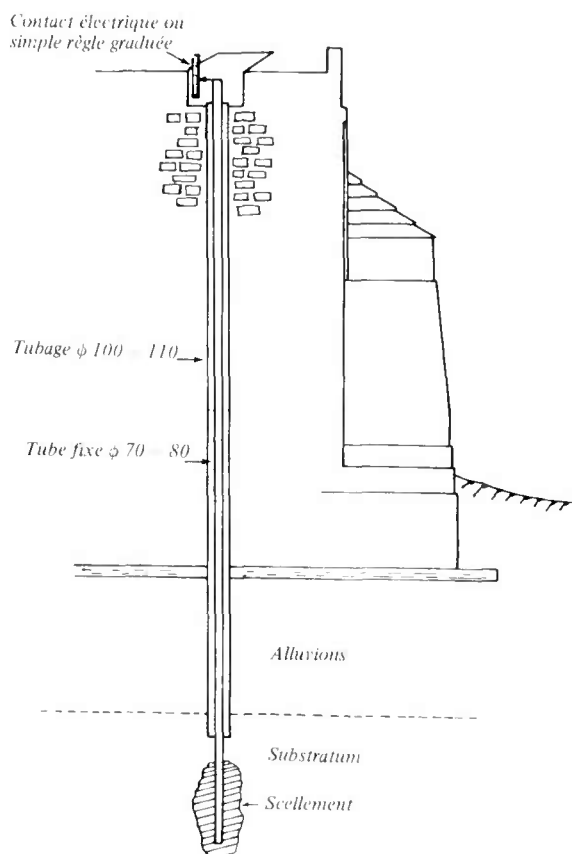


Fig. A.7. — Tube scellé en profondeur pour le suivi du mouvement vertical d'un appui.

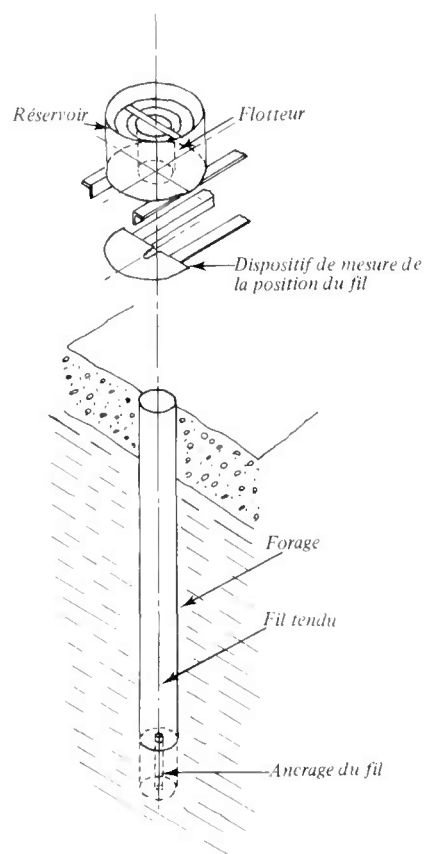


Fig. A.8. — Pendule inverse.

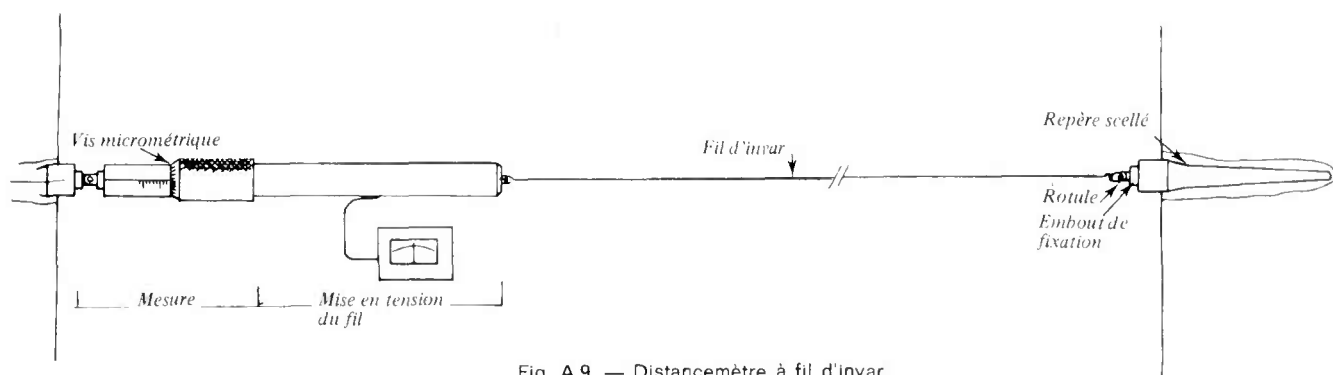


Fig. A.9. — Distancemètre à fil d'invar.

### 3.2. TUBE SCELLE EN PROFONDEUR

La détection de mouvements verticaux de l'appui s'effectue par mesure du déplacement d'un point de la chaussée par rapport à la tête d'un tube fixe scellé en profondeur et placé dans un forage tubé. La précision de ce dispositif très simple est de l'ordre du millimètre. La lecture s'effectue à l'aide d'un comparateur ou d'une règle graduée ; on peut encore adapter un enregistrement continu (fig. A.7).

### 3.3. PENDULE INVERSE

La figure A.8 présente un exemple de pendule inverse. C'est un appareil précis permettant d'apprécier le déplacement horizontal avec une erreur inférieure au millimètre, pour une hauteur de plusieurs mètres, mais dont l'installation est assez délicate

et dont l'étendue de mesure est très limitée (quelques centimètres).

### 3.4. MESURES AU FIL D'INVAR

La distance entre deux points (deux piles, par exemple) et sa variation peut être mesurée (avec une précision meilleure que  $\pm 0,1$  mm pour des distances de l'ordre de 25 m) à l'aide d'un distancemètre à fil d'invar. Les repères de mesure devant supporter des efforts importants de tension du fil doivent être accessibles et parfaitement scellés (fig. A.9).

La figure A.10 présente un dispositif similaire (fleximètre à fil d'invar). Le montage du fil peut être envisagé à l'intérieur d'un tube placé dans un forage ou encore à l'extérieur de l'ouvrage.

Il faut ici corriger les mesures des effets de la température.



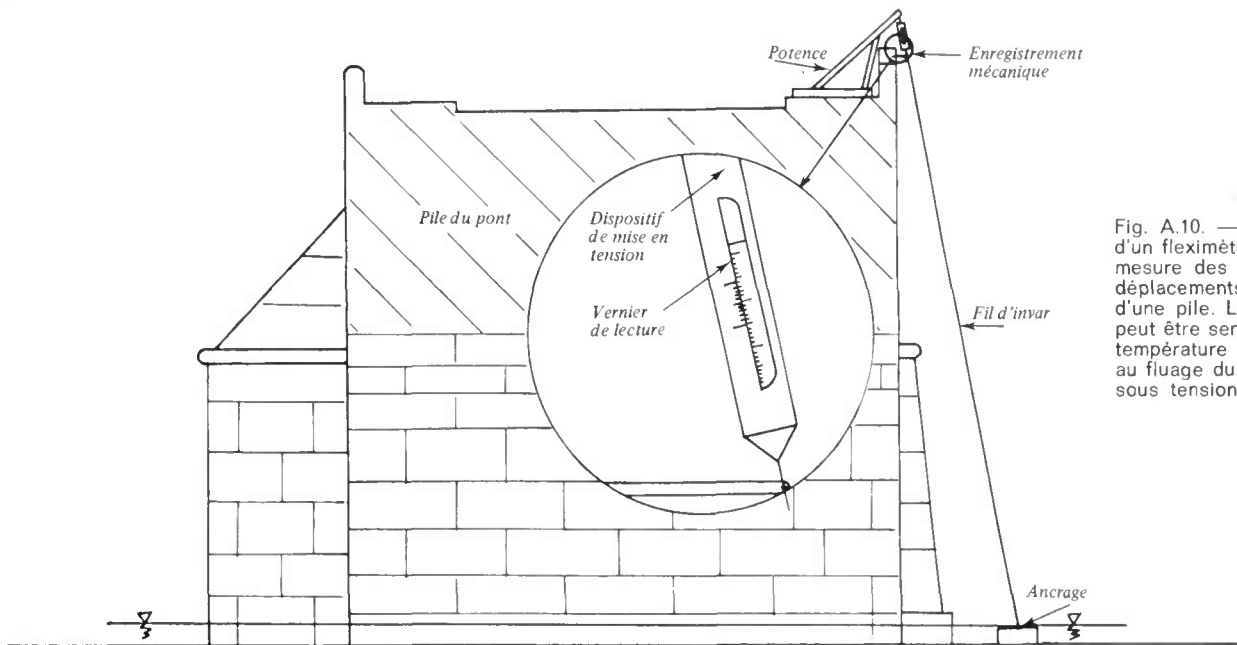


Fig. A.10. — Utilisation d'un fleximètre pour la mesure des déplacements verticaux d'une pile. Le dispositif peut être sensible à la température (potence) et au fluage du fil laissé sous tension.

## 4. SUIVI DE L'EVOLUTION DES FISSURES

### 4.1. LES TEMOINS DE FISSURATION

On entend par témoins de fissuration des dispositifs d'un ou plusieurs matériaux associés, disposés « en pont » sur la fissure. Par leur rupture, ils donnent une information par « tout ou rien » sur le déplacement relatif des parties observées. Bien que rudimentaires, ces dispositifs peuvent être très utiles à condition de respecter certaines précautions pour leur mise en œuvre.

Des témoins peuvent être réalisés à l'aide des matériaux suivants :

- mélange de plâtre, de sable et de résine époxydique (le plâtre seul ne convient pas essentiellement à cause de sa mauvaise adhérence aux parements),
- résine,
- mortier de ciment,
- plaque de verre collée à la résine époxydique,

en respectant comme impératifs :

- excellente adhérence aux parements des parties séparées par la fissure ;
- module du matériau défini en fonction de l'avertissement attendu ;
- vieillissement correct des matériaux constitutifs ;
- mise en œuvre aisée.

Le témoin à la résine doit comporter une section rétrécie au droit de la fissure pour que sa résistance ne soit pas importante au point d'engendrer une rupture du matériau support en cas de déplacement des parties séparées par la fissure. C'est le témoin qui doit se rompre et non pas le support (fig. A.11).

Le témoin fait d'une plaque de verre est très sensible et avertit du moindre déplacement. Son utilisation doit être décidée dans les cas où des variations thermiques ou des vibrations ne peuvent à elles seules entraîner sa rupture.

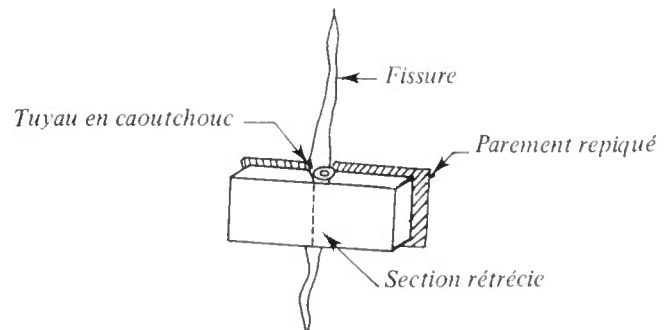


Fig. A.11. — Témoin à la résine à section rétrécie.

### 4.2. DISPOSITIFS POUR LE SUIVI DE L'OUVERTURE DES FISSURES

Il existe de très nombreux dispositifs parmi lesquels on choisira en fonction de la précision recherchée, du coût et des difficultés d'accès. Citons entre autres :

— les mesures directes à l'aide d'un fissuromètre (règle graduée transparente donnant par comparaison visuelle l'ouverture de la fissure). Il convient de repérer précisément l'endroit où est effectuée la mesure ;

— les mesures à l'aide de comparateurs à grand cadran (erreur  $\pm 0,01$  mm) ou à l'aide d'un pied à coulisse (erreur  $\pm 0,1$  mm) sur des repères spéciaux scellés dans l'ouvrage (fig. A.12) ;

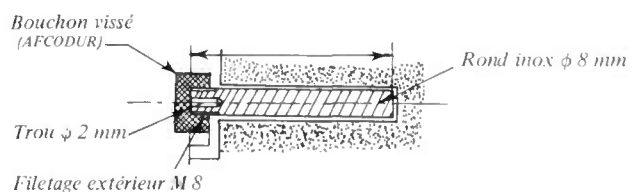


Fig. A.12. — Repère spécial pour des mesures précises au pied à coulisse.

— dans les zones d'accès difficile, un vernier (fig. A.13) observé à l'aide de jumelles ou d'une lunette permet de mesurer des déplacements avec une erreur de  $\pm 0,5$  mm ;

— les clameaux, dispositif constitué de deux armatures de section carrée, chacune ancrée de part et d'autre de la fissure et dont on mesure l'écartement (fig. A.14 et A.15) ;

— enfin, les capteurs électriques, permettant d'atteindre une précision de quelques microns et se prêtant aux mesures en continu, mais souvent sensibles aux conditions extérieures (température principalement).

La fiabilité à long terme ou en atmosphère agressive n'étant pas toujours sûre, il est nécessaire de disposer en parallèle des repères permettant de vérifier la validité des informations transmises et de changer le capteur défaillant sans perdre l'information sur le déplacement qui s'est produit jusque-là (fig. A.16).

Il faut enfin éviter les expositions trop perturbatrices (parement directement exposé au soleil) et protéger, chaque fois que nécessaire, les appareils.

Toutes les mesures doivent être consignées avec la mention des conditions extérieures du moment (température, cote du plan d'eau, etc.).

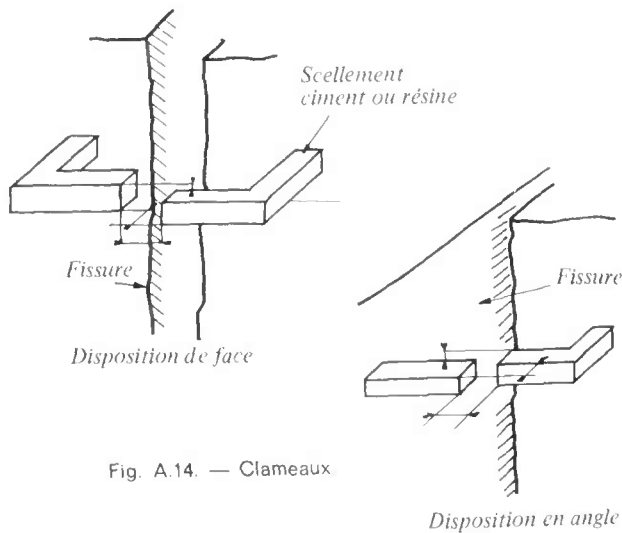


Fig. A.14. — Clameaux.

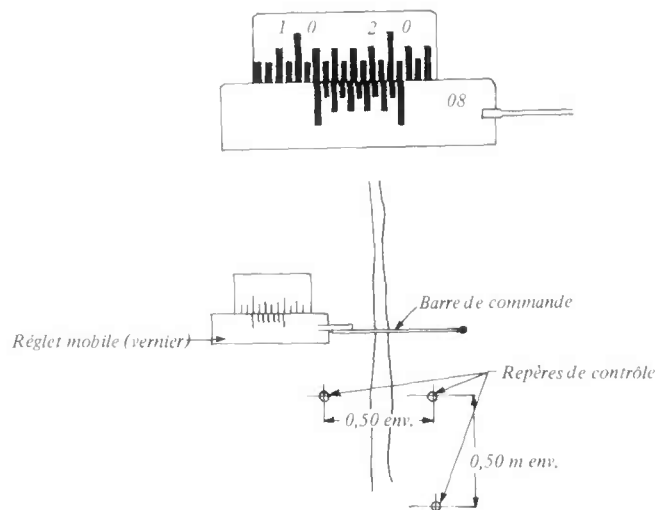


Fig. A.13. — Mesure au vernier.

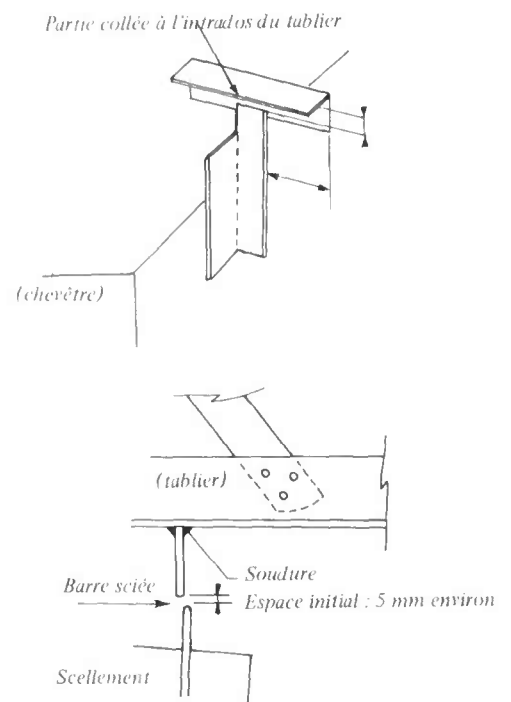


Fig. A.15. — Dispositifs analogues aux clameaux.

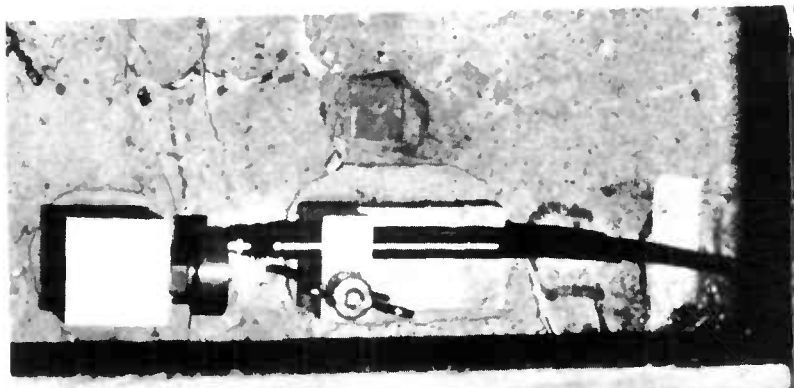


Fig. A.16. — Capteur électrique et repères de contrôles (sur une poutre en béton).

## 5. PRESENTATION DES RESULTATS ET INTERPRETATION

L'étude de l'évolution d'un phénomène *doit être faite à partir des graphes* des déplacements en fonction du temps, de chacun des points suivis. Les graphes doivent comporter *les barres d'erreur de mesure* (calculées ou estimées) *établies en même temps que le calcul des déplacements* (fig. A.17).

Ces représentations graphiques permettent d'apprécier clairement et rapidement :

— les évolutions lentes et les débuts d'accélération des mouvements parmi les inévitables variations dues aux erreurs de mesure ;

— l'erreur expérimentale entachant les résultats à l'aide des mesures des déplacements des points fixes ou se révélant fixes.

Pour déceler un mouvement significatif, il est clair qu'il faut éliminer au maximum les effets parasites comme l'influence de la température sur la réponse de l'appareil. Pour cela on choisira de préférence des dispositifs peu sensibles aux variations du milieu ambiant. Si cela n'est pas possible, il convient

alors d'adopter une procédure permettant d'isoler la part imputable aux seuls mouvements de l'ouvrage de la réponse de l'ensemble appareil-support-ouvrage. A cet effet, il est préconisé dans tous les cas :

- un étalonnage en laboratoire des appareils, en tenant compte si possible des conditions ambiantes (température, hygrométrie, agressivité du milieu...) ;
- à la mise en place, multiplication des mesures sur plusieurs périodes de quelques heures, en notant les conditions ambiantes, pour juger de l'influence de la respiration naturelle de l'ouvrage sur la réponse de l'ensemble capteur-support-ouvrage ;
- des vérifications périodiques du bon fonctionnement du dispositif en place par des mesures à l'aide d'appareils de conception différente.

Dans certains cas, si l'on dispose d'un nombre important d'observations, il sera possible, par des méthodes d'analyse statistique, de réduire les marges d'incertitude, si l'on réussit à apprécier l'influence de l'environnement sur le dispositif en place (par exemple température, cote du plan d'eau).

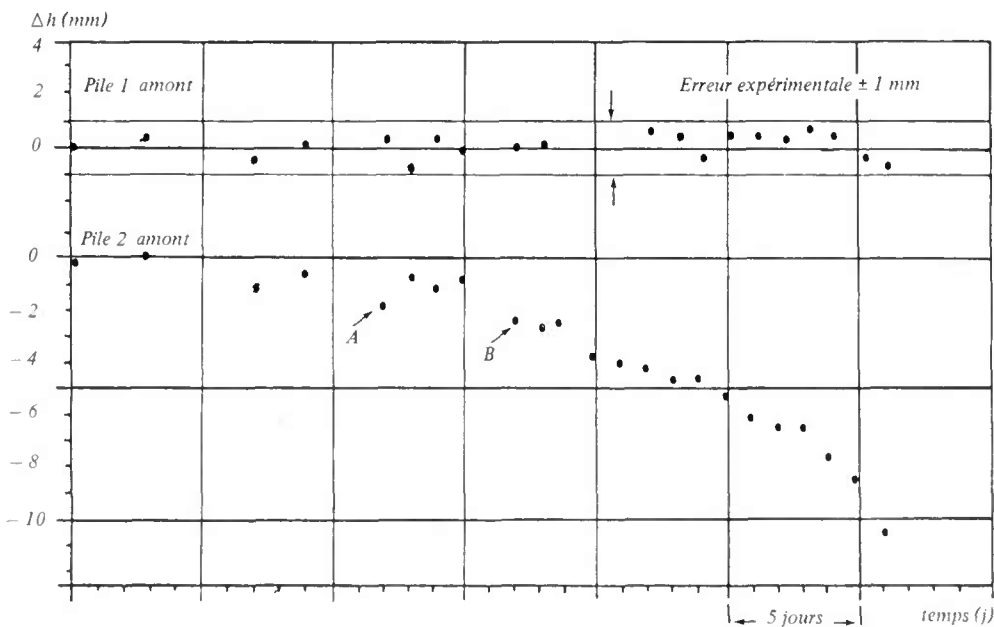


Fig. A.17. — Déplacements verticaux de deux piles suivis par nivellement. La pile 1 stable permet d'apprécier l'erreur expérimentale de mesure ( $\pm 1$  mm). Le mouvement de la pile 2 est décelable à partir de A, son évolution à partir de B.

**Page laissée blanche intentionnellement**

*Méthodes et techniques  
de reconnaissance des fondations*



## Sommaire

1. Relevé des fonds de rivière .....	69
2. Visites subaquatiques par plongeurs .....	69
3. Dégarnissage local d'un appui .....	70
4. Mise à sec de l'ouvrage .....	71
5. Reconnaissance par forages .....	73
6. Inspection de forages par caméra vidéo miniature .....	77
7. Essais d'eau .....	78
8. Essais mécaniques .....	79
9. Diagraphies nucléaires .....	80
10. Essais de laboratoire .....	81
11. Diamètres des forages - Essais en place .....	81

## 1. RELEVÉS DES FONDS DE RIVIERE

Les moyens disponibles à l'heure actuelle pour ces relevés sont la perche et les échos-sondeurs.

Les sondages à la perche ne sont possibles que pour de faibles profondeurs d'eau (quelques mètres) et par faibles courants (inférieurs à quelques décimètres par seconde).

Les échos-sondeurs sont susceptibles de permettre des relevés point par point rapides et suffisamment précis des fonds en section courante du lit. Il conviendra de n'utiliser que des appareils de précision — gamme de précision inférieure à 1% sur 0-15 m (cela conduit déjà à une erreur absolue de 15 cm) — équipés de transducteurs ayant un lobe d'émission très étroit (inférieur à 10°). Cela exclut *a priori* les sonars courants équipant les bateaux de plaisance. Néanmoins, il ne sert à rien de rechercher une précision de quelques centimètres sur la profondeur si la précision du repérage en plan n'est que de quelques mètres. Il importe donc de préparer soigneusement les alignements sur les berges et l'ouvrage avant de commencer le relevé.

Cette méthode n'est cependant pas capable de fournir des mesures suffisamment précises par très faible profondeur d'eau (quelques dizaines de centimètres) et au voisinage immédiat des appuis (talus d'enrochements raides et variations locales importantes de la cote du fond). La seule solution, à l'heure actuelle, est de compléter les relevés dans ces zones par des sondages à la perche en utilisant au besoin des plongeurs.

L'extension de la zone où la présence de l'ouvrage influence de manière significative la topographie

des fonds est en général de l'ordre de quelques centaines de mètres de part et d'autre du pont.

Les relevés en période d'étiage, s'ils ne sont pas représentatifs des approfondissements lors des crues, sont cependant un indicateur intéressant pour apprécier l'évolution générale des fonds.

## 2. VISITES SUBAQUATIQUES PAR PLONGEURS

L'intervention des plongeurs lors des visites est rappelée ici pour mémoire.

La réglementation des conditions générales de travail, l'outillage dont les entreprises spécialisées disposent et les travaux qu'elles peuvent effectuer sont présentés dans l'annexe IV, « Travaux effectués par les plongeurs ».

Le cadre administratif, les conditions d'intervention des entreprises spécialisées, le déroulement des visites d'inspection et le contenu du rapport de visite sont fixés par le document, « Recommandations pour l'exécution des visites par plongeurs autonomes », diffusé par la Direction des routes le 25 septembre 1978.

Des dispositions techniques sont données dans le texte (§ 3.4.2) et l'intervention des plongeurs est mentionnée pour les visites approfondies avec dégarnissage des appuis (annexe II-3).

Les figures B.1 à B.3 présentent les trois équipements de plongeurs :

- plongée autonome ;
- équipement à volume constant ;
- scaphandre lourd.



Fig. B.1. — Equipement de plongeur autonome.



Fig. B.2. — Equipement dit « à volume constant »



Fig. B.3. — Scaphandre lourd.

### 3. DEGARNISSAGE LOCAL D'UN APPUI

Pour les ouvrages anciens fondés en terrain affouillable, les désordres dans les fondations peuvent être entièrement dissimulés à l'étiage par comblement des fosses d'affouillement ou par la présence des massifs d'enrochements. Les visites sommaires à l'aide de plongeurs sont alors insuffisantes pour apprécier l'état réel de l'appui. Lorsque cela est techniquement possible, un dégarnissage local est à envisager pour atteindre les fondations.

Pour l'exécution de ces visites approfondies, il est indispensable :

- de mener les travaux de terrassement avec beaucoup de prudence, sur un seul point de l'appui et après avoir défini avec précision les différentes phases de cette opération (cf. § 3.4.2) ;
- de veiller à tirer de cette investigation le maximum de renseignements, ce genre de visite ne pouvant être renouvelé souvent.

Chaque dégarnissage local doit faire l'objet d'une étude particulière servant à une rédaction détaillée du CCTP.

Pour l'exécution de ces dégarnissages, trois cas sont à envisager, selon les conditions locales, du point de vue des techniques de terrassement.

— *En rivière profonde au pied de l'appui* (plus de 2 m) : dans ce cas, le terrassement est exécuté à l'aide d'une pelle hydraulique, équipée d'un godet, montée sur pontons (fig. B.4).

Les pontons utilisés sont habituellement démontables et transportables par camion ; leur mise à l'eau nécessite cependant l'emploi d'une grue puissante ( $> 300$  kN/m).

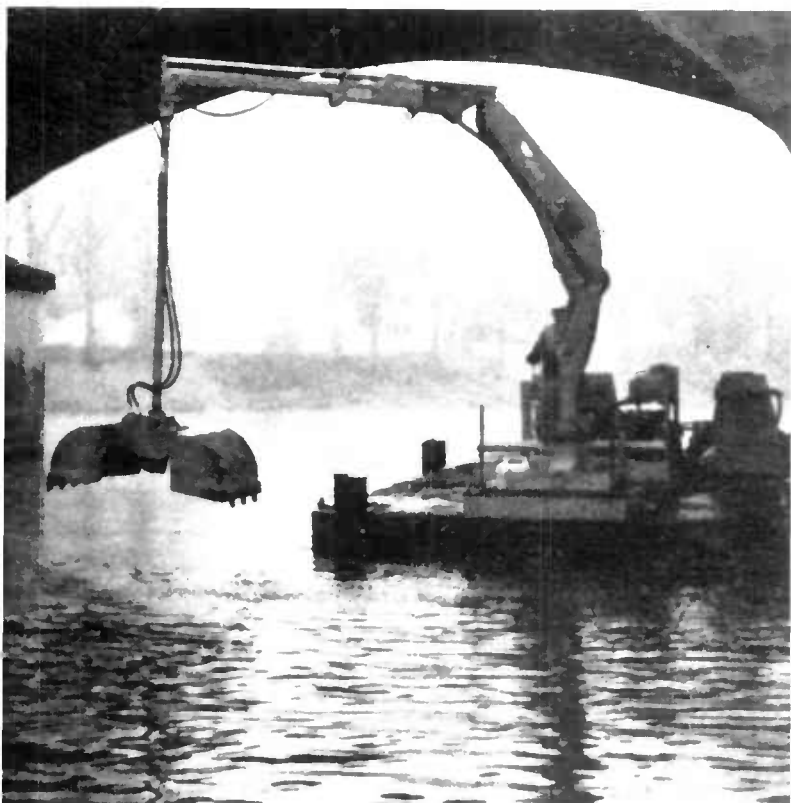


Fig. B.4. — Pelle hydraulique montée sur un ponton flottant.

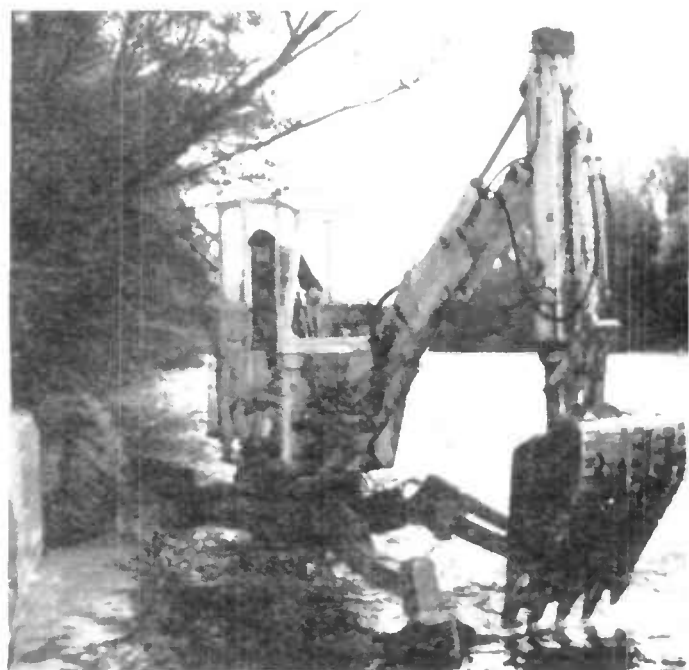


Fig. B.5. — Terrassement d'une fouille à l'aide d'une pelle Menzi-Muck.

— *En rivière de profondeur moyenne ou peu profonde* (de 0,50 m à 2 m) : le terrassement peut ici être exécuté soit à l'aide d'une pelle sur pieds, type Menzi-Muck (fig. B.5), soit à l'aide d'une pelle à chenilles si le niveau ne dépasse pas 0,80 m et si l'accès est possible pour ce dernier engin.

— *Lorsque le fond du lit est constitué de vase ou de dépôts meubles* : quelle que soit la profondeur d'eau, si le niveau des fondations est voisin du fond, le dégagement des fondations et de la surface d'appui peut se faire à la lance à eau sous pression, de type Galeazzi, à contre-jet (fig. B.6).

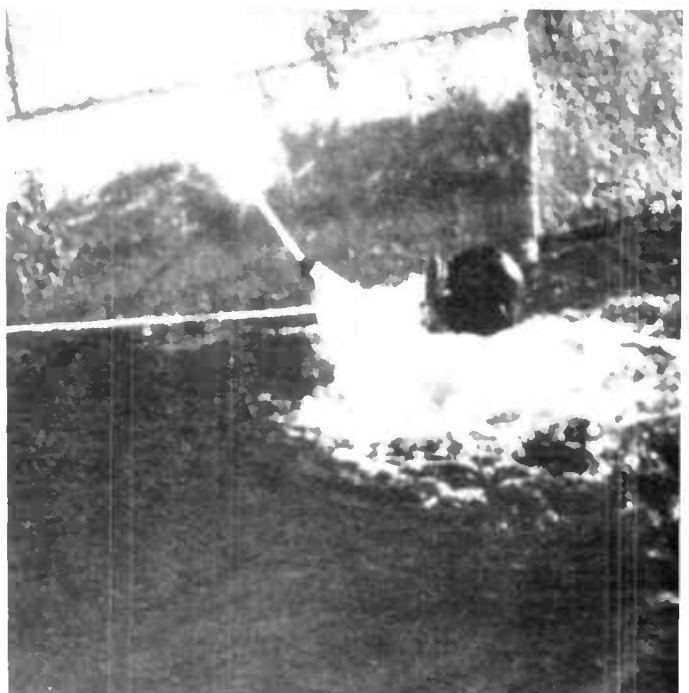


Fig. B.6. — Nettoyage de l'appui à la lance à eau sous pression.



Les opérations décrites ci-dessus ne sont envisageables que par un courant nul ou très faible ; au-delà de 0,50 m/s, il est nécessaire de prévoir un pare-courant.

A titre de simple exemple, les paragraphes suivants présentent les clauses portées dans un marché pour la reconnaissance de deux piles d'un viaduc sur la Seine.

#### Éléments d'information

- section des piles,
- cote d'étiage 23 NGF,
- profondeur d'eau à 2 m environ du parement des piles : 2 m,
- gabarit disponible sous le tablier du viaduc en période d'étiage : 9,50 m environ,
- l'accès au chantier et aux installations ne peut se faire que par les berges.

#### Situation des sondages

- un sondage côté rive gauche, au quart aval de la pile n° 1,
- un sondage côté rive droite, au quart aval de la pile n° 4.

#### Détails de l'intervention

- amenée et repli du matériel (pontons, grue, barge, compresseurs, etc.) ;
  - installation, transfert d'une pile à l'autre, démontage en fin de chantier, maintenance et entretien du matériel ;
  - avant tout début de travaux proprement dits, l'entreprise devra placer des repères de nivellement précis (rattachés au nivellement général de la France), sur le corps des deux piles considérées, à seule fin de vérifier la permanence de leur stabilité pendant toute la durée de l'intervention. Ce contrôle sera exécuté deux fois par jour, en début de poste et en fin de poste ;
  - dégagement sur 2,50 m de longueur environ des enrochements et mise en dépôt provisoire, si la réutilisation est acceptable ;
  - ouverture d'un puits de 1,50 m × 1,50 m environ le long des maçonneries ;
  - démolition locale éventuelle de maçonnerie en saillie sur le contour normal des maçonneries ;
  - poursuite de l'excavation jusqu'au niveau de la fondation de la pile, avec examen permanent de l'avancement, par plongeur autonome ;
  - fourniture de relevé des observations faites au niveau de la fondation ;
  - descente de l'excavation avec prudence jusqu'à — 1,20 m sous le niveau de la fondation ;
  - reconnaissance par plongeur et, après examen des observations, détermination du mode de fondation.
- Si la pile est fondée sur pieux :
- dégagement, à la lance ou par tout autre moyen, de la sous-face de la pile sur une profondeur de 1,20 m environ ;
  - détermination de la nature des pieux et de leur répartition ;
  - sondages à la tarière spéciale permettant l'examen d'échantillons intacts prélevés dans la tête des pieux découverts.

— Dans les autres cas :

- dégagement local, limité au strict nécessaire de la sous-face des maçonneries de la pile ;
- prélèvement d'échantillons de terrain non remanié pour étude géotechnique ;
- dès la fin des investigations décidées par le maître d'œuvre, il sera procédé au remplissage immédiat de l'excavation ; l'entreprise devra veiller à réaliser un contact parfait entre la sous-face de la maçonnerie et le béton immergé ;
- reconstitution des enrochements et fourniture éventuelle d'éléments complémentaires ;
- fourniture d'un rapport et d'un dessin sur les constatations faites au cours de l'intervention.

#### Particularité du contrôle d'exécution

L'entreprise devra disposer de moyens de télévision permettant le contrôle permanent de l'avancement du travail et l'interprétation des éléments d'information recueillis et transmis par le plongeur.

Pour ce chantier, les travaux ont été achevés dans un délai d'un mois, après notification de l'ordre de service prescrivant le début des travaux. L'ensemble des opérations a été rémunéré forfaitairement, à l'exception de la fourniture du complément d'enrochements au droit des deux sondages (environ 110 000 F hors taxes en 1979).

## 4. LA MISE A SEC DE L'OUVRAGE

### 4.1. OBJECTIF

Permettre l'observation visuelle directe des désordres affectant les fondations et de procéder à l'entretien ou à la réparation hors d'eau.

### 4.2. PRINCIPE

Cette technique consiste schématiquement à réaliser un barrage à l'amont et à l'aval de la partie d'ouvrage considérée et à dévier le cours de la rivière. Selon les cas, on pourra s'inspirer des exemples présentés ci-après.

#### — Cas des petits cours d'eau

- une dérivation provisoire est mise en place à côté de l'ouvrage en ouvrant une tranchée dans les terres voisines et en plaçant une buse sous la chaussée (fig. B.7 b) ;
- l'écoulement est assuré par une buse ou un tuyau souple passant sous l'ouvrage (fig. B.7 c), (fig. B.8).

#### — Cas des ponts comportant un ouvrage de décharge

On fait passer alternativement tout le débit sous l'un ou l'autre ouvrage.

#### — Cas des appuis isolés

On peut réaliser un batardeau provisoire en palplanches ou en terre mis en œuvre dans le lit de la rivière et entourant l'appui étudié (fig. B.7 a).

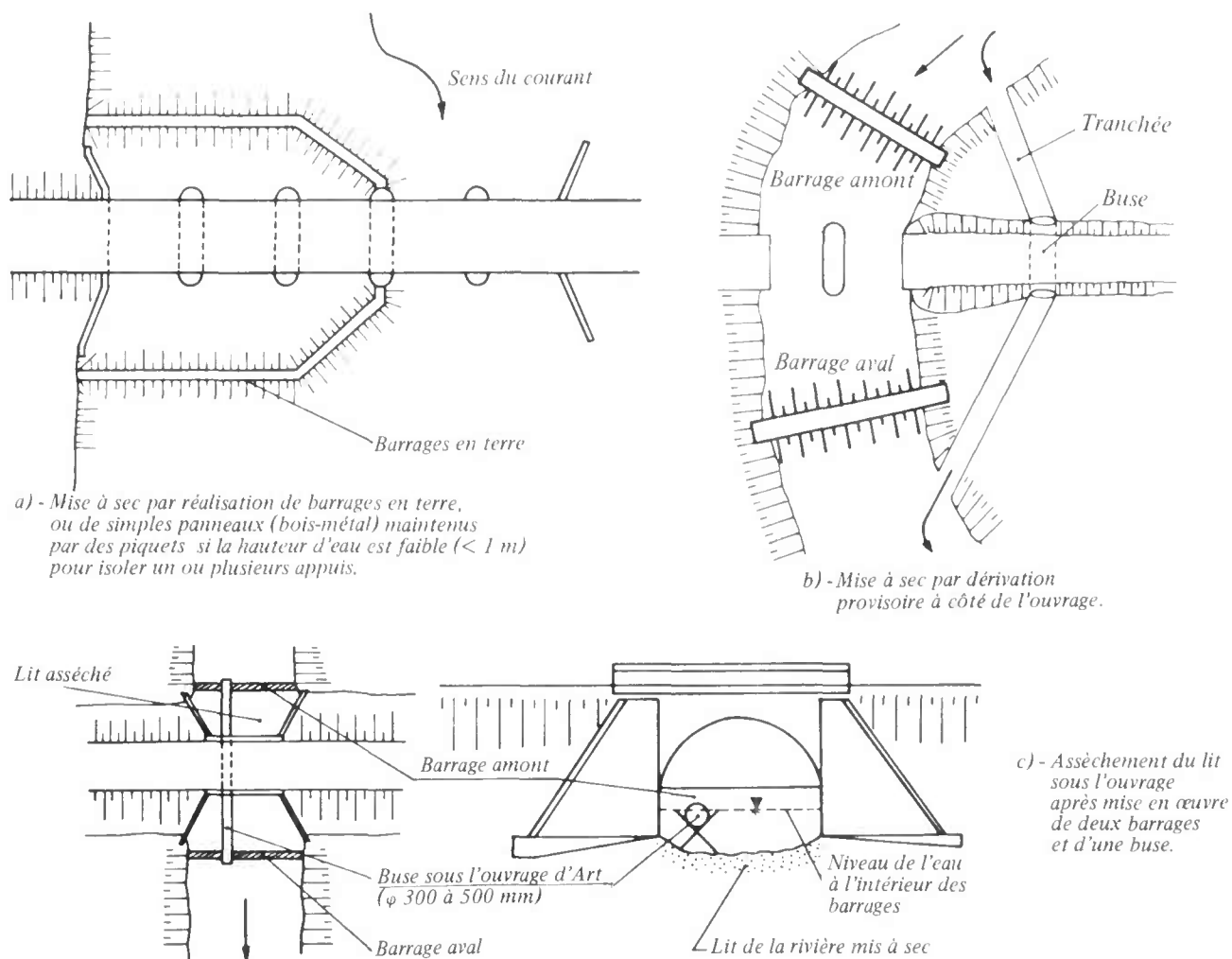


Fig. B.7. — Différentes méthodes de dérivation du cours d'eau



Fig. B.8. — Exemple de mise à sec avec écoulement sous l'ouvrage.

#### 4.3. PRECAUTIONS

Cette technique doit être utilisée avec discernement après avoir recueilli l'avis d'un mécanicien des sols et uniquement en période d'étiage.

Pour la mise à sec, les précautions suivantes sont à prendre :

— préparer un épaulement des rives en vue de constituer des barrages formant un écran efficace ;

— épuiser l'eau sous l'ouvrage, en s'assurant qu'il n'y a pas de nappe en charge derrière ou sous les appuis, ce qui risquerait de provoquer le phénomène de renard sous les fondations. Il faut impérativement éviter la création de circulations d'eau sous les fondations ;

— prévoir que le barrage pourra être coupé rapidement en cas de crue subite du cours d'eau (crue d'orage par exemple). Il faut alors avoir défini un dispositif d'alerte et réfléchi aux délais d'intervention ;

— s'assurer de la stabilité des berges et des culées du fait de la vidange rapide lors de la mise à sec ;

— s'assurer de la bonne tenue des barrages pendant les travaux de reconnaissance et de confortement ;

— limiter dans le temps la durée de la mise à sec dans le cas notamment de sols compressibles, la dessiccation pouvant occasionner des tassements ;

— remettre, en cas d'interruption du chantier, l'ouvrage en eau et épuiser de nouveau lors de la reprise des travaux ;

— étayer, voire mettre sur cintre si l'état de l'ouvrage le nécessite ; il ne faut pas oublier que la mise à sec augmente la charge transmise aux fondations en supprimant l'effet de la poussée d'Archimède.

## 5. RECONNAISSANCE PAR FORAGES

### 5.1. OBJECTIFS

- déterminer précisément les niveaux de fondation et les cotes des différents horizons ;
- reconnaître la nature et la qualité des matériaux des appuis et du sol de fondation ;
- prélever des échantillons ;
- effectuer des essais en place au cœur du massif de fondation.

### 5.2. DEFINITION ET SUIVI DE LA RECONNAISSANCE

Le contenu de la reconnaissance par forage, à savoir l'implantation des forages, leur nature, leur diamètre et leur nombre, doit être proposé par un mécanicien des sols au maître d'œuvre en tenant compte :

- des désordres de l'ouvrage ;
- des difficultés d'accès ;
- de la connaissance que l'on a de l'ouvrage et du sol de fondation.

Le suivi du chantier de forage par ce spécialiste est indispensable pour :

- surveiller la bonne exécution des forages ;
- diriger la reconnaissance (fixer la cote d'arrêt du sondage, déplacer au besoin le forage, etc.) ;
- proposer en temps utile au maître d'œuvre une modification du programme de la reconnaissance en fonction des résultats acquis.

### 5.3. IMPLANTATION DES FORAGES

Il faut éviter d'implanter un forage dans une zone où la maçonnerie est disloquée pour ne pas accroître la désorganisation du massif.

Le positionnement des engins doit tenir compte des désordres décelés ou supposés. A titre d'exemple : sur un ouvrage en maçonnerie dont le matériau de remplissage était de très mauvaise qualité, le positionnement d'un sabot de grue très près du tympan a provoqué le déversement de ce dernier.

Les forages peuvent être effectués (fig. B.9) :

- à l'extérieur de l'appui si l'on ne s'intéresse qu'à la nature des sols au droit de l'ouvrage ;
- inclinés depuis l'extérieur de l'appui, à la base des piles, au besoin depuis une plate-forme bétonnée sur les enrochements ;

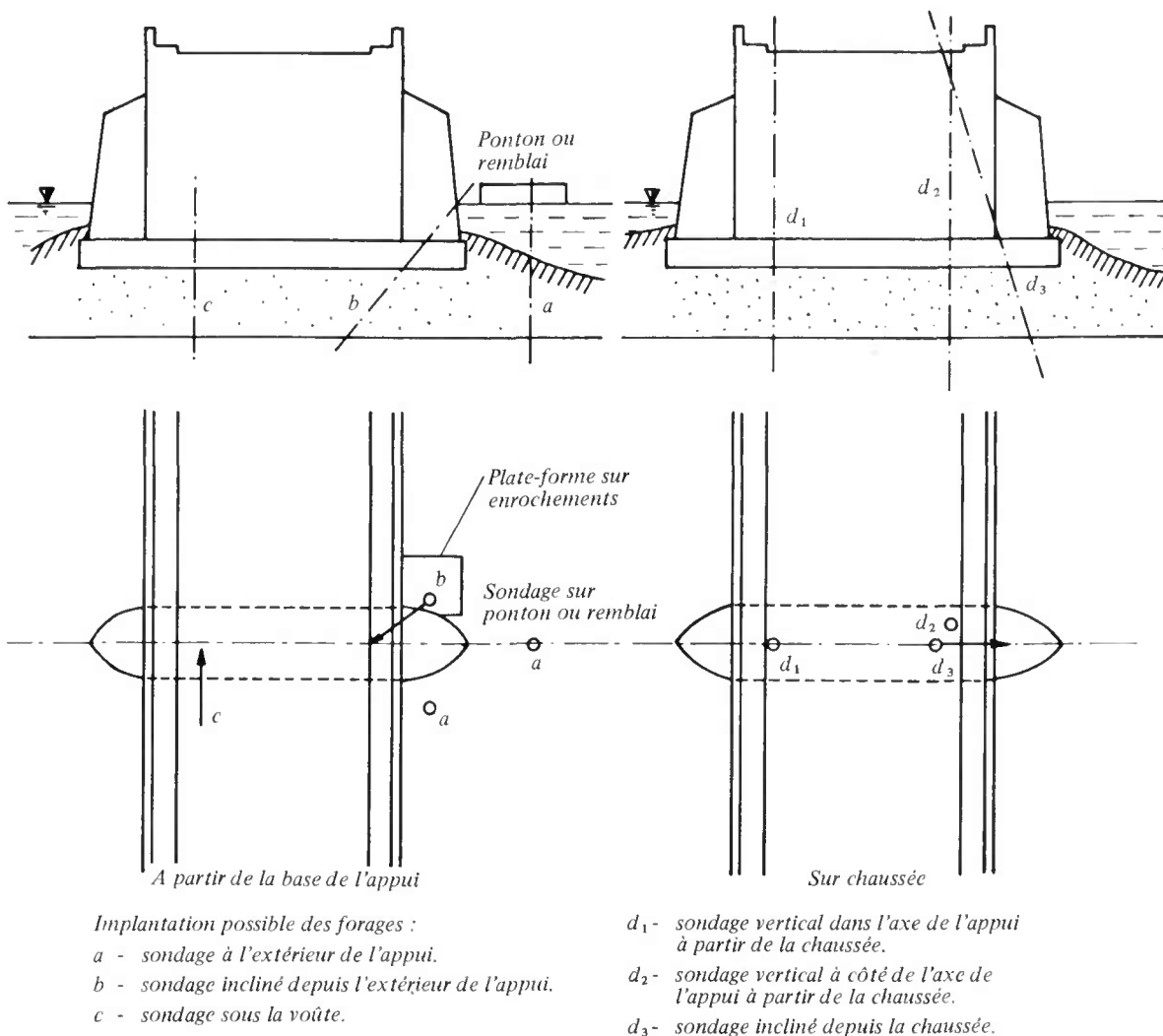


Fig. B.9. — Implantation des forages.

— enfin, à travers le corps de la pile, depuis le tablier, si l'on ne peut pas procéder autrement ou si l'on cherche à reconnaître la nature et l'état des maçonneries.

#### 5.4. CHOIX DE LA NATURE DES FORAGES

Pour la connaissance des appuis et des fondations, on peut envisager des forages par carottage ou en destructif.

##### 5.4.1. Forages destructifs

Compte tenu des désordres causés inévitablement par ces procédés : vibrations, altération des joints, etc., les forages destructifs à travers l'appui ou à son voisinage immédiat sont à éviter. Ils ne doivent être admis que dans le cas où l'état de la maçonnerie est parfaitement connu et que celle-ci est saine. Ils permettent alors d'atteindre rapidement et plus économiquement le niveau que l'on souhaite reconnaître par carottage ou d'autres essais (fig. B.10).

Ils sont à exclure dans certains ouvrages construits avec des roches pouvant se déliter et être entraînées par l'outil (roches schisteuses telle l'ardoise).

Il faut un chef d'équipe très expérimenté pour réaliser des forages rectilignes, avec le minimum de vibration dans les maçonneries.

###### a) Forage au tricône

Ce type de sondage nécessite une pression importante sur l'outil et un couple de rotation élevé. Il entraîne des vibrations importantes. La remontée des sédiments s'effectue dans l'espace annulaire à l'aide du fluide d'injection (eau en général). Ce type de forage n'est pas du tout adapté pour traverser les maçonneries ; les risques de déviation et de coincement de l'outil sont importants.

###### b) Forage en roto-percussion ou roto-vibration

On évitera la méthode avec marteau sur la glissière de la machine. Ce procédé peut entraîner des déviations importantes. En tout état de cause, il faudra adapter un outil taillant rétro pour réduire les risques du coincement.

La méthode du marteau de fond de trou est préférable, en adoptant les tiges guides de la plus forte section. Cette méthode permet d'obtenir des trous plus rectilignes.

La méthode OD, avec son tubage continu simultané, permet de réaliser des forages plus rectilignes, le diamètre du tubage extérieur étant voisin du diamètre de l'outil.

A la différence du marteau de fond de trou et du procédé OD qui ne remontent que des sédiments très fins, le procédé CONCOR permet de remonter des éléments de carottes fragmentées par le tube central par une circulation inverse d'eau ou d'air.

A chaque méthode de forage correspond une gamme de diamètres, ce qui impose de choisir le matériel en fonction de la destination du forage. Ainsi, le procédé CONCOR se prête bien à l'exécution des avant-trous de sondages carottés, car la gamme des diamètres est en rapport avec le diamètre nécessaire à un bon carottage ; en revanche, ce procédé est inadapté pour l'exécution de diagraphies nucléaires par exemple.

##### 5.4.2. Forages carottés

En règle générale, c'est le type de sondage à utiliser pour la reconnaissance des maçonneries et des fondations (fig. B.11).

Dans tous les cas, la base de la maçonnerie doit être reconnue par carottage pour :

- estimer l'état de l'embase de la maçonnerie et la qualité du platelage ;
- déceler d'éventuels vides entre le platelage et le sol de fondation ;
- apprécier l'état de compacité du sol sous l'appui.

Le prélèvement d'échantillons est toujours une opération délicate et l'altération des carottes est à peu près inévitable. L'observation non critique des prélèvements conduit le plus souvent à une estimation pessimiste de la situation de l'ouvrage, car les carottes se fragmentent fréquemment en cours de forage et le fluide de forage a tendance à désagréger le liant.

#### 5.5. AUTRES PRECAUTIONS

Lorsque la stabilité de l'appui est précaire, il est préférable d'arrêter le forage et de l'implanter à un autre endroit si l'on arrive exactement sur un pieu, sauf si l'on cherche à reconnaître leur état.

La pression du fluide de forage doit être limitée à celle strictement nécessaire à la remontée des sédiments.

La décision de reboucher le forage, de l'équiper pour suivre le mouvement de l'appui ou de le réserver pour des injections ou des contrôles ultérieurs ne doit être prise qu'avec l'avis des techniciens intervenants.

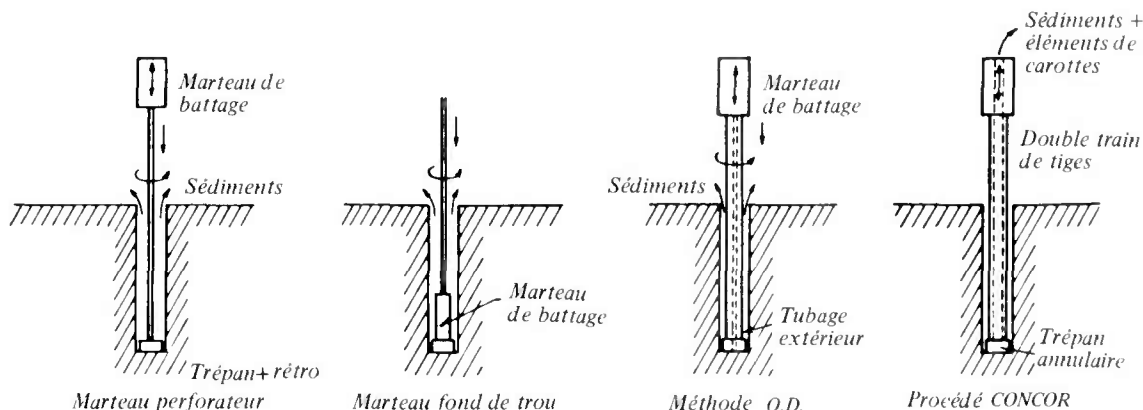


Fig. B.10. — Forages destructifs en rotopercussion - Différents procédés.

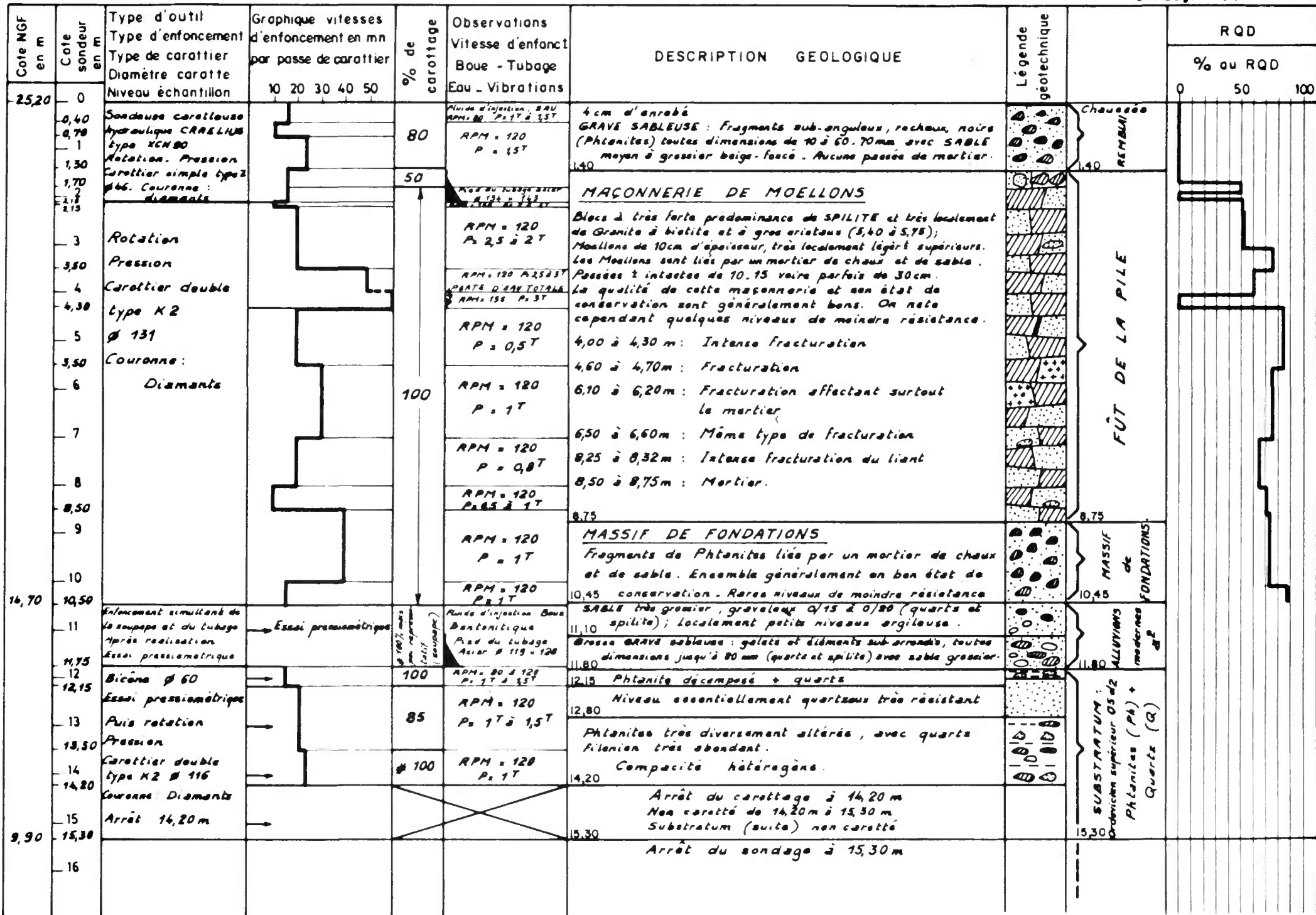
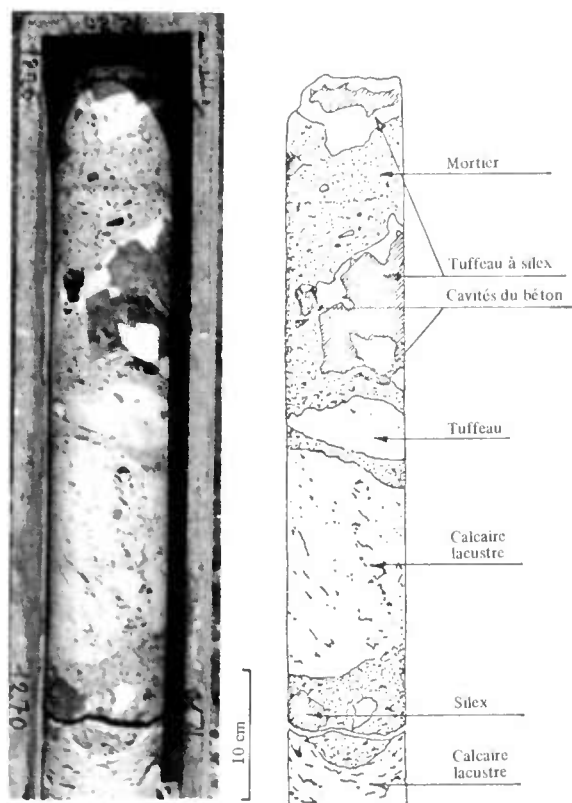


Fig. B.11. — Feuille de sondage carotté.

## MAÇONNERIES

Maçonnerie hétérogène  
bien liée



## PIEUX

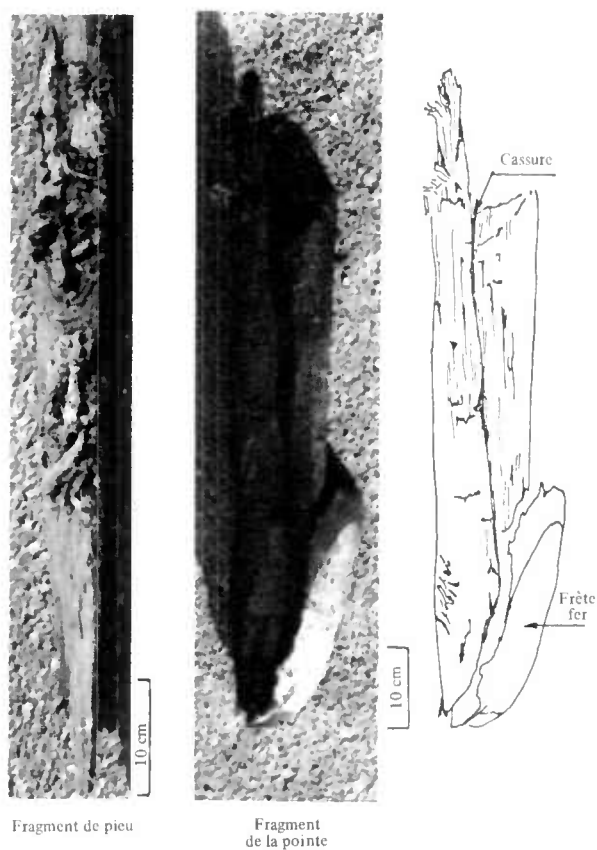
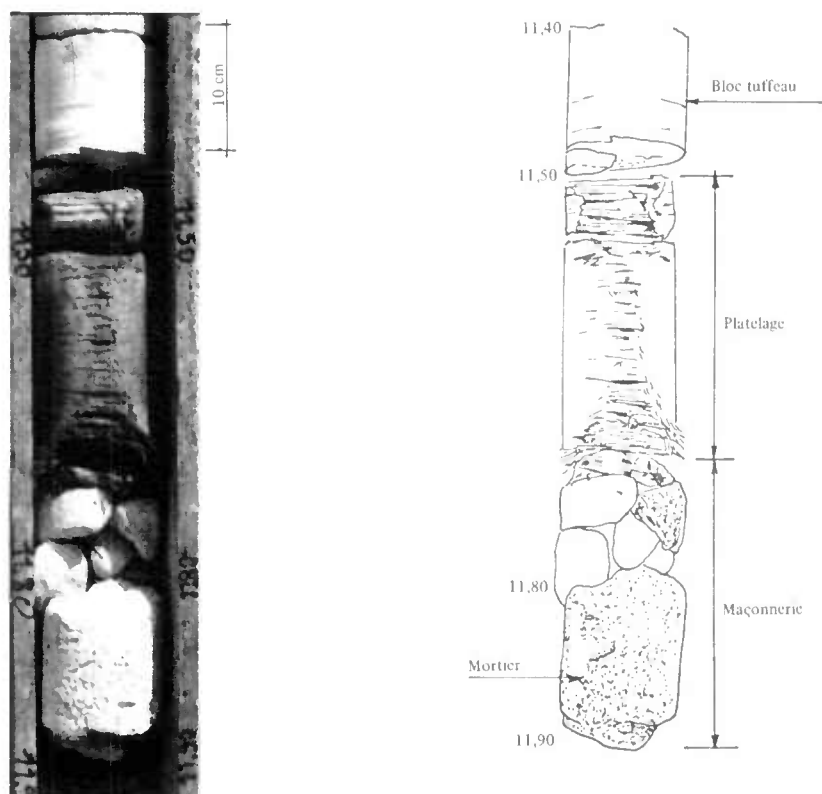


Fig. B.13. — Echantillons prélevés par carottage.

## MAÇONNERIE SOUS PLATELAGE



## 5.6. RECOMMANDATIONS TECHNIQUES

Le forage doit être conduit avec soin pour obtenir des carottes aussi peu altérées et remaniées que possible.

L'outil de forage doit être choisi en fonction de la nature présumée des couches et changé chaque fois qu'il est nécessaire.

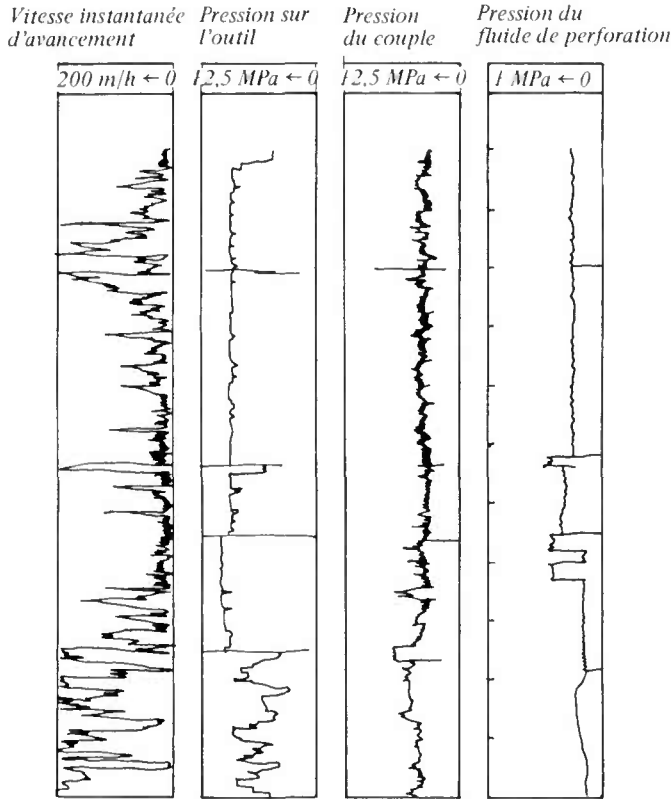


Fig. B.12. — Forage destructif. Enregistrement continu des paramètres de forage.

Le déroulement du forage doit être consigné très précisément en reportant :

- les cotes rattachées au nivellement général,
- le fluide de forage,
- l'instrumentation (diamètre des tubages, télescopes, outils),
- les paramètres de forage (couple, pression appliquée sur l'outil, vitesse d'avancement) (fig. B.12),
- les incidents survenus en cours de forage : blocage de l'outil, pertes d'eau, etc.,
- les chutes d'outil,
- le pourcentage de carottage ou le RQD (Rock Quality Designation) des horizons rocheux.

Le diamètre du forage doit être choisi en fonction des essais projetés et des difficultés présumées. Pour les sondages carottés, on utilisera des carottiers de grand diamètre (de l'ordre de 116 mm au minimum). Cela peut conduire à débiter le forage avec un diamètre de 131 à 146 mm.

Dans le cas où les parois du forage risquent de s'ébouler, il est nécessaire de prévoir le tubage. De plus, certains sols, comme les sables, ne peuvent pas être prélevés à l'aide d'un carottier et nécessitent l'utilisation d'une soupape à l'abri d'un tubage.

Le carottage du bois (platelage, pieu) est un problème résolu de façon satisfaisante par l'utilisation de couronnes avec pastilles de carbure de tungstène.

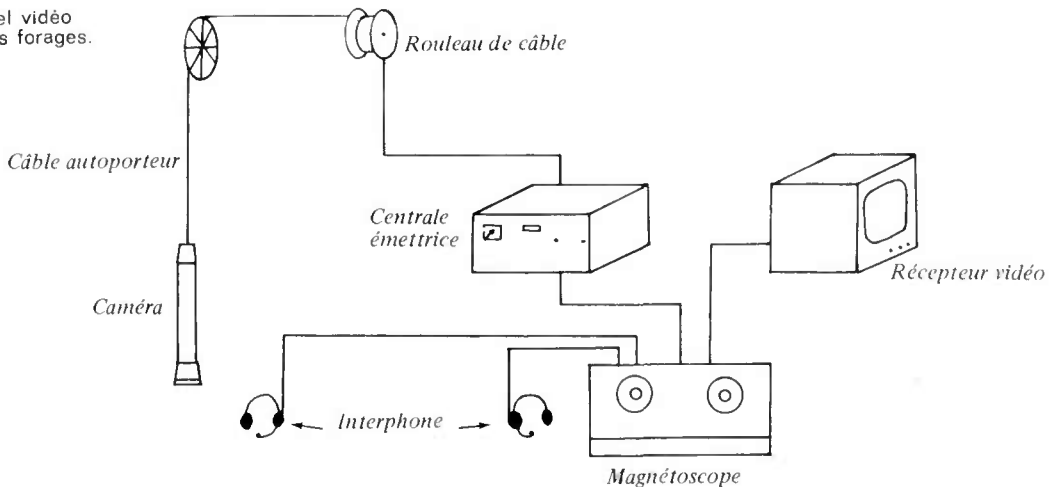
Les carottes doivent être très soigneusement conservées dans des caisses fermées. Ces dernières doivent comporter clairement le repérage du sondage et les cotes de prélèvement (fig. B.13).

## 6. INSPECTION DE FORAGES PAR CAMERA VIDEO MINIATURE

Certains Laboratoires des Ponts et Chaussées sont dotés d'un matériel de vidéo permettant de visualiser sur un écran de télévision l'intérieur d'un forage (fig. B.14).

Cette technique est intéressante pour examiner l'état de la maçonnerie des piles, préciser et interpréter les coupes des sondages destructifs à travers l'appui.

Fig. B.14. — Matériel vidéo pour l'inspection des forages.

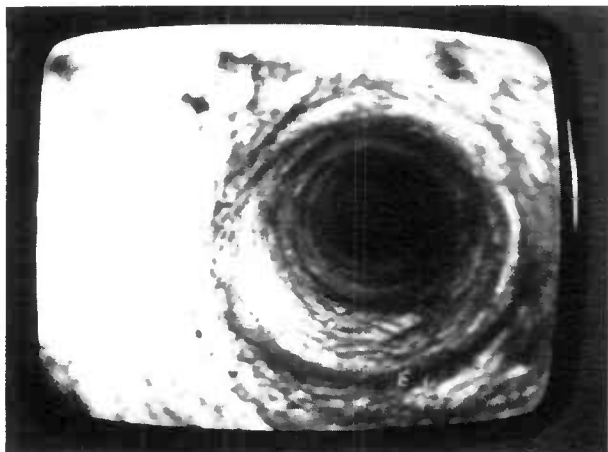


## 6.1. POSSIBILITES ET LIMITES DE CETTE METHODE

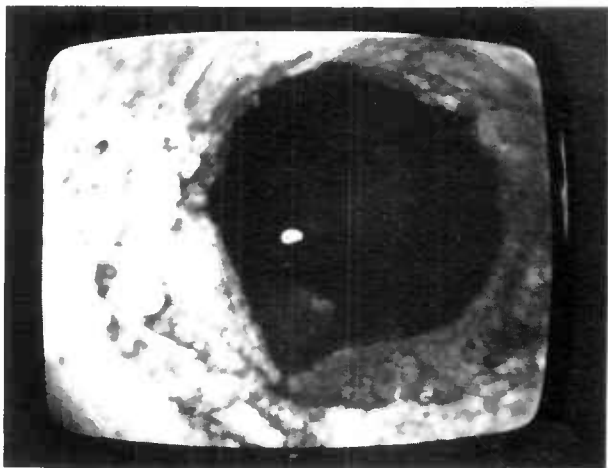
En vision axiale, l'emploi d'un objectif grand angle ayant une bonne profondeur de champ et les réglages à distance permet une interprétation relativement aisée des images quant à la forme du trou de forage : cavités, disjointements, etc. (fig. B.15).

En vision latérale, la mise en œuvre et l'interprétation des images sont plus difficiles ; cette possibilité n'est employée que dans des cas particuliers, en complément de l'inspection en vision axiale.

La présence d'eau dans le forage diminue souvent considérablement la qualité des images.



a) sondage effectué au marteau fond de trou, à l'air, avec un taillant  $\varnothing$  140 mm.



b) sondage effectué au tricône 3 pouces 1/8, à l'eau. Noter la différence de régularité des trous et l'altération des joints dans le second cas.

Fig. B.15. — Photographies de parois de forages d'un même ouvrage.

## 6.2. CONDITIONS D'UTILISATION

Le diamètre minimal du forage est de l'ordre de 65 mm. On disposera au besoin un tubage au-dessus de la caméra pour limiter les risques d'éboulements de la paroi.

En présence d'eau dans le forage, il faut s'assurer que celle-ci est suffisamment claire pour permettre

une vision correcte de la paroi. En général, il suffit de laisser reposer l'eau pendant 24 heures pour que les particules en suspension se déposent en fond de forage. Si, au-delà de ce temps, la clarté demeure mauvaise, on pourra tenter de l'améliorer en injectant de l'eau propre en fond de forage. Dans certains cas (éboulements importants), il sera nécessaire d'effectuer un nettoyage du forage ou de provoquer la floculation des sédiments en suspension.

Même si, en règle générale, l'inspection d'un forage par caméra est une opération de courte durée, il est nécessaire de programmer à l'avance l'intervention de l'équipe spécialisée au cours du chantier de forage.

## 7. ESSAIS D'EAU

### 7.1. OBJECTIFS

Ces essais sont susceptibles d'apporter des renseignements intéressants :

- sur l'état de fissuration ou de dislocation de la maçonnerie,
- sur la perméabilité des sols de fondation,
- pour la détection de cavités ou de circulations d'eau sous l'appui,
- pour le contrôle de la qualité des travaux d'injection.

De tels essais sont évidemment inutiles à une cote où l'on a noté, par exemple, des pertes d'eau en cours de forage.

La bonne exécution et l'interprétation de ces essais sont assez difficiles.

### 7.2. PRECAUTIONS

De tels essais doivent être effectués avec prudence et sous la direction d'un mécanicien des sols. En l'absence de méthodologie pour ce problème particulier, l'attention doit être attirée sur la nécessité :

- de limiter les pressions utilisées pour ne pas créer de désordres dans les maçonneries ; en particulier, ces essais sont à proscrire au voisinage des parements des appuis et dans le cas de piles minces ;
- de contrôler très précisément le déroulement des essais, en limitant les paliers de pression (de 10 à 50 kPa maximum) et en suivant avec attention l'évolution des débits injectés.

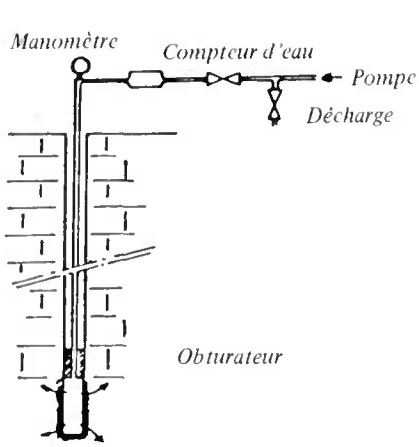
### 7.3. MOYENS

#### a) Essais dans la maçonnerie

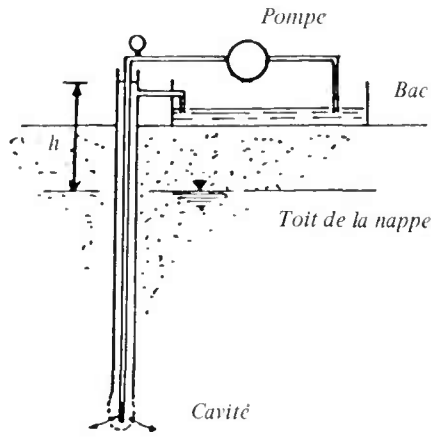
Pour l'auscultation de la maçonnerie, on pourra effectuer des essais de type **Lugeon** par passes de 1 à 1,5 m en cours de forage à l'aide d'un obturateur simple ou, après, avec un double obturateur. L'essai consiste à injecter de l'eau sous pression sur une hauteur limitée, isolée du reste du forage par les obturateurs. Dans l'essai traditionnel, on réalise divers paliers de charge (jusqu'à 1 MPa) puis de décharge, chaque palier étant maintenu de 5 à 10 mn après stabilisation du débit (fig. B.16).

Ici, il convient évidemment de limiter la pression maximale à des valeurs inférieures à 1 MPa, de limiter les paliers de charge comme indiqué plus





a) Schéma type d'un essai LUGEON



b) Schéma type d'un essai LEFRANC

Fig. B.16. — Essais d'eau - Schémas de principe.

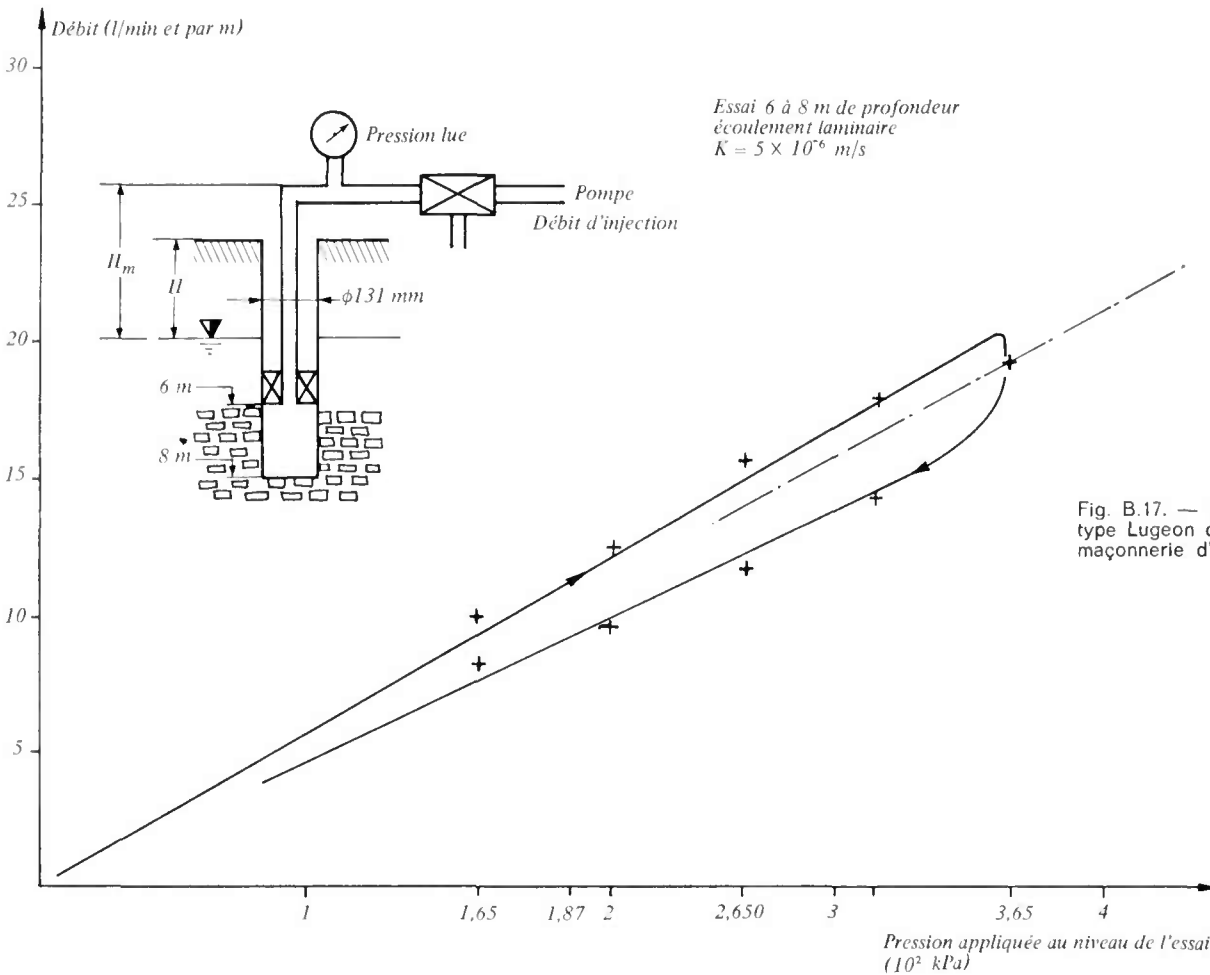


Fig. B.17. — Essai de type Lugeon dans la maçonnerie d'un appui.

haut et de contrôler précisément le débit injecté (fig. B.17). La montée en pression doit être en particulier arrêtée dès que l'on note une augmentation importante du débit. Les diamètres courants des forages pour ces essais sont de 86 et 116 mm.

#### b) Essais dans les sols

Dans les sols, les essais de type **Lefranc** permettent d'apprécier la perméabilité des terrains (l'essai consiste à injecter ou à pomper de l'eau dans une cavité aménagée dans le terrain et à suivre l'évolution du débit en fonction de la charge hydraulique [fig. B.16]).

## 8. ESSAIS MECANQUES

### 8.1. OBJECTIFS

Estimer les caractéristiques mécaniques des sols de fondation et leur état de compacité.

Ces essais sont nécessaires pour pouvoir apprécier la stabilité de l'appui. Ils ne peuvent cependant pas être effectués dans les forages exécutés en grand diamètre pour les carottages. Par contre, il est courant de prolonger un sondage carotté par un essai mécanique en plus petit diamètre.

## 8.2. MOYENS

### a) Essais au pénétromètre

La résistance de pointe déterminée au pénétromètre statique ou dynamique renseigne sur l'état de compacité des sols. Ces renseignements sont en particulier intéressants pour le battage éventuel de palplanches lors des travaux confortatifs.

### b) Essais au pressiomètre

Cet essai, comme celui au pénétromètre, permet d'étudier la stabilité générale des sols de fondation chargés par l'ouvrage et de porter un jugement sur l'état de compacité des sols.

## 8.3. RENSEIGNEMENTS TECHNIQUES

Si l'on utilise un pénétromètre statique, les tiges doivent être maintenues sur leur hauteur libre pour éviter le flambement, ce qui nécessite de prévoir un tubage sur la hauteur du forage (le diamètre courant des pénétromètres statiques varie de 36 à 45 mm et de 60 à 70 mm pour les pénétromètres dynamiques). La présence de graves de grande dimension ou d'un horizon dur peut amener un refus au pénétromètre et arrêter la poursuite de l'essai.

Au contraire, la sonde pressiométrique étant descendue dans un forage fait à l'avancement par une sondeuse, l'essai est réalisable quelle que soit la nature des sols de fondation rencontrés. Le diamètre du forage pour les sondes courantes est de 66 mm (44 mm dans certains cas). En cas de risques d'éboulement des parois, il est nécessaire d'équiper le forage d'un tube à l'avancement. Dans les alluvions sableuses ou graveleuses on peut être conduit à utiliser un tube lanterne.

## 9. DIAGRAPHIES NUCLEAIRES

Les diagraphies nucléaires sont des profils continus de paramètres d'absorption ou d'émission de certains rayonnements, obtenus en descendant certaines sondes dans un forage. Ces mesures physiques peuvent être reliées après étalonnage, par corrélation, à des grandeurs géotechniques comme la densité ou la teneur en eau, ou à la nature des matériaux en place dans le cas de la mesure de la radio-activité naturelle.

Ces techniques sont intéressantes au stade de la reconnaissance pour préciser et compléter les renseignements fournis par les coupes de sondages notamment. Leur utilisation est aussi envisageable pour le suivi dans le temps de l'évolution de l'état du sol en place, après traitement par injections par exemple, en venant effectuer périodiquement des mesures dans des tubages laissés en réservation.

Ces essais nécessitent un matériel spécialisé dont disposent certains CETE et doivent être mis en œuvre et interprétés par des spécialistes.

### 9.1. SONDES GAMMA-GAMMA ET NEUTRON-NEUTRON

#### Principe

La sonde gamma-gamma permet de déterminer la densité des matériaux. Cette technique utilise le phénomène de diffusion des rayonnements  $\gamma$  par la matière. Ces derniers sont émis par une source

radio-active descendue dans le forage et décelés après diffusion par des détecteurs placés dans le même corps de sonde, quelques dizaines de centimètres au-dessus de la source.

Cet essai est intéressant pour apprécier l'état de compacité des matériaux en place et préciser la coupe géotechnique.

La sonde neutron-neutron permet de mesurer la teneur en eau des matériaux. Cette technique utilise le phénomène de ralentissement des neutrons rapides par les noyaux d'hydrogène. Ces neutrons sont émis par une source radio-active descendue dans le forage et décelés après diffusion par un dispositif comparable à celui utilisé pour la sonde gamma-gamma.

Cette mesure effectuée, conjointement avec la mesure de densité, facilite l'interprétation des enregistrements, difficile dans ces milieux hétérogènes. En effet, la mesure n'est pas ponctuelle mais intéresse un volume cylindrique de 0,40 m de diamètre environ, pouvant comprendre bois, blocs, vides et alluvions.

#### Conditions d'utilisation

Les sondes gamma-gamma et neutron-neutron ont un diamètre de 46 mm et une longueur de l'ordre de 2 m. Elles sont mises en œuvre à l'aide d'un treuil, les mesures s'effectuant habituellement en remontant, tous les 0,10 m, à la vitesse de 1,5 m/min.

L'emploi des sondes impose le respect d'un certain nombre de conditions de mise en œuvre pour que les mesures soient exploitables.

En premier lieu, le diamètre du forage doit être compris entre 70 et 90 mm pour obtenir une sensibilité satisfaisante. Il est important que le forage soit aussi régulier que possible et que tous les forages d'un même site soient de même diamètre si l'on veut comparer les valeurs absolues des comptages obtenus dans les différents trous. L'interprétation nécessite en effet un étalonnage des sondes selon le diamètre du forage. De plus, si les forages sont tubés, la nature, le diamètre et l'épaisseur des tubages doivent être les mêmes pour tout le site.

Si les forages peuvent être remplis d'eau en tout ou partie, il est préférable de travailler avec des tubes vides d'eau ; il suffit pour cela d'en obturer la base avant de les mettre en place dans le forage.

### 9.2. SONDE DE RADIO-ACTIVITE NATURELLE RAN

La mesure de radio-activité naturelle consiste à enregistrer, à l'aide d'un détecteur approprié, la radio-activité totale gamma émise par le matériau. La radio-activité naturelle variant avec la nature des sols rencontrés, les diagraphies RAN permettent de préciser la coupe géotechnique et de différencier dans certains cas la nature des bétons et mortiers employés.

Les Laboratoires des Ponts et Chaussées disposent (1979) de sondes de 25 mm de diamètre et 0,40 m de longueur (fig. B.18) ou de 46 mm de diamètre et 1 m de longueur.

Le diamètre du forage a ici moins d'importance.

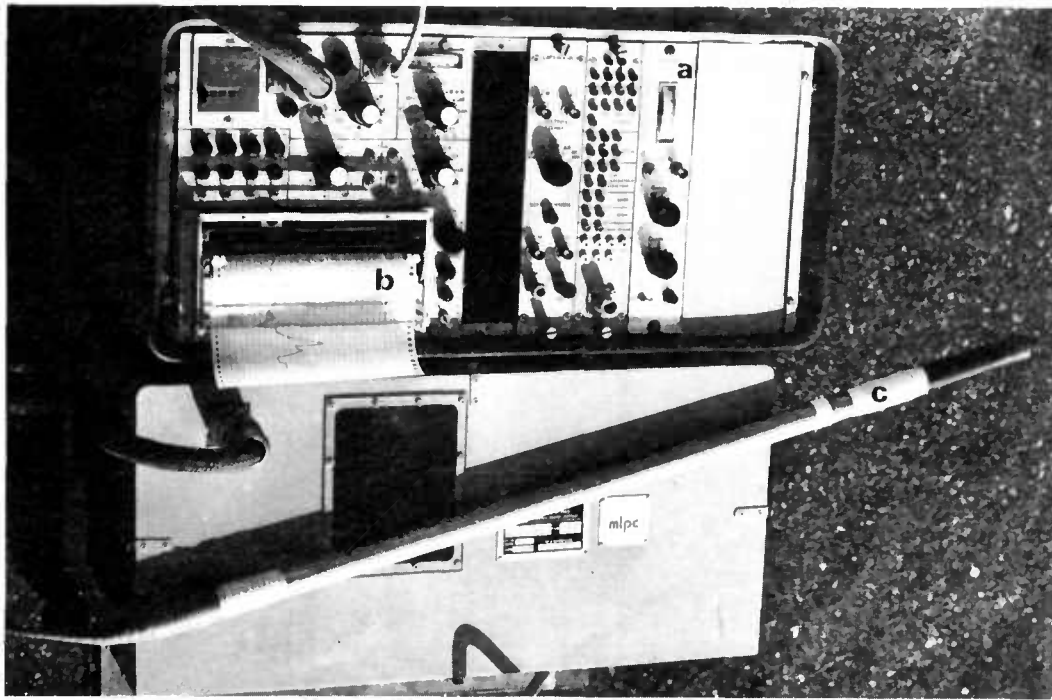


Fig. B.18. — Matériel pour enregistrement RAN.  
 a) Tiroir pour le traitement du signal.  
 b) Enregistrement graphique.  
 c) sonde de radio-activité naturelle.

## 10. ESSAIS DE LABORATOIRE

On rappellera pour mémoire les essais de laboratoire effectués sur les sols, la maçonnerie ou les liants :

- essais d'identification,
- granulométrie (renseignement important pour définir les injections),
- essais mécaniques.

Les essais mécaniques nécessitent en général des échantillons aussi peu remaniés et altérés que possible au cours des opérations de prélèvement et de manutention.

## 11. DIAMETRES DES FORAGES ET ESSAIS EN PLACE

Le tableau ci-contre récapitule les diamètres des forages nécessaires pour les sondages de reconnaissance, et compatibles avec l'exécution d'essais en place.

Tableau récapitulatif des diamètres des forages pour les sondages de reconnaissance et l'exécution d'essais en place

	<i>Diamètres courants des forages et conditions particulières</i>
Forages destructifs	gamme courante de 60 à 110 mm environ
Forages carottés	diamètre > 100 mm pour prélever des échantillons dans la maçonnerie
Inspection par caméra	diamètre 65 mm minimum
Essais d'eau	diamètres courants : 86 et 116 mm ; autres : adapter les obturateurs
Pressiomètre	60 à 66 mm pour la sonde $\varnothing$ 58 mm 46 à 52 mm pour la sonde $\varnothing$ 44 mm
Pénétrömètre statique	36 à 45 mm : le forage est fait par le pénétrömètre lui-même
Pénétrömètre dynamique	60 à 70 mm : le forage est fait par le pénétrömètre lui-même
Diagrammes nucléaires : — $\gamma$ — $\gamma$ — neutron-neutron — radioactivité naturelle	diamètre du forage compris entre 70 et 90 mm maximum : diamètre $\geq$ à 50 mm

**Page laissée blanche intentionnellement**



## Sommaire

1. Détermination de la poussée horizontale à la clé .....	85
1.1. Méthode graphique	
1.2. Equations d'équilibre	
2. Construction de la ligne des centres de pression .....	86
2.1. Méthode graphique	
2.2. Equations d'équilibre	
3. Efforts appliqués aux appuis .....	86

Pour étudier la stabilité d'une voûte et pour apprécier les efforts transmis par une voûte à un appui, on peut utiliser la méthode de l'épure de Méry. De façon traditionnelle, elle consiste à tracer (ou à calculer) une ligne de centres de pression passant par des points fixés à l'avance.

Par exemple :

- dans le cas d'une voûte symétrique chargée symétriquement, ces points de passage imposés sont le tiers central supérieur de la section de clé et les tiers centraux inférieurs des sections des reins ou des naissances (suivant les différents auteurs) ;
- dans le cas d'une voûte chargée dissymétriquement, ces points de passage imposés sont le milieu de la section de clé, le tiers central inférieur de la section des reins ou de la naissance du côté « chargé », le tiers central supérieur de la section des reins ou de la naissance du côté « non chargé ».

Les actions qui s'exercent sur cette voûte sont, selon les errements usuels :

- d'une part,
  - le poids propre de la voûte,
  - la pression du remblai que l'on suppose verticale en chaque point et égale au poids de la tranche de remblai surmontant la voûte,
  - les surcharges : seules sont considérées ici les surcharges verticales ;
- d'autre part, les réactions  $R_D$  et  $R_G$  des appuis dont les points d'application sur les sections des naissances sont imposés si les points de passage imposés sont dans ces sections.

La voûte est déclarée stable sous ce chargement si la ligne des centres de pression calculée comme il est indiqué ci-dessous reste à l'intérieur du tiers central de la voûte et si les contraintes de compression résultant de cette ligne sont admissibles.

Nous ne traiterons ici que le problème d'une voûte symétrique chargée symétriquement, les autres étant résolus de façon analogue.

## 1. DETERMINATION DE LA POUSSEE HORIZONTALE A LA CLE

On considère la demi-voûte de droite.

Sur la section de clé s'exerce un effort normal  $N$ , un effort tranchant  $T$  et un moment fléchissant  $M$ .

- par raison de symétrie  $T = 0$
- on pose  $N = H$  (poussée horizontale de la voûte)

- puisque le point de passage de la résultante est imposé dans cette section,  $M = Ne/6$ .

Pour déterminer les inconnues  $H$  et  $R_D$ , il suffit d'écrire l'équilibre de la demi-voûte de droite, soit par une méthode graphique, soit par le calcul.

### 1.1. METHODE GRAPHIQUE (fig. C.1)

Les trois forces  $\vec{H}$ ,  $\vec{F}$  et  $\vec{R}_D$  sont concourantes et leur somme est nulle.

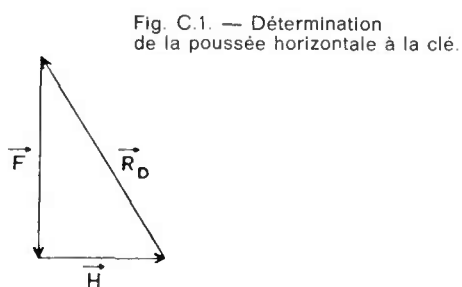
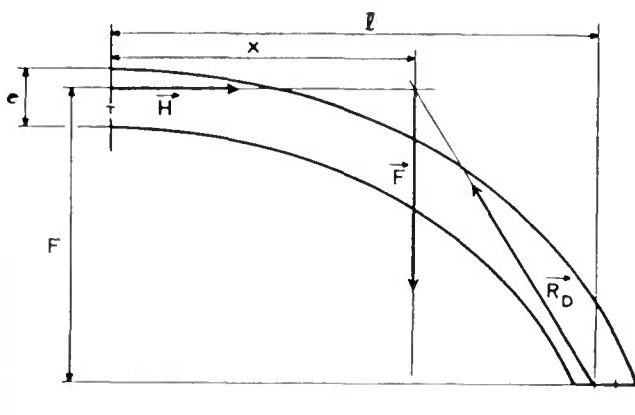


Fig. C.1. — Détermination de la poussée horizontale à la clé.

## 1.2. EQUATIONS D'EQUILIBRE

— Résultante nulle :

$$\vec{R}_D = \vec{R}_{DH} + \vec{R}_{DV}$$

alors,  $H = -R_{DH}$   $F = -R_{DV}$

— Moment nul :

$$Hf - F(l - x) = 0$$

$$\text{soit } H = \frac{F(l - x)}{f}$$

## 2. CONSTRUCTION DE LA LIGNE DES CENTRES DE PRESSION

On divise la demi-voûte en  $n$  voussoirs, les « joints » séparant ces voussoirs étant normaux à l'intrados de la voûte.

### 2.1. METHODE GRAPHIQUE

Soit un joint  $i$  et  $\vec{F}_i$  la résultante verticale des actions s'exerçant sur les voussoirs situés entre le joint de clé et le joint  $i$ . La résultante des forces s'exerçant sur le joint  $i$  est  $\vec{R}_i = \vec{F}_i + \vec{H}$  d'où la construction graphique très simple du centre de pression  $C_i$  (fig. C.2).

La ligne des centres de pression est la ligne polygonale joignant les points  $C_i$ . On notera que  $\vec{R}_i$  n'est pas tangente à cette ligne.

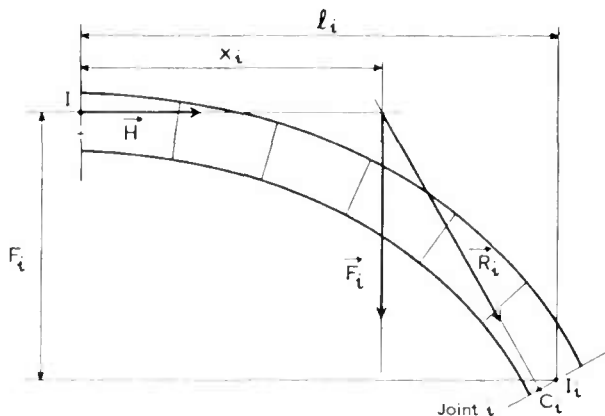


Fig. C.2. — Construction de la ligne des centres de pression.

## 2.2. EQUATIONS D'EQUILIBRE

Soit  $I_i$  le milieu du joint  $i$ . Les équations d'équilibre s'écrivent :

$$R_{Hi} = H \quad R_{Vi} = F_i$$

$$Hf_i - F_i(l_i - x_i) = M_i \quad (\text{moment de } R_i \text{ par rapport à } I_i)$$

Connaissant  $M_i$ , on détermine facilement le point de passage  $C_i$  de la résultante.

## 3. EFFORTS APPLIQUES AUX APPUIS

La méthode de l'épure de Méry donne une valeur possible\* des efforts exercés par une voûte sur un appui pour un chargement donné de cette voûte. Pour étudier la stabilité d'un appui, on recherche donc le cas de charge le plus défavorable. Pour un appui intermédiaire, on étudiera *par exemple* les cas suivants :

- la voûte de droite entièrement surchargée et la voûte de gauche non surchargée ;
- les voûtes adjacentes surchargées par demi-voûte ;
- les voûtes adjacentes entièrement chargées.

Aux efforts transmis par les voûtes s'ajoute le poids propre des piles. On étudie ensuite la stabilité de l'appui de façon classique.

\* Il est clair que cette méthode ne donne qu'une valeur possible de ces efforts étant donné qu'elle ne fait pas intervenir le comportement des matériaux constituant la voûte. En fait, on peut étendre cette méthode et déterminer les valeurs extrémales possibles de ces efforts et conduire un calcul en « fourchette » à partir de ces valeurs (Document SETRA à paraître).





*ANNEXE TECHNIQUE IV*

*Techniques  
de confortement*

## Sommaire

Avertissement .....	89	4.3.1. Choix des techniques et des engins de fonçage	
1. Les aménagements hydrauliques .....	89	4.3.2. Travaux préalables d'extraction ou de destruction des obstacles	
1.1. Contenu des études hydrauliques .....	90	4.3.3. Conduite du fonçage	
1.2. Travaux d'aménagement .....	90	4.3.4. Enclenchement et fonçage des palplanches sous gabarit réduit	
1.2.1. Les radiers		4.4. Succession des phases d'exécution des travaux comportant l'utilisation de palplanches .	108
1.2.2. Les seuils		5. Confortement des fondations par injections .....	113
1.2.3. Autres dispositions		5.1. Choix des produits d'injection .....	113
1.3. Quelques calculs d'érosion du lit .....	92	5.1.1. Les mortiers	
1.3.1. Affouillement local des piles		5.1.2. Les coulis bentonite-ciment	
1.3.2. Affouillement local des culées		5.1.3. Les gels de silice	
1.3.3. Affouillement général		5.2. Etablissement du projet et définition de la mise en œuvre .....	114
1.3.4. Effet d'un rétrécissement du lit		5.2.1. Choix des produits injectés	
1.3.5. Erosion par arrêt des apports solides		5.2.2. Forages d'injection	
2. Travaux effectués par les plongeurs .....	95	5.2.3. Injection du sol de fondation	
3. Protection des appuis par enrochements et matériaux dérivés .....	96	5.2.4. Injection de fondations massives en béton de chaux	
3.1. Utilisation des enrochements et matériaux dérivés .....	96	5.2.5. Injection de la maçonnerie de la base des appuis	
3.2. Dimensionnement des enrochements .....	96	5.3. Contrôles et suivi des travaux d'injection ....	116
3.2.1. Calcul du diamètre moyen des enrochements		5.3.1. Contrôles des produits	
3.2.2. Conditions de filtre		5.3.2. Contrôles sur le chantier	
3.2.3. Epaisseur des protections		5.3.3. Consignes	
3.3. Géométrie des protections - Tapis et talus ..	97	5.3.4. Surveillance de l'ouvrage	
3.3.1. Tapis établi au même niveau ou sous le lit		5.4. Contrôle de l'efficacité des travaux .....	118
3.3.2. Protection par talus en enrochements		5.5. Rémunération des travaux d'injection .....	118
3.4. Surveillance et entretien des protections en enrochements .....	99	6. Réalisation d'un béton sous l'eau .....	119
3.5. Autres matériaux de protection .....	99	6.1. Le béton immergé .....	119
3.5.1. Les gabions		6.1.1. Les composants	
3.5.2. Les moellons liaisonnés au mastic bitumineux		6.1.2. Composition du béton immergé	
3.5.3. Les matelas lestés		6.1.3. Mise en œuvre du béton immergé	
3.5.4. Les cuirasses		6.1.4. Conduite du bécnnage au tube plongeur et à la pompe	
3.5.5. Les sacs en tissu synthétique ou en jute		6.1.5. Conditions à réunir pour réaliser correctement un béton immergé	
3.5.6. Biboules et chaînes de boules		6.2. Le béton réalisé sous l'eau par injection d'un mortier spécial .....	125
3.6. Choix de la nature de la protection. Précautions .....	101	6.2.1. Les composants	
4. Utilisation de palplanches métalliques et de profils dérivés dans le contortement des fondations ....	102	6.2.2. Composition et fabrication du mortier d'injection	
4.1. Principaux types de palplanches et de profils dérivés .....	102	6.2.3. Exécution du béton	
4.1.1. Les palplanches dites à module		6.2.4. Contrôle de l'injection	
4.1.2. Les palplanches dites plates		7. Le comblement de cavités .....	128
4.1.3. Les profils dérivés des palplanches		8. Reprise en sous-œuvre .....	129
4.2. Principales utilisations des palplanches et des profils dérivés .....	102	8.1. Réfection de pieux altérés .....	129
4.2.1. Coffrage		8.2. Exécution d'une nouvelle fondation. Fondations anciennes sur pieux ou caisson ..	130
4.2.2. Rideaux de protection contre l'affouillement		8.2.1. Les micropieux	
4.2.3. Enceinte étanche pour le traitement par injection		8.2.2. Pieux, barrettes ou micropieux extérieurs à l'appui	
4.2.4. Batardeaux pour la mise à sec		8.2.3. Paroi moulée	
4.3. Particularités de mise en œuvre des palplanches .....	105	8.2.4. Batardeau en palplanches	
		8.3. Cas des culées sur sols compressibles .....	131

## Avertissement

Si l'état de nombreux cours d'eau a pu apparaître stationnaire durant plusieurs siècles, les interventions humaines : emprunts de matériaux, barrages, dragages pour les besoins de la navigation, modifications du tracé, curages des petites rivières, urbanisation intense, etc., ont provoqué une mise en évolution accélérée mettant en cause la stabilité des anciens ouvrages de franchissement.

L'ingénieur se doit désormais d'apprécier les changements futurs possibles et d'en tenir compte dans la définition des projets de confortement et dans le choix des moyens. Compte tenu cependant des difficultés d'une appréciation correcte, le choix devra être porté, quand cela est possible, vers une solution mettant l'ouvrage définitivement à l'abri des variations des conditions hydrauliques.

### 1. LES AMÉNAGEMENTS HYDRAULIQUES

On entend par aménagement hydraulique des ouvrages très divers, depuis le mur guideau jusqu'au seuil, modifiant les conditions d'écoulement des eaux aux abords et sous le pont. Certains travaux de confortement des fondations sont aussi des aménagements hydrauliques, comme l'encagement d'une pile par un batardeau s'il y a modification du débouché. Ces aménagements peuvent être utilement envisagés :

— pour supprimer la cause des désordres lorsque ceux-ci sont directement imputables à l'action des eaux, par exemple en cas de déchaussement des fondations du fait de l'approfondissement du lit par érosion régressive ;

— pour assurer la pérennité d'un traitement, en isolant la partie traitée de l'action directe des eaux, par exemple en cas d'injection des alluvions sous la base des appuis.

Dans le chapitre 2.2 de ce guide, « *Désordres préjudiciables aux fondations* », il est indiqué que l'action érosive de l'eau peut résulter de la perturbation locale créée par la présence de l'ouvrage ou être la conséquence d'une évolution générale du cours d'eau. La solution de confortement doit naturellement tenir compte de l'origine des désordres et s'attaquer si possible aux causes. Ainsi, dans le cas d'une évolution générale du cours d'eau, on doit s'efforcer d'enrayer le processus d'érosion. La solution tant technique qu'économique peut être alors un aménagement du cours d'eau plutôt qu'un traitement des ouvrages de franchissement pris isolément.

Lorsque les appuis sont en équilibre précaire, il est de toute manière impératif de procéder à leur confortement. Les aménagements hydrauliques ne sont

que des mesures d'accompagnement qui ne seront exécutées qu'après avoir restitué à l'ouvrage une stabilité suffisante vis-à-vis de l'état de service recherché.

La difficulté essentielle pour la définition d'un projet d'aménagement hydraulique est certainement l'appréciation correcte de l'évolution du cours d'eau et des conséquences des travaux sur l'environnement, compte tenu des multiples interventions et modifications apportées par l'homme à l'heure actuelle : dragages multiples, curage des petits cours d'eau, urbanisation, etc. Face à ces problèmes, le Législateur et l'Administration ont promulgué un certain nombre de textes :

— enquête hydraulique (Décret du 1<sup>er</sup> août 1905 portant règlement d'Administration publique pour l'application de la Loi du 8 avril 1898 sur le régime des eaux ; Décret n° 71-121 du 5 février 1971 relatif aux travaux sur les voies domaniales et dans les ports fluviaux, modifié par le Décret 74-150 du 7 mai 1974) ;

— instruction mixte (Décret n° 55-1064 du 4 août 1955, modifié par le Décret n° 68-1071 du 29 novembre 1968, portant règlement d'Administration publique pour l'application de la Loi n° 52-1265 du 29 novembre 1952 sur les travaux mixtes) ;

— étude d'environnement et étude d'impact (Circulaires n° 75-146 du 24 septembre 1975 et n° 75-186 du 29 décembre 1975 de la DRCR, relatives aux modalités d'établissement et d'instruction des projets routiers. Loi du 10 juillet 1976, relative à la protection de la nature ; Décret n° 77-1141 du 12 octobre 1977 pris pour application de cette loi ; Circulaire n° 78-16 du 23 janvier 1978 relative à la méthodologie applicable pour l'établissement des dossiers d'études d'impact en matière de projets routiers).

Ces textes définissent leurs conditions d'application.

## 1.1. CONTENU DES ETUDES HYDRAULIQUES

Quel que soit l'aménagement envisagé, la première étape des études doit être l'analyse de la morphologie du cours d'eau pour apprécier la stabilité en plan du lit et l'évolution du profil en long.

Suivant les travaux projetés en vue du dimensionnement des ouvrages, il est nécessaire de rassembler un certain nombre de données :

- extension des lits mineur et majeur ;
- courbes de débits ;
- répartition des débits entre les différents lits ;
- profils en travers du cours d'eau ;
- profil en long du cours d'eau ;
- nature des fonds ;
- forme de l'érosion, etc.

Cette recherche doit être doublée d'une vérification scrupuleuse des données.

Pour la plupart des petits ouvrages et des travaux projetés, les lois semi-empiriques d'hydraulique fluviale permettent d'effectuer un dimensionnement acceptable en prenant des coefficients de sécurité représentatifs de la dispersion des résultats expérimentaux. En revanche, pour des projets importants en environnement sensible (problèmes sédimentologiques) ou apportant des modifications appréciables à l'environnement (incidence sur la propagation des crues dans les champs d'inondation), il est nécessaire de procéder à une étude hydraulique sur modèle mathématique, voire sur modèle physique réduit. De telles études sont de la compétence de laboratoires spécialisés.

## 1.2. TRAVAUX D'AMENAGEMENT

Seuls sont examinés ici deux types d'ouvrages : radiers et seuils, souvent préconisés comme solutions.

### 1.2.1. Les radiers

Cet aménagement consistant à recouvrir le fond du lit par un matériau inérodable (ou peu érodable) au voisinage de l'ouvrage est une mesure de protection efficace utilisée depuis de nombreux siècles.

Certains grands ouvrages, principalement sur l'Allier, ont été établis sur un radier général en béton qui constitue de fait le massif de fondation (fig. D.1). Par ailleurs, la solution du radier général (en charpente avec enrochements, en béton ou encore en maçonnerie parfois en forme de voûte inversée) a été employée pour contrebuter les culées de ponts de petite portée fondés sur des terrains de mauvaise qualité. Cela permettait d'éviter le basculement des culées qu'auraient provoqué les déplacements horizontaux des couches compressibles sous la charge des remblais en l'absence de contrebutée. Il faut donc se garder de toute intervention ou démolition inconsidérée de ces anciens radiers ; il faut apprécier leur contribution à la stabilité de l'ouvrage.

L'étude technique doit préciser :

- la cote du radier ;
- sa forme ;
- son extension à l'amont et à l'aval de l'ouvrage (nécessité de dissiper l'énergie de l'eau sur une longueur assez importante pour éviter la formation de fosses d'érosion à l'aval) ;
- les dimensions des rideaux parafouilles amont et aval ;
- les contraintes de chantier.

La protection de ces radiers est assurée par les rideaux parafouilles amont et aval sur lesquels se reportent les affouillements. Le bon état et l'efficacité de ces rideaux doivent être surveillés et entretenus car l'affouillement du radier peut être rapidement suivi de la mise en péril, voire de la ruine de l'ouvrage, comme en témoigne le cas suivant. Cet ouvrage séculaire était protégé par un radier général quand des travaux de recalibrage du fleuve ont été effectués en aval du pont en augmentant la section d'écoulement par entaillage des berges ; cet aménagement a entraîné une érosion régressive qui provoqua la rupture du radier général, suivie de la ruine de l'ouvrage.

L'existence éventuelle de sous-pressions doit être examinée ; on peut alors être conduit à réaliser des événements de décharge en partie aval.

De nombreux radiers anciens présentent des désordres importants imputables à l'abrasion par

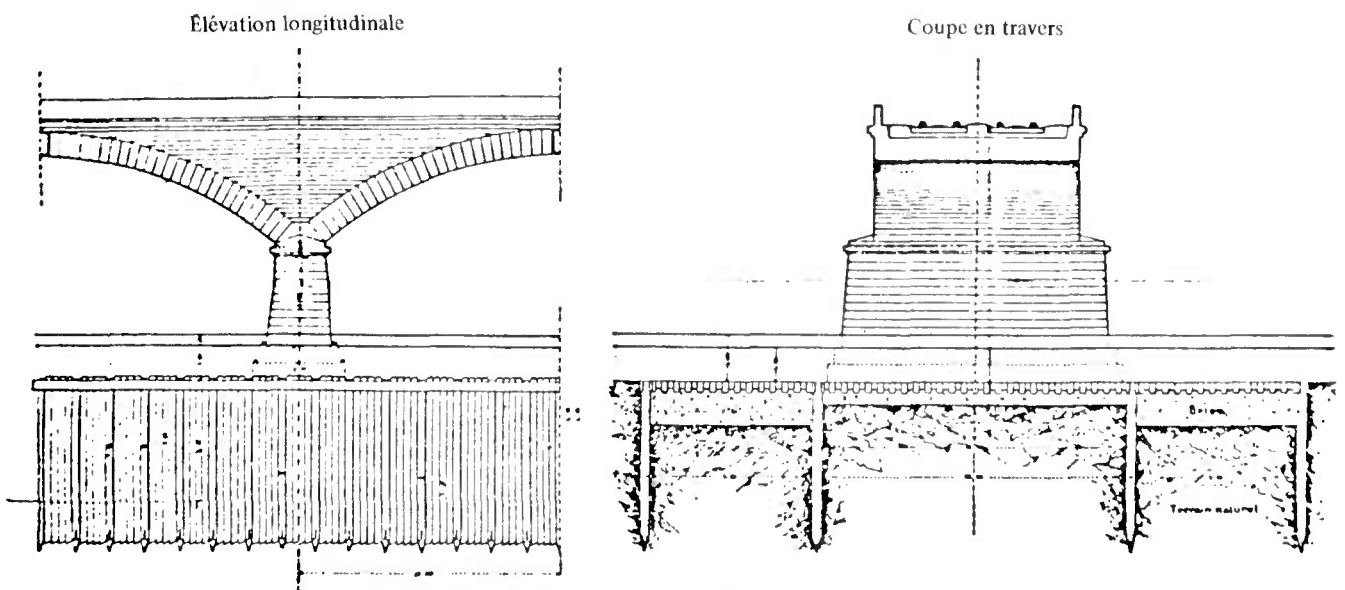


Fig. D.1. — Fondation sur radier général.

le transport solide. Cette médiocre résistance à l'usure est sans doute imputable aux faibles dosages en ciment utilisés. Un meilleur comportement peut être attendu en employant des bétons présentant des caractéristiques mécaniques élevées et une bonne compacité.

L'abrasion dans le cas des cours d'eau torrentiels peut être très intense et nécessite alors l'adoption de dispositions ou de matériaux particuliers.

En vue de protéger les fondations des appuis de l'action directe des eaux, la solution du radier général offre, quand elle est possible, certains avantages par rapport au batardage individuel des appuis :

- meilleur écoulement des eaux sous l'ouvrage,
- linéaire de rideau généralement plus faible,
- exécution plus aisée en supprimant le battage sous les voûtes.

Elle présente cependant l'inconvénient de fixer définitivement le profil en travers, ce qui peut être rédhibitoire.

### 1.2.2. Les seuils

La construction d'un seuil à l'aval de l'ouvrage est une solution permettant de stabiliser le fond moyen du lit et la ligne d'eau au droit du pont. Cet aménagement, intéressant dans les situations d'érosion régressive, déplace les problèmes d'érosion du pont au seuil. Cependant, cette solution ne supprime pas l'affouillement local des appuis et l'affouillement général en période de crues (fig. D.2).

Les caractéristiques du seuil :

- position par rapport à l'ouvrage,
- cote supérieure,
- configuration géométrique,
- choix des matériaux,

doivent être définies en fonction du cours d'eau.

Ainsi, la cote du seuil doit être un compromis entre les cotes d'eau en crue et le niveau nécessaire à l'engravement du lit et à la protection des fondations. Il convient en effet de rechercher au maximum la conservation des cotes de crues naturelles, c'est-à-dire avant érosion du lit.

Pour assurer la dissipation de l'énergie de la lame d'eau passant sur le seuil, il est d'usage de réaliser un radier de longueur trois fois la hauteur du seuil, éventuellement protégé par un rideau parafouille. Si la longueur du radier à l'aval du seuil s'avère trop courte, on peut prévoir à l'aval une zone d'enrochements que l'on entretient au fur et à mesure des érosions, de manière à maintenir autant que possible une cote acceptable pour le lit à l'aval de cet aménagement.

La taille des blocs de protection est choisie en fonction de la crue de projet retenue. La stabilité du seuil, en phase de construction, si une crue accidentelle survient, est également à examiner.

Comme signalé plus haut, la réalisation du seuil reporte les problèmes d'érosion du pont sur le seuil lui-même. Il est clair que l'érosion régressive ne sera pas arrêtée à l'aval du seuil par cet aménagement. Dans certains cas, il sera alors nécessaire d'envisager la mise en place d'autres seuils du même genre à l'aval de manière à fixer le profil en long du lit.

Dans certains cas, des ouvrages annexes seront à prévoir pour permettre le passage d'embarcations et celui des poissons (échelles).

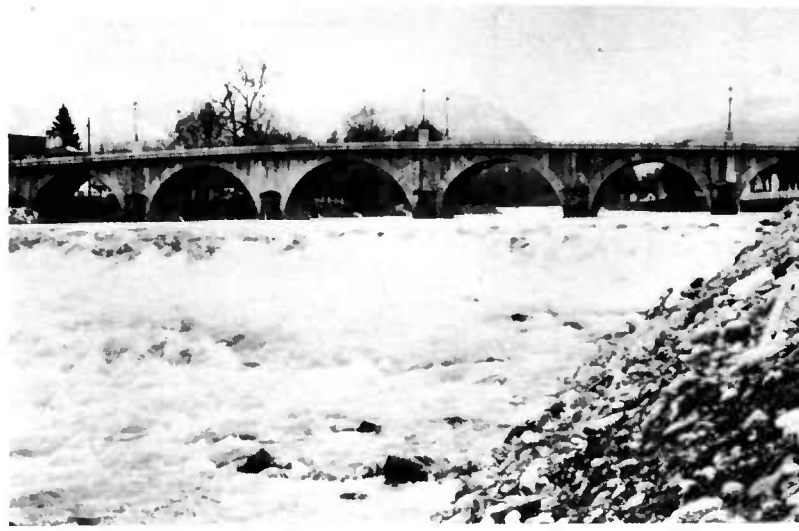


Fig. D.2. — Pont de Nay - Le seuil et l'ouvrage.

### 1.2.3. Autres dispositions

Les radiers et les seuils ne sont pas les seuls aménagements pouvant améliorer les conditions d'écoulement sous les ouvrages et limiter l'érosion.

Citons entre autres :

- les murs guideaux destinés à favoriser un meilleur entonnement de l'eau sous l'ouvrage. Pour être efficaces, il est nécessaire qu'ils aient une longueur minimale de l'ordre de 50 m. Il faut ici prévoir une protection des talus par des enrochements et un raccordement aux culées sans discontinuité géométrique (fig. D.3) ;
- les panneaux de fond destinés à fixer la position des chenaux ;
- l'endiguement, les épis, etc. ;

le choix étant à définir après une étude hydraulique appréciant les effets indirects de l'aménagement sur l'environnement.

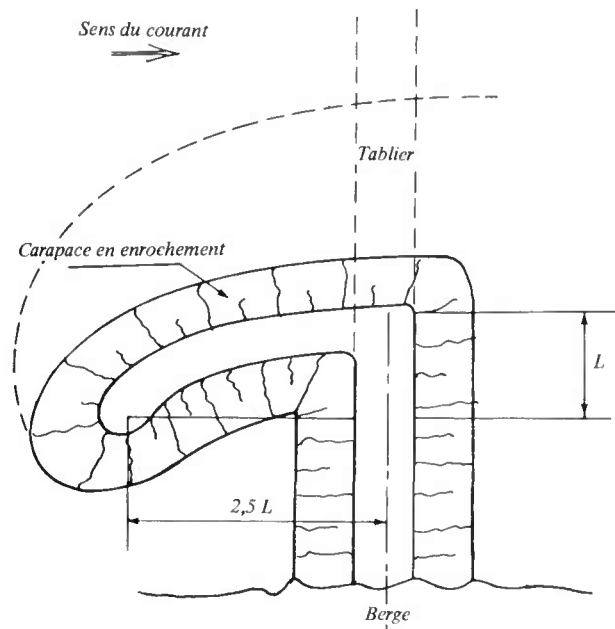


Fig. D.3. — Mur guideau.

### 1.3. QUELQUES CALCULS D'ÉROSION DU LIT

Les paragraphes suivants présentent quelques relations semi-empiriques ou théoriques d'hydraulique fluviale permettant au projeteur d'apprécier des ordres de grandeur au stade des avant-projets. Il convient cependant de ne pas se fier les yeux fermés aux résultats numériques :

- en s'appuyant sur les résultats des observations ;
- en analysant scrupuleusement les données recueillies ;
- en tenant compte des particularités locales et de tout élément traduisant un écart entre la réalité et le modèle théorique ayant servi à l'établissement des formules (lits multiples, profils géologiques stratifiés, etc.) ;
- en comparant les résultats aux usages locaux (règle des 10 m du Rhône, quadruple du marnage...).

On ne saurait trop recommander au projeteur de s'attacher les conseils de spécialistes avant la définition du projet détaillé pour l'appréciation notamment de la validité des modèles simplifiés utilisés.

#### 1.3.1. Affouillement local des piles

##### 1.3.1.1. Cas des sols sans cohésion

Dans un état des connaissances\* (1977), Breusers, Nicollet et Shen proposent l'expression suivante pour le calcul de la profondeur d'affouillement :

$$\frac{d_s}{b} = 2 \cdot th \left( \frac{d_o}{b} \right) \times f_1 \left( \frac{\bar{U}}{\bar{U}_c} \right) f_2 \times f_3 \left( \alpha, \frac{l}{b} \right)$$

où :

- $d_s$  : profondeur de l'érosion (m)
- $b$  : largeur de la pile (m)
- $th$  : tangente hyperbolique
- $l$  : longueur de la pile (m)
- $\alpha$  : angle d'attaque de l'écoulement avec l'axe de la pile (degré)
- $d_o$  : hauteur d'eau (m)
- $\bar{U}$  : vitesse moyenne de l'écoulement non perturbé par la présence de la pile (m/s)
- $\bar{U}_c$  : vitesse critique de début de charriage continu du matériau du lit (m/s)
- $\bar{U}_c \approx 1,54 D^{0,3} d_o^{0,2} g^{0,5}$  (m)
- $D$  : diamètre moyen du matériau du lit (diamètre correspondant à 50% de passant) (m)
- $g$  : 9,81 m/s<sup>2</sup>
- $f_1, f_2, f_3$  : fonctions prenant les valeurs suivantes

$$f_1 \left( \frac{\bar{U}}{\bar{U}_c} \right) = \begin{cases} 0 & \text{pour } \frac{\bar{U}}{\bar{U}_c} \leq 0,5 \\ (2 \frac{\bar{U}}{\bar{U}_c} - 1) & \text{pour } 0,5 \leq \frac{\bar{U}}{\bar{U}_c} \leq 1,0 \\ 1 & \text{pour } \frac{\bar{U}}{\bar{U}_c} \geq 1,0 \end{cases}$$

$f_2$  : fonction de la forme

- $f_2 = 1,0$  piles circulaires ou arrondies
- $f_2 = 0,75$  formes hydrodynamiques
- $f_2 = 1,30$  piles rectangulaires

$f_3$  : fonction de l'angle d'attaque de l'écoulement (fig. D.4).

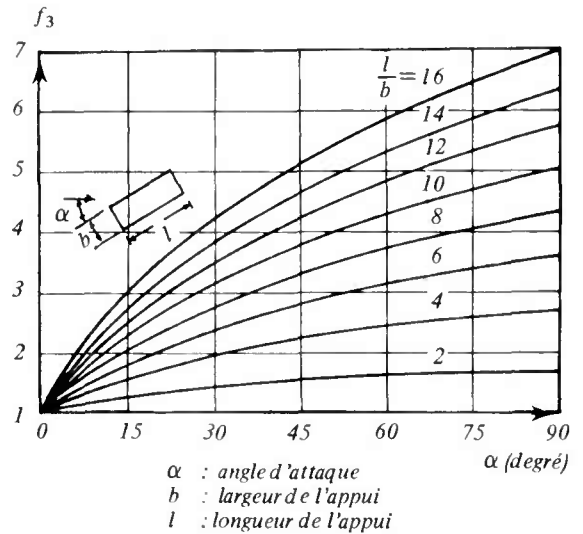


Fig. D.4. — Affouillement local. Influence de l'angle d'attaque de l'écoulement.

#### Exemple

- $b = 2$  m
- $l = 10$  m
- $\alpha = 15^\circ$
- $d_o = 4$  m
- $D = 10^{-2}$  m
- $\bar{U} = 1,2$  m/s

$$\bar{U}_c = 1,54 \times 10^{-0,6} \times 4^{0,2} \times 9,81^{0,5} = 1,60 \text{ m/s}$$

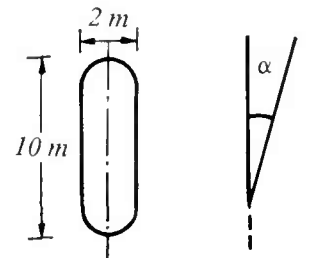
$$\frac{\bar{U}}{\bar{U}_c} = 0,75 \rightarrow f_1 = 0,5$$

forme arrondie  $\rightarrow f_2 = 1$

$$\frac{l}{b} = 5 \text{ et } \alpha = 15^\circ \rightarrow f_3 = 1,65$$

$$\rightarrow \frac{d_s}{b} = 0,50 \times \left[ 2 \cdot th \left( \frac{4}{2} \right) \right] \times 1 \times 1,65 = 1,60$$

$$\rightarrow \text{profondeur d'affouillement } \boxed{d_s = 3,2 \text{ m}}$$



##### 1.3.1.2. Cas des sols cohérents

A l'heure actuelle (1979), aucune corrélation n'a été établie pour l'estimation de l'affouillement des sols cohérents. Le projeteur observera l'action du cours d'eau et s'inspirera des usages locaux.

##### 1.3.2. Affouillement local des culées

La profondeur maximale  $Y_s$  d'affouillement à l'amont des culées (fig. D.5) peut être estimée par la formule empirique suivante :

$$Y_s = 0,73 \frac{q^{2/3}}{D^{1/6}} \quad (\text{Vigoureux-Laraichi})$$

où :

$q$  : débit par unité de largeur dans la section rétrécie (m<sup>3</sup>/s)

$D$  : diamètre moyen du sédiment (m)

\* Journal de recherches hydrauliques 15 (1977), n° 3, p. 211-252.

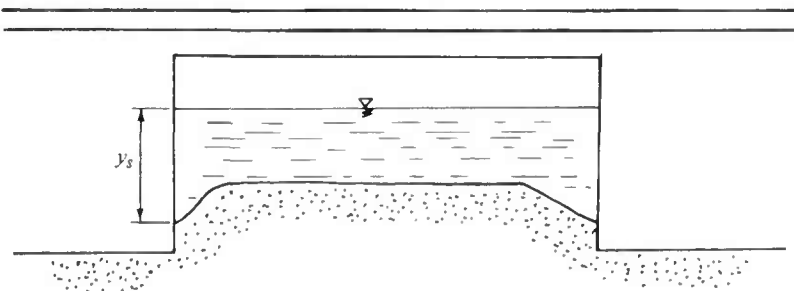


Fig. D.5. — Affouillement local au pied d'une culée.

### 1.3.3. Affouillement général

A l'heure actuelle, il n'existe pas de méthode très satisfaisante pour apprécier la profondeur d'affouillement en période de crue.

A défaut de mesures en place, M. Cambefort propose d'évaluer la cote du fond du lit minimale en retranchant à la cote du plan d'eau de la crue maximale, la valeur  $H$  donnée par la figure D.6, en prenant pour largeur du plan d'eau l'écartement moyen des berges ou des digues de protection, et non celle des champs d'épandage de la crue.

Il s'agit là d'une courbe-enveloppe des données recueillies par M. Larras, sans distinction sur la morphologie du cours d'eau et la nature des matériaux du lit.

Une telle méthode ne peut donc donner qu'un ordre de grandeur, probablement très majorant dans certains cas, de la cote du fond, cote qu'il est par ailleurs bien difficile de mesurer en période de crue du fait de la saltation intense à laquelle sont soumis les éléments fins en particulier. Cependant il semble bien, eu égard à un certain nombre de levés effectués avec beaucoup de précautions sur des cours d'eau à sédiments fins ( $D < 1 \text{ mm}$ ), que la cote des fonds non mobilisés, en période de crue, par le courant puisse descendre localement à des valeurs  $H$  (sous le plan d'eau) voisines de celles données par la formule :

$$H = 0,73 \frac{q^{2/3}}{D^{1/6}}$$

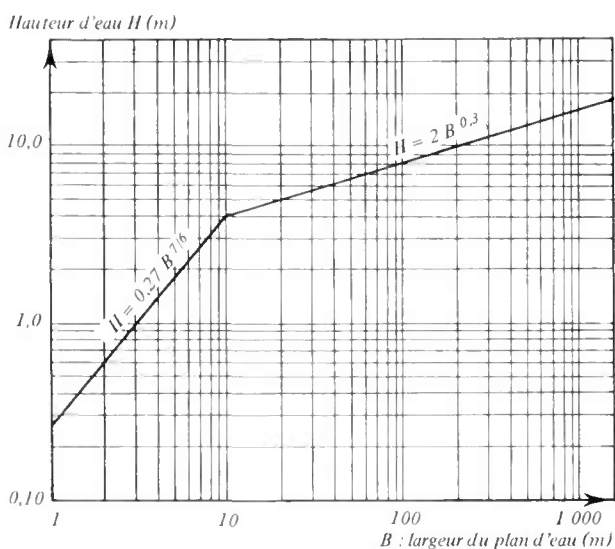


Fig. D.6. — Corrélation entre la hauteur d'eau et la largeur du plan d'eau (J. Larras).

Ces levées ont montré en tout cas très nettement la différence considérable entre le profil en travers obtenu en étiage et celui levé en crue, et mis en évidence qu'entre ces deux profils existe une couche de sédiments « en saltation » pendant les périodes de crue, qui n'a aucune qualité mécanique pour la stabilité mécanique des ouvrages implantés en rivière.

### 1.3.4. Effet d'un rétrécissement du lit

Dans le cas de cours d'eau affouillables, un rétrécissement du lit (fig. D.7) va entraîner une érosion du lit, maximale à la sortie. M. Ramette\* propose de calculer cet approfondissement par l'expression suivante :

$$\Delta H = H_0 \left[ \left( \frac{L_0}{L_1} \right)^{2/3} - 1 \right]$$

S'il y a au contraire élargissement, l'érosion se situe cette fois en amont. L'approfondissement est donné de la même façon par :

$$\Delta H = H_0 \left[ 1 - \left( \frac{L_0}{L_1} \right)^{2/3} \right]$$

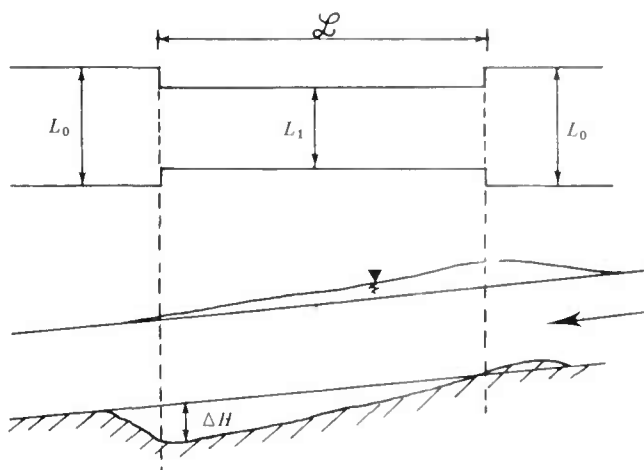


Fig. D.7. — Effet d'un rétrécissement.

### 1.3.5. Erosion par arrêt des apports solides

D'après M. Ramette\*, le blocage du débit solide (barrage, extractions de matériaux) entraîne une érosion se propageant vers l'aval tendant à donner au lit une pente suffisamment faible pour que la capacité de charriage soit annulée (fig. D.8).

\* Cours d'eau sauvages. Cours d'eau aménagés. M. Ramette, Rapport EDF E 40/79.10.

\* Document déjà cité.

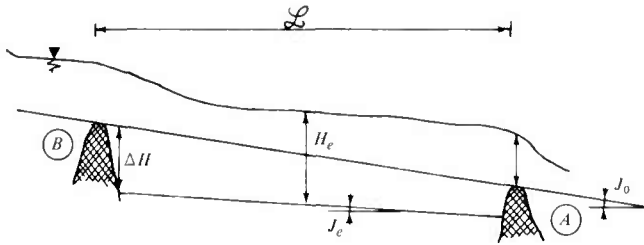


Fig. D.8. — Erosion du lit entre deux points durs, due à un arrêt des apports solides de l'amont.

Entre deux points durs, si les conditions aux limites en aval permettent l'apparition d'un écoulement critique sur le point dur aval (A), le creusement maximal  $\Delta H$  au pied du point dur amont (B) après stabilisation est donné par :

$$\Delta H = H_e - \frac{3}{2} H_c + (J_0 - J_c) L$$

où :

$L$  : distance entre points durs (m)

$J_0$  : pente initiale

$J_c$  : pente à l'équilibre

$H_c$  : tirant d'eau critique au point A (m)

$$H_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$H_e$  : tirant d'eau à l'équilibre (m)

$J_c$  et  $H_e$  étant donnés par les expressions :

$$\begin{aligned} J_c &= 0,53 q^{-0,86} D^{1,43} \\ H_e &= 0,15 q^{0,86} D^{0,43} \end{aligned}$$

$q$  : débit par unité de largeur ( $m^3/s$ )

$D$  : diamètre moyen des matériaux du lit (m)

(formules établies pour un coefficient de rugosité  $k_s = 32$ , valeur acceptable en première approximation pour la plupart de nos cours d'eau de plaine).

**Exemple :**

$$Q = 420 \text{ m}^3/\text{s} \quad L = 100 \text{ m} \quad H_0 = 3 \text{ m}$$

$$J_0 = 5.10^{-4} \quad D = 10^{-2} \text{ m} \quad \mathcal{L} = 2000 \text{ m}$$

$$q = \frac{Q}{L} = 4,2 \text{ m}^3/\text{s} \quad H_c = \sqrt[3]{\frac{4,2^2}{9,81}} = 1,22 \text{ m}$$

pente à l'équilibre

$$J_c = 0,53 \times 4,2^{-0,86} \times 10^{-2 \times 1,43} = 2.10^{-4}$$

tirant d'eau à l'équilibre :

$$H_e = 0,15 \times 4,2^{0,86} \times 10^{-2 \times 0,43} = 3,73 \text{ m}$$

approfondissement en B :

$$\Delta H = 3,73 - \frac{3}{2} \times 1,22 + 3 \times 10^{-4} \times 2000$$

$$\Rightarrow \Delta H = 2,50 \text{ m}$$



## 2. TRAVAUX EFFECTUES PAR LES PLONGEURS

Les possibilités offertes par le recours aux plongeurs sont très étendues à la fois pour l'examen des parties immergées d'ouvrages et pour les travaux de confortement.

### 2.1. CONDITIONS GENERALES DE TRAVAIL

Elles sont maintenant largement réglementées par le Décret n° 74-725 du 11 juillet 1974, relatif « aux mesures particulières de protection applicables sur les chantiers ou établissements dans lesquels les travaux sont exécutés par des scaphandriers sous des pressions supérieures à la pression atmosphérique », ainsi que les arrêtés d'application des 30 septembre 1974, 1<sup>er</sup> octobre 1974, 2 octobre 1974, 3 octobre 1974, 4 octobre 1974, 5 octobre 1974, 30 avril 1976, 14 mars 1977 et 6 mai 1977. L'ensemble de ces textes est regroupé dans un bulletin officiel du ministère du Travail : fascicule spécial n° 79-48 bis intitulé « Mesures particulières de protection applicables aux scaphandriers ». Cette réglementation fait apparaître un certain nombre de limitations et d'obligations importantes, parmi lesquelles :

- le temps de séjour dans l'eau est limité, décompression comprise, à trois heures par vingt-quatre heures ;
- des équipements particuliers doivent être utilisés en cas de température inférieure à 10 °C ;
- le temps de séjour dans une eau de température inférieure à 5 °C sans équipement chauffant est limité à deux heures ;
- obligation d'avoir un caisson de recompression équipé de sas lorsque les plongées nécessitent des paliers de décompression ;
- interdiction de plongée dans des courants de vitesse supérieure à un mètre par seconde (dans certains cas, des rideaux de protection peuvent être mis en place pour permettre le travail des plongeurs) ;
- les scaphandriers doivent travailler en équipe de deux au minimum, et de trois dans le cas d'emploi sur le chantier de matériel autre que les équipements de plongée.

Il est important de connaître ces contraintes dictées par la sécurité car elles peuvent avoir une incidence notable sur les cadences de travail, sur le coût des prestations et sur les possibilités d'intervention. A noter que les plongeurs peuvent opérer à grande profondeur : 40 m et au-delà.

### 2.2. MOYENS VIDEO

L'utilisation du magnétoscope permet l'enregistrement des visites sur un support durable ; elles peuvent ainsi être visualisées et commentées autant de fois qu'il est nécessaire. L'enregistrement des liaisons phoniques est également important.

## 2.3. INSPECTIONS D'OUVRAGES TERMINEES OU DE TRAVAUX EN COURS

Les visites subaquatiques prévues par la Recommandation CTOA p. 614 du 24 septembre 1978 : Relevés des maçonneries, des enrochements, du fond du lit, etc., peuvent être complétées dans certains cas grâce à l'utilisation de matériel spécialisé : ponton léger équipé de modules démontables, équipé d'une pelle mécanique, pelle pouvant évoluer dans des profondeurs de 3 m d'eau et permettant d'effectuer des sondages à proximité immédiate des appuis.

### 2.4. TRAVAUX DE CONFORTEMENT

Les plongeurs peuvent être employés pour l'exécution et le contrôle de nombreux travaux de génie civil sous l'eau, parmi lesquels on peut citer :

- la mise en place de palplanches autour des appuis,
- la perforation profonde et l'injection,
- le bétonnage de cavités dans les maçonneries,
- le remplissage de cavernes dans les massifs de fondation,
- la consolidation de fondations sur pieux,
- le bouchage de fissures,
- la pose d'enrochements,
- la confection sous l'eau d'enrochements gabionnés,
- le découpage et le soudage sous l'eau,
- le pétardement sous l'eau,
- etc.

### 2.5. OUTILLAGE POUR LE TRAVAIL DANS L'EAU

Les équipements et outillages qui peuvent être employés par les plongeurs pour les travaux effectués dans l'eau sont d'une grande variété ; on peut citer entre autres :

- motopompe (pour nettoyage au jet d'eau),
- brise-béton (déroctage),
- marteau-piqueur (abattage),
- perforatrice,
- meuleuse (nettoyage),
- perceuse et tirefonneuse,
- suceuse,
- équipement de soudage,
- équipement d'oxycoupage,
- sondeuse pneumatique,
- pistolet pour agrafage,
- scie sous-marine,
- etc.

De nombreux outillages pneumatiques et hydrauliques conçus pour travailler à l'air libre sont aussi utilisables sous l'eau (vibrofonneur, batteur de palplanches, éclateur).

### 3. PROTECTION DES APPUIS PAR ENROCHEMENTS ET MATERIAUX DERIVES

#### 3.1. UTILISATION DES ENROCHEMENTS ET MATERIAUX DERIVES

La protection des appuis contre les affouillements par enrochements est une méthode ancienne et traditionnelle. Elle est efficace si elle est bien réalisée et régulièrement entretenue. Pour les ouvrages anciens, les enrochements font partie de la fondation et participent par leur présence à la stabilité des appuis. C'est le cas en particulier d'ouvrages fondés directement sur le lit de la rivière, ou fondés sur pieux en bois sans encastrement à la base de la pile.

Les enrochements, les gabions ou les matériaux dérivés peuvent être utilisés pour :

- la protection du lit de la rivière contre les affouillements locaux autour des appuis ou contre l'affouillement général ;
- le comblement des fosses d'érosion et des cavités ;
- la protection des perrés et des berges ;
- la protection des appuis contre les chocs des corps flottants ;
- la constitution de seuils ;
- la réalisation de massifs de butée pour maintenir des coffrages pour l'exécution de travaux de réparation.

#### 3.2. DIMENSIONNEMENT DES ENROCHEMENTS

##### 3.2.1. Calcul du diamètre moyen des enrochements

L'affouillement local apparaît pour une vitesse égale à environ la moitié de la vitesse de début de charriage continu du sédiment, quel que soit le diamètre de la pile.

Pour déterminer la dimension des enrochements capables de prévenir toute érosion, on considère qu'il suffit de blocs pour lesquels la vitesse de début de charriage est égale à  $2 V_{\max}$ .

La vitesse maximale  $V_{\max}$  peut, avec une précision suffisante, être évaluée par le calcul de la vitesse moyenne  $Q/S$  de la crue maximale considérée.

La détermination du diamètre des blocs  $\Delta$  est donnée en fonction de la vitesse  $V_c = 2 V_{\max}$  par la formule d'ISBASH :

$$V_c = 1,2 \sqrt{2g \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s} \cdot \Delta}$$

où :

- $\gamma_s$  et  $\gamma$  : sont les poids spécifiques des blocs et de l'eau
- $g$  : l'accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ )
- $V_c$  : exprimé en  $m/s$
- $\Delta$  : le diamètre des blocs, exprimé en  $m$ .

Un filtre inverse est nécessaire sous les enrochements pour éviter l'entraînement des matériaux fins constituant le lit (voir paragraphe 3.2.2).

Le diamètre moyen  $\Delta = \Delta_{50}$  étant déterminé par la formule d'ISBASH, la courbe granulométrique est établie en adoptant entre le diamètre  $\Delta_{15}$  des petits blocs et le diamètre  $\Delta_{85}$  des gros un rapport de l'ordre de 3. On limite à 9 au maximum le rapport entre les plus gros et les plus petits. Une telle granulométrie, assez étalée, permet un enchevêtrement plus aisé des blocs. On choisira de préférence des blocs anguleux.

Dans le cas où les ressources locales ne permettent pas d'obtenir des blocs ayant les dimensions imposées, d'autres solutions sont envisageables *a priori*, telles que des gabions ou des matériaux dérivés comme les tapis synthétiques lestés, les sacs et les cuirasses (cf. § 3.5).

##### 3.2.2. Conditions de filtre

Le matériau du fond du lit est généralement un sédiment fin à grossier qui peut être aspiré par les tourbillons entre les enrochements ; sans filtre intermédiaire, ces derniers s'enfoncent donc progressivement dans le lit.

Ce filtre peut être réalisé, soit par un gravier répondant à certains critères granulométriques, soit par un géotextile.

###### Matériau de filtre en gravier

Si on appelle  $d_{15}$ ,  $d_{50}$  et  $d_{85}$  les diamètres des passants cumulés à 15, 50 et 85 % du matériau de filtre et  $\Delta_{15}$ ,  $\Delta_{50}$ ,  $\Delta_{85}$  les diamètres des passants cumulés à 15, 50 et 85 % des enrochements, la condition de filtre définie par l'organisme U.S. Waterways Experiment Station est :

$$\begin{array}{l} \Delta_{15} < 5 d_{85} \\ 4 d_{15} < \Delta_{15} < 20 d_{15} \\ \Delta_{50} < 25 d_{50} \end{array}$$

L'épaisseur à donner à cette couche de matériau de filtre est de 0,30 à 0,50 m.

Ces conditions ont été établies pour assurer la protection des barrages en terre ; elles correspondent sans doute à des conditions d'écoulement plus défavorables qu'ici. Cependant, aucune autre condition éprouvée n'a été proposée à ce jour pour les problèmes examinés ici.

###### Matériau filtre synthétique

Bien que rarement utilisé à ce jour comme filtre sous les enrochements, il est envisageable de mettre en œuvre un tissu synthétique (géotextile) à l'interface enrochements-sédiments. Son efficacité pour la protection des berges et des canaux a été largement éprouvée.

Suivant la taille des blocs, il y a lieu de disposer une couche de grave intermédiaire sur 0,20 m d'épaisseur pour éviter que les blocs ne déchirent ou poinçonnent le tissu.

Les spécifications auxquelles doivent répondre les tissus synthétiques sont les suivantes :

- courbe granulométrique équivalente théorique du géotextile adaptée à la condition de filtre donnée ci-dessus ;

— perméabilité (porométrie) dix fois plus élevée que celle du sol en place ;

— l'épaisseur du géotextile n'a pas d'importance ; il doit être résistant au poinçonnement pour éviter la déchirure par les blocs.

Le paragraphe 3.5 mentionne d'autres applications des tissus synthétiques.

### 3.2.3. Epaisseur des protections

L'épaisseur à donner aux tapis en enrochements est de trois fois le diamètre moyen des blocs (épaisseur égale à  $3 \Delta_{50}$ ).

L'épaisseur d'un filtre granulaire est de 0,30 m au minimum et au maximum du diamètre moyen des enrochements.

En ce qui concerne les gabions ou les matériaux dérivés, on se reportera au paragraphe 3.5.

## 3.3. GEOMETRIE DES PROTECTIONS TAPIS ET TALUS

Sans donner de règles strictes de dimensionnement géométrique des protections en enrochements, nous indiquons ci-dessous quelques recommandations.

### 3.3.1. Tapis établi au même niveau ou sous le lit de la rivière

Ce cas se rencontre lorsque les enrochements ne participent pas directement à la stabilité de l'appui et ont pour rôle de protéger le sol de fondation contre l'érosion. Le tapis est alors disposé au même niveau ou sous le niveau moyen du lit de la rivière.

En plan, le tapis d'enrochement ou de gabions aura les dimensions suivantes (fig. D.9) :

- trois fois le diamètre de la pile cylindrique,
- deux fois le diamètre de la pile oblongue.

Si la réduction du débouché est suffisamment faible pour que l'on n'observe pas de fosse ou de seuil à l'aval, on peut réduire vers l'aval la largeur du tapis à la valeur d'un diamètre, comptée à partir de l'appui.

Par contre, dans le cas d'un courant oblique et de piles oblongues, il y a lieu de majorer la largeur du tapis.

Les bords des tapis de protection en enrochements, gabions ou en matériaux dérivés, doivent être établis à une profondeur inaffouillable sous le lit de la rivière, ce qui peut conduire à réaliser des terrassements pour y enraceriner les extrémités (fig. D.10).

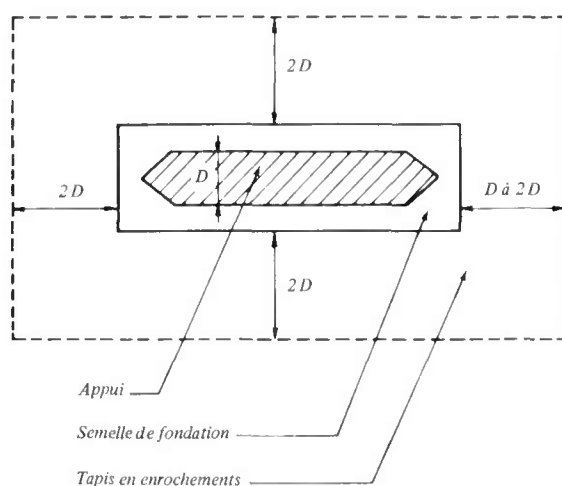
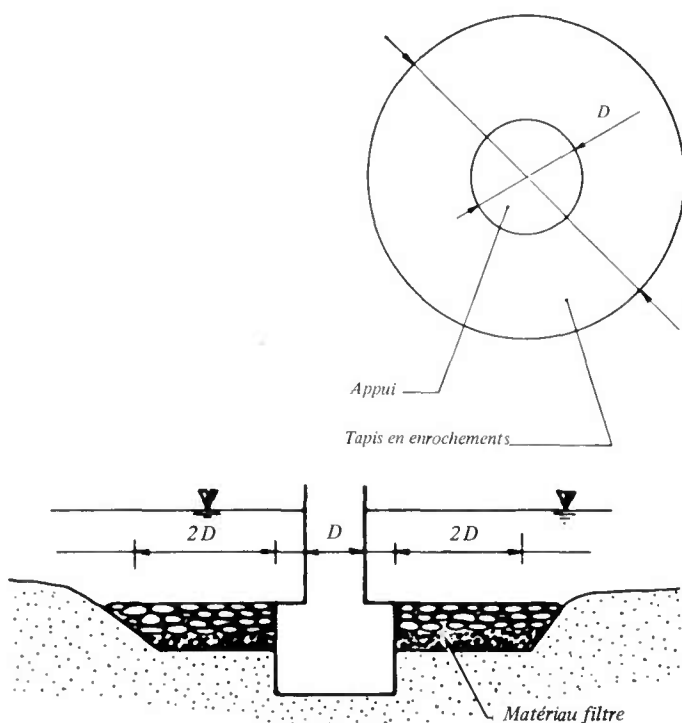


Fig. D.9. — Dimensions d'un tapis d'enrochements établi au niveau du fond du lit.

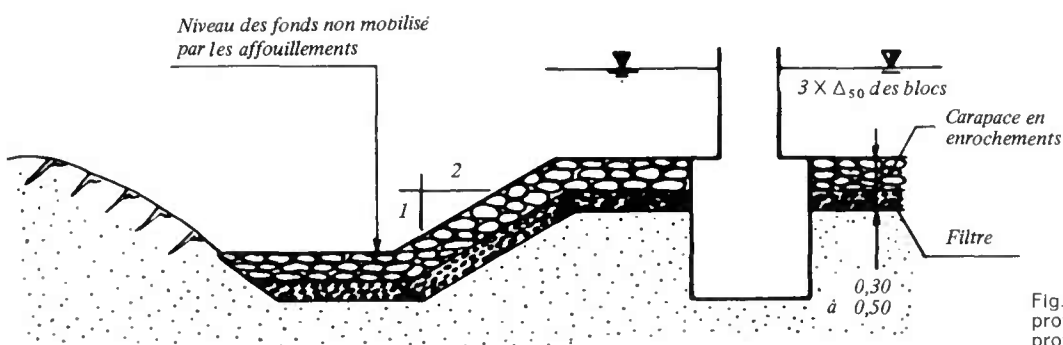


Fig. D.10. — Extrémité d'une protection établie en deçà des profondeurs affouillables.

### 3.3.2. Protection par talus en enrochements

La protection par talus en enrochements se rencontre très fréquemment pour les fondations anciennes, cette disposition étant à éviter pour les ouvrages neufs.

Pour les fondations anciennes, les enrochements ont pour rôle :

- de protéger le lit de la rivière contre les affouillements et les érosions ;
- de donner un encastrement à la fondation et, à ce titre, les enrochements participent à la stabilité de l'ouvrage ;
- de contribuer à la stabilité latérale de l'appui lorsque celui-ci est fondé sur pieux en bois, sans encastrement en tête.

Il est donc impératif de conserver et d'entretenir ces talus en enrochements.

Le pied des talus existants n'est en général jamais enraciné à une profondeur suffisante pour éviter

leur affaissement par affouillement de la périphérie. Les massifs sont le plus souvent simplement établis au niveau moyen du fond du lit. Les terrassements qu'il faudrait envisager pour fixer le pied de ces talus sont généralement à proscrire en raison des risques que présenterait pour l'appui un effondrement de ces protections en cours de travaux. Il faut donc dans ces cas s'en tenir à l'entretien de ces massifs, tout en recherchant néanmoins les aménagements du lit conduisant au meilleur écoulement des eaux sous l'ouvrage. Aussi, lorsque les portées sont faibles, aura-t-on souvent intérêt à réaliser une protection générale du lit sous forme de radier (fig. D.11).

Les pentes des talus à adopter sont de l'ordre de 3/2 (3 de base) à 2/1. Sous les voûtes, il faudra adopter la pente la plus raide de 3/2 et au contraire adoucir la pente en avant et en arrière-bec pour donner un profil hydrodynamique aux talus.

On peut utiliser également une disposition mixte par enrochements et gabions.

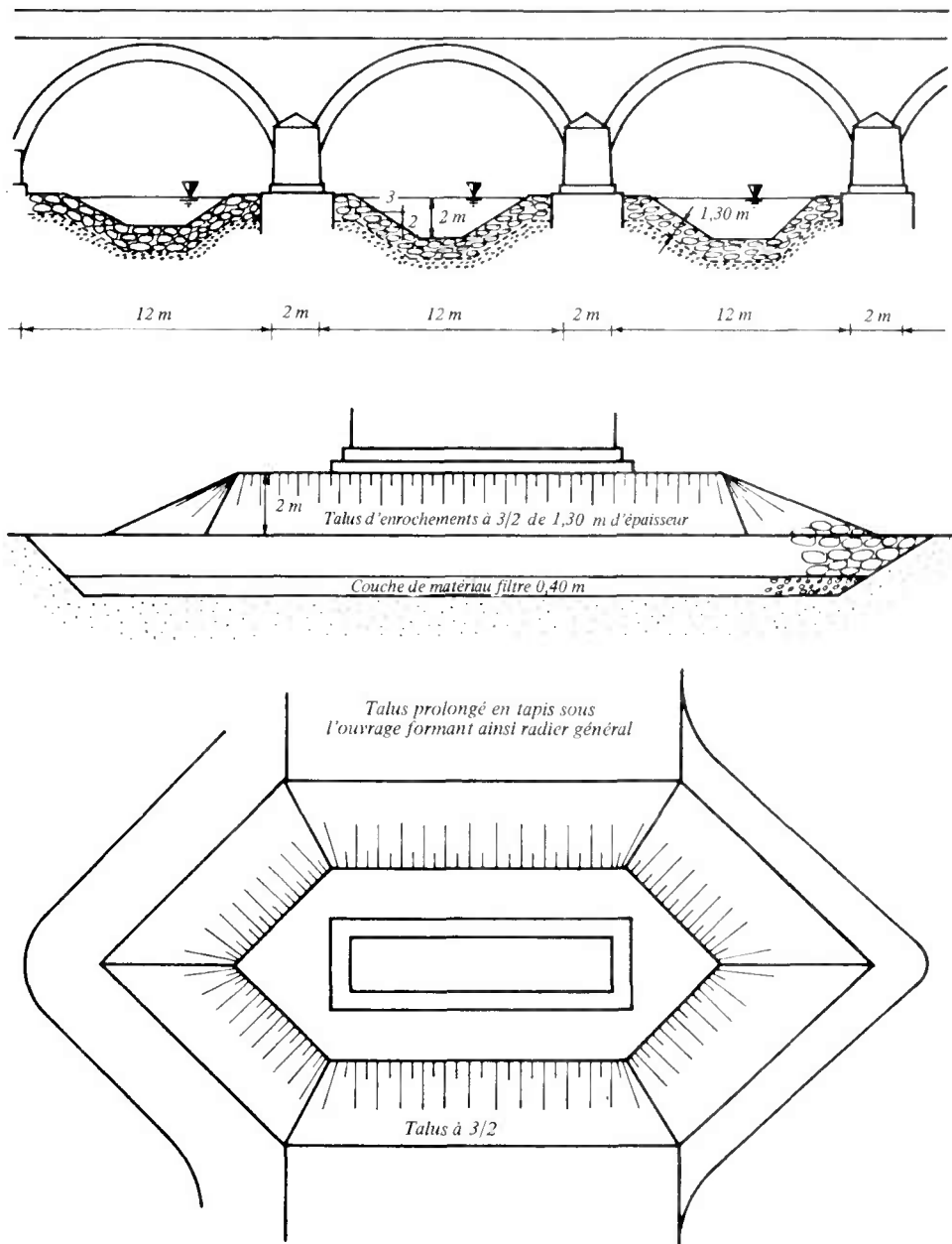


Fig. D.11. — Protection d'un ouvrage ancien par talus d'enrochements.

### 3.4. SURVEILLANCE ET ENTRETIEN DES PROTECTIONS EN ENROCHEMENTS

La surveillance des protections en enrochements consiste à vérifier les cotes, l'état, la continuité et la géométrie de ces protections.

L'entretien, par rechargement, doit être assuré pour tous les ouvrages anciens ainsi protégés.

La cote supérieure des massifs en forme de cône, qu'il convient de maintenir, doit être suffisante pour donner à l'appui l'encastrement assurant sa stabilité. *Ce niveau et l'extension latérale des massifs ne doivent pas être cependant exagérément évalués* car, en réduisant trop le débouché, on augmente considérablement la puissance d'affouillement du cours d'eau. En particulier, des fosses peuvent apparaître à l'aval et entraîner, par érosion régressive, la désorganisation des massifs. Ainsi, lorsqu'il n'y a pas eu approfondissement important du lit depuis la construction de l'ouvrage, la cote à maintenir est en général celle du niveau d'étiage de la rivière.

Le rechargement des talus autour des appuis doit être réalisé par la tête afin de réduire le volume d'enrochements à mettre en œuvre. Si, traditionnellement, les talus étaient rechargés avec des blocs de 30 à 60 kg environ (enrochements « tête d'homme »), on s'efforcera de respecter les recommandations énoncées plus haut qui conduisent souvent à des éléments de plus grande dimension. L'entretien doit être enfin effectué par eaux calmes et les travaux doivent être contrôlés, au besoin à l'aide de plongeurs autonomes.

*Avant de procéder au rechargement des massifs, il faut s'assurer que l'érosion n'a pas créé de cavité sous l'appui.* Dans l'affirmative, il est nécessaire de rétablir au préalable la continuité entre le sol et la base de l'appui. Faute de cela, l'entretien des enrochements ne fera que masquer une situation très dangereuse, d'équilibre précaire, dont l'évolution ne pourra pas être surveillée de l'extérieur.

Lorsque le platelage est débordant ou que la tête des pieux périphériques est dégarnie, il faut éviter de déverser les enrochements directement à leur contact et éviter de surcharger inutilement la fondation.

Dans le cas où une réfection totale de la protection par enrochements s'impose par suite de désordres trop importants, il faut en profiter pour établir un

projet visant à limiter l'ensouillement des blocs et donc réduire les dépenses d'entretien ultérieures. Pour cela, on interposera un matériau filtre entre le lit et les blocs et l'on s'efforcera d'enraciner les extrémités des talus ou tapis (cf. § 3.2). Le fond du cours d'eau sera alors réglé à la forme géométrique adaptée aux protections envisagées. Les terrassements et la mise en œuvre du filtre et des blocs seront effectués en eaux calmes, au besoin à l'abri d'une digue de protection.

### 3.5. AUTRES MATERIAUX DE PROTECTION

Si traditionnellement les enrochements ont été mis en œuvre autour des appuis pour les protéger, il existe à l'heure actuelle d'autres procédés.

#### 3.5.1. Les gabions

Les gabions sont des éléments parallélépipédiques constitués d'une armature métallique grillagée, remplie avec des enrochements de petites dimensions en général (fig. D.12) ; les blocs ne doivent pas être serrés pour que le gabion reste souple.

Les dimensions des gabions commercialisés sont standard (en mètres) :

2 × 1 × 0,50	4 × 1 × 0,50	4 × 1 × 1
2 × 1 × 1	5 × 1 × 0,50	5 × 1 × 1
3 × 1 × 0,50	6 × 1 × 0,50	6 × 1 × 1
3 × 1 × 1		

Ces gabions sont moins lourds que les enrochements de mêmes dimensions, du fait des vides entre les éléments constitutifs. En moyenne, il faut prendre pour diamètre moyen de gabion une fois et demie celui de l'enrochement résistant à la même vitesse de courant. Ainsi, un enrochement de 0,80 m de diamètre moyen, d'un poids unitaire de 700 kg, résistera comme un gabion de 2 × 1 × 0,50, d'un poids unitaire de 1 800 à 2 000 kg.

La mise en œuvre des gabions doit être soignée ; ils ne doivent pas être placés en vrac. Il faut leur préparer une assise plane, située sous le niveau affouillable. Par ailleurs, la présence de plongeurs autonomes est souhaitable pour guider leur positionnement sous l'eau. Si leur mise en œuvre est délicate, leur efficacité est réelle.

Un ouvrage de protection en gabions comprend généralement le massif de fondation et le corps de l'ouvrage (fig. D.13).

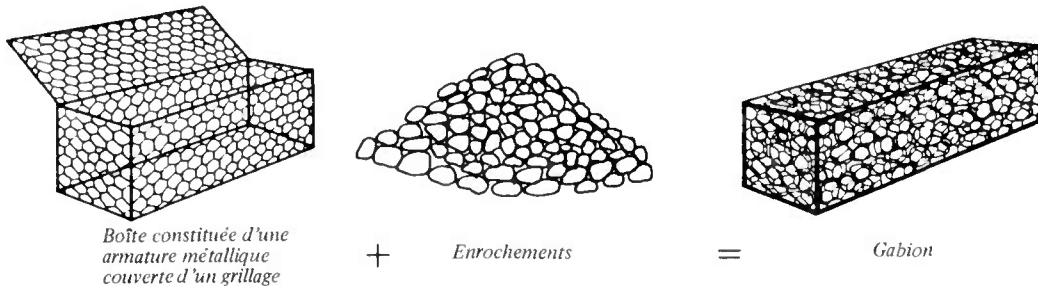


Fig. D.12. Gabion d'enrochements.

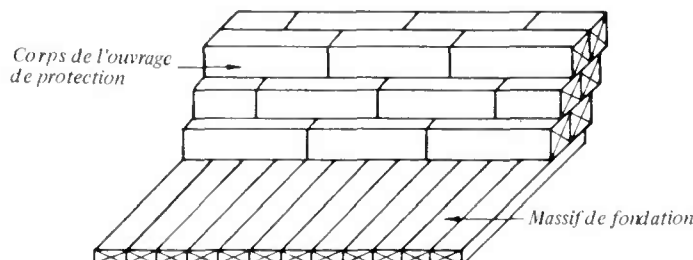


Fig. D.13. Ouvrage de protection en gabions.

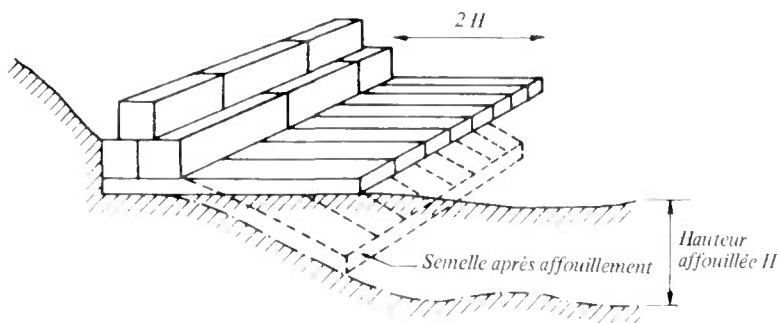


Fig D.14 — Déformation de la semelle d'un ouvrage en gabions après affouillement.

Une caractéristique du gabion est sa déformabilité. Ce matériau épouse les formes du terrain naturel et le suit en cas d'érosion (fig. D.14). La partie débordante par rapport au corps de la protection doit être égale au double de la profondeur d'affouillement possible comptée à partir du niveau de pose.

### 3.5.2. Les moellons liaisonnés au mastic bitumineux

On peut diminuer l'épaisseur de la couche d'enrochements et le diamètre des éléments en utilisant des enrochements liés avec un mastic bitumineux.

Ce procédé, qui permet d'obtenir un revêtement très peu perméable et qui peut supporter des déformations importantes, présente l'inconvénient majeur de ne pas pouvoir être exécuté sous l'eau. En effet, le mastic doit être mis en œuvre à une température élevée (190 à 230°), ce qui conduit à ne travailler que dans un lit asséché.

### 3.5.3. Les matelas lestés

Cette technique moderne est dérivée de celle, très ancienne, des fascinages d'osier ou de roseau pour protéger le fond des rivières et les berges contre l'attaque des courants et des vagues.

Actuellement, il existe divers types de matelas de tissus synthétiques lestés, soit avec des blocs de béton, d'enrochement soit avec des boudins remplis de sable ou de gravier.

#### Matelas lesté de blocs en béton

La base du matelas est une toile en polypropylène de forte résistance à la traction (30 t/m) et d'un poids de 1,2 kg/m<sup>2</sup>. Des crochets en matière plastique solidement fixés à la toile sont noyés dans les blocs de béton coulés directement sur le matelas. Les blocs de dimensions 88 × 33 × 17 ou 43 × 26 × 17 cm, d'un poids de 120 et 47 kg, ne recouvrent que 50 % de la surface totale (fig. D.15).

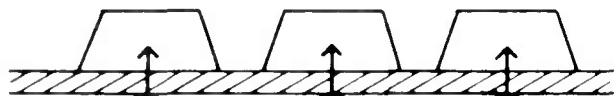


Fig D.15. — Matelas lesté de blocs de béton.

Les dimensions du matelas sont adaptées aux travaux de protection à effectuer ; ils sont livrés enroulés sur un cylindre et par largeur de 10 à 30 m.

Après immersion, une couche de couverture en enrochements doit être mise en place pour parfaire cette carapace de protection. Il faut, par contre,

préparer le lit et en particulier disposer les extrémités amont et aval du matelas en dessous des niveaux affouillables de la rivière.

#### Tapis synthétique et boudins de sable

Comme le précédent, ce procédé néerlandais est un tapis lesté, en tissu synthétique, le lest étant constitué par des boudins remplis de sable (fig. D.16).

Les tapis sont mis en place par déroulement, depuis un chariot roulant sur le fond lorsque de très grandes surfaces sont à recouvrir. Dans le cas d'une petite surface (autour des piles), la mise en œuvre est effectuée à la grue.

Le lest complémentaire à disposer sur ce tapis peut être réalisé par des grands sacs de nylon remplis de sable. Ici encore, les extrémités du tapis sont bien entendu à enfouir sous le niveau affouillable.

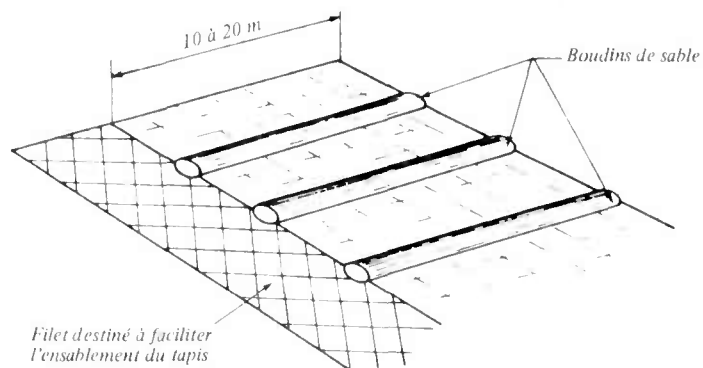


Fig D.16. — Tapis synthétique lesté par des boudins de sable.

### 3.5.4. Les cuirasses

Ce procédé est utilisé en Espagne sous le nom de Corazas. Il est dérivé du système des gabions. Ces cuirasses sont formées de deux toiles métalliques qui maintiennent entre elles une faible épaisseur (10 à 15 cm) de galets ou de petits enrochements. Cette structure continue forme une sorte de tapis déposé sur le fond préalablement dressé (fig. D.17).

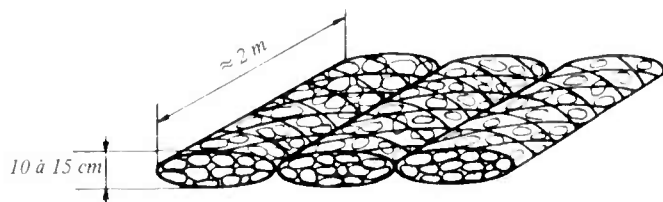


Fig. D.17. — Cuirasses : deux toiles métalliques maintenant une faible épaisseur de galets.

### 3.5.5. Les sacs en tissu synthétique ou en jute

Lorsque l'on ne dispose pas d'enrochements ou que ceux-ci n'ont pas les dimensions requises, on peut utiliser de grands sacs en tissu synthétique ou en jute remplis de sable, de gravier, de petits enrochements ou de béton.

Les sacs ne doivent pas être trop remplis pour rester souples et déformables et s'adapter pour assurer un bon empilement à la mise en œuvre. Ces enrochements artificiels présentent ainsi l'avantage de se déformer à la mise en œuvre et de mieux remplir les vides que les enrochements de blocs, même à granulométrie étalée.

Le volume de ces sacs varie de 0,5 à 3 m<sup>3</sup> environ.

Une autre technique consiste à disposer sous l'eau des sacs en toile synthétique (fig. D.18), à les maintenir par des épingles ou un lest, puis à les remplir de béton par une manche.

L'intérêt de ce procédé est de réaliser les travaux éventuellement sous l'eau.

### 3.5.6. Biboules et chaînes de boules

Les biboules et chaînes de boules sont constituées de boules en béton liées deux à deux par une armature (biboule) ou en chapelet pour constituer une chaîne, les boules étant moulées sur un câble en acier inoxydable (fig. D.19).

Les boules ont un diamètre de 0,25 m et un poids de 20 kg ; les biboules ont donc un poids de 44 kg et la chaîne de boules 60 kg au mètre linéaire.

Il peut être envisagé d'augmenter les dimensions et le poids de ces boules.

Des chaînes de boules ont été mises en œuvre pour maintenir le pied des talus d'enrochements des appuis du « Pont de pierre » de Bordeaux (1967) (fig. D.20).

Les visites subaquatiques effectuées depuis ont montré que les biboules ont été en partie déplacées et les enrochements localement dispersés. Ce résultat aurait pu être prévu car ces chaînes de boules ne sauraient empêcher l'affouillement du pied du talus et donc l'affaissement du massif.

Les chaînes de boules peuvent néanmoins être un procédé intéressant pour d'autres applications mieux choisies.

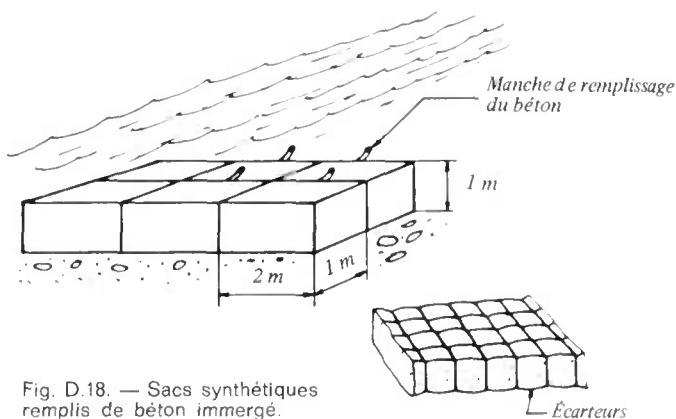


Fig. D.18. — Sacs synthétiques remplis de béton immergés.

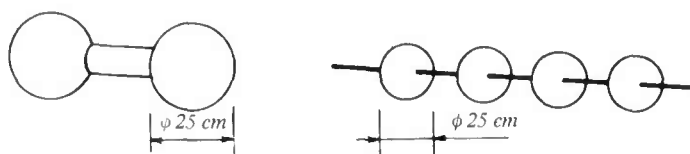


Fig. D.19. — Biboule et chaîne de boules.

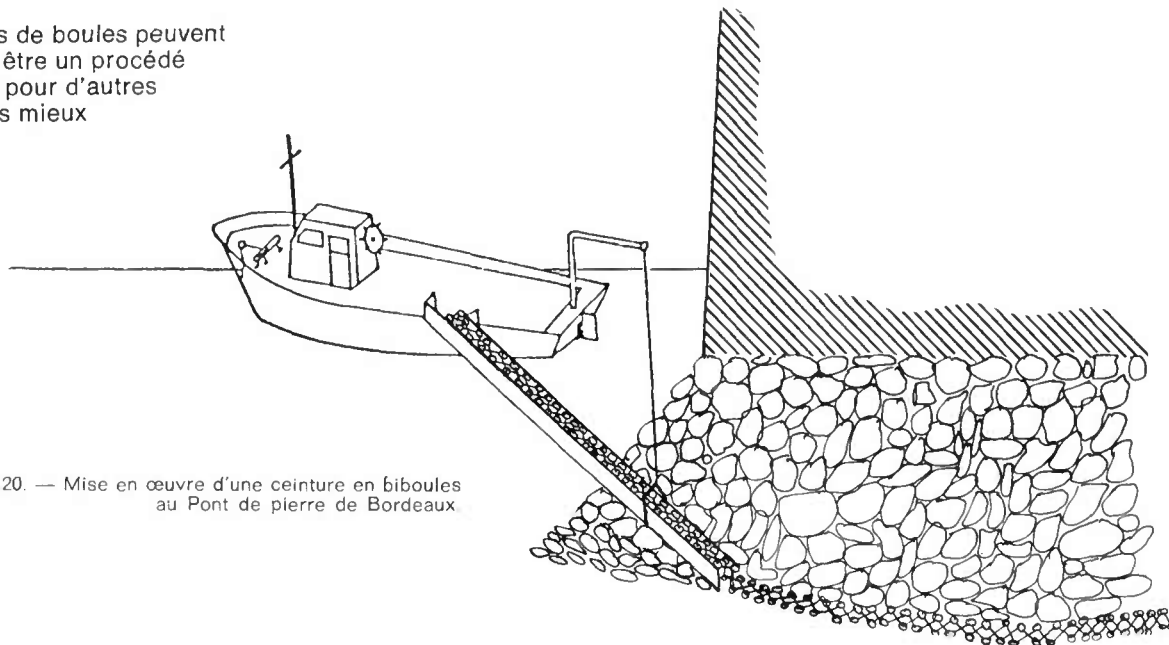


Fig. D.20. — Mise en œuvre d'une ceinture en biboules au Pont de pierre de Bordeaux.

### 3.6. CHOIX DE LA NATURE DE LA PROTECTION - PRECAUTIONS

Le choix et la mise en œuvre des protections des appuis des ouvrages doit faire l'objet d'une étude. Il faut connaître, d'une part, la nature du lit (matériau, granulométrie) et, d'autre part, le régime hydraulique pour déterminer si le sol est affouillable et, si oui, les cotes d'affouillement, compte tenu des vitesses du courant.

Enfin, un relevé général du lit est indispensable pour établir le projet fixant les cotes d'arase, les

pentés des talus, les niveaux des extrémités du tapis (inafouillables) et la géométrie en plan.

Les précautions à prendre sont de conserver un débouché suffisant à l'ouvrage et des vitesses locales d'écoulement aussi faibles que possible. Elles sont aussi d'assurer la stabilité de l'appui et d'éviter de surcharger les fondations.

Le choix entre enrochements, gabions, sacs en tissu, cuirasses, tapis lestés, etc., sera à faire en confrontant des projets mettant en œuvre différentes techniques, en tenant compte tant des difficultés de mise en œuvre que du coût global de l'opération.

## 4. UTILISATION DE PALPLANCHES METALLIQUES ET DE PROFILS DERIVES DANS LE CONFORTEMENT DES FONDATIONS

Les palplanches métalliques et certains profils dérivés sont fréquemment utilisés, à titre provisoire ou définitif, pour le confortement ou la protection des fondations.

Les techniques et les moyens classiques de mise en œuvre sont à l'heure actuelle assez bien maîtrisés par plusieurs entreprises spécialisées, et l'on pourra sur ce sujet se reporter utilement au fascicule 3.6 du Guide de chantier, niveau 3, du GGOA 70 du SETRA, intitulé « Mise en œuvre des palplanches métalliques ». Toutefois, la mise en œuvre à proximité de fondations d'ouvrages anciens pose des problèmes particuliers examinés ci-après.

### 4.1. LES PRINCIPAUX TYPES DE PALPLANCHES ET DE PROFILS DERIVES

Seuls les types de palplanches et de profilés dérivés, couramment utilisés en France, sont brièvement présentés ci-après, leurs caractéristiques sont indiquées à la fin de ce chapitre.

#### 4.1.1. Les palplanches dites à module

Les palplanches dites à module ou à inertie sont conçues pour résister par flexion à des efforts de poussée (poussée des terres, de l'eau, de béton frais, etc.). Elles présentent une section transversale de forte inertie qui permet leur mise en œuvre dans le sol par les moyens classiques de fonçage tels le battage et le vibrage. Leur capacité de pénétration dépend de la nature et des caractéristiques géotechniques des terrains, mais aussi des profils (épaisseur de l'âme et des ailes, module ou inertie transversale, nuance de l'acier). L'ensemble de ces données conditionne la puissance des engins de fonçage utilisables.

Un choix inadapté du module des palplanches ou de l'engin peut conduire à des déformations des profils (déviation, déchirure, dégrafage) inacceptables pour l'objectif recherché.

Le bas de la gamme est essentiellement couvert par des palplanches profilées à froid, dites aussi « légères », obtenues à partir de tôles d'acier (Profilés et Tubes de l'Est et Profilafröid). Le module de résistance de leur section transversale ( $I/v$ ) varie de 79 à 865  $\text{cm}^3$ , par mètre linéaire de rideau pour une épaisseur d'acier de 3 à 6,5 mm. Ces palplanches, relativement économiques dans cette gamme de module, n'ont toutefois qu'une capacité de pénétration limitée dans les terrains résistants ou contenant des obstacles durs.

Le haut de la gamme est couvert par les palplanches laminées à chaud, fabriquées en France par Sacilor. Il s'agit essentiellement des palplanches Larssen dites en « U », dont le joint se situe sur l'axe neutre des rideaux, et dont le module de résistance de la section transversale varie de 146 à 4 200  $\text{cm}^3/\text{ml}$ , l'épaisseur d'acier de l'âme des palplanches étant comprise entre 4,8 et 20,6 mm. La mise au point d'une nouvelle gamme de profils à section dite en « Z » est en cours chez Sacilor ; la commercialisation du premier de ces profils est déjà assurée.

#### 4.1.2. Les palplanches dites « plates »

Les palplanches dites plates sont surtout utilisées pour la réalisation d'enceintes cylindriques circulaires comblées par un matériau de remplissage. Elles sont conçues pour résister par traction. Leurs joints sont donc particulièrement étudiés pour présenter une bonne résistance au dégrafage sous les efforts de traction qui les sollicitent transversalement.

Ces palplanches, fabriquées en France par Sacilor, ont un faible module de résistance, de l'ordre d'une centaine de centimètres cubes par mètre linéaire. De ce fait, elles ne sont pas adaptées pour résister par flexion comme les palplanches à module. Leur mise en œuvre ne peut en général s'effectuer que dans des terrains meubles à l'aide d'engins de faible puissance, souvent par vibrage ou lançage (ou les deux simultanément).

#### 4.1.3. Les profils dérivés des palplanches

Il s'agit de profils obtenus à partir de tôles d'acier profilées à froid, dérivés des palplanches légères mentionnées en 4.1.1 et utilisables comme coffrage.

Ces profils, qui ont un module de résistance très faible, allant de quelques centimètres cubes (pal-feuilles) à une cinquantaine de centimètres cubes environ, n'ont en commun avec les palplanches que les joints transversaux qui permettent leur enclenchement les uns aux autres en assurant ainsi une certaine étanchéité des rideaux. Même bien guidés, ils ne peuvent supporter que les plus petits engins de battage pour une pénétration de quelques décimètres dans des terrains meubles.

## 4.2. PRINCIPALES UTILISATIONS DES PALPLANCHES ET DES PROFILS DERIVES

Parmi les diverses fonctions que peuvent assurer ces profils, on peut relever celles :

- de coffrage,
- de protection des sols de fondations contre l'affouillement (parafouilles),
- d'enceinte étanche, par exemple pour la réalisation de rideaux d'encagement destinés à limiter la zone de sol à traiter par injection,
- de batardeau, provisoire pour la mise à sec avant travaux d'un appui ou d'un ensemble d'appuis, ou le plus souvent intégré au dispositif de protection de la fondation,
- et d'élément porteur, à titre provisoire ou définitif, par des caissons de palplanches soudées, mais dont l'emploi est assez exceptionnel dans le cadre des travaux confortatifs.

### 4.2.1. Coffrage

Lorsque des palplanches métalliques sont utilisées à seule fin de coffrage, par exemple pour une réfection de la base d'un appui (maçonnerie disloquée, béton altéré), il est généralement fait usage pour des raisons économiques de palplanches dites légères, du type profilées à froid, et souvent même de profils dérivés (cf. § 4.1.3).

Dans ce cas, le choix des profils dépend des efforts de poussée du béton frais ou du mortier introduit entre les rideaux de coffrage et l'appui. Bien qu'en général ces efforts soient faibles car la hauteur des coffrages dépasse rarement deux mètres, il faut



s'assurer que les profils peuvent reprendre les efforts de flexion qui se développent et que le maintien des rideaux est satisfaisant. Le blocage des coffrages en tête est souvent assuré par des tiges filetées qui relient une lierne de répartition à la maçonnerie de la pile ou de la fondation dans laquelle elles sont scellées. Le maintien des coffrages en partie basse est à choisir selon la nature des terrains : fiche suffisante des profils en terrains meubles, enrochements, butonnage extérieur ou scellement du pied des profils par du béton dans une saignée en terrain dur, etc. Il convient dans tous les cas de s'assurer de la bonne tenue du dispositif et de l'étanchéité en pied des coffrages.

En règle générale, les profils utilisés comme coffrage sont laissés en place et protègent dans une certaine mesure les maçonneries. L'arrachage des palplanches est ici une économie illusoire car cette opération désorganise le sol autour de l'appui et crée une zone sensible à l'action érosive de l'eau. Les profils doivent être convenablement solidarités au béton ou au mortier coulé en place, à l'aide par exemple de connecteurs soudés, convenablement répartis.

#### 4.2.2. Rideaux de protection des sols de fondation contre l'affouillement (parafouilles)

Les rideaux de palplanches peuvent être conçus pour servir, d'une part, de coffrage pour le comblement des cavités produites par les affouillements et la réparation des maçonneries et, d'autre part, de parafouille pour éviter que les mêmes désordres ne se reproduisent. Il faut alors que les palplanches soient foncées dans les terrains en place sur une hauteur suffisante pour que leur pied soit à l'abri des affouillements extrêmes, même lorsque la reconstitution des massifs d'enrochements après ces travaux est prévue (fig. D.21).

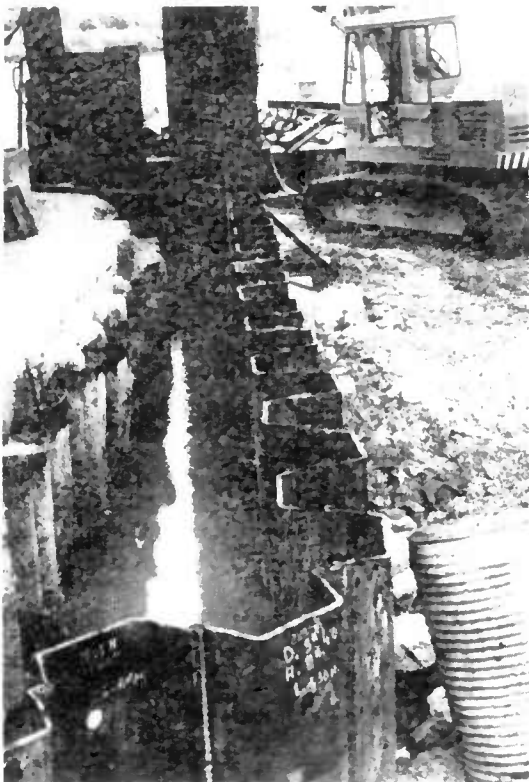
Lorsque les portées sont faibles, les parafouilles peuvent être constitués de deux rideaux continus de palplanches parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage, implantés à l'amont et à l'aval et associés à un radier général. Cette disposition permet dans de nombreux cas de s'affranchir des difficultés de mise en œuvre des palplanches sous l'ouvrage (cf. § 4.3.4). Cette solution ne peut cependant être acceptée qu'après avoir apprécié les conséquences hydrauliques de cet aménagement (cf. annexe IV.1 : Aménagements hydrauliques).

Dans tous les cas, les rideaux parafouilles doivent être maintenus en tête soit par solidarisation à l'appui lorsqu'ils servent de coffrage pour la réparation, soit par solidarisation des rideaux parallèles à l'aide de tirants les reliant, d'un radier général en béton armé ou de tout autre dispositif capable d'assurer durablement et efficacement la stabilité des rideaux, compte tenu des affouillements possibles.

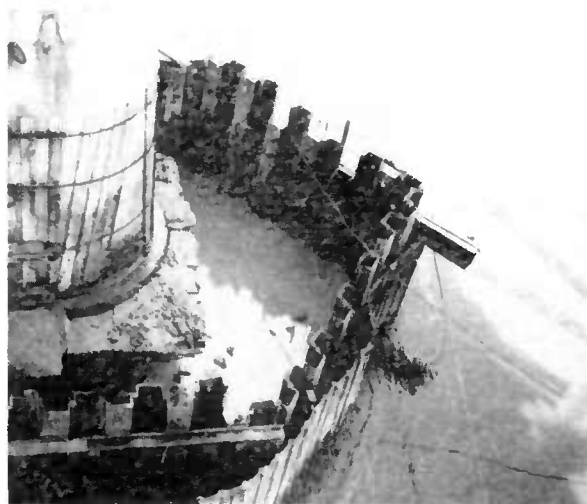
#### 4.2.3. Enceinte étanche pour le traitement d'un massif de sol par injection

Lorsque les terrains meubles en place sous la maçonnerie de l'appui présentent des caractéristiques suffisamment médiocres pour que l'on soit conduit à les traiter par injection sur quelques mètres de profondeur, les enceintes en palplanches permettent alors de délimiter latéralement de manière efficace le sol sur la hauteur à traiter par injection.

Les efforts créés par l'injection sont faibles pour ne pas déterminer le choix des caractéristiques des profils. Ce choix résulte des efforts susceptibles de se développer dans les palplanches en cas d'affouillement maximal et lors de la mise en œuvre en présence d'obstacles durs enfouis.



a)



b)

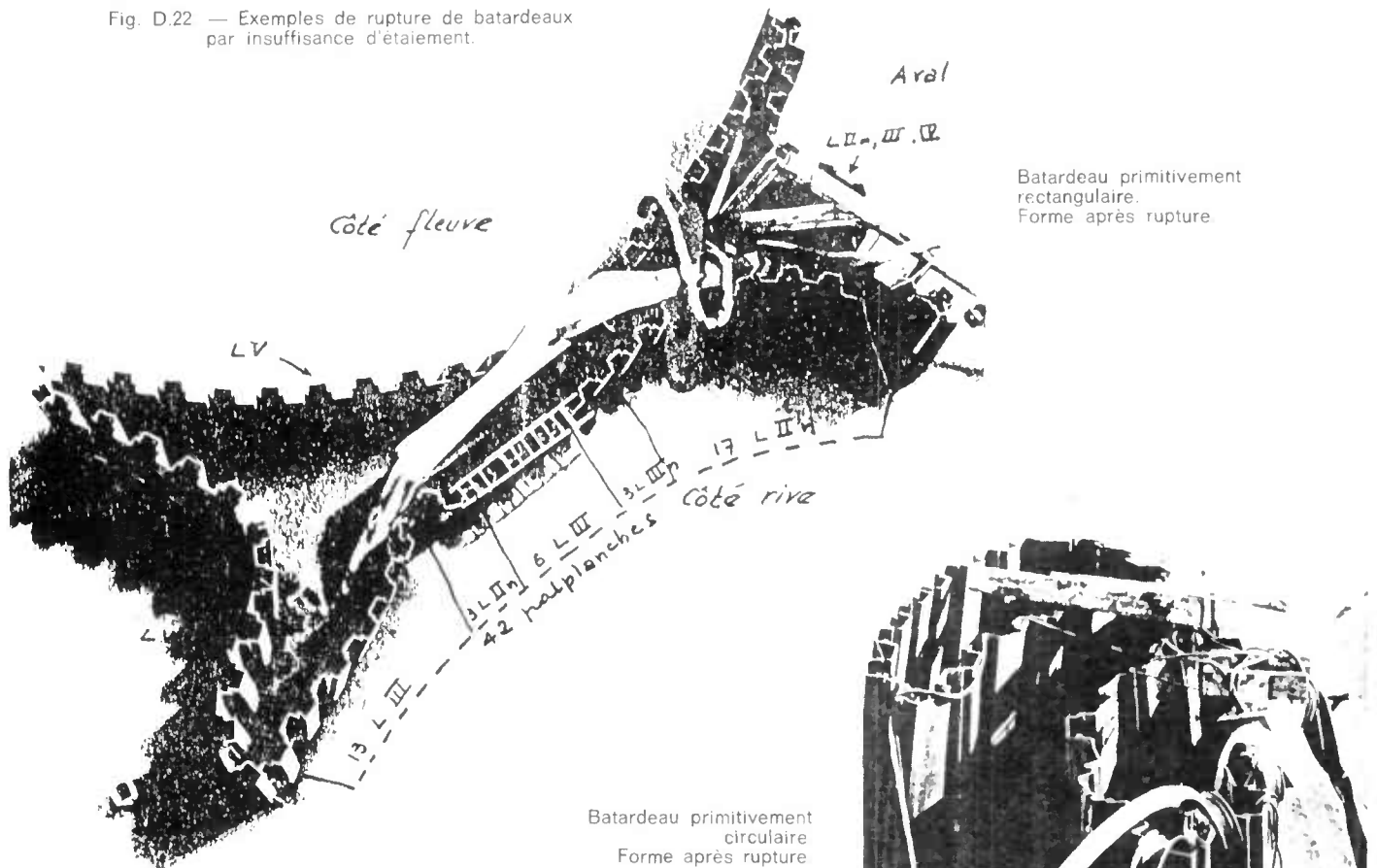
Fig. D.21. — Batardeage d'appuis.

L'implantation du batardeau doit être définie cas par cas.

Dans l'exemple a) l'ancien rideau (ayant une fiche suffisante), disposé au ras du massif de fondation, n'a pas été arraché par crainte de désorganiser la fondation. Il a par ailleurs servi d'encagement pour les injections effectuées préalablement au batardeage.

Dans l'exemple b), le nouveau rideau a été battu à l'intérieur de l'ancienne enceinte Lackawanna, totalement désorganisée et placée inutilement loin de l'appui. L'ancien rideau a bien sûr été ensuite arraché.

Fig. D.22 — Exemples de rupture de batardeaux par insuffisance d'étaie-  
ment.



#### 4.2.4. Batardeaux pour la mise à sec

Les palplanches métalliques sont aussi utilisables pour la réalisation de batardeaux permettant l'exécution de travaux à sec.

La solution courante est constituée de rideaux de palplanches à module, maintenus par un ou, plus rarement, plusieurs niveaux d'étaie-  
ment horizontaux mis en place autour et à proximité de l'appui, à l'extérieur des protections en bois éventuelles. Le batardeau est généralement aussi conçu pour assurer à titre provisoire d'autres fonctions (cf. paragraphes précédents), et une protection de la fondation et des terrains sous-jacents contre l'action de l'eau à titre définitif.

Ce type de batardeau diffère des enceintes en palplanches précédemment décrites par les dispositifs d'étaie-  
ment devant assurer la stabilité des rideaux lors de la mise à sec de la fouille et par les profils utilisés, de plus fort module pour résister aux efforts induits par le maintien d'une dénivelée d'eau.

*Un soin particulier doit être porté à la conception et à la réalisation des dispositifs d'étaie-  
ment qui, en cas de défaillance durant les travaux, peuvent entraîner la destruction brutale du batardeau, de graves désordres dans la fondation, et par voie de conséquence dans l'ouvrage. En particulier, lorsque des butons prennent appui sur les maçonneries, il convient de s'assurer que celles-ci sont en mesure de reprendre ces efforts et d'éviter tout chargement dissymétrique. Quelle que soit la hauteur d'eau retenue, il y a lieu de prévoir un niveau d'étaie-  
ment supérieur, qui souvent sera le seul, compte tenu des difficultés de mise en œuvre de niveaux inférieurs de par la présence de la fondation (fig. D.22).*

*L'un des risques les plus graves encourus durant la mise à sec de la fouille est celui de renard hydraulique qui, s'il se produit, peut entraîner très rapidement l'effondrement d'une fondation en état de stabilité précaire. Il y a lieu d'être extrêmement prudent, et même d'éviter la mise à sec lorsque l'appui est fondé superficiellement ou sur pieux flottants en terrain pulvérulent, et que le pied des palplanches ne peut être suffisamment « fiché » dans des terrains peu perméables et consistants. Ce phénomène peut se produire même si seule une ou quelques palplanches n'ont pas atteint leur cote de projet, ce qui peut être le cas dans des terrains contenant des enrochements ou des obstacles durs divers (fig. D.23).*

Les palplanches utilisées pour la réalisation de tels batardeaux étant souvent à la fois de fort module et d'assez grande longueur, cela accentue les difficultés de mise en œuvre (cf. § 4.3), d'autant que l'on cherche généralement à réaliser le batardeau le plus près possible de la fondation pour limiter la réduction du débouché et les affouillements du batardeau.

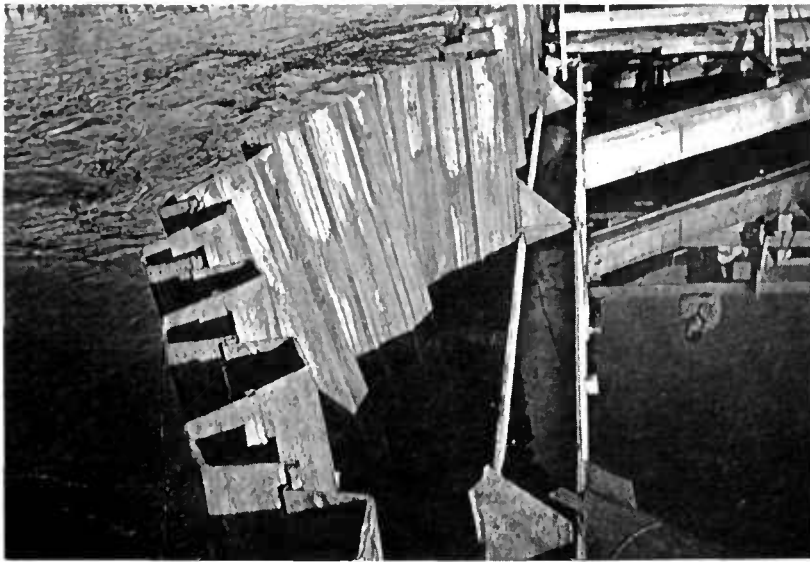
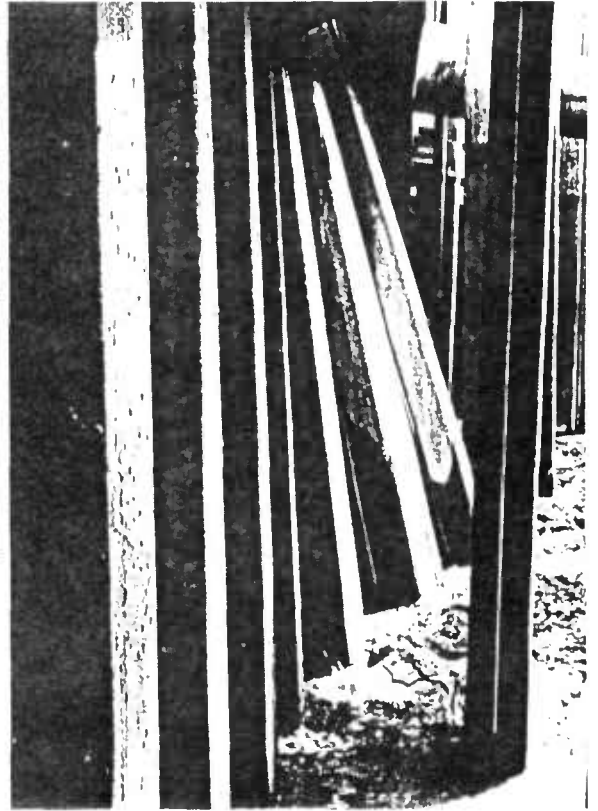


Fig. D.23. — Déversement d'un batardeau à la suite d'un renard hydraulique.



L'importance des problèmes soulevés ci-dessus dépend directement de la dénivelée d'eau que l'on cherche à maintenir de part et d'autre du batardeau. Lorsque la dénivelée excède deux à trois mètres, les problèmes seront difficiles à résoudre.

*Dans les cas où la stabilité de l'appui est précaire, notamment en présence de cavités, il est nécessaire de prévoir un confortement préalable des fondations avant d'envisager la mise à sec.*

#### 4.3. PARTICULARITES DE MISE EN ŒUVRE DES PALPLANCHES

On trouvera dans le fascicule 3.6 du Guide de chantier précité des recommandations pour une mise en œuvre correcte des palplanches dans le sol et de nombreux renseignements sur les techniques, les engins, les procédés de fonçage des palplanches et sur les principaux incidents susceptibles de se produire, leurs causes et leurs remèdes. Ces renseignements ne sont pas repris dans ce paragraphe qui ne traite que des problèmes particuliers que pose la mise en œuvre autour de fondations d'ouvrages anciens en site aquatique, et dus notamment :

- à l'état souvent précaire de ces fondations qui peut rendre leur stabilité sensible aux vibrations engendrées par les engins de fonçage ;
- à la présence dans le sol d'enrochements et d'obstacles divers (anciennes maçonneries, pieux en bois...) qui nécessitent une extraction préalable ;
- à l'environnement, et plus particulièrement à la géométrie de l'ouvrage qui limite la hauteur libre (passage sous les voûtes par exemple).

Les dispositions à adopter pour résoudre ces problèmes doivent faire l'objet de propositions précises de la part des entreprises dans leurs réponses à la consultation. Ici encore, la valeur technique des propositions et la compétence de l'entreprise dont dépendront la qualité des travaux effectués et la sécurité de l'ouvrage durant leur réalisation, doivent prendre le pas sur la recherche d'une cadence d'exécution et l'acceptation systématique du moins-disant.

#### 4.3.1. Choix des techniques et des engins de fonçage

Parmi les quatre techniques de fonçage des palplanches actuellement employées qui sont le battage, le vibrage, le vérinage et le lançage, celles qui paraissent les moins susceptibles de désorganiser les terrains autour des fondations, d'engendrer des vibrations ou des tassements sont le vérinage puis le battage.

*Le lançage est une technique à proscrire à proximité immédiate de fondations en état d'équilibre précaire, à cause du remaniement important du sol de fondation que son emploi provoque.*

*Le vibrage est une technique qui, du seul point de vue du fonçage des palplanches, peut souvent convenir dans les alluvions sablo-graveleuses. Mais son emploi peut provoquer un effondrement de la structure du sol et des tassements autour et sous la fondation, surtout lorsque le sol est constitué de sables lâches saturés, ou encore, transmettre à la fondation et à l'ouvrage des vibrations excessives susceptibles de désorganiser les maçonneries et d'entraîner de graves désordres. L'utilisation du vibrage à proximité des fondations d'ouvrages anciens est à déconseiller.*

*Le vérinage est la technique de fonçage des palplanches qui conviendrait le mieux pour la sécurité de l'ouvrage. Malheureusement, son emploi est restreint pour deux raisons essentielles : elle ne peut convenir que dans des terrains peu consistants ne contenant pas d'obstacles durs et il ne semble pas qu'il y ait en France, à ce jour, d'entreprise disposant des engins nécessaires à sa mise en œuvre.*

Pour ces diverses raisons, le battage est la technique la plus employée actuellement. Si son utilisation peut parfois présenter quelques risques pour la stabilité de la fondation, ces risques sont moindres que ceux inhérents à l'emploi des autres tech-

riques de fonçage et peuvent être encore diminués par un choix adéquat des engins de battage. *En tout état de cause, pour les appuis dont la stabilité est précaire, le battage doit être précédé du comblement des cavités existantes.*

Les principaux engins de battage utilisés sont les moutons à chute libre, les moutons à simple effet, les moutons à double effet ou marteaux trépideurs et les moutons diesel. Les moutons à chute libre, compte tenu de leur souplesse d'utilisation, paraissent bien adaptés à la fois pour la mise en œuvre des palplanches et pour la sécurité de l'ouvrage, mais leur emploi est actuellement peu répandu. Les marteaux trépideurs et les moutons diesel sont pratiquement les seuls engins utilisés couramment par les entreprises spécialisées.

Le choix des caractéristiques des engins à utiliser dépend des caractéristiques des terrains à traverser, de la profondeur à atteindre et du poids du profil à foncer. Il faut limiter l'énergie mise en jeu à celle strictement nécessaire pour le fonçage pour limiter les risques de transmettre à l'ouvrage des vibrations dangereuses (cf. § 1.1.3 de l'annexe I du fascicule 3.6 du Guide de chantier, niveau 3), et en fonçant au besoin les palplanches une à une, ce qui permet de diminuer la masse frappante nécessaire. En pratique, on adopte des engins dont le poids de la masse frappante est de l'ordre de 0,7 à 1,5 fois le poids du profil à battre pour les moutons à chute libre et les moutons à simple effet et 0,5 à 0,8 pour les moutons diesel. Pour les marteaux trépideurs, une règle pratique propose que le poids du piston de l'engin à utiliser ne soit pas inférieur au cinquième du poids du profil à foncer.

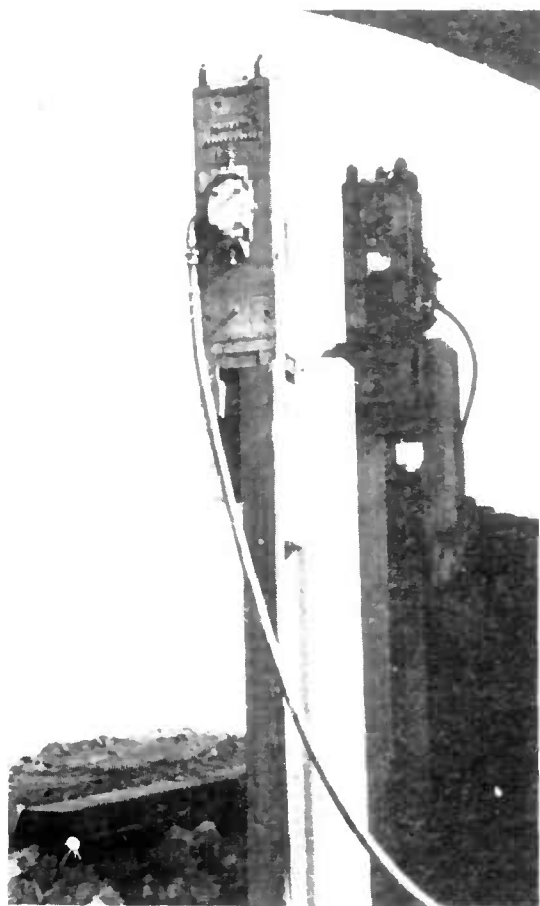


Fig. D.24. — Battage sous voûte à l'aide d'un petit marteau trépideur. Les palplanches sont entées et soudées pour obtenir la longueur voulue

Pour la première phase de fonçage, parce qu'il n'est pas souhaitable d'utiliser des engins trop puissants alors que les palplanches ne sont pratiquement pas fichées dans le sol, qu'il est en général assez facile de traverser les terrains superficiels et que le gabarit disponible sous l'ouvrage est très souvent fort réduit, on utilise généralement des petits engins de battage de faible encombrement, comme des petits marteaux trépideurs (fig. D.24). Il convient dans tous les cas de se renseigner sur les moyens que compte employer l'entreprise et de s'assurer que les palplanches ne seront pas soumise lors du battage à des efforts parasites susceptibles de les dégrader ou de les faire dévier de leur position théorique. Cela peut notamment se produire lorsque l'axe de frappe de l'engin est dévié par rapport à l'axe de la palplanche à battre.

#### 4.3.2. Travaux préalables d'extraction ou de destruction des obstacles

La présence d'enrochements ou d'obstacles, tels d'anciennes maçonneries ou des pieux en bois de construction, nécessite généralement leur extraction préalable s'ils sont enfouis dans les alluvions de surface (maximum 2 m). Ces travaux, consistant à réaliser une souille près de la fondation, doivent être menés avec le plus grand soin pour éviter toute décompression ou tout éboulement du sol sous l'appui. En particulier, ils doivent être effectués en eaux calmes et à l'aide de petits engins. La souille doit être exécutée sur une longueur limitée (de l'ordre de 2 m) et l'enlèvement des obstacles doit être immédiatement suivi du remblaiement de la souille puis du fonçage au moins partiel des palplanches.

Lorsque des obstacles durs isolés sont rencontrés à plus grande profondeur en cours de battage, il faut poursuivre la mise en œuvre et le fonçage des autres palplanches des rideaux, sans chercher à « passer » ces obstacles au fur et à mesure de leur rencontre. Cela permet d'une part de mieux connaître leur importance (suivant le nombre de palplanches voisines prématurément arrêtées) et d'autre part de les « passer » plus facilement par la suite quand ils sont peu importants, en bénéficiant de l'autoguidage des palplanches entre elles. On peut espérer passer de cette façon des blocs isolés atteignant jusqu'à cinquante centimètres environ, c'est-à-dire lorsqu'ils concernent une ou deux palplanches, ou plus, lorsque l'on est sûr toutefois d'être en présence de plusieurs blocs rocheux de faible importance et non d'un seul gros bloc. Dans le cas contraire, l'extraction de l'obstacle, s'il n'est pas trop profond, ou sa désorganisation par de multiples forages (attention aux engins explosifs de guerre non désamorçés) sont les seuls moyens permettant de poursuivre le fonçage. La dislocation par explosif est bien évidemment à proscrire ici. Dans de tels terrains, le choix du module des palplanches et de la nuance de l'acier sont souvent tributaires plus de la mise en œuvre que des efforts de flexion qui les solliciteront.

#### 4.3.3. Conduite du fonçage

Le fonçage des palplanches par panneaux est le procédé le mieux adapté sitôt que celles-ci doivent être assez profondément battues dans des terrains hétérogènes ou contenant des obstacles. Il permet en effet, grâce à l'autoguidage des palplanches entre elles, de limiter les risques de déversement, déviation et dégrafage, et les pertes d'énergie de battage, d'autant plus gênantes que l'on cherche à

employer des engins de faible puissance. Par ailleurs, ce procédé permet de passer, dans les meilleures conditions, les obstacles durs isolés qui n'ont pas pu être extraits du sol.

#### 4.3.4. Enclenchement et fonçage des palplanches sous gabarit réduit

La mise en œuvre des palplanches sous gabarit réduit, et plus particulièrement le début du battage sous les voûtes des ponts en maçonnerie, posent des problèmes délicats qui conduisent à augmenter parfois considérablement le nombre de phases élémentaires d'exécution. Les méthodes alors envisageables sont l'éclissage, le ripage des palplanches avec éventuellement le creusement d'une souille, le découpage des joints de la partie supérieure des palplanches et, bien entendu, le choix d'engins de battage de faible encombrement.

##### 4.3.4.1. Eclissage des palplanches

Lorsque la hauteur libre sous l'ouvrage est inférieure à la longueur totale des palplanches, une solution consiste à utiliser des profils courts assemblés bout à bout. La liaison par simple soudure est insuffisante ; elle doit être complétée par un renforcement au moins sur l'âme : éclissage. Cette solution, malgré son coût, les difficultés et les aléas qu'elle présente (risques de fragilisation de la section entée des palplanches consécutifs à une mauvaise exécution), reste dans de nombreux cas la seule possible. Il faut prendre soin de ne pas disposer toutes les entures au même niveau dans les rideaux terminés. Une différence de niveau d'un mètre entre palplanches ou paire de palplanches paraît être un minimum à respecter (fig. D.25).

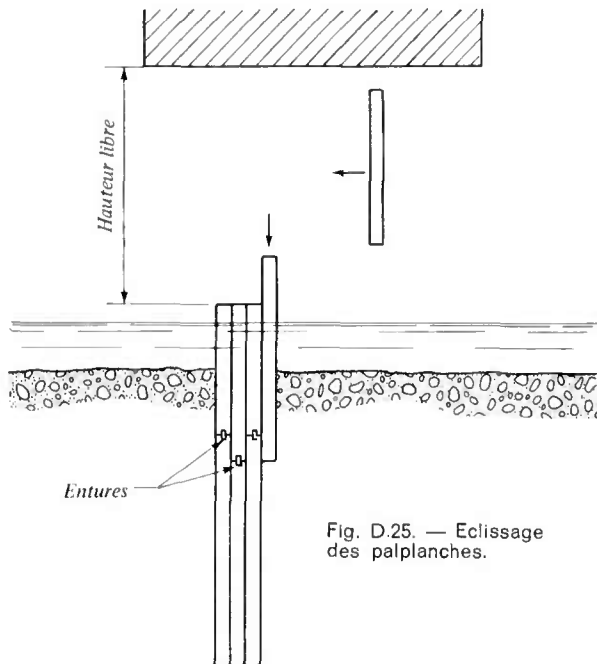


Fig. D.25. — Eclissage des palplanches.

##### 4.3.4.2. Ripage des palplanches

Lorsque la hauteur libre sous l'ouvrage ne permet pas l'enclenchement des palplanches, tout en étant suffisante pour permettre le fonçage, une solution est d'enclencher les palplanches à l'extérieur de la zone à gabarit réduit puis à riper celles-ci sous l'ouvrage (fig. D.26 a). Dans l'axe du rideau à

construire on suspend, horizontalement, à l'ouvrage existant deux profilés rigides parallèles et dépassant des deux côtés. L'intervalle entre les profilés doit être légèrement supérieur à l'ondulation du rideau. Chaque palplanche est percée à sa partie supérieure d'un trou (trou de manutention existant par exemple) dans lequel on enfle une broche. La première palplanche est descendue entre les profilés, bloquée par la broche, puis légèrement ripée sous l'ouvrage pour permettre l'enclenchement de la deuxième. Les opérations sont répétées jusqu'à assemblage de l'ensemble du rideau. On descend ensuite légèrement les profilés qui serviront de guide pour battre les palplanches. Il reste après à fonder ce panneau.

Lorsque la hauteur totale sous l'ouvrage est insuffisante pour que l'on puisse battre les palplanches, même avec un engin de faible encombrement, on peut creuser dans l'axe du futur rideau une rigole ou une petite souille en s'assurant toutefois de ne pas mettre en jeu la stabilité de la fondation (cf. § 4.3.3).

Le ripage des palplanches suppose que l'on puisse suspendre à l'ouvrage des profilés, ce qui n'est pas toujours aisé, et que l'ouvrage puisse supporter la charge apportée par le panneau suspendu. D'autres solutions peuvent être conçues dans le cas contraire (par exemple des appuis extérieurs rapportés pour les profilés) (fig. D.26 b).

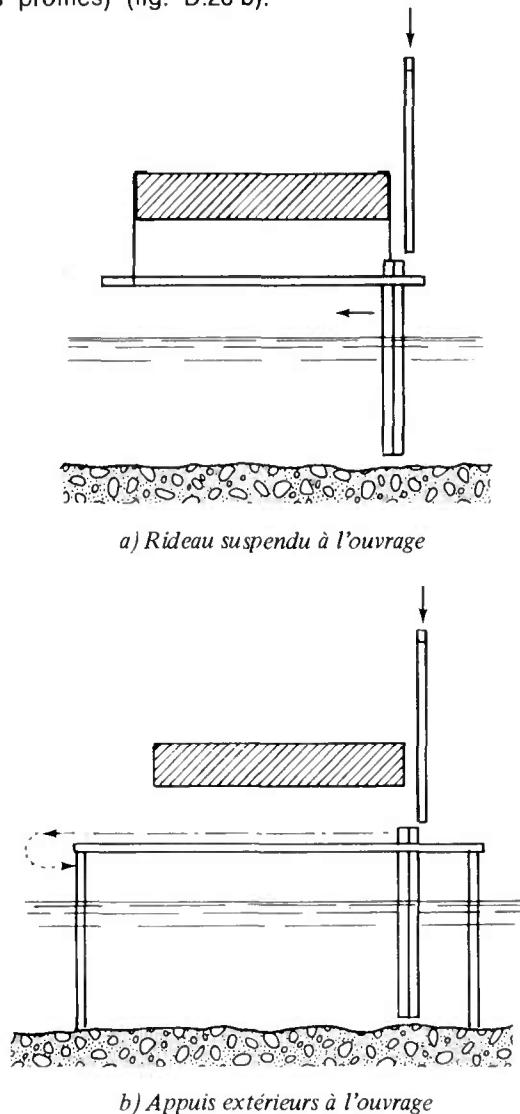


Fig. D.26. — Ripage des palplanches.

#### 4.3.4.3. Découpage des joints des palplanches

Lorsque la hauteur libre sous l'ouvrage ne permet pas l'enclenchement des palplanches mais que la hauteur totale sous l'ouvrage est supérieure à la longueur de celles-ci, il est possible d'enclencher des palplanches sous l'ouvrage en découpant préalablement les joints à leur partie supérieure (fig. D.27). Cette opération est coûteuse, délicate à réaliser, ne peut être effectuée que par des spécialistes, et uniquement si la partie supérieure des palplanches dont la résistance est assez fortement diminuée peut résister aux efforts qui la solliciteront tant à la mise en œuvre qu'après. Lorsque la partie supérieure des rideaux sert de coffrage perdu lors du bétonnage de l'enceinte, il faut une étanchéité satisfaisante pour la partie sans joint et prévoir une bonne solidarisation de celle-ci au béton. Le découpage des joints ne peut être effectué de toute façon que sur une longueur limitée et en tout état de cause doit être exclu si le sol à l'intérieur de l'enceinte en palplanches est susceptible d'être entraîné par les ouvertures que l'on a créées.

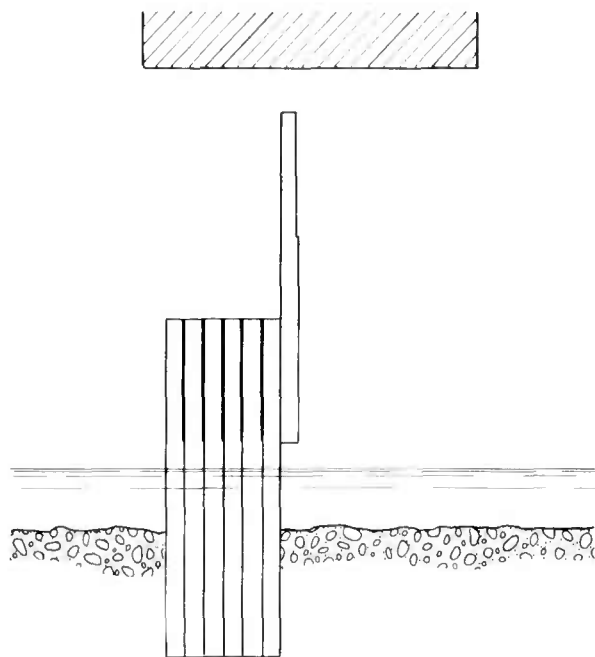


Fig. D.27. — Découpage de joints.

#### 4.4. SUCCESSION DES PHASES D'EXECUTION DES TRAVAUX COMPORTANT L'UTILISATION DE PALPLANCHES

Il n'est bien sûr pas possible de décrire la succession des différentes phases d'exécution dans tous les cas de figure possibles. A titre d'illustration, le cas du confortement d'une fondation sur pieux en bois par un encagement en palplanches est présenté en détail.

Quels que soient la nature des fondations et le type de confortement envisagé, tout travail de réparation doit être précédé des opérations préparatoires suivantes :

— relevé des fonds du lit aux abords de l'ouvrage ;

— mise en place d'un dispositif de suivi du comportement de l'ouvrage et plus particulièrement de l'appui traité (nivellement, témoins, enregistrement des vibrations, etc.) ;

et, suivant l'état de l'ouvrage :

— renforcement provisoire ou définitif de l'appui (fût de pile, mur de culée) par ceinturage ou étaielement ; ce renforcement provisoire a pour objet de limiter les risques de dislocation de l'appui lors de phases délicates telles que terrassements, fonçage des palplanches, etc. ;

— aménagement du lit et des abords, déviation du cours d'eau, mise à sec ;

— protection des appuis voisins contre l'action des eaux résultant des travaux ; ces travaux pouvant être exécutés dans le cadre de la réalisation d'accès à l'appui à conforter ;

puis,

— terrassements préparatoires destinés à éliminer les éléments gênants (arbres, palplanches en bois déversées, enrochements) dont la suppression ne compromet pas la tenue de l'ouvrage ; ces terrassements doivent être conduits avec prudence, si nécessaire par tranches, chaque phase étant immédiatement suivie par la mise en place d'éléments stabilisateurs ou par un remblaiement ;

— nettoyage de la fondation à réparer ; ce nettoyage peut être réduit ou à la limite supprimé s'il risque de fragiliser la fondation.

A l'issue de ces opérations préliminaires, viennent les travaux de confortement proprement dits. Dans le cas d'une fondation sur pieux en bois, confortée par un encagement, la succession normale des phases est la suivante :

— pose éventuelle d'éléments stabilisateurs du lit à la périphérie de la fondation (enrochements, sacs de sable) ;

— mise en place des dispositifs de guidage des palplanches (deux niveaux distincts, un à la rigueur dans certains cas limites) supportés par des appuis indépendants de l'ouvrage (exemple : palpieux fichés dans le sol) ;

— mise en fiche de l'ensemble de l'encagement, dans l'ordre suivant :

- avant-bec (deux panneaux à 90° environ) ;
- rideaux latéraux (parallèles à la direction principale des fils d'eau) ;
- arrière-bec (deux panneaux à 90° environ) ;

la mise en fiche peut être précédée d'un terrassement complémentaire par tranches (souille dans laquelle les palplanches sont placées), suivi immédiatement de la mise en place d'éléments stabilisateurs du lit et d'épaulement des rideaux ;

— fonçage des palplanches sous surveillance renforcée de l'ouvrage ;

— exécution du raidissage et de l'étaielement de l'encagement ;

— terrassement à l'intérieur de l'encagement, dans l'espace annulaire entre les rideaux et la fondation à conforter ;

— nettoyage de la fondation et du rideau (lavage à l'eau ou à l'air comprimé) ;

— réfection des parties altérées accessibles de la fondation ancienne (têtes de pieux, grillage en bois, etc.) ; cette opération peut nécessiter un léger abaissement du niveau de l'eau à l'intérieur de l'enceinte en palplanches. Il faut s'assurer que cet abaissement n'engendrera pas de risque pour la fondation et le fond de fouille ;

— comblement éventuel d'une partie de l'espace annulaire par un matériau destiné à limiter les quantités de béton à mettre en œuvre ; ce matériau doit être disposé de façon régulière, symétrique et sans excès ;

— soudage sur les palplanches des connecteurs destinés à relier l'encagement au béton coulé dans l'espace annulaire ;

— mise en place d'armatures destinées à assurer la liaison entre la fondation ancienne et les éléments rapportés (béton, palplanches) ;

— mise en place, dans le fond des lacunes existant encore sous le platelage, de cannes permettant le clavage de la fondation et de l'appui par injection ;

— fixation dans l'espace annulaire de tubes et viroles permettant des interventions ultérieures de contrôle, d'injection ;

— gainage éventuel de certains pieux ;

— bétonnage de l'espace annulaire en deux phases :

- béton immergé (0,80 m minimum),

- après mise en place du ferrailage, bétonnage à sec de la partie supérieure ;

— clavage par injection, recépage des tubes de réservation ;

— ferrailage et bétonnage de la dalle de couverture ;

— injection éventuelle du sol engagé ;

— recépage des palplanches ;

— mise en place d'un couronnement des rideaux protégeant la coque des bateaux dans le cas des rivières navigables ;

— dépose du ceinturage provisoire et de l'étalement de l'appui ;

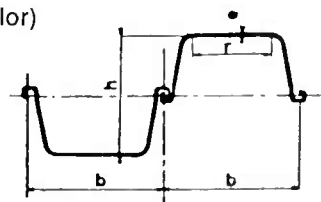
— reprofilage des fonds du cours d'eau.

### Caractéristiques géométriques des différents profils métalliques

#### PALPLANCHES A MODULE LAMINEES A CHAUD (Sacilor)

Palplanches en forme de U

CARACTERISTIQUES DES PROFILS  
(Conforme à la norme NF A 45-020)



$$E = 210\,000 \text{ N/mm}^2 = 21 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$$

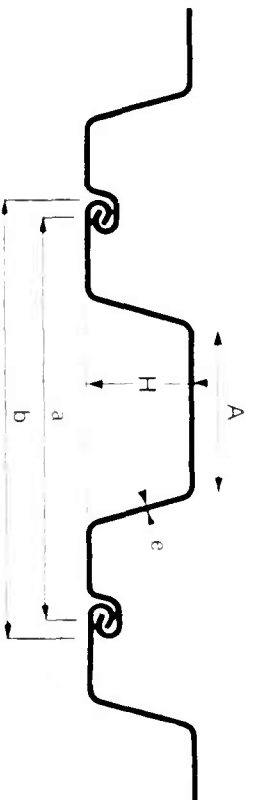
Profil	Largeur utile b (mm)	Hauteur h (mm)	Epaisseur e (mm)	Largeur disponible entre ailes r (mm)	Périm. développé (*) (cm/ml)	Section (cm <sup>2</sup> /m)	Poids		Module de résistance (cm <sup>3</sup> /ml)	Moment d'inertie (cm <sup>4</sup> /ml)	Rayon de giration (cm)
							Pal-planche (kg/m)	Rideau (kg/m <sup>2</sup> )			
SL1	365	80	5,0	255	220	72	20,5	56,2	152	608	2,91
SL2	450	130	6,0	305	230	92	32,4	72,0	300	1 950	4,61
SL3	450	200	7,1	275	251	108	38,0	84,5	550	5 550	7,10
SL4	450	250	8,9	270	273	133	46,9	104	850	10 600	8,95
SL5 **	450	280	10,3	240	277	149	52,7	117	1 050	14 700	9,93
31	450	150	9,5	250	230	127	45,0	100	460	3 450	5,21
II	400	247	14,0	250	278	198	62,0	155	1 360	16 800	9,20
IV	400	310	15,5	250	318	238	74,8	187	2 040	31 600	11,50
V	420	352	24,0	240	313	303	100,0	238	2 960	52 100	13,30
VI	420	438	23,5	230	361	369	122,0	290	4 200	92 000	15,80
IIIn	400	270	9,5	250	293	156	48,8	122	1 100	14 900	9,75
IIIIn	400	290	13,0	250	307	198	62,0	155	1 600	23 200	10,85
IIIs	500	340	12,3	280	282	177	69,6	139	1 600	27 500	12,44
IIIIs	500	380	14,1	270	294	201	79,0	158	2 000	38 000	13,73
IVs	500	440	15,5	240	311	224	88,0	176	2 500	54 800	15,70
Vs	500	450	20,6	230	317	270	106,0	212	3 200	72 000	16,33

(\*) Périmètre en contact avec le milieu extérieur, c'est-à-dire périmètre des joints exclu.

(\*\*) Fabrication susceptible d'être interrompue. Consulter.

Les modules de résistance du rideau sont calculés en admettant que l'axe neutre coïncide avec la ligne des joints. Le frottement dans les joints et le frottement terre-palplanches dans le rideau en service sont généralement suffisants pour s'opposer au glissement relatif des profils, ainsi que le scellement des têtes dans un couronnement. Toutefois, dans les cas douteux, l'assemblage des palplanches par paires ou par trois, avec joints pincés, permet d'apporter un remède efficace à ce phénomène.

PALPLANCHES A MODULE PROFILEES A FROID (De Wendel-P.T.E.)



1. PALPLANCHES NORMALES

Série	Type	Epaisseur $e$ (mm)	Longueurs			Hauteur $H$ (mm)	Poids		Modules de résist. $I/V \text{ cm}^3$	
			Utile $a$	Totale $b$ (mm)	$A$ (mm)		par m de profil	par m <sup>2</sup> de rideau	par unité	par m
4 000	4 300	3	660	692	267	90	19,32	29,27	74	112
	4 350	3,75	660	692	267	90	22,50	34,14	85	129
	4 375	3,75	660	692	267	90	24,05	36,44	92	139
	4 400	4	660	692	267	90	25,53	38,68	98	148
	4 450	4,5	660	692	267	90	28,40	43,05	107	161
4 000 R	4 500 R	5	690	752	267	91	37,40	54,20	121	175
	4 550 R	5,5	690	752	267	91	41,00	59,40	132	191
	4 600 R	6	690	752	267	92	44,90	65,00	143	207
	4 650 R	6,5	690	752	267	92	48,60	70,40	154	223
3 000	3 300	3	711	743	376	125	23,00	32,20	142	200
	3 350	3,5	711	743	376	125	27,50	38,75	165	232
	3 375	3,75	711	743	376	125	28,70	40,30	176	246
	3 400	4	711	743	376	125	30,60	43,00	187	263
	3 450	4,5	711	743	376	125	34,90	49,10	207	291
5 000	5 375	3,75	739	801	400	190	36,00	48,80	289	390
	5 400	4	739	801	400	190	38,40	51,90	307	415
	5 450	4,5	739	801	400	190	43,00	58,20	343	464
	5 500	5	739	801	400	190	47,60	64,40	380	514
	5 550	5,5	739	801	400	190	52,20	70,60	416	562
	5 600	6	739	801	400	190	56,90	77,00	450	610
	5 650	6,5	739	801	400	190	62,00	83,90	487	659
6 000	6 400	4	666	729	336	240	38,40	57,70	359	539
	6 450	4,5	666	729	336	240	43,00	64,60	403	605
	6 500	5	666	729	336	240	47,60	71,50	447	671
	6 550	5,5	666	729	336	240	52,30	78,50	489	735
	6 600	6	666	729	336	240	56,60	85,80	534	801
	6 650	6,5	666	729	336	240	61,90	93,00	576	865

2. PALPLANCHES SPECIALES MIXTES

Spéciale mixte	Type	Epaisseur $e$ (mm)	Utile $a$	Totale $b$ (mm)	$A$ (mm)	Hauteur $H$ (mm)	Poids		Modules de résist. $I/V \text{ cm}^3$	
							par m de profil	par m <sup>2</sup> de rideau	par unité	par m
3 000 M	3 300 M	3	711	764	376	125	25,20	35,40	139	196
	3 350 M	3,5	711	764	376	125	29,60	41,70	162	228
	3 375 M	3,75	711	764	376	125	31,60	44,60	173	243
3 000 M	3 400 M	4	711	764	376	125	33,80	47,90	186	261
	3 450 M	4,5	711	764	376	125	37,70	53,00	209	294

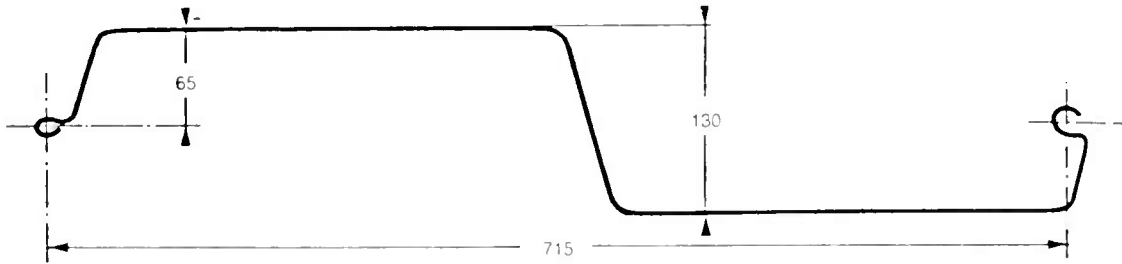
Palplanches MIXTES destinées à assurer la jonction entre les séries 4 000 et 3 000 d'une part et 4 000 R - 5 000 et 6 000 d'autre part. (Exemple d'application Type SCARPE).



PALPLANCHES LEGERES PROFILEES A FROID

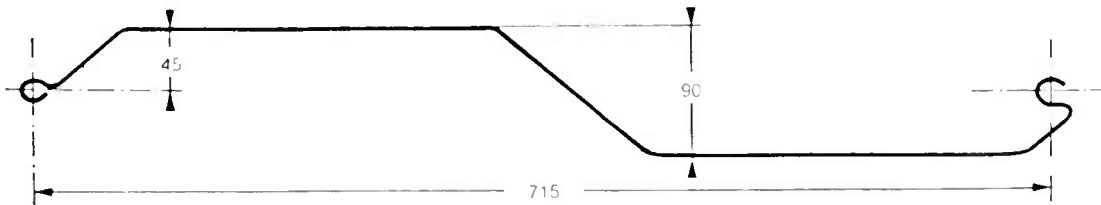
Appellation	Référence	Epaisseur (mm)	Poids		Moment d'inertie (I en cm <sup>4</sup> )		Module de flexion (I/V en cm <sup>3</sup> )	
			(kg/ml)	(kg/m <sup>2</sup> )	I/ml	I/m <sup>2</sup>	$\frac{I}{V}$ /ml	$\frac{I}{V}$ /m <sup>2</sup>

Série P 300



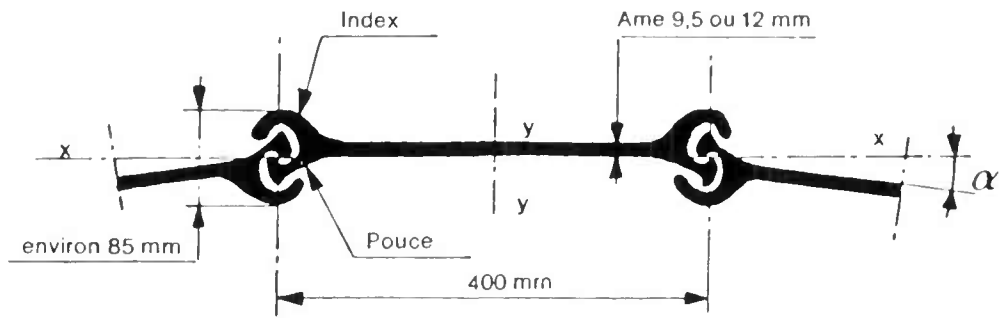
P 300 B	D 22756	3	22,96	32,11	909	1 272	140	196
	D 22865	3,5	26,79	37,47	1 060	1 483	163	228
P 301 B	D 17963	3,75	28,70	40,34	1 137	1 600	175	247
	D 22866	4	30,61	42,81	1 212	1 695	186	260
P 302 B	D 22867	4,5	34,44	48,17	1 364	1 907	210	294
	D 22757	5	38,25	53,50	1 515	2 024	234	325

Série P 400



P 400 B	D 22870	3	20,90	29,30	356	495	79	110
	D 22871	3,5	24,40	34,10	414	576	92	128
	D 22872	3,75	26,10	36,50	441	617	98	137
P 401 B	D 22873	4	27,80	38,70	468	657	104	146
	D 22874	4,5	30,80	43,10	527	738	117	164
P 402 B	D 22875	5	34,80	48,60	590	824	131	183

PALPLANCHES PLATES Rombas (Sacilor)



Profil	Epaisseur (mm)	Angle de débattement $\alpha$ (°)	Section d'une palplanche (cm <sup>2</sup> )	Poids		Module de résistance d'une palplanche		Moment d'inertie d'une palplanche	
				d'un m de palplanche (kg/ml)	d'un m <sup>2</sup> de paroi (kg/m <sup>2</sup> )	xx (cm <sup>3</sup> )	yy (cm <sup>3</sup> )	xx (cm <sup>4</sup> )	yy (cm <sup>4</sup> )
400 J- 9,5	9,5	± 12 mini	68,7	54,0	135	40	740	145	14 700
400 J-12	12	± 6 mini	76,4	60,0	150	40	800	145	15 000

Remarque : les joints des profils J-9,5 et J-12, quoique différents, peuvent être enclenchés.

PALFEUILLES - PANNEAUX DE COFFRAGE (De Wendel-P.T.E.)



Type ou Repère	Références	Epaisseur (mm)	Pas (mm)	Poids au m/l de profil	Poids au m <sup>2</sup> de rideau (kg)	$\frac{I}{V}$ du profil (cm <sup>3</sup> )	$\frac{I}{V}$ par mètre (cm <sup>3</sup> )
C 25	D 9326	2,5	333	9,20	27,60	11,90	35,74
C 30	D 9317	3	333	11,05	33,15	14,28	42,88
C 40	D 9318	4	333	14,73	44,19	17,52	52,61

## 5. CONFORTEMENT DES FONDATIONS PAR INJECTIONS

Les éléments présentés ici sont destinés à aider le maître d'œuvre dans ses choix, l'objectif n'étant pas de donner des « recettes ». A chaque fois, la composition des produits d'injection et la définition précise de la mise en œuvre sont à fixer par des spécialistes en fonction des caractéristiques locales. Il est souhaitable que le maître d'œuvre prenne conseil auprès des spécialistes des Laboratoires des Ponts et Chaussées, dès le stade des études.

### 5.1. CHOIX DES PRODUITS D'INJECTION

La réussite d'un traitement par injection repose pour une bonne part sur le choix des coulis mis en œuvre. Dans le cas étudié ici, ce choix est essentiellement fonction :

- de la nature du milieu à traiter (existence éventuelle de vides, dimension des cavités, granulométrie et état de compacité du sol, vitesse de circulation des eaux sous la fondation),
- du type d'amélioration recherché (remplissage des vides, amélioration des propriétés mécaniques et diminution de l'érodabilité des sols de fondation. Réduction de la perméabilité du terrain).

A partir de ces éléments, et en tenant compte de critères économiques, la nature des produits mis en œuvre ainsi que la méthodologie d'injection peuvent très souvent être définies avec suffisamment de précision avant le démarrage des travaux.

Trois grandes catégories de coulis sont habituellement utilisées : les mortiers, les coulis bentonite-ciment et les coulis chimiques de type gels de silice.

Les résines ne sont actuellement plus employées du fait de leur coût.

Pour chaque classe nous analyserons successivement :

- les principales caractéristiques (constituants, propriétés physiques et rhéologiques),
- les domaines d'utilisation,
- les dosages,
- la pérennité des constituants.

#### 5.1.1. Les mortiers

##### *Caractéristiques*

Les mortiers sont composés de suspensions de ciment, d'argile (ou de bentonite) et d'une charge inerte (sable fin, cendres volantes) dans l'eau.

Ils peuvent être rigidifiés par adjonction de silicate de soude, une fausse prise s'effectuant par action de la chaux, du ciment sur le silicate. Un malaxage à haute turbulence assure leur stabilité en phase d'injection.

##### *Domaine d'utilisation*

Les mortiers conviennent essentiellement au remplissage des cavités. Ils présentent dans ce domaine plusieurs avantages :

- coût réduit (remplacement d'une partie du ciment par des produits moins onéreux),
- résistances mécaniques suffisantes (RC de l'ordre de quelques MPa),

— faible propagation (donc déperditions moins importantes) du fait des valeurs relativement élevées de leur viscosité et de leur rigidité,

— résistance au délavage sous fort courant d'eau.

Ils seront donc utilisés pour le colmatage des vides sous les fondations (affouillement sous platelage, cavités karstiques). On réservera l'adjonction de silicate pour l'exécution des rideaux d'encagement lorsque les dimensions des cavités sont importantes et en cas de risque d'entraînement des matériaux.

##### *Composition*

Les compositions se définissent à partir des rapports pondéraux C/E (ciment sur eau) et S/C (charge inerte sur ciment). Généralement les rapports C/E sont compris entre 0,5 et 1 (la résistance du coulis croît quand le rapport C/E augmente) tandis que les rapports S/C varient de 0,75 à 5 (généralement 1 à 2). Ils contiennent ainsi de 700 kg/m<sup>3</sup> de matières sèches pour les plus fluides à 1 400 kg/m<sup>3</sup> pour les plus épais.

La nature de la charge inerte dépend essentiellement des possibilités d'approvisionnement locales, tout en respectant des critères de granulométrie (diamètre des grains inférieur à 2 mm).

La rigidification, quant à elle, peut être obtenue par un apport de silicate de soude représentant 10 à 15 % du poids de ciment. Le dosage habituel en bentonite est compris entre 30 et 50 kg/m<sup>3</sup>. Il est fonction des performances de la bentonite.

##### *Pérennité*

Les mortiers s'avèrent pérennes sous réserve :

- d'utiliser des ciments convenant aux conditions du site (par exemple ciments antisulfateux de type CLK ou CPMF pour des eaux sursulfatées),
- d'éviter un délavage pendant la mise en place sous l'eau (rigidification en cas de fortes vitesses d'écoulement),
- d'assurer une stabilité du coulis suffisante pour réduire les phénomènes de ségrégation entre les divers constituants.

#### 5.1.2. Les coulis bentonite-ciment

##### *Caractéristiques*

Ces coulis sont constitués de suspensions de ciment dans l'eau. La stabilité est obtenue par adjonction d'un agent viscosifiant (bentonite) ou éventuellement gélifiant (silicate de soude) et par malaxage à haute turbulence.

##### *Domaine d'utilisation*

Par rapport aux mortiers précédemment étudiés, ces coulis sont à la fois plus homogènes et plus fluides. On les utilisera dans les cas suivants :

- clavage en dernière phase des vides préalablement comblés par un mortier,
- injection en première phase dans la masse du terrain sous les fondations, afin de colmater les zones les plus perméables, soit par remplissage des fissures, soit par imprégnation dans les niveaux de graviers,
- resserrage du terrain par claquages,
- régénération de maçonneries fissurées.

##### *Composition*

Les rapports C/E couramment utilisés sont compris entre 0,5 et 1,5. Ces coulis présentent, malgré leur

apparente stabilité, un essorage important. Le rapport initial C/E intervient peu sur la résistance finale du coulis qui, de toute manière, est largement suffisante.

Les faibles rapports C/E seront choisis lorsqu'une pénétration des horizons peu perméables est souhaitée. Dans le cas contraire, il est plus économique d'augmenter le rapport C/E (volumes de coulis à injecter plus faibles à quantités de produits secs égales, déperditions moins importantes).

#### *Pérennité*

Les remarques faites à propos des mortiers restent valables ici.

### 5.1.3. Les gels de silice

#### *Caractéristiques*

Les gels de silice sont obtenus à partir de solutions de silicate de soude dans l'eau. La gélification retardée est provoquée par diminution de la charge électrique des particules colloïdales d'acide silicique sous l'action d'ions acides ou de cations polyvalents libérés par le réactif.

Les réactifs les plus utilisés actuellement sont des esters. Les temps de prise, réglables, correspondent à la cinétique d'une réaction de saponification. Ils sont compris entre 30 min et 2 heures en général.

Les gels de silice présentent une faible viscosité initiale. Cette dernière peut atteindre des valeurs de 3 à 4 mPa.s pour des rapports de dilution  $\beta$  = eau/silicate voisins de 1,5. Dans les dosages habituels (dilution de 0,5 à 1), les viscosités sont comprises entre 10 et 15 mPa.s.

#### *Domaine d'utilisation*

Compte tenu de leur fluidité, les gels sont employés pour l'imprégnation des niveaux sableux (sables alluviaux, mortier désagrégé, etc.). Après traitement primaire aux coulis à base de ciment — pour que le traitement soit efficace —, il faut éviter dans la mesure du possible le déclenchement des claquages (débits d'injection faibles nécessaires) et injecter des volumes de coulis suffisants (de l'ordre de 20 à 35 % du volume théorique à traiter).

#### *Composition*

Un effet de consolidation étant recherché, il est indispensable d'utiliser des réactifs organiques. Les rapports de dilution  $\beta$  ne peuvent être supérieurs à 1,5. Dans ces conditions, on peut espérer obtenir des résistances en compression simple du sable injecté de l'ordre de 1,0 à 3,0 MPa (en fonction de la valeur de  $\beta$  et de la granularité du sable à injecter). Le dosage en réactif est fonction de la durée d'efficacité du traitement souhaité. On cherchera donc ici à obtenir un coefficient de neutralisation maximal par un fort dosage en réactif.

#### *Pérennité*

Dans certaines conditions, le gel de silice peut se déstabiliser soit par un phénomène de synérèse (libération d'une partie de l'eau contenue dans le coulis), soit par délavage et réaction inverse gel-sol. Ces phénomènes se produisent essentiellement pour des gels mal neutralisés (dosage en réactif trop faible), dans des horizons où les circulations d'eau sont importantes et lorsque la surface spéci-

fique d'adhérence coulis-support du terrain est faible (graviers). Pour obtenir un effet de longue durée, il convient donc d'étudier avec attention la composition des gels et de procéder à des injections primaires au coulis de ciment afin de colmater les horizons les plus perméables. Dans ces conditions, la pérennité des traitements semble assurée pour des volumes de terrains traités importants.

## 5.2. ETABLISSEMENT DU PROJET ET DEFINITION DE LA MISE EN ŒUVRE

### 5.2.1. Choix des produits injectés

S'il est préférable de ne pas fixer dans le CCTP du dossier de consultation la composition des produits injectés pour juger notamment de la compétence des entreprises sur leurs réponses, le maître d'œuvre doit avoir une idée assez précise de la nature du traitement à entreprendre et même de la composition des produits adaptés. Pour cela, il pourra s'inspirer entre autres des éléments donnés plus haut.

Pour que les entreprises puissent formuler sérieusement leurs offres, il est nécessaire de leur fournir des éléments suffisants dans le dossier de consultation, en particulier :

- l'objectif précis recherché par les injections (étanchéité, comblement de cavités, amélioration des caractéristiques mécaniques du sol de fondation, etc.),
- la nature des sols à injecter, leur granularité, leur perméabilité,
- toutes les caractéristiques géométriques des appuis et de leurs fondations,
- la nature précise des désordres reconnus.

### 5.2.2. Forages d'injection

#### *Diamètre*

Si l'objet des injections est de remplir des vides francs, l'injection peut s'effectuer directement sans tube à manchettes ; dans ce cas, le diamètre peut être choisi librement. L'utilisation de tubes à manchettes conduit, elle, à des diamètres courants de 60 à 100 mm.

#### *Exécution*

Pour ces travaux, les forages doivent être exécutés en rotation ou rotoperçusion avec tubage à l'avancement et enregistrement en continu des paramètres de forage (fig. D.28).

Comme fluide de forage, on utilisera de l'eau et si nécessaire du coulis. Il faut éviter l'emploi de bentonite qui serait difficile à chasser en cas de perte dans des cavités.

#### *Disposition*

Le maillage d'injection dépend de la nature du traitement et de la configuration de l'appui. Dans les sols alluvionnaires, on peut envisager un forage pour une surface à traiter de 1 à 4 m<sup>2</sup>. Il conviendra d'adopter un maillage serré pour exécuter un rideau étanche ou un traitement homogène, et cela d'autant plus que la porosité des terrains est faible. Au contraire, les forages pourront être plus écartés en présence de vides importants continus (fig. D.29).



Fig. D.28. — Exécution d'un forage pour l'injection depuis un ponton.

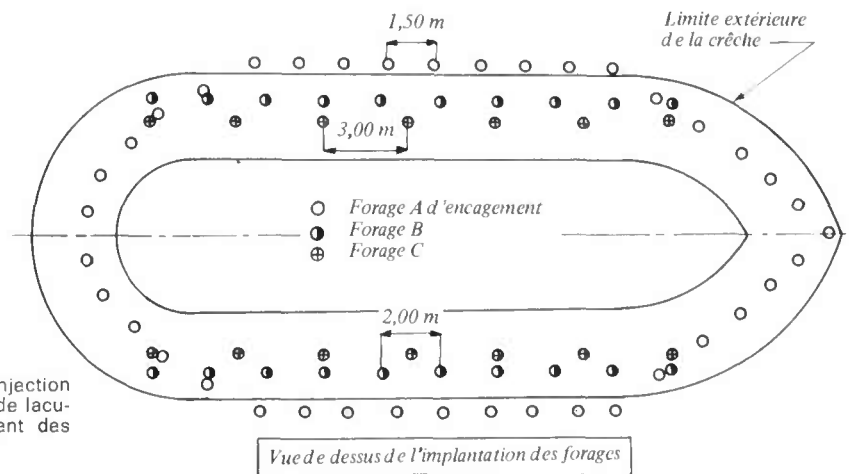
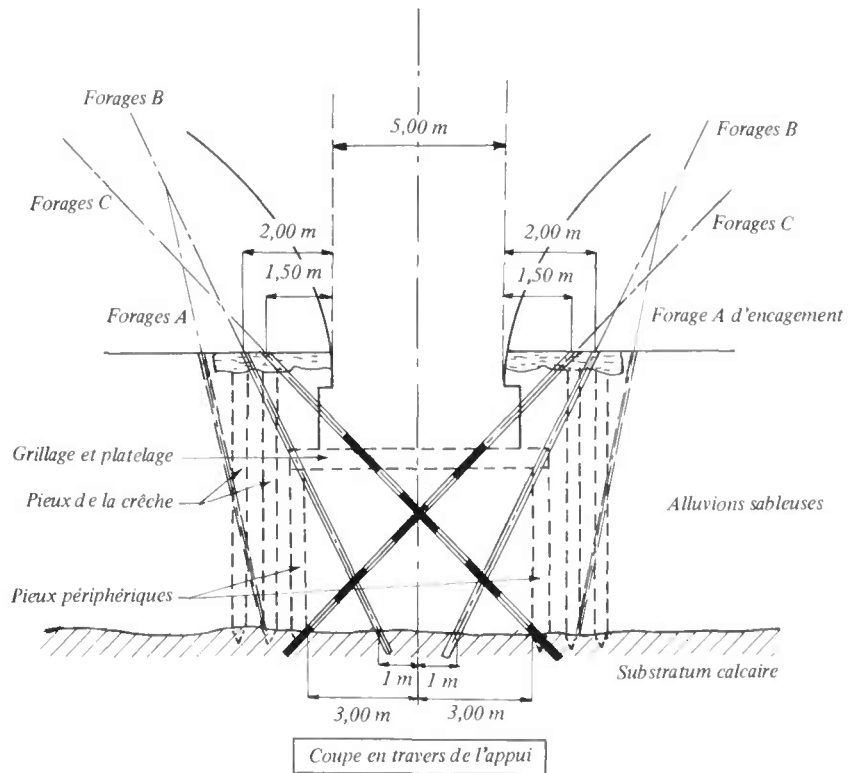


Fig. D.29. — Disposition de forages d'injection (coulis argile-ciment et mortier). Comblement de lacunes de sol sous le platelage et resserment des alluvions sableuses autour des pieux (Pont Wilson à Tours).

### 5.2.3. Injection du sol de fondation

#### Ordre d'injection des forages

L'ordre d'injection des forages doit lui aussi être défini avant le début des travaux. C'est un élément très important pour la sécurité de l'ouvrage. L'objectif est d'aboutir à un traitement homogène sous l'appui et d'éviter de créer des points durs.

Habituellement, on injecte par file en cherchant à fermer le volume de terrain à traiter afin de pouvoir claver par les forages intérieurs. Sur une même file, il est préférable d'injecter un forage sur deux pour terminer par les forages intermédiaires. Il faudra toujours s'assurer que l'eau interstitielle peut être chassée par le produit d'injection et donc prévoir le cas échéant des évènements.

#### Procédé d'injection

Pour un comblement de cavités, l'injection peut s'effectuer par un branchement direct en tête de forage. En revanche, dans les autres cas, il est de loin préférable d'utiliser la technique du tube à manchettes dans un coulis de gaine car ce procédé permet :

- d'injecter à des niveaux précis isolés du restant du forage,
- de faire à un même niveau les injections en plusieurs fois (autant que cela est nécessaire).

#### Ordre d'injection des passes

Les injections en faible profondeur dans le sol sont délicates à mener en raison de la faible pression

de confinement existante. Il est préférable de commencer par injecter les vides situés immédiatement sous la base pour rétablir la continuité sol-appui et constituer un certain toit pour les injections plus profondes. L'injection sera donc conduite par passes descendantes pour les deux mètres supérieurs, les horizons plus profonds pouvant être traités ensuite en remontant.

#### *Critères d'injection*

• **Débit** : pour ces travaux d'injection à faible profondeur dans des sols alluvionnaires assez lâches assurant une stabilité précaire de l'appui, il faut absolument que l'introduction du coulis s'effectue progressivement en limitant la désorganisation de la structure du sol de fondation. La limitation du paramètre débit est donc essentielle.

Pour les coulis argile-ciment, on peut admettre un débit maximal de l'ordre de 1 m<sup>3</sup>/h en début d'injection. Dans les cas d'imprégnation par des gels de silice, on retiendra une valeur de 200 à 700 l/h suivant la granularité.

Ces bornes doivent être indiquées dans le CCTP pour que les entreprises puissent établir leurs prix en fonction de ces cadences qui sont notablement plus faibles que dans les travaux courants d'injection. Il faut, par ailleurs, imposer aux entreprises des presses d'injection réglables de façon continue.

• **Volume** : il faut s'efforcer d'apprécier avant travaux pour les diverses profondeurs le volume d'injection à partir des résultats de la reconnaissance géotechnique. Compte tenu des déperditions, de l'essorage, on peut estimer qu'il faut environ 1 500 kg de produit sec (ciment, sablon, bentonite) pour remplir 1 m<sup>3</sup> de vide.

Ce volume doit être ensuite réparti entre les différents forages et les diverses passes.

• **Pression** : en cas d'injection par branchement direct en tête (hauteur de la colonne de mortier + pression éventuelle), il faut introduire une limite pour éviter que le mortier ne désorganise brutalement le sol en place.

Pour les travaux d'imprégnation avec tube à manchettes, il faut limiter la pression pour éviter les claquages du terrain qui conduiraient à une déperdition inutile de produit. La pression correspondante au claquage est difficile à évaluer *a priori* et sa valeur sera précisée en cours d'injection.

Lorsque le coulis progresse par claquages, la limitation à fixer pour le paramètre pression est moins importante. Une valeur doit néanmoins être fixée comme garde-fou pour éviter notamment de créer des points durs. La pression transmise à la fondation par la pile pourra servir de valeur de référence pour fixer cette valeur limite supérieure.

#### **5.2.4. Injection de fondations massives en béton de chaux**

Les anciens massifs de béton de chaux présentent souvent des désordres liés à une mauvaise exécution, à l'insuffisance des dosages en liant ou au délavage. Le traitement par injection de coulis de ciment en vue de régénérer un tel massif n'est pas chose facile. En effet les désordres observés, poches de graviers, dissolution générale de la chaux, ne conduisent pas à des vides continus, ce qui restreint considérablement le rayon d'action des coulis. Le traitement du massif, pour être homogène, requiert donc une densité de forages élevée (environ 1 par m<sup>2</sup>). Ces travaux sont donc coûteux.

Il convient de signaler que l'efficacité d'un traitement partiel ne peut pas être correctement évaluée et risque même d'être nulle ou presque.

Avant de prendre la décision de traiter ou non un tel massif, il faut donc apprécier très sérieusement l'état du massif pour savoir si son intégrité met réellement en cause la stabilité de l'appui ou s'il suffit d'assurer une protection extérieure pour éviter la poursuite du délavage. La campagne de reconnaissance sera dès lors très complète et comprendra entre autres essais :

- des forages carottés en grand diamètre pour évaluer sur des échantillons aussi peu remaniés que possible la nature et l'état du matériau ;  
- des essais d'eau pour évaluer la porosité du milieu.

Des essais similaires seront répétés après injection pour juger de l'efficacité du traitement (cf. § 4.4).

#### **5.2.5. Injection de la maçonnerie de la base des appuis**

Lorsque la maçonnerie de la base des appuis est disloquée par suite de tassements différentiels ou de l'altération complète des joints, il faut restituer à cette partie une continuité lui permettant d'assurer une répartition correcte des charges. Le traitement au coulis de ciment suppose au préalable le comblement des vides sous la base de l'appui et un rejointoiement extérieur (ce dernier point n'est pas résolu à l'heure actuelle [1980] correctement sous l'eau). Le traitement de la maçonnerie s'effectuera alors en remontant.

### **5.3. CONTROLES ET SUIVI DES TRAVAUX D'INJECTION**

#### **5.3.1. Contrôles des produits**

Le maître d'œuvre doit veiller à faire contrôler régulièrement la composition et les caractéristiques des produits d'injection en cours de chantier. Sur tous les produits pondéraux, des contrôles comparés des quantités livrées et des quantités injectées sont à prévoir.

Des essais de convenance sont à faire. Il est ici souhaitable de préparer des produits de différentes caractéristiques (résistance, fluidité) afin de pouvoir adapter sans délai en cours de chantier la nature du produit aux aléas.

##### **5.3.1.1. Contrôles des matériaux**

— *ciment* : essais classiques et indice Blaine traduisant la finesse ;

— *bentonite* : viscosité en fonction du dosage et du temps d'hydratation ;

— *charges inertes* (sablons, cendres volantes) : courbe granulométrique et équivalent de sable ;

— *silicate* : densité et rapport  $\frac{\text{SiO}_2}{\text{Na}_2\text{O}}$ .

##### **5.3.1.2. Contrôles sur les produits d'injection**

— *Mortiers et coulis argiles-ciment* : il faut vérifier les dosages, la viscosité (mesurée au cône type Marsch), la densité, la décantation et la résistance à la compression simple.

— *Gels de silice et résines* : il faut vérifier le dosage, la densité, le temps de prise dans des conditions comparables à celles de la mise en œuvre (température, pH) et la résistance.

### 5.3.2. Contrôles sur le chantier

Le maître d'œuvre doit imposer à l'entreprise certains appareils de mesure et d'enregistrement :

- enregistrement en continu des pressions,
- compte-coups sur les presses,

afin de pouvoir connaître à tout moment la pression, le débit et les quantités injectées.

Les manomètres-enregistreurs étant placés usuellement en sortie des presses à la centrale d'injection, il faut évaluer les pertes de charge pour connaître précisément la pression réelle en tête de forage. Pour cela il faut effectuer plusieurs essais avec un manomètre en tête de forage, pour plusieurs pressions et pour chaque produit injecté (fig. D.30).

Une vérification régulière du bon état de marche des appareils de mesure s'impose au cours du chantier.

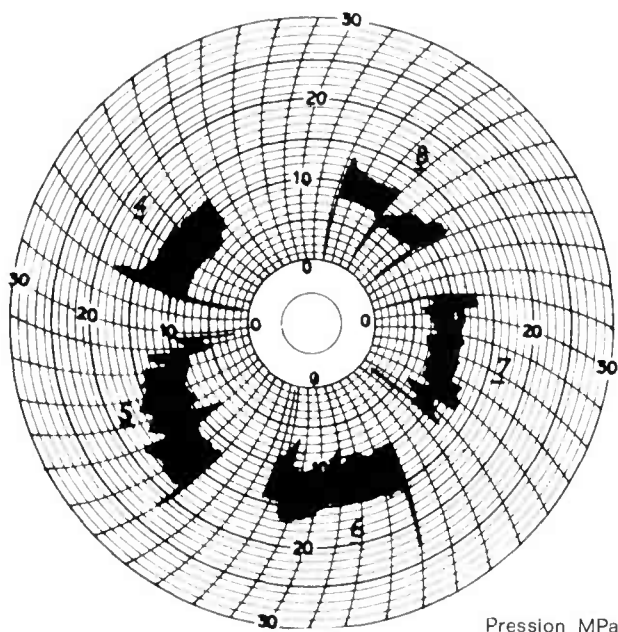


Fig. D.30. — Enregistrement de la pression d'injection sur un manographe (tranches 4 - 5 - 6 - 7 - 8 - Rotation complète du disque en deux heures : un fuseau = 2 min 30 s).

### 5.3.3. Consignes

Le déroulement de travaux d'injection ne peut être prévu avec précision ; il est alors nécessaire de définir certaines consignes s'inspirant des recommandations suivantes. Le maître d'œuvre devra s'assurer qu'elles sont bien comprises de l'ensemble des parties, entreprises et surveillants :

— *en cas de résurgences* : arrêt de l'injection ; la reprise s'effectuera en changeant de passe ou de forage. On pourra envisager également de modifier la composition des coulis, soit en les épaississant, soit en les rigidifiant. Si l'on observe des résurgences par les autres forages, il faut vérifier la bonne exécution du coulis de gaine et respecter un délai suffisant entre sa réalisation et l'injection proprement dite (fig. D.31) ;



Fig. D.31  
Résurgence en rivière.

— *pas de montée de pression* : observer s'il n'y a pas résurgence, et lorsque le volume des vides à remplir s'avère supérieur à celui estimé, il faut poursuivre le remplissage par les autres forages et au besoin revenir sur le premier, mais il ne faut pas chercher à remplir la cavité par un seul forage en une seule fois ;

— *en cas d'une montée brutale de la pression* : arrêt. Rechercher si la cause ne provient pas d'une obturation des conduites ou du système d'injection ; dans le cas contraire, poursuite de l'injection sur d'autres forages. Si le phénomène est systématique, il convient de changer les caractéristiques du coulis au profit d'un produit plus fluide ;

— *en cas de maintien d'une pression stable élevée, supérieure à la contrainte verticale* : se méfier, surtout si l'injection n'est pas faite à quantités prédéterminées, car c'est une cause de soulèvement par effet de vérin.

### 5.3.4. Surveillance de l'ouvrage

Tous ces travaux doivent être effectués sous une surveillance attentive de l'ouvrage qui combinera :

- l'observation attentive des abords de l'appui et du cours d'eau pour détecter toute résurgence,
- une surveillance de la géométrie de l'ouvrage,
- un suivi de la fissuration existante (voir annexe I, Techniques et moyens de surveillance).

Le maître d'œuvre pourra proposer à l'entreprise un relevé contradictoire des désordres avant le début des travaux.

Les travaux d'injection en reprise de fondation conduisent très souvent à des désordres mineurs (tassement, soulèvement, basculement) d'amplitude très limitée lorsque l'injection est conduite correctement (millimétrique).

Pour être certain de la signification des mesures et pour prendre toute mesure utile pour la sécurité, il est essentiel de connaître avec précision l'erreur entachant les mesures. L'incertitude une fois appréciée (par de nombreuses mesures faites avant le début du chantier), on pourra fixer comme seuil

pour l'interruption des injections la valeur de deux à trois écarts types (si cette amplitude est jugée acceptable ; le cas contraire signifie que le dispositif de surveillance n'a pas une précision suffisante et doit être révisé).

#### 5.4. CONTROLE DE L'EFFICACITE DES TRAVAUX

L'efficacité des travaux dépendra essentiellement d'une adaptation bien conduite et constante du déroulement des injections aux aléas rencontrés, ce qui suppose une entreprise et des surveillants compétents.

Cependant, il faut toujours prévoir un certain nombre d'essais de contrôle dans le CCTP tels que :

— essais pressiométriques pour évaluer les caractéristiques après traitement ou l'homogénéité du traitement ;

— essais d'eau pour évaluer la perméabilité en vue de tester l'efficacité d'un rideau d'étanchéité ou celle d'un traitement par imprégnation ;

— carottage avec coloration préalable des diverses passes. L'attention doit être attirée sur le fait que la progression du coulis n'étant pas homogène, les échantillons prélevés ne sont pas toujours représentatifs du traitement à l'échelle de l'appui ;

— essais de compression simple sur échantillons prélevés : même remarque que précédemment.

Dans le cas où l'entreprise préconise des procédés ou des produits nouveaux, il faut s'efforcer de rechercher, d'une part, un engagement sur les résultats (perméabilité, résistance mécanique, etc.) plutôt qu'accepter un simple règlement en fonction de la quantité de produit injecté et, d'autre part, des garanties sur la pérennité du traitement.

#### 5.5. REMUNERATION DES TRAVAUX D'INJECTION

Le marché à prix unitaires apparaît le mieux adapté à ce type de travaux. Il faut convenir des modalités de règlement définitif en cas de variations importantes de quantités estimées. Le bordereau de prix pourra être établi selon les indications suivantes pour les postes importants.

##### *Forfait d'installation*

Il rémunère :

- les dépenses générales d'installation de chantier,
- l'aménée et le repli du matériel de forage et d'injection,
- l'installation et le fonctionnement de la centrale d'injection,

- les travaux éventuels de préparation du chantier,
- les contrôles de fabrication à la charge de l'entreprise, etc.

##### *Perforation*

- prix forfaitaire de déplacement et de mise en station de l'atelier de forage de pile à pile ou de forage à forage,

- prix unitaires de forage au mètre linéaire en indiquant le mode d'exécution, le diamètre, l'équipement (tubage ou non) et le fluide de perforation, en portant également au besoin des plus-values pour :

- la perforation du bois, d'enrochements, de pièces métalliques (cas des caissons),
- l'exécution de forages inclinés,

- prix unitaire de reperforation après injection (au ml).

##### *Fournitures*

- prix unitaires pour la fourniture à pied d'œuvre de matériaux pour l'injection (à la tonne ou au kg) : sable sec, ciment, bentonite, gel de silice, résine, adjuvants, réactifs, en indiquant très précisément les caractéristiques des produits qui seront utilisés.

##### *Injections*

- prix forfaitaire de déplacement et de mise en station de l'atelier d'injection, de pile à pile ou de forage à forage,

- prix unitaires pour l'équipement des forages pour l'injection (tubes à manchettes, tubes crépinés, obturateurs, etc.),

- prix unitaires pour la mise en œuvre par nature de produit : mortier, coulis, gels, résines (au m<sup>3</sup> ou au litre).

*Nota.* — Il est préférable de distinguer les prix de fournitures et ceux de la mise en œuvre sachant que des modifications de composition pourront intervenir en cours de chantier selon les aléas rencontrés.

##### *Essais de contrôle des travaux*

- prix unitaires à prévoir pour les essais ou les prestations qui seraient à la charge du titulaire du marché (sondages, carottages, essais d'eau, essais pressiométriques, etc.).

##### *Surveillance de l'ouvrage*

- prix forfaitaire pour les prestations à la charge de l'entreprise selon le CCTP.

##### *Immobilisation et régie*

- prix pour les différents ateliers de forage et d'injection (à l'heure).



## 6. REALISATION D'UN BETON SOUS L'EAU

Lors de travaux de confortement d'une fondation, il est fréquent de devoir faire appel aux techniques permettant la réalisation d'un béton sous l'eau. Parmi les nombreux travaux obligeant à recourir à ces techniques, on peut citer :

- la réalisation d'un bouchon de fond de fouille,
- le comblement d'une souille,
- l'exécution de plots d'appui, provisoires ou intégrés à l'ouvrage,
- la reprise en sous-œuvre,
- le comblement de cavités,
- la construction d'éléments complémentaires de la fondation, tels que radiers, parafouilles, remplètements, etc.

L'exécution d'un béton sous l'eau peut faire appel à l'une des deux techniques suivantes :

- le béton immergé,
- le béton réalisé sous l'eau par injection d'un mortier spécial.

Le « béton immergé » est un béton entièrement confectionné hors de l'eau et mis en place sous l'eau avant commencement de la prise.

Le « béton réalisé sous l'eau par injection d'un mortier spécial » est réalisé par injection, dans toute la masse d'un granulat formant squelette et préalablement mis en place dans l'eau, d'un mortier possédant des qualités appropriées.

Ces deux techniques sont examinées successivement.

### 6.1. LE BETON IMMERGE

Le béton immergé est un béton de composition spéciale confectionné hors de l'eau et mis en œuvre sous l'eau avant le début de prise.

#### 6.1.1. Les composants

##### *Le ciment*

Le ciment utilisé doit résister à l'action de l'eau dans laquelle le béton va être réalisé. Même si l'eau entourant la fondation n'est pas agressive au moment des travaux, elle peut malheureusement le devenir. Le choix du ciment doit être fait après consultation d'un laboratoire spécialisé, le Laboratoire régional des Ponts et Chaussées notamment. La liste des ciments à utiliser fait l'objet des textes suivants :

- fascicule 3 du CCTG : Fournitures de liants hydrauliques ;
- circulaire n° 78-74 du 10 mai 1978, relative aux fournitures de liants hydrauliques destinés aux travaux à la mer et aux travaux en eaux à haute teneur en sulfates.

En annexe de cette circulaire, figurent la liste des liants hydrauliques admis pour les travaux à la mer (valable pour l'année 1978) et la liste des ciments admis pour les travaux en eaux à haute teneur en sulfates.

Les ciments possédant les caractéristiques physiques et chimiques convenables sont en général des

ciments comprenant de forts pourcentages de laitier ; il s'agit des ciments suivants :

CHF, CLK, CPF (rattaché à la catégorie des CPJ des nouvelles normes), CPMF.

Parmi ces ciments, il est préférable d'utiliser le CPMF. Lorsque aucun des ciments figurant ci-dessus ne peut être obtenu, pour des raisons de délais par exemple, il est à la rigueur possible d'utiliser du CPAL, du CPAC ou du CPALC (appelés CPJ dans les nouvelles normes). L'utilisation du ciment CPA doit être évitée.

D'une façon générale, il conviendra d'éliminer les ciments connus pour leur prise très rapide et de s'assurer par des contrôles à la réception que les ciments ne sont pas sujets à fausse prise ou prise brutale.

##### *Les granulats*

Ils ne sont pas différents de ceux utilisés pour un béton armé ou un béton précontraint. Ils peuvent être roulés ou concassés. Cependant, le bétonnage à la pompe ou au tube plongeur est mieux conduit lorsque les granulats sont roulés. Une granulométrie continue et un bon coefficient de forme favorisent le bon écoulement du béton. Les granulats poreux doivent être refusés et l'utilisation d'un sable siliceux roulé est conseillée.

Lorsque l'emploi de sables broyés et de gravillons concassés est inévitable, il faut exiger un pourcentage d'éléments fins constant pour les premiers et un bon coefficient de forme pour les seconds.

##### *L'eau*

Les caractéristiques de l'eau employée sont les mêmes que celles des autres bétons (cf. norme NF P 18-303).

##### *Les adjuvants*

Comme pour les bétons traditionnels, l'emploi des seuls adjuvants agréés est autorisé. L'agrément des adjuvants est traité dans la circulaire n° 78-114 du 4 septembre 1978. L'agrément fait l'objet d'une liste annuelle qu'il est possible de se procurer auprès de la COPLA\*.

Les adjuvants utilisés sont essentiellement : des plastifiants, des hydrofuges de masse et, éventuellement, des retardateurs de prise dans le cas où le volume de béton à mettre en œuvre est important.

#### 6.1.2. Composition du béton immergé

Ce serait une erreur de penser que ce béton doit avoir des caractéristiques analogues et par conséquent la même composition que celle des bétons traditionnels. Les bétons pour béton armé ou béton précontraint doivent, avant tout, avoir une bonne résistance nominale et sont mis en œuvre par vibration. Le béton immergé, par contre, se met en place sous son propre poids. Les qualités que l'on doit exiger de lui sont, par ordre d'importance :

- une bonne maniabilité et une fluidité suffisante permettant sa mise en œuvre correcte à la benne, au tube plongeur ou à la pompe ;
- une compacité satisfaisante limitant l'agressivité du milieu : une bonne compacité augmente la résistance à la ségrégation et au délavage ;
- enfin, une bonne résistance mécanique.

\* Le secrétariat de la COPLA se trouve au Laboratoire central des Ponts et Chaussées.

Il faut penser « béton de fondation » et faire appel à un laboratoire averti afin d'adapter le processus d'essais et de contrôle à ce type particulier de béton. La composition du béton doit tenir compte des qualités exigées plus haut. Il faut notamment, pour obtenir maniabilité et compacité, que le pourcentage d'éléments fins soit suffisant (généralement plus important que pour le béton armé).

Il est recommandé d'utiliser la méthode d'étude de composition mise au point par le Laboratoire central des Ponts et Chaussées, qui permet d'obtenir une maniabilité optimale à partir d'un rapport :

$$\frac{\text{éléments fins}}{\text{gros éléments}}$$

approprié.

#### Dosage en ciment

Le ciment constitue un apport de fines pour le béton. Un tel béton doit donc être richement dosé en ciment : le dosage en ciment à adopter est au moins de 350 kg par mètre cube de béton et de préférence 400 kg par mètre cube.

#### Consistance du béton

L'affaissement au cône d'Abrams doit être de l'ordre de 15 à 18 centimètres.

### 6.1.3. Mise en œuvre du béton immergé

Il faut réduire au minimum le contact du béton et de l'eau afin de limiter les risques de délavage. Les procédés employés sont les suivants :

- procédé à talus coulant,
- procédé à la benne,
- procédé au tube plongeur,
- procédé à la pompe.

Dans la majorité des cas, ce sont les deux derniers procédés qui sont les plus utilisés, compte tenu notamment de l'exiguïté de la place disponible.

#### 6.1.3.1. Procédé à talus coulant

Ce procédé ne peut être employé que pour de faibles hauteurs d'eau, de l'ordre de 0,80 m au maximum (fig. D.32).

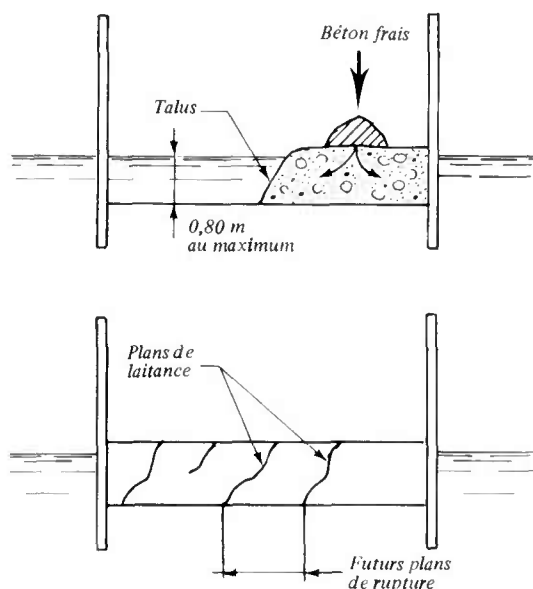


Fig. D.32. — Procédé à talus coulant.

Le béton nouveau est déposé sur le béton déjà en place et pénètre à l'intérieur de celui-ci en le refoulant. La masse de béton progresse suivant un talus, seul en contact avec l'eau et qui est donc théoriquement seul soumis au délavage. Le bétonnage doit être mené le plus régulièrement possible afin d'éviter les mouvements d'eau pour ce talus. Des laitances se forment sur ce talus, il faut donc éviter que se créent au sein du massif des plans de laitance qui deviendraient des plans fragilisés et donc de rupture du futur massif de fondation.

Dans le cas où l'on est obligé d'interrompre le bétonnage, il est nécessaire de balayer la surface du talus pour éliminer la laitance et favoriser ainsi l'intimité de contact entre les deux bétons situés de part et d'autre de la surface de reprise.

Ce procédé est pratiquement le seul utilisable dans le cas de faibles hauteurs d'eau que l'on ne peut épuiser. Si la hauteur d'eau est faible, l'épaisseur de béton immergé est faible. Par suite, si l'on employait le procédé à la pompe ou au tube plongeur, on risquerait leur désamorçage et, par voie de conséquence, un délavage important du béton.

#### 6.1.3.2. Procédé à la benne

Ce procédé est applicable pour des hauteurs d'eau quelconques, mais supérieures à 0,80 m. La benne à employer n'est certainement pas une benne pre-neuse, comme c'est malheureusement le cas sur certains chantiers, mais une benne conçue spécialement. La benne utilisée doit être parfaitement étanche et permettre au béton qu'elle contient d'atteindre le niveau du massif à bétonner sans que le béton soit à aucun moment en contact avec l'eau (fig. D.33).

Il est préférable d'utiliser un appareil de levage rigide, solidaire d'une plate-forme fixe, plutôt qu'une grue qui, du fait de sa flexibilité et de la grande longueur du câble de suspension, entraîne des mouvements alternatifs verticaux de la benne. Il faut également éviter les engins montés sur pontons.

La mise en œuvre du béton doit être menée de la façon suivante.

La benne est descendue lentement à travers la couche d'eau jusqu'au contact avec le fond de fouille (cas du premier béton) ou avec le béton déjà en place.

La pression exercée par le sol sur la pédale sous l'effet du poids de la benne déclenche l'ouverture du fond et le déversement du béton (fig. D.34). Si la benne est descendue sur un béton frais déjà en place, il faut, pour que la pression qui s'exerce sur la pédale soit suffisante, que la benne pénètre un peu au sein de celui-ci, le béton nouveau se déverse alors dans la masse du premier, ce qui limite les risques de délavage.

Toutes les bennes ne sont pas équipées d'un système d'ouverture automatique. Leur ouverture peut être déclenchée par traction d'un câble depuis la surface ou par manœuvre d'un levier faite par un plongeur.

Les mouvements d'approche du béton frais en place, aussi bien à la fin de la descente qu'au début de la remontée de la benne, doivent être aussi lents que possible. Il faut en effet éviter de mettre en agitation l'eau et donc de créer des remous à la partie supérieure du béton frais (fig. D.35). Les précautions devront être d'autant plus grandes que l'espace dans lequel le béton est coulé a des dimensions réduites.

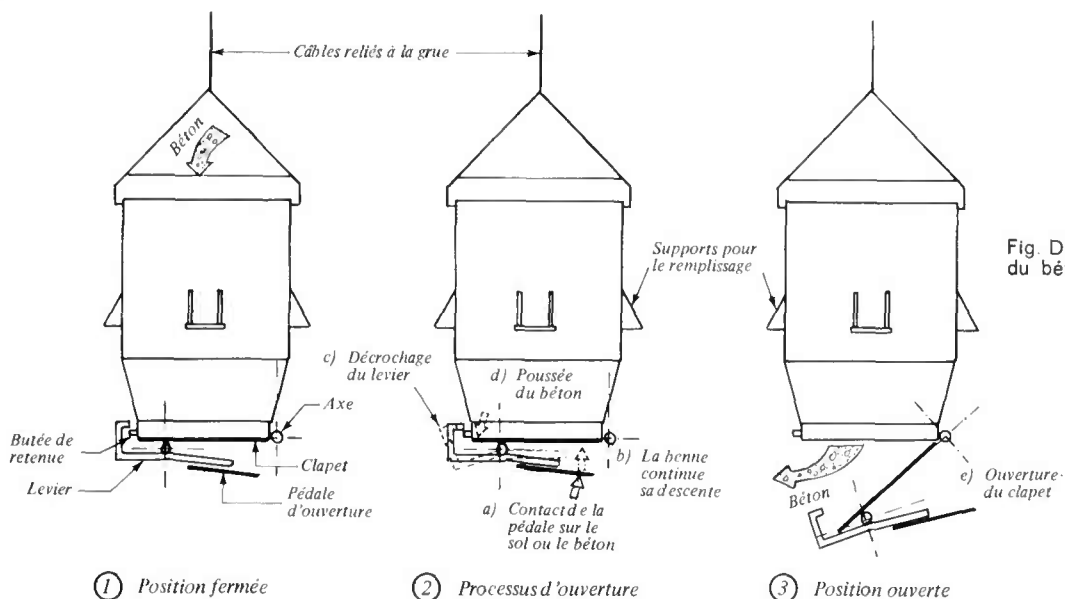


Fig. D.33. — Benne pour la mise en œuvre du béton immergé.

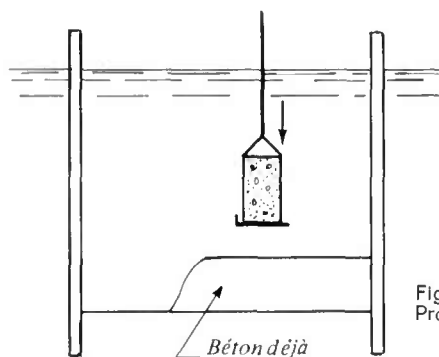


Fig. D.34. Procédé à la benne.

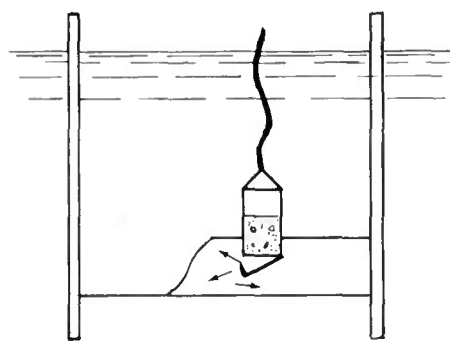
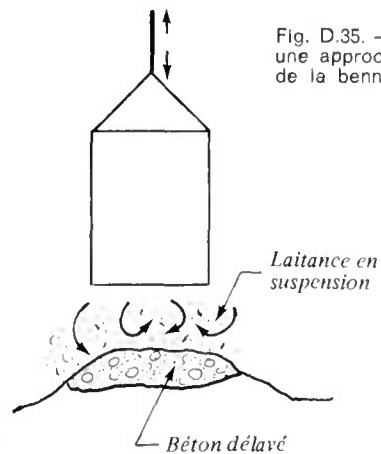


Fig. D.35. — Délavage dû à une approche trop rapide de la benne.



Le procédé à la benne rend difficile le réglage de la partie supérieure du béton. L'aspect de la surface du béton découverte après épuisement du batardeau peut être celui d'un champ dévasté par les taupes, chaque petit monticule correspondant au déversement d'une benne de béton.

### 6.1.3.3. Procédé au tube plongeur

Le procédé\*, appelé parfois *procédé à la goulotte*, est basé sur la pénétration d'un tube dans la masse d'un béton déjà en place de façon à éviter l'écoulement de surface du béton nouveau au contact de l'eau.

Un tube plongeur est constitué d'un ensemble de tubes métalliques élémentaires d'une longueur comprise entre 1,50 et 3 m, assemblés par vissage. Le diamètre du tube doit être compris entre 18 et 30 cm, les diamètres les plus couramment employés étant 20 et 25 cm.

Le diamètre du tube est d'autant plus faible que l'épaisseur de béton à couler est plus faible. Il est recommandé de ne pas descendre en dessous de 20 cm pour éviter les effets de voûte. Le tube est coiffé d'une trémie ou d'un entonnoir facilitant son chargement en béton. La trémie est le dispositif retenu lorsque l'alimentation en béton est intermittente (bennes); l'entonnoir est le dispositif qui convient aux alimentations continues (pompes).

Il existe plusieurs types de tubes plongeurs qui se distinguent les uns des autres essentiellement par le dispositif d'obturation mis en place à leur extrémité inférieure (fig. D.36). On distingue :

- le tube à extrémité simple, qui nécessite l'emploi d'un bouchon de mortier consistant ou en polystyrène expansé afin d'éviter le délavage du premier béton ;
- le tube à clapet (automatique ou non), dont le fonctionnement est délicat ;
- le tube à bouchon, qui exige un remplissage rapide par le béton avant que l'eau ne pénètre à l'intérieur du tube.

\* Une étude très intéressante de ce procédé (*Etude et perfectionnement d'une technique de béton immergé*) a été faite par M. Jean Bouvier (n° 146 des Annales de l'ITBTP, févr. 1960).

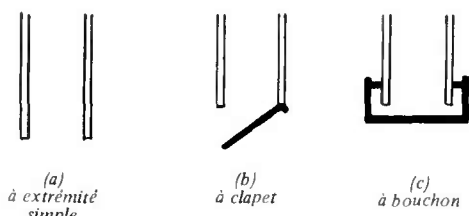
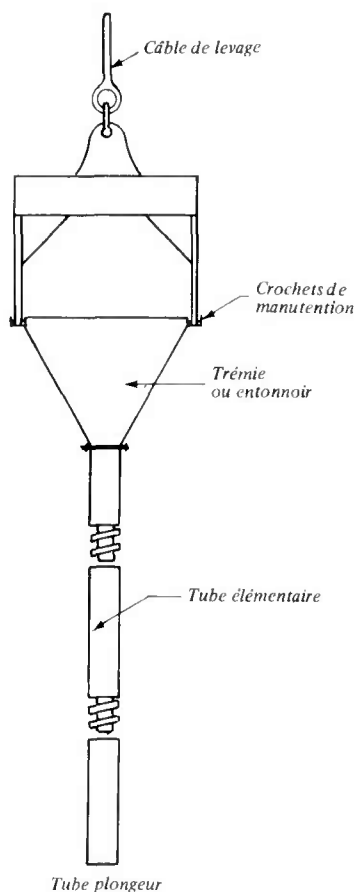


Fig. D.36. — Différents types de tubes plongeurs.

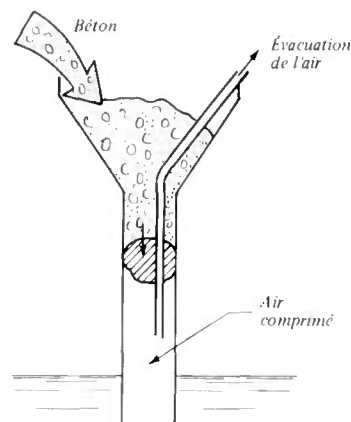
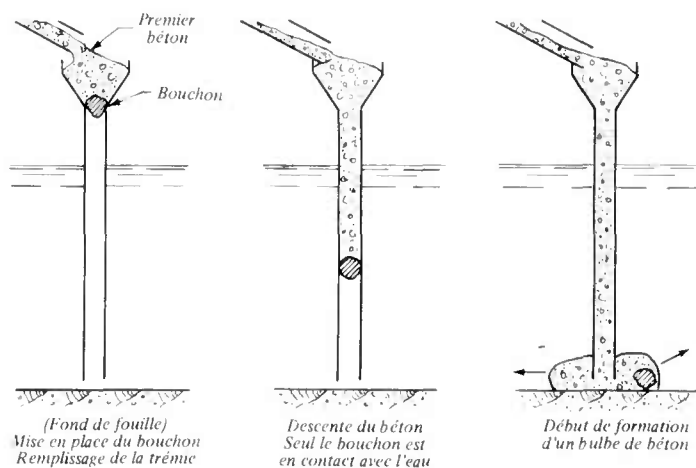


Fig. D.37. — Amorçage du tube plongeur.

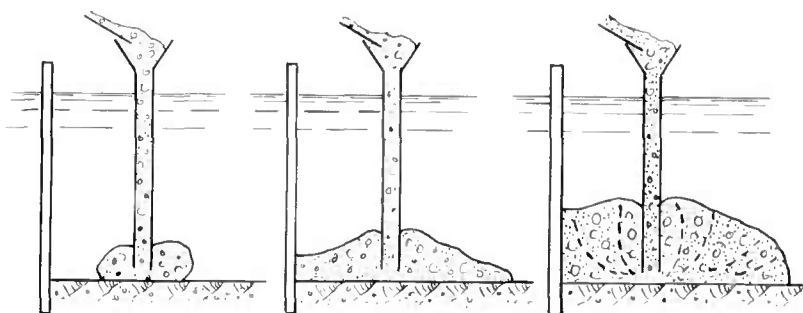


Fig. D.38. — Formation du bulbe.

— Différentes phases de mise en œuvre du béton au tube plongeur

— L'amorçage (fig. D.37) consiste à créer, à l'intérieur du tube, une colonne de béton susceptible de s'opposer à la pression hydrostatique extérieure. Il faut éviter que la masse du béton soit en contact avec l'eau pendant sa descente à l'intérieur du tube plongeur. Il existe plusieurs moyens d'amorçage : plaques obturatrices de pied, tampons coulissants, etc. Nous décrivons sur la figure D.37 le moyen le plus couramment employé qui consiste à utiliser un bouchon de mortier consistant.

Quel que soit le procédé d'amorçage utilisé, un problème se pose pour l'expulsion de l'air emprisonné entre l'eau contenue dans le tube et le béton qui descend. Cet air comprimé peut s'opposer à la

descente du béton ou être expulsé brutalement à la partie inférieure. Pour éviter ces inconvénients, il est conseillé d'équiper le tube plongeur d'un renflard qui permettra à l'air de s'échapper. Les ouvriers devront éviter de se placer devant l'orifice de sortie du renflard car il n'est pas rare d'assister à des projections violentes de gravillons chassés par l'air comprimé.

— La formation du bulbe (fig. D.38) débute par un étalement du béton au pied du tube plongeur sous la poussée du béton frais. Le béton frais chasse vers la périphérie celui qui le précède. L'arrivée des bétons d'âges différents donne lieu à une succession de surfaces séparatrices. La surface séparatrice du béton et de l'eau passe du contour d'une galette à la forme d'un dôme. L'allure de la masse du béton est celle d'un bulbe.

— La coulée est obtenue au fur et à mesure de l'alimentation en béton frais du tube par le développement puis par la progression ascendante du bulbe. Lorsque le sommet du bulbe atteint la cote supérieure prévue, on déplace le tube à l'aide d'un treuil et d'un pont roulant par exemple. Il est nécessaire que la « goulotte » soit pleine en permanence et que les apports en béton frais soient réguliers et aussi continus que possible. Le poids du béton dans le tube doit toujours rester supérieur à la pression de l'eau à la base.

Si on appelle :

$\gamma$  et  $\gamma_w$  les poids volumiques du béton et de l'eau,  
 $H$  la hauteur d'eau au-dessus du pied du tube,  
 $h$  la hauteur de la colonne de béton,

pour que la pression du béton soit supérieure à la pression de l'eau à la base du tube plongeur, il faut que :

$$h \geq H \frac{\gamma_w}{\gamma}$$

Par ailleurs, l'expérience a montré que la pression du béton ne doit pas être supérieure à une fois et demie celle de l'eau pour que le procédé donne satisfaction. Il faut donc en plus que :

$$h \leq 1,5 H \frac{\gamma_w}{\gamma}$$

En adoptant  $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$ , la condition finale pour  $h$  est :

$$0,45 H \leq h \leq 0,7 H$$

Le respect de cette condition est obtenu en pratique en remontant ou en descendant le tube plongeur grâce à un treuil de manœuvre.

Plusieurs cas peuvent se présenter au cours du bétonnage :

*Premier cas* :  $0,45 H \leq h \leq 0,7 H$

Tout se passe correctement, le tube plongeur est maintenu au niveau qu'il occupe.

*Deuxième cas*

Le bulbe grossissant au pied du tube, le béton frais descend plus difficilement, et son niveau monte dans le tube. Lorsque sa hauteur  $h$  atteint la valeur  $0,7 H$ , il faut remonter le tube de façon à diminuer les forces de frottement s'opposant à la progression du béton.

*Troisième cas*

Le béton descend trop vite et sa hauteur  $h$  devient inférieure à  $0,45 H$  ; il faut bien sûr descendre le tube plongeur.

Pour la manœuvre d'un tube plongeur (fig. D.39), la trémie ou l'entonnoir sont équipés de crochets de manutention au moyen desquels le tube peut être levé ou abaissé. Le levage ou l'abaissement du tube peut être assuré par des appareils courants de manutention ou, de préférence, par une installation spéciale, fixe, solidaire par exemple du batardeau à l'intérieur duquel on travaille (échafaudage avec treuil de manœuvre). La seconde solution évite au tube plongeur de subir des mouvements d'oscillation verticaux (risque de désamorçage, discontinuité du bétonnage), ce qui n'est pas le cas lorsqu'on emploie une grue (appareil flexible), encore qu'il ne soit pas rentable de mobiliser une grue pour maintenir un tube pendant toute une phase de bétonnage.

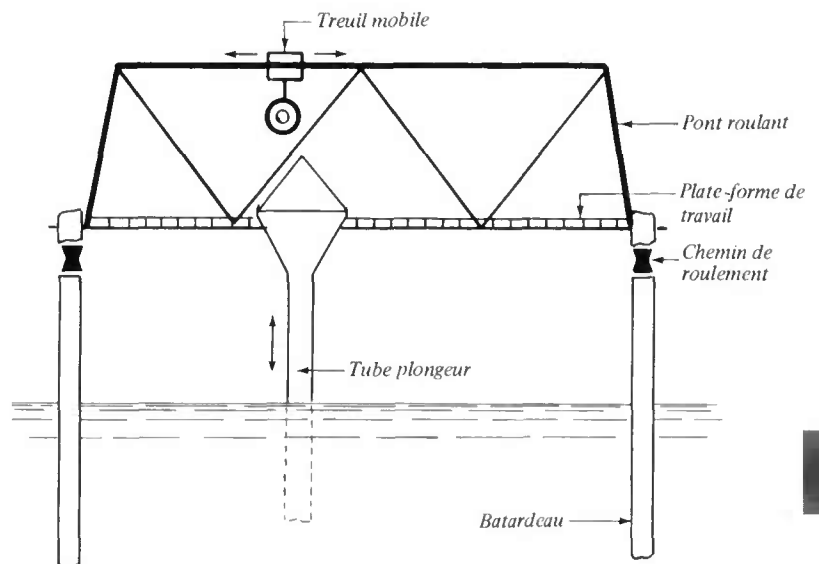


Fig. D.39. — Manœuvre d'un tube plongeur.

#### 6.1.3.4. Procédé à la pompe

Ce procédé\* est, comme pour le tube plongeur, fondé sur la pénétration d'un tube dans la masse d'un béton déjà en place, pour éviter l'écoulement de surface du béton nouveau au contact de l'eau. Dans le procédé au tube plongeur, le bétonnage subit une discontinuité au niveau de l'entonnoir ou de la trémie alors qu'il n'en subit pas avec le procédé à la pompe.

Le béton doit pénétrer dans le béton déjà en place ; la solution pour y parvenir est d'utiliser des tubes métalliques rigides et non pas des tubes souples. Dans quelques cas (faibles quantités, très faibles pressions à la pompe), le bétonnage au tube souple dirigé par un plongeur peut être envisagé lorsque l'utilisation du tube rigide n'est pas possible.

Le dispositif permettant d'effectuer le bétonnage dans les meilleures conditions est celui du schéma (fig. D.40).

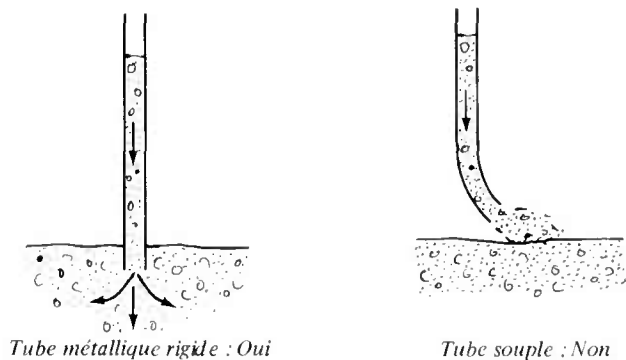
La crosse a pour rôle de maintenir en pression dans la conduite d'amenée le boudin de béton et d'éviter une discontinuité et l'introduction d'air nuisible au pompage.

Les dispositions décrites ci-dessus présentent deux avantages importants :

— il est possible d'effectuer un amorçage par les moyens habituels (boule de mortier plastique, bouchon de polystyrène) utilisés dans la technique du bétonnage au tube plongeur. Il suffit d'enlever l'obturateur ;

— en cas d'incident de pompage au niveau de la conduite de transport (bouchon de béton par exemple), il est possible de transformer le dispositif en un tube plongeur en remplaçant l'obturateur par un entonnoir ou une trémie.

\* En ce qui concerne l'utilisation des pompes pour le transport de béton, on lira avec profit le fascicule 3.4 du dossier GC OA 70 niveau 3 établi par le LCPC et le SETRA.



### 6.1.4. Conduite du bétonnage au tube plongeur et à la pompe

Le bétonnage n'est déclenché que lorsque les opérations suivantes sont réalisées :

- nettoyage des coffrages, des creux de palplanches, etc.,
- nettoyage de la partie de la fondation ancienne à réparer (enlèvement de débris, du sol au contact, de la vase, etc.),
- réglage du fond de fouille,
- assainissement de l'eau contenue dans l'enceinte à bétonner.

Le bétonnage doit être conduit en tenant compte de la forme du massif à bétonner. Donnons trois exemples :

#### — Cas d'un radier

Pour un radier étroit, le tube est déplacé selon le grand axe (fig. D.41.1).

Pour un radier large, le déplacement du tube peut être conduit (fig. D.41.2) :

- par papillonnage dans le cas d'emploi d'un seul tube ;
- par déplacements parallèles simultanés de deux tubes dans le même sens (solution [a]) ou en sens contraire (solution [b]).

C'est la solution (a) qui est la plus satisfaisante car elle limite le délavage et la création de plans de laitance.

#### — Cas d'un massif étroit

Pour la réalisation d'un épaulement de semelle de culée, par exemple, le bétonnage est conduit comme pour le radier étroit (fig. D.41).

#### — Cas d'un renforcement généralisé de semelle

Le bétonnage doit débuter au milieu d'un côté parallèle au courant et est conduit dans le sens indiqué (fig. D.42). Cette solution limite les risques causés par le délavage. Il est préférable d'avoir une surface de fermeture « normale » au courant éventuel, plutôt que parallèle. A noter que pendant que s'effectue le bétonnage de l'anneau, la remise en suspension de la surface de départ peut être réalisée pour améliorer la fermeture.

Dans tous les cas, le tube plongeur, disposé dans sa position de départ, ne doit être déplacé qu'à partir du moment où le béton l'entourant atteint la cote prévue pour son plan supérieur ou pour le plan de reprise horizontal éventuel. Le contrôle du niveau est réalisé à l'aide d'une pige.

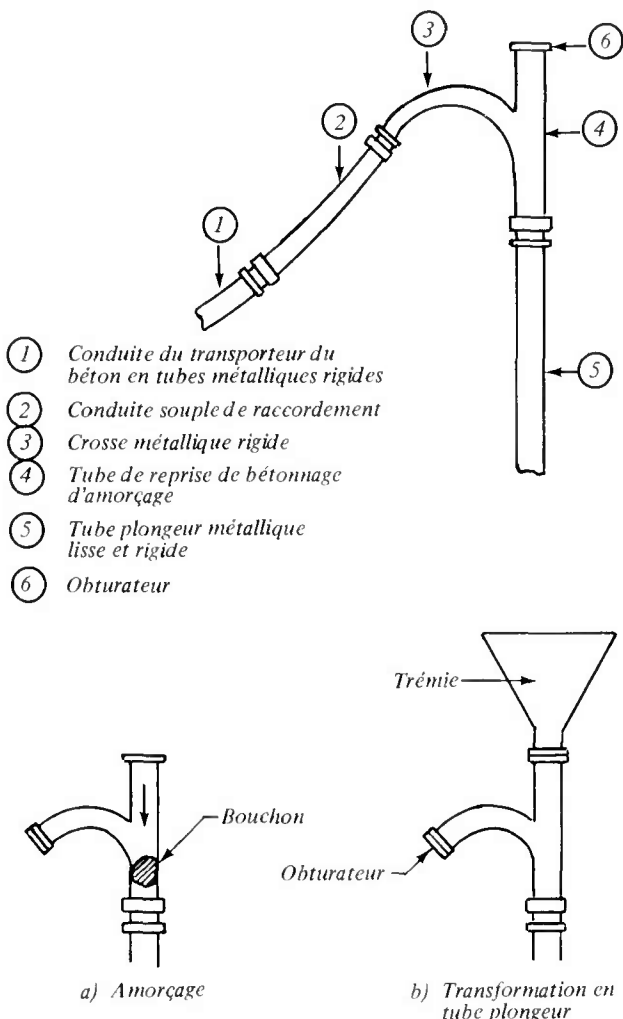


Fig. D.40. — Procédé à la pompe.

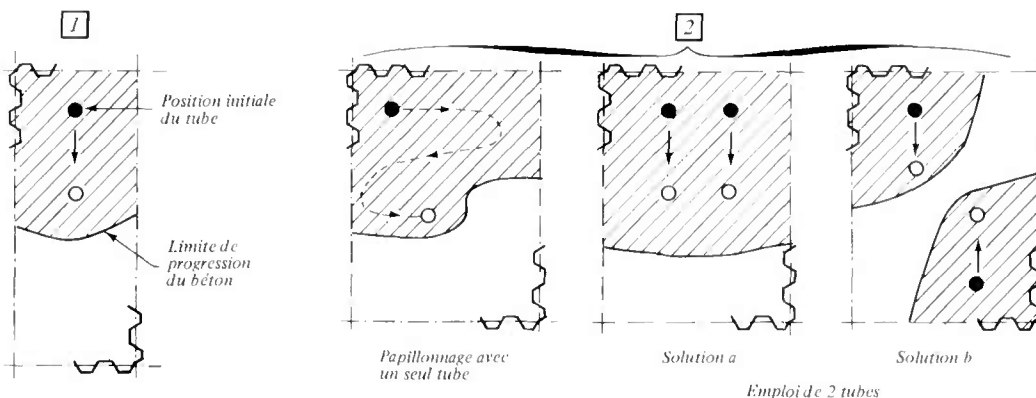


Fig. D.41. — Bétonnage d'un radier.

1. Radier étroit.
2. Radier large.

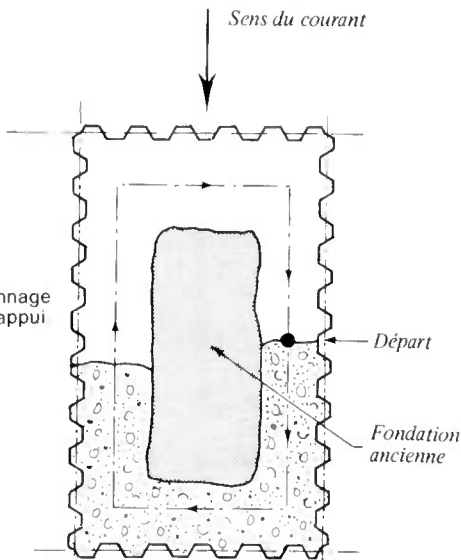


Fig. D.42. — Bétonnage autour d'un appui

Sur la plupart des chantiers, le bétonnage est réalisé avec un seul tube plongeur. Il faut *exiger deux tubes*, ne serait-ce que pour pallier la défaillance de l'un d'eux (déchirure, bouchage par arc-boutement de béton). Les reprises de bétonnage posent des problèmes délicats à résoudre (traitement des surfaces par remise en suspension de la laitance, notamment décompression du béton).

L'emploi d'un second tube plongeur s'impose toujours en cas de présence d'obstacles à l'intérieur de l'enceinte à bétonner (butons, coffrages, etc.).

On limite les risques de délavage en utilisant un second tube (fig. D.43). Le second tube est utilisé lorsque son pied est atteint par l'étalement du béton provenant du premier.

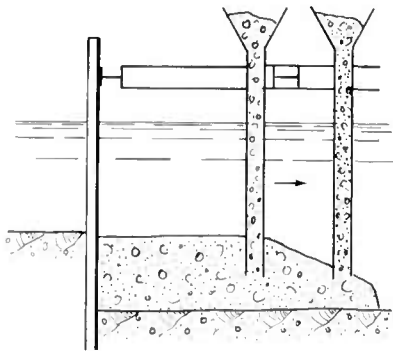


Fig. D.43. — Bétonnage avec deux tubes plongeurs.

### 6.1.5. Conditions à réunir pour réaliser correctement un béton immergé

En plus des points examinés ci-dessus, il faut noter :

- choix correct des composants du béton ;
- étude de la composition du béton et de sa mise en œuvre par un laboratoire spécialisé ;
- utilisation d'un procédé approprié dans les conditions décrites.

Il faut insister sur la propreté de l'eau dans laquelle le béton est versé ainsi que sur celle des parties en contact (fondation à réparer, coffrages). L'eau dans laquelle le béton est mis en œuvre doit, par ailleurs, être totalement calme. Il faut à cet effet aveugler toute venue d'eau par les coffrages, stopper les circulations d'eau sous et à l'intérieur de la fondation à réparer. Il est nécessaire d'éviter toute possibilité de submersion des coffrages, de l'enceinte en palplanches éventuelle.

Enfin, tout risque d'apparition de remous doit être exclu.

## 6.2. LE BETON REALISE SOUS L'EAU PAR INJECTION D'UN MORTIER SPECIAL

Il s'agit d'un béton réalisé en deux phases :

- la *première phase* correspond à la mise en place d'un squelette constitué de gros granulats ;
- la *deuxième phase* comprend d'abord la fabrication d'un mortier à l'aide d'éléments fins traditionnels (sable + ciment + eau) puis l'injection de ce mortier dans les vides intergranulaires.

Ce procédé limite les risques de délavage et de ségrégation et permet l'obtention d'un béton pratiquement homogène. Il permet également d'obtenir un réglage correct du niveau supérieur du béton.

Les sujétions inhérentes à l'emploi de ce béton sont essentiellement :

- la nécessité d'une installation de production sur le chantier pour assurer un rendement journalier important ;
- un personnel qualifié pour la mise en œuvre ;
- la fourniture de gros granulats.

### 6.2.1. Les composants

On distingue les granulats formant le squelette et le mortier d'injection.

#### Les granulats formant le squelette

Le squelette doit être constitué de granulats très propres. Sur le chantier, il faudra toujours exiger un lavage complémentaire. Lorsque les granulats sont mis en place à la benne, le lavage complémentaire pourra être réalisé en immergeant à deux reprises au minimum la benne chargée, à l'extérieur du batardeau.

L'expérience montre que l'on obtient un bon remplissage des vides du squelette par le mortier d'injection lorsque les granulats ne comportent pas d'éléments de dimension inférieure à 40 mm (refus à la passoire de 63 mm). On utilise souvent des éléments de 60 à 80 mm. La dimension maximale des granulats ne doit pas être trop importante afin que le béton soit homogène. Dans ces conditions, le pourcentage des vides est de l'ordre de 47 %.

Pour obtenir un massif ayant de bonnes caractéristiques mécaniques, il faudra bien sûr utiliser des granulats ayant une bonne résistance. C'est ainsi qu'on préférera des granulats siliceux aux calcaires. En ce qui concerne la forme des granulats, on utilisera des granulats roulés plutôt que des granulats concassés qui conduisent à un pourcentage de vides moins important et donc à une injection plus délicate.

#### Le mortier d'injection

##### • Le ciment

On n'utilisera des ciments de mêmes caractéristiques que pour le béton immergé, en évitant les ciments à prise rapide.

##### • Le sable

Le sable utilisé est un sable moyen à gros. La granularité doit être 0,1-3 mm, parfois 0,1-5 mm si le squelette constitué par les gros agrégats ne comporte pas un trop fort pourcentage d'éléments de petite taille et si ces éléments sont roulés plutôt que concassés. La granulométrie du sable devra être aussi continue que possible pour obtenir une

bonne maniabilité du mortier. Enfin, ce sable ne devra pas être friable car le traitement du mortier dans le malaxeur produirait un broyage modifiant complètement sa granulométrie dans le produit fini. Pour cette raison, il ne faudra utiliser que du sable de rivière ayant déjà subi des actions mécaniques énergiques ou du sable provenant du concassage de roches très dures.

### 6.2.2. Composition et fabrication du mortier d'injection

Le mortier d'injection est uniquement composé de ciment, de sable et d'eau, sans aucun adjuvant. La fabrication du mortier est purement mécanique. Toute l'originalité du procédé réside dans l'obtention d'un mortier pratiquement colloïdal et thixotrope uniquement par voie mécanique.

Pour un béton dosé à 350 kg de ciment par mètre cube, les proportions des différents constituants du mortier sont d'environ 100 kg de ciment pour 190 kg de sable (130 à 140 l environ) et 55 litres d'eau.

Le mortier est fabriqué dans un malaxeur conçu pour traiter :

- d'une part, le mélange ciment + eau par passage dans un moulin colloïdal industriel,
- d'autre part, le mélange lait de ciment + sable par passage dans un corps de turbine.

Le produit sortant du malaxeur doit être doué de rigidité et avoir une liquidité lui permettant de remplir les vides du squelette.

Ce mortier présente les mêmes caractéristiques qu'un mortier classique d'injection mais, de par sa préparation bien particulière, et malgré sa composition, il est beaucoup plus voisin des coulis stables (argile-ciment) que des coulis instables (suspension de ciment-sable). Introduit dans les vides du squelette saturés d'eau, un tel mortier ne se mélange pas par diffusion à l'eau environnante, et sa fluidité lui permet de remplir tous les vides d'un coulis homogène, et ce, sous faible pression. Le début de prise du mortier s'effectue entre 12 et 24 heures après sa préparation. La mise à sec d'un batardeau peut s'effectuer environ huit jours après injection du mortier.

### 6.2.3. Exécution du béton

#### Matériel utilisé

- Le malaxeur

Le malaxeur servant à préparer le mortier d'injection fonctionne de la façon suivante (fig. D.44).

L'eau de gâchage et le ciment sont introduits successivement dans une première cuve. Le malaxage est effectué par une turbine à axe horizontal de forme appropriée placée à la base de la cuve et latéralement à celle-ci. Le premier malaxage dure environ une minute.

Le coulis obtenu par malaxage dans la première cuve est ensuite envoyé dans une deuxième cuve dans laquelle on introduit le sable. Une turbine à axe horizontal placée à la base de la deuxième cuve assure le brassage du sable dans le coulis de ciment et malaxe le mortier ainsi préparé. Cette deuxième opération dure d'une minute à une minute trente suivant les dosages.

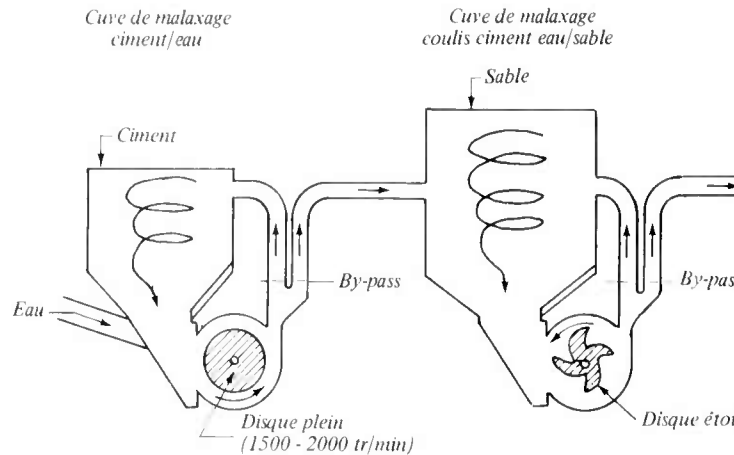


Fig. D.44 — Malaxeur haute turbulence.

Les deux turbines tournant à 1500 tr/min, il se produit entre les carters de l'appareil et les turbines un laminage qui provoque la formation d'un mortier thixotrope uniquement par voie mécanique.

Suivant le type de malaxeur utilisé, le volume des gâchées varie de 80 à 300 litres environ.

- Tubes de transport et tubes d'injection du mortier

Les tubes de transport sont des tubes renforcés de 40 mm de diamètre environ, assemblés par filetage et manchonnage.

Les tubes d'injection sont des tubes métalliques de 50 mm de diamètre environ terminés par une pointe comportant des orifices permettant au mortier de s'écouler (généralement quatre orifices dont la section totale est égale à la section droite du tube).

Le raccordement entre les tubes de transport et les tubes d'injection est réalisé par un flexible permettant le branchement et le débranchement des tubes au fur et à mesure de l'avancement de l'injection.

#### Exécution proprement dite

- Préparation du sol de fondation et de la fondation à conforter

Selon la nature du sol, les précautions à prendre pour préparer et (ou) stabiliser le sol de fondation vont d'un nivellement sommaire après purge des poches de moindre résistance et des vases à la mise en place d'éléments classés, lorsqu'il s'agit d'un sol susceptible d'être mis en mouvement lors de la mise en œuvre du granulat ou lors de l'injection. La fondation elle-même doit faire l'objet d'un nettoyage.

- Mise en place du squelette

La mise en place des gros granulats soumis à un lavage complémentaire et précédée de l'assainissement du batardeau est généralement faite à la benne. Celle-ci n'est ouverte qu'une fois dans l'eau et près du massif à exécuter. Le déversement des différentes bennes peut être guidé par des plongeurs. Le réglage de la partie supérieure doit être mené avec soin pour respecter la cote théorique du sommet du massif (fig. D.45).



- Mise en place des tubes d'injection

Les tubes d'injection sont mis en place par battage jusqu'au niveau de la base de la couche à injecter. Ils sont parfois mis en place avant le squelette, en particulier dans le cas de massif épais (il serait risqué de battre des tubes à travers un squelette de plus de trois mètres d'épaisseur).

En plan, les tubes sont disposés à 1 m minimum du rideau ; ils sont répartis de façon à ce que chacun d'eux intéresse une surface de trois à quatre mètres carrés (maille de  $1,70 \times 1,70$  m à  $2 \times 2$  m environ avec un maximum de  $2,50 \times 2,50$  m) (fig. D.46).

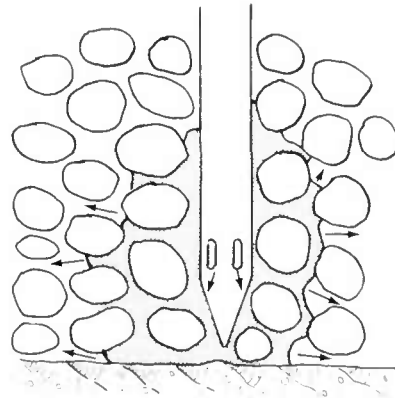


Fig. D.45. — Tube pour l'injection du mortier.

— Déroulement de l'injection

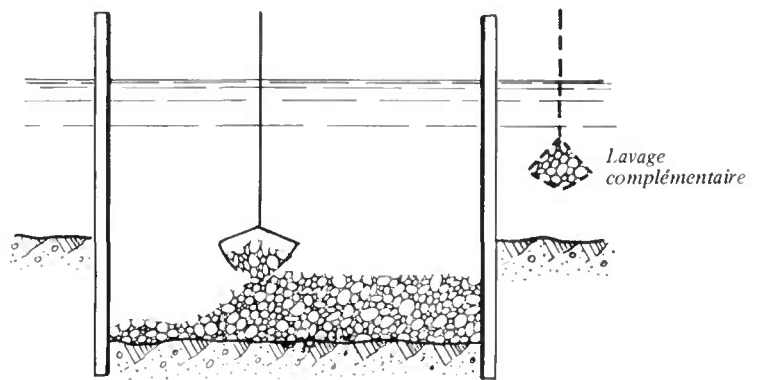
- Massifs de faible épaisseur (1,50 m maximum)

Dans ce cas, l'injection est faite en une seule passe, sans remonter le tube d'injection. On n'injecte en général qu'un tube à la fois et l'on progresse de façon continue de tube en tube. Il est cependant possible d'utiliser plusieurs tubes simultanément, mais cela implique l'emploi de plusieurs pompes d'injection.

- Massifs de forte épaisseur

L'injection est alors menée par passes successives de 1 à 1,40 m de hauteur. Une passe n'est commencée qu'après achèvement de la passe inférieure sur toute la surface du massif.

Avant injection d'une nouvelle tranche et après mise en place des tubes d'injection au niveau du toit de la couche préalablement injectée, il est conseillé d'effectuer, par des tubes, une injection d'air puis d'eau sous pression pour remettre en suspension les fines qui ont pu se déposer. Il ne faut pas que les plans de reprise deviennent des plans de rupture du futur massif. Les problèmes posés par les reprises de bétonnage constituent certainement l'un des points faibles du procédé.

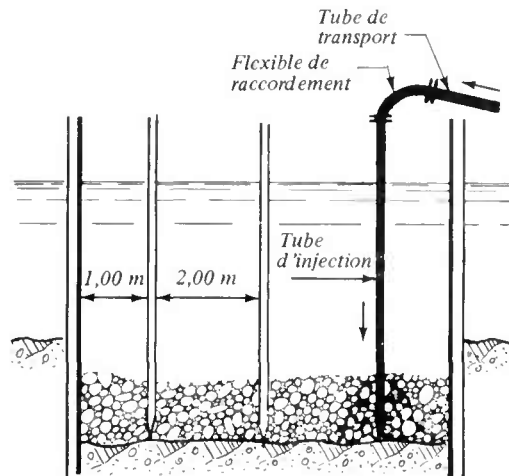


a) Assainissement du batardeau  
Mise en place du squelette à la benne  
Réglage du squelette par plongeur  
(tolérance  $\pm 0,20$  m)

— Pression d'injection

Compte tenu de l'important pourcentage des vides du squelette, il n'est pas nécessaire d'utiliser une pression d'injection élevée (de l'ordre de quelques bars). La pression théorique nécessaire à la base des tubes est égale à la somme de la pression due à la hauteur d'eau au-dessus du mortier, de la pression du mortier sur la pointe et de celle nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les vides intergranulaires.

La valeur de ce dernier terme croît après une interruption de l'injection ; en effet, du fait de la thixotropie du mortier, il faut augmenter la pression pour remettre le mortier en mouvement.



b) Battage des tubes  
Injection du mortier

### 6.2.4. Contrôle de l'injection

La détection du niveau du mortier en cours d'injection est fondée sur la différence de densité ou de conductibilité électrique entre le mortier et l'eau. En pratique, ce contrôle est réalisé en descendant des sondes à l'intérieur de tubes placés à mi-distance des tubes d'injection.

Il est bien sûr nécessaire de comparer le volume théorique estimé du mortier à injecter au volume réel mesuré.

Fig. D.46. — Exécution du béton.

- a) Mise en place du granulat
- b) Injection du mortier dans la masse.

L'emploi de cette technique devrait donner lieu à épreuve de convenance : la réalisation, en place, de quelques cubes de 1,50 m environ de côté permet, par démolition partielle et examen visuel, de s'assurer de l'efficacité de l'entreprise.

## 7. COMBLEMENT DE CAVITES

Les massifs de fondation, le corps de la maçonnerie de la base des appuis et le sol d'assise présentent parfois des cavités. Parmi les causes d'apparition de ces désordres, on peut citer :

- le vieillissement des matériaux comme l'altération accélérée d'une partie d'un massif de béton par dissolution de la chaux ;
- l'action mécanique de l'eau comme l'entraînement par affouillement des matériaux fins sous la base d'un appui, ou encore la désorganisation interne d'un corps de pile par des circulations d'eau (cours d'eau à variations de régime fréquentes et rapides).

L'existence de ces désordres est non seulement susceptible d'entraîner un vieillissement accéléré de l'ouvrage, mais elle met fréquemment en cause la stabilité des appuis ; elle peut conduire à une ruine brutale par rupture d'un équilibre instable. Le confortement des appuis comportant des cavités est donc essentiel.

On peut distinguer quatre types de cavités demandant des travaux de comblement différents :

- (a) les cavités assez largement ouvertes, débouchant à la périphérie de la fondation ou d'un corps de maçonnerie et donc facilement accessibles ;
- (b) les cavités débouchant à la périphérie mais d'ouverture étroite ;
- (c) les cavités internes, difficilement voire non accessibles directement, et les vides existant à l'intérieur de la maçonnerie d'un appui ;
- (d) les lacunes de sol sous la base de l'appui.

### 7.1. COMBLEMENT DES CAVITES DE TYPE (a)

Le comblement de ces cavités par bétonnage peut en général être conduit selon les opérations élémentaires suivantes :

- enlèvement des débris et nettoyage de la fondation (lance à eau) ;
- mise en place d'un coffrage localisé ou général lorsqu'il est envisagé de constituer une enveloppe protectrice : peau en béton ;
- scellement d'armatures destinées à liasonner la partie existante et la partie comblée ;
- nettoyage complémentaire ;
- réalisation du ferrailage dans la partie à bétonner ;
- mise en place dans les cavités de tubes métalliques destinés à compléter le comblement par injection d'un coulis au mortier. Cette mesure est à considérer si la géométrie des cavités laisse craindre l'existence de zones mal comblées lors du bétonnage, compte tenu des faibles pressions de refoulement envisageables. Ces tubes doivent être des tubes métalliques rigides, munis d'obturateurs provisoires, cintrés, pour déboucher en surface. Les plus petits tubes ont généralement pour diamètres 20-27, les plus courants 40-49. L'extrémité des tubes, obturée provisoirement pendant le bétonnage, doit être disposée à distance du fond et protégée afin que le mortier injecté après bétonnage puisse atteindre les vides restants et les boucher. Une précaution minimale consiste à biseauter l'extrémité des tubes. Enfin, ces tubes peuvent parfois être munis de connecteurs et constituer une armature complémentaire de la partie réparée ;

— bétonnage proprement dit ; selon qu'il est possible et souhaitable ou non d'épuiser la cavité en totalité, ou en partie, on adoptera la procédure suivante :

- après épuisement, bétonnage à sec avec mise en œuvre du béton par vibration,
- réalisation en deux phases, béton immergé sur une hauteur de 0,80 m minimum puis, épuisement et bétonnage à sec avec vibration du béton,
- béton immergé dans toute la cavité ;
- injection d'un coulis bentonite-ciment ou d'un mortier selon les cas pour compléter le comblement par bétonnage ;
- recépage des injecteurs et remplissage de ceux-ci par un coulis après lavage ;
- ferrailage et bétonnage d'une couverture.

Pour les cavités dans un massif de maçonnerie de moellons assisés mis hors d'eau, il est souhaitable de combler les lacunes par des moellons rendus solidaire des pierres en place par matage de mortier.

### 7.2. COMBLEMENT DES CAVITES DE TYPE (b)

Le processus est comparable au précédent à ceci près qu'il faut disposer des injecteurs de diamètres différents et dont les extrémités sont décalées : injecteurs de petit diamètre en fond de trou, injecteurs de plus gros diamètre proches de l'ouverture de la cavité. Après bétonnage, quand cela est possible, l'injection débute par la mise en œuvre d'un mortier par les gros injecteurs et se termine par l'injection d'un coulis plus fluide par les plus petits injecteurs. Il est ici rarement possible d'armer la cavité à combler.

### 7.3. COMBLEMENT DES CAVITES DE TYPE (c)

Ici, il n'est jamais possible de disposer d'armatures. Le comblement est alors conduit en combinant les procédés de comblement des cavités de types (a) et (b). Pour l'exécution des forages et la conduite de l'injection, on se référera aux précautions présentées dans cette annexe : Confortement des fondations par injections.

### 7.4. COMBLEMENT DES CAVITES DE TYPE (d)

La mise en place des éléments de coffrage, lorsqu'il n'est pas possible de réaliser un encagement par injection, doit être conduit ici avec beaucoup de prudence. Le battage à proximité de l'appui en état de stabilité précaire est à proscrire, les éléments seront disposés dans des souilles creusées à l'avancement et remblayées immédiatement. Il faut ici veiller à ce que cette opération ne provoque pas d'éboulement ou n'accentue pas la désorganisation du sol sous appui.

Le comblement doit être précédé de l'élimination des dépôts de mauvaises caractéristiques, avec étalement au besoin des parties instables de l'appui. Pour la conduite de l'injection, on se référera à cette annexe : Confortement des fondations par injections.

L'efficacité des travaux doit être contrôlée par des prélèvements d'échantillons et éventuellement des essais d'eau ou des essais mécaniques (on respectera un délai suffisant pour assurer la prise du matériau injecté).

## 8. REPRISE EN SOUS-ŒUVRE

La reprise en sous-œuvre peut être envisagée lorsque la portance d'un appui s'avère insuffisante en raison :

- d'une détérioration du massif de fondation,
- d'une variation de l'environnement (abaissement du niveau moyen des fonds par exemple),
- d'une modification de l'état de service de l'ouvrage.

Les travaux de reprise en sous-œuvre peuvent comporter une réfection des fondations endommagées (par exemple réfection des têtes de pieux cf. § 8.1) ; ils peuvent consister à doter l'appui, pour tout ou partie, de fondations nouvelles.

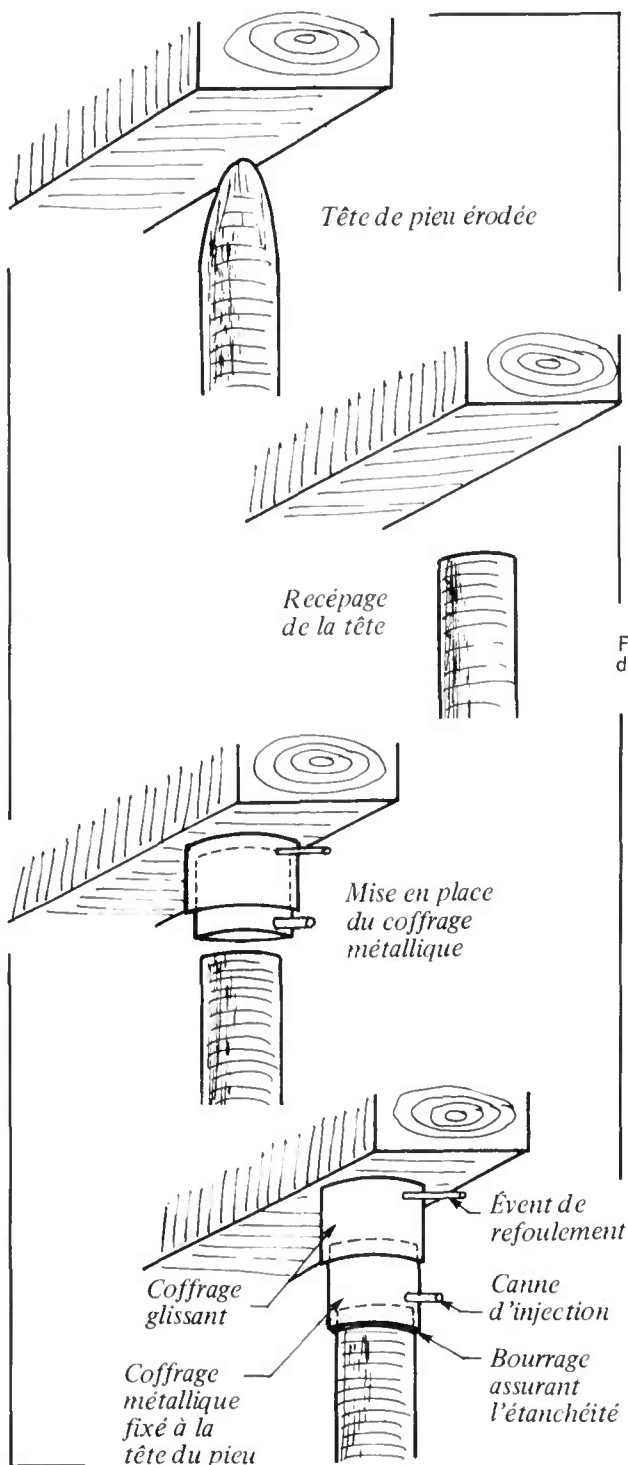


Fig. D.47. — Restauration d'une tête de pieu en bois sous l'appui.

Il s'agit là d'interventions très délicates, souvent coûteuses, nécessitant une juste appréciation de l'état de l'appui. Il va de soi que chaque cas doit faire l'objet d'une étude détaillée mettant clairement en évidence le fonctionnement à chaque phase des travaux. Les paragraphes suivants ne font que dégager les points caractéristiques les plus importants de ce type de travaux.

### 8.1. REFECTION DE PIEUX ALTERES

La reconstitution de têtes de pieux en bois détruites par abrasion, pourriture ou par l'action d'eaux chimiquement agressives a été effectuée dans quelques cas. La partie supérieure altérée une fois recépée (les parties pourries doivent être éliminées totalement), le contact avec le platelage fut rétabli par remplissage d'un mortier de ciment injecté dans un forage télescopique (fig. D.47). Ces travaux ont été exécutés sous l'eau par des plongeurs après dégagement des alluvions à la lance à eau sous pression. En général, l'altération des têtes de pieux n'est pas le seul désordre existant, il faut en particulier procéder au comblement des cavités sous l'appui.

Les pieux en béton peuvent eux aussi être détériorés par abrasion ou par altération chimique. Dans certains cas, il est possible de les réparer en disposant, après nettoyage, une gaine (coffrage en bois ou métallique) (fig. D.48) avec injection de l'espace annulaire. Sur la hauteur libre, si les pieux ne peuvent être protégés autrement, il est souhaitable de disposer un chemisage métallique.

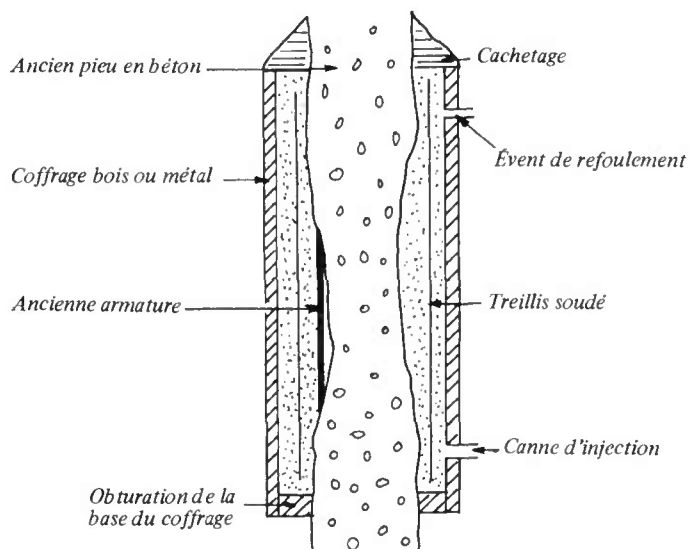


Fig. D.48. — Principe de la réparation d'un pieu en béton par gainage.

## 8.2. EXECUTION D'UNE NOUVELLE FONDATION. FONDATIONS ANCIENNES SUR PIEUX OU CAISSON

Pour des appuis fondés en milieu affouillable sur pieux en bois ou caisson, on peut envisager de doter la pile de nouvelles fondations par exemple, lorsque la pointe des pieux ou la base du caisson ne repose pas sur un horizon inaffouillable et que le creusement du lit a entraîné une diminution importante de l'encastrement. Plusieurs solutions destinées à reporter les charges directement sur le substratum peuvent être envisagées :

- (a) pieux ou micropieux à l'extérieur de l'emprise de l'ancienne fondation,
- (b) micropieux forés à travers la pile et l'ancien massif de fondation,
- (c) paroi moulée,
- (d) batardeau en palplanches avec palpieux et refends.

Les options (c) et (d), outre le rôle de reprise des charges, isolent la base de l'appui et l'ancienne fondation de l'action directe de l'eau.

Quelle que soit la solution, se pose le problème d'assurer un transfert correct des efforts de l'ancienne fondation à la nouvelle. Il convient donc, avant toute chose, de vérifier l'intégrité de la partie de l'appui assurant ce transfert des efforts. On pourra pour cela faire un carottage en grand diamètre, de la pile et du massif de fondation, avec inspection des parois des forages par caméra et des essais de compression simple sur éprouvette.

Dans le cas d'une fracturation de la pile, il est nécessaire, au préalable, de restituer à l'appui un caractère monolithe par remplissage des fissures et blocage de leurs mouvements à l'aide par exemple d'un ceinturage précontraint ou non. De même, si le remplissage de la pile est plus ou moins désagrégé, il conviendra alors d'injecter dans la masse pour rétablir la continuité du milieu.

La transmission des efforts et leur nouvelle distribution dans la structure doivent être justifiées par un calcul de résistance des matériaux.

Le transfert des efforts sur la nouvelle fondation ne peut s'effectuer qu'au prix de certaines déformations : déformation de la zone de transfert, raccourcissement élastique des nouvelles fondations. Ces déformations peuvent se produire naturellement du fait d'une évolution de l'ancienne fondation ou être produites volontairement par l'ingénieur. Si le projet est bien conçu, les mouvements doivent rester faibles (centimétriques). Les appuis en maçonnerie sont généralement à même d'accepter des mouvements de cette amplitude ; il est néanmoins nécessaire d'examiner leur incidence dans le cas de piles portant un tablier moderne.

Il faut enfin éviter les concentrations d'efforts.

### 8.2.1. Les micropieux

Cette technique, assez répandue en bâtiment, a été peu utilisée à ce jour (1979) pour le confortement d'anciens ponts.

Ces pieux de petit diamètre (diamètre maximal 250 mm) sont définis dans le DTU 13.2, « Fondations profondes (chapitre 7) », qui en distingue deux types :

- le micropieu de type 1 est un pieu foré tubé. Le forage est équipé ou non d'armatures et rempli

d'un mortier de ciment au tube plongeur. Le tubage est ensuite obturé en tête et l'intérieur du tubage, au-dessus du mortier, mis sous pression ; le tubage est récupéré en maintenant la pression sur le mortier ;

— le micropieu de type 2 est un pieu foré, le forage étant équipé d'armatures et d'un système d'injection mis en place dans un coulis de gaine. Les caractéristiques mécaniques de l'ancrage sont améliorées par l'injection d'un coulis de scellement.

Ce document donne des dispositions constructives, des recommandations pour la mise en œuvre, fixe les contraintes admissibles et le nombre minimal d'essais de contrôle.

Hormis les micropieux faits de tubes métalliques, type tubes pétroliers, les micropieux présentent, de par leur faible inertie, une médiocre résistance aux sollicitations de flexion. Ils sont conçus pour résister à des efforts normaux. De ce fait, les micropieux doivent être utilisés en massif et non isolés en petit nombre. On doit alors rechercher un nombre et une disposition géométrique tels que le torseur des actions à la base de la pile soit équilibré uniquement par des efforts de traction et de compression dans les micropieux. La résistance à la flexion servira à reprendre les efforts parasites inévitables et difficilement appréciables qui se produiront après transfert des charges sur la nouvelle fondation, et les efforts locaux exercés par le sol sur leur longueur courante. De même, avec des micropieux inclinés, il convient de se méfier des efforts parasites qui pourraient résulter d'un tassement des couches de sol traversées, notamment en cas de battage à proximité immédiate. Dans ce dernier cas, il semble préférable d'injecter la masse de sol avant battage.

Si les micropieux sont de type 1 ou constitués d'armatures injectées, il sera également nécessaire de mettre en œuvre des dispositions complémentaires pour les protéger de l'action directe de l'eau en cas d'affouillement et garantir ainsi leur pérennité.

Les micropieux traversant des couches de très mauvaises caractéristiques doivent aussi être justifiés au flambement.

Des essais de contrôle doivent être effectués en compression ou en traction.

Avec les micropieux scellés dans la maçonnerie, le transfert des efforts s'effectue par cisaillement : mobilisation de l'adhérence armature-mortier et cisaillement mortier-maçonnerie. La longueur de scellement est en général déterminée par l'adhérence armature-mortier (de l'ordre de quelques bars). En plus de leur rôle de transmission des efforts, les barres métalliques, de fait, couturent l'appui.

### 8.2.2. Pieux, barrettes ou micropieux (tubes métalliques) extérieurs à l'appui

Le transfert des efforts s'effectue habituellement par appui sur une ceinture en béton armé ou béton précontraint coulée autour du fût de la pile. On peut envisager dans certains cas de disposer des longrines sous l'appui.

Le choix entre barrettes, pieux, micropieux dépendra surtout des conditions d'accès et de l'encombrement des machines.

En cas de forage d'un pieu à proximité d'un appui, il convient d'éviter tout éboulement de sol et renard solide en cours de forage. Pour cela, le sabot de

forage doit avoir en permanence une certaine avance sur l'outil.

Il faudra encore assurer la protection de la partie supérieure de ces pieux, au moins contre les chocs des corps flottants.

### 8.2.3. Paroi moulée

L'exécution d'une paroi moulée nécessite une île artificielle, des accès pour une machine lourde et encombrante et la réalisation d'une murette guide. Cela rend impossible le travail sous gabarit réduit ; en revanche, la paroi moulée permet un transfert de charge réparti.

### 8.2.4. Batardeau en palplanches

Le batardeau des appuis étant souvent nécessaire pour les protéger, on peut envisager d'utiliser le batardeau pour reprendre les charges de l'appui grâce à des refends et des palpieux. Il importe alors ici que le batardeau soit très rigidifié pour éviter les conséquences d'une déformation du rideau.

Dans ce cas, les efforts sont transférés par l'intermédiaire d'une dalle en béton armé solidarifiée aux

palplanches par l'intermédiaire de connecteurs soudés, et liée à l'appui par des armatures métalliques. Il faut cependant noter que les palplanches ne pouvant être battues à proximité immédiate de l'ancienne fondation, cette solution conduit alors à des pièces très fortement armées.

## 8.3. CAS DES CULEES SUR SOLS COMPRESSIBLES

Pendant très longtemps, la conception des fondations ne tenait pas compte des efforts horizontaux et des déformations créés par le fluage des couches compressibles sous la charge, notamment des remblais. Cela a donné lieu à plusieurs cas de culées se déplaçant lentement vers le cours d'eau.

Plusieurs mesures sont *a priori* envisageables :

— dispositions s'attaquant aux causes : substitution du remblai existant par un matériau plus léger, allègement par une buse ;

— dispositions permettant de résister : butonnage entre appuis (lorsque les portées sont petites), blocage du terrain derrière la culée par une paroi, blocage de la culée à l'aide de tirants, exécution de nouvelles fondations, etc.



**Page laissée blanche intentionnellement**

## *Exemples de travaux de confortement de fondations*



ANNEXE TECHNIQUE V

## Sommaire

Exemples de travaux de confortement .....	133
1. Confortement du Pont-Neuf au XIX <sup>e</sup> siècle .....	136
2. Fondations superficielles : deux exemples de réparation de petits ouvrages avec radier général .....	137
3. Réparation de petits ouvrages par protection en palplanches et bétonnage : exemple des ponts 2, 3 et de Nay .....	140
4. Confortement du Ponte Vecchio (Florence) .....	143
5. Confortement des fondations du pont Marie (Paris) .....	145
6. Confortement du pont d'Iéna (Paris) .....	146
7. Le renforcement des piles 1 et 2 du pont de Beaucaire sur le Rhône .....	148
8. Viaduc de Montlouis sur la Loire .....	151
9. Pont international sur la Bidassoa .....	153
10. Confortements successifs du pont de Thouaré .....	155



Les exemples suivants ne sont pas des solutions types ; il s'agit de cas réels et, parfois, d'autres méthodes ou d'autres dispositions constructives auraient pu être employées. L'objectif est de présenter l'éventail possible des modes de confortement en associant les techniques utilisées aux désordres observés.

L'ordre de présentation des exemples ne répond à aucun critère particulier. Pour faciliter le choix du lecteur, en fonction de son intérêt, les cas traités sont rappelés dans un tableau à double entrée indiquant la nature de la fondation ancienne et celle des principaux travaux effectués.

D'autres exemples seront ultérieurement publiés et compléteront la présente liste.

#### Exemples de travaux de confortement

Dénomination de l'ouvrage	page	Nature de la fondation ancienne				Nature des travaux confortatifs principaux						
		pieux en bois	superficielle	massif de béton	caisson	aménagement hydraulique	encagement en palplanches	reprise en sous-œuvre	injections	protection en béton	enrochements et techniques dérivées	comblement de cavités
Pont-Neuf	136		×								×	
Pont de Régereau	137		×			×						×
Pont 1	138		×			×						×
Pont de Nay	140	×				×						
Pont 2	140	×								×		
Pont 3	140	×								×		
Ponte Vecchio	143		×			×		×				
Pont Marie	145	×									×	×
Pont d'Iéna	146	×									×	×
Pont de Beaucaire	148				×			×				
Pont-rail de Montlouis	151			×			×		×			
Pont-rail sur la Bidassoa	153	×						×				
Pont de Thouaré	155				×		×					

## 1. CONFORTEMENT DU PONT-NEUF AU XIX<sup>e</sup> SIECLE

Le 17 décembre 1885, la deuxième pile du Petit bras, côté rive gauche, s'affaissa vers l'amont d'environ 0,30 m en entraînant les deux demi-voûtes des arches adjacentes (fig. E.1).

L'accident fut la conséquence des effets conjugués des dragages effectués pour la construction de l'écluse de la Monnaie, amenant le fond de la Seine à la cote 23,80 en 1883 et d'une crue importante. Avant ces travaux, la situation s'était maintenue sans modification appréciable depuis la construction (achevée en 1604) ; le fond moyen était à la cote 25,70 m environ et les platelages descendus de 1,50 m à peu près sous le fond du lit.

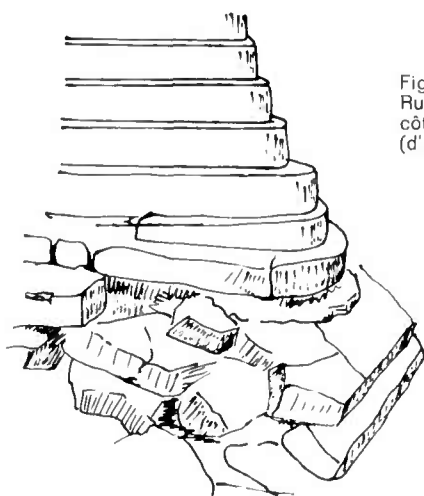


Fig. E.1. — Pont Neuf.  
Rupture de la pile 2,  
côté amont  
(d'après F. de Dartein).

Aucun travail de consolidation n'avait été exécuté lors de ces approfondissements. On pensait, en effet, en l'absence de tout document authentique, que les plates-formes reposaient sur des pilotis. Cette erreur était d'ailleurs accréditée depuis très longtemps puisque beaucoup d'anciennes gravures du Pont-Neuf indiquent ces pilotis qui, ainsi qu'on l'a reconnu depuis, n'ont jamais existé (fig. E.2).

Pour la même raison, on avait cru inutile d'entourer les piles d'un cordon d'enrochements assez fort pour défendre les fondations contre les affouillements, attendu que ces enrochements, en rétrécissant notablement la largeur des passes navigables, déjà assez étroite sans cela, auraient été une cause de gêne et même d'accidents pour la navigation.

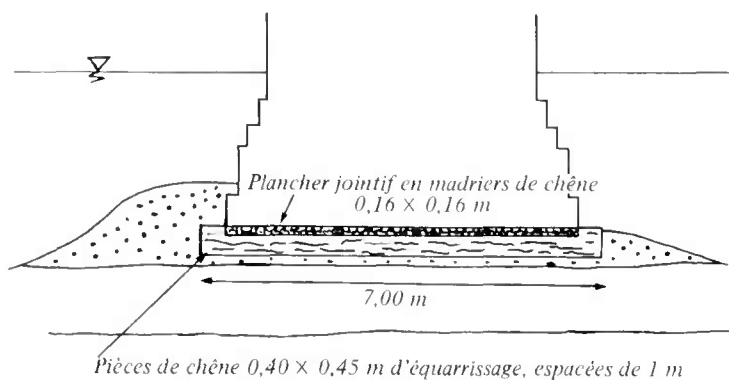


Fig. E.2. — Pont Neuf - Fondation d'une pile  
avant les travaux de 1886.

Des travaux considérables furent entrepris de 1848 à 1855 pour la restauration des superstructures, pour un montant de 1 014 668 F de l'époque. Mais on n'a jamais rien fait pour s'assurer de l'état des fondations des piles.

Aussitôt après l'accident, et le jour même, on commença la démolition de la partie amont du pont, afin de décharger autant que possible les parties compromises de l'ouvrage ; en même temps, on jeta une grande quantité d'enrochement autour de la pile 2 pour empêcher les affouillements de se propager dans les parties non atteintes. Ensuite, on mit à nu les chapes d'extrados pour se rendre compte de l'étendue du mal et limiter les parties à démolir.

Lorsqu'on eut reconnu que les fissures n'avaient pas atteint la partie aval des voûtes, on rétablit la circulation des piétons et des voitures sur la moitié de la largeur du pont. A partir de ce moment, et pendant tout le cours des travaux, la circulation ne fut pas interrompue.

Comme on ignorait encore dans quel état se trouvaient les fondations des piles 1 et 2, avant de faire aucun travail au-dessous de l'eau qui pût troubler leur équilibre, on jugea indispensable, tant du point de vue de la sécurité du public passant sur le pont et des ouvriers travaillant sur le chantier que dans l'intérêt de la conservation des diverses parties du pont, de mettre sur cintre les voûtes des arches 2 et 3 dans la moitié aval conservée.

La nouvelle fondation de la pile 2 fut faite par le procédé de l'air comprimé, dans un caisson en tôle, foncé jusqu'au substratum calcaire 3,70 m au-dessous de l'ancienne plate-forme en charpente.

Il fut également décidé de conforter les fondations des autres piles, à l'exception de la première de la rive droite du grand bras, bien entourée d'enrochements et peu exposée au courant. Ces travaux furent effectués par époussetage à l'aide de batardeaux en palplanches de bois jointives maintenues entre deux files de pieux. Ils consistèrent en un mur de pied, fondé à la cote 22,80, à 1 m au moins au-dessous de la base des appuis. Ce mur, raccordé avec la première assise de la pile, rejoint, par un parement extérieur incliné à 45 degrés, une enceinte de pieux et de palplanches arasée à la cote 23,40 (fig. E.3).

Le montant des travaux de reconstruction et de consolidation qui firent suite à cet accident s'élevèrent à 801 400 F de l'époque.

En décembre 1977, une visite approfondie de cet ouvrage a été effectuée pour déterminer l'état des fondations de la pile 2 sur le grand bras. A cet effet, une souille de 3 m de longueur et 4 m de profondeur a été creusée de la surface à l'aide

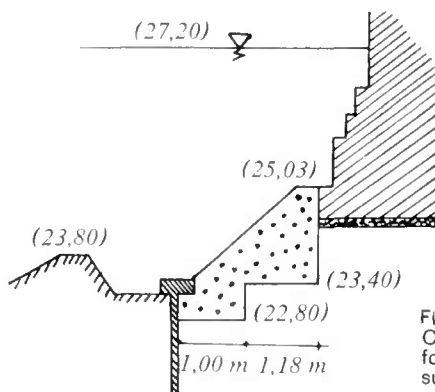


Fig. E.3. — Pont Neuf  
Confortement des  
fondations  
superficielles.

d'une grue disposée sur un ponton. Un complément de nettoyage à l'aide d'une lance a été fait en vue d'une visite télévisée.

Le rapport de visite concluait :

- au bon état des parties maçonnées (très bonne finesse des joints difficilement décelables à la vue) ;
- à la bonne tenue et au remarquable état de conservation des assises en bois (palplanches + double moise en tête), ces pièces étant finement et parfaitement ouvragées.

Cet exemple a été rédigé à partir d'une note sur les travaux de restauration établie par M. Lesierre, conducteur, ayant surveillé le chantier, et de l'ouvrage de M. F. de Darstein : *Etudes sur les Ponts en pierre remarquables par leur décoration, antérieurs au XIX<sup>e</sup> siècle.*

Bien qu'anciens, l'accident et les travaux qui suivirent sont riches d'enseignements à plusieurs titres :

— le creusement du lit au voisinage de l'ouvrage fut entrepris sans connaissance précise de la nature des fondations ;

— l'idée que les gens avaient à l'époque de la nature des fondations reposait sur des documents erronés, non confirmés par une visite ;

— des travaux considérables de restauration des superstructures ont été entrepris sans que l'on se souciât de l'état des fondations ;

— des mesures conservatoires visant à enrayer la progression des désordres (allègement des voûtes, déversement d'enrochements) ont été prises avec une rapidité remarquable ;

— le maître d'œuvre eut le souci de prendre toute mesure pour assurer le rétablissement partiel très rapidement de la circulation, tout en veillant à la sécurité du public et des ouvriers travaillant sur le chantier (mise des voûtes sur cintre) ;

— à l'occasion de cet accident, toutes les piles furent confortées afin de mettre définitivement l'ouvrage à l'abri des affouillements ;

— les travaux ont été effectués, en dépit de nombreuses difficultés, avec un soin remarquable, assurant ainsi la pérennité du confortement, comme en

témoigne l'inspection faite un siècle environ plus tard ;

— commentant la dépense totale, F. de Darstein concluait :

« La restauration du Pont-Neuf a coûté plus cher que n'eût coûté sa reconstruction à la moderne. Mais la question de dépense est ici secondaire. La restauration, eût-elle coûté bien davantage, s'imposait à tout prix, à raison des souvenirs historiques et du beau caractère artistique qui donnent au Pont-Neuf une valeur inestimable. »

## 2. FONDATIONS SUPERFICIELLES DEUX EXEMPLES DE REPARATION DE PETITS OUVRAGES AVEC RADIER GENERAL

### Pont de Régereau

Cet ouvrage en maçonnerie à deux arches de 7 m d'ouverture droite est fondé sur semelles filantes, en maçonnerie de moellons, établies directement sur le substratum rocheux (schiste ardoisier) avec un encastrement de 0,20 m en moyenne.

### DESORDRES OBSERVES

Le pont présentait depuis de très nombreuses années un affaissement du parapet amont de 0,20 m au droit de la pile centrale. Bien que les derniers rapports de visite par plongeurs aient conclu : « Il n'y a rien de particulier à signaler sur cet ouvrage. Les fondations ne semblent pas avoir souffert de l'érosion », une inspection détaillée de l'ouvrage fut décidée par le service, compte tenu des désordres observés en superstructure. Elle révéla :

- un vide de 0,80 m de hauteur sous la pile centrale (sondage carotté Ø 131 mm implanté à l'amont de la pile),
- un vide de 0,50 m de hauteur sous la culée rive droite (sondage destructif tubé),
- perré aval rive droite totalement détruit et début d'érosion pouvant entraîner un contournement de la culée (fig. E.4).

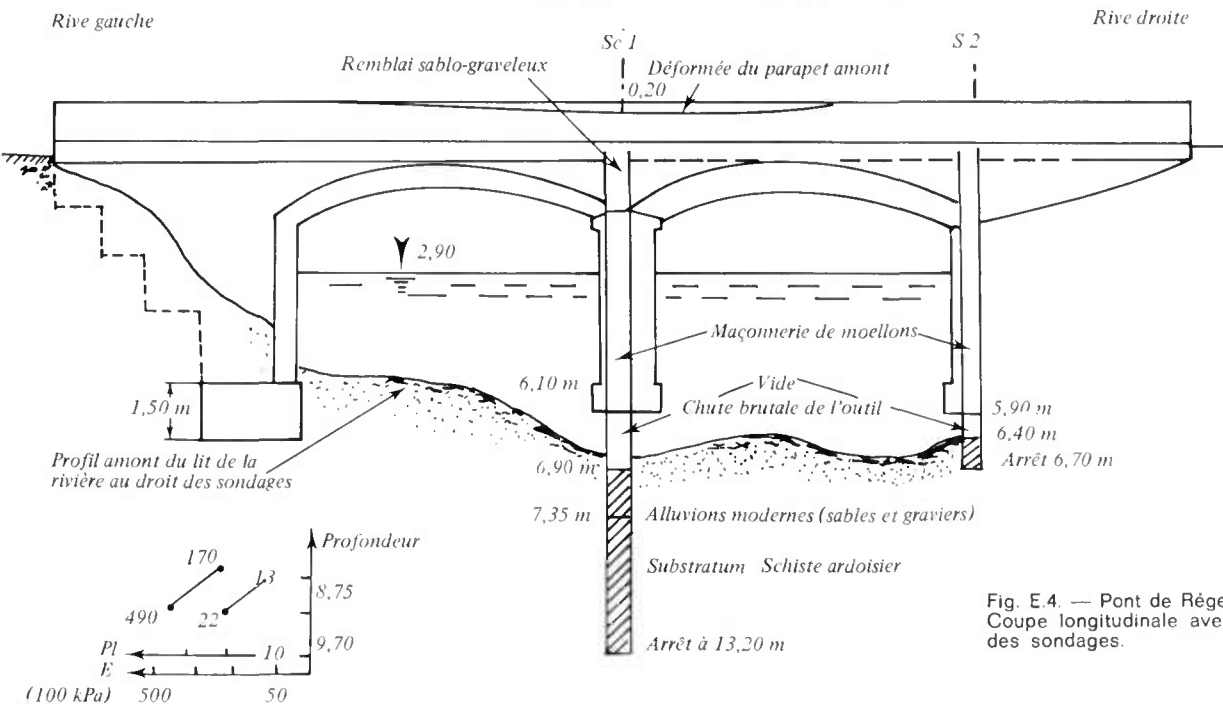


Fig. E.4. — Pont de Régereau. Coupe longitudinale avec report des sondages.

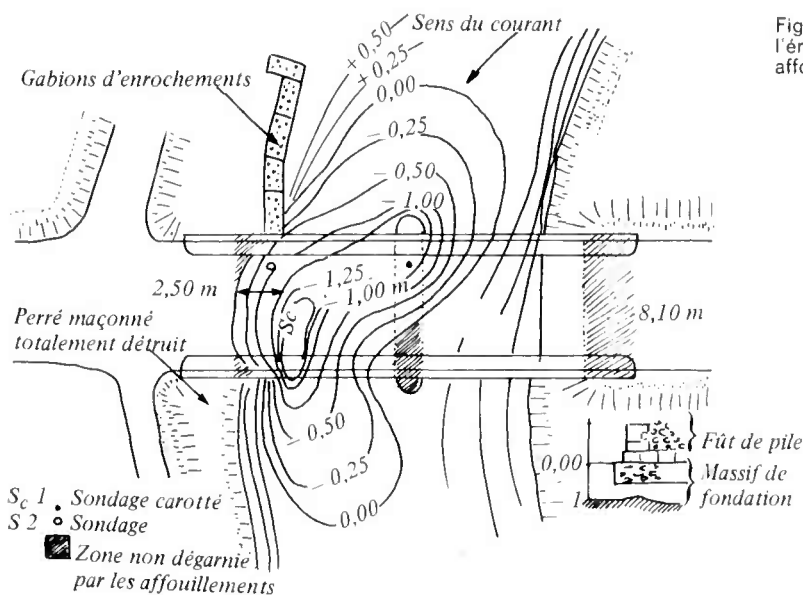


Fig. E.5. — Pont de Régereau. Plan de l'érosion des fonds et des affouillements des appuis.

### ORIGINE DES DESORDRES

Le schiste s'est altéré au cours du temps sous l'action de l'eau et des sédiments charriés. L'ouvrage, construit à sec, à flanc de vallée, est en fait mal implanté dans le lit du cours d'eau détourné. Le biais du courant avec l'axe de l'appui central est de l'ordre de 36 degrés (fig. E.5).

### METHODE DE CONFORTEMENT

— mise à sec de l'ouvrage entre deux barrages en tout-venant de carrière établis, l'un à l'amont, l'autre à l'aval avec dérivation de la rivière en rive gauche dans un canal provisoire creusé dans les prairies adjacentes ;

— exécution, à l'aide d'une pelle mécanique, de deux rigoles périphériques de 4,50 m de longueur (demi-largeur de l'ouvrage à droite et à gauche de la pile centrale), sans que la cabine de la pelle se trouve à aucun moment sous les voûtes. Le schiste sous la fondation fut nettoyé à l'aide d'une raclette, les débris divers et alluvions retirés dégagant des cavités de plusieurs mètres cubes sous la pile et la culée. Une lance à eau sous pression de 600 kPa aurait pu être mise en œuvre pour améliorer ce nettoyage ;

— mise en œuvre à pleine fouille d'un béton non armé dosé à 350 kg, jusqu'au niveau de fondation de la pile ;

— réalisation successivement d'une fouille à l'aplomb des piédroits des culées et à l'aval de la pile centrale, et mise en œuvre de béton jusqu'au niveau de fondation ;

— réalisation d'un radier général en béton armé assurant l'encastrement des semelles de fondation et exécution de deux parafouilles amont et aval (tranchée transversale au lit) en béton armé (fig. E.6) ;

— réfection du perré à l'aval en rive droite par réalisation d'une longrine de pied et d'un voile en béton sur un treillis soudé.

### Pont 1

Il s'agit d'un ouvrage de décharge à une seule arche de 5,50 m d'ouverture adjacent à l'ouvrage principal. Les fondations sont constituées de massifs de béton cyclopéen à la chaux hydraulique de 1 m de haut pour 1,50 à 1,80 m de large. Ces massifs étaient établis à l'abri d'un rideau de vannage en bois de 1,70 m de hauteur, dont 0,50 m de fiche dans le terrain de fondation. Le sol de fondation est un sable fin propre, localement limoneux.

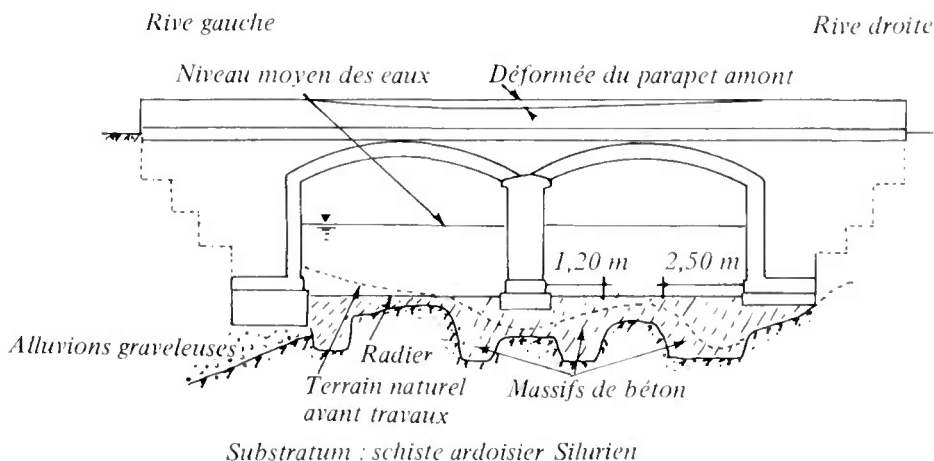


Fig. E.6. — Pont de Régereau. Coupe longitudinale des travaux effectués.

## DESORDRES OBSERVES

L'alerte fut donnée par la découverte d'un trou de 1 m × 1,50 m dans la chaussée au-dessus de l'angle aval sur la culée rive gauche.

La fondation de cette culée était en fait détruite ; le massif avait basculé dans le lit de la rivière en entraînant 0,70 m du pied droit. Seule subsistait une largeur de 1,80 m du massif de fondation.

La culée rive droite, sans présenter de désordres d'ampleur comparable, était également affouillée sur 0,60 à 0,80 m de profondeur, bien que les palplanches de protection en bois aient été toujours en place (fig. E.7).

## CAUSE DES DESORDRES

Le lit a été abaissé par dragage pour améliorer l'écoulement, ce qui a conduit à exposer directement les fondations à l'action des eaux.

## METHODE DE CONFORTEMENT

— ici également, mise à sec de l'ouvrage entre deux barrages en terre avec écoulement de l'eau dans une conduite sous l'ouvrage pour observer l'ouvrage ;

— suppression des anciennes pièces de bois des rideaux ;

— remise en eau de l'ouvrage et exécution d'un radier en béton immergé, par demi-largeur de l'ouvrage, pour éviter les phénomènes de renard sous les fondations ;

— mise à sec pour l'exécution d'un radier en béton faiblement armé mais vibré pour qu'il pénètre bien sous les massifs de fondation,

— dégagement des maçonneries à l'aval du piédroit. L'angle aval de la culée rive gauche et l'élément de mur en retour ont été reconstitués en béton armé. Le contact avec les maçonneries fut réalisé par mâtage d'un béton plus sec.

Dès lors, la voûte ayant deux appuis, la totalité des maçonneries effondrées a pu être dégagée sans trop de risque pour le personnel. Après coulage d'une semelle d'appui du piédroit, un plot central de soutènement a été réalisé. Pour coffrer le piédroit, des palplanches SL2 ont été fichées dans le remblai (fig. E.8).

Pour la culée rive droite, un voile de béton armé a été mis en œuvre pour protéger les massifs de béton de chaux. Une injection complémentaire sui-

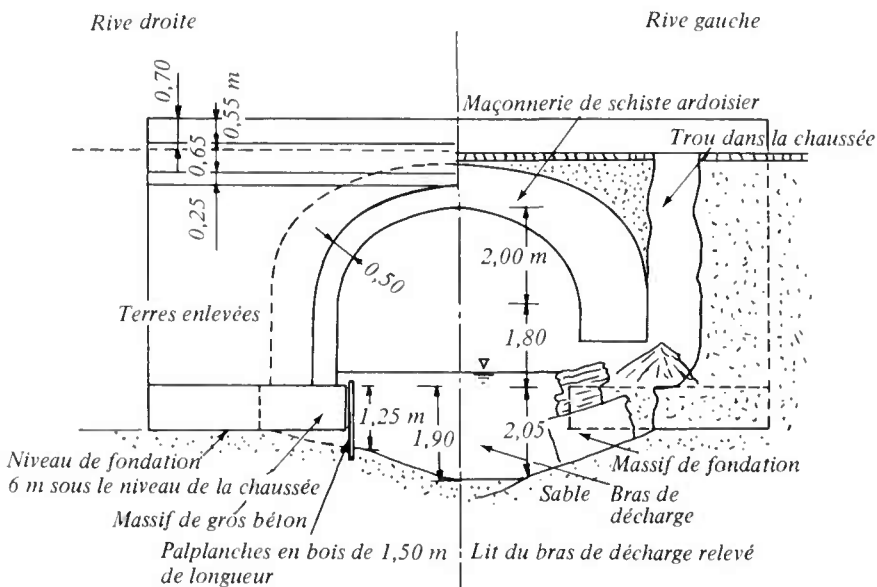


Fig. E.7. — Pont 1.  
Désordres observés.

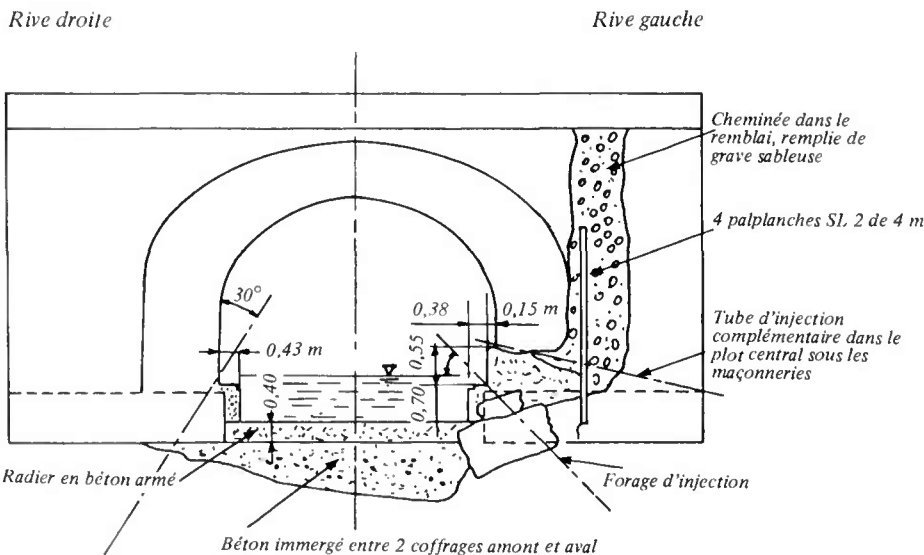


Fig. E.8. — Pont 1.  
Travaux de confortement.

vant un entraxe de 1 m a été réalisée pour parfaire le remplissage dans les vides pouvant subsister sous les massifs de fondation. Deux voiles parafoille amont et aval en palplanches ont parachevé le confortement.

### Enseignements

La mise à sec a permis :

- de déterminer avec précision l'étendue des désordres qui étaient passés inaperçus, dans le premier cas, lors de la visite subaquatique,

- de procéder dans les meilleures conditions à la réparation.

Dans les deux cas, les réparations locales ont été complétées par un radier général portant remède à l'origine des désordres et mettant l'ouvrage et les réparations effectuées à l'abri de nouvelles attaques.

### 3. REPARATION DE PETITS OUVRAGES PAR PROTECTION EN PALPLANCHES ET BETONNAGE EXEMPLE DES PONTS 2, 3 ET DE NAY

Le mode de réparation présenté ici est certainement celui rencontré le plus souvent et celui proposé très fréquemment par les entreprises à l'issue des visites subaquatiques.

Les désordres habituellement observés sont des cavités pouvant être importantes sous les appuis, que les fondations soient sur pieux ou superficielles. A titre d'exemple, la figure E.9 présente une représentation de désordres établie à l'issue d'une visite par plongeurs. Ces cavités sont soit des consé-

quences de l'affouillement local des appuis, soit imputables à une érosion régressive du lit due à une diminution du transport solide.

La réparation couramment effectuée consiste à encager la fondation par des palplanches légères (De Wendel 3300, palfeuilles C40) posées à même le fond ou légèrement encastrées, et à combler ensuite les cavités avec du béton ou du mortier, en terminant parfois par l'injection sous faible pression d'un coulis de ciment de clavage.

Les palplanches sont ancrées en tête dans la maçonnerie de la pile (tiges filetées, fer en U, etc.), la tête du rideau étant parfois entourée d'une lierne de répartition constituée d'un profilé métallique. Les palplanches doivent être encastrées en pied, au besoin en réalisant une souille comblée du côté extérieur par des enrochements disposés sous le niveau du lit, pour notamment ne pas réduire la section mouillée au droit de l'ouvrage (fig. E.10). Dans le même souci, les palplanches sont toujours placées près du nu de l'ouvrage. Ce rideau servant de coffrage est parfois réalisé avec des redans, le béton du redan inférieur étant coulé avant exécution de la partie supérieure (fig. E.11).

En ce qui concerne la proposition technique représentée sur les figures précédentes, on peut faire les observations suivantes :

- les palplanches doivent, si possible, être ancrées sous le niveau de la fondation à réparer, dans le substratum, afin d'améliorer la stabilité du rideau mais aussi et surtout de constituer un dispositif parafoille efficace ;

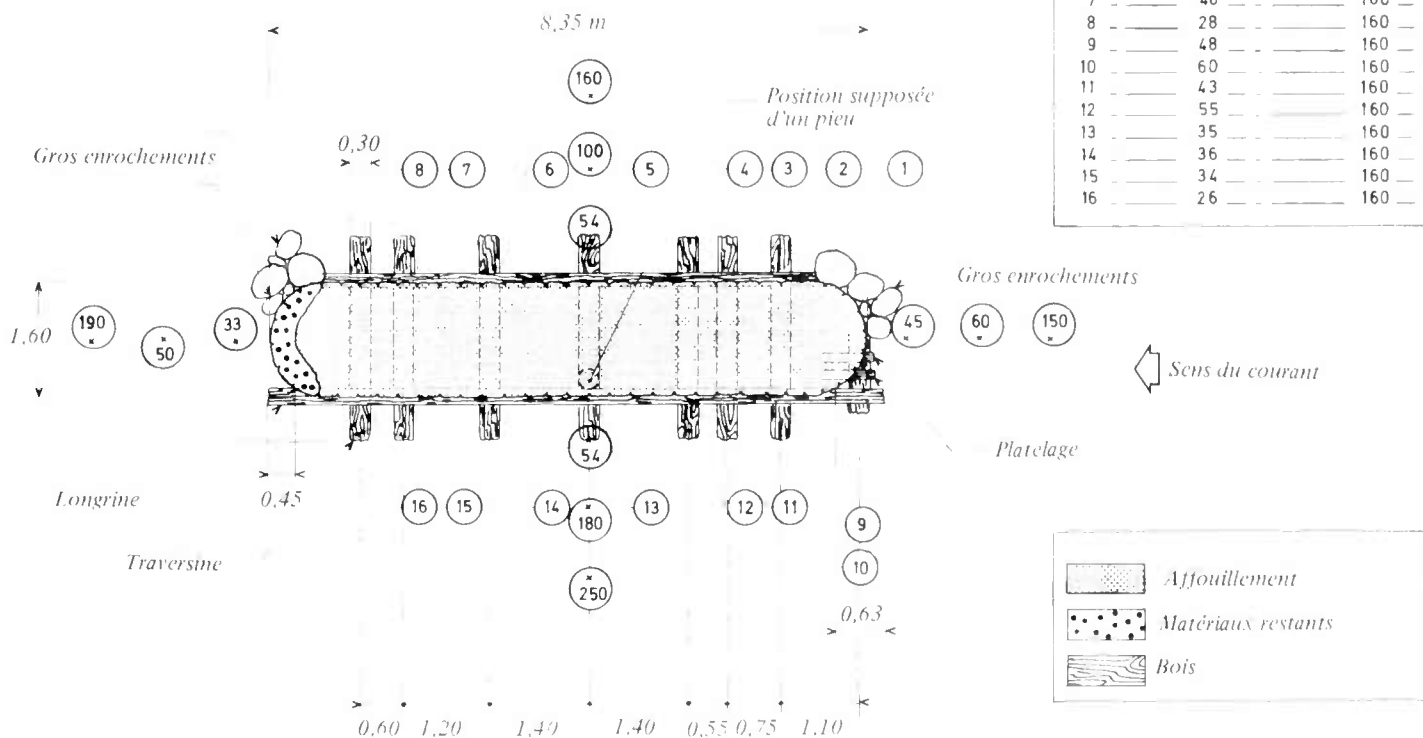


Fig. E.9. — Désordres relevés au cours d'une visite subaquatique

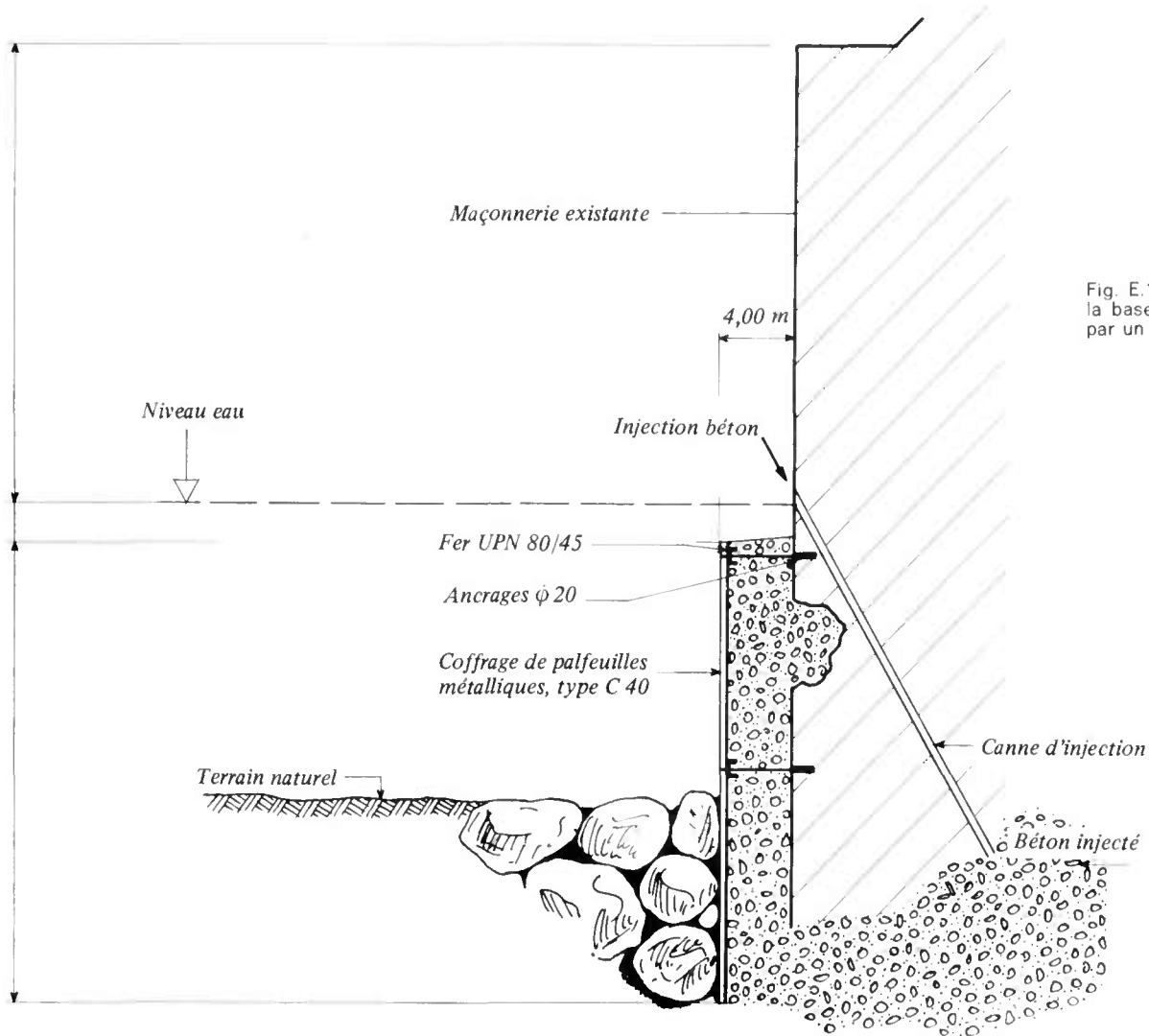


Fig. E.10. — Réfection de la base de la maçonnerie par un voile de béton.

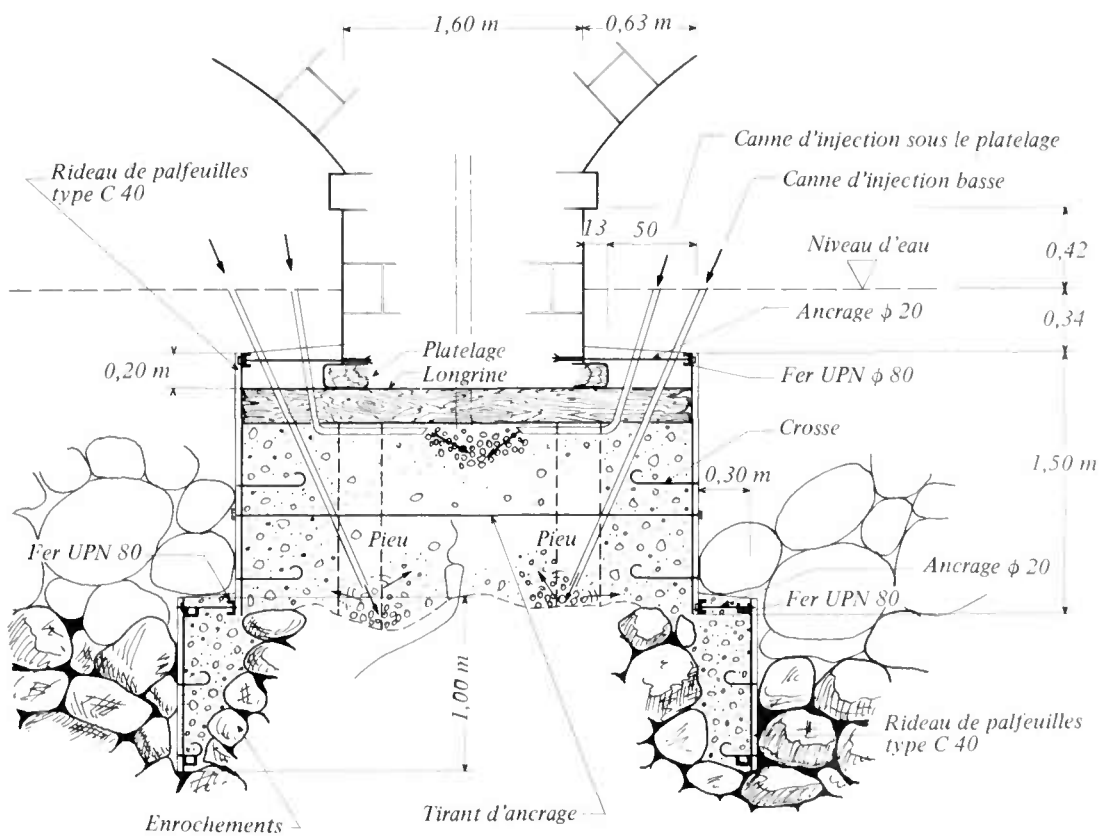


Fig. E.11. — Bétonnage à l'intérieur d'un rideau de palfeuilles métalliques.

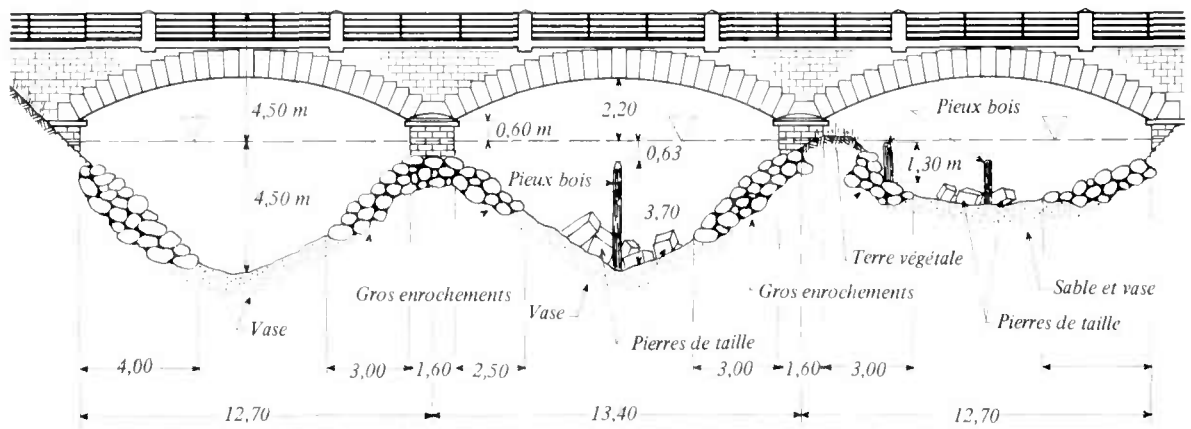


Fig. E.12. — Surcreusement important du lit sous les arches.

— les palplanches plates présentent l'avantage de constituer un coffrage facile à mettre en œuvre, relativement étanche et peu encombrant ; ce type de profilé doit être abandonné au profit de palplanches à module, plus rigides, lorsque la dimension des panneaux, et notamment la hauteur, augmente et que l'on souhaite limiter les dispositifs d'étaie-

ment ;  
— les connecteurs soudés aux palplanches doivent être repris par recouvrement par des armatures qu'il faut disposer dans le béton et en particulier dans la partie en couverture.

Avant le coulage du béton, les cavités et fissures doivent être soigneusement lavées, la vase retirée, en prenant soin que ce nettoyage ne mette pas en péril la stabilité de l'ouvrage en entraînant le sol de fondation. L'exécution du béton immergé doit respecter les conditions décrites dans l'annexe technique IV (Béton immergé).

### 3.1. EFFICACITE D'UNE TELLE SOLUTION

Ces travaux constituent en fait une réfection des désordres observés et ne suppriment pas la cause de ces désordres, d'origine hydraulique. Une telle solution ne sera efficace et pérenne que si le profil du cours d'eau n'évolue plus ou si l'engagement a été descendu au-delà de l'affouillement extrême possible et qu'il reste stable dans cette situation (ce qui n'est pas toujours le cas pour la plupart des ouvrages observés).

Au pont de Nay, les appuis étaient « protégés » par une margelle en béton (réparation comparable à celle décrite plus haut) simplement descendue jusqu'au fond du lit de l'époque. Le creusement du lit se poursuivant, la margelle est restée accrochée au fût de pile tout en laissant les pieux entièrement dégarnis sur 1,50 m de hauteur !

Lorsque l'on est en présence d'un problème d'évolution du cours d'eau, il est impératif de compléter ces réparations locales par un aménagement hydraulique. La figure E.12 montre un autre cas où il est évident que ces réparations locales ne sont qu'un traitement partiel et provisoire. Le profil en travers très irrégulier, le surcreusement du lit au droit des arches centrales et, rive droite, la pente importante des talus d'enrochements montrent que la stabilité des fondations reste menacée car la réparation n'est pas établie au-delà des profondeurs affouillables.

Au pont de Nay, la réfection des bases des piles par engagement en palplanches et béton immergé

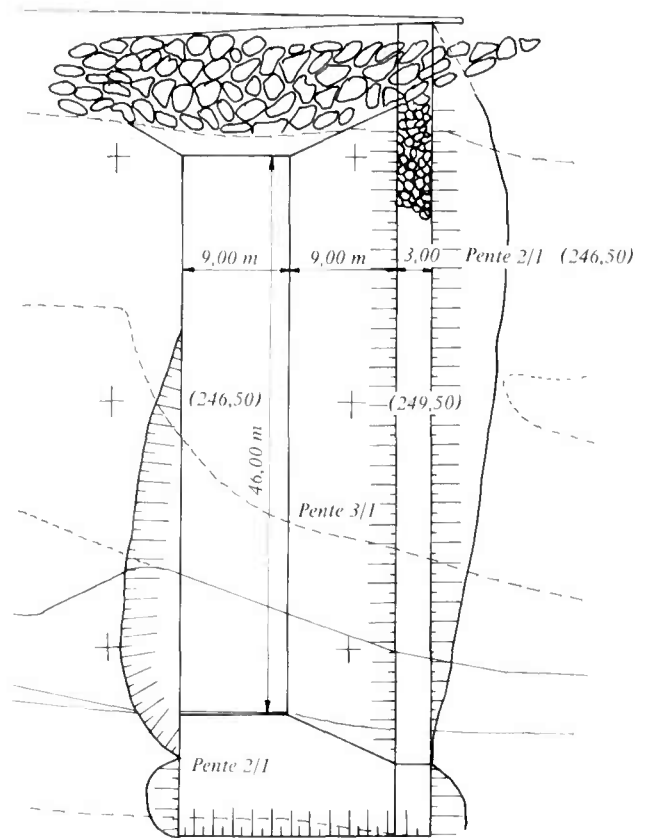


Fig. E.13. — Pont de Nay - Seuil, vue de dessus

a été complétée par la réalisation d'un seuil à l'aval de l'ouvrage destiné à permettre l'engravement au droit du pont et à le mettre en eau calme.

Ce seuil a été implanté à 60 m environ à l'aval du pont. Il est arasé à une cote voisine de la cote du soubassement des piles. La largeur en tête est de 3 m. La pente du talus vers l'amont est de 2/1 et vers l'aval de 3/1. Il est prolongé par un radier aval, horizontal, de 9 m, destiné à briser l'énergie de la lame d'eau déversante. Le raccordement aux berges se fait par un talus en enrochements. Le seuil est lui-même constitué par des déchets de carrière, de 50 à 300 kg, et d'enrochements lourds d'un poids de 2,5 t sur une épaisseur de 2 m. La taille a été choisie pour que les blocs restent en équilibre sous la crue centenaire pour laquelle la



vitesse critique a été estimée à 5 m/s. Entre le terrain naturel et les blocs, une couche filtre a été intercalée, constituée par les déchets de carrière, 50 à 300 kg, sur une épaisseur de 0,50 m (fig. E.13, E.14).

Ces aménagements hydrauliques doivent faire l'objet d'une étude spécifique (voir annexe IV-1 : Aménagements hydrauliques).

#### 4. CONFORTEMENT DU PONTE VECCHIO (FLORENCE)

Cet ouvrage célèbre, franchissant l'Arno, fut construit dans la seconde moitié du XIV<sup>e</sup> siècle. Les piles et culées, fondées superficiellement dans les alluvions, ayant leurs fondations minées par les affouillements, il fut décidé de conforter les appuis par une reprise en sous-œuvre à l'aide de micropieux ou « pieux racines » (technique Fondedile) en 1965 (fig. E.15).

Le confortement a été exécuté en cinq étapes :

— confortement conservatoire des appuis par injection des couches superficielles des terrains de fondation à l'aide d'un coulis de ciment ;

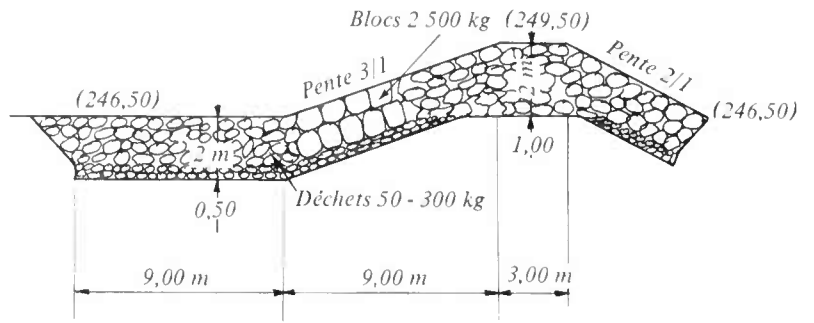


Fig. E.14. — Pont de Nay - Coupe en travers du seuil.

- forage des « pieux racines » au nombre total de 400 (120 par pile et 40 par culée) ;
- exécution d'un batardeau général en paroi moulée, destiné à protéger l'ensemble de la fondation ;
- injection complémentaire des terrains à l'intérieur du batardeau ;
- fermeture par un radier général en béton armé relié aux parois moulées (fig. E.16).



Fig. E.15. — Ponte Vecchio (Florence) - Vue générale de l'ouvrage pendant le chantier.

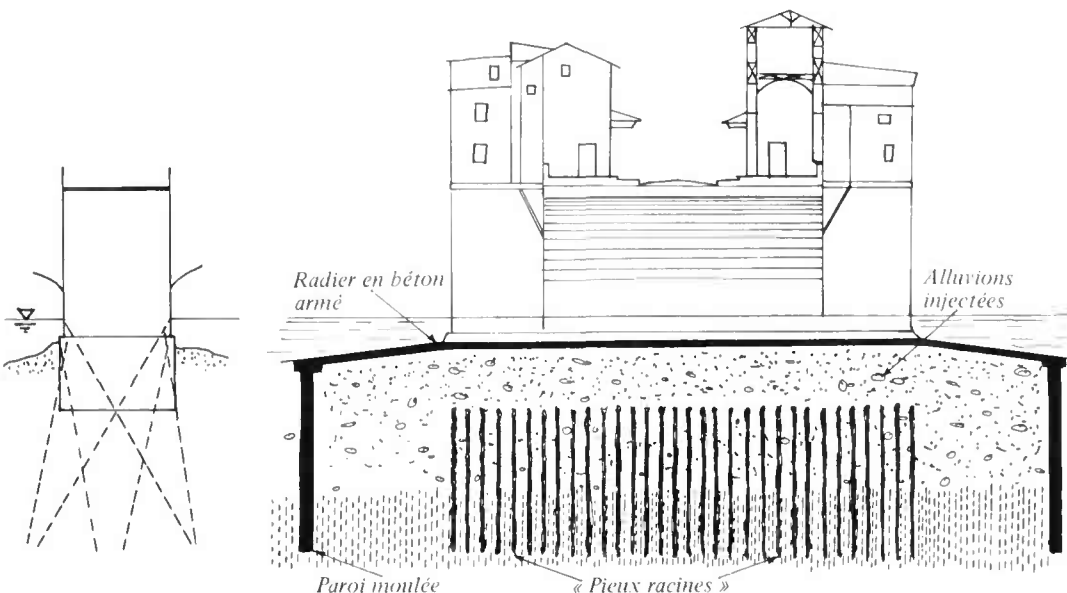


Fig. E.16. — Ponte Vecchio - Schéma d'ensemble du confortement.

#### 4.1. EXECUTION DES « PIEUX RACINES »

Le « pieu racine » est en fait un pieu foré de petit diamètre constitué d'une barre d'acier à haute limite élastique dans un mortier injecté sous pression dans un forage.

Pour cet ouvrage, chaque forage exécuté depuis l'extérieur de la base des appuis avait un diamètre de 100 mm. Ces forages étaient faits à l'aide d'une sondeuse rotative entraînant un double train de tiges terminé par une couronne assurant ainsi en permanence le tubage du forage et la remontée des sédiments par circulation inverse. Le bétonnage est fait à l'aide d'un tube plongeur. Au fur et à mesure de l'extraction du tubage provisoire, une pression d'air comprimé d'environ 600 kPa est appliquée en tête du tubage pour assurer la mise en contact du mortier avec le terrain, le serrage de celui-ci et donc une certaine expansion latérale du pieu.

La force portante de chaque « pieu racine », d'une longueur de 13 à 14 m et arrêté dans le substratum rocheux, fut fixée à 100 kN et vérifiée par des essais de chargement statique.

#### 4.2. SURVEILLANCE DE L'OUVRAGE PENDANT LES TRAVAUX

Les mouvements de l'ouvrage étaient suivis par topographie de précision, à partir de quatre stations (les bases et les repères sont portés sur la figure E.17). Les déplacements mesurés ont été les suivants :

- mouvement pratiquement nul de la culée droite,
- tassement de 1 mm de la pile droite,
- rotation de la pile gauche vers l'amont : 1 mm vers le bas à l'amont, 2 mm vers le haut à l'aval,
- rotation de la culée rive gauche vers l'amont : 2 mm vers le haut à l'aval.

Les déplacements très faibles n'ont pas entraîné de désordre dans les superstructures.

#### Appréciations sur les travaux

L'ouvrage conforté en 1963 a subi en novembre 1966 une crue exceptionnelle, le niveau de l'eau dépassant de 2 à 3 m celui du parapet de l'ouvrage (fig. E.18, E.19). Si les maisons édifiées sur le pont ont connu quelques dégâts, les constatations faites après la crue ont montré que l'ouvrage conforté avait parfaitement résisté.

L'ensemble des forages pour les micropieux étant exécuté depuis la base des appuis, cette technique a permis de ne pas entraver la circulation ni l'activité sur l'ouvrage.

Il convient de noter que pour assurer la pérennité du confortement, la technique des « pieux racines » a été complétée par l'édification d'un batardeau général et d'un radier, mettant ainsi les fondations à l'abri de l'action directe des eaux.

Seule, vraisemblablement, la valeur inestimable de cet ouvrage justifiait ce déploiement très important de moyens (micropieux, injections, batardeau général, radier général).

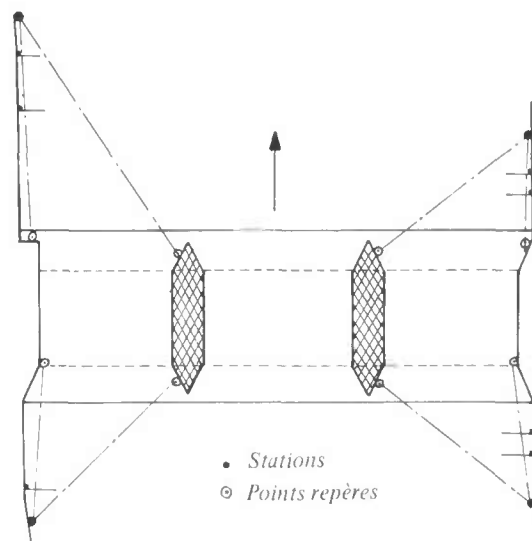


Fig. E.17. — Ponte Vecchio - Dispositif de nivellement



Fig. E.18. — Ponte Vecchio - Vue prise parallèlement à l'ouvrage pendant la crue (1966).



Fig. E.19. — Ponte Vecchio - Vue de l'ouvrage après la crue (1966).

## 5. CONFORTEMENT DES FONDATIONS DU PONT MARIE (PARIS)

### 5.1. MODE DE FONDATION

Le pont Marie est un ouvrage du début du XVII<sup>e</sup> siècle dont les piles en maçonnerie de pierre de taille reposent sur des pieux en bois par l'intermédiaire d'un platelage en bois situé légèrement au-dessus de l'étiage.

### 5.2. RECONNAISSANCE ET DESORDRES OBSERVES

Jusqu'en 1946 des « chômages » annuels permettaient de « voir » les platelages insuffisamment protégés par les enrochements, de les rebloquer et de les regarnir. Les impératifs de la navigation et surtout les désordres importants causés aux ouvrages annexes : perrés, murs de quai, fondations des ouvrages ont conduit à supprimer ces rabais d'eau.

Dans le cadre des visites des fondations par plongeurs autonomes, le pont Marie était « vu » régulièrement sans qu'il attire particulièrement l'attention. Les désordres cachés ont été décelés lors d'une visite approfondie décidée par suite de la découverte de désordres sur un autre ouvrage : le pont de Nemours.

Extrait du dossier du pont de Nemours de 1967.

« Bien que cet ouvrage ait fait l'objet de visites en 1959, 1962, 1964 et 1965, aucune dégradation n'avait été relevée sur la pile rive gauche, la base des fondations de cette pile étant en grande partie masquée par les dépôts d'alluvions. Les visites avaient eu lieu dans les périodes allant de juillet à septembre.

« Exceptionnellement en 1967, la visite a été effectuée au mois d'avril. Au cours de l'hiver 1966-1967, il n'y a pas eu de fortes crues du Loing mais un débit fort et constant... C'est ce qui a permis de découvrir, le 24 avril 1967, les fondations de la pile rive gauche en grande partie dégarnies et de constater que ces fondations, et notamment les pieux, étaient en très mauvais état et avaient subi une érosion importante...

« Une visite télévisée fut organisée en mai 1967. On constata alors que les fondations de la pile étaient entièrement dissimulées par les alluvions, soit dans une situation semblable à celle des précédentes visites. On effectua alors un dégagement des dépôts à l'aide de la lance Galeazzi de façon à faire apparaître une dizaine de pieux, les longrines, les traversines et le platelage.

« ... Lors de cette visite par télévision, on constata que plusieurs pieux dégagés ne portaient plus sous le massif de fondation. »

Les photographies prises sur l'écran de télévision montrèrent sans ambiguïté ces constatations : têtes de pieux usées, longrines et traversines désorganisées. Une réparation urgente s'imposait.

Parallèlement, on commençait à connaître l'action des détergents sur les bois immergés et leur plus grande vulnérabilité à l'action abrasive des eaux.

Une visite approfondie des fondations du pont Marie fut donc décidée. Elle consista en un dégagement des dépôts d'alluvions à la lance à pression d'eau pour voir le platelage et les pieux.

Le phénomène observé au pont de Nemours existait également au pont Marie : des désordres au niveau du platelage, de nombreux pieux n'étaient plus au contact du platelage, les têtes des autres étaient en très mauvais état. Les désordres existaient sur toutes les piles en rivière.

### 5.3. REPARATION

Pour ne pas mettre l'ouvrage en péril, il fut décidé d'exécuter la réparation à l'avancement par huitième de pile.

Le travail consistait dans chaque zone en un nettoyage des bois à l'eau sous pression afin de les dégager sur une hauteur suffisante pour permettre le travail des hommes-grenouilles, soit 60 à 80 cm environ.

Les pieux les plus abîmés ne portant plus (dans la proportion d'environ 1 sur 3) étaient recépés dès leur dégagement et on leur reconstituait une tête porteuse. Pour cela, entre la partie recépée et le dessous de la fondation, un coffrage télescopique fut mis en place et injecté au mortier de ciment sous pression. La liaison pieu-fondation étant de nouveau assurée, le nettoyage pouvait être poursuivi (fig. E.20).

Lorsqu'une zone était nettoyée et les pieux réparés, on la coffrait à l'aide de plaques de fibrociment maintenues par des ancrages dans la maçonnerie de la pile et un massif important composé de gabions remplis de pavés de 20 × 20 × 20. Le dessous de la fondation était ensuite bétonné pour combler les vides laissés par le dégagement des alluvions. Une armature reliait les têtes de tous les pieux pour assurer une certaine solidarisation.

Toutes les piles furent traitées de la même façon.

Lorsqu'une pile était terminée, on injectait sous pression modérée l'ensemble du massif par des cannes d'injection qui avaient été laissées en place.

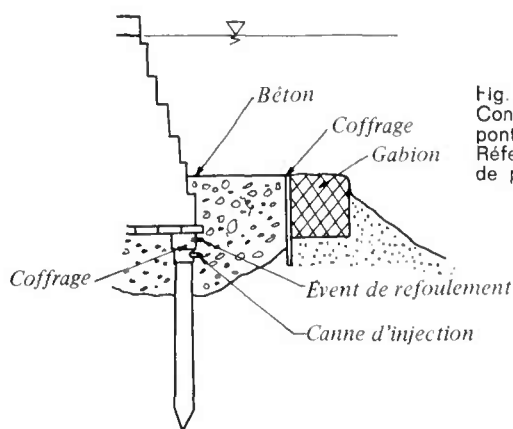


Fig. E.20.  
Confortement du pont Marie (Paris).  
Réfection des têtes de pieux en bois.

### Considérations et critiques de la réparation

L'état des pieux permet d'espérer qu'il existe une bonne solidarisation bois-béton et que ce système fonctionnera en cas de mise en suspension des terrains sous la réparation. On ne peut en être sûr.

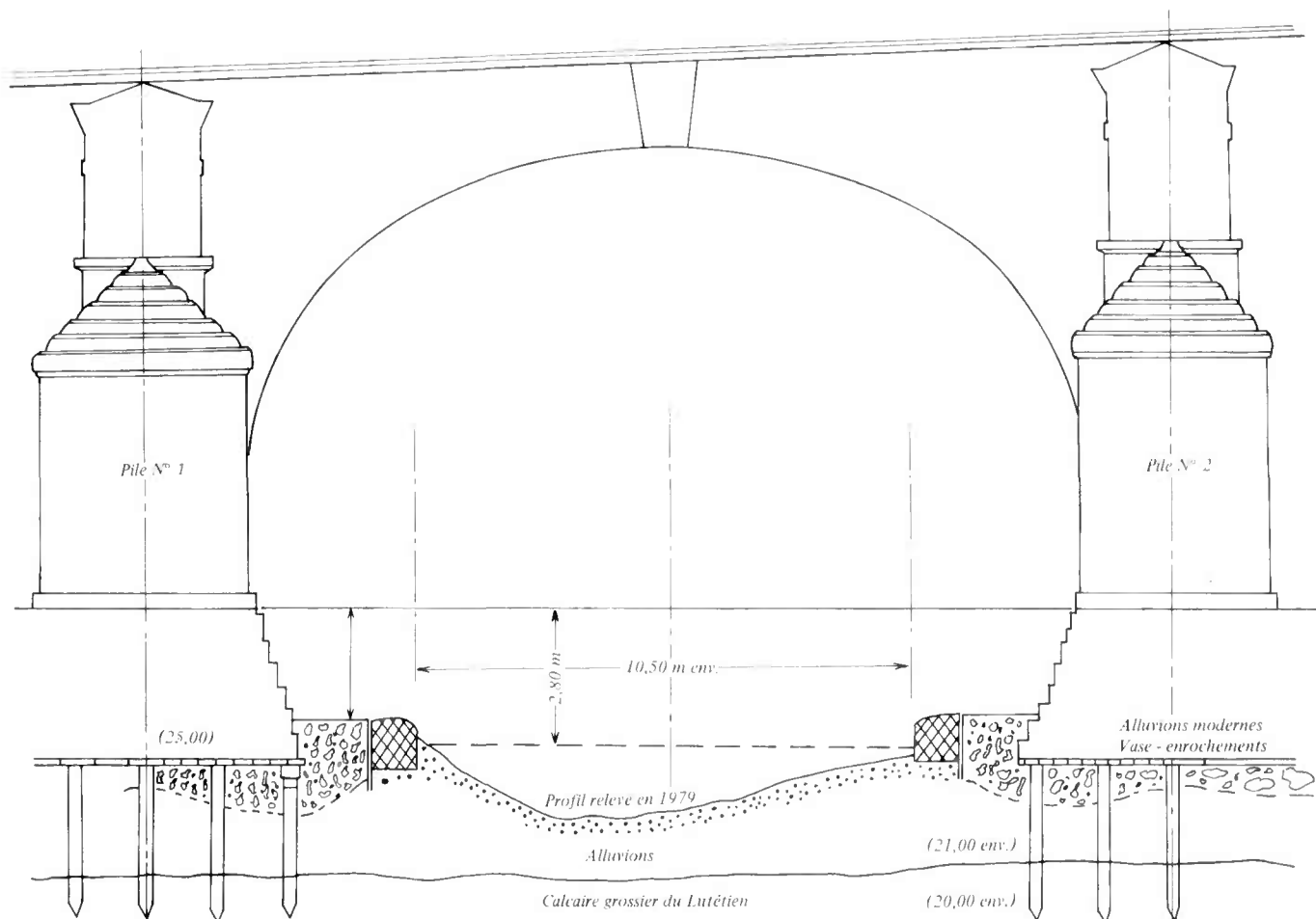


Fig. E.21. — Pont Marie - Principe du confortement

Il aurait été plus satisfaisant de descendre un rideau parafouille jusqu'au calcaire situé à 4 m environ sous le platelage, solution écartée pour ne pas avoir à battre de palplanches trop près de ces fondations avant leur confortement.

Les gabions assuraient une bonne protection de l'ouvrage. Cette solution s'avéra cependant par la suite être très gênante pour la navigation. En effet, ce bras de Seine fréquenté uniquement par la navigation de plaisance aurait gagné à permettre le passage de convois de 15 m de large ayant un tirant d'eau de 2,80 m. Les gabions l'ont interdit (fig. E.21).

La situation n'est pas pour autant figée, car maintenant que les fondations sont confortées (ainsi d'ailleurs que les superstructures), il serait possible de retirer les gabions en les remplaçant à l'avancement par un rideau parafouille lié à la pile par une dalle de béton armé.

Les visites de contrôle faites régulièrement depuis la réparation (1971) montrent la bonne tenue des travaux, mais aussi un approfondissement du lit sous l'ouvrage du fait d'une réduction de la section mouillée par les gabions plus forte que celle prévue au projet (la géométrie de ces massifs, prévue au projet, n'ayant pu être respectée exactement au moment de l'exécution).

## 6. CONFORTEMENT DU PONT D'IENA (PARIS) (1957-1958)

### 6.1. MODE DE FONDATION

L'ouvrage est fondé sur des pieux en bois pour la partie centrale la plus ancienne (1806-1814) et des pieux en béton armé  $35 \times 35$  pour les fondations de l'élargissement de 1937. Ces pieux traversent une épaisse couche d'argile surmontée de 3 à 4 m d'alluvions.

### 6.2. DESORDRES

Située dans la partie convexe d'une boucle de la Seine où le lit a tendance à se creuser, la pile 4 était régulièrement chargée en enrochements qui disparaissaient aussi régulièrement.

La crainte de voir l'ouvrage détruit par une crue par suite de l'entraînement de toute la couche d'alluvions conduisit à rechercher une solution de protection durable et fiable, car une visite subaquatique faite en 1957 avait permis de constater que de nombreux pieux se trouvaient dégarnis sur 1 à 2 m de hauteur par affouillement (fig. E.22).

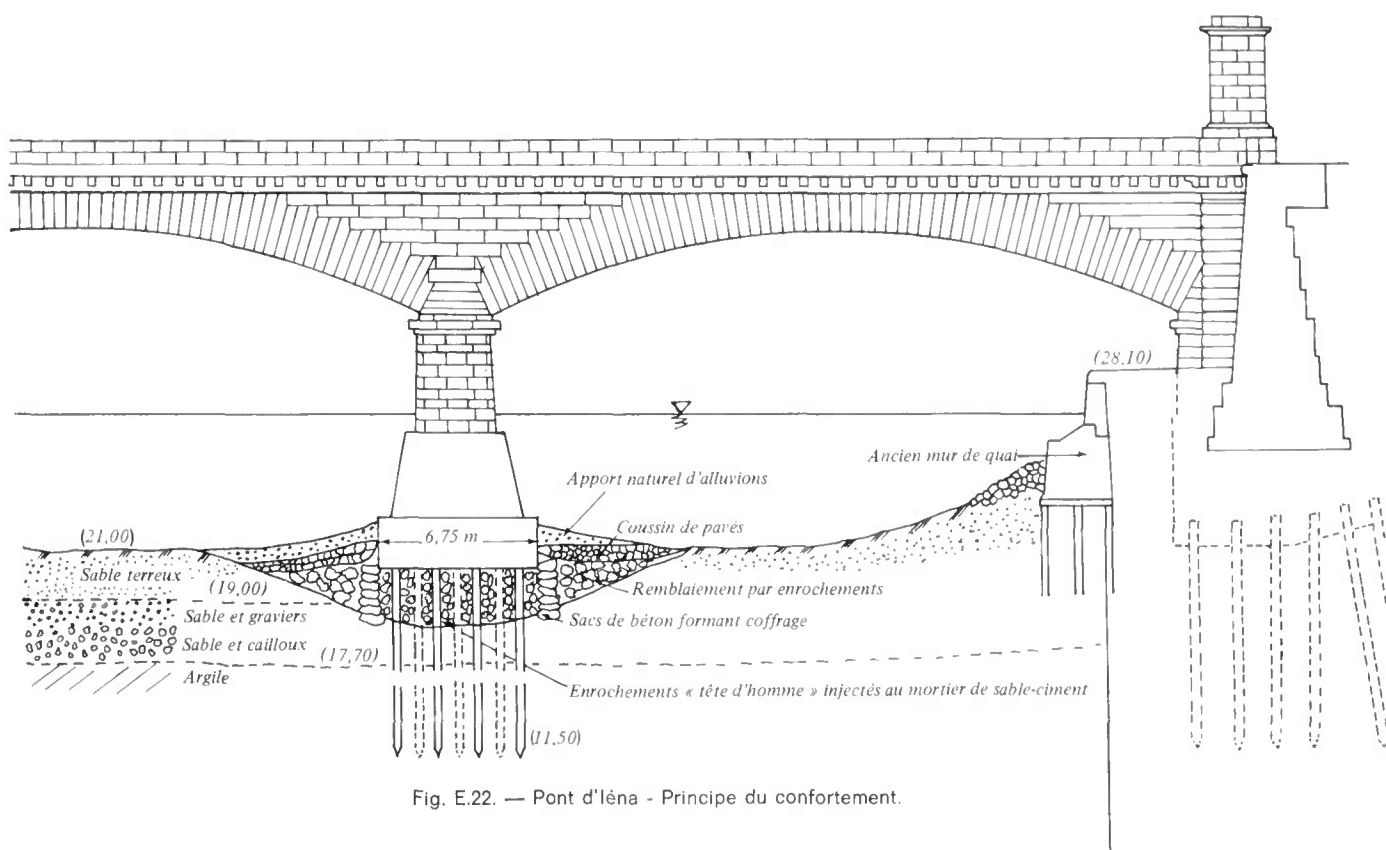


Fig. E.22. — Pont d'Iéna - Principe du confortement.

### 6.3. LE PROJET DE CONFORTEMENT

Le projet s'appuyait sur les constatations suivantes :

— le talus d'enrochements se trouve dans la zone des talus occasionnés par la pile et sa présence augmente encore les turbulences ;

— entre la pile ancienne et ses élargissements se créent des courants particulièrement importants en temps de crue qui mettent en suspension les sables et graviers du fond de Seine ;

— les enrochements ne présentent pas de stabilité suffisante dans ce sol mouvant (du moins dans des dimensions admissibles).

Pour constituer un tapis nécessaire d'éléments suffisamment petits pour ne pas créer de turbulences sur le fond mais suffisamment lourds pour ne pas être entraînés par le courant, il fallait marier deux conditions incompatibles. L'idée fut de réunir des enrochements de petites dimensions par un grillage. Cette solution présentait en outre l'avantage de rester souple et déformable et de pouvoir ainsi épouser le fond du fleuve.

A cette époque, il n'existait pas encore de gabions commercialisés et il fut nécessaire de mettre au point une technique de réalisation sous l'eau à l'aide de plongeurs.

Les têtes des pieux étant dégagées sur une hauteur importante, il fut décidé de les bloquer dans une masse de béton coulée sous l'eau derrière un coffrage perdu.

#### Les travaux

La première opération consista d'abord en un nettoyage à la lance à pression des dépôts de vase autour des pieux. Ensuite on mit en place, dans la cavité sous la pile, par tranches horizontales, des enrochements « tête d'homme » bétonnés au fur et

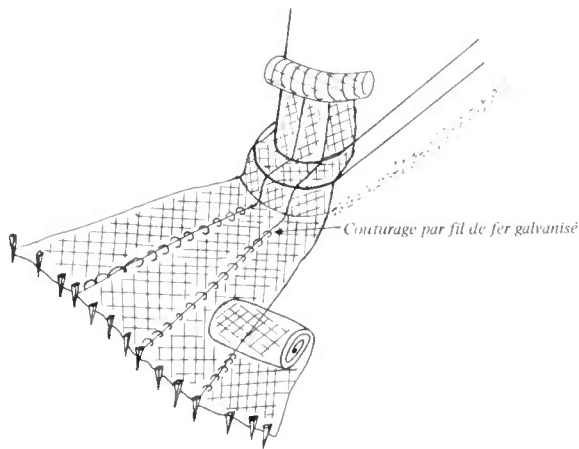
à mesure à la pompe, un plongeur guidant l'extrémité du tube qu'il maintenait dans la masse de béton. Le béton contenait du « fluol » destiné à éviter le délavage. Ces travaux furent exécutés en eaux calmes, grâce à un muret, constitué de petits sacs de béton mis en place dans une tranchée préalablement terrassée à la main autour de l'avant-bec, que l'on élevait au fur et à mesure du bétonnage. Ce muret faisait aussi office de coffrage. Pour le bétonnage de l'interface, on ferma complètement le muret après avoir placé au mieux les derniers enrochements et disposé des cannes d'injection qui servirent à compléter le colmatage.

La seconde opération fut la protection autour de la pile. Pour cela, on déroula sur le fond de la Seine des rouleaux de grillage galvanisé, réunis entre eux par « couture » au fil de fer. Une extrémité de chaque rouleau était fixée à une certaine distance du fût par des piquets plantés dans le sol, à l'autre bout ils étaient remontés le long du fût et maintenus à l'aide de cordages.

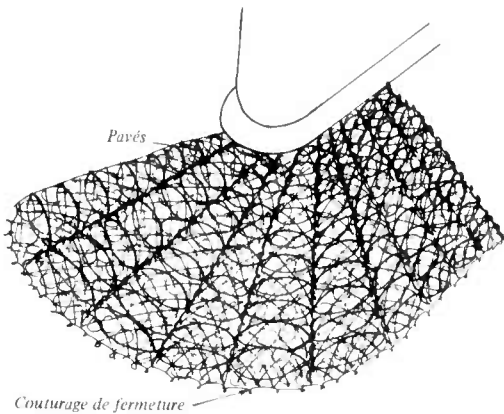
Ce grillage étendu sur le fond fut tapissé à la main de petits enrochements allant de pavés (20 × 20) à des blocs de 40 kg.

Les rouleaux de grillage, en attente le long de la pile, furent redescendus et étendus sur les enrochements de façon à constituer un coussin couvrant la partie avant de la fondation (fig. E.23).

Ces travaux furent exécutés entre décembre 1957 et juillet 1958 de façon très artisanale par une équipe de plongeurs autonomes équipés d'un matériel très réduit. Actuellement, le travail serait grandement facilité en réalisant ce coussin avec des gabions de 50 × 100 × 200 réunis entre eux par couturage. Le coffrage perdu en sacs remplis de béton reste un système pratique, épousant facilement les divers contours, imputrescible et facilement maniable.



1re phase : Déroutage du grillage



2e phase : Fermeture du coussin

Fig. E.23. — Pont d'Iéna - Protection du fond du lit.

Les travaux ont été régulièrement suivis lors des visites subaquatiques ultérieures. Aucun mouvement ou désordre n'a été observé. On a constaté un colmatage du tapis et une fixation des produits de charriage faisant un fond régulier jusqu'au-dessus de la semelle enfermant les têtes des pieux. Il est à remarquer que depuis bien longtemps déjà, les plongeurs effectuant les visites des fondations ne soupçonnent même plus la présence de la réparation et du coussin d'enrochements.

## 7. LE RENFORCEMENT DES PILES 1 ET 2 DU PONT DE BEUCAIRE SUR LE RHONE

### 7.1. DESCRIPTION SOMMAIRE DE L'OUVRAGE

Cet ouvrage en béton précontraint construit de 1957 à juillet 1959 franchit le Rhône entre Beaucaire et Tarascon. Il comporte cinq travées égales de 81,20 m de portée.

Les fondations des piles et culées sont constituées par des caissons en béton armé, exécutés :

- à l'air comprimé pour la culée rive droite côté Beaucaire et la pile de rive adjacente,

- à l'abri d'un batardeau de palplanches Larssen IV pour les autres piles et la culée rive gauche côté Tarascon.

### 7.2. LES RAISONS DU RENFORCEMENT DES PILES 1 ET 2

Les travaux d'aménagement de la chute de Vallabrègues entrepris par la Compagnie nationale du Rhône, côté rive gauche, consistaient à réaliser un canal de fuite axé sur la pile 1 avec une cote de plafond de  $-6$  m NGF.

Les piles 1 et 2 qui étaient fondées initialement à la cote  $-6,15$  m NGF durent faire l'objet des travaux de renforcement suivants.

### 7.3. LES TRAVAUX DE RENFORCEMENT

Les travaux ont été conduits à partir d'îles artificielles réalisées à l'intérieur de batardeaux de palplanches.

Les piles 1 et 2 ont été renforcées au moyen de deux parois moulées de part et d'autre de chacune d'elles, descendues à travers la couche de graviers jusqu'à  $-15$  m NGF environ (fig. E.24).

Les parois moulées de la pile 1 ont été ancrées de 0,50 m dans le substratum rocheux calcaire. Celles de la pile 2 n'ont pas atteint le socle rocheux qui descend vers Beaucaire.

Les parois moulées ont été solidarisées avec la fondation existante au moyen d'un massif de tête en béton armé. L'ensemble a été précontraint transversalement au moyen de 48 câbles GIM/T du type F16 (fig. E.25).

Afin de relier les parois moulées, il a été exécuté, pile 1, un avant-bec circulaire et un arrière-bec plat en pieux jointifs de 0,56 m de diamètre descendus à  $-12$  m. Sur la pile 2, les avant et arrière-becs plats ont été réalisés au moyen de palplanches Larssen IV descendues à  $-12$  m.

Afin de réduire au maximum d'éventuels tassements, il a été procédé à une opération d'injection des alluvions, sous les fondations, sur une épaisseur de 3 m jusqu'à la base du rideau de palplanches préexistant.

On a constaté, en tout et pour tout, des tassements de 2,5 et 1,5 cm sur les piles 1 et 2 respectivement.

### Constatations sur les travaux effectués

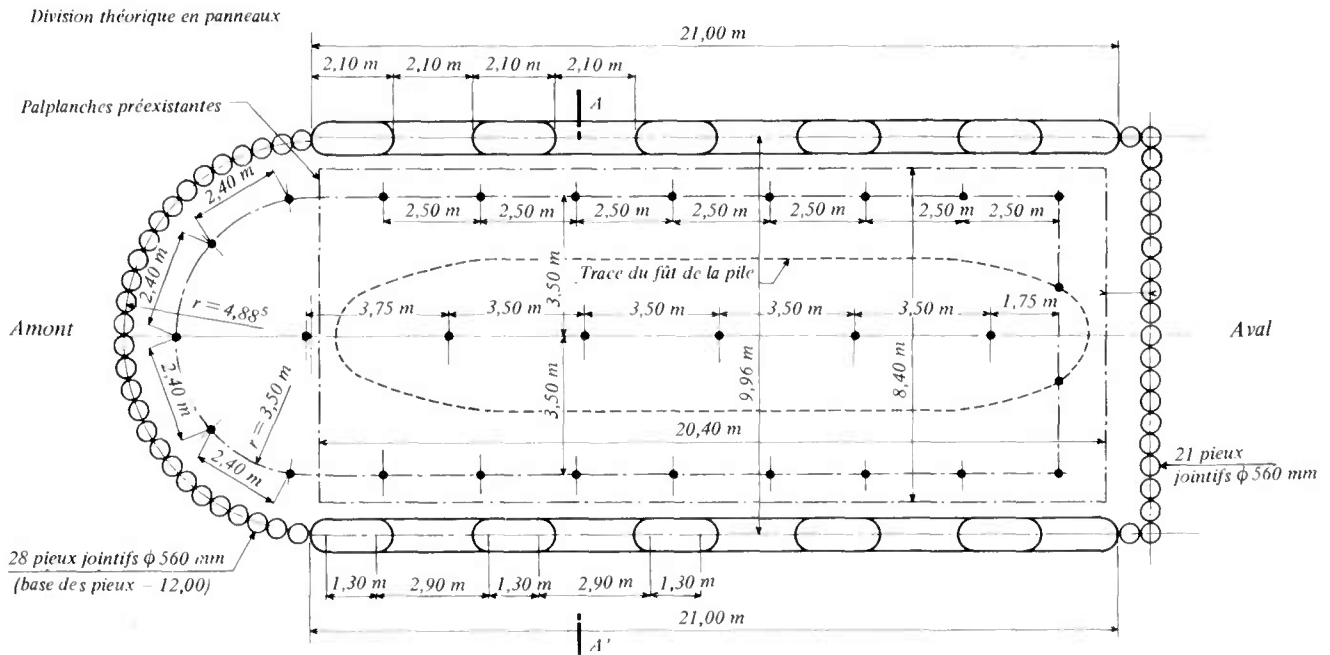
Les parois moulées se comportent très bien douze ans après les travaux.

Les pieux n'ont pas été réalisés parfaitement jointifs. Les interstices existants ont entraîné la création de cavités relativement importantes (superficies de l'ordre du mètre carré) (fig. E.26).

Il est maintenant envisagé de protéger les avant et arrière-becs de la pile par un rideau de palplanches métalliques.

Une fosse importante (fig. E.27) s'est créée à l'aval de la pile 1 en raison du mauvais profilage de l'arrière-bec plat en pieux et de son influence sur l'écoulement des eaux, particulièrement en cas de crue. La protection de cet arrière-bec est maintenant envisagée sous une forme circulaire ; en outre, le plafond du lit sera reconstitué en enrochements.

PLAN DE LA PILE. 1 (à la cote - 8,00)



COUPE AA'

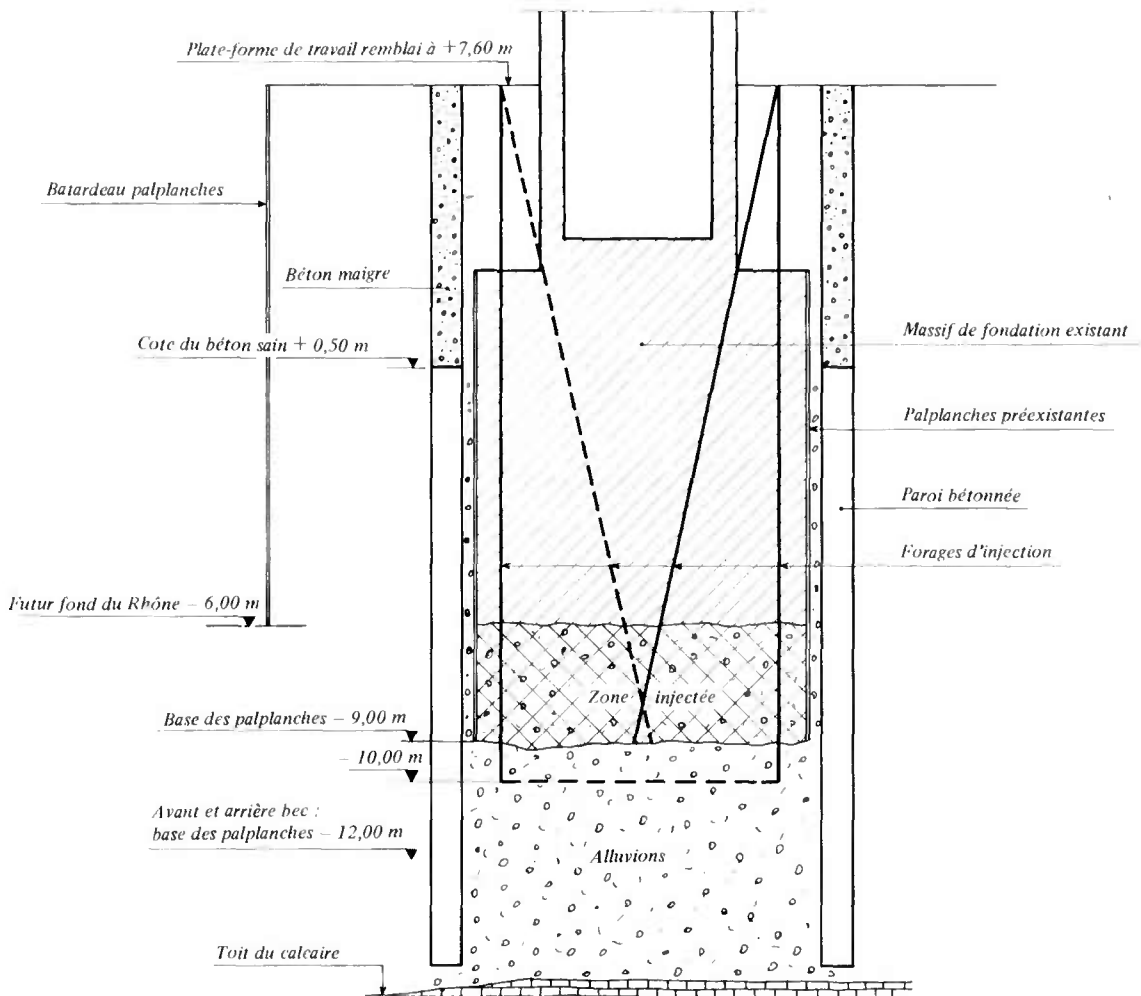


Fig. E.24. -- Pont de Beaucaire - Vue en plan du batardeau en béton.

PRÉCONTRAINTE TRANSVERSALE

CÔTE BEUCAIRE

CÔTE TARASCON

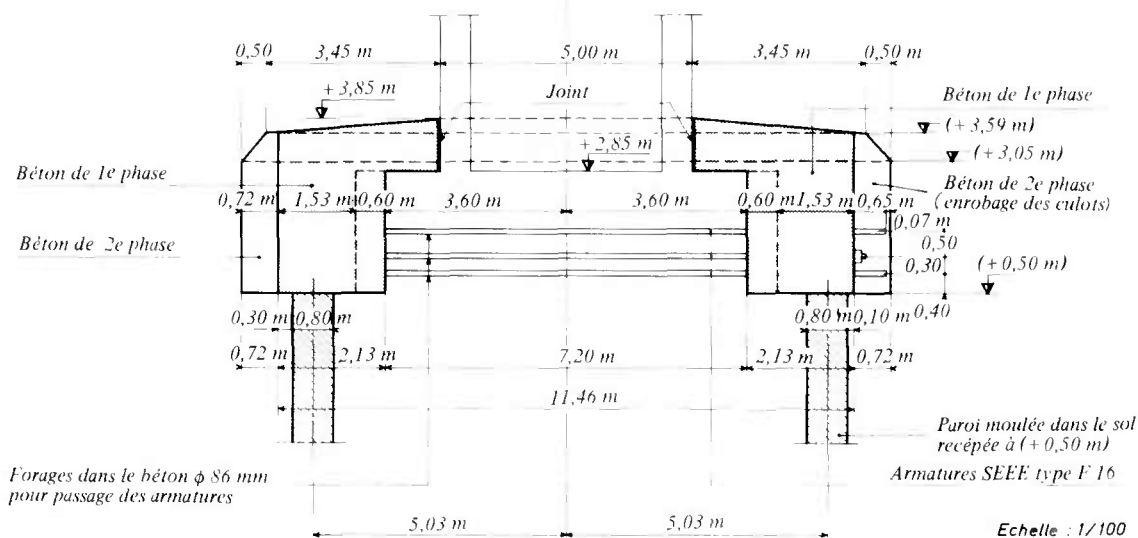


Fig. E.25. — Pont de Beaucaire - Coupe en travers de l'appui conforté - Report des efforts.

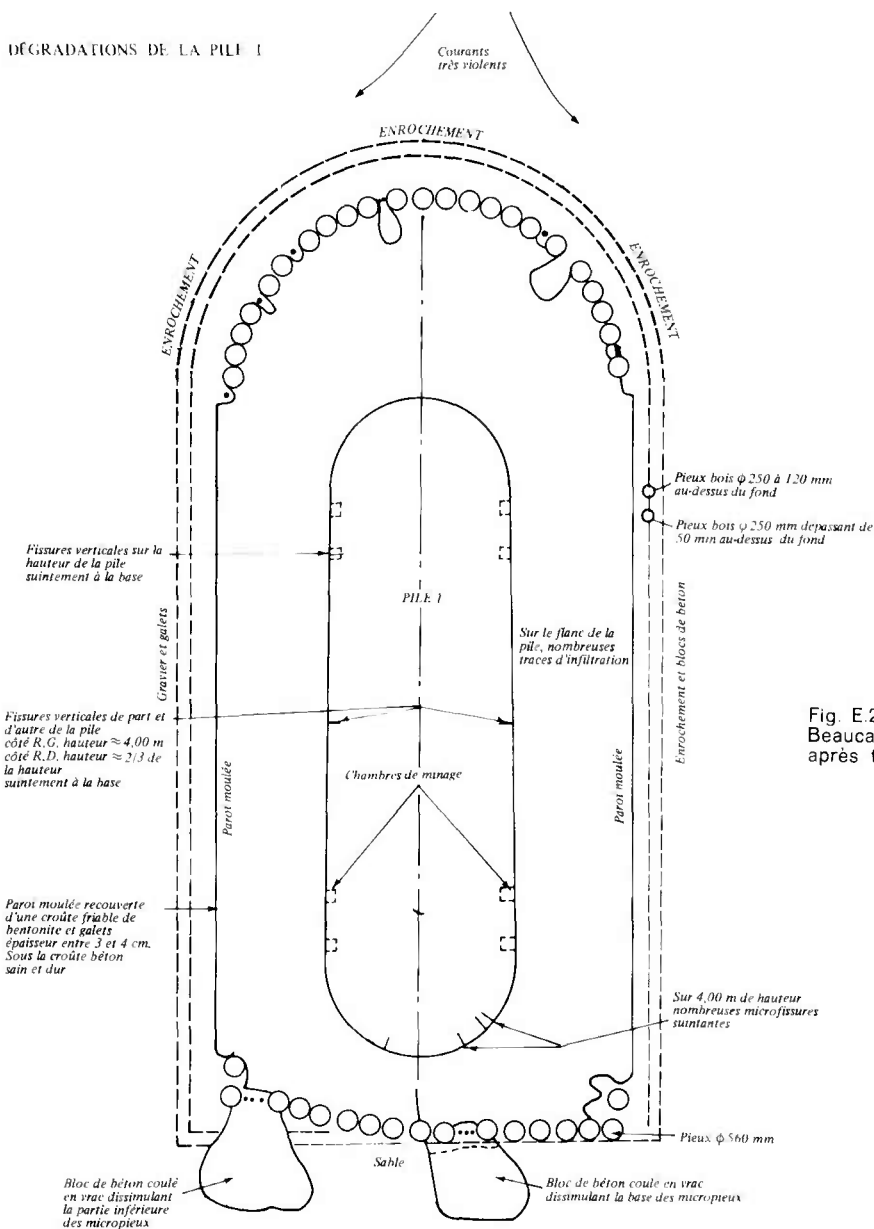


Fig. E.26. — Pont de Beaucaire - Désordres observés après travaux.



PROFIL EN TRAVERS 1 AVAL

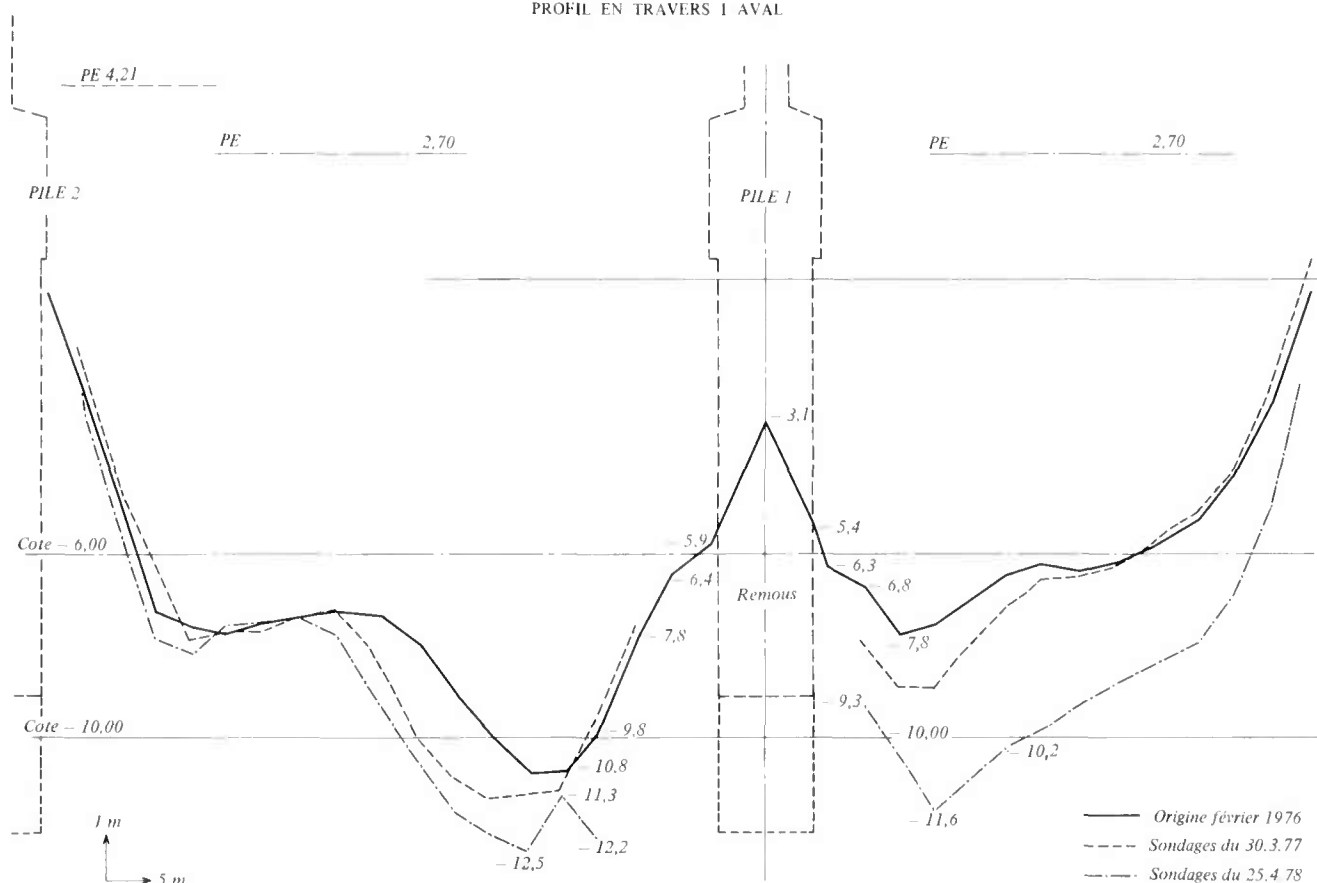


Fig. E.27. — Pont de Beaucaire - Evolution des fonds depuis les travaux.

### Remarques

Les principales difficultés de cette réparation sont :

- la réalisation d'une transmission correcte des efforts du fût de pile vers la nouvelle fondation : elle est réalisée par la précontrainte transversale, mais c'est un procédé souvent délicat à mettre en œuvre dans des fondations très anciennes. En outre, en raison des injections massives réalisées, le report des charges ne doit être que très partiel ;
- la difficulté de réaliser des pieux jointifs.

## 8. VIADUC DE MONTLOUIS SUR LA LOIRE

Les structures hors d'eau de ce viaduc en maçonnerie, à douze arches, en anse de panier, de 24,75 m, construit en 1844, furent presque toutes détruites par bombardements (1944).

Aucune perturbation inhérente aux fondations n'ayant été décelée par le passé, l'ouvrage fut reconstruit sur les massifs en place. Compte tenu de l'érosion jusqu'alors observée, l'ouvrage fut allongé, côté Paris, de deux arches en vue de pallier les éventuels déplacements du lit. Actuellement l'essentiel du courant passe près de la berge côté Bordeaux.

Les massifs en béton de chaux d'origine, réalisés à l'abri d'une enceinte de pieux en bois moisés en

tête formant batardeau, partiellement endommagés, durent être rapidement réparés dans l'enchevêtrement des décombres (en particulier par la mise en place de palplanches, type Lackawanna, de faible longueur).

### 8.1. DESORDRES OBSERVES

Des visites effectuées à pied sec, complétées par l'intervention de plongeurs, le dégagement des passes et une campagne de sondages, ont permis de relever divers désordres :

- enceintes non étanches, localement disloquées en tête ;
- béton de chaux délavé ;
- cavités d'érosion sous les reprises de 1945.

Ces investigations ont confirmé que l'assise des massifs n'atteint pas toujours la craie turonienne ; certaines fondations reposent sur des sables ou des graves.

### 8.2. CAUSES DES DESORDRES

Le délavage du béton a été activé par l'intensification des circulations d'eau au travers des enceintes et des massifs désorganisés par faits de guerre. Les batardeaux ont subi des dommages nuisibles à leur pérennité.

La présence, autour des piles, des maçonneries détruites, sans doute critiquable au point de vue hydraulique, semble avoir assuré un rôle protecteur en retardant l'érosion en profondeur.

### 8.3. METHODE DE CONFORTEMENT

Le confortement (fig. E.28, E.29) de chaque pile est mené comme suit :

- l'enlèvement des enrochements et des maçonneries détruites, à l'avancement, aussitôt suivi du battage de palplanches (environ 2 m de fiche dans la craie), à 1 m de l'ancien batardeau. Cette opération, conduite depuis l'avant-bec vers l'arrière, s'accompagne d'une reconstitution des enrochements ;
- la partie supérieure du massif ancien est rescindée, les pieux en bois sont arasés ;
- l'espace entre les deux batardeaux est curé ; la tranchée obtenue présente une hauteur d'environ 2 m ;
- les palplanches, reprises par une lierne, sont ancrées au massif ;
- l'intervalle dégagé entre l'encagement et la fondation est comblé avec du béton ; l'épaisseur reconstituée sur l'ancien massif est d'au moins 0,50 m ;

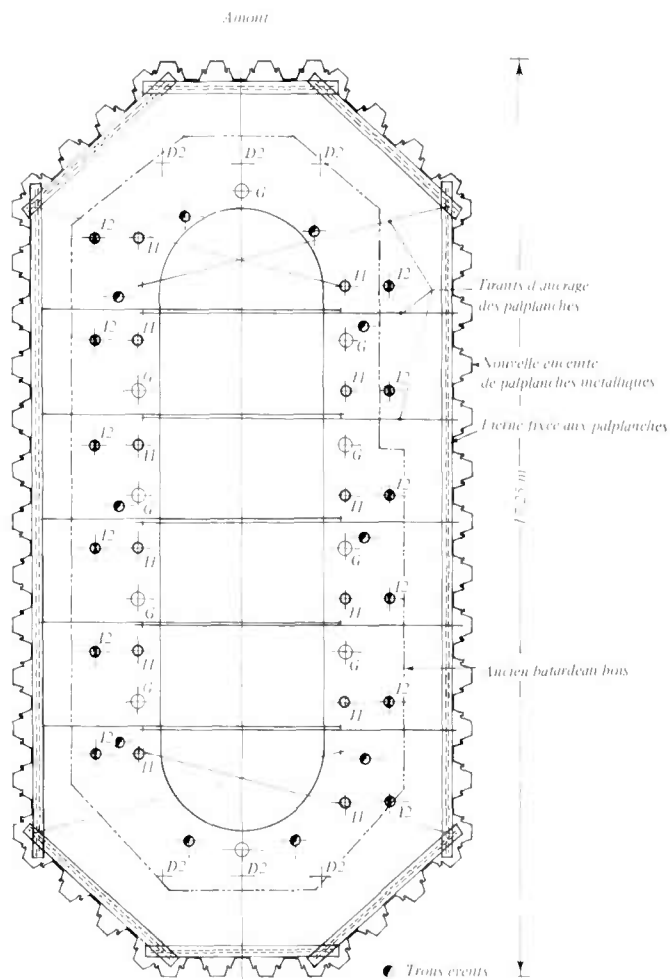


Fig. E.28. — Vue en plan : implantation du batardeau et des forages d'injection.

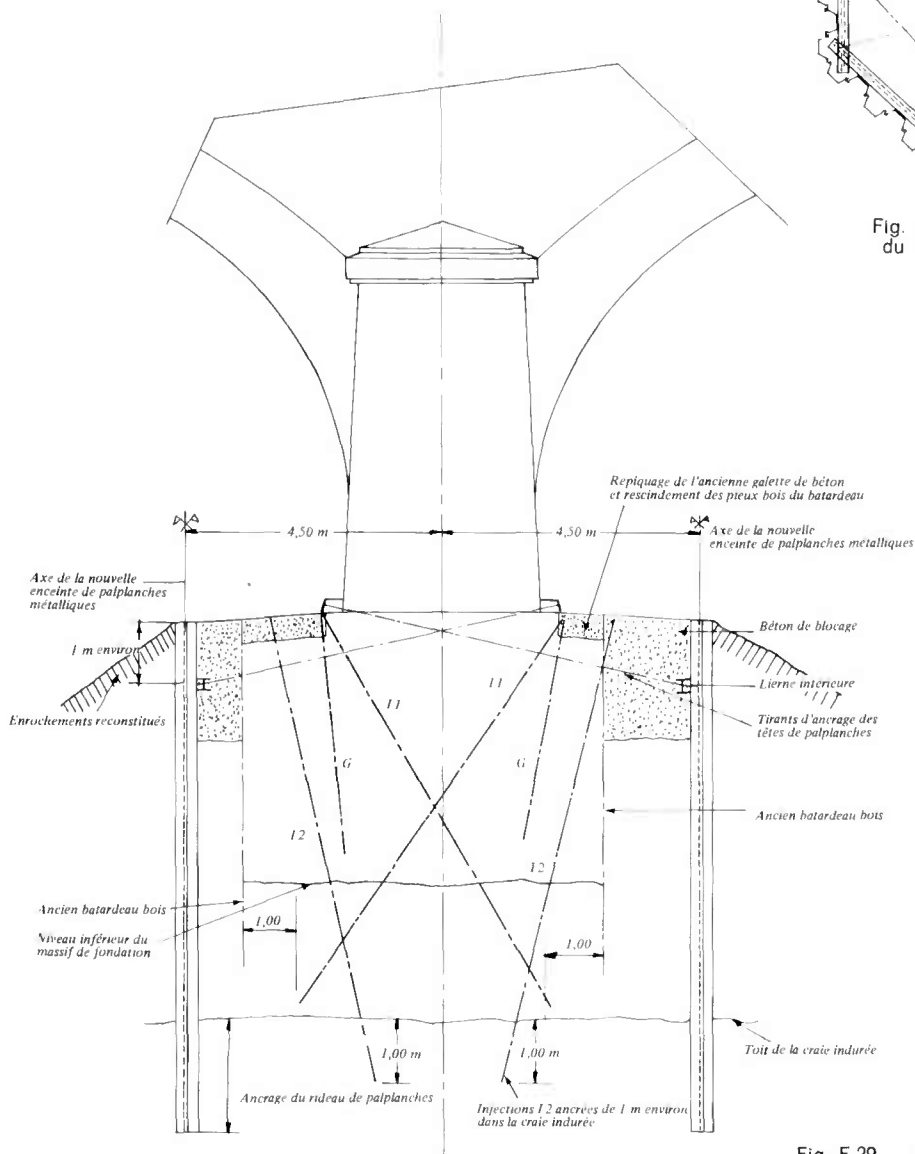


Fig. E.29. — Coupe en travers de l'appui.

Viaduc de Montlouis

— le confortement est ensuite complété par des phases d'injection successives :

- exécution de forages  $\varnothing$  100 équipés de tubes à manchettes (repère I<sub>2</sub>), conduits jusqu'à 1 m au-dessous du toit de craie, injection, en remontant, d'un coulis argile-ciment (C/E  $\approx$  1). Les pressions maximales admises sont fixées à :
  - 5.10<sup>5</sup> Pa dans les alluvions,
  - 1 MPa dans les maçonneries,
- réalisation des forages repérés I<sub>1</sub> et D<sub>2</sub>, injection comme décrit ci-avant,
- au vu de reconnaissances, exécutées à partir des forages précédents, le traitement est éventuellement complété par des injections au gel de silice (repère G).

La nouvelle enceinte a été dimensionnée de manière à résister à un affouillement du lit de la Loire jusqu'au substratum (phénomène constaté sur d'autres viaducs voisins).

#### 8.4. SURVEILLANCE DE L'OUVRAGE PENDANT LES TRAVAUX

Les mouvements éventuels des piles et de l'ouvrage sont suivis par topographie de précision. Le nivellement journalier des piles en cours de traitement est complété par un contrôle permanent au laser tournant.

Les quelques tassements (de faible amplitude) relevés, notamment au cours du battage, n'ont pas engendré de désordres dans la superstructure.

#### 8.5. COUT DE L'OPERATION

Le montant des travaux à l'entreprise, y compris la fourniture de palplanches, est, aux conditions économiques de janvier 1980, de l'ordre de 800 000 F/pile (HT).

Un premier marché, établi pour le confortement de deux piles, a permis d'adapter les dispositions techniques à la situation en place et de procéder à des investigations complémentaires.

Le traitement réalisé permet d'obtenir une fondation massive, prenant appui sur la craie, ancrée par l'enceinte de palplanches et protégée même en présence d'un affouillement généralisé. Les injections apportent une certaine homogénéité au massif ; le béton de chaux est à l'abri des eaux. Les pieux en bois, soustraits au contact saisonnier de l'air, ne devraient plus s'altérer.

### 9. PONT INTERNATIONAL SUR LA BIDASSOA

Cet ouvrage en maçonnerie, construit en 1864, à cinq arches de 20 m en anse de panier, est fondé sur des pieux en bois de 35 cm de diamètre. Ces pieux, fichés dans une couche d'argile, surmontant des marnes raides, traversent 5 à 7 m de sables et graves.

Les massifs de fondation en béton de chaux, enrobant les têtes de pieux, ont été réalisés à l'abri de batardeaux.

#### 9.1. DESORDRES OBSERVES

Fin 1975, une visite par scaphandriers, organisée à la suite d'une forte crue en conjonction avec d'importantes marées, a permis de constater l'apparition de dégradations sur deux piles.

*Pour l'une :*

- disparition des enrochements ;
- érosion du lit et sous toute l'assise ; localement, le dégarnissage des pieux dépassait 3 m ;
- désagrégation partielle du massif coiffant les 64 pieux porteurs ; 25 étaient libres en tête.

*Pour l'autre :*

- disparition des enrochements ;
- érosion du lit et, sous une partie de l'assise, le dégarnissage maximal des pieux était limité à 1,70 m ; la liaison en tête des 68 pieux porteurs ne présentait pas de défaillance.

#### 9.2. CAUSES DES DESORDRES

La cote de la base des massifs, trop élevée, n'assurait pas une garde suffisante contre les affouillements.

Cette situation a été aggravée par :

- la construction en 1963 d'un pont, à l'amont, avec des piles désaxées par rapport à celles de l'ouvrage aval ;
- l'engrèvement de berges, en amont et en aval, entre 1968 et 1975, pour extension d'infrastructures de transport ;
- le remodelage d'une rive, immédiatement en amont, par mise en place d'enrochements (1975).

Ces divers aménagements ont fortement modifié les conditions d'écoulement.

#### 9.3. METHODE DE CONFORTEMENT

En un premier temps, afin de maintenir le passage des circulations sous couvert d'une surveillance renforcée, les mesures ci-après ont été adoptées (fig. E.30 à E.34) :

- mise en place de cales métalliques entre têtes de pieux et massif ;
- comblement des fosses par déversement de gravier ; répartition du matériau sous les massifs par scaphandriers ;
- mesures quotidiennes, sur piles et en clés, afin de déceler les mouvements éventuels.

Ensuite, tant pour pallier les conséquences éventuelles de l'affouillement qu'en prévision de la reprise en sous-œuvre des deux piles déconsolidées, les arches encadrant la pile la plus affectée ont été mises sur cintres. Cette opération a permis de stabiliser le processus de fissuration des voûtes adjacentes consécutif à de légers mouvements de déversement des appuis affouillés.

Après confortement définitif de la première pile traitée, un des cintres a été déplacé afin de conforter l'arche placée au-delà de l'autre fondation à reprendre.

Le confortement définitif, analogue pour les deux piles, réalisé sous maîtrise d'œuvre de l'Administration espagnole, en application des conventions régis-

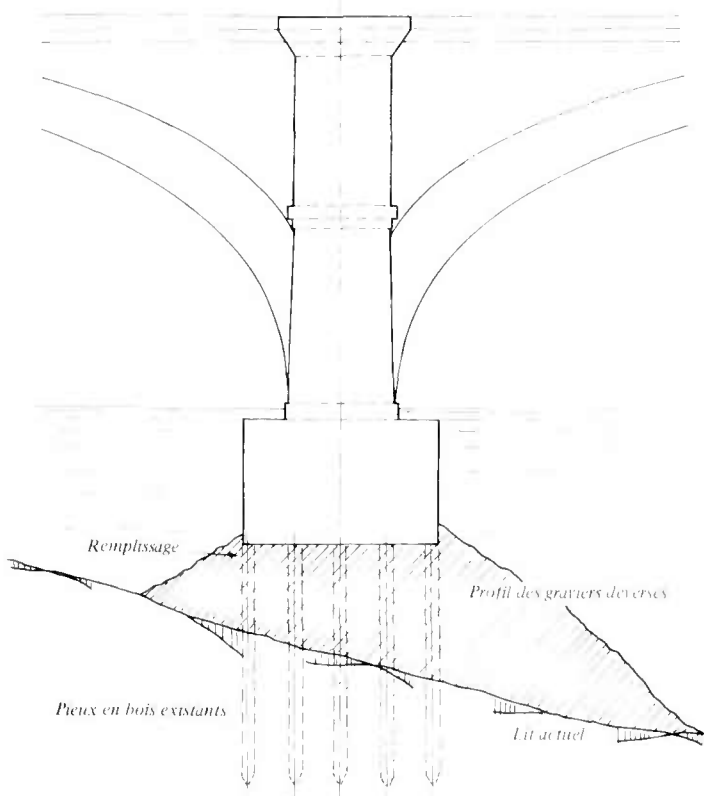


Fig. E.30. — Mise en place de graviers.

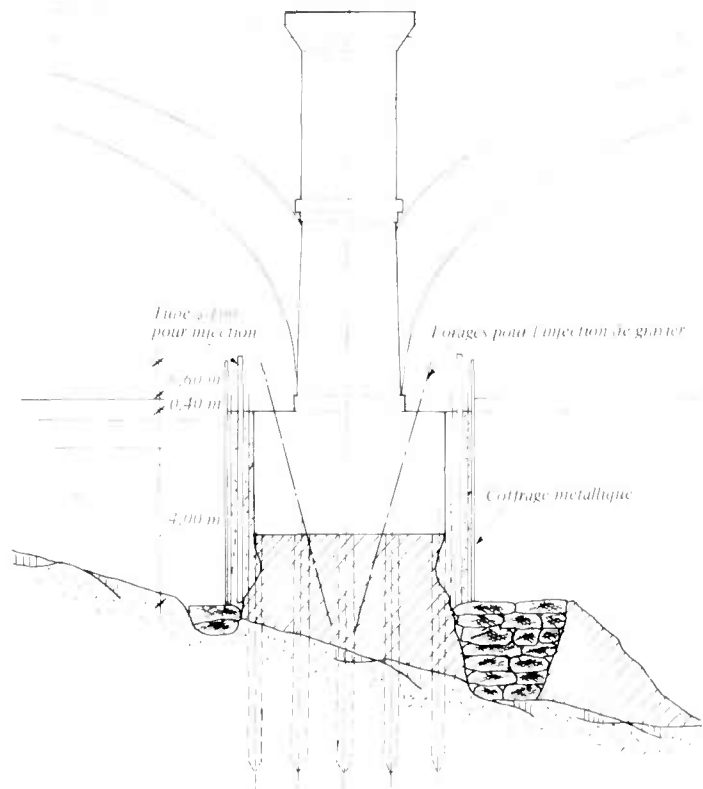


Fig. E.32. — Bétonnage de l'enceinte et injection de gravier.

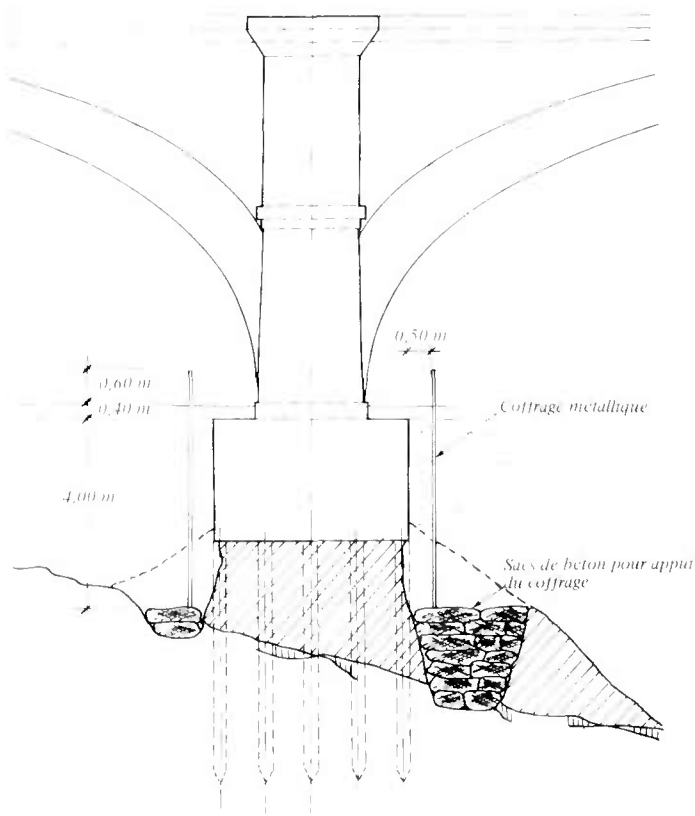


Fig. E.31. — Mise en place du coffrage.

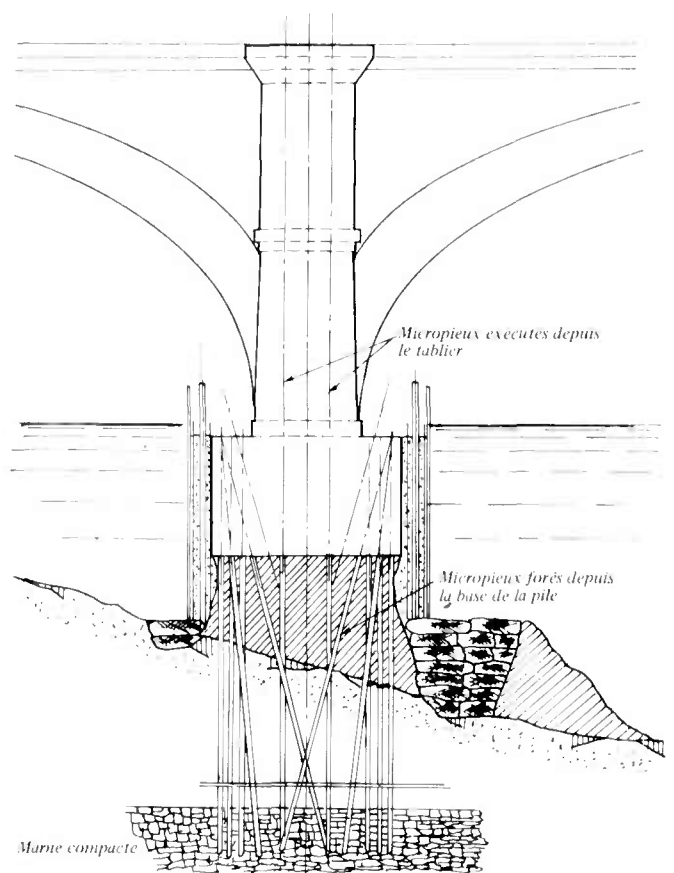


Fig. E.33. — Exécution des micropieux

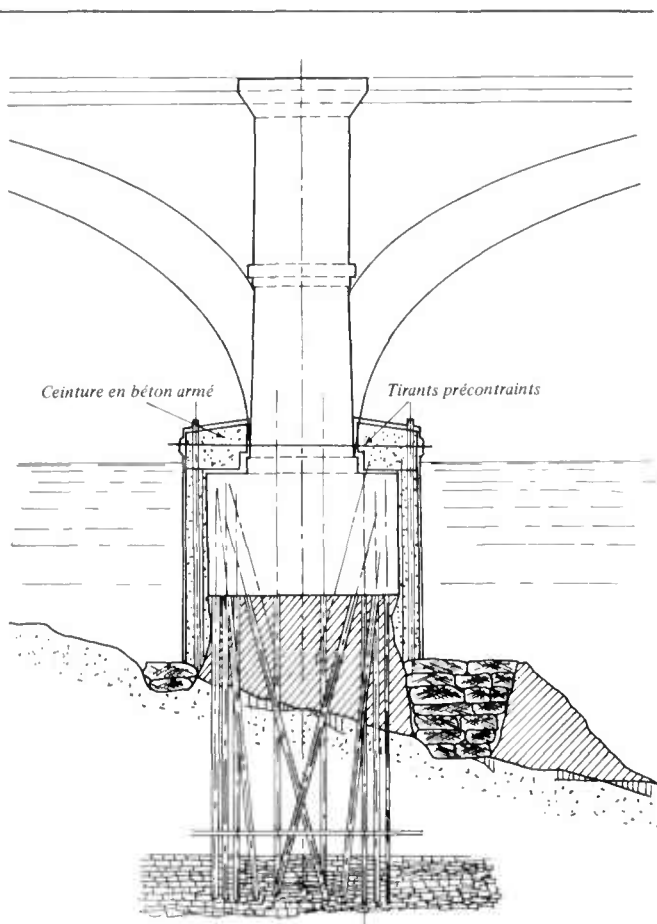


Fig. E.34. — Ceinturage en béton armé et tirants précontraints.

sant l'entretien de l'ouvrage, comporte pour l'essentiel :

a) une injection de mortier, dosé à 600 kg, destinée à régénérer le massif et à homogénéiser le matériau sous-jacent, afin d'assurer un contact avec l'assise.

Le volume à traiter a été délimité par la mise en place préalable d'une enceinte constituée de coffrages métalliques prenant appui sur un empilage de sacs remplis de béton, facilitant un ceinturage par béton immergé.

L'injection, à partir de réservations dans l'enceinte et de forages tubés réalisés à la partie supérieure du massif avant la mise sur cintre des voûtes, a été conduite en remontant après étanchement de la base ;

b) une reprise en sous-œuvre reportant sur des micro-pieux le support de la charge totale ( $\approx 2500$  t/pile) sans tenir compte des pieux en bois d'origine : 105 micropieux (83 verticaux, 22 inclinés) ont été forés au travers de la fondation existante, 93 à partir du débord du massif, 12 à travers la pile depuis le dessus de l'ouvrage.

Ces micropieux, exécutés suivant le procédé Fondedile, de diamètre nominal 0,15 m, sont armés de trois aciers Tor de  $\varnothing 16$  mm ; le mortier injecté a été dosé à 600 kg. Ancrés dans la marne compacte, leur longueur atteint, respectivement, environ 16 m et 24 m ;

c) les micropieux périphériques et l'enceinte ont été ensuite coiffés par un ceinturage, en béton armé,

solidarisé au corps de la pile par tirants Diwidag précontraints, afin, notamment, de reprendre les composantes horizontales des réactions des micropieux inclinés tendant, par traction, à séparer la pile en deux ;

d) le confortement proprement dit doit être par la suite complété par des mesures visant à renforcer la défense des piles : enrochements, reprofilage, etc.

#### 9.4. COUT DE L'OPERATION

Le coût global de l'opération peut être estimé à 14 MF environ, aux conditions économiques de janvier 1980.

L'importance des sujétions pesant sur les conditions d'exécution telles que :

- la nécessité de modifier continuellement les éléments des cintres pour forer les micropieux,
- la présence des pieux en bois préalablement repérés par scaphandriers,
- l'immersion du plan de travail pendant les marées hautes,

a fortement influé sur les cadences d'exécution et, partant, sur les délais et les prix.

Des mesures telles que la confection de micropieux à force portante nettement plus élevée auraient permis d'abaisser le prix de revient.

### 10. CONFORTEMENTS SUCCESSIFS DU PONT DE THOUARE

Le pont de Thouaré, construit en 1878, franchit un bras de la Loire. C'est un pont métallique du type pont-cage à treillis multiples composé d'une succession de travées continues reposant sur des appuis en maçonnerie fondés sur des pieux en bois. La construction d'un appui courant a été conduite comme suit (fig. E.35, E.36) :

— réalisation d'un batardeau comportant des rideaux de vannage constitués de pieux-guides et de palplanches en bois ; l'ensemble étant solidarisé par une poutraison de couronnement arasée à la cote 4,38 NGF (soit 2 m au-dessus de l'étiage absolu de la date de construction : 2,38 NGF) ;

— terrassement à l'intérieur du batardeau jusqu'à une profondeur de 4 m sous le niveau de l'étiage absolu de l'année de construction ;

— battage de 41 pieux de sapin du pays, de 17,50 à 18 m de longueur avant recépage. Les pieux circulaires ou carrés ( $\varnothing 30$  ou  $40 \times 40$ ) sont disposés en sept rangées de cinq et deux rangées de trois aux extrémités. Le niveau moyen atteint par les pieux est de :

— 11,50 NGF ;

— recépage des pieux à 1,96 NGF (0,42 m sous l'étiage) ;

— remplissage de la souille par du béton de chaux hydraulique immergé avec mise en œuvre d'enrochements à l'extérieur des rideaux de vannage pour assurer la stabilité de ceux-ci et la protection de la fondation ;

— mise en place d'un platelage en bois reliant les têtes de pieux (deux couches de madriers de 0,10 m d'épaisseur chacun).

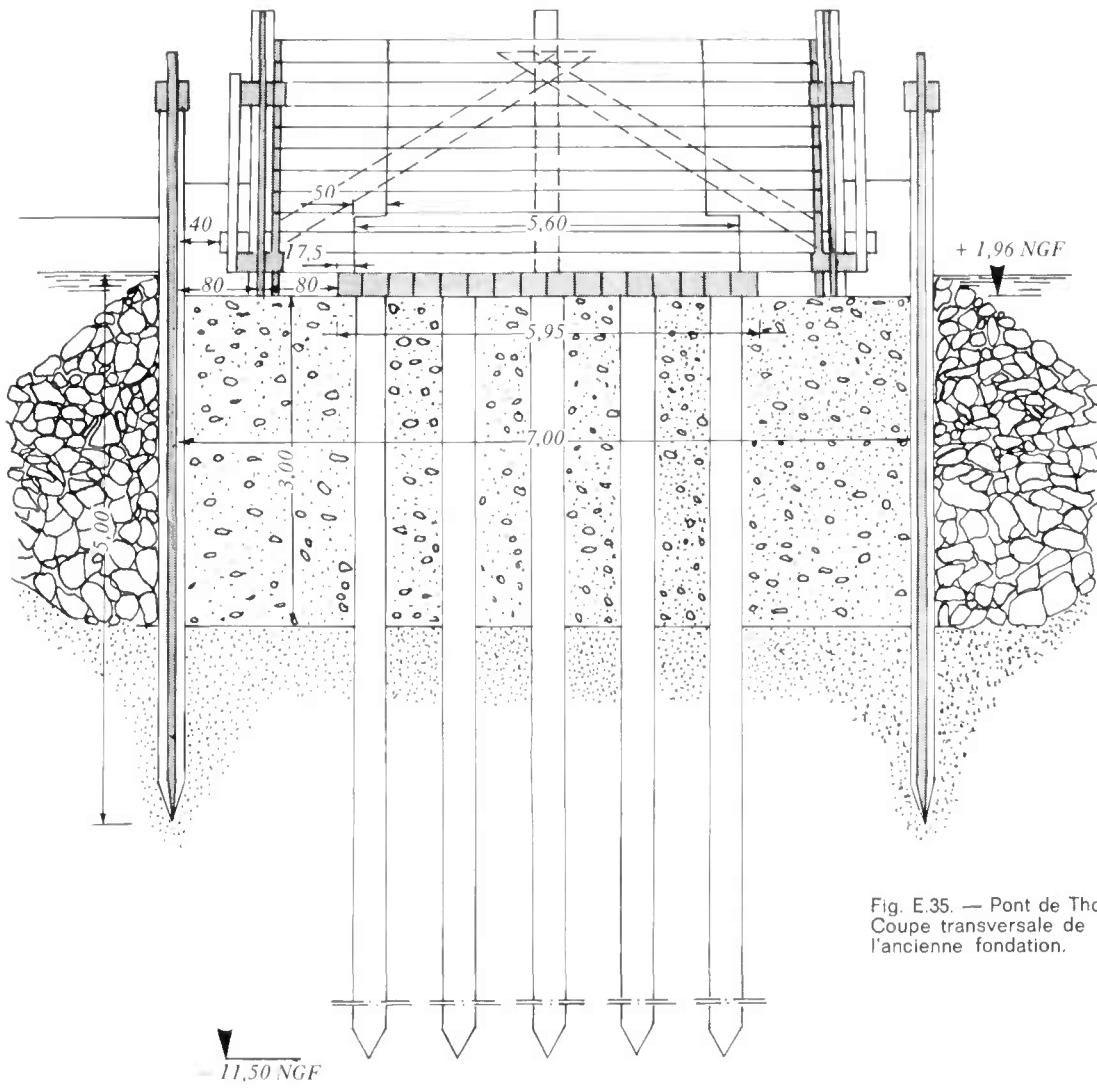


Fig. E.35. — Pont de Thouaré  
Coupe transversale de  
l'ancienne fondation.

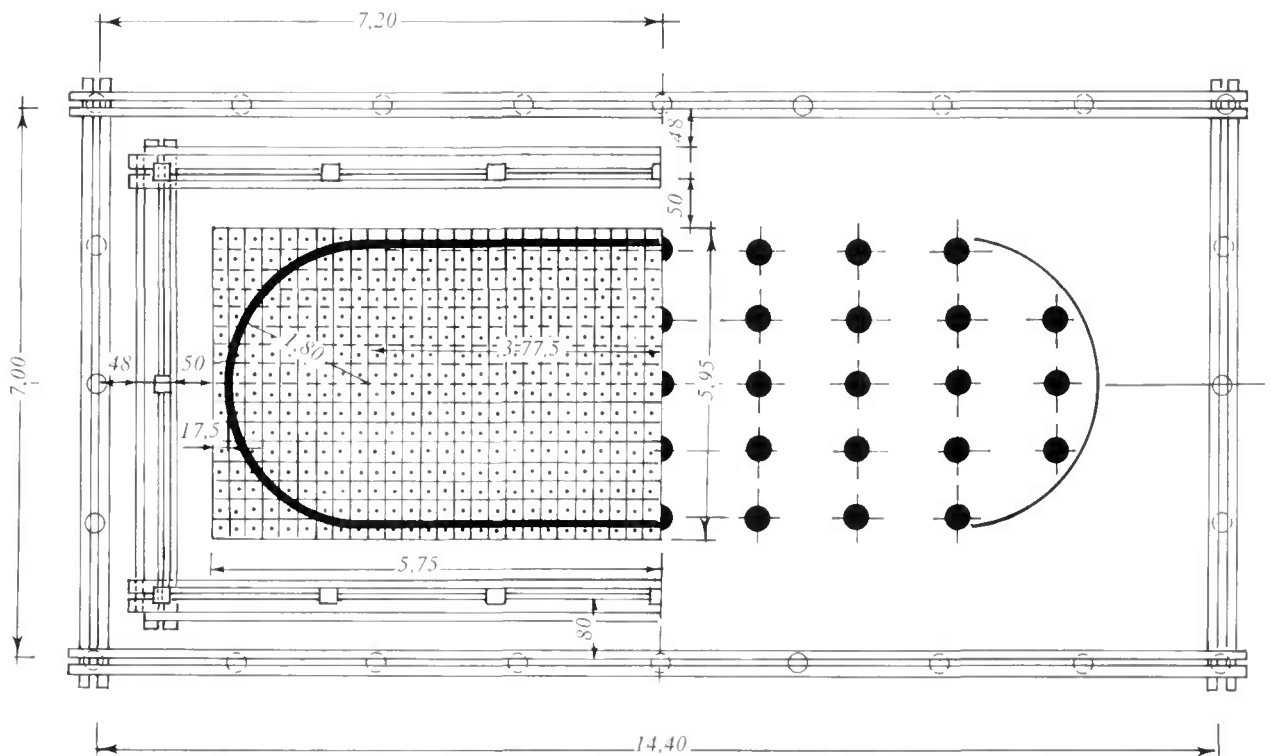


Fig. E.36. — Pont de Thouaré - Plan du caisson et de l'enceinte.

A partir de la date de leur construction, les fondations ont subi un processus de dégradation qui a obligé les gestionnaires à déclencher en 1963 des travaux de confortation. L'étendue des dégradations variait d'un appui à l'autre. L'exposé qui suit est limité à la pile 9.

### 10.1. CONFORTATIONS EFFECTUEES EN 1963

#### Origine de la décision de confortation

L'intégrité des massifs d'enrochements n'arrivait pas à être maintenue en dépit des rechargements, en raison d'un abaissement du lit (2 m environ entre 1878 et 1963) et de l'étiage (1 m environ pendant la même période).

#### L'opération de confortation (fig. E.37 a)

Le confortement de 1963 a consisté à battre, à l'extérieur des fondations, à une distance variant de 4 m (sens transversal) à 6 m (sens longitudinal), un rideau de palplanches plates Lackawanna de 12 m de hauteur, arasées au niveau du socle en maçonnerie, à la cote + 2,40 NGF environ. L'espace annulaire entre le rideau et la fondation ancienne limitée par le vannage bois a été rempli d'enrochements. L'ensemble a été recouvert d'une dalle

en béton non armé de 20 cm d'épaisseur. Extérieurement, l'enceinte était contrebutée par des enrochements talutés à 45° environ.

La conception de la réparation de 1963 portait en elle une partie des causes des dégradations constatées plus tard et qui ont nécessité une nouvelle intervention en 1977 :

- la réduction considérable du débouché linéaire (25 % environ) ne pouvait qu'augmenter l'amplitude des affouillements locaux et la profondeur des fosses à l'aval ;
- la réparation tenait compte, d'une façon insuffisante, de l'évolution déjà très accentuée du fleuve (en particulier : fiche insuffisante des palplanches) ;
- l'utilisation de palplanches plates est inadaptée, l'emploi de palplanches à module s'impose afin de conférer au rideau une certaine rigidité.

### 10.2. ETAT DE LA FONDATION EN 1975

En 1975, les constatations concernant l'état (fig. E.37 b) des fondations furent les suivantes :

- *enrochements extérieurs* : en arrière- bec, les enrochements lourds mis en place lors de la confortation ont disparu. A l'extérieur, à la cote moyenne

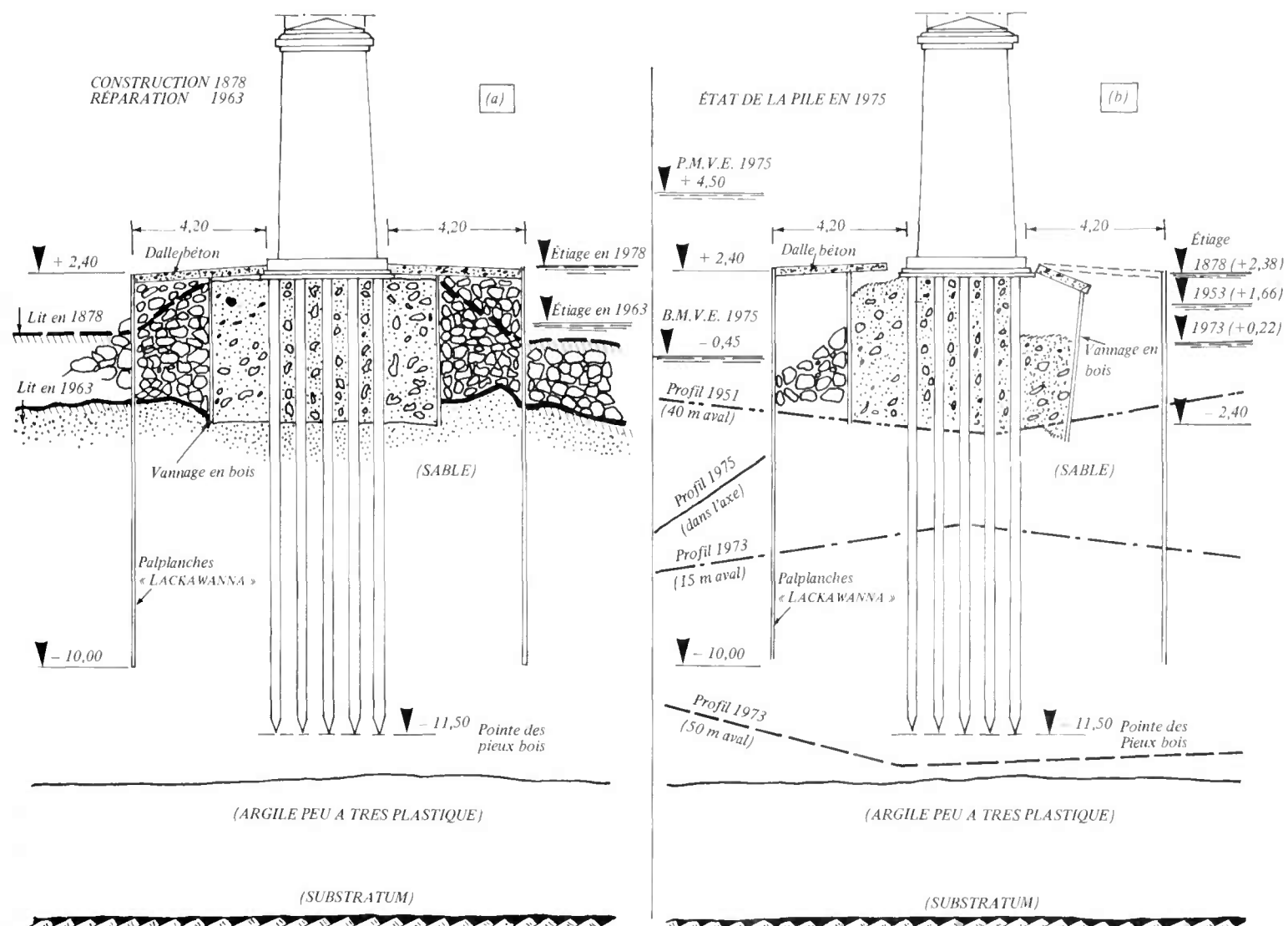


Fig. E.37. — Pont de Thouaré - Evolution de l'état des fondations.

de — 6,50 NGF, on trouve des enrochements plus légers qui avaient été disposés à l'intérieur de l'enceinte en 1963 ;

— *rideau de palplanches* : hormis l'avant-bec, l'encagement en palplanches Lackawanna est très déformé et certainement dégrafé à la base sur l'arrière-bec ;

— *enrochements intérieurs* : les enrochements de comblement disposés à l'intérieur de l'encagement ont disparu en partie et totalement en arrière-bec ;

— *dalle de couverture* : la dalle de couverture en béton non armé qui n'est plus soutenue par les enrochements qu'elle coiffait est disloquée ;

— *rideau de vannage en bois* : les palplanches sont pour la plupart déversées. Elles ont disparu en arrière-bec et sur la moitié aval de la face rive gauche ;

— *béton de chaux* : le massif est fracturé. En arrière-bec, des blocs se sont détachés, laissant apparaître trois pieux de fondation. La partie latérale rive gauche du massif est rompue sur une largeur de 1,80 m environ et sur la moitié de la longueur.

### 10.3. CAUSES DES DESORDRES APPARUS DEPUIS LA DATE DE CONSTRUCTION

L'étiage resté stable pendant 50 ans s'est abaissé de plus de 2 m durant les vingt dernières années. Le marnage atteint une amplitude de 3 à 5 m alors qu'il était nul au droit de l'ouvrage au début du siècle. Depuis vingt ans environ, on note un abaissement très important du niveau du fond du lit qui atteint 5,50 m en moyenne au droit de l'ouvrage et 10 à 12 m localement.

Ces phénomènes, conséquences des dragages importants dans le fleuve et la réduction sensible du débouché ont concouru à accroître la vitesse d'écoulement au droit de l'ouvrage, et donc l'amplitude des affouillements et des entraînements de blocs.

### 10.4. SOLUTION DE REPARATION PROPOSEE EN 1976

La solution de réparation proposée consistait à régénérer le massif de liaisonnement de tête des pieux et à transformer l'ensemble : pieux en bois-béton cyclopéen-platelage-maçonneries de la base de la pile, en un bloc monolithe. Le sol de fondation encagé par des palplanches et injecté devait permettre le maintien de la portance des pieux, l'encagement descendu au substratum jouant le rôle de parafouille.

La succession des phases d'exécution prévues était la suivante :

— Travaux préparatoires :

- mise en place d'un corset autour de la pile pour limiter pendant le fonçage des palplanches les risques de choc et l'apparition de désordres causés par les vibrations,

- démolition de la dalle de couverture en béton non armé,

- calage et raidissage provisoire de l'enceinte en palplanches Lackawanna pour assurer une protection partielle du chantier,

- réalisation par tranches d'une souille autour du vannage en bois jusqu'à la cote — 2,20 NGF afin de faciliter le fonçage des palplanches métalliques constituant la nouvelle enceinte ;

— réalisation de l'encagement des fondations existantes par la mise en place de palplanches Larssen V de 26 m de longueur en acier de nuance E 240 pour l'avant et l'arrière-bec et de palplanches Larssen IV de 20 m de longueur en acier de nuance E 270 pour le reste du rideau ; la cote de recépage étant fixée à + 2,40 m NGF (le changement de nuance permettant l'exécution des nombreuses entures pour les palplanches à mettre en place sous le tablier). L'avant-bec et l'arrière-bec étaient en angle vif afin de gêner le moins possible l'écoulement des eaux ;

— réfection du massif de couronnement de la fondation comprenant l'enlèvement des morceaux de béton cyclopéen détachés du massif, coulage d'un béton destiné à combler les lacunes du massif ancien en béton cyclopéen et remplir au-dessus de la cote — 2,20 NGF l'espace compris entre le vannage bois et l'enceinte en palplanches métalliques ;

— injection du sol contenu dans chaque enceinte afin de bloquer les divers éléments entre eux (sol, béton cyclopéen, pieux) en remplissant les vides et en resserrant le sol ;

— traitement, afin d'assurer leur pérennité, des platelages en bois et de la partie des pieux située au-dessus de la cote d'étiage (— 0,50 NGF) ;

— bétonnage de l'intérieur de l'enceinte en palplanches ;

— recépage des palplanches constituant les enceintes ;

— mise en place d'enrochements autour de l'enceinte en palplanches pour limiter les affouillements des fondations ;

— enlèvement des palplanches plates après exécution du rideau en Larssen.

Compte tenu du coût des travaux proposés, le projet a été réduit.

Les modifications ont porté principalement sur les palplanches :

— les Larssen V prévues dans les avant et arrière-becs ont été remplacées par des Larssen IV ;

— la longueur des palplanches a été ramenée pour l'ensemble du rideau à 17,50 m ; le pied du rideau de palplanches étant descendu dans la couche d'argile (fig. E.38) (Dans le projet initial, les palplanches d'avant et d'arrière-bec descendaient au substratum).

### Enseignements à tirer du chantier

— Sous le tablier de l'ouvrage, le fonçage des palplanches « sous gabarit réduit » a nécessité l'exécution d'entures. Ces entures doivent être particulièrement bien réalisées en utilisant des couvre-joints. De la bonne tenue de ces entures dépend directement la longévité de la réparation.

— Les trous de manutention des palplanches doivent être obturés pour éviter la fuite des matériaux emprisonnés dans l'enceinte.

— Le remplissage de l'enceinte, pour partie en sable (pour limiter la dépense) et en béton, doit être conduit symétriquement de points « diamétralement » opposés et en tournant.

— Conserver en phase de travaux une hauteur de palplanches, avant recépage suffisante pour éviter que l'eau ne se déverse dans l'enceinte compte tenu des crues et du marnage.



Travaux en cours

Travaux terminés

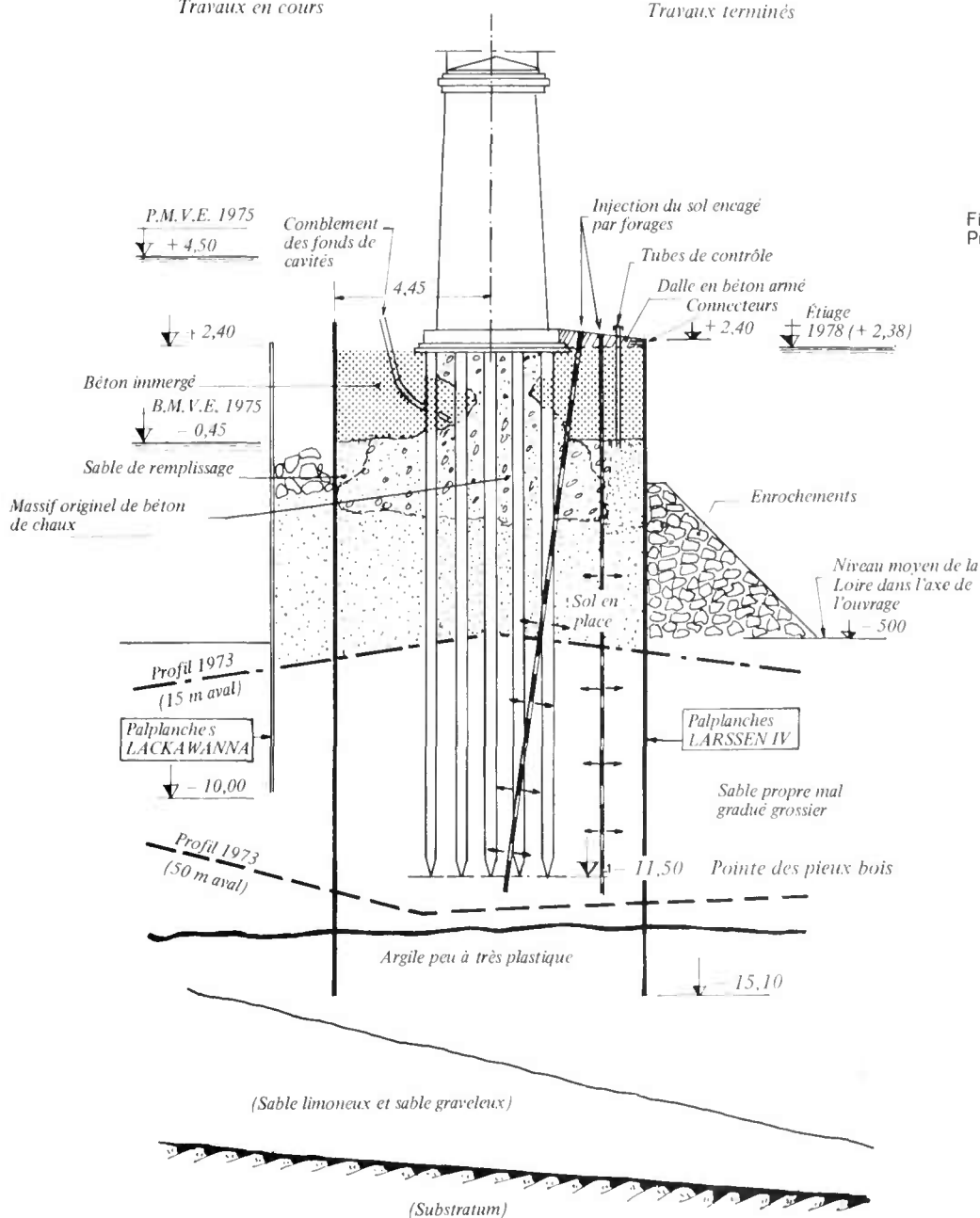


Fig. E.38. — Pont de Thouaré. Principe de confortement.

— Veiller à ce qu'il n'y ait pas de lacunes de béton sur la périphérie mais aussi autour des pieux sous le grillage bois.

— Disposer sur la hauteur du rideau de palplanches, au droit du béton, des connecteurs pour assurer une liaison rideau-béton. Cette liaison maintient le rideau et permet à la fondation de mieux résister aux chocs éventuels.

— Placer des tubes permettant des injections éventuelles ultérieures. Les tubes doivent être obturés provisoirement à leur extrémité.

— Pour permettre des contrôles et des injections complémentaires, quelques tubes fermés par des obturateurs à vis à leur partie haute doivent être disposés entre le fût de pile et le rideau.

— Un suivi rigoureux par nivellement doit être mis en place. Par ailleurs, des précautions doivent être prises pour contrôler le comportement des appareils d'appui. La pile doit être équipée pour permettre le vérinage du tablier (en cours de fonçage des palplanches, l'amplitude des tassements a atteint 8 cm pour une pile).

# Références bibliographiques

---

## FONDATIIONS ANCIENNES

Quelques traités anciens comportant des indications intéressantes sur les procédés de fondation peuvent être consultés à la bibliothèque de l'Ecole nationale des Ponts et Chaussées.

<b>Gautier</b>	<i>Traité des ponts</i> (1714-1728).
<b>Gauthey</b>	<i>Traité de la construction des ponts</i> (1832).
<b>Morandière</b>	<i>Traité de la construction des ponts</i> (1866).
<b>Degrad et Resal</b>	<i>Ponts en maçonnerie</i> (1888).
<b>De Darlein</b>	<i>Etude sur les ponts en pierre remarquables par leur décoration, antérieurs au XIX<sup>e</sup> siècle</i> (1907).
<b>Séjourné</b>	<i>Grandes voûtes</i> (1913-1916).
<b>Gay</b>	<i>Ponts en maçonnerie</i> (1924).

Autres ouvrages généraux plus récents :

<b>Robinson J.</b>	<i>Piles, culées et cintres de ponts</i> , cours de l'ENPC (1956).
<b>Grattesat G.</b>	<i>Conception des ponts</i> , éd. Eyrolles (1978).

## SURVEILLANCE, ENTRETIEN

<b>SERO 70</b>	<i>Surveillance, entretien, réparation des ouvrages d'art</i> . Document établi, géré et diffusé par le SETRA (1970).
<b>Beltrémieux E.</b>	Surveillance, entretien, restauration des ouvrages d'art, <i>Rev. Travaux</i> , numéro spécial, <b>416</b> bis (nov. 1969).
<b>Grattesat G.</b>	L'effondrement partiel du pont Wilson à Tours, ses causes et ses enseignements, <i>Rev. Travaux</i> , <b>544</b> , juin 1980, p. 28 à 36.

## ANALYSE DES PHENOMENES HYDRAULIQUES

<b>Lebreton J.-C.</b>	<i>Dynamique fluviale</i> . Collection de la Direction des Etudes et recherches d'électricité de France, éd. Eyrolles (1974).
<b>Jamme G.</b>	<i>Travaux fluviaux</i> . Collection de la Direction des Etudes et recherches d'électricité de France, éd. Eyrolles (1974).
<b>Breusers, Nicollet, Shen</b>	Erosion locale autour des piles cylindriques, <i>Journal de Recherches hydrauliques</i> , <b>15</b> , n° 3 (1977).
<b>Nicollet G.</b>	<i>Hydraulique des ouvrages de franchissement des vallées fluviales</i> . Rapport du Laboratoire national d'hydraulique, n° E 43/80/20.
<b>Ramette M.</b>	<i>Cours d'eau sauvages, cours d'eau aménagés</i> . Rapport du Laboratoire national d'hydraulique, n° E 40/79/10 bis.

---

## CONFORTEMENT

- Johnson S.-M.** *Dégradation, entretien et préparation des ouvrages de génie civil*, trad. Londez, éd. Eyrolles (1969).
- LCPC** *Mise en œuvre des palplanches métalliques*, Guide de chantier, niveau 3, septembre 1976.
- Cambefort H.** *Injection des sols*, tomes 1 et 2, éd. Eyrolles (1967).
- AFTES**  
Groupe de travail n° 8 *Recommandations concernant les travaux d'injection pour les ouvrages souterrains. Texte provisoire, Rev. Tunnels et ouvrages souterrains*, n° 10, juil.-août 1975, p. 131 à 157.
- SETRA-LCPC** *Choix et application des produits de réparation des ouvrages en béton*, Guide (1977).
- DDRC** *Les pieux forés*, Recueil de règles de l'art. Direction des routes. Document réalisé et diffusé par le LCPC et le SETRA (déc. 1978).
- LCPC-SETRA** *Fond 72* : contient une description de divers matériels et essais pour la reconnaissance des sols et le calcul des fondations courantes, ainsi qu'un exposé des diverses méthodes de justification des fondations.

## EXEMPLES DE TRAVAUX

- Etude des sols de fondation du deuxième pont de Blois, par M. **Champion** et al., Problèmes d'exécution de pieux forés et d'injections en milieu calcaire karstique, *Bull. Liaison Labo. P. et Ch.*, 38, mai-juin 1969, p. 37-53.
- Consolidation par injections des fondations du pont de Saumur, par M. **Peignaud**, *Bull. Liaison Labo. P. et Ch.*, 50, janv.-févr. 1971, p. 165-181.
- Affouillements des appuis du pont de Régereau. Reconnaissance et confortation des fondations, par M. **Levillain**, *Bull. Liaison Labo. P. et Ch.*, 99, janv.-févr. 1979.
- La reconstruction du pont Wilson à Tours, par J. **Gounon**, *Rev. Travaux*, 544, juin 1980, p. 37 à 47.

Documents photographiques et d'archives aimablement communiqués par :

- Direction départementale de l'Équipement d'Indre-et-Loire
- Direction départementale de l'Équipement de la Gironde
- Laboratoires régionaux d'Angers, Blois, Bordeaux, Toulouse
- CETE de l'Ouest, Division des ouvrages d'art
- Laboratoire central des Ponts et Chaussées
- Service technique des Routes et Autoroutes
- Entreprise Fondedile
- France Océan Service
- Sogetram

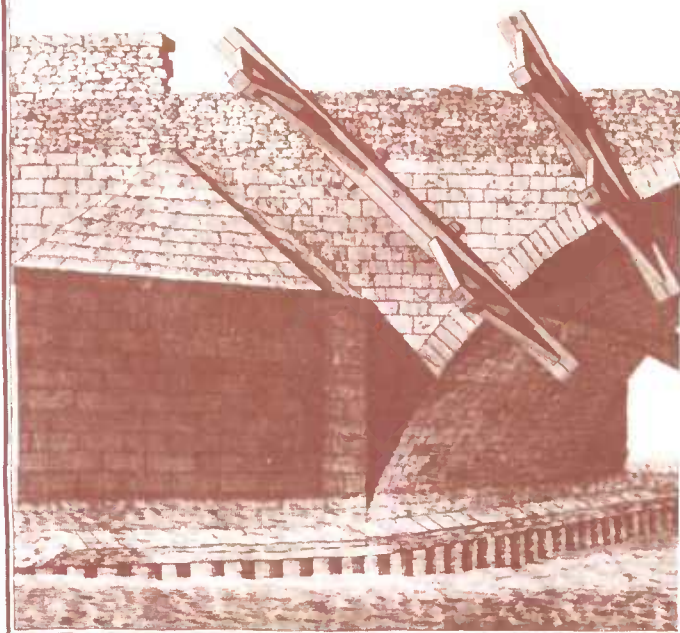
Ce document est propriété de l'Administration et ne peut être reproduit, même partiellement, sans l'autorisation du Directeur du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées ou du Directeur du Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (ou de leurs représentants autorisés).

© 1981 - LCPC-SÉTRA

**Page laissée blanche intentionnellement**

## EXPLICATION

La grande voûte du Pont de Neuve dit de la Picolle avec celle qui la soutient du côté de la Ville étant menacées d'une ruine par les affouillemens faits par les eaux sous les piles qui les portoit, et par les boues qui se sont accumulées sous et immédiatement devant de leurs bords. L'auteur fut chargé en cas de nécessité de faire l'essai de ces piles avec les machines de sa voûte de soutenir ce tronc & qu'il vint que l'usage ordinaire est d'employer des bois de charbon suffisants de deux pièces, comme il est marqué à la fin de ce plan. Les bouillottes de fer posées sur des masses de bois entre les têtes des voûtes, et les tirans de fer qui se voient à l'extrémité de ces voûtes, ont été ajoutés de même, et des bords de ces bords de charbon, au-dessous de la pile de la voûte, et à la face intérieure jusqu'à la projection du Pont de Neuve qui est soutenu par une machine de la même sorte de l'autre Pont.



Étalement mis en place en 1745 pour éviter la chute des voûtes du vieux pont d'Orléans lézardées par suite de l'affouillement d'une pile.

Recueil de différents projets d'architecture de charpente et autres concernant la construction des ponts, R. Pitrou, Paris, 1756.

Doc. Centre Pédagogique de Documentation de l'ENPC.