

**Guide  
pour la conception générale  
du génie civil des**

***TRANCHÉES  
COUVERTES***



Liberté • Égalité • Fraternité  
RÉPUBLIQUE FRANÇAISE



ministère  
de l'Équipement  
des Transports  
du Logement  
du Tourisme  
et de la Mer

**Page laissée blanche intentionnellement**

**Guide pour la conception générale  
du génie civil des**

***TRANCHÉES  
COUVERTES***

***édition 2002***

**SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES**

---

Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art  
46 avenue Aristide Briand - B.P. 100 - 92225 Bagneux Cedex - FRANCE  
Téléphone : 33 (0)1 46 11 31 31 - Télécopie : 33 (0)1 46 11 31 69  
Internet : [www.setra.equipement.gouv.fr](http://www.setra.equipement.gouv.fr)

## ***ONT PARTICIPÉ À LA RÉDACTION DE CE DOCUMENT***

MME : H. Abel-Michel - *DREIF*

MM. : R. Dagba - *SETRA*

J-P. Gigan - *L.R.E.P*

G. Haiun - *SETRA*

MME : E. Humbert - *DREIF*

MM : C. Lepille - *DDE 94*

C. Moret - *CETU*

J-P. Pinay - *DDE 94*

P. Tabo - *DDE 93*

Toutes les photos de ce guide sont issues des photothèques :

- \* du SETRA
- \* de la DREIF
- \* du CETU

## ***REMERCIEMENTS***

Nous adressons nos remerciements à toutes les personnes qui nous ont apporté leurs concours en nous faisant part de leurs remarques au cours de nos enquêtes préalables.

Nous remercions notamment : MM Delorme (SNCF-OA), Marec (IGOA), Nourisson (DR-R/CA), J. Perrier (IGOA), Thénoz (IGPC), pour leurs observations, ainsi que M. A.L. Millan (chef DML SETRA) sous la direction de qui ce guide a été réalisé.

# SOMMAIRE GÉNÉRAL

|   |           |
|---|-----------|
| <b>1 - CARACTÉRISTIQUES FONCTIONNELLES -<br/>DONNÉES DE BASE DU PROJET .....</b>      | <b>11</b> |
| <b>1.1 - CARACTÉRISTIQUES FONCTIONNELLES<br/>LIÉES AU PROJET ROUTIER .....</b>        | <b>11</b> |
| <b>1.1.1 - Profil en travers .....</b>  | <b>13</b> |
| <b>1.1.2 - Tracé en plan .....</b>  | <b>15</b> |
| <b>1.1.3 - Dimensionnement en hauteur .....</b>                                       | <b>17</b> |
| <b>1.1.4 - Profil en long .....</b>   | <b>19</b> |
| <b>1.1.5 - Conclusion sur les caractéristiques fonctionnelles du projet .....</b>     | <b>20</b> |
| <b>1.2 - UTILISATION DE LA SURFACE AU SOL<br/>LIBÉRÉE PAR LA COUVERTURE .....</b>     | <b>20</b> |
| <b>1.3 - CONTRAINTES DU SITE .....</b>  | <b>21</b> |
| <b>1.4 - DONNÉES DE BASE DU PROJET - CAHIER DES CHARGES .....</b>                     | <b>22</b> |
| <br>  |           |
| <b>2 - DISPOSITIONS LIÉES AUX CONTRAINTES D'EXPLOITATION<br/>ET DE SÉCURITÉ .....</b> | <b>23</b> |
| <br>  |           |
| <b>2.1 - DISPOSITIONS DE GÉNIE CIVIL LIÉES À LA SÉCURITÉ .....</b>                    | <b>23</b> |
| <b>2.2 - ÉQUIPEMENTS D'EXPLOITATION ET DE SÉCURITÉ .....</b>                          | <b>26</b> |
| <b>2.2.1 - Ventilation .....</b>  | <b>26</b> |
| <b>2.2.2 - Éclairage .....</b>  | <b>35</b> |
| <b>2.2.3 - Alimentation électrique .....</b>  | <b>37</b> |
| <b>2.2.4 - Autres équipements d'exploitation et de sécurité .....</b>                 | <b>37</b> |

**3 - LES PRINCIPAUX TYPES DE STRUCTURES :  
DESCRIPTION ET CONDITIONS GÉNÉRALES D'EMPLOI .....39**

**3.1 - PRINCIPAUX PARAMÈTRES DE CONCEPTION ET DE CHOIX ..... 39**

**3.2 - TRÉMIES D'ACCÈS ET TRANCHÉES OUVERTES ..... 40**

3.2.1 - Généralités ..... 40

3.2.2 - Les ouvrages de soutènement ..... 43

3.2.3 - Les cuvelages ..... 51

3.2.4 - Cas particulier d'une trémie à couverture différée ..... 54

**3.3 - STRUCTURES EN TRANCHÉE COUVERTE ..... 55**

3.3.1 - Généralités ..... 55

3.3.2 - Les différents types de couverture ..... 55

3.3.3 - Les couvertures sur appuis simples ..... 57

3.3.4 - Les portiques ouverts ..... 60

3.3.5 - Les cadres fermés ..... 62

3.3.6 - Les portiques sur parois ou rideaux ..... 65

3.3.7 - Les portiques avec radier ..... 71

3.3.8 - Les ouvrages voûtés ..... 73

**4 - DISPOSITIONS LIÉES À LA PRÉSENCE  
DE NAPPES SOUTERRAINES ..... 75**

**4.1 - AU NIVEAU DE L'EXÉCUTION DES OUVRAGES ..... 75**

4.1.1 - Rabattement de la nappe ..... 77

4.1.2 - Réalisation à l'abri d'une enceinte étanche (parois d'étanchéité) ..... 78

4.1.3 - Réalisation à l'abri d'un blindage de fouille étanche ..... 79

4.1.4 - Réalisation à l'abri des piédroits latéraux de la structure définitive ..... 82

4.1.5 - Solutions mixtes ..... 84

4.1.6 - Puits de décharge ou réseau de drains ..... 85

|  |            |
|--|------------|
| <b>4.2 - AU NIVEAU DE LA CONCEPTION DES OUVRAGES .....</b>                                     | <b>87</b>  |
| 4.2.1 - Perturbations sur l'écoulement et sur les niveaux des nappes .....                     | 87         |
| 4.2.2 - Efforts dus à la pression de l'eau sur les ouvrages .....                              | 91         |
| 4.2.3 - Le drainage des venues d'eau sous chaussée .....                                       | 93         |
| 4.2.4 - Étanchéité des ouvrages .....  | 95         |
| <br>   |            |
| <b>  5 - ASSAINISSEMENT ET DRAINAGE .....</b>  | <b>97</b>  |
| <br>   |            |
| <b>5.1 - GÉNÉRALITÉS .....</b>   | <b>97</b>  |
| 5.1.1 - Assainissement .....   | 97         |
| 5.1.2 - Drainage .....   | 99         |
| <br>   |            |
| <b>5.2 - CONCEPTION .....</b>  | <b>99</b>  |
| 5.2.1 - L'assainissement .....   | 99         |
| 5.2.2 - Le drainage .....  | 103        |
| <br>   |            |
| <b>  6 - ÉTANCHÉITÉ DES OUVRAGES .....</b>   | <b>105</b> |
| <br>   |            |
| <b>6.1 - GÉNÉRALITÉS ET RÔLE DE L'ÉTANCHÉITÉ .....</b>   | <b>105</b> |
| <b>6.2 - QUALITÉS REQUISES POUR LES SYSTÈMES D'ÉTANCHÉITÉ .....</b>                            | <b>106</b> |
| <b>6.3 - TRAITEMENTS POSSIBLES DE L'ÉTANCHÉITÉ .....</b>                                       | <b>107</b> |
| 6.3.1 - Limitation des venues d'eau par injection des sols .....                               | 107        |
| 6.3.2 - Étanchéité du béton .....  | 107        |
| 6.3.3 - Traitement de l'étanchéité courante de la structure .....                              | 109        |
| 6.3.4 - Traitement des discontinuités de la structure .....                                    | 118        |
| <br>   |            |
| <b>6.4 - LES PRODUITS UTILISÉS EN ÉTANCHÉITÉ DE SURFACE<br/>ET LEUR DOMAINE D'EMPLOI .....</b> | <b>119</b> |

|   |            |
|---|------------|
| <b>7 - LA RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE<br/>ET HYDROGÉOLOGIQUE .....</b>                                    | <b>121</b> |
| 7.1 - SPÉCIFICITÉ DES RECONNAISSANCES<br>DE TRANCHÉES COUVERTES .....                                     | 121        |
| 7.2 - PROGRESSIVITÉ DES RECONNAISSANCES .....   | 122        |
| 7.3 - L'ÉTUDE GÉOLOGIQUE PRÉLIMINAIRE .....   | 123        |
| 7.4 - LA RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE<br>DE L'ÉTUDE PRÉLIMINAIRE D'OUVRAGE D'ART .....                     | 124        |
| 7.5 - LES RECONNAISSANCES DU PROJET D'OUVRAGE D'ART .....   | 127        |
| 7.6 - LES RECONNAISSANCES ET ÉTUDES SPÉCIFIQUES .....   | 128        |
| 7.6.1 - <b>Projet d'injection - Plot d'essai d'injection</b> .....  | 128        |
| 7.6.2 - <b>Essais de tirants et de clous</b> .....  | 129        |
| 7.6.3 - <b>Essais de battage ou de forage</b> .....   | 130        |
| 7.7 - PLACE DES ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DANS L'ÉLABORATION<br>D'UN PROJET DE TRANCHÉE COUVERTE .....         | 131        |
| 7.8 - INFORMATIONS COMPLÉMENTAIRES<br>SUR QUELQUES ESSAIS .....   | 131        |
| 7.8.1 - <b>Les essais d'eau</b> .....   | 131        |
| 7.8.2 - <b>Mesure des caractéristiques mécaniques des sols</b> .....                                      | 132        |
| 7.8.3 - <b>Reconnaissance et études préalables<br/>à un traitement de sols par injection</b> .....        | 133        |
| <b>8 - ÉLÉMENTS GÉNÉRAUX<br/>POUR LE CALCUL DES OUVRAGES .....</b>  | <b>135</b> |
| 8.1 - INTRODUCTION .....  | 135        |
| 8.2 - COMPORTEMENT DES OUVRAGES<br>ET SCHÉMATISATION DE CALCUL .....                                      | 137        |
| 8.2.1 - <b>Cas des structures classiques du type PIPO et PICF</b> .....                                   | 137        |
| 8.2.2 - <b>Cas des structures sur péroits constitués de parois<br/>(et autres types similaires)</b> ..... | 139        |
| 8.2.3 - <b>Les parois de soutènement et les radiers</b> .....   | 139        |



|  |            |
|--|------------|
| <b>8.3 - MÉTHODES USUELLES DE PRÉDIMENSIONNEMENT (EPOA) .....</b>                        | <b>141</b> |
| <b>8.4 - DONNÉES ET HYPOTHÈSES PARTICULIÈRES POUR LE CALCUL .....</b>                    | <b>143</b> |
| <b>8.4.1 - Charges d'exploitation .....</b>  | <b>143</b> |
| <b>8.4.2 - Tenue au feu .....</b>  | <b>143</b> |
| <b>8.4.3 - Règles particulières relatives à la fissuration des pièces en béton .....</b> | <b>143</b> |
| <b>8.4.4 - Bétons .....</b>  | <b>144</b> |
| <b>8.4.5 - Hypothèses de sol .....</b>   | <b>144</b> |
| <b>8.5 - ACTIONS .....</b>   | <b>144</b> |
| <b>8.5.1 - Actions permanentes .....</b>   | <b>144</b> |
| <b>8.5.2 - Actions variables .....</b>   | <b>145</b> |
| <br>   |            |
| <b>ANNEXE -</b>  |            |
| <b>QUELQUES DOCUMENTS ET TEXTES ESSENTIELS .....</b>                                     | <b>149</b> |



# AVANT-PROPOS

Les tranchées couvertes sont des ouvrages qui ont connus depuis près d'une vingtaine d'années un important essor pour permettre la réalisation ou l'aménagement d'infrastructures routières ou autoroutières dans des sites fortement urbanisés ou protégés. Il s'agit bien souvent d'ouvrages d'art non courants pour lesquels notamment la faisabilité technique et l'impact sur l'environnement sont à examiner très en amont dans les études du projet routier, dans la mesure où ces critères peuvent avoir des conséquences importantes sur le choix entre les différentes variantes du projet.

Le présent document est un guide méthodologique à l'attention des chefs de projets et, d'une manière plus générale à l'attention de tous les intervenants dans un projet de conception générale du génie civil d'une tranchée couverte routière ou autoroutière. Il est essentiellement destiné à la mise au point de l'étude préliminaire d'ouvrage d'art (E.P.O.A.) qui, pour ce type d'ouvrage, constitue une phase d'étude très importante.

Il renseigne tout d'abord sur les données essentielles du projet qui permettent de fixer les principales caractéristiques géométriques et dimensionnelles de l'ouvrage. Il s'agit notamment des données fonctionnelles liées au projet routier, de l'utilisation prévue de la surface de sol libérée par la couverture et des contraintes de site, mais aussi des dispositions de génie civil liées aux contraintes d'exploitation et de sécurité, qui peuvent avoir à cet égard une importance toute particulière pour la tranchée, ses trémies d'accès et les ouvrages qui leur sont associés.

Il présente les différents types de structures qu'il est possible d'envisager et leur conditions de réalisation, en fonction notamment des principales caractéristiques dimensionnelles des ouvrages, et des contraintes liées au site, à l'environnement, aux sols et à l'hydrogéologie. À cet égard, une place particulière est également donnée aux problèmes liés à l'eau, qui peuvent avoir des conséquences directes sur la conception des ouvrages et sur le choix des techniques de réalisation, et à la reconnaissance géotechnique et hydrogéologique, qui est assez spécifique à ces types d'ouvrages à la fois dans sa consistance et dans son déroulement en regard des différentes phases d'étude du projet.

Les projeteurs trouveront également des éléments utiles à une définition plus précise du projet, en particulier pour la mise au point du projet d'ouvrage d'art (P.O.A.), pour ce qui concerne notamment les conditions de calcul des ouvrages, les dispositions liées à l'étanchéité de ces derniers, l'assainissement et le drainage.

**Page laissée blanche intentionnellement**

# I

## CARACTÉRISTIQUES FONCTIONNELLES - DONNÉES DE BASE DU PROJET

Les caractéristiques fonctionnelles d'une tranchée couverte découlent d'une analyse précise des données de base du projet.

Les données à rassembler au moment de l'élaboration du cahier des charges de l'étude découlent essentiellement :

- du projet routier proprement dit (caractéristiques de la voie, géométrie...);
- de l'utilisation prévue de la dalle ou du sol reconstitué sur la tranchée couverte ;
- du site (urbanisation, réseaux).

Ces différents points sont à examiner successivement dans le cadre du cahier des charges pour aboutir à la définition des caractéristiques de base de la tranchée couverte à étudier.

### 1.1 - CARACTÉRISTIQUES FONCTIONNELLES LIÉES AU PROJET ROUTIER

La création d'une voie nouvelle s'accompagne d'une analyse qui caractérise le trafic à écouler, l'insertion dans le site et, éventuellement, la structuration du tissu urbain et qui recense les contraintes d'implantation techniques et physiques.

Compte tenu des données économiques et des sujétions de financement, on définit alors généralement le type de voie retenue :

- route nationale ;
- autoroute de liaison ;
- voies rapides urbaines à caractère autoroutier ;
- autres voies rapides urbaines (voies de type U).

Cette définition permet de fixer les éléments techniques principaux du projet et en particulier sa géométrie. Cependant, pour l'ouvrage d'art constitué par la tranchée couverte, une analyse spécifique doit être effectuée.

En effet, un tel ouvrage a une influence parfois déterminante sur le choix d'un tracé. Les contraintes auxquelles il est soumis sont en général impératives et ne laissent que peu de latitude. Par ailleurs, le confinement total imposé à la voie routière se répercute sur la géométrie et le dimensionnement ainsi que sur les équipements de la route, comme pour les tunnels.

Les rédacteurs de “l’Instruction sur les Conditions Techniques d’Aménagement des Voies Rapides Urbaines (I.C.T.A.V.R.U.)” ont consacré un chapitre spécifique aux tunnels et tranchées couvertes qui donne des indications sur les éléments géométriques, le Génie Civil, la ventilation, l’éclairage, l’environnement, les équipements de gestion et les particularités de la gestion d’un ouvrage souterrain.

Le Dossier Pilote des tunnels - Document 2. Géométrie - donne également la marche à suivre pour définir le profil en travers, les tracés en plan et le profil en long des tunnels.

Dans le cas des tranchées couvertes, la démarche est strictement identique et ne sera donc pas répétée dans le présent document.

Pour ce qui concerne les équipements et la sécurité, le C.E.T.U. se préoccupe de l’ensemble des ouvrages souterrains, soit des tunnels creusés, soit des tranchées couvertes. Pour les tranchées couvertes situées en milieu urbain, il convient, avant toute décision sur les données fonctionnelles, de bien prendre en compte toutes les contraintes liées à l’accessibilité des services de sécurité et la nécessité de maintenir l’écoulement d’un trafic très élevé, même en cas de panne d’un véhicule.

Le programme d’étude de la tranchée couverte devra répondre très clairement aux questions suivantes :

- \* Quelles sont les caractéristiques de l’infrastructure routière ?
- \* Le nombre de voies de circulation sera-t-il augmenté à l’avenir ? En effet, il faut tout de suite penser à une réalisation définitive.
- \* Un ouvrage unidirectionnel risque-t-il d’être utilisé de façon bidirectionnelle pour des raisons de phasage de l’opération ? Les conséquences sont importantes pour le profil en travers et, éventuellement, la ventilation.
- \* Y-a-t-il des risques d’extension de la longueur de la tranchée couverte (au stade de la concertation ou de la DUP par exemple) ?
- \* Existe-t-il des échangeurs à proximité des extrémités de la tranchée couverte ? Il est notamment déconseillé de prévoir une bretelle d’insertion en entrée de couverture ; par ailleurs la présence de bretelles conduit à élargir localement l’ouvrage.
- \* Quels sont les besoins en signalisation directionnelle à l’intérieur de la tranchée couverte ? La proximité des sorties peut compliquer les problèmes de signalisation.
- \* La stratégie d’exploitation de l’ouvrage aussi bien en temps normal qu’en cas d’incident et d’entretien est-elle bien définie ?
- \* Le transit des véhicules transportant des matières dangereuses sera-t-il autorisé ou risque-t-il de l’être à terme ?

La réponse à ces quelques points permettra dès le début de l’étude de s’orienter vers une solution adaptée et évitera des allers-retours inutiles.

### 1.1.1 - Profil en travers

Le profil en travers comprend :

- \* un isolateur de droite constitué d'un trottoir ou d'un bute-roues ;
- \* une bande dérasée de droite ou bande d'arrêt d'urgence de droite lorsque sa largeur est supérieure ou égale à 2 m ;
- \* les voies de circulation ;
- \* une bande dérasée de gauche ;
- \* un isolateur à gauche constitué d'un trottoir ou d'un bute-roues.

La largeur roulable est la partie accessible aux véhicules constituée par la chaussée et les bandes dérasées qui la bordent.

Le problème du dimensionnement des bandes dérasées ou bandes d'arrêt d'urgence est le plus délicat à résoudre. Il est intéressant de maintenir sous la couverture les caractéristiques du profil en travers à l'air libre si cela n'entraîne pas des surcoûts trop importants.

Dans tous les cas, la circulation à vitesse réduite doit être assurée au droit d'un véhicule en panne. L'encombrement de celui-ci est bien entendu différent suivant qu'il s'agit d'un poids lourd ou d'une voiture particulière. Le dossier pilote du C.E.T.U. - document 2. Géométrie - indique les valeurs à retenir : 2,85 m pour un poids lourd en panne et 2,15 m pour une voiture arrêtée. Les autres voies peuvent alors être réduites et leur dimensionnement minimal est fonction de la vitesse de circulation au droit du véhicule arrêté : au pas, vitesse prudente ou vitesse normale. Le problème de l'exploitation de la tranchée couverte rejoint ici très largement les problèmes de géométrie et cette question doit donner lieu à une décision explicite du conducteur d'opération.

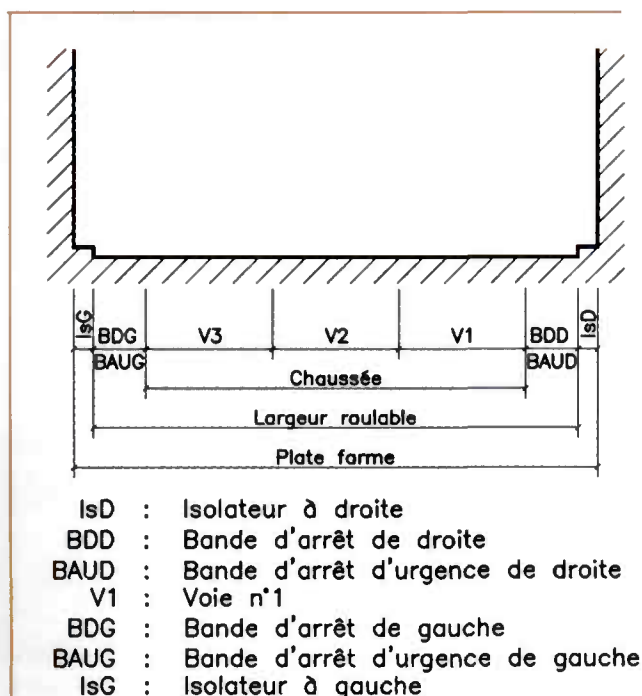
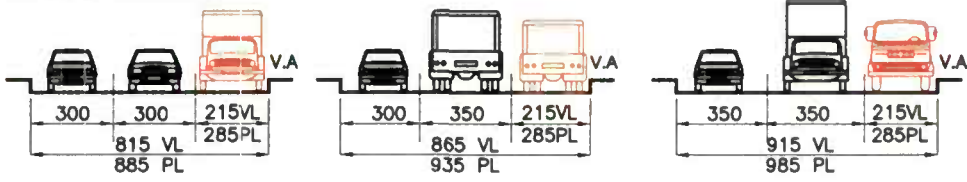


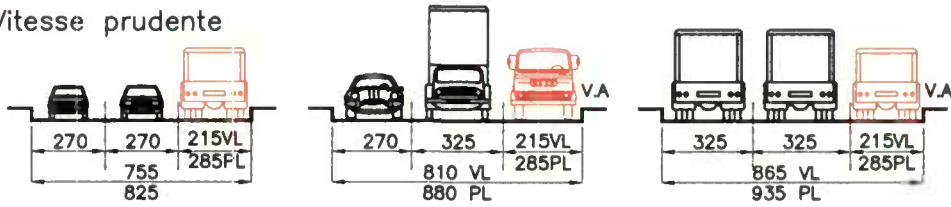
Figure 1.1

**PROFIL EN TRAVERS**

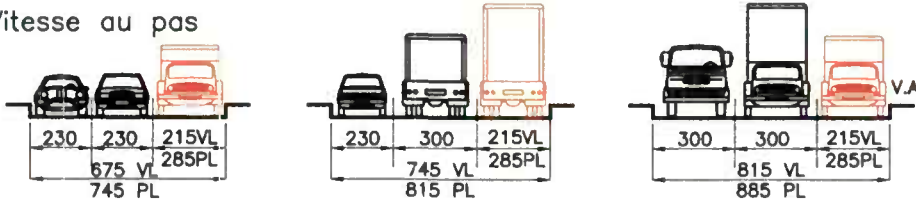
Vitesse normale



Vitesse prudente



Vitesse au pas



V.A. : Véhicule arrêté

Figure 1.2

**SCHÉMA DE CIRCULATION  
AU DROIT D'UN VÉHICULE EN PANNE**

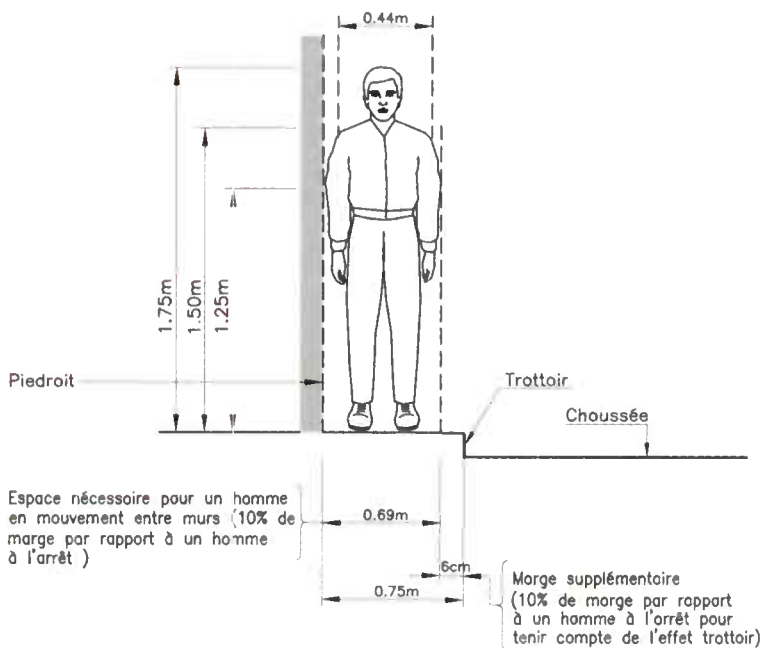


Figure 1.3  
**UTILISATION  
DES TROTTOIRS**



Une bande d'arrêt d'urgence de 2 m sera dans le cas général conservée sous l'ouvrage dans les tranchées couvertes, l'isolateur étant de taille minimum.

La largeur minimale du trottoir permettant au piéton, usager en panne, d'atteindre une issue de secours (dont l'implantation tous les 200 m est obligatoire) est de 0,75 m. Dans le cas des ouvrages longs et coûteux, on adopte parfois la solution d'un trottoir franchissable permettant l'arrêt des véhicules en panne à cheval sur le trottoir et la bande dérasée de droite. Cette solution est alors plus économique surtout si différents réseaux utilisent le trottoir.

Parmi les réseaux principaux à implanter il faut signaler l'assainissement de la chaussée (les regards sous chaussée posent un sérieux problème d'exploitation), les réseaux d'appel d'urgence, l'alimentation électrique, etc. Tous ces aspects sont donc à regarder dès le stade de la définition du profil en travers. Ils permettent de définir le profil en travers utile mais pas nécessairement les dimensions transversales de l'ouvrage, car dans le cas où une ventilation transversale serait nécessaire, des gaines seront à prévoir en latéral et les dimensions du profil en travers seraient augmentées d'autant.

Il ne faut pas, de plus, oublier que les cloisons séparant ces gaines de la zone circulée doivent résister au choc de camions tel qu'il est défini à l'annexe D du BAEL, pour assurer en toutes circonstances leur rôle.

En résumé, les deux points à examiner en priorité sont ceux du dépassement du véhicule en panne pour définir le trottoir, la bande dérasée de droite ou BAU et le problème de ventilation. Une fois ce stade franchi, il faut faire une vérification vis-à-vis de la visibilité latérale des véhicules en cas de courbes en tracé en plan avant de valider la dimension de l'ouvrage entre piédroits.

### 1.1.2 - Tracé en plan

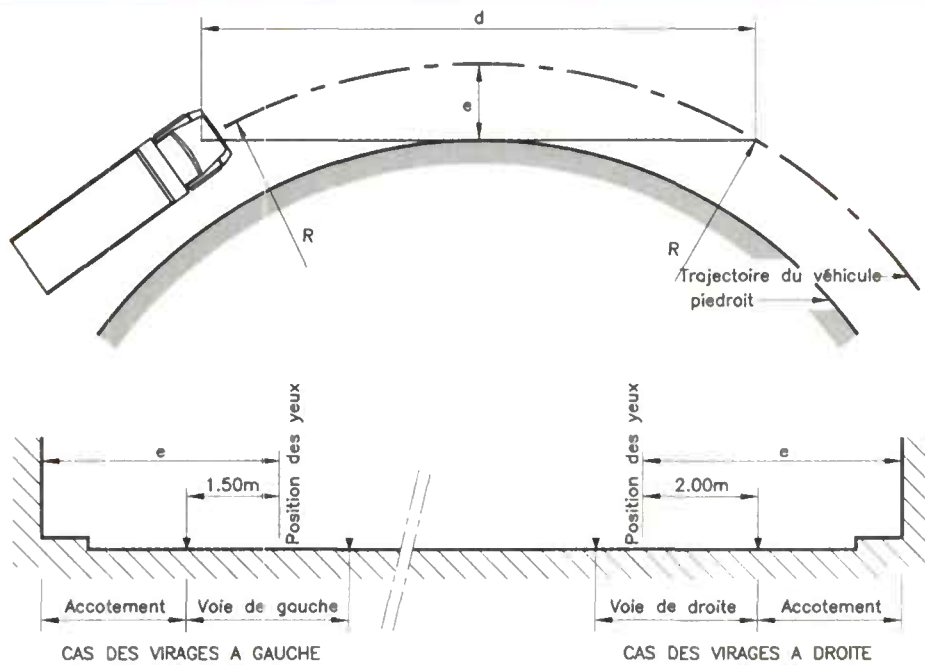
Les composantes du tracé en plan sont dictées par les caractéristiques générales de l'opération et le projecteur pourra utiliser le fascicule "géométrie" du dossier pilote des tunnels sur ces aspects. Ce dossier pilote servira également de base pour la résolution des problèmes de dévers et de visibilité latérale dans les ouvrages courbes.

L'aspect de visibilité latérale est souvent fondamental dans des tranchées urbaines situées en milieu très urbanisé ou à proximité d'un diffuseur.

Il peut conduire à des surlargeurs importantes nécessaires pour la visibilité latérale et qui augmentent largement la portée des ouvrages à réaliser. Ces aspects (dévers et visibilité) ne sont donc jamais neutres vis-à-vis des coûts.

À proximité d'une entrée de tranchée couverte, la section d'approche à l'air libre ne doit présenter aucune perte de tracé ni aucun écran de visibilité. Il est également conseillé d'éviter une perte de tracé à la sortie de l'ouvrage.

Cette analyse du tracé en plan, préalable à toute étude de Génie Civil, est indispensable pour bien évaluer l'impact de la tranchée couverte sur les conditions générales de sécurité sur l'itinéraire et peut conduire à des adaptations du projet géométrique au-delà de la tranchée.



Les obstacles éventuels sur la chaussée sont supposés avoir une hauteur de :

- \* 0.15m (obstacle éventuel dangereux)
- \* 1.20m (véhicule)
- \* 0.35m (feux arrières d'un véhicule)

Pour une courbe de rayon R (m)

$$R = \frac{d^2}{8e}$$

d : distance de visibilité assurée  
e : dégagement latéral aux vues

**Figure 1.4**  
**DISTANCE**  
**DE VISIBILITÉ EN PLAN**



**Figure 1.5**  
**VISIBILITÉ LATÉRALE DANS UN OUVRAGE EN COURBE**

Les piédroits latéraux peuvent cacher toute perception d'une difficulté ou d'une sortie que l'automobiliste découvrira quelques secondes plus tard et dans tous les cas, les distances d'arrêt doivent être respectées.

### 1.1.3 - Dimensionnement en hauteur

Les éléments relatifs au dimensionnement en hauteur des ouvrages routiers du réseau national sont explicités dans la circulaire du 17 octobre 1986.

Pour un ouvrage neuf, la hauteur libre de l'ouvrage H est égale à la somme :

- ★ de la hauteur libre minimale Hm ;
- ★ de la revanche de construction et d'entretien Rc ;
- ★ de la revanche de protection Rp ;

$$H = Hm + Rc + Rp$$

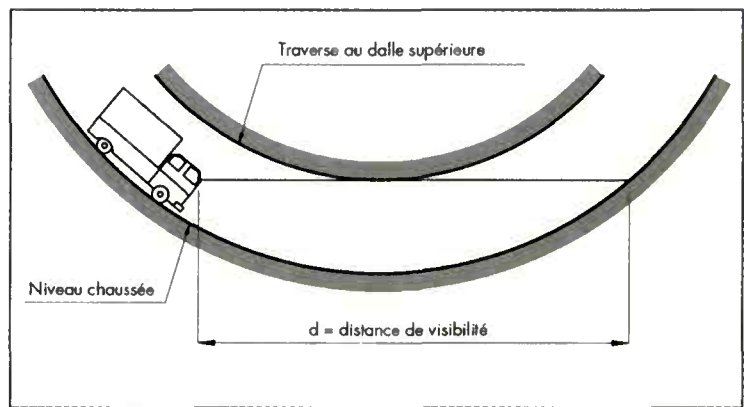
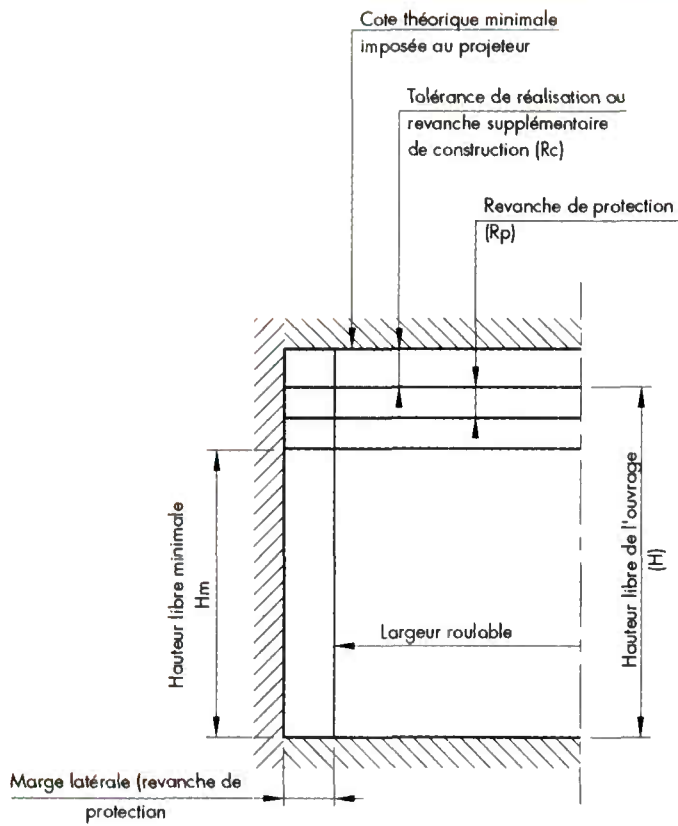
Les valeurs numériques sont :

- ★ Pour Hm :
  - 4,75 m sur autoroute
  - 4,50 m sur route nationale et itinéraires européens
  - 4,30 m dans le cas général
- ★ Pour Rc en tranchée couverte : 0,05 m.
- ★ Vis-à-vis des équipements en tranchée couverte : Rp = 0,10 m.

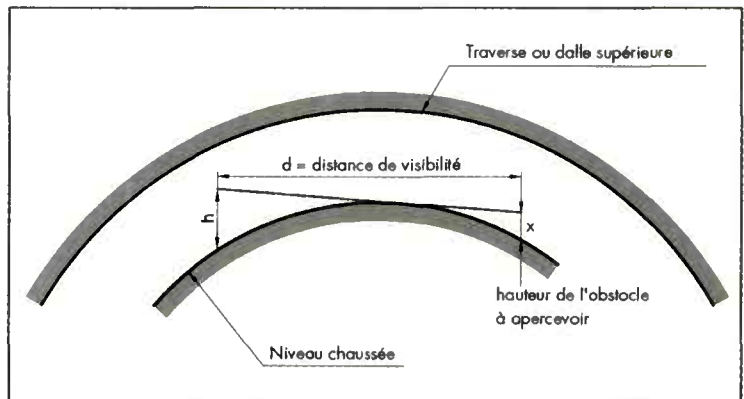
L'ensemble de ces dispositions donne donc la hauteur libre de l'ouvrage qu'il ne faut pas confondre avec la hauteur réelle de l'ouvrage car différents autres paramètres sont à prendre en compte :

- ★ les équipements de ventilation (accélérateurs, canaux de ventilation) qui peuvent conduire à un surgabarit local ou général de l'ouvrage ;
- ★ la signalisation verticale qui, si elle doit être implantée en plafond de l'ouvrage, conduit nécessairement à un surgabarit ;
- ★ l'influence du tracé en plan et du dévers dont l'effet peut être sensible ;
- ★ l'influence du profil en long : pour les tranchées couvertes à point bas, il convient de vérifier que la distance de visibilité longitudinale est respectée ;
- ★ la revanche supplémentaire vis-à-vis des équipements fragiles : dans de nombreux cas les difficultés d'entretien de la signalisation verticale ou de canaux de ventilation conduisent les services d'entretien à demander cette revanche supplémentaire. Elle peut être indispensable si l'ouvrage est un point singulier de l'itinéraire : en effet, la revanche vis-à-vis d'une structure légère à l'air libre est de 0,50 m sans rapport avec la revanche de 0,10 m en tranchée couverte.

**Figure 1.6**  
**DIMENSIONNEMENT**  
**EN HAUTEUR**



En point bas, hauteur de l'œil dans le poids lourd : 2.5m



En point haut, hauteur de l'œil dans un véhicule léger : 1m

**Figure 1.7**  
**PROFIL EN LONG ET**  
**DISTANCE DE VISIBILITÉ**

Il convient également de garder à l'esprit la hauteur libre minimale nécessaire pour les véhicules de service et de secours qui est fixée par la circulaire du 17 octobre 1986 à 3,65 m. Elle peut avoir son importance dans le cas d'encombrement latéral sur BAU ou trottoir franchissable. En effet, l'implantation d'appareils d'éclairage, d'équipements d'exploitation et de sécurité diminuera la hauteur disponible pour le passage de ces véhicules.

De toute façon la hauteur minimale de l'ouvrage devra être homogène avec la hauteur pratiquée sur l'ensemble de l'itinéraire et toute limitation de gabarit dans la tranchée couverte devra être accompagnée de mesures adaptées (exemple : poutre gabarit, signalisation spécifique et naturellement un itinéraire de détournement...).

### 1.1.4 - Profil en long

Le profil en long du projet peut conduire à deux difficultés.

Tout d'abord, comme pour le tracé en plan, les distances de visibilité doivent être vérifiées. Des problèmes de visibilité sont relativement fréquents dans les trémies d'accès aux petits souterrains, à gabarit réduit par exemple, et la vérification préalablement à toute étude de Génie Civil est nécessaire.



*Figure 1.8*  
**PROFIL EN LONG  
ET VISIBILITÉ**

La seconde difficulté est le problème de rampes sur une longueur conséquente qui conduisent à des émissions de polluants très élevées par les poids lourds et donc un dimensionnement coûteux de la ventilation.

En outre, dans certains cas, cela peut conduire à la création d'une voie poids lourds. Le document du C.E.T.U. "Éléments d'appréciation des pentes et des rampes admissibles. Aide à la décision" traite par ailleurs ce problème.

### 1.1.5 - Conclusion sur les caractéristiques fonctionnelles du projet

Les caractéristiques fonctionnelles du projet de tranchée couverte méritent une analyse poussée en liaison avec le projet routier, et l'exploitation future de l'ouvrage. En particulier, l'utilisation possible de la tranchée couverte par des véhicules transportant des matières dangereuses, polluantes ou inflammables doit être précisée. Cette démarche évite d'arriver à un projet de Génie Civil complet mais mal adapté aux contraintes générales de la voie routière.

## 1.2 - UTILISATION DE LA SURFACE AU SOL LIBÉRÉE PAR LA COUVERTURE

Dans la majorité des cas, on envisage une tranchée couverte pour éviter les nuisances que provoquerait la circulation dans les zones habitées ou les sites d'intérêt touristique ou de loisirs.

Cependant, dès le début du projet il faut connaître les usages prévus de la dalle de couverture pour envisager le dimensionnement de cette dalle.



Figure 1.9

### UTILISATION DE LA DALLE DE COUVERTURE EN PARKING

De quelle façon sera utilisé cet espace ? :

- ★ Sera-t-il accessible aux véhicules ou uniquement aux piétons ?
- ★ Sera-t-il un jardin ? Le cas échéant quelle charge permanente et quelle surcharge cela représente-t-il ?
- ★ Sera-t-il un parking accessible aux poids lourds, un marché ?
- ★ Envisage-t-on des constructions sur la tranchée couverte ?
- ★ Faudra-t-il y implanter une station de ventilation, avec éventuellement des cheminées ou des transparences aérauliques (cf § 2.2.1) ?

La réappropriation par les riverains ou les municipalités de l'espace recréé au-dessus de la dalle ne sera pas sans influence sur l'étude de la tranchée couverte. En effet, un jardin nécessite au minimum 50 cm de terre (soit 1 t/m<sup>2</sup> de charge permanente) et engendre des surcharges d'exploitation correspondant aux utilisateurs et à l'entretien des espaces.

Ces charges à prendre en compte influenceront au minimum le dimensionnement de la dalle de couverture mais peuvent avoir aussi des conséquences sur d'autres éléments de l'ouvrage (fondation, piédroits,...). De fortes hauteurs de terre sur la dalle peuvent même dans certains cas conduire à modifier la ligne rouge du projet, ce qui peut remettre en cause outre la tranchée couverte, ses zones d'accès.

Il apparaît donc très important d'entamer un dialogue avec les municipalités concernées dès le premier stade des études, afin de définir d'un commun accord les conditions futures d'utilisation de la dalle. Les aspects abordés doivent être définitivement fixés : accessibilité de la dalle, intégration dans le site, lien avec d'autres projets locaux, besoins en stationnement, charges admissibles...

Il convient en conséquence dès le départ d'avoir conscience de cette évolution du projet dans le temps qui peut jouer également sur la longueur de la couverture, pour que le projet de Génie Civil avance à la même vitesse que la concertation.

### **| 1.3 - CONTRAINTES DU SITE**

- Les contraintes du site sont à préciser car elles peuvent dicter le mode de réalisation des travaux ;
- le plan de tous les réseaux et leurs contraintes propres doit être disponible ;
- les limites possibles pour les phasages du chantier (déviations locales de circulation), les soutènements provisoires (tirants d'ancrage par exemple) doivent être définis ;
- les contraintes liées à la présence d'eau dans le sous-sol doivent également être étudiées (effet barrage, rejets...).

Bien entendu, une analyse du devenir du secteur environnant la tranchée couverte est également à effectuer pour vérifier les conditions d'entretien de l'ouvrage réalisé, et s'assurer du respect de l'environnement tant au niveau sonore qu'au niveau de la qualité de l'air.

## **1.4 - DONNÉES DE BASE DU PROJET - CAHIER DES CHARGES**

L'analyse exhaustive des données de base du projet sera répertoriée dans le cahier des charges. Elle permettra de réfléchir sur les options de base du projet et de mettre en évidence les points déterminants de ces données qui dicteront en partie le projet de tranchée couverte.

Elle doit être validée par le chef de projet avant toute étude de Génie Civil proprement dite et permettre d'établir un dialogue efficace avec les différents partenaires (futur gestionnaire ou élus préoccupés également par l'utilisation de la dalle).



# 2

## DISPOSITIONS LIÉES AUX CONTRAINTES D'EXPLOITATION ET DE SÉCURITÉ

Ces dispositions sont définies dans la toute récente instruction relative aux dispositions de sécurité dans les nouveaux tunnels routiers, annexée à la circulaire n° 2000-63 du 25 août 2000 relative à la sécurité dans les tunnels du réseau national.

Elles s'appliquent aux nouveaux tunnels routiers de longueur supérieure à 300 m, les tranchées couvertes étant, en termes de fonctionnalités, assimilées aux tunnels.

Elles constituent pour chaque ouvrage un ensemble de mesures complémentaires qui dépendent de nombreux facteurs : caractéristiques de l'itinéraire, caractère unidirectionnel ou bidirectionnel de la circulation, type urbain ou interurbain de l'ouvrage, gabarit autorisé, régime du passage des véhicules transportant des marchandises dangereuses, etc.

Les indications qui suivent ne peuvent, de ce fait, qu'être de portée générale et devront faire l'objet d'une application au cas par cas.

Il est en particulier signalé que les tunnels à gabarit réduit font l'objet de prescriptions particulières qui ne sont pas reprises dans le présent document. Par ailleurs, les tunnels dans lesquels le passage des véhicules transportant des marchandises dangereuses est autorisé font l'objet de mesures de sécurité renforcées ; celles-ci sont signalées succinctement dans le présent document mais méritent un examen attentif dès l'élaboration de l'étude préliminaire d'ouvrage d'art.

### 2.1 - DISPOSITIONS DE GÉNIE CIVIL LIÉES À LA SÉCURITÉ

Elles consistent essentiellement en :

- \* Des **issues de secours** implantées tous les 200 m (ouvrages urbains) ou 400 m (ouvrages interurbains) dans chaque tube ; elles présentent une largeur utile de 1,40 m (soit 1,50 m pour le génie civil) et une hauteur utile de 2,20 m. Un sas d'au moins 5 m<sup>2</sup> est à prévoir en partie basse.

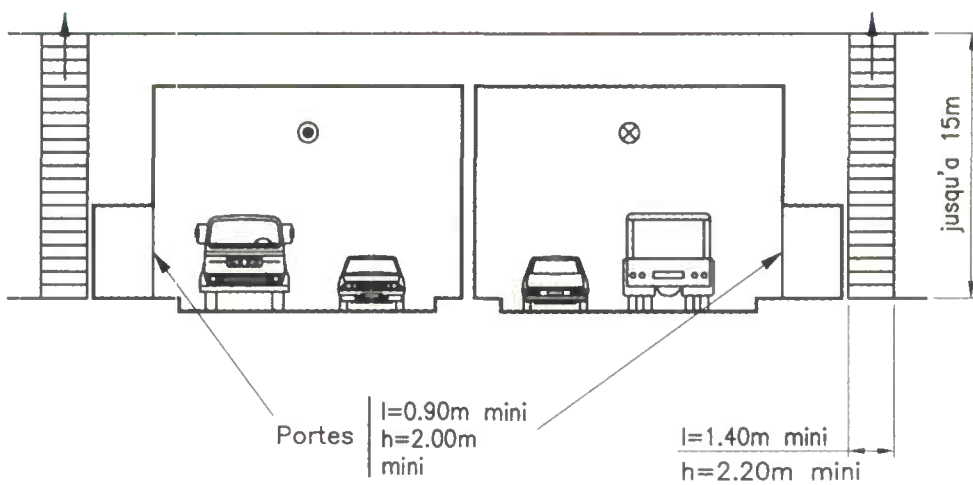
Ces issues doivent déboucher en surface dans les zones accessibles aux services de sécurité.

- \* Des **niches de sécurité** implantées tous les 200 m sur le côté droit de chaque sens de circulation. Elles sont disposées d'un seul côté dans le cas très général des tranchées couvertes à 2 tubes unidirectionnels et des deux côtés, en face à face, dans le cas particulier d'un seul tube bidirectionnel. Elles sont, le cas échéant, associées aux issues de secours, les niches d'extrémité étant, de préférence, reportées à l'extérieur de la tranchée couverte. Elles sont, la plupart du temps, fermées par une porte. Leurs dimensions minimales sont les suivantes : largeur de 1,50 m, profondeur de 1,00 m, hauteur de 2,00 m sur toute la surface.



Figure 2.1  
**ISSUE DE SECOURS ET  
 NICHE DE SÉCURITÉ**

Figure 2.2  
**ISSUE DE SECOURS  
 AVEC ESCALIER  
 TOUS LES 200 M**



- ★ Des **niches d'incendie** implantées tous les 200 m environ et d'un seul côté ; elles sont généralement accolées aux niches de sécurité. Leurs dimensions sont à adapter aux caractéristiques des matériels à loger mais sont généralement les suivantes : largeur de 1,00 m, profondeur de 1,00 m, hauteur de 2,00 m.
- ★ Des **murs antirecyclage** aux têtes. Il s'agit de prolonger à l'extérieur le mur de séparation entre les deux tubes de la tranchée sur une quarantaine ou une cinquantaine de mètres de manière à éviter que l'air vicié ou les fumées d'incendie s'échappant d'un tube ne pénètrent dans l'autre. La hauteur du mur doit rester égale à la hauteur libre de l'ouvrage sur les 10 ou 20 m proches du débouché, et peut être réduite progressivement jusqu'à son extrémité. La même fonction peut être réalisée par un décalage en plan des débouchés des deux tubes.
- ★ Dans le cas où le passage des véhicules transportant des matières dangereuses est autorisé dans l'ouvrage, un **caniveau à fente continue** avec regards siphonides de raccordement au collecteur principal, implantés tous les 50 m, et une **bâche de rétention** d'une capacité minimale de 200 m<sup>3</sup>.
- ★ Des **bâches** de recueil des eaux dont les dimensions sont à définir, au cas par cas, lorsque la tranchée couverte présente des points bas. Le cas échéant, ces bâches font office de bâches de rétention comme évoqué ci-dessus.
- ★ Dans le cas d'impossibilité de raccordement des canalisations d'eau d'incendie au réseau de distribution public ou d'insuffisance de la pression dans celui-ci, un réservoir à chacune des têtes ou un seul **réservoir** d'une capacité globale de 160 m<sup>3</sup> (valeur portée à 200 m<sup>3</sup> si le passage des véhicules transportant des marchandises dangereuses est autorisé).
- ★ Des **locaux techniques** et, le cas échéant, des stations et galeries de ventilation.



*Figure 2.3*  
**MUR ANTIRECYCLAGE**

## 2.2 - ÉQUIPEMENT D'EXPLOITATION ET DE SÉCURITÉ

### 2.2.1 - Ventilation

#### 2.2.1.a - Ventilation naturelle - Nécessité d'une ventilation mécanique

Il y a toujours intérêt à favoriser la ventilation naturelle. Celle-ci est particulièrement active dans les ouvrages à tubes unidirectionnels qui bénéficient pleinement de l'effet de pistonement des véhicules.

D'une manière générale, la nécessité d'une ventilation mécanique dépend de nombreux facteurs : caractéristiques du trafic, profils en long et en travers, conditions atmosphériques, etc. En fait, c'est dans la plupart des cas le critère du désenfumage qui conditionne le besoin en ventilation mécanique. Celui-ci est nécessaire :

- \* à partir de 300 m de longueur pour les tranchées couvertes urbaines ;
- \* à partir de 500 m de longueur, en général pour les tranchées couvertes non urbaines, voire davantage dans certains cas particuliers.

Cependant, dans des circonstances particulières (fortes rampes, gabarit réduit), il peut s'avérer nécessaire de ventiler en vue de diluer les gaz d'échappement à partir de longueurs inférieures à celles prescrites pour le désenfumage.

#### 2.2.1.b - Fonctions essentielles de la ventilation mécanique

La ventilation mécanique a pour rôles essentiels de :

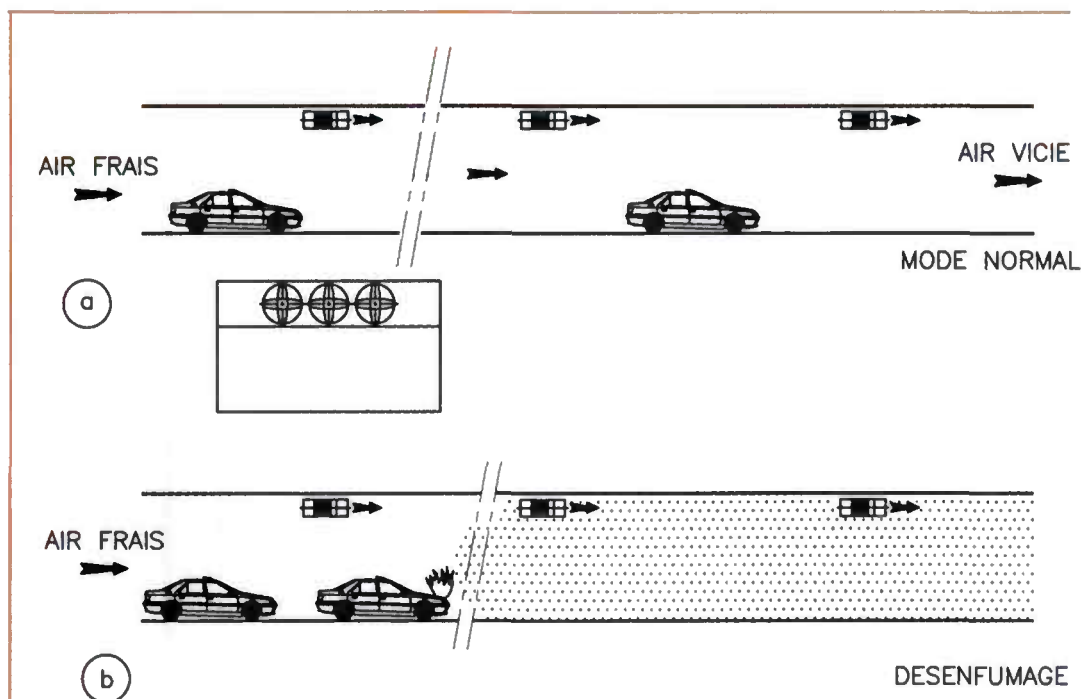
- \* diluer les gaz d'échappement (problèmes de toxicité de l'air, de visibilité et de confort des usagers) ;
- \* assurer le désenfumage en cas d'incendie ;
- \* le cas échéant, éviter que l'environnement des têtes ne soit pollué par le rejet de l'air usé sortant de la tranchée couverte.

#### 2.2.1.c - Systèmes de ventilation

Deux systèmes de base peuvent être envisagés ; le choix découle de l'examen des domaines d'application et des possibilités de mise en oeuvre décrits ci-après :

##### . *Système longitudinal*

Il consiste à assurer un courant d'air longitudinal au moyen d'accélérateurs accrochés au plafond ; l'air entre par une tête et sort par l'autre après s'être chargé en polluants.



*Figure 2.4*  
**SYSTÈME DE VENTILATION LONGITUDINALE SIMPLE**

*Ce système est particulièrement bien adapté aux tranchées couvertes à tubes unidirectionnels* (cas le plus répandu). Les accélérateurs soufflent alors toujours dans le sens de la circulation des véhicules (fig. 2.4.a).

Dans le cas d'un incendie survenant dans un tube, les fumées sont poussées vers l'aval ; les usagers bloqués à l'arrière du foyer sont alors protégés par le courant d'air frais (fig. 2.4.b).

Le système est très sûr sur le plan de la sécurité incendie, sauf s'il y a risque de congestion du trafic à l'aval. C'est ce qui conduit à limiter son application aux tranchées couvertes urbaines de moins de 800 à 500 m de longueur, selon leur mode d'exploitation, de manière à permettre aux véhicules situés à l'aval d'évacuer l'ouvrage avant que le foyer ne prenne sa pleine puissance.

Il est également possible dans ce même objectif, d'appliquer le système longitudinal aux tranchées couvertes de plus de 500 à 800 m, en mettant en place des dispositifs d'extraction ponctuelle des fumées permettant de diviser l'ouvrage en plusieurs cantons (fig. 2.5).

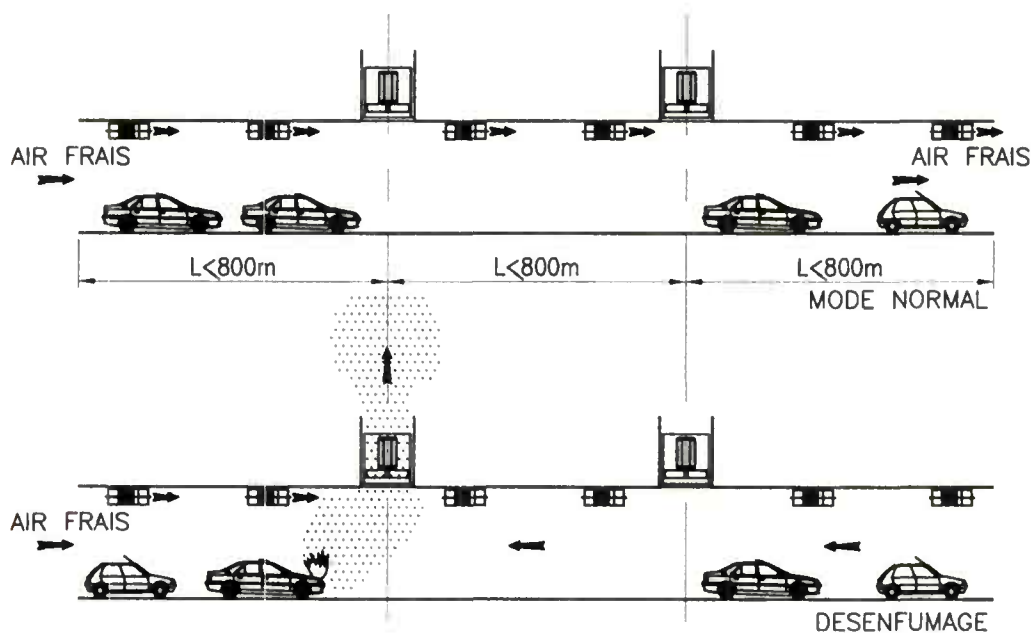


Figure 2.5  
**SYSTÈME DE VENTILATION LONGITUDINALE AVEC DISPOSITIFS D'EXTRACTION**

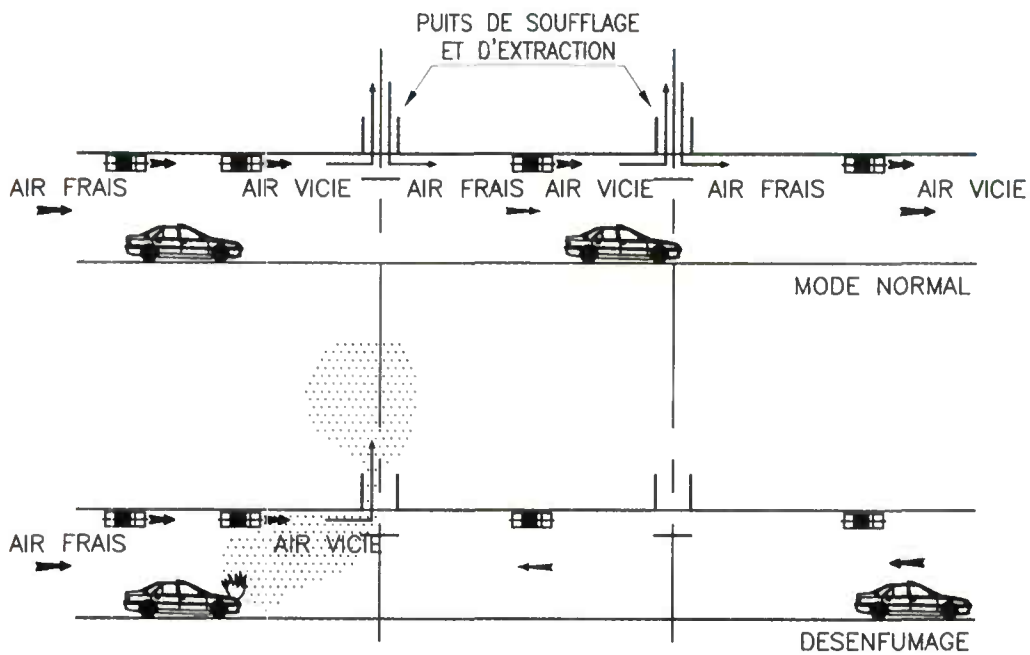


Figure 2.6  
**SYSTÈME DE VENTILATION LONGITUDINALE AVEC CANTONNEMENT**

Pour des tranchées couvertes de grande longueur, les puits d'extraction peuvent être complétés par des puits d'insufflation d'air frais, ce qui permet alors de réaliser des tronçons d'ouvrages quasi indépendants en mode normal d'exploitation (fig. 2.6).

Il faut noter qu'en ce qui concerne l'environnement, l'air vicié s'échappe par la tête de sortie de chaque tube, ce qui peut poser problème. Dans les cas les plus difficiles (mais cela concerne essentiellement les milieux urbains), il peut s'avérer nécessaire de mettre en œuvre des stations d'extraction permettant de prélever l'air avant qu'il ne sorte de la tranchée couverte pour le rejeter au moyen de cheminées dans des zones moins sensibles.

***Dans le cas des tranchées couvertes bidirectionnelles*** (cas très particulier), ce système longitudinal ne peut être retenu que dans les limites d'application indiquées plus loin. Les accélérateurs doivent alors pouvoir souffler dans un sens ou dans l'autre suivant les circonstances. Quant au désenfumage, il ne peut être réalisé de manière sécuritaire, dans un sens ou dans l'autre, qu'après l'évacuation des usagers.

### *Limites d'application*

★ Cas général des tranchées couvertes à 2 tubes unidirectionnels :

- Tranchées couvertes urbaines : longueur n'excédant pas 800 m suivant la capacité de l'exploitant à pouvoir contrôler le courant d'air enfumé en cas de congestion du trafic lors d'un incendie. Au-delà, il convient de prévoir des systèmes d'extraction massive, au minimum tous les 500 ou 800 m, afin de pouvoir cantonner l'ouvrage en cas d'incendie.
- Tranchées couvertes non urbaines : longueur pouvant aller jusqu'à 5 km, suivant l'intérêt économique du système. Au-delà de 5 km, cas non encore recensé, il conviendrait de prévoir des systèmes d'extraction massive.

★ Cas particulier des tranchées couvertes bidirectionnelles :

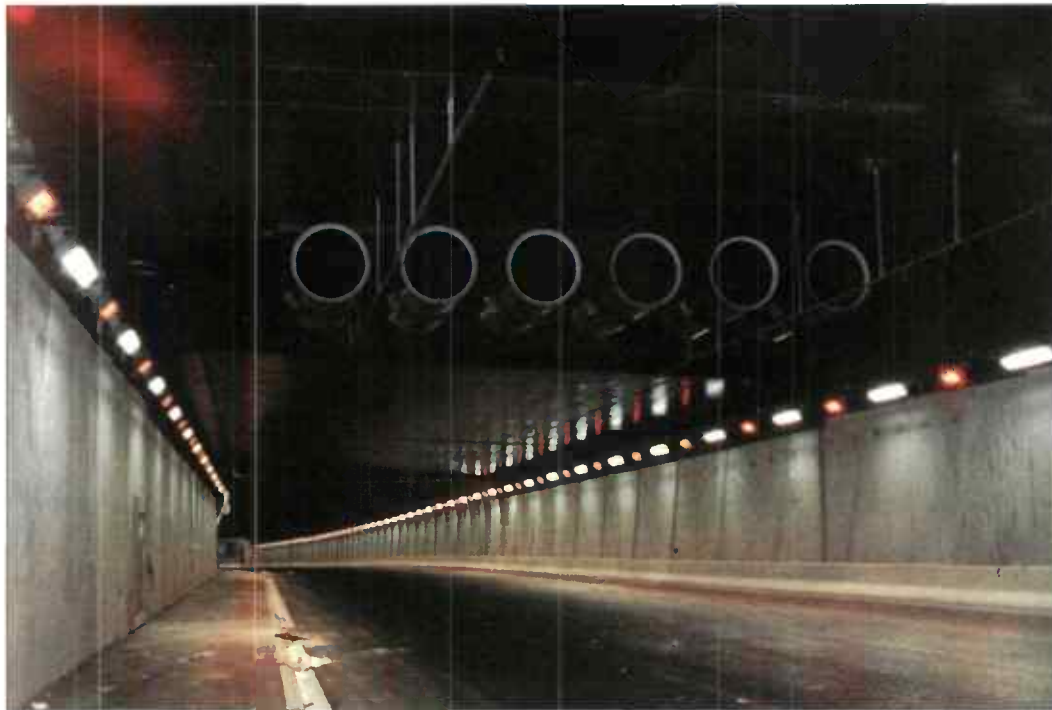
- Tranchées couvertes urbaines : ce système ne peut pas être retenu.
- Tranchées couvertes non urbaines : longueur limitée à 1000 m (exceptionnellement plus) avec renforcement des aménagements pour l'évacuation et la protection des usagers.

★ Des restrictions peuvent également s'appliquer aux ouvrages présentant une déclivité égale ou supérieure à 6 % dans le sens descendant : aspect du refoulement naturel des fumées d'incendie vers l'amont (effet dit "de cheminée").

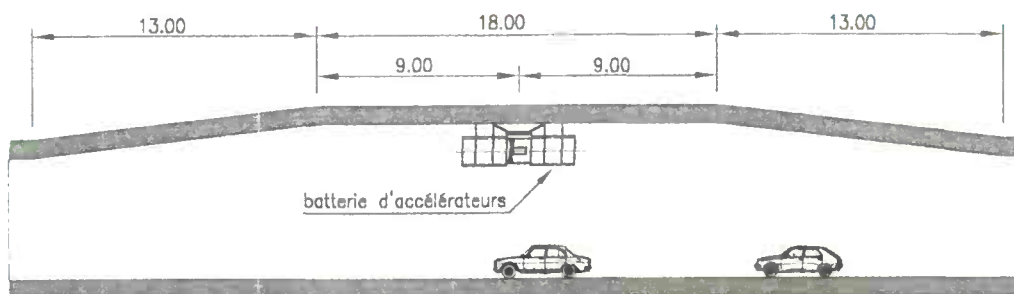
### *Dispositions constructives*

Les accélérateurs sont accrochés à la dalle de couverture par batteries.

Une étude du dimensionnement de la ventilation est à réaliser, au cas par cas, en tenant compte notamment des conditions de désenfumage de l'ouvrage. En première approche, on peut prévoir, dans chaque tube de circulation, 3 à 4 batteries de 3 ou 4 accélérateurs par km de longueur avec un minimum de 2 pour les ouvrages courts (valeurs à majorer si le passage des véhicules transportant des matières dangereuses est autorisé).



*Figure 2.7*  
**BATTERIE D'ACCÉLÉRATEURS EN PLAFOND**



*Figure 2.8*  
**BOSSAGE POUR BATTERIE D'ACCÉLÉRATEURS**



Chaque batterie nécessite un surgabarit de 1,80 m à 2,00 m de hauteur (par rapport à la hauteur libre minimale). Celui-ci peut être réalisé sur toute la longueur de la tranchée couverte si cette disposition est justifiée par ailleurs. Dans le cas général, le surgabarit est réalisé sous la forme de bossages régnant sur une longueur de 20 à 25 m ; 10 à 12 m en surgabarit plein et 10 à 13 m en raccordement par biseau. La forme des bossages est à adapter suivant qu'ils sont réalisés pour un seul tube ou, comme c'est généralement le cas, pour l'ensemble des deux tubes.

L'espacement minimal entre deux batteries successives, ou entre la tête de sortie et la batterie la plus proche, est de l'ordre de 70 à 100 m suivant la section transversale du tube. Une distance minimale du même ordre de grandeur doit également être respectée entre une batterie et un panneau de signalisation disposé à l'aval (à adapter, au cas par cas, en fonction de la taille du panneau).

Quant aux dispositifs d'extraction massive éventuellement nécessaires, ils sont dimensionnés pour aspirer un débit d'air enfumé  $Q$  qui, exprimé en  $m^3/s$ , est approximativement égal à la section transversale  $S$  du tube multipliée par 5. Cela nécessite une ouverture dans la dalle de couverture de chaque tube (ou éventuellement en piédroit) variant de  $S/3$  à  $S/2$  (vitesse moyenne de l'air de 10 à 15 m/s) et un exutoire de  $S/2$  environ. Ces valeurs sont fortement majorées lorsque le passage des véhicules transportant des marchandises dangereuses est autorisé. Un même exutoire peut être prévu pour l'ensemble des deux tubes si la station d'extraction correspondante est prévue à cet effet. La conception et le dimensionnement de cette dernière doivent faire l'objet d'études particulières.

#### *Avantages et inconvénients du système longitudinal*

- \* Pas de galerie ou de station de ventilation.
- \* Système simple.
- \* Bonne efficacité du désenfumage.
- \* Nécessité de zones de surgabarit ce qui peut être très contraignant si cela conduit à un abaissement général du profil en long de la tranchée couverte.  
À noter toutefois qu'il s'agit de zones ponctuelles dont l'implantation peut être adaptée suivant les contraintes propres du projet : niches localisées au droit de la traversée d'un émissaire ou d'un réseau quelconque au-dessus de la dalle de couverture par exemple.
- \* Pérennité relativement limitée des accélérateurs soumis à l'ambiance corrosive régnant dans la tranchée couverte.
- \* Dimensionnement délicat dans la mesure où c'est le tube de circulation qui constitue lui-même la galerie de ventilation. Il faut donc prendre en compte l'ensemble des éléments agissant sur l'écoulement de l'air en tunnel: résistances linéaires et singulières dues à l'ouvrage lui-même, effet de pistonement des véhicules (résistant si le trafic est bloqué), effet des différences de pression dues au vent, destruction ou perte de poussée des accélérateurs liée à la chaleur, et, le cas échéant, effet de cheminée en cas d'incendie.

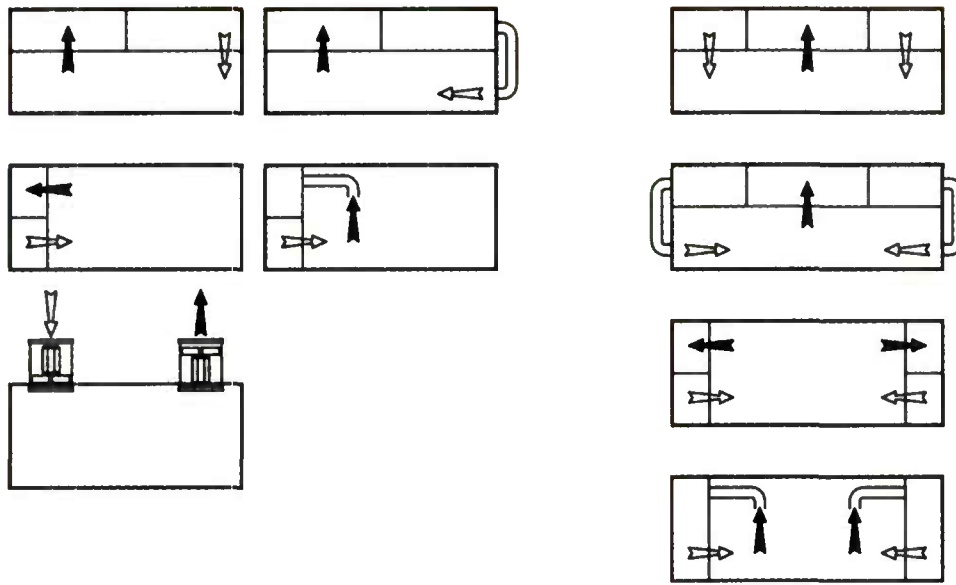


Figure 2.9

**PRINCIPALES DISPOSITIONS RELATIVES AU SYSTÈME DE VENTILATION TRANSVERSALE**

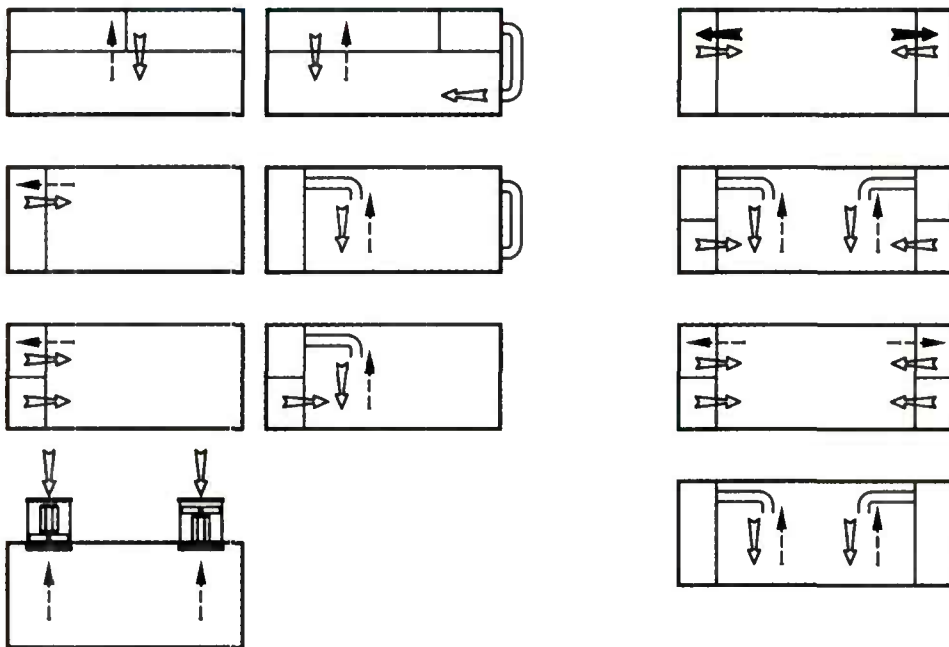


Figure 2.10

**PRINCIPALES DISPOSITIONS RELATIVES AU SYSTÈME DE VENTILATION SEMI-TRANSVERSALE RÉVERSIBLE**

### *. Système transversal et semi-transversal réversible*

Il est caractérisé par :

- ★ une insufflation d'air frais continue le long du tunnel ;
- ★ une extraction d'air vicié également répartie assurant le désenfumage en cas d'incendie ou limitant l'échappement des polluants aux têtes.

L'air frais est, de préférence, insufflé en partie basse notamment pour ne pas déstratifier les fumées en cas d'incendie. L'air vicié et surtout les fumées d'incendie doivent toujours être aspirés en partie haute.

Il est à noter que lorsque les cantons de ventilation ont une longueur supérieure à 800 m, il convient, en cas d'incendie, de pouvoir insuffler de l'air frais à faible régime en partie basse des piédroits dans la zone d'extraction des fumées.

Lorsque ces cantons ont une longueur inférieure à 800 m, il est admis que l'apport d'air frais soit assuré par les cantons voisins.

Il est également possible de ne prévoir qu'une insufflation avec un système semi-transversal réversible permettant, en cas d'incendie, de transformer localement le réseau d'air frais en réseau d'extraction (fig. 2.10). Ce système présente cependant l'inconvénient du délai nécessaire à l'inversion du flux d'air dans les conduits, en cas d'incendie ; *il n'est donc à envisager que dans des conditions particulières.*



*Figure 2.11*

#### **ÉQUIPEMENT DE VENTILATION TRANSVERSALE**

### *Dispositions constructives*

Des galeries peuvent être disposées soit latéralement sur un seul côté ou les 2 côtés, soit en plafond.

En piédroit, prévoir une largeur minimale de galerie d'environ 1 m (critères de visibilité et de profil aéraulique).

En plafond, prévoir une hauteur de galerie de 2 m. Pour les ouvrages courts ou lorsque les contraintes de coûts sont fortes, il est admis de ramener cette hauteur à 1,50 m (avec possibilité de descendre localement à 1,20 m).

Avec les sections offertes, il est généralement possible de prévoir :

- \* Une petite station de ventilation tous les 400 m ou 800 m sur chaque côté lorsqu'on dispose d'une ou de deux galeries latérales (chaque station intègre une issue de secours et alimente une gaine de part et d'autre sur 200 m ou 400 m , avec franchissement d'une issue pour les galeries de 400 m de longueur).
- \* Une station en surface tous les 1,5 km environ lorsque les galeries sont en plafond.

### *N.B :*

- a) Dans certains cas particuliers, on peut intégrer des petits ventilateurs réversibles dans l'épaisseur de la dalle (nervurée ou à poutres) en prélevant ou rejetant l'air directement à l'extérieur et en l'insufflant ou en l'aspirant en partie haute de la tranchée couverte moyennant des précautions d'insonorisation. Il faut quand même prévoir un surgabarit (variable de 0,50 m à 1,00 m) et les problèmes d'implantation des prises d'air et des exutoires sont souvent difficiles à résoudre.
- b) Dans les tranchées couvertes urbaines de longueur supérieure à 1 km environ, on prévoit généralement des éléments de plafond mobiles, constituant de très grandes trappes de désenfumage dites "*transparences aérauliques*" (environ 150 m<sup>2</sup> d'ouverture).



*Figure 2.12*  
**TRANSPARENCE  
AÉRAULIQUE**

Ces dispositifs ont pour objet de constituer un recours pour l'évacuation des fumées dans le cas où le désenfumage mécanique se révélera défaillant ou pas assez efficace. Grâce au cantonnement ainsi réalisé, ils permettent d'éviter l'enfumage général de la tranchée couverte ; ils réduisent également l'effet, défavorable au désenfumage, des différences de pression atmosphérique entre les têtes (effets de vents extérieurs).

c) Le désenfumage en système de ventilation transversal ou semi-transversal réversible nécessite le maintien de la stratification des fumées chaudes dans la tranchée couverte, ce qui implique une faible vitesse du courant d'air longitudinal dans celle-ci au voisinage de l'incendie. La maîtrise de ce courant d'air peut nécessiter la mise en œuvre de plusieurs cantons de ventilation ou, dans certains cas particuliers, de dispositifs spécifiques (accélérateurs, injecteurs) à définir au cas par cas.

### *Avantages et inconvénients du système de type transversal*

- \* Pas d'équipement électromécanique en tunnel (bonne pérennité et facilité d'intervention).
- \* Bonne maîtrise des débits d'air mis en jeu dans les conduits, mais difficulté de la maîtrise du courant d'air longitudinal dans la tranchée couverte en cas d'incendie.
- \* Nécessité de galeries et de stations de ventilation, d'où un surenchérissement du coût des ouvrages et difficultés d'insertion dans le site des prises d'air et cheminées.

## **2.2.2 - Éclairage**

### *2.2.2.a - Fonctions à assurer*

- Fonction similaire à l'éclairage public nocturne pour ce qui concerne la zone courante (éclairage de section courante).
- Combattre l'effet "trou noir" à l'entrée (l'effet d'éblouissement à la sortie étant généralement beaucoup moins problématique) ; cette fonction est réalisée par l'éclairage de renforcement.

### *2.2.2.b - Système d'éclairage - Réservations à prévoir dans la structure*

- Pour la section courante : système classique à flux dirigé, avec luminaires disposés longitudinalement, généralement en haut des piédroits, au-dessus des trottoirs. Il est également possible (et préférable sur le plan énergétique) de les disposer sous plafond, au-dessus des voies de circulation ; la hauteur minimale disponible doit être alors d'environ 30 cm + 10 cm de revanche de protection. Les niveaux d'éclairement installés sont d'environ 150 lux dans les ouvrages urbains et de 100 lux dans les ouvrages interurbains.
- Pour les renforcements d'extrémité, deux systèmes sont à envisager :
  - 1 - le système classique similaire à celui utilisé en section courante mais avec des niveaux nettement plus élevés (1000 à 3000 lux).

- 2 - le système à “contreflux” consistant à diriger le flux lumineux vers les usagers en respectant toutefois les exigences de non éblouissement. Les luminaires sont alors nécessairement disposés sous plafond, en position transversale. Ce système est particulièrement avantageux à l’exploitation et bien adapté aux tubes unidirectionnels, en particulier sur les voies à vitesse rapide ( $> 80$  km/h). Il nécessite cependant un surgabarit d’environ 40 cm sur la longueur de ce renforcement (200 à 400 m suivant la vitesse autorisée et la luminance des têtes).



*Figure 2.13*

**SYSTÈME D'ÉCLAIRAGE  
DISPOSÉ EN PLAFOND**

### 2.2.3 - Alimentation électrique

Elle est assurée par le réseau de distribution publique d'E.D.F.

- ★ Pour les ouvrages non ventilés, la livraison de l'énergie est réalisée en basse tension. Il n'est, en général, besoin d'implanter qu'un petit local électrique d'une dizaine de m<sup>2</sup>.
- ★ Pour les ouvrages ventilés, il faut généralement un ou plusieurs postes haute tension ; on peut ainsi prévoir :
  - Pour les tranchées couvertes de moins de 800 m :
    - soit un poste implanté en partie centrale ( $\approx 150 \text{ m}^2$ ),
    - soit un poste à chaque tête ( $\approx 100 \text{ m}^2$  chacun).
  - Pour les tranchées couvertes de longueur comprise entre 800 et 1500 m :
    - un poste à chaque tête (100 à 150 m<sup>2</sup> chacun).
  - Pour les tranchées couvertes de longueur supérieure à 1500 m :
    - un poste à chaque tête (150 m<sup>2</sup> chacun),
    - des postes intermédiaires avec un intervalle maximal de 1500 m environ (50 m<sup>2</sup> chacun).

Il est précisé que les stations de ventilation sont pratiquement toujours associées à un poste de transformation.

Suivant le niveau de service à assurer et les possibilités offertes par E.D.F., il peut être nécessaire de prévoir dans les tranchées couvertes ventilées un ou plusieurs groupes électrogènes (local d'environ 20 à 30 m<sup>2</sup> pour une tranchée couverte de 1 km de longueur).

Enfin, un ou plusieurs ensembles batterie-onduleur sont nécessaires pour reprendre l'alimentation sans coupure des équipements de sécurité (signalisation, télévision, télétransmissions, etc.).

### 2.2.4 - Autres équipements d'exploitation et de sécurité

Sont concernés :

- ★ **Le réseau d'eau incendie** : poteaux incendie disposés dans les niches de sécurité et desservis, par une canalisation cheminant généralement sous trottoir, ou par piquages individuels directement réalisés sur un réseau de surface.
- ★ **La signalisation variable** :
  - signalisation d'arrêt disposée à l'entrée de chaque tube,
  - signaux d'affectation de voie pour les tranchées couvertes de plus de 800 m de longueur (sauf si elles ne comportent pas de surveillance ou si elles ne comportent qu'une voie par sens) ; l'interdistance des signaux est respectivement de l'ordre de 200 m et 400 m dans les tranchées couvertes urbaines et interurbaines. Prévoir une surhauteur d'environ 50 cm (60 à 70 sur autoroute ou sur voie rapide).

- \* **Le réseau de télévision** : généralement associé à un système de détection automatique d'incident ; l'implantation des caméras tous les 100 ou 200 m doit faire l'objet d'une étude spécifique.
- \* **Le réseau d'appel d'urgence** : postes d'appel logés dans les niches de sécurité.
- \* **Le réseau de gestion technique centralisée** : il met en oeuvre des automates logés dans les locaux techniques et des superviseurs logés au PC, ainsi que des câbles de liaison.
- \* Le cas échéant, **le réseau de rétablissement des radiocommunications** (câble rayonnant courant le long de chaque tube, appareillage implanté en local technique et antennes extérieures).
- \* **Autres équipements divers** : anneaux d'ancrage scellés en piedroit tous les 30 à 40 m, hublots de jalonnement disposés en partie basse des piédroits, détecteur incendie des locaux techniques, etc.



# 3

## LES PRINCIPAUX TYPES DE STRUCTURES : DESCRIPTION ET CONDITIONS GÉNÉRALES D'EMPLOI

### | 3.1 - PRINCIPAUX PARAMÈTRES DE CONCEPTION ET DE CHOIX

Dans la conception d'une tranchée couverte, le choix de la structure dépend de nombreuses données et contraintes, dont les principales sont :

- \* les données fonctionnelles et dimensionnelles : gabarit à respecter, hauteur libre minimale, profil en travers, etc., qui imposent entre autres les dispositions géométriques minimales (cf. chapitre 1) ;
- \* les contraintes liées à l'exploitation et à la sécurité, en particulier celles liées à la tenue au feu (cf. chapitre 2), et celles liées à la ventilation quand elle est nécessaire (bossages, niches), qui peuvent conditionner l'ouverture et/ou le profil en long de l'ouvrage ;
- \* les contraintes d'ordre environnemental : site, emprise disponible en phase travaux et à titre définitif, présence de constructions, nature de celles-ci, présence de voiries et réseaux divers enterrés, etc... Ces contraintes peuvent dicter la conception même de l'ouvrage (ouvrage unique, tubes distincts, voire ouvrage unique à chaussées superposées), interdire l'emploi de certaines méthodes ou techniques, voire en imposer d'autres ;
- \* les données et contraintes géologiques et géotechniques, et notamment la nature des sols rencontrés et leurs caractéristiques géotechniques (résistance, raideur,...) ;
- \* celles liées à l'hydrogéologie du site, à savoir existence de nappes souterraines, et nature et niveaux caractéristique de celles-ci qui, bien souvent, ont une incidence toute particulière sur l'exécution des ouvrages mais aussi sur la conception même de ces derniers ;
- \* les contraintes d'exécution et de réalisation du projet, parmi lesquelles notamment le maintien de voies de circulation existantes pendant les travaux, qui peuvent conduire à un phasage spécifique avec un impact significatif sur les coûts et les délais de réalisation ;
- \* les contraintes architecturales.

Il est important que ces données et contraintes soient connues assez tôt dans la conception du projet, et nécessairement dans le cadre de l'établissement de l'E.P.O.A., car elles peuvent avoir, comme cela a été souligné précédemment, une forte incidence sur le choix du type de structure et sur le coût de l'ouvrage.

On trouvera dans ce chapitre une description des principales structures utilisées, en trémie et en partie couverte, et leurs conditions générales d'emploi, en fonction notamment des données et contraintes essentielles du projet. Pour une conception plus détaillée de ces structures, il conviendra de se reporter le cas échéant aux documents de référence cités ci-après.

Les problèmes de choix et de conception des structures sont différents selon qu'il s'agit d'une trémie d'accès (ou d'une tranchée ouverte) ou d'une structure couverte. Néanmoins, le choix des structures pour ces deux parties d'un même ouvrage n'est généralement pas indépendant, compte-tenu du fait, naturellement, que les contraintes évoquées précédemment sont bien souvent les mêmes, à quelques différences locales près, mais compte tenu aussi du fait que l'on recherchera en principe une certaine continuité mécanique et/ou architecturale des ouvrages.

Il arrive par ailleurs qu'au terme de l'analyse des données et contraintes du projet plusieurs solutions restent techniquement possibles ; le choix définitif doit intégrer aussi bien les paramètres économiques que les conditions d'exploitation du futur ouvrage, et peut même nécessiter un approfondissement de l'étude des structures.

## 3.2 - TRÉMIES D'ACCÈS ET TRANCHÉES OUVERTES

### 3.2.1 - Généralités

Lorsque l'emprise disponible le permet, la trémie ou la tranchée ouverte peut être simplement constituée par une tranchée talutée. En l'absence de données précises (stade des études préalables), on pourra adopter pour les talus une pente de 3/2 (trois horizontalement pour deux verticalement), à moins que la géologie et l'expérience locales, ou les éléments géotechniques disponibles permettent de mieux les définir.

Toutefois, des problèmes d'emprise, assez courants en site urbain, et/ou encore la présence d'une nappe ou de sols de mauvaises caractéristiques géotechniques rendent généralement inadaptée toute solution de talutage et imposent donc souvent de border latéralement les trémies d'accès par des ouvrages de soutènement définitifs.

Les structures de soutènement qui peuvent être envisagées sont très diverses. D'un point de vue technique, le choix d'une solution dépendra bien souvent et avant tout des conditions d'emprise et d'environnement ainsi que des conditions hydrogéologiques. Lorsque celles-ci sont favorables, une solution classique de type mur en béton armé (voire de type mur poids en éléments préfabriqués, "végétalisable", éventuellement) peut souvent convenir. Dans les cas contraires, les structures de type parois (ou éventuellement rideaux), assez courantes aussi pour ces types d'ouvrages, sont généralement mieux adaptées.

Il convient de noter également que les structures de soutènement en trémie peuvent avoir à supporter en tête des dispositifs de retenue (gardes corps, barrières,...) et/ou servir de support à des écrans antibruit, des casquettes ou des panneaux acoustiques. Par ailleurs, les parements vus peuvent être traités à des fins architecturales, par exemple par modelage ou par des éléments rapportés fixés à la structure. Il peut donc être nécessaire de mettre en place un dispositif de retenue en pied de l'ouvrage, pour protéger

l'usager vis à vis de l'obstacle que peut représenter le parement (ou éventuellement certaines parties en saillie de l'ouvrage, comme des têtes de tirants extérieurs par exemple), mais aussi pour protéger l'ouvrage lui-même contre les chocs de véhicules. Ces dispositions peuvent avoir une incidence non négligeable quant au choix d'un type d'ouvrage, notamment lorsque différentes solutions sont techniquement possibles.



Figure 3.1  
TRÉMIE TALUTÉE

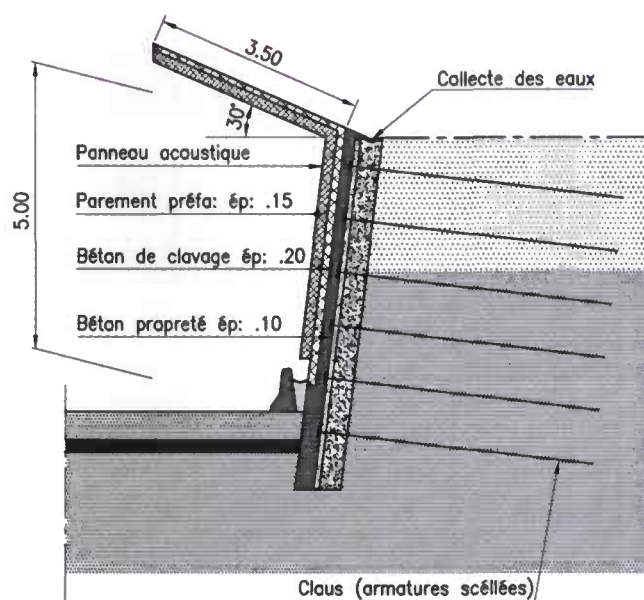


Figure 3.2  
SOUTÈNEMENT ÉQUIPÉ DE PANNEAUX ACOUSTIQUES ET D'UNE CASQUETTE



*Figure 3.3*  
**RÉALISATION D'UN MUR EN BÉTON ARMÉ  
À L'ABRI D'UNE PAROI CLOUÉE PROVISOIRE**



*Figure 3.4*  
**EXÉCUTION D'UNE PAROI MOULÉE  
(EXCAVATION)**

Les principales structures de soutènement et leurs conditions générales d'emploi sont présentées ci-après. Rappelons toutefois que le choix des structures en trémie d'accès n'est pas indépendant de celui qui sera fait en partie couverte, et qu'il y aura lieu en principe de conduire globalement l'étude de ces deux parties d'un même ouvrage.

Pour de plus amples renseignements sur les ouvrages de soutènement, et notamment sur leur description, leur constitution, leur mode d'exécution et leurs conditions d'emploi on pourra se reporter utilement au "Guide de conception générale des ouvrages de soutènement" du SETRA (Décembre 1998).

## 3.2.2 - Les ouvrages de soutènement

### 3.2.2.a - Les murs classiques en béton armé

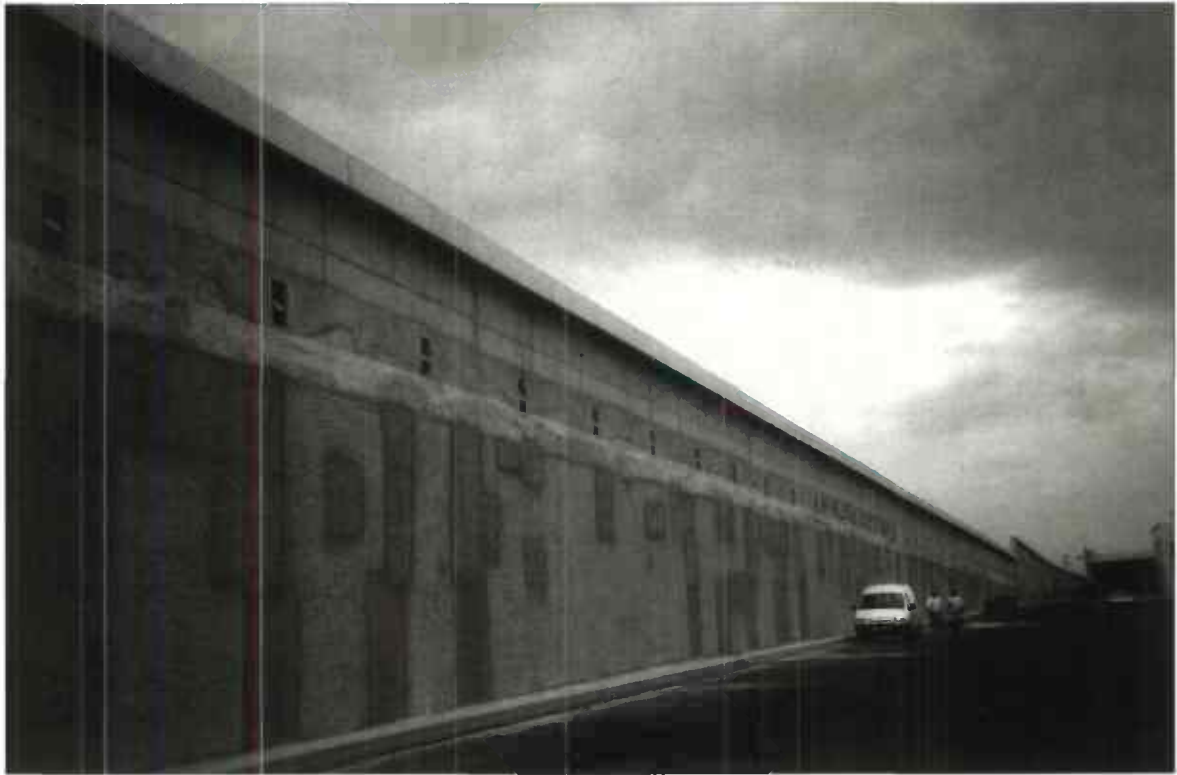
Les murs classiques en béton armé, généralement du type té renversé, peuvent constituer une solution bien adaptée en trémie dès que les conditions d'emprise et les conditions hydrogéologiques (absence de nappe ou terrains très peu perméables) permettent l'ouverture d'une fouille talutée, même pour des périodes de courte durée. Ils peuvent convenir pour des hauteurs de tranchées qui atteignent jusqu'à 7 à 8 mètres lorsque les qualités des sols de fondations ne sont pas trop médiocres. En effet, ils peuvent constituer une solution techniquement et économiquement bien adaptée s'ils sont fondés superficiellement. La largeur de la semelle de fondation, qui est de l'ordre de 0,35 à 0,5 fois la hauteur totale du mur comprend généralement un talon à l'arrière du voile, qui contribue à étendre l'emprise définitive de l'ouvrage légèrement au delà du nu intérieur du voile.

Lorsque des conditions d'emprise plus sévères en phase travaux ne permettent pas l'ouverture d'une fouille simplement talutée, ce qui peut être le cas localement ou de manière étendue à l'ensemble de la trémie, il sera nécessaire en principe de recourir à un blindage des fouilles (par exemple par une paroi berlinoise, par une paroi clouée en l'absence de nappe, ou dans le cas contraire, par un rideau de palplanches métalliques). De telles dispositions, qui contribuent toutefois à accroître le coût des ouvrages, peuvent également conduire à opter pour une autre solution.

L'emploi de simples murs de soutènement requiert par ailleurs qu'il n'y ait pas de nappe phréatique, ou que celle-ci soit profonde et ne concerne que très peu l'ouvrage (trémie). Dans ce dernier cas il conviendra de prendre des dispositions pour faire face aux éventuelles venues d'eau qui, en tout état de cause, doivent rester faibles (terrains peu perméables). Dans le cas contraire (possibilité de remontée significative de la nappe), les problèmes de venues d'eau derrière les murs, mais également sous chaussée, conduiront le plus souvent à opter pour une autre solution qui réponde mieux à cette contrainte (solution de type cuvelage ou paroi par exemple).

### 3.2.2.b - Les parois moulées ou préfabriquées en béton armé

La réalisation d'ouvrages de soutènement **en parois moulées dans le sol** est une solution courante en site urbain, parce qu'elle répond bien aux problèmes particuliers d'emprise et d'environnement que pose souvent le site. Les parois moulées sont réalisables dans presque tous les terrains, en présence ou non de nappes souterraines (nappes phréatiques ou en charge), et permettent d'atteindre de grandes profondeurs si cela est nécessaire.



*Figure 3.5*  
**SOUTÈNEMENT CONSTITUÉ  
D'UNE PAROI MOULÉE ANCRÉE**

*Figure 3.6*

**TÊTE D'ANCRAGE DANS UNE RÉSERVATION DE PAROI,  
ÉQUIPÉE D'UN DISPOSITIF DE CONTRÔLE DE LA TENSION**



L'épaisseur des parois est couramment comprise entre 60 cm et 90 cm, mais peut atteindre parfois 1,00 m, voire 1,20 m. Une telle épaisseur reste assez exceptionnelle toutefois, et peut se rencontrer par exemple lorsque certaines contraintes locales empêchent la mise en œuvre de tirants d'ancrage (cf. ci-après).

Pour des hauteurs libres (ou hauteur de fouille) n'excédant pas 5 à 6 m environ, la stabilité des parois peut être souvent assurée uniquement par leur "encastrement" dans le sol (partie en fiche des parois), surtout si celui-ci est résistant. Au-delà, il est le plus souvent nécessaire d'ancrer les parois par un ou plusieurs lits de tirants précontraints, selon la hauteur libre du soutènement. Les têtes d'ancrage sont en principe disposées dans des réservations prévues dans les parois.

Dans certains cas il est également possible d'envisager le butonnage de deux parois situées en vis à vis, si la profondeur et l'ouverture de la tranchée le permettent (en principe ouverture de 18 à 20 m au plus). Les butons s'ils sont définitifs doivent être protégés vis à vis des chocs éventuels de véhicules hors gabarit.

D'une manière générale, la mise en œuvre des tirants d'ancrage peut être délicate et demander une attention toute particulière, par exemple lorsque se posent des problèmes d'encombrement du sous-sol, comme c'est assez fréquemment le cas en site urbain (présence de canalisations ou de réseaux divers, proximité d'ouvrages enterrés et de fondations d'ouvrages, et notamment de pieux). Elle peut même s'avérer impossible, par exemple pour des raisons de propriété des tréfonds. Dans de tels cas, il est possible de revenir à une conception de paroi non ancrée (ou "autostable"), en augmentant l'épaisseur de celle-ci, ce qui est une solution généralement très lourde, ou en passant à une solution de paroi à contreforts, qui peut offrir une grande résistance (et une forte inertie). Cette dernière solution peut convenir techniquement jusqu'à une dizaine de mètres de hauteur, et même plus si la paroi est encadrée dans des terrains résistants. Elle reste cependant lourde et encombrante, et ne devrait par conséquent être envisagée que de manière assez exceptionnelle (ou localement).

Dans tous les cas, il est nécessaire de vérifier les déplacements en tête des parois, qui peuvent être importants, et de s'assurer de leur compatibilité avec l'existant (bâtiments, chaussées contiguës, voiries et réseaux divers ou tous autres ouvrages voisins).

**La paroi préfabriquée** est une solution alternative à la paroi moulée, qui présente l'avantage d'avoir, à résistance égale, une épaisseur plus faible (souvent de l'ordre de 40 à 50 cm), ce qui permet un gain d'espace significatif dans des conditions d'emprise très sévères. Elle permet également une exécution plus rapide des ouvrages et présente après excavation, des parements généralement réguliers et "lisses" (absence de hors profils et qualité de parements dispensant d'un ragréage). Elle nécessite toutefois de disposer à proximité du chantier d'une aire importante pour la préfabrication et le stockage des panneaux, et ne s'avère souvent intéressante économiquement que pour d'importants linéaires.

La hauteur des panneaux de parois préfabriquées n'excède couramment pas une quinzaine de mètres environ, leur poids maximal étant limité à 300 à 400 kN, pour des raisons de manutention. De ce fait, ces parois n'autorisent que des hauteurs libres qui n'excèdent pas 8 à 9 m, ce qui reste toutefois suffisant dans la plupart des cas. Elles sont le plus souvent ancrées par un ou deux lits de tirants précontraints dont les têtes sont ici également logées dans des réservations prévues à cet effet.



*Figure 3.7*  
**PAROIS MOULÉES BUTONNÉES EN TÊTE**



*Figure 3.8*  
**EXÉCUTION D'UNE PAROI PRÉFABRIQUÉE –  
DESCENTE D'UN PANNEAU DANS L'EXCAVATION**



Il est possible toutefois d'atteindre de plus grandes profondeurs que n'autorise la hauteur des panneaux préfabriqués, en prolongeant ces derniers dans le sol par une paroi dite "au coulis". Celle-ci est obtenue en poursuivant le forage de l'excavation jusqu'à la profondeur désirée et en maintenant les panneaux suspendus aux murettes guides jusqu'à ce que le coulis de forage "autodurcissant" (en principe coulis de ciment-bentonite) atteigne une résistance suffisante. La paroi préfabriquée résistante en béton armé se trouve ainsi prolongée dans le sol jusqu'au niveau souhaité par une "paroi de coulis" étanche. Toutefois cette partie de la paroi ne permet en aucun cas la reprise d'efforts de butée.

Une telle disposition peut néanmoins s'avérer utile pour répondre à des problèmes de venues d'eau par exemple, la paroi étant ainsi prolongée jusqu'à un horizon "étanche".

### *3.2.2.c - Les parois composites*

Les parois composites sont constituées de pieux isolés disposés verticalement le long du tracé du soutènement à réaliser, avec un entre-axe le plus souvent compris entre 2,5 et 4,0 mètres, et de voiles en béton armé (coulé en place ou projeté) réalisés entre ces pieux au fur et à mesure du terrassement de la tranchée.

Il peut s'agir de pieux métalliques, constitués de profils en H ou d'un assemblage de deux poutrelles en I par exemple (auquel cas il s'agit de parois berlinoises), de pieux préfabriqués en béton armé (auquel cas il s'agit de parois parisiennes), ou encore de pieux forés ou même de barrettes. Les pieux préfabriqués sont mis en place dans un forage préalable, dans lequel ils sont scellés à l'aide d'un béton, d'un mortier ou d'un coulis de ciment.

Les voiles sont réalisés par plots de 2 à 5 mètres de hauteur, en béton coffré ou projeté, et sont généralement liaisonnés aux pieux par des armatures.

Les parois composites, qui permettent de répondre aux contraintes d'emprise couramment rencontrées pour des tranchées urbaines, ne peuvent en principe convenir que si le niveau de la nappe phréatique ne dépasse pas celui de la chaussée à réaliser, et cela aussi bien durant les travaux que lorsque l'ouvrage sera en service (ce qui n'empêche pas naturellement de devoir leur associer un dispositif de collecte et d'évacuation des eaux d'infiltration). Elles peuvent être réalisées sur de grandes hauteurs, mais sont nécessairement ancrées par un ou plusieurs lits de tirants d'ancrage précontraints, pour des questions de résistance et de déformation, dès que leur hauteur libre dépasse 4 à 5 mètres environ.

Certaines parois composites sont plus couramment utilisées à titre provisoire (parois berlinoises notamment). Leur emploi à titre définitif se heurte en effet parfois à des contraintes d'ordre architectural, des contraintes d'emprise, voire de sécurité lorsque les têtes des tirants d'ancrage ne peuvent être noyées dans la structure.

Les contraintes liées à l'utilisation des tirants d'ancrage, à titre provisoire ou définitif, sont les mêmes que celles évoquées pour les parois moulées, et l'on pourra donc à cet égard se reporter au paragraphe précédent.



*Figure 3.9*

**PAROI COMPOSITE DE TYPE "PARISIENNE"  
(AVEC PIEUX PRÉFABRIQUÉS EN BÉTON ARMÉ)**



*Figure 3.10*

**TRÉMIE AVEC OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT  
EN PALPLANCHES MÉTALLIQUES**

Par ailleurs, et comme pour les parois moulées ou préfabriquées, il est également possible d'envisager le butonnage entre elles de deux parois situées en vis à vis si la profondeur et l'ouverture de la tranchée le permettent, mais d'un point de vue structurel, une telle disposition est généralement moins bien adaptée pour les parois composites. En tout état de cause et comme cela a été dit dans le paragraphe précédent, les butons s'ils sont définitifs doivent être protégés vis à vis des chocs éventuels de véhicules hors gabarit.

#### *3.2.2.d - Les rideaux de palplanches métalliques*

Le soutènement par rideau de palplanches métalliques est bien adapté aux problèmes d'emprise. Il s'accommode bien également de la présence d'une nappe, sous réserve que l'aspect étanchéité de la structure définitive soit correctement traité (serrures soudées, joints spéciaux).

On utilise des palplanches dites à module (ou à inertie), pour lesquelles on cherchera souvent à privilégier l'inertie (choix du profil) à la nuance d'acier pour accroître la rigidité du rideau et, éventuellement, en améliorer la mise en œuvre. Cependant, la nature ou les qualités des terrains peuvent parfois conduire à renoncer à l'emploi de palplanches ; en effet, la mise en place de celles-ci n'est aisée que dans des terrains meubles, ne contenant pas d'obstacles durs ni de blocs importants. De même, les nuisances liées à la mise en œuvre des palplanches (bruits, vibrations dues au battage ou au vibrage) peuvent être de nature à en limiter l'emploi en site fortement urbanisé.

Une structure constituée d'un rideau non ancré peut convenir pour résoudre des problèmes d'emprise, mais généralement pour une hauteur de fouille limitée (en principe 3 à 4 m environ) et s'il n'y a pas de construction à proximité. C'est en effet une structure relativement souple dont le mode de fonctionnement (simple "encastrement" dans le sol) nécessite un déplacement qui peut être assez important, compte tenu de la nature et des qualités des terrains concernés (cf. ci-dessus).

Dans la plupart des cas cependant, et presque systématiquement dès que la hauteur dépasse 4 à 5 m. ou que les efforts de poussée sont assez importants et susceptibles d'entraîner de grands déplacements (cas par exemple de sols de qualités médiocres ou de nappe haute), le rideau doit être ancré ou butonné.

C'est le plus souvent le cas pour les trémies, du moins dans les parties les plus hautes de celles-ci.

En règle générale on ne peut disposer qu'un seul lit de tirants d'ancrage (généralement précontraints pour des trémies), implanté en partie supérieure de l'ouvrage. Un deuxième lit de tirants nécessiterait en effet la mise en place d'une lierne extérieure (poutre horizontale servant à rigidifier longitudinalement le rideau), ce qui ne constitue pas ici une bonne disposition (raisons d'ordre esthétique, problèmes d'emprise, tirants en saillie...).

Par ailleurs, et comme pour les parois moulées ou préfabriquées, il est possible aussi d'envisager de butonner entre eux deux rideaux situés en vis à vis (cf. § 3.2.2 b ci-dessus), mais la hauteur libre nécessaire pour ce faire (profondeur de la tranchée) est souvent peu compatible avec l'emploi de palplanches métalliques.

Les contraintes liées à l'utilisation des tirants d'ancrage et butons sont les mêmes que celles évoquées pour les ouvrages en parois moulées dans le sol, et l'on pourra donc se reporter à cet égard au paragraphe les concernant (cf. § 3.2.2.b).

### 3.2.2.e - Les parois clouées

Outre les solutions décrites ci-dessus, il en existe de nombreuses autres, un peu moins courantes, pour assurer le soutènement des parois d'une tranchée. Parmi celles-ci, on peut signaler celle qui consiste à réaliser des parois clouées. Cette technique de soutènement, assez souvent utilisée à titre provisoire (blindages de fouilles), connaît également un certain essor pour la réalisation d'ouvrages définitifs.

Réalisée le plus souvent avec un fruit plus ou moins marqué, voire des risbermes (disposition conseillée pour les hauteurs excédant 5 à 6 mètres), c'est une solution intermédiaire du point de vue encombrement entre la paroi verticale et le talus.

D'une manière générale l'emploi d'une paroi clouée ne peut être envisagé que dans des terrains hors nappe, en phase travaux et en service (ce qui n'empêche pas naturellement de leur associer un dispositif efficace de collecte et d'évacuation des eaux d'infiltration). Son emploi peut être également limité par la présence d'ouvrages divers enterrés gênant la mise en œuvre des clous, ou par l'impossibilité de disposer des tréfonds.

De même le fait qu'il ne s'agit pas d'une structure rigide (comparée par exemple à une paroi ancrée) peut aussi être de nature à en limiter l'emploi, en particulier à proximité immédiate d'ouvrages ou de structures sensibles aux déplacements.

En règle générale une paroi clouée nécessite toujours un traitement approprié des surfaces vues, car l'aspect des parements nus est rarement satisfaisant, en particulier pour des ouvrages urbains.

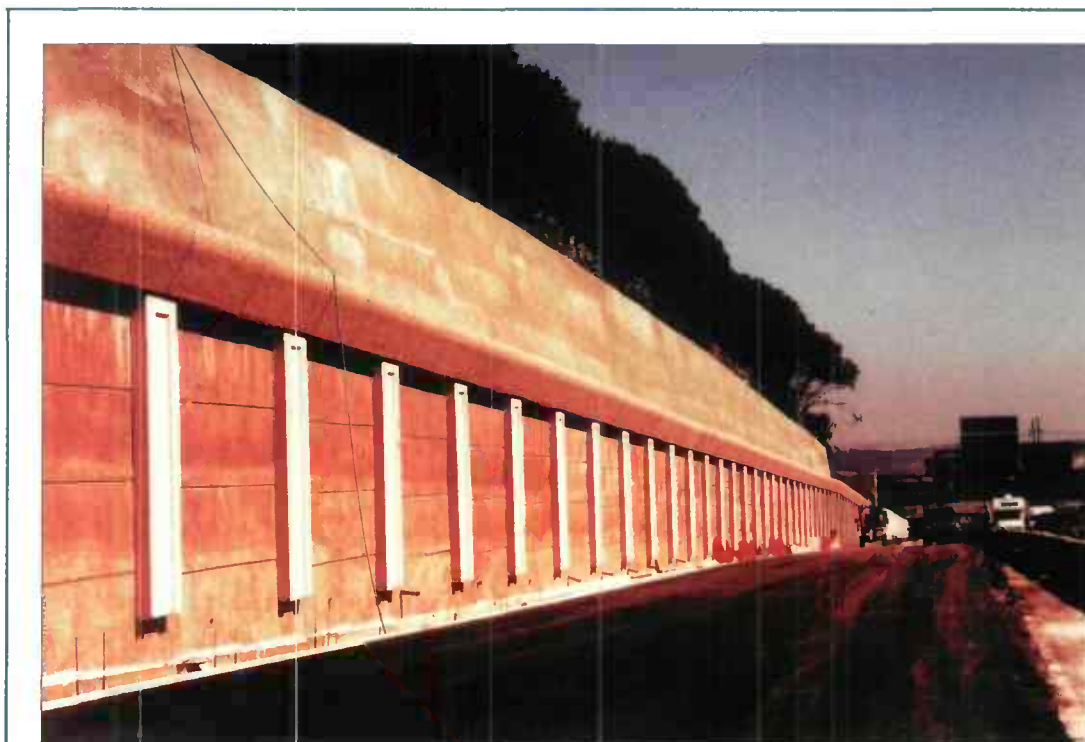


Figure 3.11

**SOUTÈNEMENT CONSTITUÉ D'UNE PAROI CLOUÉE  
REVÊTUE D'UN BARDAGE ARCHITECTURAL**

### 3.2.3 - Les cuvelages

La présence d'une nappe phréatique dont la surface libre peut s'élever sensiblement au-dessus du niveau de la chaussée de l'ouvrage peut poser des problèmes d'étanchéité de la structure et de venues d'eau sous chaussée (ou de soulèvement de celle-ci - cf. § 4.2.2. et 4.2.3). Les solutions couramment envisagées dans ce cas sont la réalisation d'un système de drainage permanent de ces venues d'eau sous chaussée (associé à des soutènements latéraux en parois moulées par exemple, cf. § 3.2.2.b), ou la réalisation d'un cuvelage étanche en béton armé, en forme de U. Dans cette structure, les éléments latéraux de soutènement (murs ou voiles en béton armé) sont solidaires d'un radier en béton armé.

Ces dispositions imposent que l'ouvrage puisse être réalisé à sec, à l'intérieur d'une fouille talutée ou blindée. Aussi, lorsque les contraintes du site sont sévères (emprise, présence de constructions, présence d'une nappe haute durant les travaux,...), une solution peut consister à concevoir un blindage constitué de parois rigides et "étanches", du type parois moulées ou préfabriquées par exemple, qui constitueront les parois latérales de l'ouvrage définitif.

Pour des valeurs moyennes de sous-pression (jusqu'à 20 ou 30 kPa environ), le radier peut être dimensionné pour reprendre celle-ci (résistance propre du radier et résistance de l'ouvrage au soulèvement).

Lorsque l'ouvrage est réalisée à l'intérieur d'une fouille talutée (cf. § 3.2.2.a), la résistance au soulèvement de l'ouvrage peut être améliorée par la réalisation de légers débords extérieurs du radier, qui bénéficieront du lest constitué par le poids des terres qui les surmontent.

Au-delà des valeurs indiquées précédemment, la sous-pression peut être considérée comme forte, et il est souvent nécessaire et plus économique, de lester la structure ou de l'ancrer par des tirants verticaux pour s'opposer à son soulèvement et réduire les efforts de flexion qui sollicitent le radier.

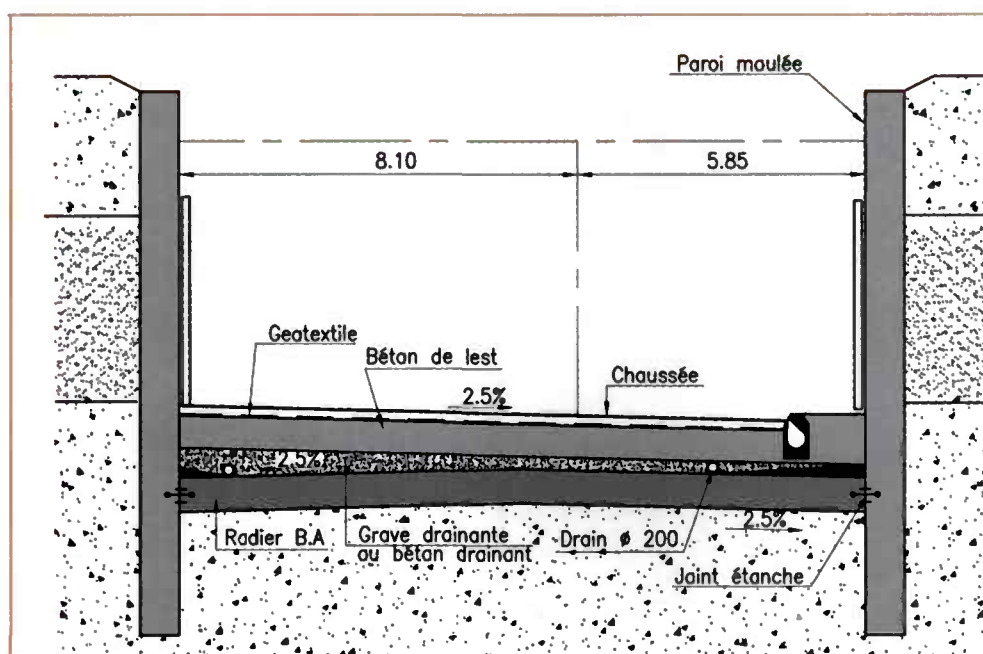


Figure 3.12

#### CUVELAGE EN PAROIS MOULÉES AVEC LEST SUR RADIER



Figure 3.13

**MICROPIEUX POUR L'ANCRAGE  
DU RADIER D'UN CUVELAGE**



Figure 3.14

**TRÉMIE DE TYPE CUVELAGE AVEC BUTONS DÉFINITIFS EN BÉTON ARMÉ**

Deux possibilités s'offrent pour lester un radier :

- \* Lest par-dessus : le matériau de lest est mis en place dans la structure en U et supporte la chaussée : il peut s'agir de béton poreux ou de tout matériau constituant la couche de forme. C'est une solution qui peut s'avérer bien adaptée si le niveau de la nappe est suffisamment bas par rapport au fond de fouille en phase travaux pour permettre une mise en œuvre du béton de radier à sec.
- \* Lest par-dessous: dans ce cas le lest est constitué d'un béton immergé ou d'un gros béton ; il doit nécessairement être liaisonné avec le radier (barres de connexion régulièrement réparties...) pour limiter les effets de mise en pression du radier par les eaux qui peuvent s'infiltrer entre celui-ci et le béton de lestage. En principe, une telle solution ne peut s'avérer bien adaptée que dans certaines situations assez particulières, comme par exemple pour des tranchées assez étroites, lorsque par ailleurs la réalisation d'un massif de béton immergé constitue aussi une bonne solution pour répondre au problème de venues d'eau par le fond de fouille en phase travaux (nappe haute, terrains très ouverts - cf. § 4.1.3).

D'une manière générale, le lestage du radier peut s'avérer une solution assez lourde, dans la mesure où elle conduit à augmenter la profondeur des fouilles et donc à accroître aussi les efforts à reprendre par les structures de soutènement, du moins en phase travaux.

L'ancrage du cuvelage par des clous, des tirants ou des micropieux verticaux, généralement régulièrement répartis sur la surface du radier, est une solution souvent mieux adaptée que le lestage, techniquement et économiquement, et tout particulièrement lorsque le niveau d'eau en phase travaux est suffisamment bas pour permettre l'exécution à sec de ces derniers.

L'ancrage par tirants précontraints est possible, notamment lorsque les sous-pressions sont importantes, mais il pose des problèmes pour lesquels les réponses apportées sont généralement peu satisfaisantes (étanchéité du radier au droit des tirants qui constituent des zones privilégiées de cheminement de l'eau sous pression, protection des têtes de tirants, contrôle des tirants une fois l'ouvrage en service, réservations pour tirants supplémentaires en cas de besoin.) C'est la raison pour laquelle cette solution n'est en fait envisagée que lorsque les tirants précontraints peuvent être disposés dans les piédroits (piédroits latéraux et éventuellement, intérieurs), avec des têtes d'ancrage accessibles et disposées si possible au-dessus du niveau des nappes.

L'ancrage par des clous (ronds d'acier scellés dans des forages), par des tirants passifs ou par des micropieux est une solution généralement mieux adaptée, dans la mesure où elle répond mieux aux problèmes évoqués ci-dessus. Les clous, tirants (passifs) ou micropieux, régulièrement répartis sur la surface du radier (par exemple maille carrée de 2 à 4 mètres de côté, suivant l'importance des efforts à reprendre), permettent de réduire très sensiblement les efforts de flexion qui sollicitent ce dernier et, normalement, ne nécessitent aucune intervention particulière sur la chaussée une fois l'ouvrage en service. Par ailleurs, les têtes de ces dispositifs d'ancrage sont en principe directement noyées dans le béton du radier au moment du coulage de celui-ci, de telle sorte que son étanchéité peut être plus correctement assurée.

Dans tous les cas, lorsque des infiltrations d'eau sont à craindre, une bonne disposition consiste à prévoir systématiquement sur le radier une couche drainante permettant de collecter et d'évacuer ces eaux. En effet, une telle disposition, qu'il est généralement aisé de concevoir au stade du projet, est souvent irréalisable une fois l'ouvrage en service, pour des problèmes de gabarit notamment.

### 3.2.4 - Cas particulier d'une trémie à couverture différée

Il arrive que l'on ait à concevoir des trémies qu'il est prévu de ne couvrir qu'ultérieurement. Dans ce cas, des mesures conservatoires sont à prendre à tous points de vue pour assurer la réalisation, dans les meilleures conditions, de la structure finale projetée (notamment dimensionnement des semelles de fondation, appui intermédiaire, conception des piédroits en fonction d'une ventilation éventuelle...).

Il est donc impératif, dès les phases préliminaires du projet, de penser à bien définir la destination de la future dalle de couverture et de prendre les dispositions pour que la structure fonctionne aussi bien en trémie qu'en tranchée couverte.

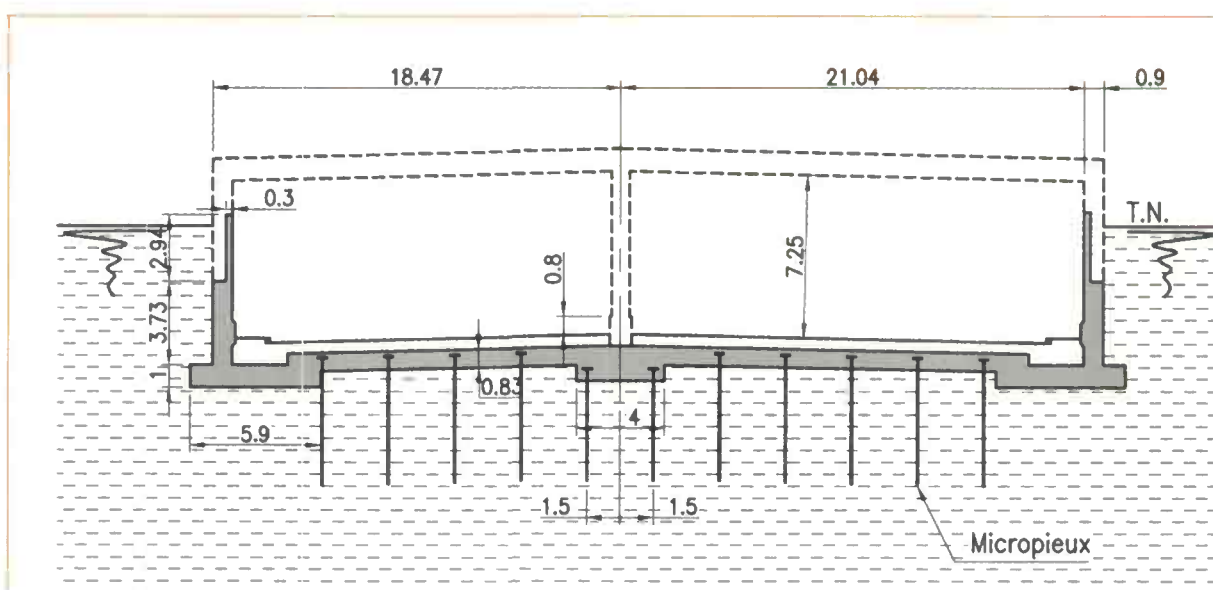


Figure 3.15

**TRÉMIE À COUVERTURE DIFFÉRÉE**



## 3.3 - STRUCTURES EN TRANCHÉE COUVERTE

### 3.3.1 - Généralités

Lorsque les conditions de site et d'environnement et les conditions hydrogéologiques (en particulier l'emprise disponible et le niveau des nappes en phase travaux) permettent l'ouverture d'une fouille simplement talutée ou blindée, la structure en partie couverte d'une tranchée peut être constituée d'une dalle de couverture sur appuis simples, d'un portique ou d'un cadre en béton armé (ouvrages simples ou doubles, voire multiples).

Il s'agit là de structures qui s'apparentent assez étroitement aux structures types ou courantes en matière de ponts, et pour lesquelles on pourra utilement se reporter au document général du SETRA les concernant, intitulé "Guide du Projeteur d'ouvrages d'Art - Ponts courants" (Janvier 1999). On pourra également se reporter en cas de besoin aux autres documents du SETRA traitant de manière plus détaillée de la conception de ces structures, qui sont mentionnés ci-après dans les paragraphes les concernant.

Lorsque les conditions de site et d'environnement et/ou les conditions hydrogéologiques ne permettent pas l'ouverture de fouilles simplement talutées ou blindées, ou font que de telles dispositions ne s'avèrent pas spécialement économiques, le choix se porte le plus souvent sur des structures de type portiques ou cadres en béton armé sur piédroits constitués de parois moulées dans le sol ou de parois préfabriquées (voire de parois composites en l'absence de nappes, et plus exceptionnellement de rideaux de palplanches).

Ces différents types de structures et leurs conditions d'emploi sont présentées ci-après. Dans des situations particulières toutefois, on peut avoir recours à des structures moins courantes, du type ouvrages voûtés par exemple.

Rappelons par ailleurs que le choix d'un type de structure en partie couverte n'est pas tout à fait indépendant non plus de celui effectué pour les soutènements des trémies d'accès, dans la mesure où les principales contraintes qui vont guider ces choix, et notamment celles évoquées ci-dessus, sont bien souvent les mêmes. En cas de besoin, on pourra donc utilement se reporter au paragraphe précédent pour ce qui concerne la description et les conditions générales d'emploi des différents types de structures de soutènement.

### 3.3.2 - Les différents types de couverture

La conception de la dalle de couverture doit tenir compte principalement de sa fonction, de l'ouverture de la tranchée (ouverture totale et répartition des travées) et de la charge à supporter, qui peut être conditionnée par la hauteur de remblai qui la surmonte et nature de l'aménagement en surface (voies piétonnes ou de circulation, jardins et espaces verts, constructions éventuellement,...).

On distingue habituellement trois types de couverture, en fonction des rôles et des épaisseurs de celle-ci : couverture légère, semi-lourde et lourde.



*Figure 3.16*  
**COUVERTURE LÉGÈRE**



*Figure 3.17*  
**COUVERTURE LOURDE**

### *3.3.2.a - Couverture légère*

C'est avant tout une couverture phonique qui, hormis son poids propre, ne supporte qu'une très faible charge, notamment les charges liées à la surveillance et à l'entretien et le cas échéant celles de la neige et du vent. Elle n'assure aucun rôle mécanique dans le fonctionnement global de l'ouvrage.

Généralement constituée de matériaux translucides ou similaires, elle ne convient pas réellement pour les tranchées couvertes et n'est pas traitée dans ce document. Cependant, elle peut servir de couverture pour d'anciennes trémies butonnées, sans toutefois permettre l'utilisation de l'emprise récupérée ; là encore, ce sera son rôle de couverture phonique qui prévaudra.

### *3.3.2.b - Couverture semi-lourde*

Elle est destinée à supporter des charges moyennes en surface n'excédant pas 15 kPa (environ 0,5 m de terre, avec charge piétonne), ou permettre un passage piéton. Elle peut être constituée d'une dalle en béton armé sur appuis, ou de la traverse supérieure d'un portique ou d'un cadre ; dans ce cas elle sert aussi à butonner les piédroits.

### *3.3.2.c - Couverture lourde*

Une couverture lourde est celle qui peut supporter une circulation routière ou une charge de remblai pouvant atteindre 2 m de terre, (40 à 50 kPa), voire plus. Pour des hauteurs de remblai plus importantes, il y a lieu d'envisager la possibilité de rehausses avec au besoin une dalle intermédiaire.

En cas de récupération de l'emprise pour un aménagement de type espace vert, il faut porter l'attention sur la pente transversale (1,5 % à 2,5 %) pour l'écoulement des eaux et veiller à avoir une bonne étanchéité de la dalle, qui puisse résister aux agressions des racines.

Il convient d'insister une fois encore sur la nécessité de bien connaître dès le début du projet la destination et l'usage qui sera fait de la dalle de couverture.

## **3.3.3 - Les couvertures sur appuis simples**

D'une manière générale et d'un point de vue structurel, il est possible de concevoir pour une tranchée couverte une structure constituée d'une couverture de type tablier de pont-dalle ou de pont à poutres préfabriquées sur appuis simples. La couverture s'appuie sur des culées à mur de front ou des piédroits (constituées de parois moulées par exemple). Les conditions générales d'emploi et les principales caractéristiques de ces deux types de couvertures sont présentées ci-après (§ 3.3.3a et 3.3.3b).

Dans leur emploi en tranchées couvertes, il y a lieu toutefois de tenir compte également des particularités de ces ouvrages, telles que :

- \* leur grande longueur vis à vis de leur ouverture, la répartition des travées (ou "balancement" de l'ouvrage) pour laquelle on ne dispose généralement d'aucune liberté,
- \* la profondeur de l'ouvrage ou sa complexité parfois (qui peuvent conduire à prévoir, localement du moins, des structures particulières avec dalles intermédiaires),

- \* les charges de remblai à supporter qui peuvent être très importantes,
- \* ou encore les dispositions et les contraintes particulières liées à l'exploitation de l'ouvrage (ventilation mécanique et dispositions de génie civil qui peuvent en découler, exigences vis à vis de la tenue au feu, étanchéité, entretien et au besoin remplacement des appareils d'appui,...).

Ces particularités font qu'en pratique, les structures constituées d'une couverture sur appuis simples ne peuvent généralement convenir que dans des cas d'ouvrages simples (ouvrages très peu enterrés, ne nécessitant pas une ventilation mécanique, supportant des voies de circulation ou des aménagements paysagers avec une faible couverture de terre...) ou dans des situations particulières (couverture d'une tranchée en service par exemple - cf. § 3.3.3.b ci-après).

Dans les autres cas, on sera souvent conduit à privilégier l'emploi de structures du type portiques ou cadres (cf. § 3.3.4 et 3.3.5), de conception plus rustique, qui permettent généralement de mieux répondre à ces particularités, et sont susceptibles aussi de limiter davantage les interventions sur l'ouvrage en service.

De même, il est assez fréquent pour des tranchées couvertes que les contraintes d'emprise ou d'environnement, souvent sévères en site urbanisé, celles liées à la présence d'une nappe phréatique, ou encore celles liées aux conditions géotechniques conduisent à concevoir des appuis constitués de parois profondes. Il sera en général techniquement plus judicieux, et plus économique aussi dans ces cas, d'opter pour une solution de type portique qui permet de faire bénéficier ces parois d'un butonnage en tête.

### *3.3.3.a - Dalles en béton armé ou précontraintes*

Lorsqu'une solution de type couverture sur appuis simples est envisageable, une solution de dalle en béton armé peut convenir si la portée principale n'excède pas une quinzaine de mètres environ ; c'est généralement une dalle dont l'élancement (rapport de l'épaisseur à la portée principale) est de l'ordre de 1/20 ou 1/25 (selon qu'il s'agit d'une travée indépendante ou de travées continues, et en l'absence de surcharge significative de remblai).

Pour des portées principales plus importantes (jusqu'à 20 à 25 mètres au plus), et toutes choses égales par ailleurs, une solution de dalle pleine précontrainte, légèrement plus élancée, s'avère mieux adaptée. Au-delà de 25 mètres environ, une conception de dalle nervurée peut être envisagée.

À leurs extrémités, les dalles sont posées sur des piédroits ou culées qui sont le plus souvent constitués de murs de soutènement classiques en béton armé ou de parois (souvent ancrées dans ce cas, la dalle ne pouvant assurer leur butonnage).

Ces structures peuvent s'apparenter aux ponts - dalles, et l'on pourra le cas échéant se reporter aussi au document du SETRA les concernant, intitulé "Ponts dalles - guide de conception" (SETRA - 1989), qui traite de manière détaillée de leur conception.

### 3.3.3.b - Couvertures à poutres préfabriquées

Pour les tranchées couvertes, les couvertures à poutres préfabriquées qui peuvent être envisagées sont le plus fréquemment celles constituées de poutres précontraintes par pré-tension (également dites précontraintes par adhérence). Cette structure de couverture recouvre une gamme de portées allant de 10 à 35 mètres (domaine privilégié entre 15 et 25 m). Elle présente un élancement de l'ordre de 1/20 ou 1/25, selon qu'il s'agit d'une travée indépendante ou de travées rendues continues, et en l'absence de surcharge significative de remblai.

Cette solution est mieux adaptée pour des ouvrages de largeur constante sur un linéaire important justifiant la préfabrication, et répond bien aux sujétions liées au maintien de circulation lorsqu'il s'agit de couvrir une trémie existante en service.

Toutefois, la couverture constitue pour la tranchée un plafond avec des creux pouvant former des nids à poussière et à suie ou gêner la ventilation dans le cas d'un système longitudinal. On peut y remédier partiellement en utilisant des poutres à larges ailes inférieures jointives de sorte à obtenir un plafond lisse.

Ces structures peuvent s'apparenter aux ponts - routes à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence (PRAD) et l'on pourra le cas échéant se reporter aussi au document du SETRA les concernant (SETRA - Septembre 1996), qui traite de manière détaillée de leur conception.



Figure 3.18

#### COUVERTURE À POUTRES PRÉFABRIQUÉES

### 3.3.4 - Les portiques ouverts

Le portique ouvert simple est constitué d'une traverse (ou dalle) supérieure, encadrée sur deux piliers verticaux. L'élançement de la traverse varie généralement entre 1/20 et 1/25, mais pour une portée donnée, on peut avoir une plus forte épaisseur de la traverse, notamment si l'ouvrage doit supporter une forte hauteur de terre. L'épaisseur de la traverse est couramment comprise entre 60 cm et 90 cm.

Les piliers des portiques ont des épaisseurs sensiblement équivalentes et sont fondés soit superficiellement sur semelles, soit sur pieux (cf. ci-après).

La portée peut atteindre 20 mètres pour un portique simple. Au-delà de cette valeur, il est préférable d'opter pour une conception de portique double, qui comprend un appui intermédiaire permettant de réduire la portée, et donc l'épaisseur de la traverse supérieure.

Ce type de structure est utilisé couramment pour les ponts (Passages Inférieurs en Portiques Ouverts et Portiques Ouverts Doubles), pour une gamme de portées comprises entre 10 et 20 mètres. Il fait l'objet d'un guide de conception détaillée ("Ponts - cadres et portiques - Guide de conception" - SETRA - décembre 1992) auquel on pourra se reporter en cas de besoin.

Il est également utilisé assez couramment pour des tranchées couvertes de moyenne à grande portée, notamment lorsque la réalisation de l'ouvrage peut s'effectuer dans de bonnes conditions et que les qualités du sol permettent de les fonder superficiellement.

En cas de forte profondeur de la chaussée, il est possible de prévoir la réalisation d'une dalle intermédiaire, pour éviter des piliers trop hauts (et trop fortement sollicités en flexion) et une hauteur de remblai de couverture trop importante sur l'ouvrage. L'impact de l'action pondérale des terres de couverture sur la structure et ses fondations peut être également réduit en utilisant des remblais légers.

Une conception de portique ouvert suppose généralement qu'il n'y ait pas de nappe phréatique au-dessus du niveau de la chaussée en phase définitive, ou du moins que le niveau de celle-ci soit suffisamment bas et les terrains concernés suffisamment peu perméables pour que des solutions de drainage derrière les piliers et sous chaussée puissent trouver des solutions économiquement acceptables.

Pour ce qui concerne la réalisation, les conditions les plus favorables se rencontrent lorsque l'emprise disponible en phase travaux et les conditions particulières d'environnement permettent l'ouverture d'une fouille simplement talutée. Dans les cas contraires, il est nécessaire soit de procéder au blindage provisoire des fouilles (par exemple par parois berlinoises, rideaux de palplanches, parois clouées...), ce qui peut augmenter sensiblement le coût de l'ouvrage et les délais de réalisation de celui-ci, soit de passer à une autre conception de la structure (de type portique sur parois par exemple - cf. § 3.3.6).



Figure 3.19

**RÉALISATION D'UN PORTIQUE OUVERT DOUBLE  
DANS UNE FOUILLE BLINDÉE PAR DES PAROIS CLOUÉES**

*Les portiques ouverts sur semelles* demandent que les caractéristiques des sols de fondation soient suffisamment bonnes pour permettre de fonder superficiellement les piédroits (pression admissible minimale en service de 0,3 MPa environ, et bonne raideur car les tassements différentiels admissibles par la structure sont faibles). Lorsque cela n'est pas le cas, et que des substitutions ou des purges locales ne permettent pas d'y remédier, il peut être envisagé de procéder au traitement préalable du sol de fondation pour renforcer suffisamment et durablement ses qualités. Il y aura lieu toutefois de bien s'assurer de la faisabilité et de l'efficacité des solutions pressenties.

Lorsque la présence de sols de qualités médiocres ou compressibles ne permet pas de fonder superficiellement les piédroits de l'ouvrage, il sera le plus souvent nécessaire de passer à une conception de *portique sur pieux*. Il s'agit généralement de pieux forés ou de barrettes de fondation réalisés à partir du fond de fouille de la tranchée.

Toutefois une telle solution de portique sur pieux, qui peut s'avérer parfois bien adaptée pour des ouvrages réalisés en remblai (portiques réalisés en élévation, au dessus du terrain naturel), n'est pratiquement jamais utilisée pour des tranchées couvertes construites "en déblai" (sous le terrain naturel), comme cela est très généralement le cas. Dans de telles situations en effet, il est souvent plus économique de concevoir un portique dont les piédroits sont constitués de parois de soutènement (de type parois moulées par exemple, continues ou non) directement réalisées depuis le terrain naturel et qui, prolongées dans le terrain sous-jacent jusqu'à un niveau suffisamment résistant, assurent également la portance de l'ouvrage (cf § 3.3.6 ci-après).

Cette disposition s'avère encore plus justifiée si la réalisation d'un portique sur pieux nécessite par ailleurs de procéder au blindage des fouilles, ce qui a pour conséquence directe d'accroître sensiblement le coût et les délais de réalisation de l'ouvrage (donc s'il y a lieu, les délais de rétablissement de voies portées, voire la durée de certaines nuisances liées aux travaux).

### 3.3.5 - Les cadres fermés

Le cadre fermé est une structure constituée d'un radier et d'une dalle pleine encastrés sur deux piliers latéraux généralement de même épaisseur. L'encastrement des traverses sur les piliers se fait en général par l'intermédiaire de goussets.

Ce type d'ouvrage est utilisé couramment pour les ponts (Passages Inférieurs en Cadres Fermés) de portée modeste, de l'ordre d'une douzaine de mètres au plus, notamment lorsque se posent des problèmes de portance du sol de fondation (contraintes admissibles de l'ordre de 100 ou 150 kPa). Il fait l'objet d'un guide de conception détaillée ("Ponts - cadres et portiques - Guide de conception" - SETRA - décembre 1992) auquel on pourra se reporter en cas de besoin.

Pour les tranchées couvertes, on y a également souvent recours, y compris pour de bons sols de fondation, et pour des portées bien plus importantes, jusqu'à 20 à 25 m en cadre simple et au-delà en cadre double. Il s'agit en effet d'une structure rustique, de faible encombrement, bien adaptée pour supporter (et transmettre au sol de fondation) des charges de remblai et, surtout, bien adaptée pour répondre aux problèmes liés à la présence d'une nappe dont le niveau peut être situé bien au-dessus de celui de la chaussée.

Par ailleurs, ce type de structure est bien adapté pour des sections complexes, comprenant par exemple des dalles intermédiaires ou une distribution particulière de voiles intermédiaires, des galeries de ventilation latérales ou sous couverture, des bossages,...

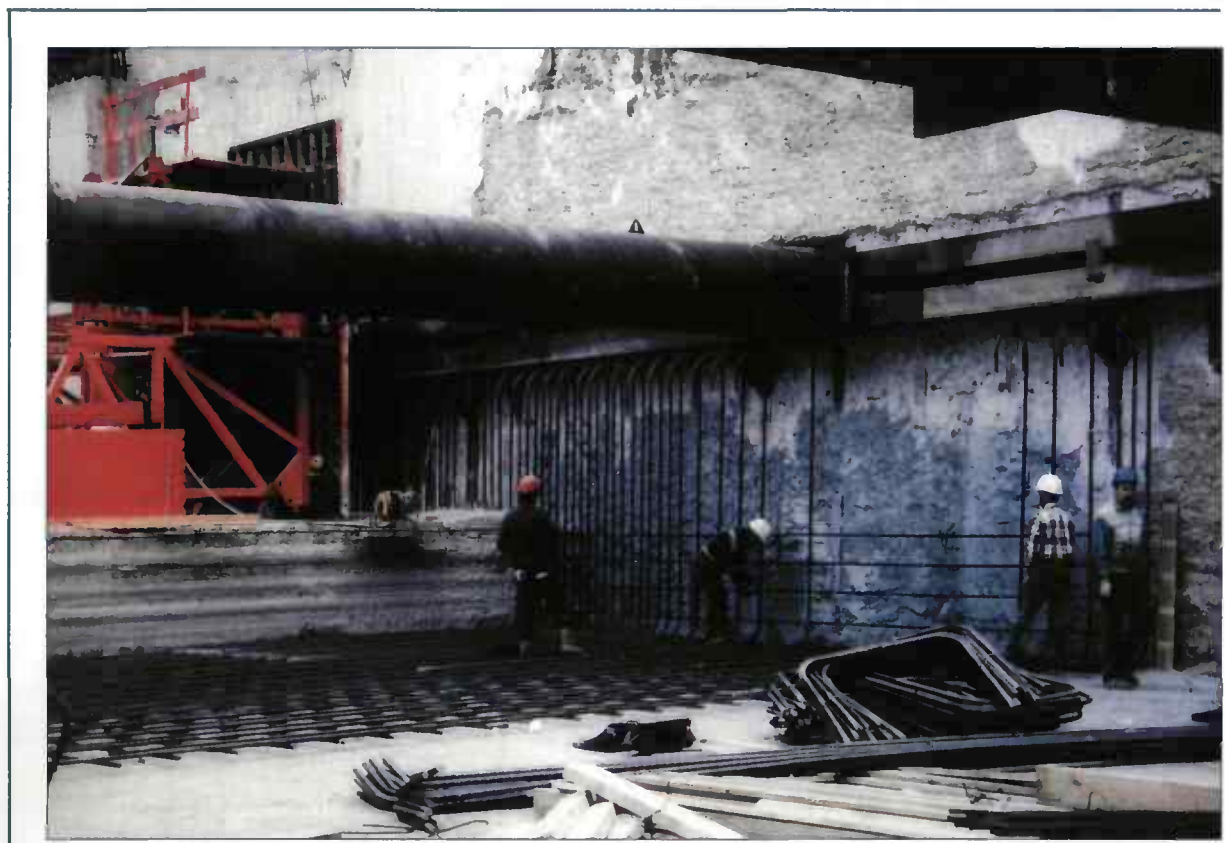
Comme pour les portiques ouverts, la réalisation d'une dalle intermédiaire peut être envisagée, pour permettre de superposer les chaussées (cas courant au droit d'échangeurs notamment), ou en cas de forte profondeur de l'ouvrage, pour réduire la hauteur des piliers et la charge de remblai que doit supporter l'ouvrage.

Une structure en cadre fermé s'inscrit souvent dans le prolongement d'une structure en cuvelage pour les trémies d'accès. Elle est bien plus apte que celle-ci à résister par son propre poids aux sous-pressions (compte tenu de la traverse et des charges de remblai éventuelles). Il est néanmoins possible en cas de besoin d'adopter des dispositions analogues à celles des cuvelages pour faire face au problème de soulèvement (notamment légers débords du radier ou léger lest sur radier, ou ancrage de celui-ci par tirants, clous ou micropieux verticaux). À cet égard, on pourra donc utilement se reporter au paragraphe 3.2.3 - Traitant des cuvelages étanches.



Comme pour les autres types d'ouvrages décrits précédemment, les conditions de réalisation de l'ouvrage les plus favorables se rencontrent naturellement lorsque l'emprise disponible, les conditions particulières d'environnement et hydrogéologiques (niveau de la nappe suffisamment bas pendant les travaux) permettent l'ouverture d'une fouille simplement talutée. Dans les cas contraires, il sera le plus souvent nécessaire soit de procéder au blindage provisoire des fouilles (par exemple par parois berlinoises, rideaux de palplanches, parois clouées...), ce qui peut augmenter sensiblement le coût de l'ouvrage et les délais de réalisation de celui-ci, soit de passer à une autre conception de la structure (cf. § 3.3.6 et 3.3.7 ci-après).

Cette dernière possibilité s'impose généralement lorsque des contraintes de site sévères (emprise, présence de constructions,...) et/ou la présence d'une nappe haute en phase travaux conduisent à concevoir un blindage constitué de parois rigides et "étanches", du type parois moulées ou préfabriquées par exemple, qui pourront constituer les piédroits de l'ouvrage définitif.



**Figure 3.20**

**CADRE ET CUELVAGE RÉALISÉS DANS UNE FOUILLE BLINDÉE BUTONNÉE**

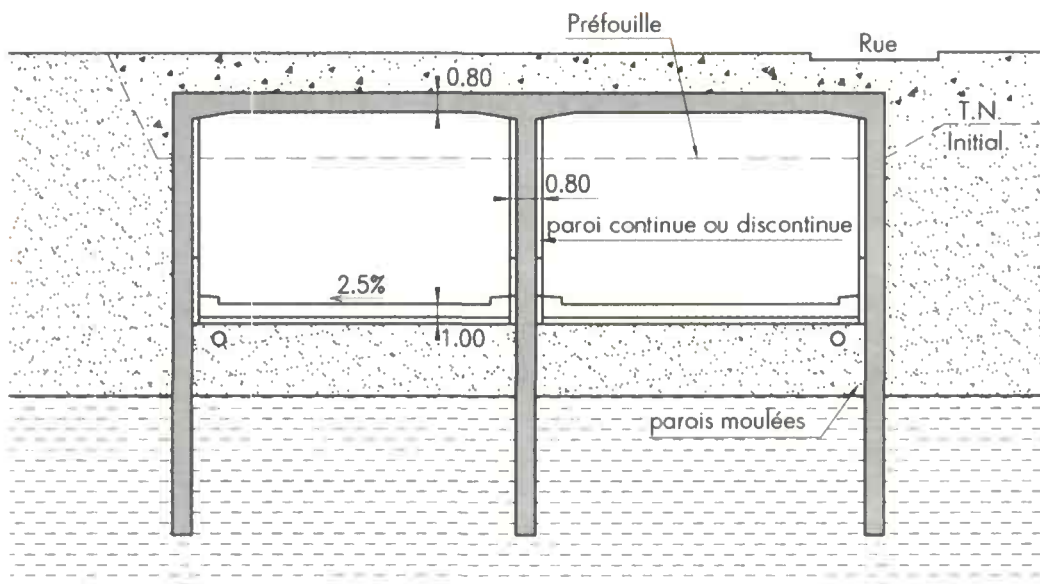


Figure 3.21  
**PORTIQUE DOUBLE SUR PAROIS MOULÉES**

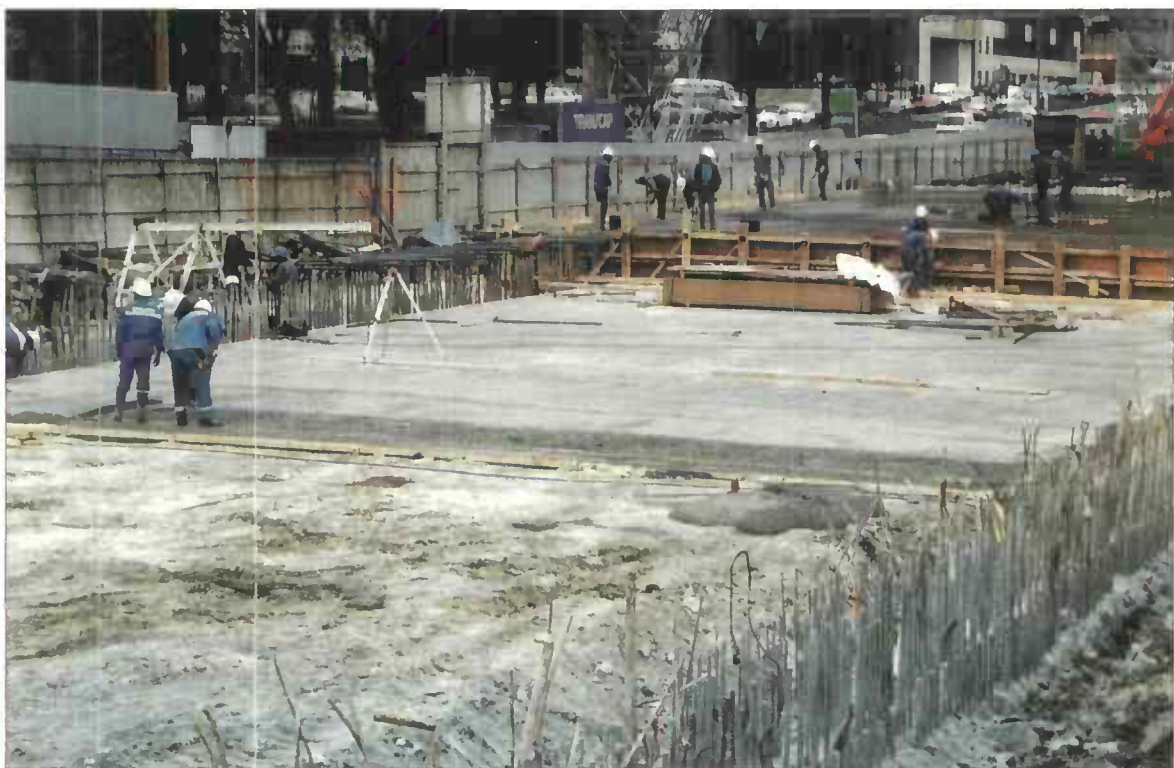


Figure 3.22  
**RÉALISATION D'UNE DALLE ENCASTRÉE SUR PIEDROITS EN PAROIS MOULÉES**

### 3.3.6 - Les portiques sur parois ou rideaux

#### 3.3.6.a - Portique sur parois moulées ou préfabriquées

Ce type de portique est constitué d'une dalle de couverture encastrée sur deux piédroits continus en parois moulées ou en parois préfabriquées. Les parois servent de soutènement en phase provisoire (blindage de la fouille durant l'excavation) et sont intégrées à la structure définitive, dans laquelle elles assurent le rôle de piédroits et celui de fondation profonde.

Le paragraphe 3.2.2.b renseigne sur les principales caractéristiques et les conditions générales d'emploi de ces parois, et l'on pourra donc s'y reporter en cas de besoin.

Ce type de structure est assez couramment employé pour des tranchées couvertes, dans la mesure où il répond bien notamment :

- ★ aux contraintes d'environnement qui se posent souvent pour ces ouvrages, et notamment en site urbain (emprise réduite, présence de constructions diverses, sujétions liées au maintien de voies en circulation...);
- ★ à la présence de nappes, moyennant, au besoin, quelques aménagements ;
- ★ aux contraintes géotechniques, les parois moulées pouvant être réalisées dans pratiquement tous les types de sol.

Il convient en portique simple dans la plupart des cas de tranchées pour des portées qui peuvent atteindre 20 à 25 m, l'encastrement permettant de réduire les moments en travée et donc l'épaisseur de la couverture. Pour de plus grandes portées, il convient d'opter pour le portique double. Dans ce cas, le piédroit central qui supporte la plus forte charge peut être ancré plus profondément que les autres, s'il en est besoin. En tout état de cause, le choix du type de structure et les principales dimensions de celle-ci dépendent également de la charge de remblai supportée par l'ouvrage.

Le portique sur parois est une solution particulièrement bien adaptée également en présence d'une nappe phréatique haute, aussi bien durant l'exécution des travaux qu'une fois l'ouvrage en service. En effet l'exécution des parois moulées s'accommode bien de la présence d'une nappe et, en cas de besoin, elles peuvent être descendues dans un horizon peu perméable naturel, ou créé artificiellement par traitement des terrains (cf. § 4.1.4), de manière à limiter suffisamment les venues d'eau en fond de fouille (durant les travaux) et sous chaussée (ouvrage en service). Une telle disposition peut toutefois constituer une gêne à l'écoulement naturel des eaux souterraines ("effet barrage") et imposer de prendre certaines mesures particulières pour en limiter les effets (cf. § 4.2.1.b).

Pour la réalisation de l'ouvrage, on peut adopter le terrassement dit "en taupe" qui consiste à réaliser la dalle de couverture après l'exécution des parois moulées, puis à terrasser en sous-œuvre. Ce mode d'exécution est particulièrement apprécié en site urbain où il permet de rétablir les aménagements de surface dans des délais courts, réduisant ainsi les nuisances sur l'environnement (y compris les nuisances sonores). Par ailleurs il permet généralement de s'affranchir des problèmes d'ancrage ou de butonnage des parois en phase provisoire, la dalle de couverture assurant ce rôle.



*Figure 3.23*  
**TERRASSEMENT EN TAUPE**



*Figure 3.24*  
**PORTIQUE SUR PAROIS  
PRÉFABRIQUÉES :  
RÉALISATION D'UN PIÉDROIT LATÉRAL**

Pour des raisons de coût, de facilité d'exécution ou de phasage des travaux, on adopte parfois un mode d'exécution plus classique, qui consiste à excaver à ciel ouvert. La dalle de couverture est alors réalisée sur cintres, après terrassements.

Dans ce mode d'exécution, la nécessité de limiter les déplacements en tête des parois (contrainte qui peut être extrêmement sévère à proximité de constructions) va presque systématiquement imposer l'ancrage ou le butonnage provisoire de celles-ci. Une telle disposition permet par ailleurs de réduire les dimensions des parois (épaisseur, longueur de fiche et ferrailage de celles-ci). Il y a lieu toutefois de s'assurer que l'ancrage ou le butonnage des parois est possible (cf. § 3.2.2.b).

Le portique sur parois préfabriquées est une structure bien adaptée à des situations où l'on cherche à limiter strictement l'emprise de l'ouvrage, les piédroits pouvant avoir une épaisseur de l'ordre de 40 cm. À épaisseur égale, la paroi préfabriquée permet en effet d'obtenir une résistance bien supérieure à celle d'une paroi moulée ; la préfabrication permet par ailleurs d'obtenir des parements de meilleure qualité et une cadence d'exécution plus élevée. Elle requiert toutefois plus souvent la présence de sols résistants, compte tenu d'une part de la hauteur plus limitée des panneaux (12 à 15 m environ), qui peut limiter la profondeur de fiche, et d'autre part de leur plus faible épaisseur (0.40 à 0.50 m), qui peut poser un problème de portance en cas de forte descente de charge.

Le paragraphe 3.2.2.b, auquel on pourra se reporter, précise les conditions générales d'emploi des parois préfabriquées. Il convient de souligner toutefois la possibilité qu'elles offrent également, malgré la hauteur limitée des panneaux, d'atteindre un horizon peu perméable profond (parois prolongées dans le sol par des parois dites "au coulis"), pour répondre aux problèmes de venues d'eau évoqués ci-dessus.

### *3.3.6.b - Portique sur piédroits de barrettes ou de pieux*

Dans ce type de portique, la dalle de couverture est encastrée sur deux piédroits en parois composites dont la structure résistante est essentiellement constituée de barrettes ou de pieux forés (cf. § 3.2.2.c). La continuité des parements vus est en principe assurée par un voile de béton armé coffré ou projeté.

Ce type de structure peut convenir particulièrement en présence de terrains durs rendant la réalisation de parois continues moins économique, et en principe en l'absence de nappe phréatique (ce qui n'empêche pas naturellement de devoir associer aux piédroits un dispositif de collecte et d'évacuation des eaux d'infiltration). Les barrettes ou les pieux constituant des appuis ponctuels, il est nécessaire, pour assurer correctement la liaison entre ceux-ci et la dalle de couverture, de réaliser une poutre de couronnement, souvent conséquente. Cette poutre assure par ailleurs la transmission des efforts de la dalle aux appuis.

Un portique sur parois composites est mal adapté si les piédroits sont fortement sollicités en flexion, cas toutefois rare compte tenu des conditions d'emploi évoquées ci-dessus (terrains durs et absence de nappe). Pour la même raison, il est également mal adapté pour recevoir une dalle intermédiaire, si la profondeur de l'ouvrage est importante par exemple.

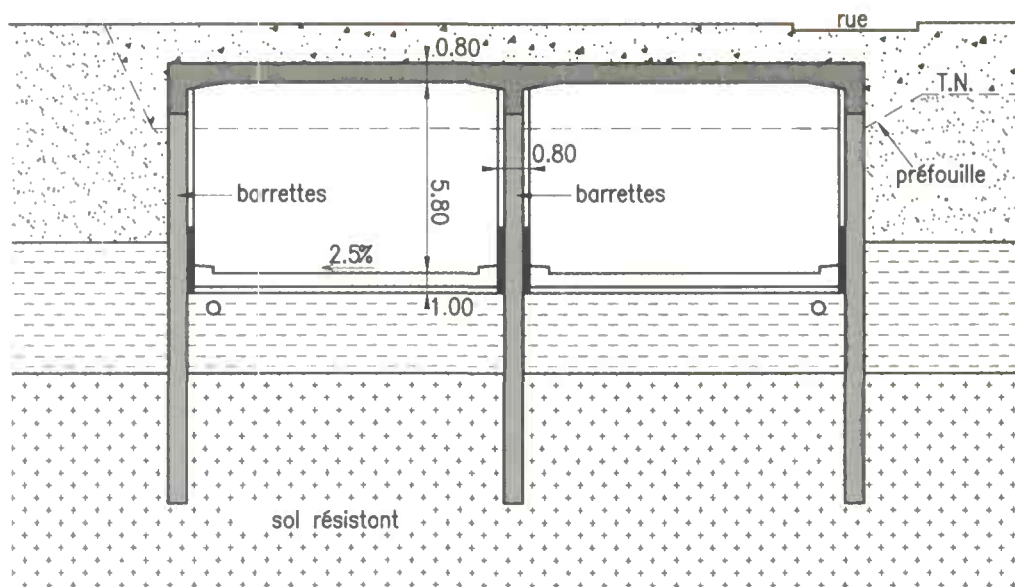


Figure 3.25  
**PORTIQUE SUR PIÉDROITS EN PAROIS COMPOSITES  
 (BARRETTES AVEC VOILE INTERMÉDIAIRE COULÉ EN PLACE)**

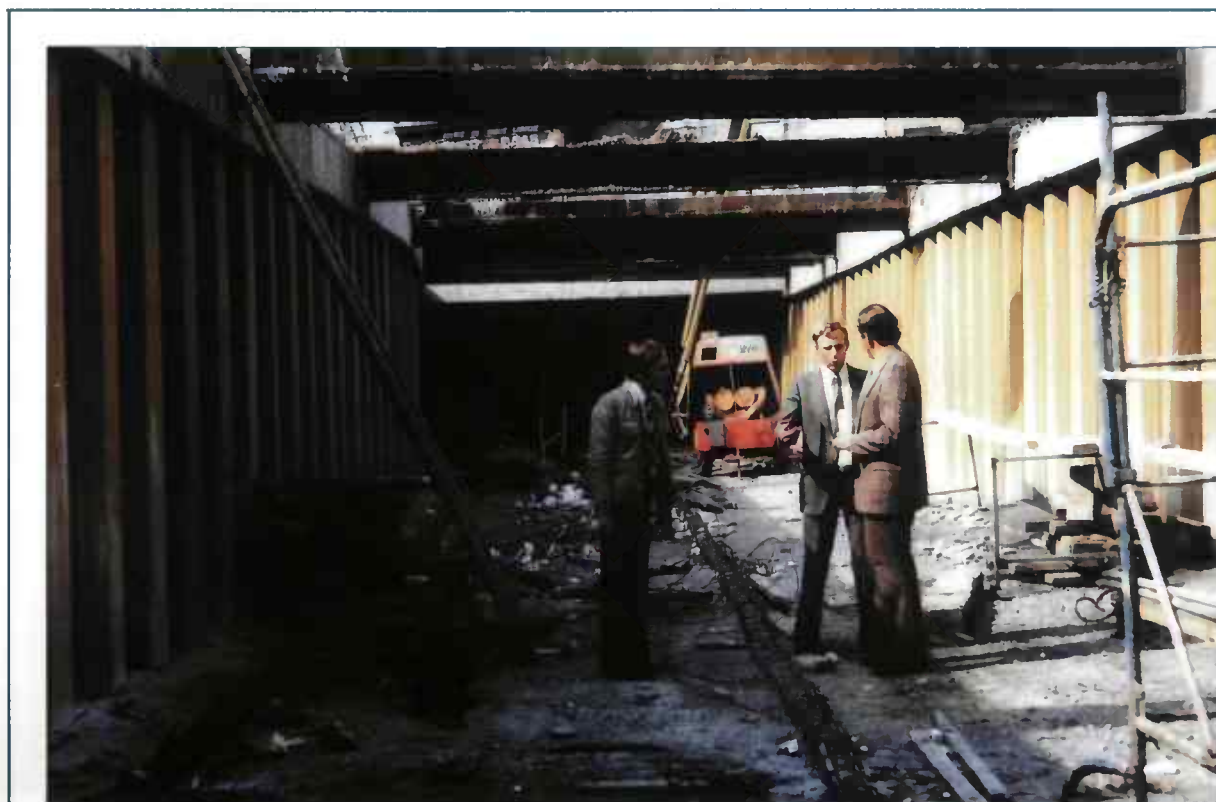


Figure 3.26  
**PORTIQUE SUR PIÉDROITS DE BARRETTES : RÉALISATION**

### *3.3.6.c - Portique sur piédroits en palplanches métalliques*

Ce type de portique est constitué d'une dalle de couverture encastrée sur deux piédroits eux-mêmes constitués de rideaux continus de palplanches métalliques. Des caissons de palplanches (plus longs que les palplanches, si nécessaire) peuvent être incorporés aux rideaux pour les rigidifier et/ou en améliorer la portance. Le paragraphe 3.2.2.d renseigne sur les principales caractéristiques et les conditions générales d'emploi des rideaux de palplanches métalliques, et l'on pourra donc s'y reporter en cas de besoin.

Une telle solution peut permettre de répondre à des problèmes d'emprise et à la présence d'une nappe phréatique, à condition toutefois que l'étanchéité des joints soit correctement traitée. Elle est souvent envisagée pour des ouvrages de portée modeste (environ une douzaine de mètres) et de hauteur faible à moyenne, comme c'est le cas notamment pour les passages souterrains à gabarit réduit (PSGR).



*Figure 3.27*

**OUVRAGE SOUTERRAIN AVEC PIÉDROITS EN PALPLANCHES MÉTALLIQUES**

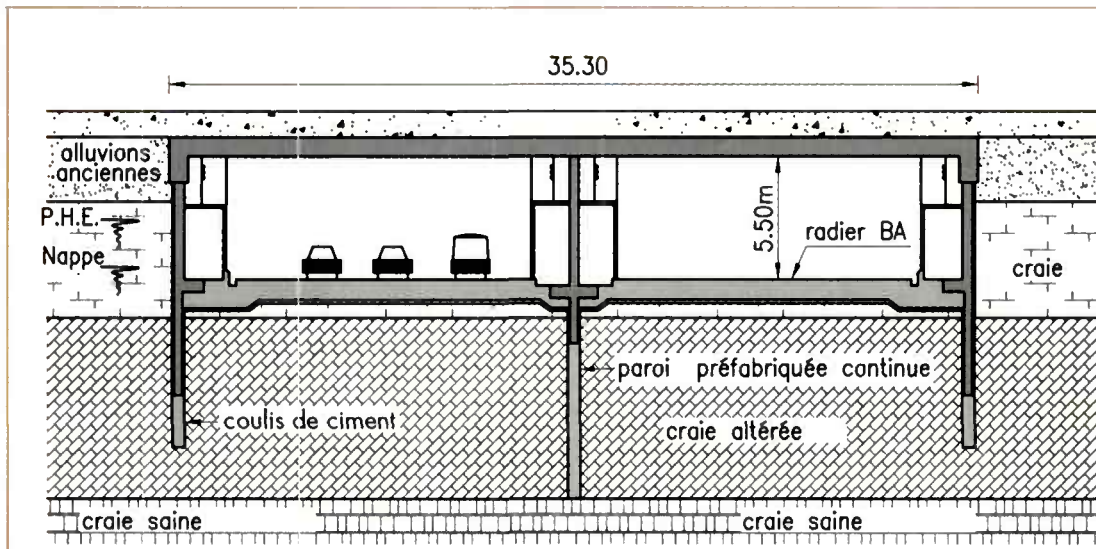


Figure 3.28

**PORTIQUE DOUBLE AVEC RADIER**



Elle peut convenir également dans certaines situations pour des tranchées couvertes, principalement pour des ouvrages de portée toujours modeste, de faible longueur, ne supportant s'il y a lieu qu'une faible charge de remblai (problème de portance des rideaux) et ne nécessitant pas de ventilation mécanique.

Ce dernier point tient principalement au fait que d'une part les dispositions de génie civil liées à une ventilation mécanique peuvent conduire à augmenter sensiblement les dimensions intérieures de l'ouvrage (section droite), et que d'autre part la forme ondulée des profils de palplanches peut constituer une gêne à la ventilation. On pourra cependant y remédier en masquant les palplanches par un bardage lisse et si nécessaire insonorisant, ou mieux par un voile en béton légèrement armé coulé directement contre celles-ci.

Dans presque tous les cas, compte tenu des déplacements que les palplanches peuvent subir lors de terrassements à ciel ouvert, il sera indispensable soit de procéder au butonnage provisoire des rideaux en tête (souvent mieux adapté que l'ancrage par tirants précontraints, compte tenu de la portée généralement modeste de l'ouvrage), soit de procéder à des terrassements "en taupé". Enfin, il conviendra de porter une attention toute particulière à la liaison entre la dalle de couverture et les palplanches.

### 3.3.7 - Les portiques avec radier

Ce sont les mêmes structures que les portiques ouverts (en parois moulées ou en parois préfabriquées essentiellement) mais avec un radier en béton armé. Pour ce qui concerne les conditions générales d'emploi de ce type de structure, on pourra donc utilement se reporter au paragraphe 3.3.6.a ci-dessus.

La réalisation d'un radier peut se justifier par la nécessité de butonner l'ouvrage en partie basse (forte hauteur des piédroits, terrains de qualités médiocres,...) ou, plus souvent, par la présence d'une nappe (nappe phréatique ou nappe en charge) dont le niveau pour l'ouvrage en service se situe sensiblement au-dessus du niveau de la chaussée. Dans ce cas le radier, généralement encastré dans les piédroits, participe à la résistance aux sous-pressions et assure l'étanchéité de l'ensemble.

L'encastrement du radier dans les piédroits est bien adapté lorsque la charge d'eau à équilibrer est relativement faible (de l'ordre de 3 à 4 m au plus pour des ouvertures courantes de tranchée). Lorsque ce n'est pas le cas, l'épaisseur du radier peut devenir importante et son encastrement dans les piédroits s'avère difficile à réaliser. On peut alors envisager d'encastrement partiellement le radier dans les piédroits, de le "bloquer" par des corbeaux eux-mêmes encastrés dans les piédroits, ou encore, de l'ancrer dans les terrains sous-jacents à l'aide de micropieux, de clous ou de tirants d'ancrage. Cette dernière disposition est développée dans le paragraphe concernant les cuvelages (§ 3.2.3) auquel on pourra donc se reporter.

En règle générale, le radier et les parois à leur jonction avec celui-ci ne sont jamais parfaitement étanches, surtout s'ils sont soumis de manière permanente à une forte pression d'eau. Une bonne disposition pour se prémunir contre les effets d'éventuelles infiltrations d'eau consiste donc à prévoir systématiquement sur le radier une couche drainante permettant de collecter et d'évacuer ces eaux. Une telle disposition, qu'il est généralement aisé de concevoir au stade du projet, est souvent irréalisable une fois l'ouvrage en service, pour des problèmes de gabarit notamment.



*Figure 3.29*  
**OUVRAGE VOÛTÉ SIMPLE CONSTRUIT DANS UNE FOUILLE TALUTÉE**



*Figure 3.30*  
**OUVRAGE VOÛTÉ DOUBLE**

Les conditions de stabilité du fond de fouille durant les travaux, et la nécessité de réaliser le radier "à sec", pourront par ailleurs imposer d'adopter certaines dispositions d'exécution si le niveau de la nappe durant les travaux le justifie (prolongement des parois jusqu'à un horizon étanche, réalisation d'un "bouchon" de sol injecté,... cf. § 4.1.4).

### 3.3.8 - Les ouvrages voûtés

Ce sont des structures constituées d'une couverture voûtée en béton armé articulée ou encastrée sur des pénétrations latérales. L'ouvrage peut être coulé en place ou préfabriqué, en partie ou en totalité.

Les fondations, en principe toujours superficielles pour ce type d'ouvrage (semelles ou radier) sont adaptées en fonction de la portance du sol de fondation et de l'ouverture.

Ce type de structure convient essentiellement pour des ouvrages en remblai avec une forte hauteur de couverture de terre, ce qui est toutefois rarement le cas des tranchées couvertes, ou lorsque l'on recherche une homogénéité architecturale avec une section d'ouvrage voisin ou contiguë.

Il est utilisé pour des ouvertures qui peuvent atteindre 13 mètres environ. Au-delà, il convient généralement de passer à une conception de double voûte.

**Page laissée blanche intentionnellement**

# 4

## DISPOSITIONS LIÉES À LA PRÉSENCE DE NAPPES SOUTERRAINES

La présence d'eau dans le sol (nappes souterraines), même à relativement grande profondeur, bien au dessous de la ligne rouge par exemple, est un paramètre qui peut avoir une importance toute particulière tant pour l'exécution de l'ouvrage que pour sa conception et son dimensionnement. Par ailleurs, la construction même de l'ouvrage n'est généralement pas sans conséquence sur l'hydrogéologie locale (écoulement des nappes souterraines et modification des niveaux), et donc sur l'environnement et sur les constructions voisines.

La présence de nappes souterraines peut donc nécessiter la mise en œuvre de moyens de reconnaissance des sols et des nappes spécifiques (cf. Chapitre 7) et le lancement d'études particulières dès les premières phases d'élaboration du projet (et notamment définition des niveaux caractéristiques des nappes souterraines, étude de l'effet barrage éventuel et de l'efficacité des dispositions envisagées pour l'annuler ou le réduire à un seuil reconnu acceptable, estimation des débits,...).

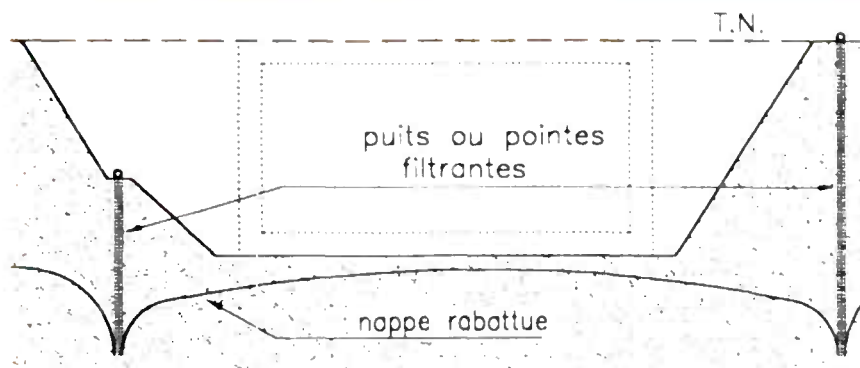
Ce paragraphe traite des principaux problèmes que peut poser la présence des nappes sur l'exécution et sur la conception de l'ouvrage, et les principales solutions qu'il est possible d'envisager dans les différentes situations rencontrées.

Il convient toutefois d'insister sur le fait que la conception de l'ouvrage est étroitement liée aux dispositions envisagées vis à vis des problèmes posés par l'eau durant les travaux, et qu'il s'agit donc de problèmes à traiter dans leur globalité, en tenant compte aussi, naturellement, des autres données et contraintes du projet.

### 4.1 - AU NIVEAU DE L'EXÉCUTION DES OUVRAGES

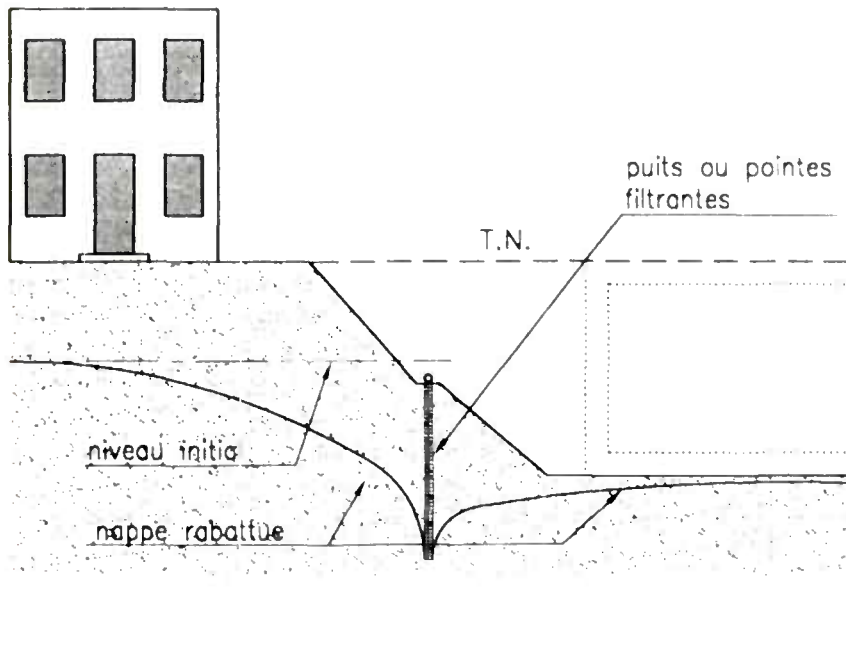
En règle générale les ouvrages sont exécutés à sec, c'est à dire à l'abri de l'eau des nappes, et cela aussi bien pour ce qui concerne les terrassements que pour les ouvrages ou parties d'ouvrages en béton armé (autres que les pieux et les parois moulées par exemple, qui peuvent être exécutés sous le niveau des nappes). Aussi, la présence de nappes d'eau dans le sol à un niveau supérieur à celui du fond de fouille durant l'exécution des travaux peut-elle conduire soit à rabattre ces nappes, soit à s'en protéger par la réalisation d'enceintes ou de structures étanches. Ces structures peuvent être provisoires (blindages de fouille), et n'avoir un rôle que durant l'exécution des travaux. Elles peuvent être définitives et sont généralement conçues dans ce cas pour constituer directement les piédroits latéraux de l'ouvrage à réaliser.

Il faut souligner par ailleurs que la présence de nappes profondes en charge, même lorsque leur toit est situé à un niveau très inférieur à celui du fond de fouille, peut imposer d'adopter des dispositions particulières d'exécution, comme la réalisation de puits de décharge (cf. § 4.1.4.).



incidences (éventuelles)  
sur l'environnement

⇒ tassement des constructions  
voisines, évacuation des eaux...



**Figure 4.1**

**RABATTEMENT DE NAPPE**

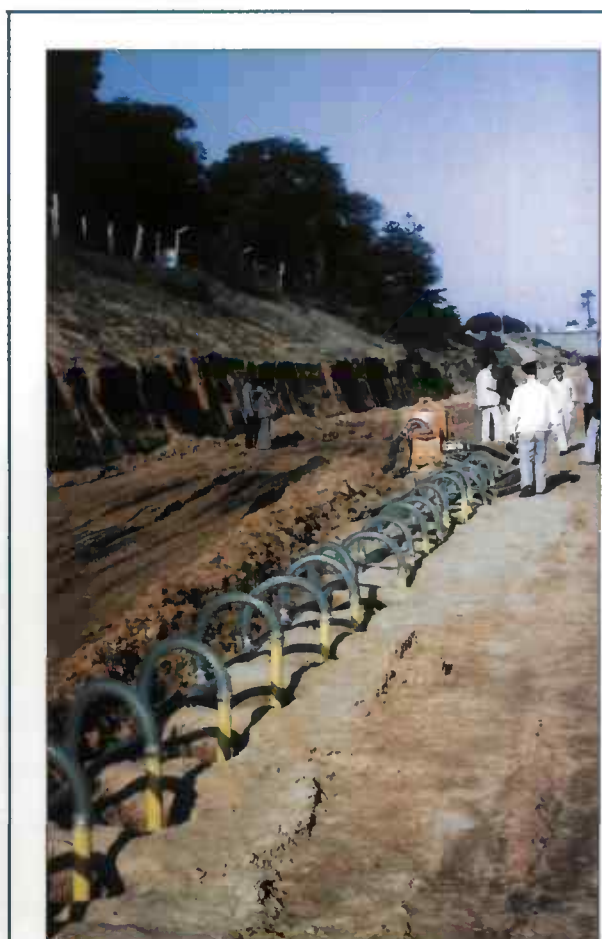
**NB :**

Il serait souhaitable, naturellement, de choisir la période d'exécution des travaux de manière à minimiser l'importance des problèmes d'exécution liés à la présence des nappes souterraines. Toutefois, en matière de tranchées couvertes, la durée des travaux s'étalant souvent sur une longue période, ce choix ne pourra concerner en pratique que les parties d'ouvrages les plus critiques vis à vis de ces problèmes. En tout état de cause, lorsque des remontées d'eau sont à craindre durant la période d'exécution des travaux, il convient d'en apprécier les conséquences et de s'assurer que des dispositions sont prises, ou pourront l'être en temps utile, pour y répondre au mieux (fût-ce même d'accepter de noyer les fouilles).

#### **4.1.1 - Rabattement de la nappe**

Le rabattement de la nappe phréatique est une solution qui peut être envisagée pour "travailler à sec" lorsqu'il est possible de réaliser l'ouvrage à l'intérieur d'une fouille talutée, comme cela est souvent le cas en l'absence de problèmes d'emprise (site non urbanisé essentiellement, environnement non sensible).

Ce rabattement peut être effectué de manière naturelle si les terrains concernés sont très peu perméables (argiles, marnes,...) ou à l'aide de puits ou de pointes filtrantes dans le cas contraire. Le choix du procédé dépend notamment de la nature, de la perméabilité des terrains concernés, et de la hauteur de rabattement recherchée.



*Figure 4.2*

**RABATTEMENT DE NAPPE  
PAR POINTES FILTRANTES**

Les pointes filtrantes sont mieux adaptées dans des sols fins (sables fins, limons, de perméabilité moyenne à faible, entre  $10^{-6}$  et  $10^{-4}$  m/s au plus), lorsque la hauteur de rabattement recherchée est modeste (2 à 5 m environ). L'emploi de puits s'avère généralement mieux adapté pour des rabattements de grande hauteur dans des terrains de perméabilité moyenne à forte (supérieure à  $10^{-5}$  m/s environ). En tout état de cause, le rabattement dans la plupart des cas sera pratiquement impossible dans des terrains très ouverts, tels que des graves par exemple (débits d'exhaure beaucoup trop importants).

Le rabattement de nappe est une solution à laquelle il sera difficile aussi de recourir en site fortement urbanisé et, d'une manière plus générale à proximité de constructions, d'ouvrages ou de voies de circulation, en raison des tassements qu'il peut engendrer.

#### 4.1.2 - Réalisation à l'abri d'une enceinte étanche (parois d'étanchéité)

La réalisation de l'ouvrage à l'abri d'une enceinte étanche fermée est une solution alternative au rabattement de nappe, qui peut être envisagée par exemple lorsque la perméabilité des sols ou la présence de constructions ou d'infrastructures sensibles aux tassements rendent le rabattement inadaptable.

L'enceinte étanche peut être implantée dans le talus ou à l'arrière de celui-ci (figure 4.3). Elle peut être constituée par des rideaux de palplanches ou, bien plus couramment, par des parois d'étanchéité, en coulis d'argile-ciment par exemple. Celles-ci sont également appelées "parois souples" par opposition aux parois rigides en béton.

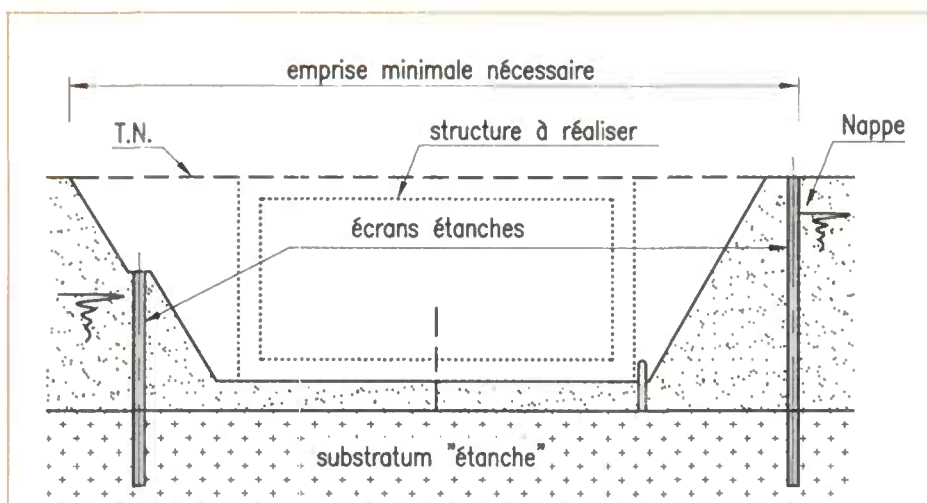


Figure 4.3

**RÉDUCTION DES VENUES D'EAU PAR UNE PAROI D'ÉTANCHÉITÉ SE REFERMANT SUR UN SUBSTRATUM PEU PERMÉABLE**



Une solution d'enceinte étanche ne peut être envisagée en pratique qu'en présence d'un horizon très peu perméable à faible profondeur dans lequel les parois pourront se ficher, pour assurer également l'étanchéité du fond de fouille. Si un tel horizon très peu perméable n'existe pas, il est possible de le créer par injection du terrain, si la nature et les caractéristiques de celui-ci permettent de le faire dans des conditions économiques acceptables, ce qui est toutefois rarement le cas pour des fouilles larges.

Cette solution d'enceinte étanche, comme d'ailleurs celle de rabattement de la nappe, présente l'inconvénient de nécessiter des fouilles talutées (les parois d'étanchéité n'ayant pas la résistance requise pour soutenir les terres, contrairement aux blindages de fouilles, évoqués ci-après), ce qui impose de pouvoir disposer d'une emprise importante. Elle peut toutefois présenter un réel intérêt pour des structures complexes de forte étendue englobant plusieurs ouvrages juxtaposés, comme cela est parfois le cas pour des échangeurs souterrains. Dans de telles situations, elle est souvent combinée à des blindages de fouilles (provisoires ou intégrés - cf. ci-après).

#### **4.1.3 - Réalisation à l'abri d'un blindage de fouille étanche**

La solution généralement la mieux adaptée pour réaliser des structures classiques de type cadre ou portique lorsque se posent aussi des problèmes d'emprise (cas assez courant pour les tranchées couvertes) consiste à réaliser l'ouvrage à l'abri d'un blindage de fouille provisoire étanche et résistant, qui soutient les terres et épouse au plus près les contours de la structure définitive.

Ce blindage de fouille peut être constitué par exemple de rideaux de palplanches métalliques, de parois de coulis armées de profilés métalliques, ou encore de parois moulées dans le sol. Pour des raisons économiques (et d'emprise parfois), ces dernières sont toutefois très rarement employées à titre uniquement provisoire dans les ouvrages routiers. L'emploi d'autres procédés, comme les parois de pieux forés sécants par exemple, est possible également, mais reste assez exceptionnel en France.

En règle générale, ces rideaux ou parois sont butonnés ou ancrés par des tirants d'ancrage précontraints (ce qui peut poser certains problèmes pour l'occupation, même temporaire, des tréfonds), sur un ou plusieurs niveaux selon la profondeur de la fouille. Dans tous les cas il s'agit là de dispositions provisoires, qui nécessiteront notamment de détendre les tirants précontraints.

Comme pour les enceintes étanches, cette solution de blindage de fouille ne peut être envisagée en pratique qu'en présence d'un horizon très peu perméable situé à faible profondeur, dans lequel ces rideaux ou parois pourront se ficher pour assurer l'étanchéité du fond de fouille. Si un tel horizon n'existe pas, il est toutefois possible de le créer par injection du terrain, si les caractéristiques de celui-ci permettent de le faire dans des conditions économiques acceptables. La profondeur et l'épaisseur du volume de sol ainsi traité (ou "bouchon" de sol injecté) sont alors définies pour que celui-ci puisse limiter à un seuil acceptable les débits d'exhaure et résister aux sous-pressions maximales susceptibles de se produire (en phase travaux, mais aussi une fois l'ouvrage en exploitation).



Figure 4.4

RÉALISATION DE L'OUVRAGE À L'ABRI  
D'UN BLINDAGE DE FOUILLE  
EN PALPLANCHES MÉTALLIQUES

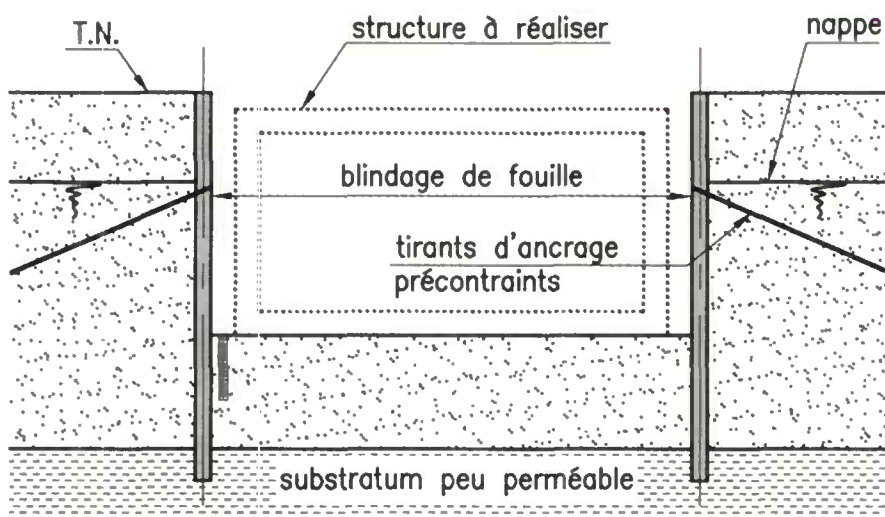


Figure 4.5

BLINDAGE DE FOUILLE ÉTANCHE SE REFERMANT SUR UN SUBSTRATUM PEU PERMÉABLE



*Figure 4.6*

**RÉALISATION D'UN BOUCHON DE SOL INJECTÉ DEPUIS LE TERRAIN NATUREL**

Une alternative à la réalisation d'un massif de sol injecté peut consister à couler un "bouchon" de béton immergé en fond de fouille, bouchon dont la hauteur est dimensionnée pour qu'il puisse résister aux sous-pressions maximales susceptibles de se produire. Si cette hauteur est importante il existe des solutions pour la réduire (comme par exemple l'ancrage du bouchon de béton, par des profilés battus en fond de fouille) ; mais d'une manière générale, pour les tranchées couvertes, les situations pour lesquelles la réalisation d'un bouchon de béton immergé, même de hauteur réduite, serait bien adaptée sont assez rares.

En tout état de cause, et comme cela est souligné en tête de ce chapitre, ce choix dépendra assez largement aussi des dispositions prévues à cet égard pour l'ouvrage définitif.

Dans certains cas les rideaux ou parois transversaux de fermeture de l'enceinte étanche pourront être constitués de simples parois souples d'étanchéité ou même d'écrans de sol injecté.

Les rideaux ou parois n'ayant ici qu'un rôle provisoire, on pourra envisager de les "récupérer" si cela est techniquement possible (arrachage de palplanches par exemple) et sans conséquences néfastes pour l'ouvrage lui-même ou les constructions et infrastructures voisines. Si cela n'est pas possible, ce qui est le cas le plus courant, il conviendra de s'assurer des conséquences de leur abandon (incidence sur les niveaux des nappes - cf. § 4.2.1., gêne pour la réalisation de travaux ultérieurs éventuels, notamment en cas de présence de tirants d'ancrage dans le sol,...).

Pour des raisons économiques évidentes, on cherchera alors, autant que faire se peut, à intégrer fût-ce partiellement ces structures à l'ouvrage définitif, en leur permettant d'assurer un rôle dans celui-ci (participation à l'étanchéité des piédroits, limitation des venues d'eau sous la chaussée ou sous le radier, éventuellement participation à la résistance des piédroits... cf. § 4.1.4 ci-après).

#### 4.1.4 - Réalisation à l'abri des piédroits latéraux de la structure définitive

Lorsque les conditions d'emprise et d'environnement imposent la réalisation d'un blindage de fouille étanche et résistant, une solution courante pour des ouvrages routiers consiste à concevoir et à dimensionner ce blindage de telle sorte qu'il puisse constituer directement tout ou partie de l'ouvrage définitif (parois de soutènement en trémie, piédroits en partie couverte - cf. § 3.3.6).

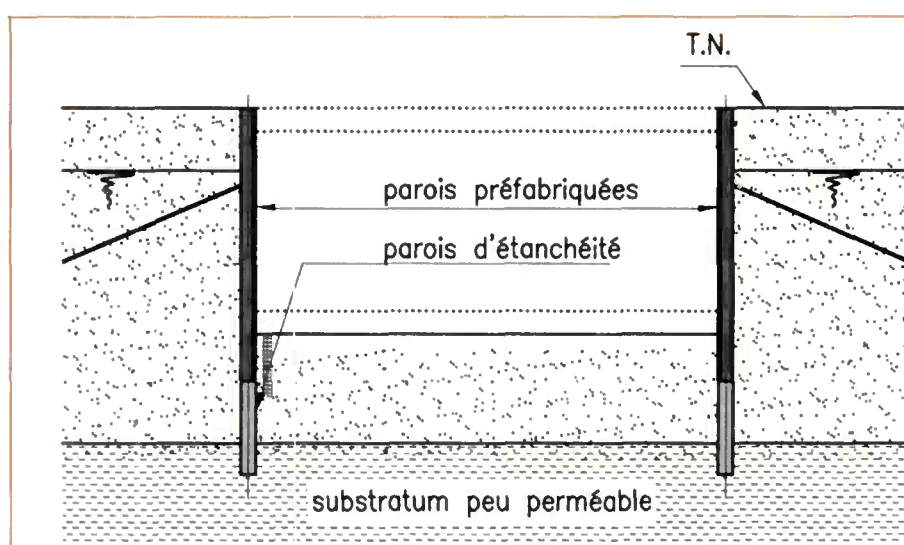


Figure 4.7

#### TERRASSEMENTS À L'ABRI DES PIÉDROITS LATÉRAUX DE LA STRUCTURE DÉFINITIVE

Comme pour les blindages de fouilles évoqués précédemment, cette solution ne peut être envisagée en pratique qu'en présence d'un horizon très peu perméable situé à faible profondeur, dans lequel ces rideaux ou parois pourront se ficher pour assurer l'étanchéité du fond de fouille. Si un tel horizon n'existe pas, il est néanmoins possible de le créer par injection du terrain, si les caractéristiques de celui-ci permettent de le faire dans des conditions économiques acceptables (ou, plus exceptionnellement, d'adopter une solution alternative qui consiste à couler un "bouchon" de béton immergé en fond de fouille - cf. § 4.1.3 ci dessus).

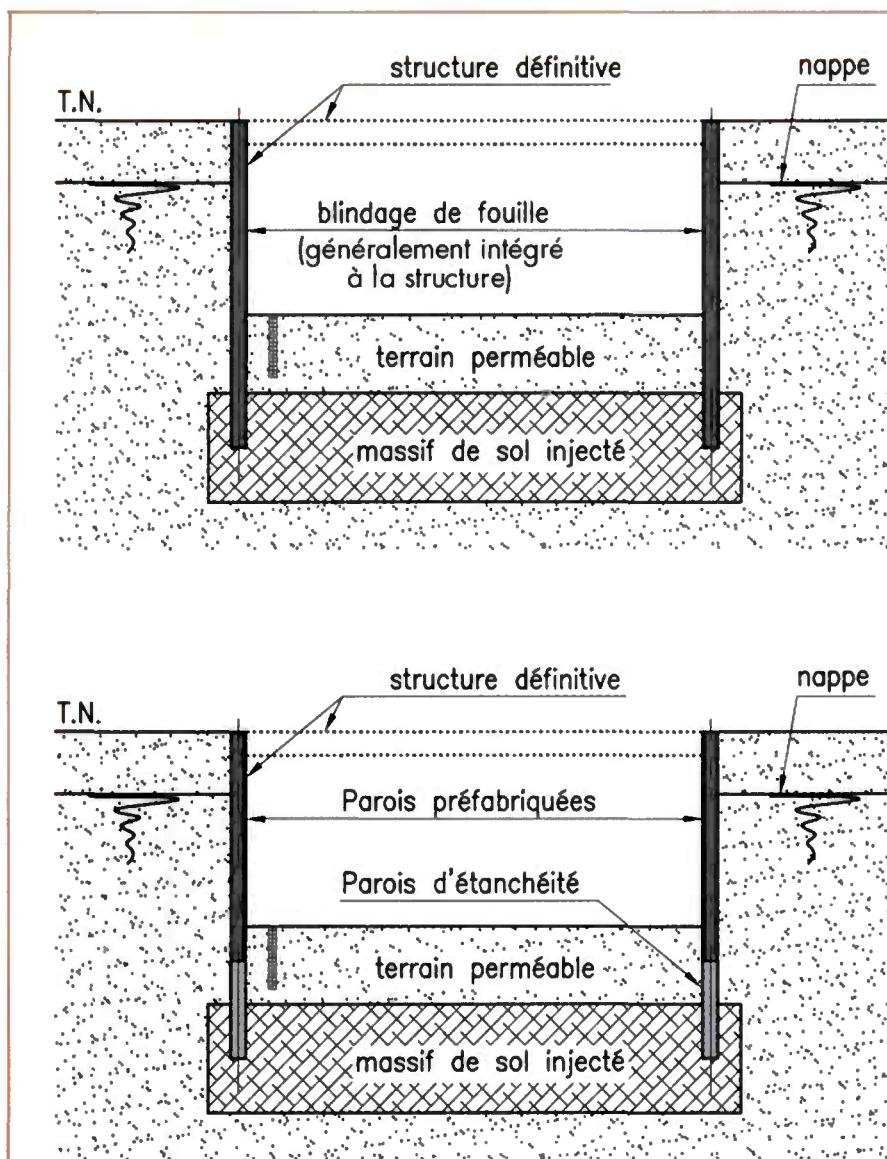


Figure 4.8

#### ÉTANCHEMENT DU FOND DE FOUILLE PAR INJECTION DU TERRAIN

En tout état de cause, et comme cela est souligné en tête de ce chapitre, ce choix dépendra assez largement aussi des dispositions prévues à cet égard pour l'ouvrage définitif.

Dans certains cas les rideaux ou parois transversaux de fermeture de l'enceinte étanche pourront être constitués de simples parois souples d'étanchéité ou même d'écrans de sol injecté.

Pour les piédroits, différentes solutions peuvent être envisagées :

\* Rideaux de palplanches ou parois descendues sur un horizon étanche

L'emploi de rideaux de palplanches métalliques est techniquement possible si les qualités des terrains et l'environnement permettent le fonçage de celles-ci. Toutefois cette solution, qui peut s'avérer assez bien adaptée pour des passages souterrains à gabarit réduit et/ou des ouvrages de faible longueur, convient généralement beaucoup moins pour les tranchées couvertes (cf. § 3.3.6.c).

L'emploi de parois moulées ou de parois préfabriquées, le plus souvent bien mieux adapté techniquement, est beaucoup plus courant (cf. § 3.3.6.a).

\* Parois préfabriquées prolongées par des parois d'étanchéité

Les parois préfabriquées en béton armé peuvent s'avérer bien adaptées lorsque leur hauteur totale n'excède pas douze à quinze mètres environ, et que la surface concernée est suffisamment importante.

Lorsque la hauteur nécessaire pour atteindre un horizon étanche dépasse cette valeur (ou qu'il n'est pas économique de prolonger les parois au delà de la hauteur de fiche strictement nécessaire mécaniquement), il est possible de concevoir de prolonger la fiche des parois préfabriquées par de simples parois d'étanchéité.

En pratique, cela consiste à prolonger les excavations des parois jusqu'à cet horizon étanche puis à y suspendre les parois préfabriquées (qui n'ont généralement dans ce cas que la hauteur mécanique nécessaire), et ce jusqu'à durcissement du coulis qui remplit les excavations. Il convient toutefois de s'assurer que ces parois d'étanchéité sous-jacentes généralement constituées d'un coulis de ciment sont bien en mesure d'offrir la portance requise.

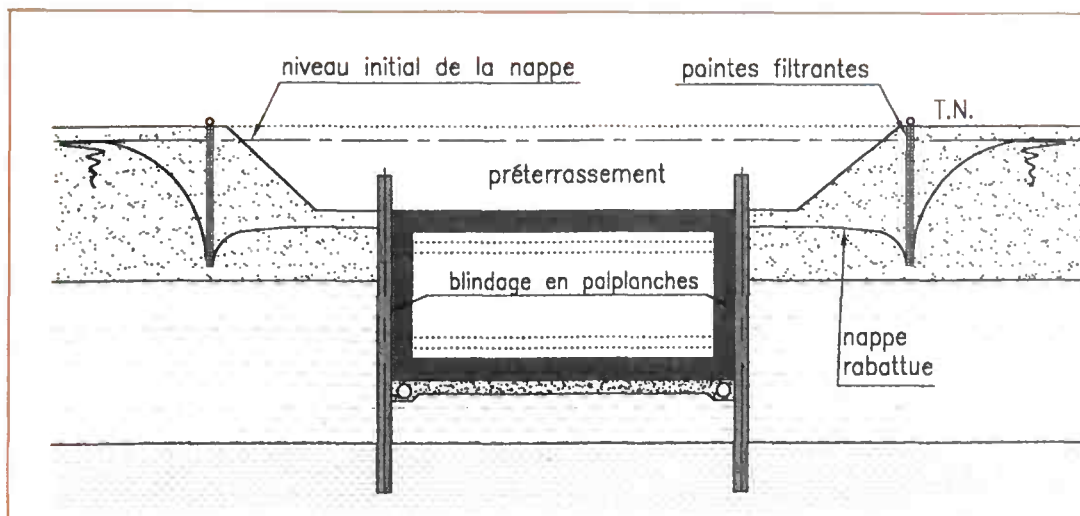
\* Parois moulées ou préfabriquées prolongées par une "jupe" de sol injecté

Lorsque la profondeur de l'horizon étanche (terrain en place peu perméable ou "bouchon" de sol injecté) est importante en regard de contraintes d'ordre technique (hauteur maximale de parois préfabriquées par exemple) ou économiques (coût excessif du prolongement des parois au delà de la fiche mécaniquement nécessaire, dans des terrains durs et résistants par exemple), il est possible de prolonger la fiche des parois par des "jupes" de terrain traité par injection. Cette solution peut s'avérer bien adaptée lorsqu'il est envisagé de recourir aussi au traitement du sol par injection pour réaliser un "bouchon" étanche sous le fond de fouille.

#### 4.1.5 - Solutions mixtes

Lorsque l'ouvrage à réaliser est relativement profond il peut être envisagé, notamment si les conditions de sol et d'environnement le permettent, de recourir à des solutions qui combinent au mieux, pour le cas concerné, les différentes solutions évoquées ci-dessus.

L'une des combinaisons possibles consiste par exemple à procéder à un préterrassment jusqu'à la cote de la dalle de couverture, avec rabattement partiel de la nappe s'il y a lieu, puis à réaliser la structure elle-même, dans les conditions évoquées précédemment, à partir de la plate-forme ainsi créée (cf. figure 4.9).



**Figure 4.9**

**RABATTEMENT DE NAPPE ASSOCIÉ  
À UN BLINDAGE DE FOUILLE**

Une autre solution, souvent bien adaptée aux ouvrages complexes, consiste à réaliser une enceinte étanche qui combine au mieux parois souples provisoires d'étanchéité et parois rigides définitives en béton armé, en fonction des contraintes d'emprise.

**4.1.6 - Puits de décharge ou réseau de drains**

La présence d'une nappe profonde en charge sous le niveau du fond de fouille peut entraîner un soulèvement de celui-ci si la pression hydrostatique au niveau du toit de cette nappe est supérieure à la pression verticale totale des terres à ce même niveau. La solution la plus courante dans ce cas consistera à réduire cette pression hydrostatique, par exemple par pompage dans des puits de décharge (rabattement de la surface piézométrique de la nappe).

Si la perméabilité des terrains sous-jacents est trop faible pour que des puits puissent être suffisamment efficaces (sables fins argileux, limons...), il peut être envisagé de réaliser un réseau plus ou moins serré de drains verticaux. Il convient toutefois d'attirer l'attention sur le fait qu'une telle solution est délicate à réaliser correctement et nécessite une surveillance permanente, du moins durant les phases les plus critiques de l'exécution des travaux.

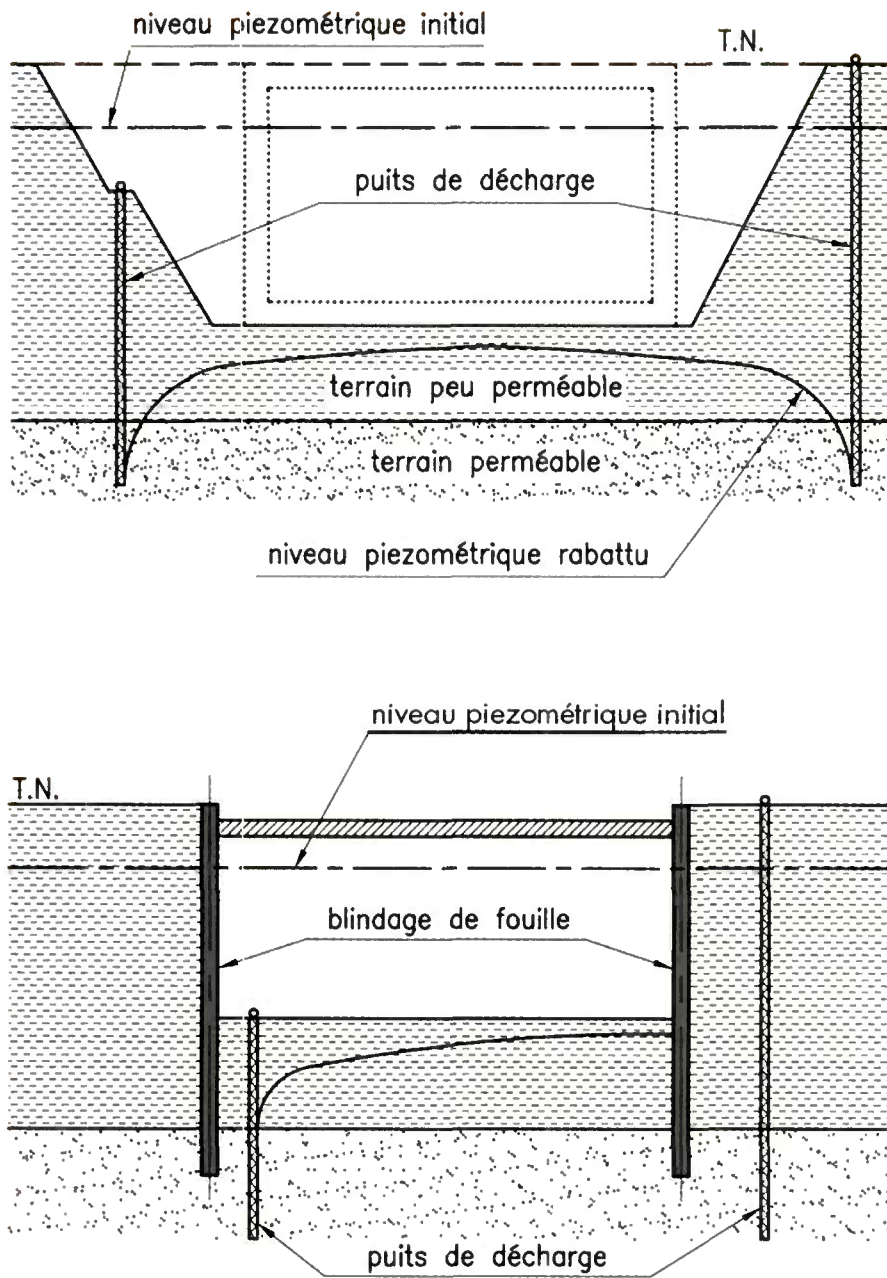


Figure 4.10

**RÉDUCTION DES SOUS-PRESSIONS PAR PUIES DE DÉCHARGE**



En tout état de cause, une telle situation de nappe en charge, qui peut avoir aussi des conséquences sur la conception de l'ouvrage définitif (notamment vis-à-vis du risque de soulèvement), illustre la nécessité de bien reconnaître la présence de ces nappes, même assez profondément sous les niveaux de fonds de fouilles.

## 4.2 - AU NIVEAU DE LA CONCEPTION DES OUVRAGES

Les principaux problèmes que peut poser la présence de nappes d'eaux souterraines et dont il convient de tenir compte dans le choix d'un type d'ouvrage et dans la conception de celui-ci concernent notamment :

- ★ la perturbation que peut engendrer la construction de l'ouvrage sur l'écoulement et les niveaux des nappes ;
- ★ les efforts dus à la pression de l'eau sur celui-ci ;
- ★ le drainage des venues d'eau sous chaussée ;
- ★ l'étanchéité de l'ouvrage.

### 4.2.1 - Perturbations sur l'écoulement et sur les niveaux des nappes

L'ouvrage, selon son type et son mode de construction (et selon aussi, naturellement, les conditions hydrogéologiques et les caractéristiques des terrains concernés), peut agir de manière assez différente sur les nappes. Il peut agir en effet comme un drain, notamment dans un milieu très peu perméable, ou au contraire comme un écran étanche empêchant ou perturbant l'écoulement naturel des nappes. Dans les deux cas sa présence peut donc perturber sensiblement les conditions hydrogéologiques, localement du moins.

Or le passage de voies de circulations routières ou autoroutières en tranchée couverte est généralement justifié par des conditions d'environnement particulières, qu'il s'agisse par exemple d'un environnement végétal qu'il est nécessaire de protéger ou d'un site fortement urbanisé. Il s'agit donc bien souvent de situations où les perturbations que peut engendrer la présence d'un ouvrage enterré sur l'écoulement et les niveaux des nappes souterraines peuvent avoir des conséquences très importantes (assèchement du sol et disparition de certaines espèces végétales, abaissement du niveau de la nappe et tassement des constructions voisines, remontée excessive de ce niveau et inondation de certains ouvrages ou parties d'ouvrages souterrains,...).

Ces situations peuvent donc nécessiter la réalisation d'ouvrages annexes ou l'adoption de dispositions particulières de construction, mais elles peuvent aussi avoir parfois une incidence sur la conception même de la structure. Il est donc indispensable de s'en inquiéter dès le stade de l'étude préliminaire (E.P.O.A.), pour apprécier la réalité ou non du problème et, le cas échéant, son importance, et pour définir les niveaux (ou les seuils) de perturbation acceptables et les moyens à mettre en œuvre pour les respecter.

#### 4.2.1.a - Fonctionnement en drain

Cette situation peut se rencontrer par exemple lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de type portique ou cadre réalisé de manière classique, dans une fouille talutée creusée dans un sol peu perméable. Les remblais mis en œuvre derrière les pénétrations, généralement plus perméables que les terrains en place, peuvent alors constituer de véritables drains longitudinaux qui déshumidifieront les sols avoisinants.

Il s'agit là au demeurant d'une situation assez courante pour les plates-formes routières réalisées en déblai, et dont les conséquences ne sont pas nécessairement graves. Lorsque l'on souhaite toutefois éviter ce phénomène, il peut suffire d'empêcher la migration de l'eau longitudinalement, en réalisant par exemple des "écrans" étanches transversaux (constitués de rideaux de palplanches, d'écrans d'argile, voire de géomembranes étanches).

#### 4.2.1.b - Effet barrage

Cette situation est assez caractéristique des ouvrages dont les pénétrations sont constituées par exemple de parois moulées continues profondes, que l'on cherche même parfois à ficher dans un horizon peu perméable pour limiter les venues d'eau par le fond de fouille ou parce qu'il s'agit d'un substratum porteur. Ces parois peuvent constituer un véritable écran étanche qui empêche les nappes interceptées de s'écouler normalement, en produisant donc une remontée de celles-ci (ou de leur niveau piézométrique) à l'amont et un abaissement à l'aval.

Ces perturbations des niveaux des nappes peuvent avoir des conséquences plus ou moins importantes sur la végétation, les ouvrages et les habitations existantes (tassements, inondation de caves,...), ou encore sur les puits ou les prises d'eau existants.

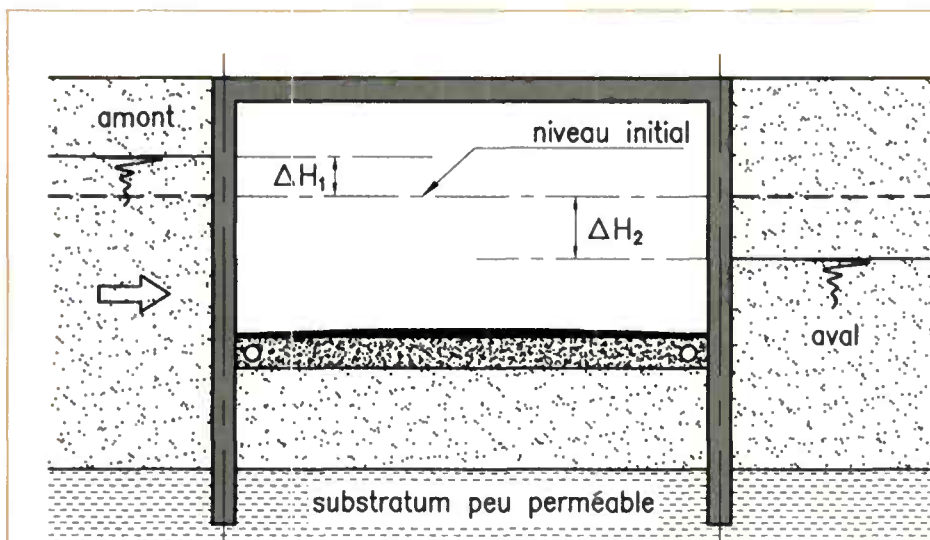


Figure 4.11  
**EFFET BARRAGE**

L'importance de l'effet barrage, c'est à dire essentiellement l'amplitude des variations des niveaux caractéristiques des nappes, dépend de nombreux facteurs ; néanmoins il est souvent peu significatif lorsque l'axe longitudinal de l'ouvrage est pratiquement parallèle à la direction de l'écoulement.

L'étude de l'effet barrage et de l'efficacité des dispositions que l'on envisage de mettre en œuvre pour le supprimer, ou pour le réduire à un seuil acceptable, relève d'une étude spécifique dont les conclusions doivent être disponibles pour l'établissement du projet d'ouvrage d'art (P.O.A.). Ces dispositions peuvent consister par exemple :

- \* à prévoir des ouvertures suffisantes dans la partie en fiche des parois pour permettre à la nappe de s'écouler. C'est ce que l'on réalise par exemple en concevant des parois dites "avec jambes de pantalons", dans lesquelles ces ouvertures sont constituées par des panneaux de parois moulées de plus faible profondeur régulièrement répartis, les parois plus longues assurant généralement la butée et la portance requises.

Une telle disposition s'avère généralement assez efficace lorsque les ouvertures ainsi pratiquées sont bien disposées dans les terrains qui sont le siège de la nappe. Elle ne peut toutefois convenir que si l'ouvrage comprend un radier étanche susceptible d'éviter les remontées d'eau et dimensionné pour résister aux sous-pressions.

- \* à prévoir simplement un dispositif de drainage à l'amont (drainage à l'arrière du piédroit amont) si l'on veut éviter seulement une remontée de la nappe à l'amont. Ce dispositif peut n'avoir, si cela est suffisant, qu'une action assez localisée. Il peut être constitué par exemple d'un drain longitudinal, d'une tranchée drainante, ou même de drains verticaux si ceux-ci peuvent collecter et évacuer un certain débit vers un dispositif de drainage ou dans des horizons perméables plus profonds.

- \* à prévoir un dispositif de drainage à l'amont associé à une alimentation à l'aval (par un dispositif de type siphon par exemple), l'ensemble étant destiné à rétablir l'équilibre des débits.

#### **NB :**

L'effet barrage peut concerner aussi bien des nappes superficielles que des nappes profondes et/ou captives. Il peut également concerner aussi bien des ouvrages dont les piédroits sont constitués de rideaux ou de parois "étanches" profondes que des structures classiques en cadre fermé si les piédroits interceptent l'horizon perméable superficiel sur toute sa hauteur. Dans ce dernier cas, il suffit bien souvent de disposer régulièrement des drains transversaux sous le radier de l'ouvrage pour se prémunir efficacement de l'effet barrage.

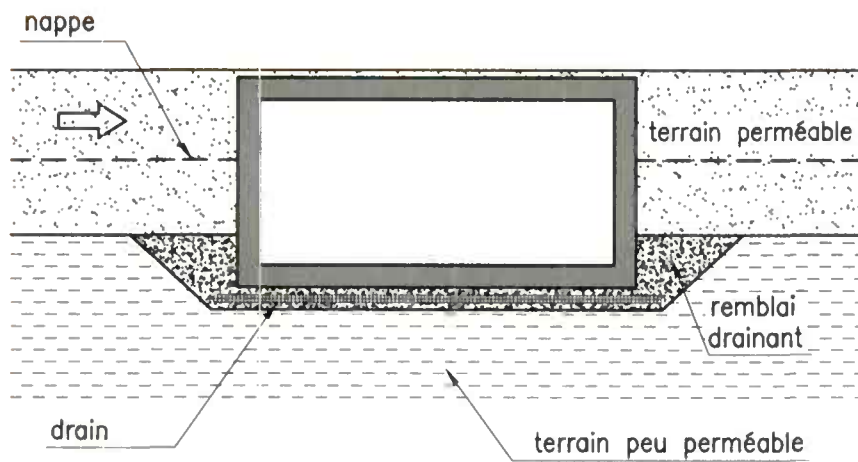


Figure 4.12

**LIMITATION DE L'EFFET BARRAGE  
PAR RÉALISATION DE DRAINS TRANSVERSAUX**

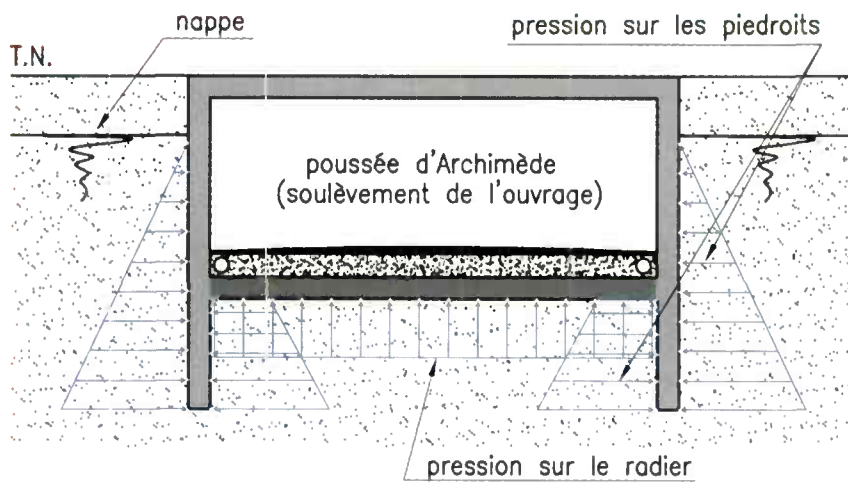


Figure 4.13

**PRESSION DE L'EAU SUR LES DIFFÉRENTES PARTIES  
DE L'OUVRAGE**

## 4.2.2 - Efforts dus à la pression de l'eau sur les ouvrages

Les actions dues à l'eau des nappes sur les ouvrages sont généralement conventionnellement représentées par le champ de pressions statiques de l'eau au contact de la structure. Ces actions ont des conséquences directes sur le dimensionnement de celle-ci, mais également bien souvent aussi sur certains choix de conception même de l'ouvrage. Elles peuvent se traduire :

- \* par des efforts de poussée sur les piédroits des ouvrages ;
- \* par des sous-pressions sur la face inférieure des radiers ;
- \* par la "poussée d'Archimède" sur la structure (problème du soulèvement de celle-ci).

La distribution et l'intensité des pressions de l'eau sur les différentes parties de l'ouvrage, et plus particulièrement sur les piédroits de celui-ci, peuvent se trouver sensiblement modifiées lorsque l'eau circule dans le sol, comme cela peut être le cas lorsqu'il est procédé à l'épuisement direct en fond de fouille durant les travaux (ou à un drainage permanent sous chaussée - cf. § 4.2.3 ci-après). L'effet de cette circulation de l'eau se fait ressentir également sur le sol ; il peut se traduire notamment par une diminution importante de la résistance en butée de celui-ci (devant le pied de parois), lorsqu'il est soumis à un gradient hydraulique ascendant.

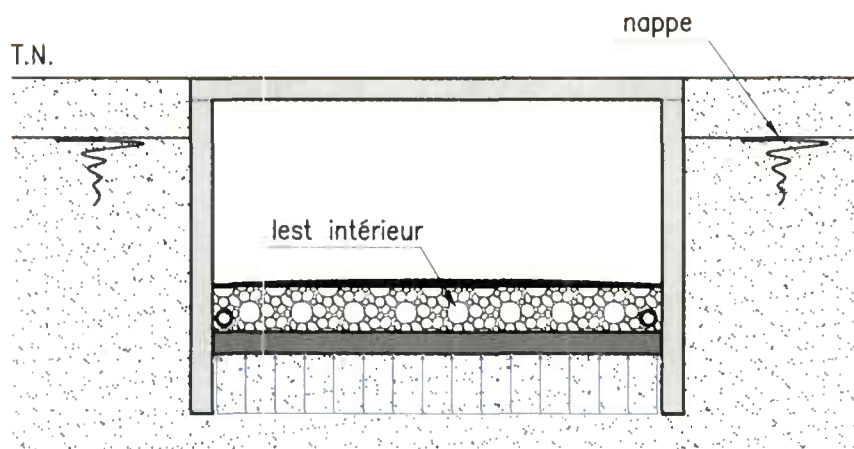
Il est donc tout à fait impératif de bien connaître les niveaux caractéristiques ou de référence des nappes (nappes phréatiques et nappes en charge susceptibles de concerner l'ouvrage) pour les différentes situations considérées, et les conditions de fonctionnement de l'ouvrage, en cours de construction et en exploitation.

Le radier étanche en béton armé est en principe dimensionné d'une part pour résister aux efforts de flexion induits par les sous-pressions, et d'autre part pour permettre à la structure dans son ensemble de résister au soulèvement (poussée d'Archimède). Ces dispositions peuvent conduire à concevoir des radiers épais, c'est à dire coûteux, dont la réalisation peut nécessiter par ailleurs un approfondissement des fouilles. Pour réduire l'épaisseur du radier en béton armé, il est possible de le lester ou de l'ancrer, par des tirants d'ancrage passifs (type clous forés ou micropieux) ou précontraints (plus rarement). Ces dispositions sont détaillées dans les paragraphes 3.2.3 "cuvrages" et 3.3.7 "portiques avec radier" du chapitre 3, auxquels on pourra se reporter.

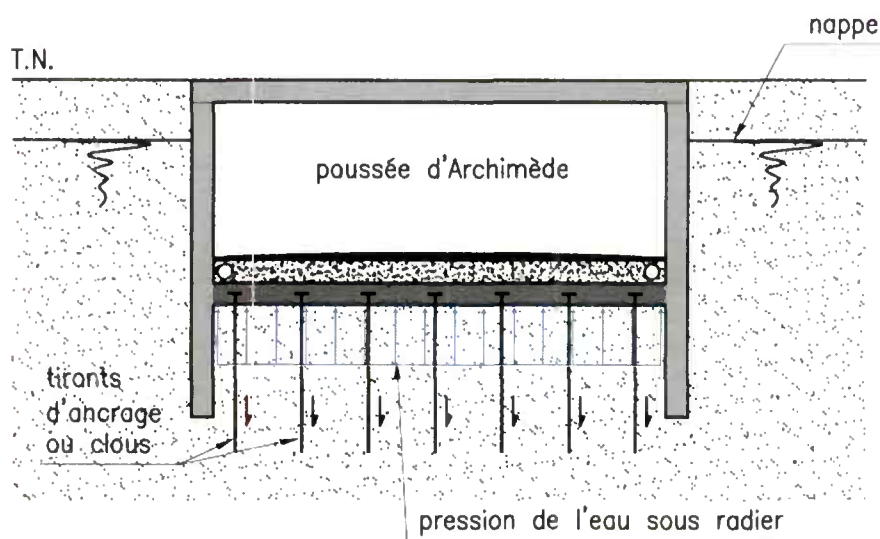
Dans tous les cas, il est important de prévoir des dispositions pour éviter que l'ouvrage ne puisse souffrir d'une mauvaise appréciation du niveau maximal des nappes ou de situations exceptionnelles mal appréhendées. La plus simple et la plus courante consiste à prendre des dispositions pour permettre l'inondation de l'ouvrage dès lors que ce niveau est dépassé. Cependant, une telle disposition n'est pas adaptée lorsqu'il s'agit de nappes en charge dans des horizons plus profonds.

### **NB :**

Il est important de bien faire la différence entre débits et sous-pressions : des dispositions peuvent être prises pour réduire les débits d'épuisement des fouilles durant les travaux, comme l'injection des terrains sous-jacents par exemple, mais elles ne réduisent en rien les sous-pressions qui peuvent s'exercer sur un radier "étanche" une fois l'ouvrage en service.



**Figure 4.14**  
**RADIÉRE LESTÉ**



**Figure 4.15**  
**RADIÉRE ANCRÉ PAR TIRANTS D'ANCRAGE OU CLOUS**

### 4.2.3 - Le drainage des venues d'eau sous chaussée

Une alternative au radier étanche et résistant en béton armé sous chaussée (cf. § 4.2.2 ci-dessus) consiste à prévoir une chaussée "souple" avec un système de drainage et d'évacuation des eaux sous celle-ci permettant de "casser les sous-pressions". Un tel système peut fonctionner de manière permanente ou par intermittence, selon les niveaux des nappes durant l'exploitation de l'ouvrage.

Cette solution peut être avantageusement envisagée lorsque les venues d'eau sont faibles (faibles débits à évacuer), soit parce que la perméabilité des terrains concernés est elle-même faible, soit parce que des dispositions particulières ont été prises pour réduire ces venues d'eau : rideaux ou parois atteignant un "substratum étanche", réalisation de parois d'étanchéité et, éventuellement de parois transversales de fermeture, réalisation d'un "bouchon" de sol injecté sous le fond de fouille,... Ces dernières dispositions présentent par ailleurs l'avantage de faciliter l'exécution des travaux (diminution des épaissements nécessaires au maintien à sec des fouilles durant les travaux).

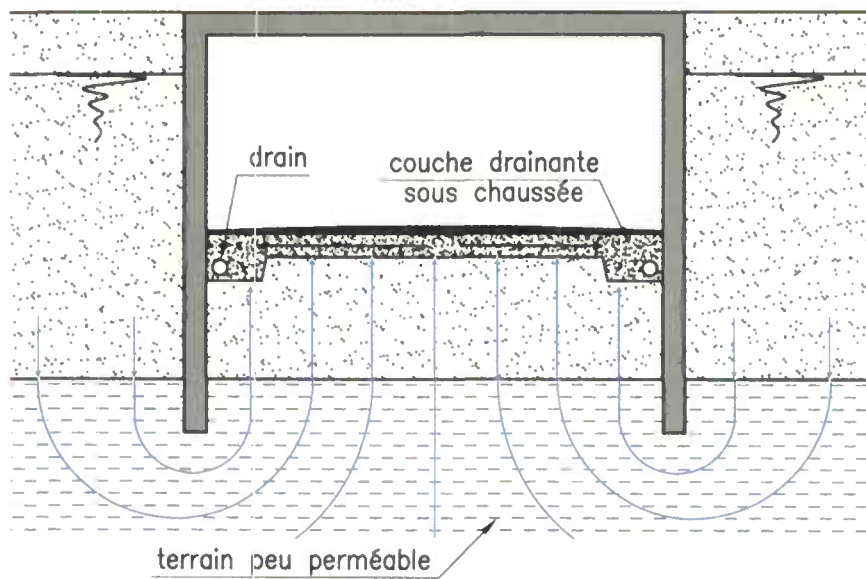
Comme cela est indiqué dans le paragraphe précédent, l'effet de la circulation de l'eau autour des piédroits de l'ouvrage et/ou en fond de fouille, sous la chaussée, a des conséquences directes sur la distribution et l'intensité des pressions de l'eau sur ces piédroits, mais a souvent aussi des conséquences bien plus importantes encore sur la résistance en butée du sol (diminution importante de celle-ci) ; et cela aussi bien durant certaines phases des travaux, qui peuvent s'avérer critiques à cet égard, que durant l'exploitation de l'ouvrage.

Il est donc tout à fait impératif de bien connaître à la fois les niveaux caractéristiques ou de référence des nappes pour les différentes situations considérées, en cours de construction et en exploitation, et les conditions de fonctionnement de l'ouvrage. Il est impératif également de bien apprécier le comportement des sols soumis à ces circulations d'eau (cas des sols cohérents notamment).

Le drainage "permanent" (ou par intermittence, suivant les niveaux piézométriques des nappes) des eaux sous chaussée, qui doit être justifié économiquement (investissement, fonctionnement et entretien) doit donc faire l'objet d'études très sérieuses, en s'assurant notamment de la possibilité de surveiller son bon fonctionnement durant l'exploitation de l'ouvrage et de la possibilité d'intervenir pour des travaux d'entretien ou de réparation, voire pour remédier à sa défaillance si celle-ci venait à se produire.

Dans des situations très particulières, il peut s'avérer nécessaire d'associer un système permanent de drainage et d'évacuation des eaux à un radier en béton armé, pour "casser" les sous-pressions (généralement assez importantes dans ce cas) qu'il subirait en l'absence d'un tel système. Une telle disposition est en principe déconseillée. En effet la présence du radier rend généralement difficile voire impossible toute intervention ultérieure pour remédier à une défaillance éventuelle du dispositif de drainage (colmatage notamment), qui pourrait mettre en cause la résistance même du radier. Il y aura donc lieu de s'assurer du bien fondé du choix effectué.

Ainsi par exemple si structurellement un simple dispositif de butonnage des piédroits en pied peut s'avérer suffisant, le système de drainage pourra alors être disposé sur les butons de manière à permettre une intervention en cas de défaillance de celui-ci.



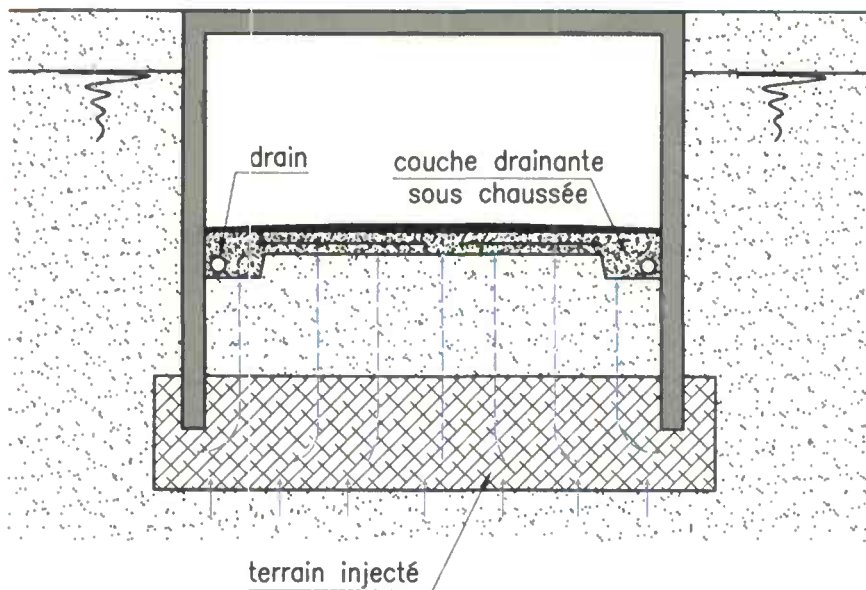
**A**

Figure 4.16

**RÉDUCTION DES VENUES D'EAU SOUS-CHAUSÉE :**

*A) par ancrage des parois dans un horizon étanche*

*B) par création d'un bouchon de sol injecté*



**B**



Si le choix d'un radier se trouve néanmoins confirmé, il est alors indispensable de s'assurer qu'il sera possible de mettre en oeuvre, en cas de besoin, des solutions techniques de substitution. Celles-ci pourront consister par exemple à clouer ou à ancrer le radier en béton armé (opération toujours délicate pour un radier existant), ou encore à mettre en place un système de rabattement permanent de la nappe. Si cela s'avère nécessaire, des dispositions devront être prises pour faciliter la réalisation ultérieure de ces travaux (par exemple ferrailage en conséquence du radier et réservations dans celui-ci pour les ancrages éventuels).

Il conviendra par ailleurs de prévoir la possibilité de contrôler les sous-pressions (par exemple par des événements de contrôle prévus dans les parois ou par des relevés piézométriques), notamment sous le système drainant, pour s'assurer qu'elles ne dépassent pas un seuil tolérable au delà duquel il sera nécessaire d'intervenir, voire d'inonder l'ouvrage.

Les dispositions particulières concernant ces dispositifs de drainage et, s'il y a lieu, les stations de pompage et de relèvement des eaux qui leur sont associées, sont évoquées dans la partie 5 ci-après (*assainissement et drainage*).

#### **4.2.4 - Étanchéité des ouvrages**

La présence de nappes d'eau souterraines pose par ailleurs des problèmes d'étanchéité, qui concernent essentiellement l'ouvrage définitif, et notamment la dalle de couverture, les piédroits et, s'il y a lieu, le radier. Ces problèmes sont traités dans la partie 6 ci-après à laquelle il convient donc de se reporter.



## 5.1 - GÉNÉRALITÉS

Ce chapitre est établi à partir des éléments figurant dans le Dossier Pilote des Tunnels du C.E.T.U. (juillet 1998) et de la note d'information de Juillet 1991 du même organisme.

Le projecteur trouvera dans ces documents de base les compléments d'information nécessaires ainsi que les dessins et schémas des principaux éléments constitutifs des systèmes d'assainissement et de drainage.

### 5.1.1 - Assainissement

L'assainissement a pour fonction de reprendre les eaux de ruissellement intérieures à la structure, au niveau des couches de chaussée, qui proviennent essentiellement :

- ★ des parties en tranchée ouverte en pente vers les parties couvertes (eaux de pluie),
- ★ des eaux de lavage des parois (très polluées),
- ★ du recueil pour évacuation des eaux de drainage et d'infiltration traversant la structure et situées altimétriquement au-dessus du réseau d'assainissement,
- ★ de déversements accidentels sur la chaussée (souvent des polluants).

#### N.B. :

Même si l'infrastructure n'est pas ouverte à la circulation des matières dangereuses, polluantes ou inflammables, il est conseillé de prévoir un système d'assainissement avec caniveaux continus à fente et regards siphoniques qui permette à la structure de s'adapter en toute situation. Ceci en raison du fait que l'interdiction de circulation des matières dangereuses n'est pas forcément respectée par tous, et peut même n'être que provisoire.

Le cahier des charges doit être précis et visé par tous dans ce domaine.

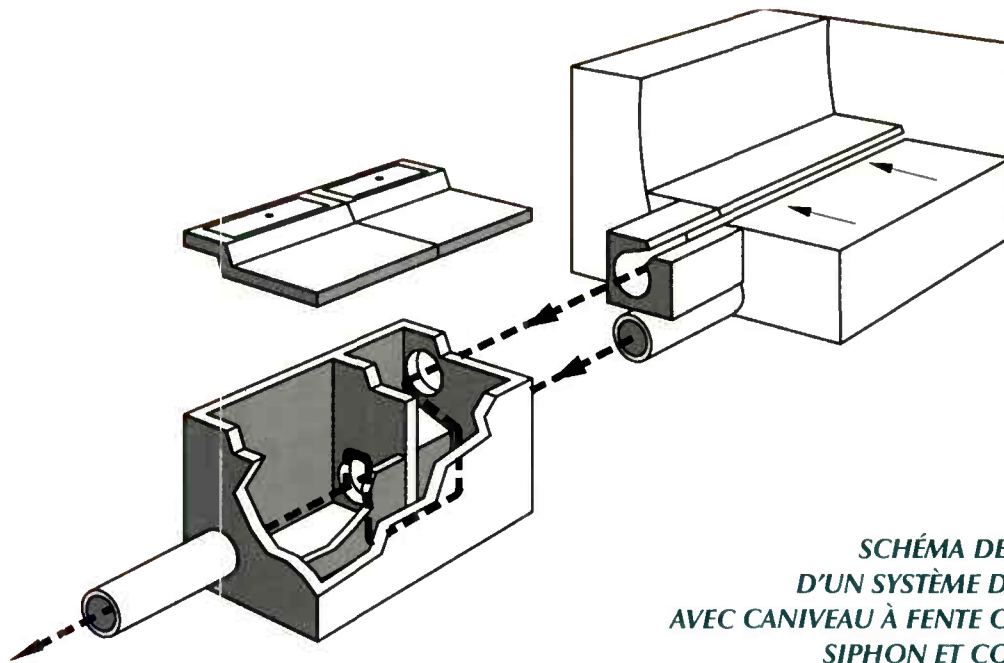


Figure 5.1  
 SCHÉMA DE PRINCIPE  
 D'UN SYSTÈME DE RECUEIL  
 AVEC CANIVEAU À FENTE CONTINUE,  
 SIPHON ET COLLECTEUR

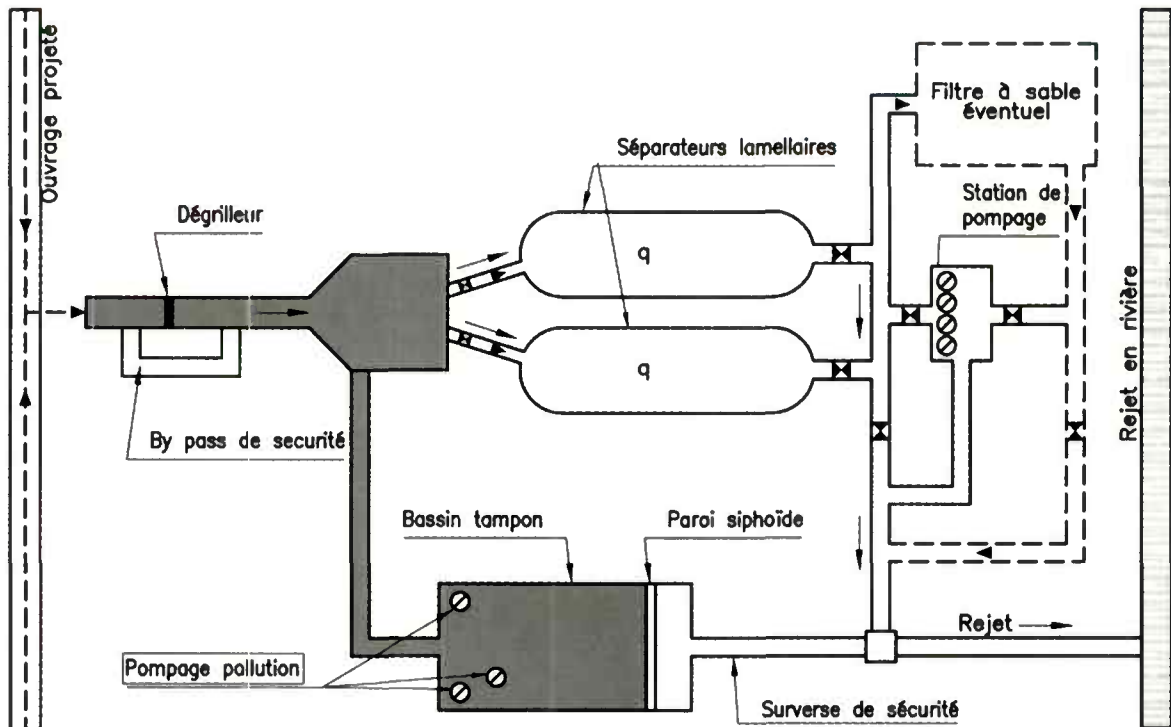


Figure 5.2  
 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DE LA STATION DE TRAITEMENT  
 EN CAS DE POLLUTION ACCIDENTELLE

## 5.1.2 - Drainage

Le drainage a pour fonction de reprendre les eaux extérieures au génie civil, en provenance du terrain, et qui peuvent essentiellement provenir :

- \* de la dalle de couverture, par infiltration.

La mise en place d'une étanchéité de bonne qualité (avec une protection anti-racines si le dessus de la dalle est planté) et de bonnes dispositions constructives (pente de la surface de la dalle pour favoriser l'écoulement des eaux, retombée de l'étanchéité au-dessous de la reprise de bétonnage dalle/piédroit et traitement des joints de dilatation de la dalle) devraient permettre de s'affranchir de ce problème.

- \* des piédroits, à travers les plots du voile ou les éléments constitutifs de ce dernier (palplanches, panneaux de parois moulées ou préfabriquées).

Dans ce cas la mise en place de joints étanches de type water-stop entre ces panneaux ou éléments de voile règle le problème pour une présence d'eau constante. Si les venues d'eau sont irrégulières on préférera la mise en place d'un drain en face intérieure, dans une engravure.

Les eaux résiduelles percolantes sont recueillies en pied de piédroit, au niveau du trottoir ou des chaussées et sont évacuées dans le réseau d'assainissement ou le réseau de drainage.

- \* du radier (couches de chaussée, couche drainante sous chaussée ou radier B.A. étanche).

Dans tous les cas il est conseillé de prévoir un système de recueil pour les eaux d'infiltration, même si toutes les précautions ont été prises pour en limiter l'importance. En effet, il est presque impossible de réaliser une tranchée couverte totalement et durablement étanche.

On peut distinguer deux phases successives dans le drainage :

- une première phase, pendant l'exécution des travaux,
- une seconde phase, durant l'exploitation de l'ouvrage.

La phase exécution des travaux est spécifique à chaque ouvrage. Elle doit faire l'objet d'une étude détaillée, au cas par cas, et seules quelques généralités sont développées ci-après. Par contre les principales dispositions constructives relatives au drainage de l'ouvrage en service sont plus détaillées.

## 5.2 - CONCEPTION

### 5.2.1 - L'assainissement

#### 5.2.1.a - Généralités

Compte tenu de la provenance des effluents et de leur recueil au niveau des chaussées, le système d'assainissement est constitué généralement à partir de systèmes primaire et secondaire qui comprennent :

- \* pour le système primaire,
  - un réseau de collecte en rive de chaussée; il est constitué de caniveaux (caniveaux fendus ou caniveaux avec grilles),

- des regards de rejet qui, compte tenu des problèmes de pollution et des risques d'incendie par exemple, doivent être équipés de siphons.

\* pour le système secondaire,

- un collecteur général étanche, habituellement en béton ou acier revêtu intérieurement de béton,
- un dispositif de retenue et de stockage des pollutions accidentelles en sortie de réseau, avant la station de relevage et de traitement,
- une station de traitement avant rejet dans le milieu naturel.

Pour une longueur de tranchée couverte inférieure à 200 m, il n'est pas indispensable de prévoir la collecte des eaux de surface.

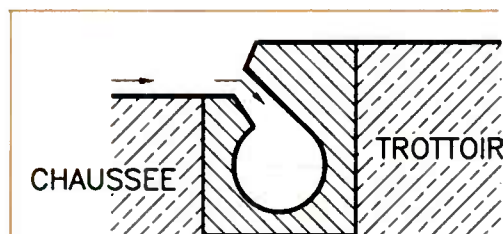
Pour une longueur de tranchée comprise entre 200 m et 400 m, le système de collecte de type caniveau (fendu ou à grille) n'a pas besoin d'être doublé d'un collecteur.

Pour des longueurs de tranchée supérieures à 400 m, le système complet doit être mis en place. Le critère principal de dimensionnement de l'assainissement doit être le déversement accidentel de matières dangereuses, éventuellement inflammables. Dans ce cas, la sécurité impose notamment :

- \* de réduire le plus possible la surface d'étalement,
- \* d'éviter la propagation de l'incendie éventuel et la formation d'un mélange gazeux détonnant.

Dans ce cas, la sécurité impose les dispositions suivantes :

- sur la chaussée, proscrire l'emploi de couches de roulement drainantes à l'intérieur des tubes à plus de 50 m des têtes (piégeage de la pollution dans les couches de roulement et problème de l'incendie),
- donner à la chaussée une pente transversale (vers le caniveau) minimale de 2 %, si possible en une seule pente,
- le caniveau doit être à fente continue, et se déverser dans un collecteur enterré par tronçons indépendants d'environ 50 m,
- il doit absorber les effluents le plus rapidement possible pour limiter l'étalement de la nappe sur la chaussée (5 m<sup>3</sup> en 1 minute, par tronçon de 50 m environ),



*Figure 5.3*

**CANIVEAU À FENTE  
À OUVERTURE HORIZONTALE**

- implanter le caniveau entre la BAU ou la BD et le trottoir franchissable,
- il doit avoir une largeur minimum de 0,50 m sous la BD et une hauteur (conseillée) de 0,60 m (une hauteur plus importante nécessiterait une augmentation de l'épaisseur des couches de chaussée pour l'intégrer). Il doit être implanté au-dessus de la canalisation de recueil (section d'environ 1200 cm<sup>2</sup>, pente de 0,5 %, débit de 100 l/seconde),
- les regards doivent être siphoniques pour éviter la propagation de l'incendie, et être implantés entre la BD et le trottoir franchissable (tampons hors circulation),
- il faut assurer et contrôler leur maintien en eau, verrouiller les trappes et les grilles de couverture et ne pas les implanter dans les zones de refuge (risque de projection si explosion).

**N.B. :**

L'encombrement sous les trottoirs où l'on trouve l'ensemble des réseaux d'exploitation (# 15 à 20 fourreaux), la canalisation incendie et le réseau d'assainissement, requiert une attention particulière.

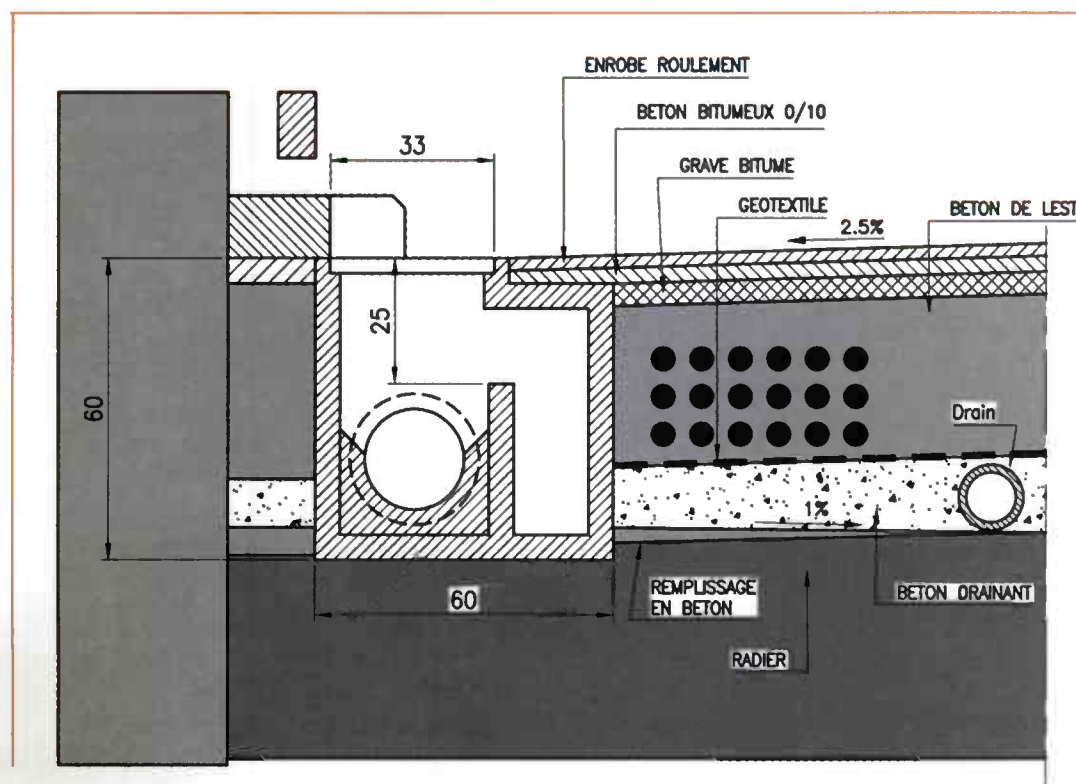


Figure 5.4

**COUPE D'UN REGARDS SIPHOÏDE (PARTIE SIPHOÏDE)**

### 5.2.1.b - Principales caractéristiques des différents systèmes d'assainissement

\* *système primaire, caniveaux et regards* - Les caractéristiques doivent tenir compte :

pour les caniveaux,

- de la section d'absorption du caniveau,
- de la section d'écoulement, d'où la section minimum de 1200 cm<sup>2</sup> environ (ø 400),
- des pentes longitudinales et transversales de l'ouvrage,
- de la résistance au feu et aux agressions chimiques (béton),
- du système d'entretien et de curage,
- du remplacement éventuel,
- du rejet dans les regards.

pour les regards,

- de leur espacement (80 m maxi),
- de l'emprise disponible en bord de chaussée,
- du rôle coupe-feu (siphonide),
- du rôle de dégrilleur et de décanteur primaire,
- de leur maintien en eau,
- des contraintes d'entretien et de curage,
- du raccordement de la canalisation d'évacuation.

\* *système secondaire, canalisation et système d'évacuation* : il faut tenir compte :

pour la canalisation,

- de la section minimum nécessaire (ø 400) pour l'écoulement,
- de la pente longitudinale,
- de l'emprise disponible en bord de chaussée,
- du bassin de stockage des effluents pollués (eaux de lavage et déversements accidentels).

pour le bassin de stockage,

- de sa situation au point bas du réseau,
- d'une capacité utile (généralement de 40 m<sup>3</sup> à 60 m<sup>3</sup> au minimum, voire bien plus lorsque le passage de véhicule transportant des matières dangereuses est autorisé dans l'ouvrage - cf. § 2.1),
- d'un by-pass pour piéger la pollution,
- de pompes de vidange spécifiques pour les effluents pollués.



pour la station de relevage,

- de la nécessité d'accès pour les camions chargés de l'évacuation des effluents pollués,
- du système de pompage de ces effluents (camion pompe ou pompe spécifique de secours),
- et de l'organisation de la station (principe).

## 5.2.2 - Le drainage

Comme cela a été mentionné précédemment, on distingue :

- la phase travaux, pour laquelle les dispositions sont adaptées aux modes de captage retenus ;
- la phase d'exploitation de l'ouvrage en service.

### 5.2.2.a - Le drainage des parois

Deux cas sont à envisager :

#### *. la tranchée est située constamment dans la nappe*

Même lorsqu'un soin particulier est apporté à la réalisation de piédroits constitués de parois (moulées ou préfabriquées) et aux joints entre panneaux (avec water-stop ou équivalent), il est rare de ne pas avoir de fuites à plus ou moins longue échéance. Compte tenu des difficultés qu'il y a alors à les traiter, il est conseillé de prévoir dans la conception de l'ouvrage un dispositif de recueil des eaux en pied de parois.

Le système doit être continu :

- côté assainissement des chaussées, l'eau doit être dirigée vers le caniveau à fente implanté au bord du trottoir franchissable (avec maintien d'un certain niveau d'eau dans les regards siphoniques).
- côté opposé à l'assainissement, l'eau doit être recueillie dans un caniveau à grille (généralement de 20 cm x 20 cm), implanté au nu du piédroit. Ce caniveau se jette dans un regard relié aux regards siphoniques par une canalisation, de  $\varnothing$  200 au moins, traversant la chaussée au dessous de la couche de fondation. L'ensemble des regards aura le même espacement que les regards siphoniques d'assainissement (80 m au maximum).

#### *. la tranchée n'est située dans la nappe que périodiquement (crues)*

Dans ce cas, un système de drains mis en place sur la face intérieure de la paroi, dans une engravure située au droit de chaque joint de panneau, est une solution pour amener les eaux d'infiltration vers le système de recueil, sans ruissellement sur l'ensemble de la hauteur de la paroi.

### *5.2.2.b - Le drainage du radier*

Ici aussi deux cas sont à envisager :

#### *. Cas des radiers “étanches” en béton armé*

Les principales venues d'eau (qui sont faibles) proviennent généralement du raccordement entre le radier et les éléments de parois constituant les piédroits (parois moulées ou préfabriquées).

Le système de recueil préconisé consiste alors à disposer sur le radier et sous la chaussée une couche drainante dirigeant ces eaux vers des drains dont les exutoires sont placés au point bas du profil en long (station de relevage). Ces drains, de 200 mm de diamètre au moins, sont placés soit le long des piédroits latéraux, soit au centre de l'ouvrage (cas du drain unique), en donnant à la surface du radier une pente suffisante vers ces drains.

Ce système doit être indépendant de celui de recueil des eaux des chaussées, en raison de la présence de divers polluants dans le réseau d'assainissement (eaux de lavage et déversements accidentels).

Dans tous les cas, il convient de penser au gel possible du système de drainage et de prévoir, s'il y a lieu, les mesures adéquates.

#### *. Cas des chaussées sur couche drainante (c§ 4.2.3)*

Avant de choisir ce type de structure, compte tenu de l'importance des problèmes à traiter en cas de colmatage du système drainant, une reconnaissance approfondie des constituants des eaux recueillies par ce drainage est nécessaire. L'étude doit porter également sur les volumes à recueillir afin que le système d'évacuation (pompage par exemple) soit correctement dimensionné. En effet, cette solution n'est particulièrement bien adaptée que quand les venues d'eau sont faibles.

Si la solution est retenue, le système de recueil suit le même principe que le cas du radier étanche. Le dimensionnement du système (drains, canalisations, pompes,...) doit être effectué en fonction des venues d'eau prévisibles, dans le cas le plus défavorable et avec une sécurité suffisante.

#### *N.B. :*

Une attention toute particulière sera donc apportée à la nature des charges des eaux recueillies, qui peuvent entraîner le colmatage du système de drainage (le filtre), et donc aussi au choix de la nature des produits le constituant et de leurs qualités.

On devra étudier également les conditions de décolmatage éventuel du système de drainage (nature du produit à utiliser, isolement de la zone traitée et recueil du produit et des résidus du décolmatage pour évacuation en décharge spécialisée).

Pour les raisons évoquées ci-dessus, la mise en œuvre d'un système de drainage permanent sous un radier en béton armé est généralement déconseillée (cf. § 4.2.3).

## 6.1 - GÉNÉRALITÉS ET RÔLE DE L'ÉTANCHÉITÉ

La fonction essentielle de l'étanchéité est de s'opposer à la pénétration de l'eau à l'intérieur de l'ouvrage en dressant une barrière étanche stable, continue et non contournable. Cette qualité n'a toutefois qu'un caractère relatif. En effet, le degré d'étanchéité d'un ouvrage souterrain est fixé par zone en fonction de ses contraintes d'exploitation et de la pérennité de ses éléments constitutifs.

Un ouvrage satisfait donc au degré d'étanchéité requis si les débits de fuite qui le traversent et leurs localisations, résurgences et cheminements sont conformes aux critères (ou exigences) qui ont été définis.

Cet objectif de résultat doit toutefois être compatible avec la solution technique retenue pour les travaux d'étanchéité et être assorti d'un dispositif de contrôle adapté.

Seule l'étanchéité à l'eau est développée ci-après et concerne les eaux d'infiltration, celles de la nappe phréatique et celles d'origine pluviale.

On distingue généralement l'étanchéité courante de la structure (couverture, piédroits, radier) qui est liée à la qualité du matériau de construction (principalement le béton), de l'étanchéité au droit des points singuliers ou des zones de discontinuité de la structure.

Enfin, il est important de souligner que l'approche du problème de l'étanchéité d'un ouvrage ne peut être dissociée de la conception du système de drainage qui est chargé de récupérer et de drainer les eaux vers un exutoire. Pour ce faire, il est indispensable de recenser toutes les arrivées d'eau potentielles ainsi que les différents niveaux de la nappe phréatique.

Ce chapitre a été traité en s'inspirant essentiellement du Fascicule 67 Titre 3 du CCTG relatif à l'étanchéité des ouvrages souterrains, et auquel il convient, en cas de besoin, de se reporter pour plus d'informations.

## 6.2 - QUALITÉS REQUISES POUR LES SYSTÈMES D'ÉTANCHÉITÉ

On appelle système d'étanchéité l'ensemble des produits constituant une étanchéité donnée.

Ce système peut comprendre une étanchéité de surface que l'on appelle complexe d'étanchéité et une étanchéité des discontinuités que l'on appelle joints d'étanchéité.

Les propriétés intrinsèques exigées pour les systèmes d'étanchéité sont les suivantes :

### *. L'imperméabilité*

La performance d'imperméabilité est assurée par le respect de l'ensemble des propriétés qui suivent :

#### *La résistance aux agents agressifs*

Les agents peuvent être de nature biologique ou physico-chimique. La résistance doit être assurée malgré le vieillissement du système dans des conditions normales de service.

#### *La résistance à la fissuration*

Le complexe d'étanchéité doit pouvoir assurer sa fonction lors de l'apparition d'une fissure ou son battement dans les conditions normalement prévisibles sur le type de support considéré.

Lorsque les battements de service au droit de discontinuités de la structure ou entre éléments constitutifs de celle-ci, comme par exemple dans le cas d'éléments préfabriqués juxtaposés, sont susceptibles d'atteindre ou de dépasser 0,2 mm, ces discontinuités devront être traitées comme des joints.

#### *La liaison avec le support*

Le complexe doit :

- \* s'il est d'extrados, supporter sans dommage les efforts dus au terrain encaissant et à la charge d'eau sur les structures de l'ouvrage,
- \* s'il est d'intrados, être adhérent au support et résister à la charge d'eau.

#### *La compatibilité avec l'état de surface du support*

- \* le système d'étanchéité doit pouvoir être mis en oeuvre, sans que ses qualités principales en soient altérées, sur un support dont la préparation doit être compatible avec son application.
- \* suivant la famille de produits utilisés, le système d'étanchéité pourra être appliqué sur support sec, humide ou ruisselant.

### *. La résistance aux chocs*

Le système d'étanchéité doit résister aux chocs divers dans les conditions susceptibles de régner sur un chantier après mise en oeuvre de l'étanchéité et avant et pendant la mise en place de la structure de soutien (ex. : mise en place de la couche de roulement).

### *. La résistance au poinçonnement et à la déchirure*

La continuité de l'étanchéité ne doit pas être détruite par la circulation de chantier et les efforts ayant pour origine les irrégularités du support.

### *. La tenue à la température*

Le système d'étanchéité doit conserver ses performances dans la fourchette de température de service de l'ouvrage.

En tout état de cause les dispositions prévues pour l'étanchéité devront répondre aux exigences liées au comportement au feu, conformément à la circulaire du 25 août 2000.

### *. La tenue dans les conditions d'exploitation*

Le système d'étanchéité doit supporter les efforts et agressions provenant des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

### *. Éventuellement, la résistance au rayonnement ultraviolet (cf. § 6.3.3.a).*

## **6.3 - TRAITEMENTS POSSIBLES DE L'ÉTANCHÉITÉ**

### **6.3.1 - Limitation des venues d'eau par injection des sols**

Les injections souvent utilisées pour améliorer les caractéristiques du terrain de fondation peuvent participer à l'étanchéité d'un ouvrage en réalisant des écrans réduisant les circulations souterraines : on parle alors d'injections d'étanchement.

Une bonne connaissance des terrains intéressés et de leur hydrologie doit permettre, associée à des résultats d'essais en place (mesure des coefficients de perméabilité et plots d'essais d'injection éventuels), d'établir un programme d'injection approprié.

Le recours à cette technique ne constitue qu'un complément aux techniques traditionnelles de traitement de l'étanchéité d'un ouvrage, qui sont développées ci-après. En effet, son emploi pour les tranchées couvertes vise avant tout à réduire les venues d'eau durant les travaux et, s'il y a lieu, l'incidence de celles-ci sur le dimensionnement du réseau de drainage (débits à drainer et à évacuer).

### **6.3.2 - Étanchéité du béton**

L'ensemble des systèmes d'étanchéité constituent des éléments rapportés sur un support qui est dans le cas général un support en béton armé.

En effet, le béton de par sa constitution n'est pas étanche, même lorsqu'il est comprimé : c'est un matériau poreux qui présente une perméabilité résiduelle de l'ordre de  $10^{-8}$  m/s. Toutefois certaines dispositions sont susceptibles de diminuer la perméabilité du béton.

Celles-ci sont succinctement évoquées ci-après, mais en tout état de cause il conviendra de se reporter si nécessaire aux textes réglementaires en vigueur dont relèvent ces dispositions notamment, le fascicule 62 titre I, le fascicule 65 A et son additif, pour les ouvrages en béton armé, complétés par les fascicules 62 titre V et 68 pour ce qui concerne les fondations et les parties d'ouvrages exécutés dans le sol, de type parois moulées.

### 6.3.2.a - Les constituants traditionnels du béton

La formulation du béton retenue pour l'ouvrage à construire doit permettre :

- \* d'offrir une compacité satisfaisante (par exemple en considérant le rapport granulats/sable ou en ayant recours à des granulats roulés),
- \* de limiter les effets du retrait par le choix d'un ciment à faible réaction exothermique,
- \* d'améliorer la résistance aux eaux agressives.

Sur ces deux derniers points, le choix du ciment est déterminant.

Par ailleurs un dosage en ciment du béton au moins égal à 350 kg/m<sup>3</sup> est recommandé pour une meilleure durabilité de l'ouvrage : il reste néanmoins à préciser en fonction de l'environnement et des dimensions maximales des granulats.

Enfin, le recours à certains adjuvants peut constituer une solution pour diminuer la quantité d'eau sans pénaliser la maniabilité du béton lors de sa mise en œuvre (voir § 6.3.2.c).

### 6.3.2.b - Les armatures

Les enrobages des armatures, le taux de travail des aciers, leurs diamètres et leur répartition sont autant de facteurs dont dépendent à la fois la protection des armatures vis-à-vis de la corrosion et l'ouverture des fissures.

La nature du revêtement d'étanchéité doit être compatible avec la limite probable d'ouverture de ces fissures. Quelques indications sont données ci-après sur le choix de la nature du revêtement.

| FONCTION DE LA PAROI EN BETON                 | OUVERTURE MOYENNE PROBABLE DES FISSURES | NATURE DU REVETEMENT  |
|---|---|---|
| I - Structure mécanique étanche par elle-même | Inférieure                              | Pas de revêtement.  |
| II - Structure mécanique support d'étanchéité | à 0,1 mm                                | Rigide adhérent.<br>(mortier de ciment)                                     |
|   | Entre 0,1 et 0,15 mm                    | Souple non armé.<br>Souple armé, ou adhérent, aux résines, ou multicouches. |
|   | Supérieure à 0,15 mm                    | Rigide semi-adhérent armé, ou indépendant élastoplastique.                  |

### 6.3.2.c - Les adjuvants

L'emploi de certains adjuvants peut permettre de modifier les caractéristiques du béton afin de diminuer sa perméabilité naturelle. Le recours aux adjuvants doit toutefois s'effectuer dans un cadre bien précis en effectuant des essais adaptés, dans chaque cas, afin de vérifier l'efficacité des produits dans les conditions réelles d'utilisation.

Les principaux adjuvants concernés sont les *hydrofuges de masse* et les *plastifiants*.

Les hydrofuges de masse ont pour fonction principale de conduire à une diminution de l'absorption capillaire du béton après introduction dans l'eau de gâchage.

Les plastifiants permettent de limiter les effets du retrait en agissant en tant que défloculants et lubrifiants. Il est à noter toutefois que l'emploi inconsidéré de plastifiants peut avoir un effet inverse de celui recherché à savoir notamment une diminution de l'étanchéité du béton et un retard de prise.

## 6.3.3 - Traitement de l'étanchéité courante de la structure

### 6.3.3.a - L'étanchéité des dalles de couverture

En fonction de l'aménagement envisagé sur les dalles de couverture d'une tranchée couverte, ces dernières peuvent être considérées tantôt comme des ouvrages routiers souterrains tantôt comme des toitures terrasses.

De plus, de par leurs dimensions et les contraintes mécaniques et thermiques auxquelles elles sont exposées, elles requièrent des complexes étanches adaptés tout en réclamant le plus grand soin quant à la conception et à l'exécution des détails.

Il n'est pas rare de voir se confronter deux philosophies :

- celle des ouvrages d'art,
- celle du bâtiment.

Pour l'étanchéité des dalles de couverture, les produits couramment utilisés sont constitués :

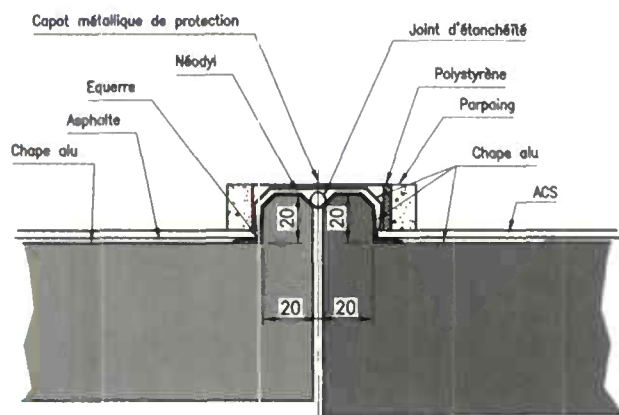
- de feuilles préfabriquées,
- d'asphalte coulé,
- de matériaux de synthèse constituant des films minces adhérent au support.

Pour les ouvrages sous fort remblai (> 2 m), l'emploi des feuilles préfabriquées est à conseiller, car d'une part, la protection sera suffisante et d'autre part, cette solution reste la plus économique. Cependant, les remblais directement en contact avec l'étanchéité ne doivent pas comporter d'éléments susceptibles de la poinçonner, et leur mise en œuvre doit se faire sans aucune circulation d'engins sur la surface non encore revêtue.

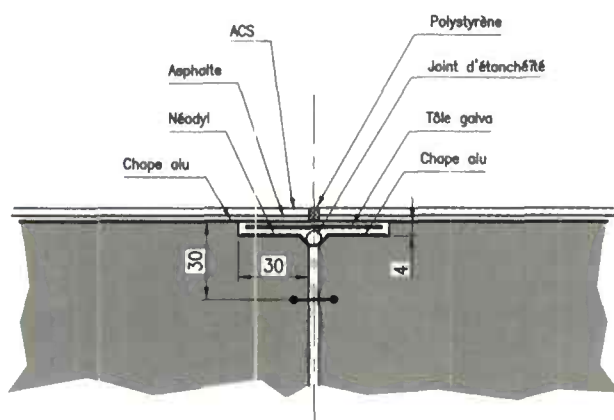


Figure 6.1

**ÉTANCHÉITÉ D'UNE DALLE EN COURS DE RÉALISATION**



TYPE COSTIERES



JOINT PLAT

Figure 6.2

**ÉTANCHÉITÉ ET GÉOMÉTRIE DES DALLES DE COUVERTURE**



Les points qui méritent une attention particulière, dans la conception d'un projet d'étanchéité sont les suivants :

- les reliefs,
- les relevés et retombées,
- les joints de gros œuvre,
- les dispositifs de collecte et d'évacuation des eaux pluviales,
- les petits ouvrages de maçonnerie.

Comme indiqué précédemment, la conception du système de drainage est intimement liée au projet d'étanchéité et l'on notera deux paramètres essentiels :

- la géométrie de la dalle de couverture doit présenter un dévers transversal et un dévers longitudinal satisfaisants. Elle doit, d'autre part, tenir compte d'une contre-flèche en prévision des déformations liées à l'aménagement futur.
- les joints plats sont interdits pour les toitures terrasses non accessibles aux véhicules techniques et jardins. Il y aura lieu de concevoir des costières dans ces cas-là. Cette disposition conduit donc à un compartimentage et évite ainsi aux eaux drainées de circuler sur les joints. Par souci de sécurité, un joint de type "water-stop" pourra être mis en place dans l'épaisseur des dalles.

Enfin, il est souvent indispensable d'envisager une protection de l'étanchéité pour tenir compte :

- du décalage dans le temps entre la fin des travaux de génie civil et les travaux d'aménagement. Une exposition aux ultraviolets trop longue peut s'avérer pénalisante,
- du trafic de chantier sur la dalle,
- du caractère exposé de tous les relevés d'étanchéité.

### *6.3.3.b - L'étanchéité des piédroits*

On évoque ci-après les dispositions relatives au traitement de l'étanchéité courante des piédroits de la structure. Le traitement des discontinuités relève du paragraphe 6.3.4 ci-après.

#### *. Les voiles en béton armé*

En section courante, les voiles en béton armé peuvent ne disposer d'aucun revêtement d'étanchéité s'ils ne sont pas soumis, même par intermittence, à l'action directe d'une nappe. Néanmoins, il sera généralement utile de les revêtir d'un système de drainage des eaux d'infiltration qui peut comprendre, si les eaux sont susceptibles de véhiculer des agents agressifs, une face imperméable disposée au contact du voile.

Lorsque les voiles sont soumis de manière permanente ou par intermittence à l'action directe d'une nappe, il y a lieu de prévoir une étanchéité, qui s'inscrit dans la continuité de celle du radier.

L'étanchéité se referme en principe sur un profilé longitudinal disposé à 0,50 m au-dessus du niveau des plus hautes eaux connu.



Figure 6.3  
DÉFAUT D'ÉTANCHÉITÉ  
D'UN PIEDROIT

Figure 6.4  
LES JOINTS SECS

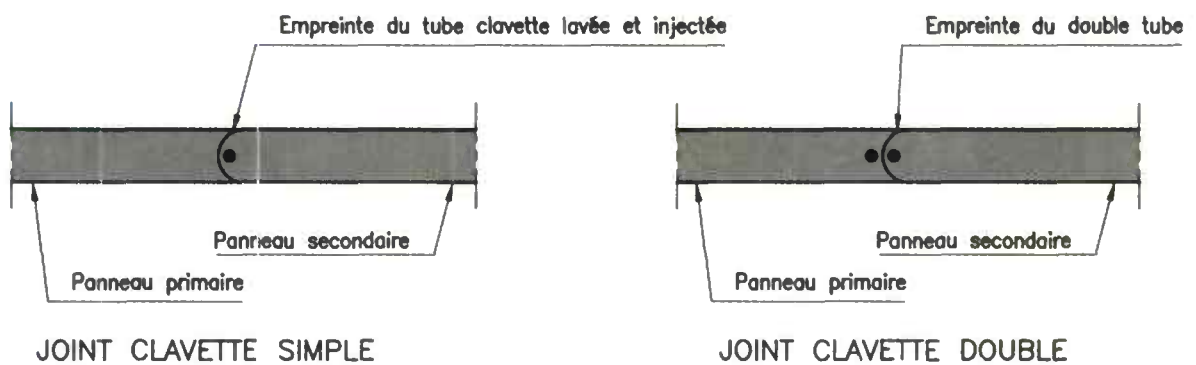
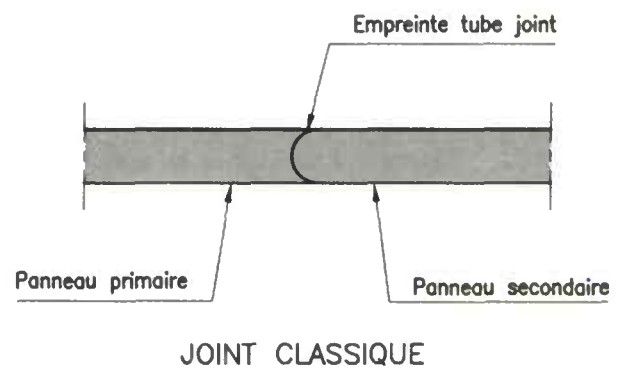


Figure 6.5  
LES JOINTS INJECTÉS

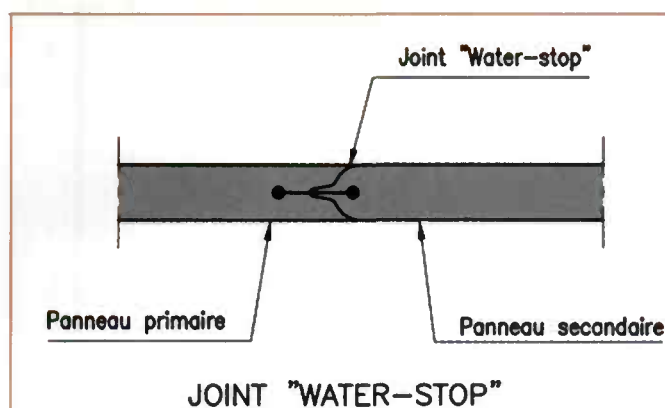
### *. Les parois moulées ou préfabriquées*

Pour ce type de structure, il n'est pas possible techniquement de mettre en place un système extérieur d'étanchéité. On compte donc généralement sur l'épaisseur des parois (souvent supérieure à 60 cm pour les parois moulées), en cherchant au besoin à améliorer les performances du béton. Seuls les joints entre panneaux, qui constituent de véritables discontinuités des parois, font l'objet d'un traitement particulier.

#### *Les parois moulées*

Il existe différents types de joints entre les panneaux constitutifs des parois moulées :

- les joints "secs" qui se caractérisent par un simple contact béton-béton. On observe les joints ordinaires et les joints à "engravures". En règle générale ces types de joints ne peuvent pas être utilisés tels quels, même en l'absence de véritable nappe derrière les parois. On leur associe le plus souvent un petit drain dans une engravure verticale réalisée à cet effet au droit de la discontinuité, ce drain étant destiné à recueillir les éventuelles eaux d'infiltration qui sont ensuite dirigées vers les réseaux de drainage ou d'assainissement.
- les joints injectés au moyen de clavettes simples ou doubles, qui ne sont pratiquement plus réalisés aujourd'hui, dans la mesure où ils ne peuvent garantir une véritable étanchéité.
- les joints de type "water-stop" à base de chlorure de polyvinyle ou en caoutchouc, simples ou doubles, qui sont presque systématiquement adoptés aujourd'hui, et recommandés notamment en présence de nappe.



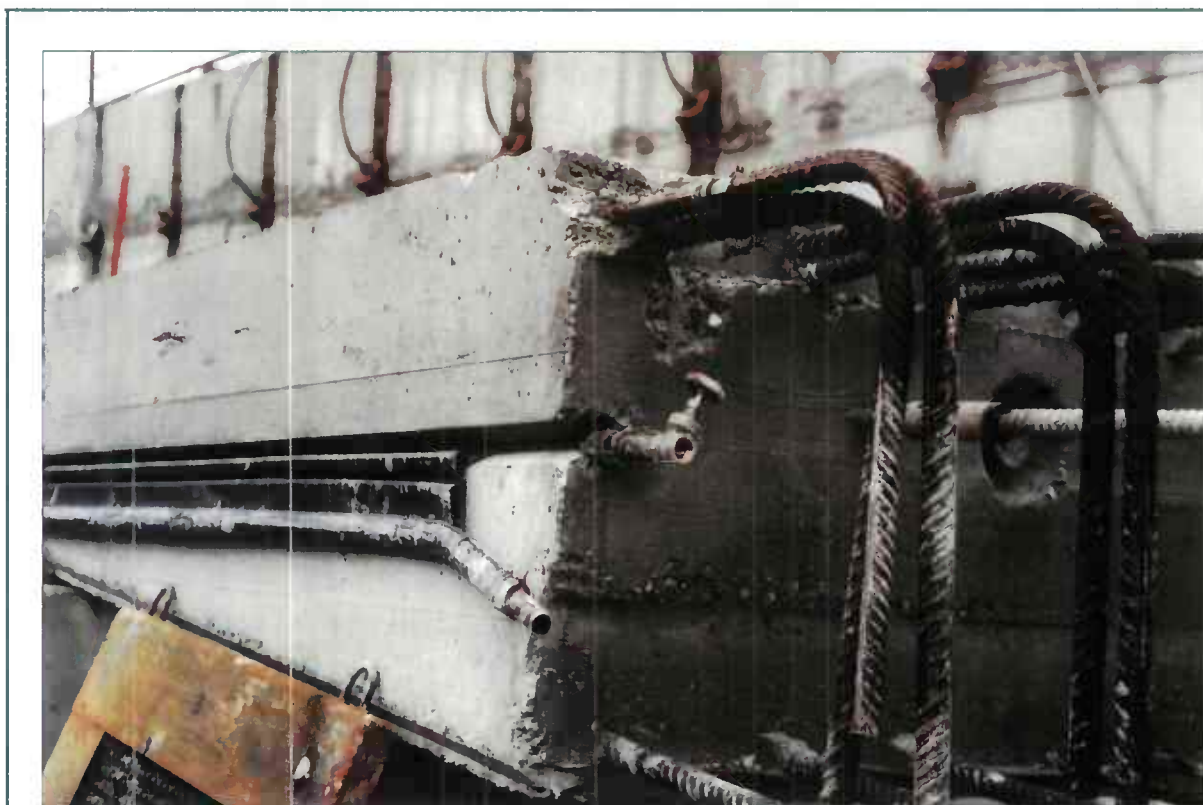
*Figure 6.6*

#### **LES JOINTS EN CAOUTCHOUC DE TYPE "WATER-STOP"**

### *Les parois préfabriquées*

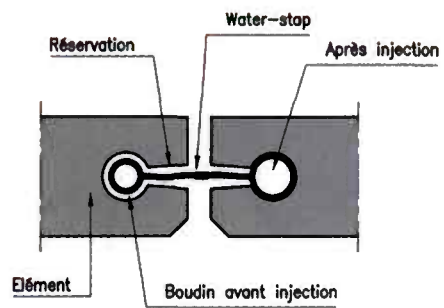
La technique la plus courante reste la mise en œuvre de joints de type “water-stop“ (injectés ou non), mis en place en même temps que les panneaux, ou immédiatement après la pose de ceux-ci, lorsque le coulis de scellement est encore fluide.

Un autre procédé consiste à souder un couvre-joint sur deux demi-joints préalablement intégrés dans les panneaux, lors de la fabrication de ces derniers, comme l’illustre le schéma de la figure 6.9.

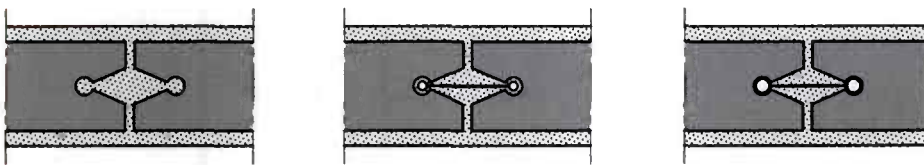


*Figure 6.7*

**JOINT D'ÉTANCHÉITÉ GONFLABLE À L'EXTRÉMITÉ D'UN PANNEAU  
DU PAROI PRÉFABRIQUÉE**



JOINT WATER-STOP MIS EN PLACE EN MÊME TEMPS QUE LE PANNEAU



JOINT WATER-STOP MIS EN PLACE APRÈS INSERTION DES PANNEAUX

Figure 6.8

**PROCÉDÉS DE MISE EN ŒUVRE DES JOINTS DE TYPE WATER-STOP**

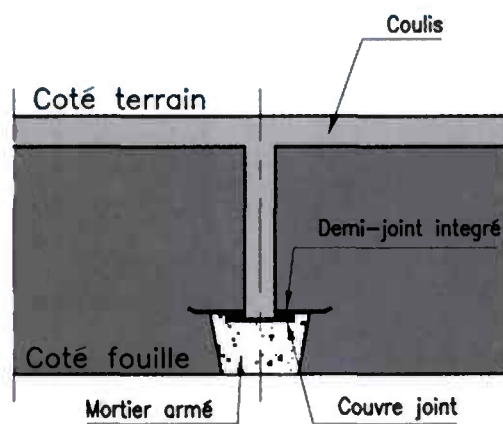


Figure 6.9

**SOUDURE D'UN COUVRE-JOINT**

### *. Les palplanches métalliques*

Les rideaux de palplanches se caractérisent par la présence d'une véritable discontinuité au droit de chaque serrure de palplanche. Ces rideaux ont de multiples applications qui exigent différents degrés d'étanchéité, et qui ont donc conduit les fabricants à développer plusieurs procédés pour le traitement de l'étanchéité au droit des serrures.

Dans certains types de sols contenant des particules fines, les serrures peuvent se colmater naturellement, de manière plus ou moins efficace. Un tel colmatage et son efficacité ne pouvant être garantis, la disposition consistant à ne rien prévoir au droit des serrures ne peut être envisagée pour un ouvrage définitif qu'en l'absence de nappe derrière le rideau. Pour des raisons d'ordre esthétique, on cherchera néanmoins soit à limiter ou éviter les suintements d'eau, par application d'un mastic dans les serrures, soit à masquer le rideau, par des éléments rapportés ou un voile en béton légèrement armé coulé contre celui-ci, en recueillant les éventuelles eaux de suintement en pied du rideau, en vue de les évacuer vers les réseaux de drainage ou d'assainissement.

Les fabricants proposent différents produits à introduire dans les serrures pour en améliorer les performances d'étanchéité. Il peut s'agir soit d'un produit hydrocarboné mis en œuvre à chaud, pour des applications aux performances qualifiées de "moyennes", soit d'un produit hydrogonflant, mis en œuvre à froid par extrusion, pour les applications aux performances qualifiées d'élevées.

En tout état de cause, la soudure continue des serrures, effectuée in-situ reste le moyen le plus efficace pour garantir une bonne étanchéité au droit des celles-ci. Elle ne peut s'appliquer qu'à partir du fond de fouille, ce qui est généralement suffisant.

#### *6.3.3.c - L'étanchéité des radiers*

D'une manière générale, un radier en béton est prévu lorsque le niveau de la nappe peut se situer de manière permanente ou par intermittence au-dessus de celui de la chaussée.

Dans de tels cas il y a lieu en principe de prévoir la mise en place d'une étanchéité du radier.

Celle-ci ne pose généralement pas de problème car la surface à étancher est horizontale, et si l'étanchéité est extérieure, on peut disposer d'un surfaçage acceptable du béton de propreté. Alors, l'étanchéité reçoit directement le radier. Elle n'est soumise à aucun effort horizontal (à l'inverse d'un pont) et la seule qualité nécessaire est sa continuité. En général, cette étanchéité est réalisée à l'aide de feuilles préfabriquées de même nature que celles de l'étanchéité des piédroits, lorsqu'il y en a une.

L'étanchéité du radier peut également se faire par l'intérieur. Une telle disposition peut être envisagée lorsque la charge d'eau est faible, et s'impose en pratique lorsque la surface à étancher comprend de nombreuses discontinuités qu'il est difficile, voire impossible, de traiter correctement, comme par exemple lorsque le radier est ancré par des clous ou des micropieux.

Dans ces cas, les solutions à adopter sont identiques à celles des ponts si ce n'est que les conditions sont plus favorables puisque aucune recherche de diminution du poids n'est à faire ici. L'étanchéité doit cependant bien adhérer au support, et comme pour les piédroits, la solution à retenir est un film mince adhérent au support.



*Figure 6.10*  
**DÉFAUT D'ÉTANCHÉITÉ D'UN RADIER**



*Figure 6.11*  
**SYSTÈME D'ÉTANCHÉITÉ MIS EN PLACE SOUS UN RADIER**

De même que certains piédroits, certains radiers ne comportent aucune étanchéité. Cela peut se concevoir lorsque les eaux ne pourront pas être agressives et que la charge d'eau est faible et/ou agit par intermittence à travers des terrains eux-mêmes très peu perméables. Ces dispositions sont à examiner au cas par cas.

### 6.3.4 - Traitement des discontinuités de la structure

La conception d'un ouvrage ainsi que son mode de réalisation conduisent à la présence de nombreux joints structurels appartenant à différentes catégories.

Ces joints constituent des discontinuités dans la structure et doivent faire l'objet d'un traitement particulier en fonction de leur nature afin de garantir l'étanchéité de l'ouvrage.

On distingue deux types de joints :

- \* Les *joints inertes* (joints de reprise) : il s'agit de joints de construction comprenant les reprises de bétonnage.
- \* Les *joints actifs* ou de fonctionnement de l'ouvrage, prévus pour permettre les déplacements relatifs.

Le choix de l'emplacement et du tracé des reprises de bétonnage est à étudier de façon à limiter leur incidence éventuelle sur la qualité de l'étanchéité.

Les joints de reprise situés au niveau des discontinuités entre phases de bétonnage (dalle-piédroits, piédroits-radier) n'ont pas, en principe, à supporter de variations dimensionnelles, à l'exception de celles induites par le retrait différentiel.

Pour les joints actifs, leur emplacement et leur tracé doivent être définis de façon à en limiter le linéaire et à les rendre les plus simples et les plus accessibles possible. Il est recommandé de faire coïncider les joints de chaque partie de l'ouvrage (radier, piédroit, dalle) dans un même plan lorsque cela est possible.

Le traitement de ces discontinuités de la structure au niveau desquelles le complexe d'étanchéité, lorsqu'il y en a un, ne pourrait à lui seul assurer l'étanchéité de l'ouvrage est appelé joint d'étanchéité.

Par ailleurs, la concomitance de ces discontinuités peut se rencontrer à l'interface de deux parties d'ouvrage et le plus fréquemment entre piédroits et radier.

En tout état de cause, ces discontinuités constituant des points faibles de l'étanchéité, il est recommandé de toujours prévoir des dispositions pour assurer le drainage des éventuelles eaux d'infiltration et leur évacuation dans les réseaux d'assainissement.



## 6.4 - LES PRODUITS UTILISÉS EN ÉTANCHÉITÉ DE SURFACE ET LEUR DOMAINE D'EMPLOI

On distingue deux types d'étanchéité de surface :

- \* l'étanchéité d'extrados lorsque le système peut-être mis en oeuvre entre le terrain et le parement extérieur de l'ouvrage,
- \* l'étanchéité d'intrados lorsque le système est mis en oeuvre sur le parement intérieur de l'ouvrage.

Différentes familles de produits sont principalement utilisées pour l'étanchéité des tranchées couvertes, classées selon leur domaine d'emploi :

### *En intrados,*

- les produits enduits ou projetés, polymérisés ou polymérisables en place,
- les enduits hydrofugés.

### *En extrados,*

- les membranes d'étanchéité ou feuilles préfabriquées de bitumes polymères,
- les membranes synthétiques,
- l'asphalte coulé.

D'autres types de produits tendent actuellement à se développer :

- les panneaux d'argile gonflante en extrados,
- les minéralisants et cristallisants de surface en intrados.

**Page laissée blanche intentionnellement**

# 7

## LA RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE ET HYDROGÉOLOGIQUE

### | 7.1 - SPÉCIFICITÉ DES RECONNAISSANCES DES TRANCHÉES COUVERTES

Les tranchées couvertes et trémies adjacentes sont des ouvrages d'art qui présentent la particularité d'être totalement enterrés dans le sol. De ce fait leur fonctionnement se caractérise par une forte interaction entre les structures et le milieu environnant.

Les reconnaissances géotechniques devront donc répondre à des objectifs multiples devant considérer à la fois les situations rencontrées au cours de la construction et en service, celles-ci pouvant être différentes.

La connaissance de l'environnement géologique, géotechnique et hydrogéologique constitue souvent un aspect important de la conception des projets et intervient sous des formes multiples dans leur dimensionnement.

Si les programmes de reconnaissance géotechnique des tranchées couvertes peuvent s'inspirer de documents plus généraux sur les reconnaissances de tracés et des ouvrages d'art, certains aspects qui leur sont plus spécifiques doivent être pris en compte :

#### *. Le rôle essentiel de l'eau*

L'eau est un paramètre important de la conception des projets.

Aussi, l'identification des nappes et de leurs fluctuations saisonnières et exceptionnelles (crues), ainsi que des caractéristiques des sols aquifères constitue une priorité des reconnaissances à engager le plus tôt possible.

Même si les terrassements n'interceptent pas la nappe, l'hydrogéologie du site doit être connue avec précision, soit du fait de l'existence possible de nappes profondes en charge, soit parce que l'ouvrage risque de perturber les écoulements, par effet de "barrage" ou à l'inverse de "drainage" (voir chap. 4). L'analyse de ces phénomènes peut requérir des études spécifiques nécessitant des informations recueillies largement à l'extérieur du tracé.

#### *. La limitation des déformations des sols à proximité des ouvrages*

Dans le cas de tranchées couvertes et trémies construites dans des sites urbains, l'exiguïté des emprises impose généralement la réalisation de soutènements provisoires ou intégrés dans les structures définitives.

La présence de voiries, réseaux ou constructions diverses au voisinage immédiat des ouvrages justifie une maîtrise des déformations des massifs de sols lors des travaux. Dans la mesure du possible, les méthodes de reconnaissance doivent donc permettre aussi de mesurer les paramètres de déformabilité des sols, nécessaires à la modélisation des interactions sol-soutènement ou sol-structure.

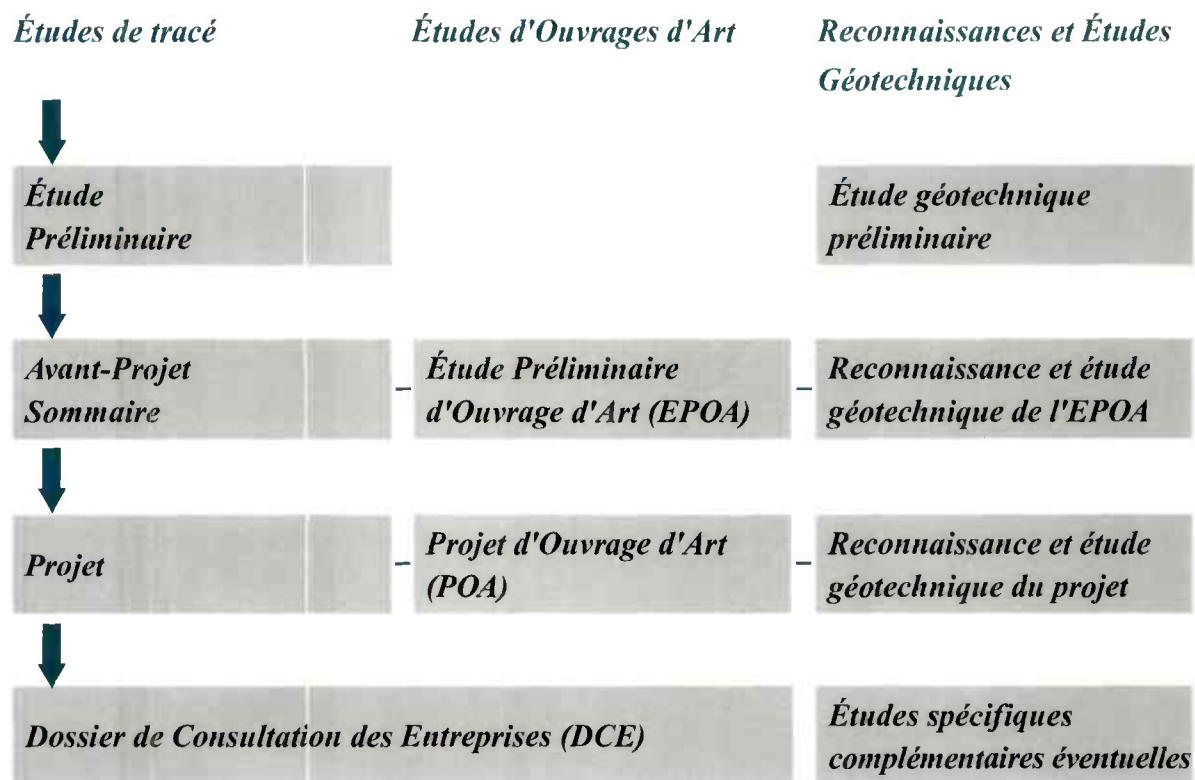
On peut ajouter à ces aspects spécifiques la nécessité de considérer les contraintes habituelles de réalisation des travaux en milieu fortement urbanisé telles que :

- \* la limitation des nuisances phoniques ou vibratoires,
- \* les faibles possibilités de stockage sur site des déblais et la réglementation des conditions d'évacuation des matériaux,
- \* le risque de rencontre de sols ou nappes pollués.

Si ces contraintes ne sont pas spécifiques aux travaux de tranchées couvertes, il est important que la caractérisation des sols soit suffisamment précise pour faciliter le choix des techniques d'exécution des ouvrages et des terrassements et limiter les aléas liés aux sols.

## 7.2 - PROGRESSIVITÉ DES RECONNAISSANCES

Les procédures d'élaboration des dossiers techniques de projets routiers prévoient trois phases d'études auxquelles correspondent trois phases de reconnaissances géotechniques, conformément à la représentation schématique du tableau ci-dessous :



Les reconnaissances des tranchées couvertes, classées comme ouvrages d'art non courants, relèvent plus particulièrement des phases d'E.P.O.A. et de P.O.A. et il convient donc de préciser le contenu de ces deux phases, qui doit respecter le principe général de progressivité des moyens mis en œuvre.

La totalité des reconnaissances de sol nécessaires pour le dimensionnement du projet est donc normalement réalisée à l'issue de ces deux phases de reconnaissance.

Il peut arriver que pour diverses raisons, en particulier des délais de libération d'emprises, certaines parties d'ouvrage n'aient pu faire l'objet de reconnaissances et que les données géotechniques y aient été définies par extrapolation. Dans la mesure du possible des compléments de reconnaissance seront alors réalisés dans l'intervalle de temps précédant l'attribution du marché.

Cette période peut également être mise à profit pour la réalisation d'études et d'essais particuliers qui, sans remettre en cause les choix techniques, apportent des informations utiles pour le démarrage des études d'exécution et des travaux. Il s'agit par exemple :

- \* d'essais préalables de tirants ou de clous,
- \* d'essais de battage de palplanches,
- \* d'essais de pompage,
- \* de recherches de galeries souterraines ou de karsts.

### **7.3 - L'ÉTUDE GÉOLOGIQUE PRÉLIMINAIRE**

L'étude préliminaire du tracé a pour objectif de vérifier la faisabilité de l'opération et doit en particulier faire apparaître les principales contraintes du site.

À ce stade, pour des projets situés en site urbanisé, le tracé en plan est déjà généralement figé, par contre les profils en long et la délimitation des zones de tranchée ouvertes ou couvertes ne sont pas précisément définis.

L'inventaire des données géotechniques et hydrogéologiques existantes constitue la base de l'étude. Il devra notamment pouvoir définir la nature des terrains traversés et la position des principales nappes.

Dans les sites où la documentation existante est abondante, les informations rassemblées suffisent généralement à l'établissement du profil géologique (échelle 1/2 000 à 1/10 000). Dans les autres cas, les reconnaissances restent limitées, et doivent surtout porter sur les points pouvant influencer les choix des profils d'ouvrages.

À ce titre l'hydrogéologie est probablement l'un des points les plus importants et la pose de piézomètres peut être intéressante, car elle permettra le contrôle des fluctuations des nappes sur des périodes pluriannuelles.

## 7.4 - LA RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE DE L'ÉTUDE PRÉLIMINAIRE D'OUVRAGE D'ART

L'E.P.O.A. a principalement pour but de choisir un parti technique de construction de l'ouvrage et d'évaluer le coût du projet.

Compte tenu :

- \* d'une part de la multiplicité des variantes de conception et de réalisation des tranchées couvertes,
- \* d'autre part du rôle important des paramètres géotechniques et hydrogéologiques dans les choix constructifs

la reconnaissance de sol devra être suffisante pour permettre un prédimensionnement des différentes variantes techniques envisageables.

Cette reconnaissance sera souvent proportionnellement plus importante que pour un ouvrage d'art en élévation du fait d'une interaction forte entre l'ouvrage et le sol. En outre le caractère linéaire des ouvrages permet une plus grande latitude dans la position des sondages.

La campagne de reconnaissance doit permettre de caractériser la structure des terrains et les nappes à une profondeur suffisante et toujours nettement supérieure à la profondeur de la tranchée. Cette profondeur doit également tenir compte des évolutions possibles du profil en long, évolutions qui sont naturellement fonction du contexte géologique local et ne peuvent être fixées à priori. Toutefois des longueurs de sondages au moins égales au double de la profondeur de la tranchée sont généralement conseillées.

Les implantations de sondages sont souvent tributaires de l'encombrement du sol en surface puisque nombre d'ouvrages en site urbain sont situés sous des voies existantes.

Les reconnaissances comportent généralement :

*1 - des sondages carottés* dont l'espacement est variable selon la complexité du site (en général compris entre 100 et 200 m).

Ils pourront être implantés à l'aplomb des piédroits latéraux, en quinconce par rapport à l'axe du tracé, de manière à mettre en évidence les pendages des structures géologiques.

Ces sondages sont mis à profit pour le prélèvement d'échantillons intacts et pour la réalisation d'essais de perméabilité en cas de présence d'eau. Ils font alors l'objet d'équipements piézométriques.

Il peut être judicieux de positionner certains sondages dans des emplacements "protégés", même extérieurs au tracé et de les équiper d'un dispositif d'acquisition continu du niveau piézométrique.

Le sondage carotté est le principal mode de reconnaissance permettant le prélèvement d'échantillons intacts de sol. On pourra éventuellement conserver certains échantillons prélevés dans cette phase pour la réalisation d'essais mécaniques lors de l'étude ultérieure du projet.

**2 - des sondages destructifs** en gros diamètre (type tarière hélicoïdale) pour le prélèvement d'échantillons de matériaux à fin d'identification pour l'étude des conditions de terrassement, de réemploi des déblais et éventuellement des structures de chaussées.

**3 - des forages et essai in situ**, en nombre restreint pour une caractérisation mécanique des différents horizons (à comparer aux données d'archives) et le prédimensionnement des ouvrages.

Les forages pressiométriques sont généralement conseillés car ils permettent d'établir une coupe sommaire du terrain (valorisée éventuellement par des diagraphies de radioactivité naturelle) et fournissent à la fois des caractéristiques de résistance au sol (pression limite) et de déformation (module pressiométrique).



**Figure 7.1**

**SONDAGE À LA TARIÈRE**

**SONDAGE :**

Type : *Pressiomètre*

X: 607831

Y: 138604

Z: 46.6

Inclinaison : 0.0°

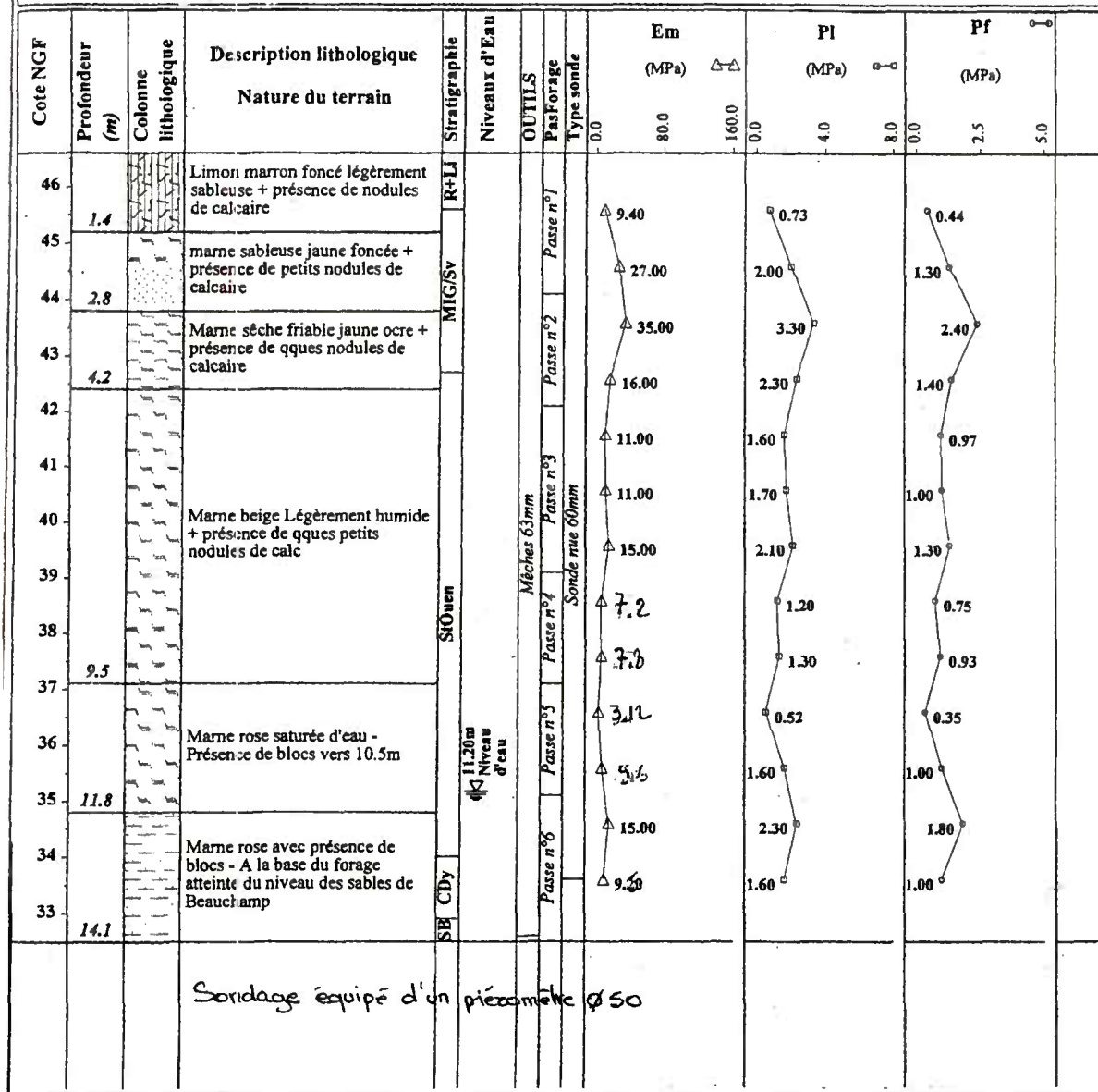


Figure 7.2

EXEMPLE DES RÉSULTATS D'UN SONDAGE PRESSIOMÉTRIQUE



4 - *des sondages destructifs avec enregistrement* des paramètres d'avancement constituent un mode de reconnaissance rapide et peu coûteux pouvant être mis en œuvre dans les cas suivants :

- \* localisation d'un substratum résistant sous un recouvrement alluvionnaire,
- \* recherche de vides karstiques,
- \* localisation de carrières souterraines non visitables ou contrôle de leur état de comblement,
- \* en association avec la diagraphie de radioactivité naturelle, identification de niveaux particuliers (argile, gypse...).

5 - *des sondages piézométriques* ; dans le cas où le projet intercepte une nappe aquifère, il est nécessaire d'en définir précisément le sens et le gradient d'écoulement ; pour cela et pour permettre une première évaluation des perturbations que peut apporter l'ouvrage sur les écoulements de la nappe, des piézomètres complémentaires sont à prévoir dans la zone d'influence du projet, éventuellement à plusieurs centaines de mètres de part et d'autre du tracé.

## 7.5 - LES RECONNAISSANCES DU PROJET D'OUVRAGE D'ART

Le P.O.A. doit permettre d'établir avec précision le dimensionnement des solutions techniques retenues. Il fixe également le cadre des variantes.

Ainsi, la reconnaissance géotechnique et hydrogéologique doit avoir pour objectif de fournir tous les éléments nécessaires à l'étude de la solution de base, mais aussi des variantes envisageables. Cette reconnaissance doit être adaptée au projet et donc tenir compte des options techniques retenues dans l'E.P.O.A.

Venant en complément de l'étude d'E.P.O.A., elle doit permettre d'affiner les descriptions lithologiques et surtout fournir les caractéristiques mécaniques nécessaires aux calculs des fondations et des soutènements. Ces caractéristiques sont obtenues à partir d'essais de laboratoire et par des essais en place.

Les documents graphiques établis comportent des cartes géologiques avec l'implantation des sondages (échelle en général 1/500 ou 1/1 000) ainsi que des profils géotechniques longitudinaux et transversaux.

### N.B. :

En cas de structure géologique simple, un profil longitudinal axial accompagné de quelques profils transversaux convient.

En cas de structure plus complexe ou d'un pendage général des couches, il est préférable d'établir un profil longitudinal pour chaque piédroit de l'ouvrage.

Dans le cas où un rabattement de la nappe est envisagé pendant les travaux, la réalisation d'essais de pompage est conseillée, pour permettre une prévision des débits d'exhaure. L'implantation de ces essais tiendra compte de la connaissance de l'hydrogéologie du site fournie par l'étude préliminaire (structures des couches, perméabilités mesurées par essais Lefranc). Ces essais de pompage sont particulièrement recommandés, si des modes d'exploitation de l'ouvrage avec épuisement permanent de la nappe sont envisagés.

Les perturbations des écoulements de la nappe apportées par la présence de l'ouvrage, déjà évaluées qualitativement au stade de l'E.P.O.A., feront l'objet d'études plus approfondies, s'appuyant le cas échéant sur des modélisations numériques.

Les données nécessaires à ce type d'étude sont, outre les cartes piézométriques et la perméabilité des sols aquifères, les conditions d'alimentation de la nappe (pluviométrie, échanges au niveau des rivières) ainsi que les prélèvements (puits de maraîchers ou industriels). Des renseignements peuvent être recueillis auprès des services gestionnaires (Service de la Navigation notamment) et des collectivités locales.

Que ce soit pour la consolidation des sols sous les ouvrages ou pour la réalisation d'écrans étanches, les travaux de tranchées couvertes font assez souvent appel aux techniques d'injection des sols, pour lesquelles des essais spécifiques peuvent être envisagés (cf. § 7.6.1 ci-après).

## 7.6 - LES RECONNAISSANCES ET ÉTUDES SPÉCIFIQUES

### 7.6.1 - Projet d'injection - Plot d'essai d'injection

L'évaluation des conditions de traitement d'un terrain dans des conditions techniques et économiques satisfaisantes est à effectuer généralement dès les phases de conception du projet, en fonction des objectifs recherchés :

- comblement de vides des terrains (milieux karstiques) avant réalisation de travaux de terrassement ou perforation de parois,
- injections de consolidation pour améliorer la portance du sol sous des radiers ou des piédroits,
- injections d'étanchement pour la réalisation d'écrans latéraux ou de fonds étanches (cf. § 4.1.4.).

Le "projet d'injection" a pour objet de définir les principales caractéristiques du traitement :

- géométrie du volume à traiter,
- espacement et équipement des forages,
- composition des coulis,
- évaluation des volumes, débits et pressions d'injection.

L'étude s'appuiera sur les descriptions lithologiques des terrains, leur état éventuel de fracturation, des essais d'identification (analyses granulométriques principalement), des essais de perméabilité, éventuellement complétés en phase de P.O.A. par des essais de pompage dans le cas d'injections d'étanchement, par des essais mécaniques dans le cas d'injections de consolidation.

Elle doit aboutir :

- à des prescriptions concernant la méthodologie du traitement, à inclure dans les pièces techniques du marché,
- à la définition de critères de réception de travaux (perméabilité contrôlée par des essais de pompage à l'intérieur de "boîtes" étanches, caractéristiques mécaniques contrôlées par des essais in situ...).

Dans quelques cas particuliers, l'enjeu peut être d'une importance telle que des plots d'essais soient utiles dès le stade des études.

Ces situations peuvent correspondre :

- à des terrains à la limite de l'injectabilité",
- à l'évaluation de performances de produits nouveaux, tant en caractéristiques de pénétrabilité que d'amélioration des paramètres de résistance.

La justification et la définition de ces plots d'essai nécessitent l'intervention de spécialistes.

Quelques informations complémentaires relatives à la reconnaissance et aux études préalables à un traitement de sols par injection sont données au § 7.8.3.

## **7.6.2 - Essais de tirants et de clous**

Les essais de traction sur des ancrages ont pour objet de déterminer la capacité de scellement du terrain par la mesure d'une traction limite.

Réalisés au stade des études, ces essais sont qualifiés d'essais préalables.

Il peut s'agir :

- d'essais préalables de tirants précontraints,
- d'essais préalables de clous.

### **7.6.2.a - Essais de tirants précontraints**

Les conditions de réalisation de ces essais (opportunité - procédures - interprétation) sont définies dans les documents :

- "Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des tirants d'ancrage", dernière édition TA 95.
- Norme NF P 94-153 - Essai statique de tirant d'ancrage.

D'après le TA 95, les essais préalables ne sont obligatoires que dans des terrains plastiques susceptibles de fluer pour lesquels l'indice de plasticité  $I_p$  est supérieur à 20.

Toutefois, un maître d'œuvre pourra également prévoir des essais préalables pendant les phases d'études dans quelques cas particuliers :

- terrains de scellement mal connus ou difficiles,
- grand nombre de tirants à réaliser justifiant une bonne connaissance des caractéristiques des scellements pour évaluer le coût des ancrages.

Il devra alors tenir compte des contraintes particulières de ces essais :

- coût élevé lié notamment à l'amenée du matériel et à la réalisation d'un "massif de réaction" spécifique,
- entreprise réalisant les tirants d'essais préalables pouvant ne pas être l'entreprise adjudicataire des travaux, des savoir-faire ou des technologies différents peuvent entraîner des écarts de performances entre les tirants d'essais et les tirants de "production".

#### *7.6.2.b - Essais de clous*

Les recommandations "Clouterre 91" prévoient la réalisation d'essais préalables de clous dans des situations similaires à celles des tirants précontraints :

- sols mal connus ou non identifiés par les abaques de prédimensionnement,
- évaluation d'une technique de mise en œuvre (par exemple le battage direct d'armatures dans le sol).

Là encore l'entreprise réalisant les essais préalables peut être différente de celle adjudicataire des travaux.

On notera, tant pour les ancrages précontraints que les ancrages passifs (clous), que les abaques de dimensionnement permettent une évaluation satisfaisante des efforts mobilisables dans les scellements dans un grand nombre de terrains, dans la mesure où l'on dispose de mesures suffisantes de leurs caractéristiques mécaniques.

Enfin, dans la plupart des cas, des essais d'arrachement dits de "conformité" sont à prévoir dans les marchés et à faire réaliser par l'entreprise retenue pour les travaux dans un délai compatible avec l'élaboration des notes de calcul d'exécution. La définition de ces essais est à préciser dans le CCTP.

#### *7.6.3 - Essais de battage ou de forage*

De tels essais peuvent être prévus dans des cas particuliers pour évaluer :

- les possibilités de battage de palplanches ou profilés métalliques,
- les performances de techniques particulières de foration,
- l'impact de ces travaux sur l'environnement du projet (bruit-vibrations) principalement en site fortement urbanisé.

Compte tenu de leur coût, il conviendra au cas par cas d'examiner attentivement l'opportunité de tels essais en fonction des enjeux.

## 7.7 - PLACE DES ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DANS L'ÉLABORATION D'UN PROJET DE TRANCHÉE COUVERTE

Pour une bonne appréhension des paramètres hydrauliques et de comportement des sols, il convient d'intégrer le géologue ou le géotechnicien dans l'équipe de conception du projet.

Au stade de l'étude préliminaire du tracé, la connaissance de la géologie régionale et surtout de la position et des fluctuations des nappes sont des données essentielles qui pourront éventuellement orienter les choix de profils en long ou permettre d'évaluer les difficultés de réalisation des ouvrages.

Comme cela a été prévu dans les paragraphes précédents, la reconnaissance associée à l'E.P.O.A. est la plus importante, car elle doit permettre d'apporter des éléments suffisants pour choisir et prédimensionner les solutions techniques adaptées au site. Aussi, pour que les moyens mis en œuvre répondent bien aux enjeux, des échanges fréquents avec les projeteurs sont souhaitables.

### N.B. :

Si dans un ouvrage d'art classique, les études de structure et les études de fondation peuvent être menées dans la plupart des cas "en parallèle", pour une tranchée couverte, il est souvent nécessaire de disposer de données géotechniques assez complètes pour démarrer les analyses de structure.

Au stade du projet, les besoins de reconnaissances et études complémentaires pourront en général être bien définis si un dialogue s'est établi entre le maître d'œuvre, son bureau d'études et le géotechnicien.

Les missions de ce dernier doivent être en rapport avec les phases d'études du projet. Elles ont fait l'objet de normes dans lesquelles elles sont bien définies et auxquelles il conviendra de se reporter.

## 7.8 - INFORMATIONS COMPLÉMENTAIRES SUR QUELQUES ESSAIS

### 7.8.1 - Les essais d'eau

Les essais couramment réalisés en sondages sont :

- les essais Lefranc dans les sols meubles peu ou moyennement perméables,
- les essais Lugeon dans les milieux fissurés (sols raides ou roches).

Les procédures d'essais sont définies par des normes.

Ces essais doivent être réalisés en nombre suffisamment élevé pour caractériser la perméabilité d'un massif, la dispersion des résultats pouvant être importante.

Les perméabilités mesurées sont des perméabilités horizontales et les valeurs mesurées gardent un caractère qualitatif qui sous-estime généralement la perméabilité réelle du sol.

Aussi pour l'appréciation d'un débit de pompage, le géologue est amené généralement à tenir compte de son expérience de chantier en sols similaires et à "corriger" la valeur de la perméabilité mesurée par des essais ponctuels (par un coefficient pouvant varier de 1 à 10 selon la nature du sol !).

Pour cette raison, dans tous les cas où peuvent être envisagés :

- des rabattements de nappe pendant les travaux dans des sols relativement perméables
- des rabattements permanents sous la chaussée ou le radier de l'ouvrage en service

il est vivement recommandé de **procéder à des essais de pompage par puits, avec contrôle des rabattements par un réseau de piézomètres.**

Dans certains cas ces essais, à implanter à partir de la reconnaissance géologique initiale, peuvent constituer un élément essentiel d'appréciation de la faisabilité d'une solution technique.

## 7.8.2 - Mesure des caractéristiques mécaniques des sols

### *. Résistance au cisaillement*

Les caractéristiques de cisaillement des sols interviennent principalement dans les calculs de soutènement. Dans les milieux pulvérulents, l'angle de frottement est déterminé classiquement par des essais de cisaillement à la boîte ou à l'appareil triaxial.

Toutefois, dans des milieux où il n'est guère possible de prélever des échantillons intacts, tels que des alluvions sablo-graveleuses, l'angle de frottement est déterminé en fonction de la granulométrie et de la compacité du matériau (appréciée par exemple par des essais in situ).

Dans les milieux cohérents, les calculs de soutènement sont menés en principe :

- à "court terme" en tenant compte des caractéristiques de cisaillement non drainé du sol ( $C_u$ ),
- à "long terme" avec les caractéristiques drainées ( $C'$ ,  $\phi'$ ) mesurées par des essais spécifiques en laboratoire.

Une difficulté pratique réside pour des sols "intermédiaires" (argile sableuse, limon, marnes) dans le choix des caractéristiques à retenir, puisque en fonction de sa perméabilité le sol évoluera plus ou moins rapidement vers un comportement de "long terme". Sachant qu'en règle générale, le calcul avec les caractéristiques de long terme est le plus défavorable (il aboutit par exemple à des fiches plus grandes de parois moulées), il peut y avoir lieu de réserver le calcul en caractéristiques de "court terme" à des phases particulières et courtes de travaux, par exemple :

- terrassement au niveau bas de plate-forme, avant réalisation de la chaussée,
- creusement d'une tranchée en pied de paroi moulée pour la pose d'un réseau d'assainissement...

La durée maximale de la phase de travaux correspondante doit pouvoir être appréciée "au mieux" par le géotechnicien.

### *. Caractéristiques de déformabilité*

De manière de plus en plus fréquente, et quasi systématique en site urbain, les ouvrages (parois de soutènement, cadre, portique mais aussi radiers) sont étudiés par des méthodes au "module de réaction" qui tiennent compte de relations linéaires entre les pressions du sol et les déplacements et permettent ainsi de calculer les déformations des ouvrages. Des critères de déplacements sont ainsi "contractualisés" dans de nombreux marchés.

L'essai usuel permettant de déterminer ces modules est l'essai pressiométrique, dont il convient de rappeler qu'il correspond à une sollicitation très particulière du sol, avec augmentation de la contrainte moyenne. Il ne traduit qu'imparfaitement le comportement du sol en "déchargement" lors d'une excavation et par ailleurs paraît sous-estimer les raideurs du sol dans le domaine des petites déformations.

C'est pourquoi diverses règles de détermination du module de réaction, plus ou moins empiriques, mais basées sur des observations expérimentales ont été proposées par divers auteurs.

On en retiendra que la détermination des paramètres de déformabilité des sols est délicate et la prévision des déformations par le calcul à considérer avec prudence.

Un suivi des déformations de l'ouvrage pendant sa construction et la prévision de dispositions conservatoires permet dans certains cas de s'affranchir de ces incertitudes du calcul.

### **7.8.3 - Reconnaissance et études préalables à un traitement de sols par injection**

Le projet d'injection comporte :

- la définition des coulis (mortiers, coulis de bentonite-ciment, gels de silice), caractérisés principalement par leur pénétrabilité et leur pérennité,
- le dispositif d'injection : profondeur, espacement et équipement des forages,
- la mise en œuvre : critères de pression et débit,
- les contrôles d'exécution et de résultats.

Compte tenu de la multiplicité des situations rencontrées, la définition du programme des reconnaissances doit être confiée à un spécialiste de ces types de traitement.

L'étude devra permettre de définir les solutions techniques envisageables et d'en estimer les coûts, les délais d'exécution, les conséquences sur l'environnement.

Les paramètres qui caractérisent le mieux l'injectabilité des sols sont :

- en milieu fissuré : la distribution spatiale, l'ouverture et le remplissage des fissures,
- en milieu pulvérulent : la porosité et la manière dont les vides communiquent entre eux.

Une caractérisation directe de ces paramètres est difficile. On procède donc par recoupement d'informations de plusieurs types :

- une étude fine de la stratigraphie et de la lithologie (en particulier une description détaillée des carottes de sondage),
- des essais d'identification (densité, porosité) et analyses granulométriques,
- des essais de perméabilité en sondage.

Par ailleurs, la reconnaissance comportera :

- des forages destructifs avec enregistrement des paramètres associés à des diagraphies (ils pourront éventuellement être corrélés ultérieurement avec les forages d'injection),
- des essais mécaniques in situ (pressiomètre, pénétromètre) dans le cas de traitement de consolidation,
- des analyses chimiques de l'eau de la nappe,
- des analyses chimiques des sols en cas de risque de pollution.

La prise en considération de l'environnement du projet comporte principalement :

- le recensement des ouvrages susceptibles d'être influencés par les travaux (soulèvements, résurgences de coulis...),
- l'impact hydrogéologique : modification des écoulements, risques de pollution des eaux par les produits de traitement.



## | 8.1 - INTRODUCTION

Comme pour les tunnels, le choix de la structure sur un projet neuf de tranchée couverte répond uniquement à des critères techniques et économiques. Il n'y a pas lieu en général de tenir compte de critères architecturaux. L'étude qualitative des contraintes du site si elle est bien menée et complète permet donc de s'orienter très tôt sur un type de structure.

Au niveau de l'étude Préliminaire, le prédimensionnement conduit à estimer le coût d'objectif. Dans une opération d'infrastructure, la part correspondant à la tranchée couverte est souvent importante. L'effet d'échelle sur l'estimation de ce type d'ouvrage très linéaire doit rester à l'esprit du maître d'œuvre tout au long de sa démarche de dimensionnement.

La conception et la justification des tranchées couvertes empruntent des techniques et des modèles de calcul mis au point pour les ponts courants et les soutènements.

Les tranchées couvertes conçues comme des structures classiques (PIPO, PICF,...), sont en partie justifiées à l'aide des mêmes outils de calcul. Ce chapitre insistera dans ce cas sur les précautions particulières à prendre pour leurs justifications. Des calculs spécifiques peuvent en effet se révéler nécessaires.

Il n'existe pas par contre de recommandations ou de règles écrites pour la modélisation des tranchées couvertes qui reposent sur des parois profondes. L'étude d'un ouvrage de ce type, en étroite interaction avec le milieu environnant, mêle les techniques de calcul des parois en tant que murs de soutènement, ainsi que les modélisations classiques de structures plus complètes. Dans ce cas, le phasage de construction, l'interaction sol-structure et la présence de l'eau dans le terrain rendent les calculs beaucoup plus complexes.

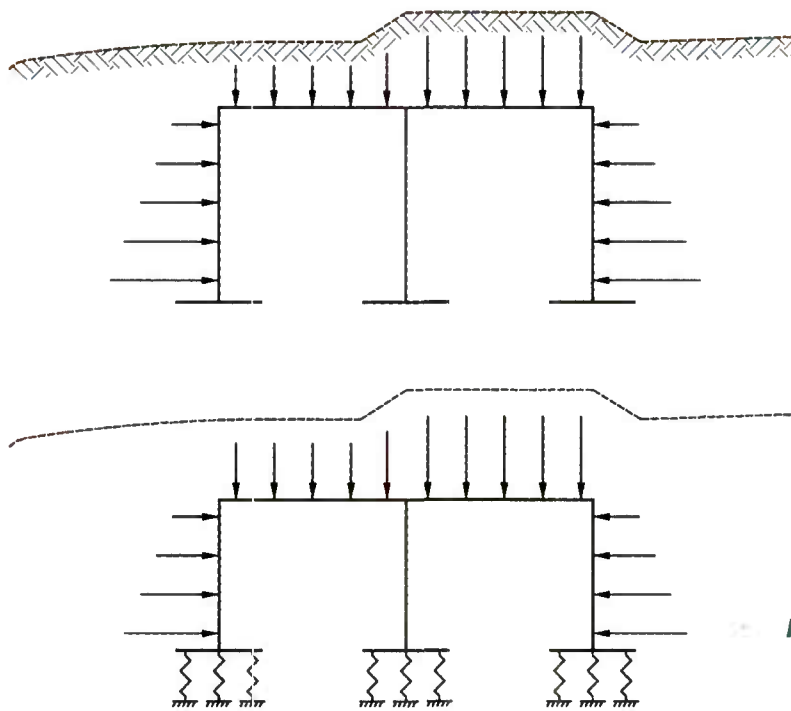


Figure 8.1  
 EXEMPLE DE SCHÉMATISATION  
 D'UN PORTIQUE DOUBLE  
 EN PHASE DE SERVICE

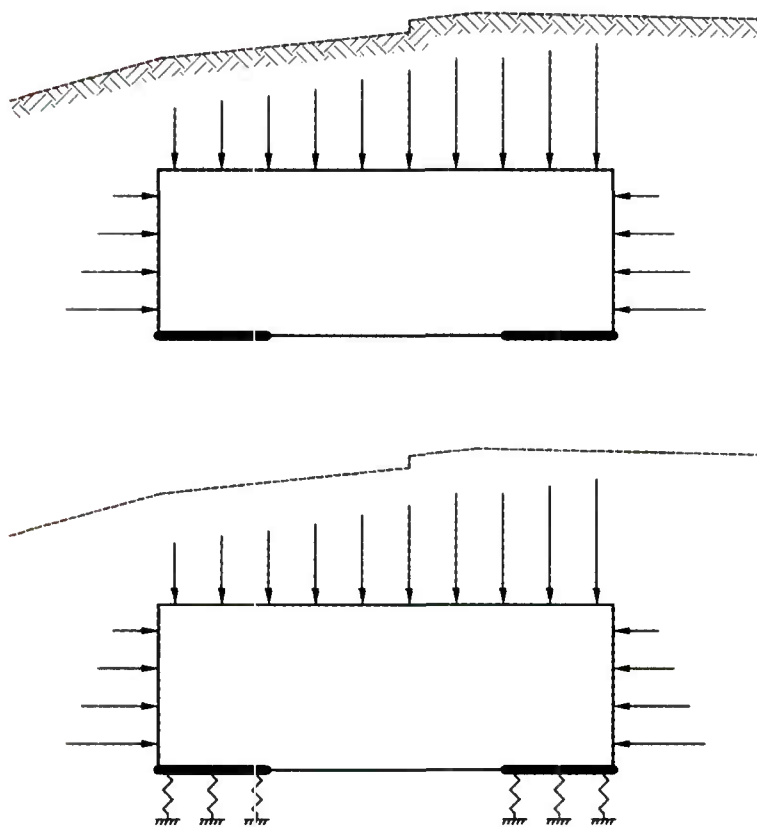


Figure 8.2  
 EXEMPLE DE SCHÉMATISATION  
 D'UN CADRE SIMPLE EN PHASE  
 DE SERVICE

## | 8.2 - COMPORTEMENT DES OUVRAGES ET SCHÉMATISATION DE CALCUL

À mi-chemin entre structures classiques d'ouvrages d'art et tunnels, l'étude du fonctionnement mécanique d'une tranchée couverte peut être menée sur la base des guides du SETRA pour la conception des ponts courants, de type PIPO, PICF.

### 8.2.1 - Cas des structures classiques du type PIPO et PICF

L'approche par le calcul d'une tranchée couverte de ce type est identique à celle des ponts en portique de type PIPO ou PICF. On adopte une schématisation de la structure similaire qui permet aussi de modéliser les tranchées couvertes en portique ou cadre simple, double, multiple. Mais les formules de dimensionnement du guide de conception des ponts-cadres et portiques du SETRA ne s'appliquent généralement pas au cas des tranchées couvertes.

En effet, ces formules ne tiennent pas compte :

- \* de la charge de remblai qui peut représenter jusqu'à 6 à 7 tonnes au mètre carré de charge permanente en phase de service,
- \* des dispositions imposées par la stabilité au feu pour la durée requise,
- \* d'un niveau de calcul éventuellement plus sévère vis-à-vis de la condition de fissuration du béton armé.

Par contre, si l'on a pris soin de vérifier l'amplitude prévisible des tassements du sol sous l'effet du poids de la structure et des remblais, en procédant au besoin à des améliorations des terrains de fondation et en disposant s'il y a lieu des joints de manière judicieuse, les structures de type PIPO ou PICF se déforment peu sous l'action des sollicitations extérieures.

L'interaction sol/structure est généralement introduite au niveau des piédroits par la prise en compte de fourchettes de valeurs de la poussée. Sur les recommandations des dossiers du SETRA, le coefficient de poussée des terres  $K_a$  est supposé couvrir la fourchette 0,25 et 0,50. Il en est de même pour le dimensionnement des semelles et des radiers qui dépend fortement de la raideur du sol. Cette grandeur, mal connue, sera prise en compte, elle aussi, avec une hypothèse haute et une hypothèse basse.

Pour les structures de type PIPO ou PICF, le nombre de phases à étudier est le plus souvent limité. En phase de service, le modèle comprend la poussée latérale de remblai et les charges s'appliquant sur la traverse supérieure (poids de remblai, charges de circulation, charges locales).

On veillera à vérifier les phases provisoires où la configuration de l'ouvrage peut être incomplète ou dissymétrique.

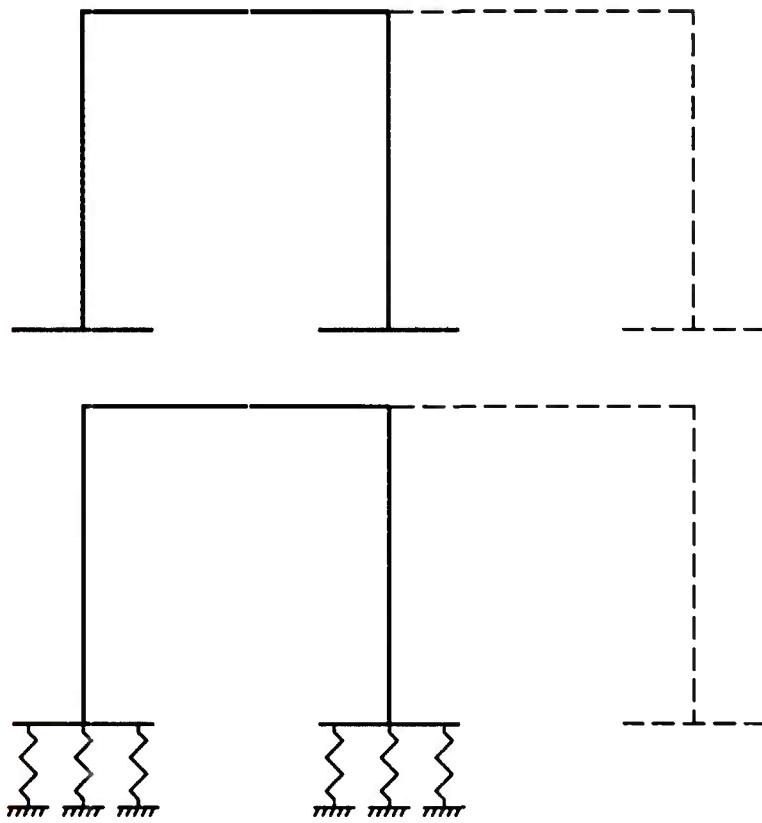


Figure 8.3  
**CAS D'UN PORTIQUE DOUBLE  
 RÉALISÉ EN DEUX TRANCHES**

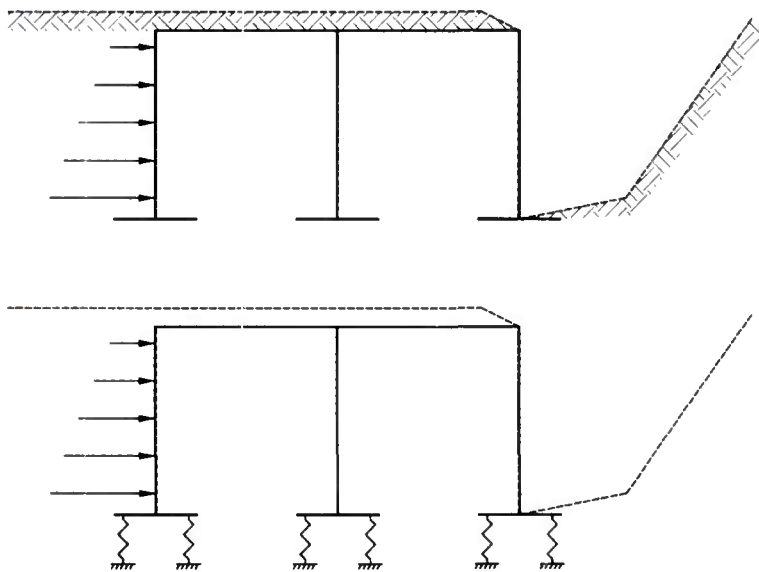


Figure 8.4  
**CAS D'UN REMBLAIEMENT  
 D'OUVRAGE DISSYMMÉTRIQUE**

## 8.2.2 - Cas des structures sur piédroits constitués de parois (et autres types similaires)

Ce type de structure ne relève pas de documents types ou de recommandations, et il n'existe pas de règles précises relatives à leur dimensionnement.

Par rapport au cas des ouvrages plus classiques que sont les portiques ouverts ou les cadres, le dimensionnement des tranchées couvertes reposant sur des parois devient nettement plus complexe en raison de l'importance de l'interaction sol/structure et du phasage de construction de l'ouvrage. Il n'y a pas de dimensionnement type pour les tranchées couvertes reposant sur des parois profondes.

Les parois servent à la fois de murs de soutènement et d'éléments porteurs de la structure. Elles jouent aussi un rôle très important vis à vis des contraintes liées à l'eau.

Dans la plupart des cas, c'est le rôle de soutènement en phase de construction qui dimensionne les parois latérales. On est limité d'une part par le moment de flexion admissible dans les parois et d'autre part par la valeur maximale du déplacement en tête de parois compatible avec les contraintes du site. Lorsque la réalisation de la dalle de couverture est prévue avant le terrassement en taupe entre les piédroits, cette dalle évite l'utilisation de tirants ou de butons provisoires.

Les phases de terrassements, la mise en place de tirants dans les parois ou de butons provisoires, la réalisation des dalles et planchers intermédiaires faisant office de butons définitifs, les phases de remblaiement et les fluctuations des niveaux des nappes doivent être schématisées et prises en compte dans le calcul en respectant les étapes chronologiques.

Il importe donc de prévoir le scénario de construction dès l'Étude Préliminaire d'Ouvrage d'Art pour définir les différentes étapes de calcul, comme c'est le cas par exemple du calcul d'une tranchée couverte pour laquelle le terrassement a été réalisé en taupe, après le coulage de la dalle supérieure.

Les modélisations de calcul utilisées pour la justification des parois doivent aussi prendre en compte le rôle des dalles, planchers intermédiaires et radiers éventuels, en restant fidèles à leurs raideurs et à leurs conditions d'appui dans les parois. L'interaction sol/structure au niveau des piédroits est particulière puisqu'elle peut faire intervenir le comportement élastoplastique du terrain.

La schématisation de la réponse du sol sous un radier non ancré est par contre plus simple. Elle peut être faite selon le modèle classique utilisé pour les fondations superficielles. Dans le cas d'un radier ancré par des micropieux par exemple, la schématisation peut être plus complexe et nécessiter la prise en compte du comportement de ces derniers (comportement sous charge axiale).

## 8.2.3 - Les parois de soutènement et les radiers

La justification des parois moulées, en tant que murs de soutènement et piédroits porteurs de la structure, prend en compte les sollicitations suivantes :

- \* l'action du sol, poussée ou butée, avec un modèle de comportement élastoplastique,
- \* l'action de l'eau pour un niveau donné de nappe phréatique pour chaque phase d'exécution et en service,

- \* le poids propre de la structure en fonction de son degré de réalisation,
- \* la charge éventuelle d'exploitation, sans oublier les charges de construction,
- \* les charges de remblai ou d'aménagements en phase finale.

En général, ce sont les phases de construction qui dimensionnent la longueur de fiche des parois. Mais celle-ci peut avoir été fixée par des considérations liées à l'eau (recherche d'un horizon étanche, par exemple). La cote du pied des parois moulées ou préfabriquées est aussi fixée en fonction des contraintes de portance nécessaires à la reprise des descentes de charges verticales.

Les contraintes de dimensionnement des parois sont le moment limite de flexion admissible, ainsi que leurs déformations vis à vis des états limites de service. Leurs justifications reposent généralement sur un modèle de calcul dit "aux modules de réaction". Dans ce modèle, le sol situé au contact de la paroi (et de chaque côté de celle-ci) est assimilé à un ensemble de ressorts horizontaux indépendants, de telle sorte que la variation de la pression qu'il exerce sur celle-ci à un niveau donné soit directement proportionnelle à la variation du déplacement de la paroi à ce même niveau. Cela dans un certain domaine de variation des pressions, dans la mesure où les lois de réaction utilisées, qui sont du type élastique linéaire, présentent des paliers plastiques caractérisant l'atteinte de pressions limites de poussée ou de butée (modèle de comportement élastoplastique).

Les schématisations de calcul qui reposent sur des hypothèses simplificatrices (lois de comportement du sol, diagrammes des pressions interstitielles) et les conditions de détermination des paramètres utilisés pour le calcul des parois (caractéristiques mécaniques, coefficients de réaction) ne doivent pas faire perdre de vue l'incertitude qui peut affecter en général les résultats, et plus particulièrement les valeurs des déplacements des parois moulées.

Un critère sévère sur le déplacement maximal admissible en tête de paroi peut conduire à des surcoûts importants, d'où la nécessité de l'intervention d'un géotechnicien à ce stade des études.

Dans le cas d'une étude préliminaire toutefois et dans le cas de parois relativement rigides, un calcul simple où le comportement du sol est modélisé par des ressorts élastiques linéaires (décharges réversibles) permet d'appréhender le fonctionnement de l'écran. On vérifiera a posteriori que les déformations restent bien dans le domaine élastique du terrain.

C'est souvent au niveau le plus bas de la trémie d'accès, à l'entrée de la tranchée couverte elle-même, que se trouve la section la plus critique du point de vue du dimensionnement des murs de soutènement. À ce niveau, les piédroits ont une hauteur importante et ne bénéficient pas de l'effet de buton apporté par la couverture. Un butonnage définitif ou un ancrage est parfois nécessaire sur une certaine longueur de la trémie.

Le rôle du radier d'une tranchée couverte peut consister à butonner les voiles latéraux, mais il est généralement conçu pour résister à une sous-pression (eau, gonflement de terrain,...). Il se prolonge alors dans les trémies d'accès, encastré ou non dans les piédroits.

Son dimensionnement dépend fortement des niveaux de la nappe phréatique, à fixer dès l'étude préliminaire pour les niveaux d'étiage, de crue exceptionnelle et en situation courante.

À partir des éléments fournis par la campagne d'investigations et analysés dans l'étude hydrogéologique (cf. chapitre 7), tels que les niveaux de nappe, la perméabilité du terrain et les débits mesurés au cours de cette période, l'étude préliminaire doit permettre de choisir le mode de fonctionnement du radier entre :

- ★ un radier encastré,
- ★ un radier poids (lesté),
- ★ un radier ancré,
- ★ un radier assorti d'un système de drainage.

Il faut noter que les dispositions constructives habituelles ne permettent pas d'encastrement parfait le radier dans les parois coulées en place ou préfabriquées. Il peut être prudent de dimensionner dans ce cas le radier avec un calcul en fourchette reposant sur deux hypothèses d'encastrement. L'utilisation de micropieux pour reprendre l'effet de sous-pressions peut se révéler efficace et généralement mieux adaptée que des pieux ordinaires.

### || 8.3 - MÉTHODES USUELLES DE PRÉDIMENSIONNEMENT (E.P.O.A.)

Dès le stade de l'étude préliminaire, l'analyse qualitative des contraintes du site permet en général de faire un choix de structure : ouvrage relativement simple de type PIPO ou PICF dont le phasage de réalisation importe peu ou ouvrage plus complexe sur parois profondes.

Il convient ensuite de recenser les sections les plus critiques du projet. Il s'agit en général :

- ★ des zones à contraintes géotechniques particulières,
- ★ du point bas des trémies d'accès,
- ★ du point bas du profil en long sous la couverture,
- ★ des zones où la dalle est surélevée (au droit des panneaux de signalisation ou des bossages pour ventilateurs par exemple),
- ★ des zones où les aménagements de la dalle sont les plus lourds,
- ★ des traversées routières,
- ★ des zones à hauteur de dalle limitée.

Les ouvrages annexes (cuve de décantation, stations de relèvement, usines de ventilation, issues de secours, bâtiments techniques...) et l'effet des équipements particuliers (trappes aérauliques, niches de secours...) pourront être étudiés au stade du projet.

Pour la plupart des tranchées couvertes, les actions à prendre en compte sont moins nombreuses que dans le cas des ponts, avec pour la plupart d'entre elles une nette prépondérance des charges permanentes ou quasi-permanentes par rapport aux charges variables.

Au stade des études préliminaires, tous les effets de ces actions ne nécessitent pas d'être évalués de façon très précise, les calculs complets pouvant être effectués au cours de l'établissement du projet. Il importe par contre de bien caractériser ces actions qui dépendent du programme du projet et de prévoir le phasage de réalisation.

Les actions à prendre en compte en général sont les suivantes :

#### *. les actions permanentes*

- l'interaction sol/structure (réaction du sol sous les semelles superficielles et action sur les piédroits) ; dans le cas des ouvrages de type PIPO ou PICF, on suivra les guides du SETRA pour la schématisation de cette action ;
- la poussée hydrostatique de l'eau à définir en situation d'exploitation et en situation exceptionnelle ; l'étude préliminaire doit permettre de faire un choix sur le mode d'assainissement et de drainage du projet, en particulier de lever l'option entre radier étanche ou un système de drainage sous chaussée, avec ou sans radier ;
- le poids propre de la structure et celui des aménagements, la hauteur des remblais et leur phasage de mise en place.

#### *. les actions variables*

- les charges d'exploitation sont bien souvent les seules actions variables pertinentes au stade d'une étude préliminaire.

#### *. les actions accidentelles*

- le choc latéral de véhicule sur les piédroits de la tranchée couverte : au niveau d'une E.P.O.A. on pourra considérer qu'une épaisseur minimale de 50 cm sur tous les piédroits, y compris les parois centrales couvre cet effet. Le projeteur devra être cependant vigilant pour les voiles non porteurs, les séparations de gaines de ventilation latérales par exemple ;
- une forte montée en température sous l'effet d'un incendie : dans le cas d'un ouvrage en béton, le D.T.U. d'octobre 1987 donne des règles forfaitaires tout à fait pertinentes au stade d'une E.P.O.A. ;
- un niveau de crue exceptionnelle : les coefficients de sécurité vis à vis des risques de soulèvement sont ceux définis par le fascicule 62 titre V du CCTG.

#### *. les actions en phase de construction* (les charges de chantier)

Les combinaisons de ces actions relatives aux états limites de service et les hypothèses de calcul sont établies à l'aide des règlements en vigueur, mais il faut noter que les règles écrites ne sont pas toujours applicables directement au cas des tranchées couvertes.

Il n'est traité ci-après que le cas des couvertures les plus classiques. Pour les structures faisant appel à des justifications particulières comme le béton précontraint ou les poutrelles enrobées, on se reportera aux documents spécifiques du SETRA.



## **8.4 - DONNÉES ET HYPOTHÈSES PARTICULIÈRES POUR LE CALCUL**

Ce paragraphe traite des principales précautions à prendre dans la définition des actions de calcul d'une tranchée couverte. Ces éléments ne sont donc pas exhaustifs.

### **8.4.1 - Charges d'exploitation**

Elles sont le plus souvent conformes au titre II du fascicule 61 du CCTG "Programme de charges et épreuves des ponts-routes" approuvé par l'arrêté du 28.12.1971 et annexé aux circulaires n° 71.155 du 29.12.1971 et n° 71.156 du 30.12.1971.

On veillera à définir les charges d'exploitation pour chaque niveau de dalle, en particulier pour le niveau supérieur formant la couverture. À ce titre, il est possible qu'un ouvrage ou une partie d'ouvrage (par exemple, dalle piétonnière) ne puisse faire l'objet d'une classification au sens des ponts-routes du fascicule 61 titre II. Les textes réglementaires concernant les combinaisons d'actions ne sont donc pas applicables directement.

### **8.4.2 - Tenue au feu**

Préciser la durée de la tenue au feu requise en concertation avec la commission de sécurité au sens des règles de calcul FB (DTU d'octobre 87), concernant "la méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en béton".

Donner le niveau de précision à exiger (répartition de température forfaitaire ou calcul exact).

### **8.4.3 - Règles particulières relatives à la fissuration des pièces en béton**

Les considérations de fissuration au sens du BAEL sont à choisir en fonction de l'agressivité du milieu environnant. On pourra sauf cas particulier considérer la fissuration comme peu préjudiciable en application de l'article A4.5.3 des règles BAEL pour les pièces majeures en béton armé hors d'eau (hors nappes ou protégés des infiltrations d'eau susceptibles de véhiculer des agents agressifs), et dont les calculs prennent en compte une valeur de limite élastique des aciers au plus égale à 400 MPa.

Pour les fondations profondes et parties d'ouvrage relevant des mêmes techniques d'exécution (parois moulées notamment), il convient de se reporter aux dispositions de l'article C 4.2.14 du Fascicule 62 Titre V du CCTG.

L'enrobage des armatures résulte généralement des contraintes de résistance au feu.

#### 8.4.4 - Bétons

Les caractéristiques du béton utilisé dépendent essentiellement du mode de réalisation de la tranchée couverte.

Pour les bétons mis en place sans vibreur (parois moulées notamment), la valeur de calcul de la résistance à la compression est généralement réduite de façon forfaitaire en application des textes réglementaires (cf. Fascicule 62 Titre V).

#### 8.4.5 - Hypothèses de sol

Comme cela est souligné dans le § 8.2.3 ci-dessus, les actions dues aux sols ont également une importance toute particulière dans le dimensionnement des ouvrages, en phase de construction ou en service. Il importe donc de bien connaître dès les premières phases d'études les données les concernant nécessaires aux calculs (de stabilité, de résistance du sol et des structures, mais aussi de déformations bien souvent), pour les différentes situations prises en compte.

### 8.5 - ACTIONS

#### 8.5.1 - Actions permanentes

##### *8.5.1.a - Poussées dues au sol*

À défaut de textes réglementaires fixant les conditions dans lesquelles les actions de poussée dues au sol sont prises en compte dans les calculs aux ELU pour les combinaisons fondamentales, on pourra appliquer les dispositions du Fascicule 62 Titre V du CCTG les concernant (cf. art. A 4.2.3), en les introduisant au même titre que les autres actions permanentes dans les combinaisons correspondantes (cf. article A.5.2 du fascicule sus-visé).

Dans ce cas, on pourra admettre à défaut d'autres règles, lorsqu'un modèle de calcul aux modules de réaction est utilisé pour caractériser le comportement du sol (cas courant cf. § 8.2.3), de ne pondérer au titre des actions que les diagrammes de poussée active des terres (poussée des terres au repos et poussée active des terres), les coefficients de réaction des sols et le diagramme caractérisant les pressions limites de butée n'étant affectés d'aucune pondération. La sécurité sur la butée peut-être introduite dans les conditions habituellement admises avec ce modèle de calcul, à savoir en limitant l'effort global de butée mobilisé par rapport à l'effort limite de butée mobilisable.

##### *8.5.1.b - Poids propre*

On distingue le poids propre de la structure et celui des aménagements. On rappelle à cet effet que ce dernier peut être prépondérant dans le dimensionnement de la structure, voire dans le choix de celle-ci, et qu'il est donc important que ces aménagements soient parfaitement définis à ce stade des études.

### *8.5.1.c - Poussées hydrostatiques*

Les calculs doivent être menés avec plusieurs hypothèses de niveaux de la nappe phréatique à définir dans le chapitre relatif aux hypothèses de sol et qui résultent d'une étude hydrogéologique.

On pourra distinguer un niveau de nappe en cours de travaux (résultant d'un dispositif de rabattement de nappe), un niveau en phase normale d'exploitation et un niveau exceptionnel de crue correspondant à une certaine période de retour.

### *8.5.1.d - Déformations différées : retrait et fluage du béton*

Le retrait et le fluage du béton sont à prendre en compte au niveau de la conception de certains ouvrages particulièrement sensibles, en particulier pour les ouvrages à poutres préfabriquées en béton précontraint ou encore au contact de pièces en béton de dimensions sensiblement différentes (semelle ou radier et le piédroit voisin par exemple).

Dans le cas où le mode de construction comporte un phasage de bétonnage dans l'épaisseur d'une dalle (disposition qu'il conviendra toutefois d'éviter lorsque cela est possible), on pourra faire une évaluation sommaire des différences de déplacements, de part et d'autre de la reprise de bétonnage, en supposant que chacune des parties de l'ouvrage a été coulée en une seule fois, et en prenant en compte dans les calculs les déformabilités instantanées des matériaux.

Dans le cas où une section transversale est coulée en plusieurs phases, on tiendra compte des effets imposés aux sections par la différence de retrait entre les parties les plus anciennes et les parties bétonnées ultérieurement.

Le retrait est cumulable avec les autres actions permanentes.

En ce qui concerne le fluage, son effet est intégralement cumulé avec les autres actions permanentes. Il convient de considérer la situation avant redistribution avec ou sans les aménagements et la situation après redistribution au temps infini.

L'attention du projeteur est attirée sur le fait que les aménagements représentent souvent une fraction importante des charges permanentes supportées par une couverture et que leur réalisation peut être différée. Si une période trop longue sépare ces deux phases de travaux, il sera peut-être nécessaire d'en tenir compte au niveau du calcul du fluage et du réglage en géométrie de la structure.

## **8.5.2 - Actions variables**

### *8.5.2.a - Charges d'exploitation*

Les charges d'exploitation doivent être définies pour chaque type et chaque niveau de dalle.

Pour les dalles dites semi-lourdes, c'est à dire n'étant pas destinées à recevoir une circulation routière et ne pouvant faire strictement l'objet d'une classification au sens des ponts-routes du Fascicule 61 Titre II, il sera prudent d'envisager des charges d'exploitation équivalentes aux charges locales d'un trottoir (450 daN/m<sup>2</sup>). Comme celles-ci, elles ne seront pas frappées de majorations pour effets dynamiques.

De même, bien qu'aucune circulation routière (autre que celle due aux engins d'entretien) ne soit admise sur les dalles serni-lourdes, la charge locale correspondant à la roue isolée de 6 tonnes au sens du fascicule 61 titre II pourra être prise en compte à l'état limite ultime, si aucun obstacle réputé infranchissable ne sépare la zone réservée aux piétons de la zone circulée, et cela même dans le cas où les dites zones correspondent à des ouvrages mécaniquement indépendants.

Les charges sur les remblais sont à définir. Ces charges peuvent intégrer les charges d'exploitation des voiries voisines.

### *8.5.2.b - Charges climatiques*

#### *. Action de la neige*

L'ouvrage n'étant pas considéré comme un pont-route, une surcharge climatique de neige de 55 daN/m<sup>2</sup> peut être prise en compte. Cette valeur est déduite des règlements NV65, complétés NV84.

#### *. Action du vent*

Les sollicitations dues au vent en phase d'exécution seront calculées sur la base forfaitaire d'une pression de 125 daN/m<sup>2</sup> (cf. chapitre 3 du Fascicule 61 Titre II).

#### *. Actions dues aux effets thermiques*

Les actions dues aux effets thermiques sont à prendre en compte.

On distingue généralement deux types d'effets thermiques :

- les variations uniformes de température : les valeurs caractéristiques maximales et minimales des variations de température sont de plus 30° C et de moins 40° C autour d'une valeur ambiante initiale de 10° C. Elles correspondent à des variations linéaires relatives de + 3.10<sup>-4</sup> et - 4.10<sup>-4</sup> (dont déformation rapide de ± 1.10<sup>-4</sup>),
- les variations différentielles de température : la valeur caractéristique du gradient est de + 12° C, entre la fibre supérieure et la fibre inférieure, avec une variation linéaire de température sur la hauteur de la dalle.

Ces valeurs sont valables pour une dalle de couverture non remblayée. Dans le cas de dalles remblayées, l'inertie thermique devenant importante, elles dépendent de la durée (courte ou longue) prise en compte pour l'effet thermique considéré, et sont à définir au cas par cas.

### *8.5.2.c - Actions accidentelles à envisager aux E.L.U*

Un choc latéral de véhicule peut être pris en compte sur l'appui central ou latéral. Les valeurs représentatives des efforts horizontaux (effort frontal et effort latéral) à prendre en compte dans les calculs sont définis à l'article D 1.1.42, du BAEL, en fonction de la vitesse estimée des poids lourds. Ces efforts sont appliqués à 1,50 m au-dessus de la chaussée.

Les valeurs généralement prises en compte sont de 1000 kN pour le choc frontal et de 500 kN pour le choc latéral, et correspondent à un poids lourd de 15 t à 19 t roulant à 90 km/h.

Pour les dalles dites semi-lourdes, il sera prudent d'envisager à l'état limite ultime la charge locale correspondant à la roue isolée de 6 tonnes dans les conditions définies au paragraphe 8.5.2.a ci-dessus.

Pour les couvertures paysagées : l'éventualité d'une inondation des aménagements peut être considérée comme une action accidentelle, évidemment non cumulable avec la charge piétonne.

#### *8.5.2.d - Charges particulières en phase de construction et d'exploitation*

En phase de construction, comme lors des visites périodiques en phase de service (visite de l'ouvrage, entretien des aménagements), la dalle peut être amenée à supporter des charges locales non négligeables. On pourra admettre dans la plupart des cas que cette dalle est susceptible de supporter une charge ponctuelle de 3 tonnes (valeur caractéristique).

De même, lorsqu'il y a lieu, les dénivellations d'appui, provisoires ou permanentes dues aux changements d'appareils d'appui sont à prendre en compte dans les justifications.

**Page laissée blanche intentionnellement**

# annexe

## QUELQUES DOCUMENTS ET TEXTES ESSENTIELS

- ★ Instruction sur les conditions d'Aménagements des Routes Nationales (ICTARN) du 28 octobre 1970.
- ★ Instruction sur les conditions d'Aménagements des Autoroutes (ICTAal) d'octobre 1985 modifiée par la circulaire du 12 décembre 2000.
- ★ Instruction sur les conditions d'Aménagements des Routes Nationales (ICTAVRU) de 1990 (CERTU).
- ★ Circulaire du 17 octobre 1986 sur le dimensionnement de la hauteur des ouvrages routiers sur le réseau national.
- ★ Circulaire du 29 août 1991 relative aux profils en travers des ouvrages d'art non courants.
- ★ Circulaire interministérielle n° 2000-82 du 30 novembre 2000 relative à la réglementation de la circulation des véhicules transportant des marchandises dangereuses dans les tunnels routiers du réseau national.
- ★ Instruction technique du 19 octobre 1979 (Ministère des Transports ) pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art :
  - 1<sup>ère</sup> partie : dispositions applicables à tous les ouvrages (BO 82-8) ;
  - 2<sup>ème</sup> partie : fascicule 40 : tunnels routiers, tranchées couvertes, galeries de protection.
- ★ Circulaire n° 2000-63 du 25 Août 2000 (Ministère de l'Intérieur, Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement) relative à la sécurité dans les tunnels du réseau routier national.
- ★ Instruction technique relative aux dispositions de sécurité dans les nouveaux tunnels routiers ; instruction annexée à la circulaire n° 2000-63 précitée.
- ★ Circulaire n° 82-55 du 17 juin 1982 relative au fascicule 69 : "Travaux en souterrain" du Cahier des Clauses Techniques Générales (CCTG) applicable aux marchés de travaux (BO 82-25 bis).
- ★ Décret n° 85-988 du 16 septembre 1985 relatif à la commission consultative départementale de la protection civile, de la sécurité pour Paris, les Hauts de Seine et le Val de Marne (Journal officiel du 20 septembre 1985).

- \* Fascicule 61 - Titre II du C.P.C : Conception, calcul et épreuves des Ouvrages d'Art  
Programme de charges et épreuves des pont-routes.
- \* Fascicule 62 - Titre I du CCTG : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages  
et constructions en béton-armé suivant la méthodes des  
états-limites (BAE1 91).
- \* Fascicule 62 - Titre V du CCTG : Règles techniques de conception et de calcul des  
fondations des ouvrages de génie civil.
- \* Fascicule 65A du CCTG : Exécution des ouvrages en béton armé et en béton  
précontraint par post-tension.
- \* Fascicule 65B du CCTG : Exécution des ouvrages de génie civil de faible  
importance en béton-armé.
- \* Fascicule 67 - Titre I du CCTG : Étanchéité des ponts routes support béton de ciment.
- \* Fascicule 67 - Titre III du CCTG : Étanchéité des ouvrages souterrains.
- \* Fascicule 68 du CCTG : Exécution des travaux de fondations des ouvrages de  
génie civil.
- \* Fascicule 74 du CCTG : Construction des réservoirs et châteaux d'eau en béton  
armé, en béton précontraint ou en maçonnerie et des  
ouvrages annexes.
- \* Dossier pilote des tunnels (CETU) :
  - document n° 2 : Géométrie - décembre 1990.
  - document n° 3 : Génie Civil.  
3.7 et 3.8 : Assainissement, drainage et réseau divers - chaussées (juillet 1998).
  - document n° 4 : Équipements :
    - \* 5 sections : 4-1. Ventilation (à paraître).
    - 4-2. Éclairage : Octobre 2000.
    - 4-3. Alimentation électrique : Septembre 1994.
    - 4-4. Équipements d'exploitation et de sécurité : Septembre 1994.
    - 4-5. Exploitation.
  - document n° 5 : Environnement - Décembre 1990.
- \* Guide du gestionnaire du tunnel (CETU - Novembre 1982).
- \* Guide du béton coffré en tunnel (CETU - Juin 1983).
- \* Guide de l'éclairage des tunnels routiers (CETU - Mai 1985).
- \* Application de la circulaire du 29 août 1991 au tunnels routiers (CETU - Décembre 1993).



- \* Profil en long dans les tunnels routiers - Éléments d'appréciation des pentes et rampes admissibles - Aide à la décision (CETU - Décembre 1993).
- \* RECTUR - Recommandations pour la conception des tunnels à gabarit réduit (CETU - 1995).
- \* PSGR 71 - Passage souterrain à gabarit réduit (SETRA - 1971).
- \* PSGN 77 - Passage souterrain à gabarit normal (SETRA - 1977).
- \* Ponts-Dalles - Guide de conception (SETRA - 1998).
- \* Ponts-Cadres et Portiques - Guide de conception (SETRA - 1992).
- \* Ponts-Cadres en Béton Armé - Programme de calcul PICF-EL (SETRA - 1991).
- \* Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence - PRAD - Guide de conception (SETRA - 1996).
- \* STER 81 - Surfaçage Étanchéité et couches de roulement des tabliers d'ouvrages d'art (SETRA - 1981).
- \* Ouvrages de soutènement - Guide de conception générale (SETRA - 1998).
- \* Guide du projecteur d'Ouvrage d'Art - Ponts Courants (SETRA - 1999).
- \* D.T.U. 14-1 - Travaux de cuvelage.
- \* D.T.U. - Méthode de prévision par le calculs du comportement en face des structure en béton - Règles de calcul FB (Octobre 1987).
- \* Répertoire des textes et documents techniques essentiels - Édition n° 14 - Janvier 2000 - SETRA.
- \* Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction - Note d'information technique (LCPC - 1985).

**Page laissée blanche intentionnellement**

Ce document est propriété de l'Administration  
il ne pourra être utilisé ou reproduit,  
même partiellement, sans l'autorisation du SETRA

Chargé d'édition : Jacqueline Thirion

Conception et réalisation : *Concept Graphic 45* - 06 19 33 78 04 - [cg.45@free.fr](mailto:cg.45@free.fr)

Impression : CARACTERE 04 71 48 05 46

**Page laissée blanche intentionnellement**

**Page laissée blanche intentionnellement**

**Page laissée blanche intentionnellement**

**Page laissée blanche intentionnellement**

**C**e document est un guide méthodologique à l'intention de chefs de projets et, d'une manière plus générale à l'attention de tous les intervenants dans un avant projet de conception générale du génie civil d'une tranchée couverte routière ou autoroutière.

Il renseigne sur les données de base du projet, et notamment sur les caractéristiques fonctionnelles liées au projet routier et sur les contraintes liées à l'exploitation et à la sécurité, qui sont indispensables à la définition de la géométrie des ouvrages. Il renseigne également sur les différents types de structures qu'il est possible d'envisager et leurs conditions générales d'emploi, en fonction notamment des conditions particulières liées au site, à l'environnement, aux sols et à l'hydrogéologie.

À cet égard, une place particulière est donnée aux problèmes liés à l'eau dans le sol, qui peuvent avoir une grande importance dans la conception même des ouvrages et dans le choix des techniques de réalisation, et à la reconnaissance géotechnique et hydrogéologique, qui est assez spécifique à ces d'ouvrages.

Enfin, les projeteurs trouveront également des éléments utiles à une définition plus précise du projet, pour ce qui concerne notamment les conditions de calcul des ouvrages, l'assainissement, le drainage et l'étanchéité des ouvrages.

Le Setra  
appartient au  
Réseau  
Scientifique  
et Technique  
de l'Équipement

