

Les  
références

# APPUIS EN BÉTON DES OUVRAGES D'ART

**TOME 1** Conception  
et prédimensionnement







# APPUIS EN BÉTON DES OUVRAGES D'ART

**TOME 1** Conception  
et prédimensionnement



# Collection « Les références »

Cette collection regroupe l'ensemble des documents de référence portant sur l'état de l'art dans les domaines d'expertise du Cerema (recommandations méthodologiques, règles techniques, savoir-faire...), dans une version stabilisée et validée. Destinée à un public de généralistes et de spécialistes, sa rédaction pédagogique et concrète facilite l'appropriation et l'application des recommandations par le professionnel en situation opérationnelle.

## REMERCIEMENTS

Sont remerciées l'ensemble des personnes ayant contribué à la rédaction de ce guide, que cela soit en exprimant un avis informel sur certains aspects techniques développé dans le guide ou en fournissant directement des éléments ayant permis l'élaboration de ce guide.

- Stéphane HANROT † (Cabinet d'architecture H et R)
- Jean-Marc TARRIEU (Cerema)
- Sylvain WALLIANG (DIR Nord)
- William MOREAU (DIR Nord)
- Pascal HILAIRE (Cerema)
- Alexandre SERVIER (Cerema)
- Olivier GRASSET (DIR Med)

### Comment citer cet ouvrage :

Cerema. *Appuis en béton des ouvrages d'art. Tome I : Conception et prédimensionnement.*  
Bron : Cerema, 2023.  
Collection : Les références.  
ISBN : 978-2-37180-594-1

Cet ouvrage, œuvre collective du Cerema, a été piloté par Clément Amourette (Cerema).

### Rédaction

Ce document a été réalisé par un groupe de travail constitué de :

- Clément AMOURETTE (Cerema)
- Arnold BALLIERE (Cerema puis Direction interdépartementale des routes (DIR) Méditerranée)
- Jean-Philippe BISOGNO (Cerema)
- Gaël BONDONET (Cerema)
- Clément BONIFAS (Cerema puis DIR Centre-Est)
- Denis COUSIN (Cerema puis VNF)
- Sébastien DEFAUX (Cerema)
- Jean-Paul DEVEAUD (Cerema)
- Grégory GÈNEREUX (Cerema)
- David MARCHESSE (Cerema)
- Dominique MENISSIER-LEBORGNE (Cerema – retraitée)
- Luc MULLER-RIPALDA (Cerema puis ministère de la Transition écologique, *direction générale de la prévention des risques (DGPR)*)
- Pierre PERRIN (Cerema puis DIR Est)
- Benoît POULIN (Cerema)
- Raphaëlle SADONE (Cerema puis DIR Centre-Est)
- Pascale TATON (Cerema – retraitée)

### Relecteurs

- Pascal DUCHATEAU (DIR Atlantique puis ministère de la Transition écologique, *direction générale des infrastructures, des transports et des mobilités, (DGITM)*)
- Philippe JANDIN (Cerema)
- Laurent LABOURIE (Cerema)
- Patrice MICHEL (DIR Nord-Ouest)
- Sébastien NEIERS (Cerema)
- Pierre PEYRAC (DGITM – Ingénieur général spécialisé ouvrage d'art)
- François SPATARO (Cerema)
- Serge MONTENS (Systra - Consultant)

### CRÉDITS PHOTOS

**Photos intérieures :** Sauf indication contraire, l'ensemble des photos et illustrations du guide proviennent du Cerema.



## AVANT-PROPOS

Les appuis sont parfois les mal-aimés du monde des ouvrages d'art, à l'inverse du tablier porteur ressenti comme la partie noble de la conception.

Ils sont pourtant, outre leur utilité évidente, une source inépuisable d'inspiration et de défis pour les concepteurs qui peuvent offrir des variations infinies aux appuis les plus simples avec des adaptations esthétiques simples et pertinentes, ne serait-ce que par le choix des parements, et qui se confrontent aux plus grandes complexités techniques pour des piles de grande hauteur, pour des fondations en site délicat, ou lors de choix esthétiques ambitieux. Il faut savoir mettre les appuis en relief suivant les situations, ou les rendre sobres lorsque la discrétion s'impose. Un grand soin s'impose dans tous les cas, car leur impact visuel est majeur. De nombreux sites leur permettent de contribuer pleinement à la réussite architecturale d'ensemble du franchissement.

Les appuis représentent une part importante du coût des ouvrages et se révèlent d'une complexité qui peut être mésestimée de prime abord. Ils sont le lieu difficile de l'interaction avec le sol et ses caprices, et de l'interaction avec le tablier, qui impose ses forces et ses déplacements. Se conjuguent ainsi des enjeux de reprise d'efforts concentrés et d'efforts globaux, de gestion des déplacements et déformations du tablier pour assurer l'appui des tabliers porteurs, avec bien évidemment une exigence absolue de fiabilité.

Autrefois en maçonnerie, la grande majorité des appuis modernes sont désormais en béton armé, et le document PP73 a constitué à ce sujet une mine de renseignements précieux toujours utilisés, illustrée de nombreux schémas et enrichie d'abaques de dimensionnement. Après 50 ans de bons et loyaux services, la mise en application des Eurocodes qui impose de nouvelles règles de dimensionnement et de conception, et les retours d'expérience acquis sur la pertinence et la durabilité des dispositions proposées rendaient impérative une mise à jour de ce document unique et irremplaçable sur les appuis, domaine où la documentation technique demeure malheureusement assez pauvre. Le nouveau document aborde en outre de nouvelles conceptions évitant dans de nombreux cas courants la mise en œuvre de joints de chaussée, voire des appareils d'appui, pratiques destinées à se développer dans les années à venir.

**Pierre Corfdir**

Responsable du secteur ouvrage d'art  
Direction technique des infrastructures  
de transport et matériaux

# Sommaire

<b>Remerciements</b>	<b>2</b>
<b>Avant-propos</b>	<b>5</b>
<b>Introduction</b>	<b>8</b>
<b>CHAPITRE 1</b>	
<b>Définitions et principes généraux</b>	<b>11</b>
1.1 - Définitions	12
1.2 - Principes généraux – solutions d'appui	14
<b>CHAPITRE 2</b>	
<b>Conception et choix des piles</b>	<b>49</b>
2.1 - Caractéristiques géométriques – enveloppe de l'appui	50
2.2 - Recherche des éléments constitutifs – Adaptation au franchissement	52
2.3 - Réalisation, problèmes d'exécution et parements	79
2.4 - Piles non courantes	81
<b>CHAPITRE 3</b>	
<b>Conception et choix des culées</b>	<b>89</b>
3.1 - Généralités, données et options préliminaires	90
3.2 - Conception et choix	100
3.3 - Réalisation – problèmes d'exécution des culées	147
<b>CHAPITRE 4</b>	
<b>Conception des éléments particuliers des appuis</b>	<b>151</b>
4.1 - Bossages d'appui	152
4.2 - Vérinage	157
4.3 - Butées	166
4.4 - Systèmes d'assainissement	169
4.5 - Raccordement des dispositifs de sécurité	179
4.6 - Engravures et parement architectural	179



## CHAPITRE 5

### **Synthèse des préconisations** **183**

5.1 - Rappel des principes généraux de conception des appuis	184
5.2 - Bossages	188
5.3 - Pile intermédiaire	189
5.4 - Culées	192
5.5 - Détail de la partie supérieure de la culée	196
5.6 - Équipements	197

### **Annexe** **201**

Exemple de fiche d'informations relatives aux opérations de vérinage, à destination du gestionnaire	202
--	-----

### **Glossaire** **206**

### **Index des illustrations** **209**

### **Index des tableaux** **213**

### **Bibliographie** **214**

### **Table des matières** **217**

# INTRODUCTION

## CONTEXTE

Dès le début des années 1960, le développement des programmes autoroutiers a entraîné une forte augmentation de la construction d'ouvrages neufs, et par là même un besoin important de développement de méthodologies et d'harmonisation à l'échelle du territoire des pratiques de conception et de justification des ouvrages de franchissement. C'est dans ce contexte que le Setra (Service d'études techniques, des routes et autoroutes, puis Service d'études des transports, des routes et de leur aménagement, intégré depuis 2013 au Cerema en tant que Direction technique infrastructures de transport et matériaux) avait produit le dossier pilote PP73 (« PP » désignant les Piles et Palées et 73 l'année de publication). Ce volumineux dossier détaillait l'ensemble des éléments nécessaires à la conception (recommandations relatives au choix du type d'appui, à ses conditions de coffrage, aux problématiques d'implantation), au calcul (un programme de calcul automatique était développé et présenté dans le dossier), et à la réalisation des appuis de pont. Le dossier-pilote PP73 se présentait comme un ensemble autoporteur de recommandations couvrant l'ensemble des stades d'études, de la conception à la réalisation en passant par le calcul, et standardisait les appuis d'ouvrages courants, en proposant non seulement un catalogue de modèles de piles, mais également des ferrailages-types à appliquer en fonction de la typologie retenue. Le PP73, qui faisait suite au PP64, restait jusqu'alors le seul recueil de règles de l'art sur la conception et le calcul d'appuis d'ouvrages d'art.

Depuis, le développement et la démocratisation d'outils numériques, la diminution du volume d'activités de construction d'infrastructures neuves laissant craindre une perte de savoir-faire, le retour d'expérience sur le vieillissement, les pathologies et la gestion des structures et surtout la mise en œuvre des Eurocodes depuis 2010 ont rendu nécessaire une mise à jour des recommandations de conception et de calcul des appuis d'ouvrages. C'est dans cette optique que le présent guide a été rédigé.

## OBJET DU GUIDE

Le guide de conception des appuis en béton à l'Eurocode est avant tout un recueil de recommandations méthodologiques formulées par l'EN 1992-2 appliqué au cas spécifique des appuis de ponts routiers. Son but est d'éclairer l'utilisateur sur les principes développés dans les Eurocodes, notamment les notions de fiabilité et de robustesse, appliqués au cas des piles et culées en mettant en lumière les spécificités et nouveautés apportées par ce corpus de normes.

Bien que le cas des appuis non courants (de grande hauteur ou de conception particulière) soit évoqué dans le guide, celui-ci s'applique principalement aux appuis courants (la définition d'appui courant étant donnée dans le guide). Les piles métalliques ne sont pas abordées.

**Ce guide applique les recommandations des Eurocodes ainsi que leurs annexes nationales françaises.**

## PRINCIPE DES RECOMMANDATIONS

Comme évoqué plus haut, l'évolution du contexte technique et normatif depuis les années 1970 a modifié les conditions de réalisation des études de conception des ouvrages d'art courants et de leurs appuis. Le recours fréquent à l'intervention d'architectes ou l'utilisation systématique d'outils de calcul numériques permettant de justifier le ferrailage sont autant d'exemples de cette évolution.

En conséquence, le présent guide se focalise sur les aspects de prédimensionnement, de méthode d'analyse et d'illustration de ces principes sur des exemples plutôt que d'embrasser, à la manière du PP73, l'ensemble des étapes de conception. Ainsi, à titre d'exemple, le guide n'est pas lié à une chaîne de calcul automatique spécifique comme le PP73 (qui fournissait également des abaques de flexion composée) et ne propose pas directement de ferrailage type, mais plutôt des plans de synthèse décrivant les types d'aciers à mettre en œuvre.

En outre, le guide aborde des aspects plus modernes de la conception des appuis en développant prioritairement les typologies d'appui les plus fréquemment rencontrées, tout en évoquant les pistes de conception alternatives pouvant être davantage utilisées à l'avenir, comme les ponts intégraux et semi-intégraux. Les éléments de conception donnés ci-après prennent également en considération la problématique de la gestion ultérieure des ouvrages. Le guide a notamment bénéficié des retours d'expérience des gestionnaires d'ouvrages nationaux, les Directions interdépartementales des routes (DIR), afin d'incorporer les dispositions constructives permettant de faciliter l'entretien et d'optimiser la gestion des ouvrages.

## ORGANISATION DU GUIDE

Le guide de conception des appuis en béton des ouvrages d'art est organisé en deux tomes distincts, le premier, « Conception et prédimensionnement », traite des éléments de conception en amont de toute analyse calculatoire et décrit les principes amenant le projeteur à retenir une certaine typologie d'appui (pile intermédiaire ou culée) en fonction de la configuration dans laquelle s'inscrit l'ouvrage à implanter. Le premier tome traite également des éléments de conception particuliers tels que les équipements de l'ouvrage ainsi que les dispositions facilitant l'entretien et la durée de vie des ouvrages. Une partie des préconisations est directement issue de la mise à jour du dossier de « Notice générale » du PP73 selon les critères de modernisation décrits plus haut. Ces préconisations aboutissent notamment à des recommandations sur les conditions de coffrage ainsi que sur les dispositions constructives générales (hors ferrailage).

Le second tome du guide est axé sur l'analyse et les justifications des appuis d'ouvrages et formule des recommandations ayant pour but de décrire l'application des Eurocodes aux appuis des ouvrages.

Ce tome est constitué de quatre parties détaillant les préconisations de conception, les règles de prédimensionnement et leur domaine d'emploi; la cinquième partie est conçue comme un dossier de plan récapitulant l'ensemble des règles de prédimensionnement développée dans le corps du guide. Les schémas représentent de manière générique les parties les plus courantes des appuis et sont associés au tableau leur faisant face, de manière à préciser la règle de prédimensionnement ainsi que la partie du guide qui s'y rapporte.



## CHAPITRE 1

# Définitions et principes généraux

# DÉFINITIONS ET PRINCIPES GÉNÉRAUX

## 1.1 - DÉFINITIONS

### 1.1.1 - RÔLE DES APPUIS – DÉFINITION

Au sens large du terme, les appuis ont pour rôle de transmettre les efforts provenant du tablier jusqu'au sol de fondation. Dans un sens plus restrictif, un appui se limiterait à la partie située au-dessus de l'élément assurant la fondation, en l'occurrence, la semelle reposant sur le sol en cas de fondation superficielle, ou la semelle de liaison surmontant l'ensemble des pieux, puits ou barrettes en cas de fondation profonde ou semi-profonde.

Il est difficile, notamment pour les culées, de dissocier l'appui proprement dit de la fondation, cette séparation étant souvent arbitraire. L'étude des appuis sera donc conduite en les considérant au sens le plus large du terme, en y incluant les fondations superficielles (semelles, radiers), semi-profondes (puits, caissons) ou profondes (pieux).

En vertu même du rôle des appuis défini ci-dessus, leur étude ne saurait être dissociée de celle du tablier qu'ils supportent, ni de celle du sol de fondation sous-jacent sur lequel ils reposent. Ce guide ne traite que des appuis indépendants mécaniquement du tablier qu'ils supportent. Le cas des ouvrages dont les appuis font partie intégrante de la structure, tels les ponts-cadres, les portiques et les ponts à béquilles, n'est pas traité ici. Les conceptions intégrales et semi-intégrales sont simplement évoquées.

### 1.1.2 - LES DIFFÉRENTS TYPES D'APPUIS

Ce guide aborde en premier les appuis hors sol représentés par les piles intermédiaires des ouvrages à plusieurs travées et constituées d'éléments verticaux isolés, de type colonnes circulaires ou poteaux, ou de type voiles continus.

Dans un second temps sont traitées les culées, situées aux extrémités du tablier et pouvant être enterrées ou remblayées. Les culées se distinguent des appuis intermédiaires du fait de leur rôle (souvent prédominant) de soutènement des terres et de transition entre le tablier et les accès. Elles ne sont pas nécessairement constituées d'éléments verticaux isolés, elles peuvent en effet être constituées d'une simple semelle en tête de talus. Toutefois, les culées enterrées, qui sont noyées dans les remblais sur une partie seulement de leur hauteur, se rapprochent dans leur conception et leur fonctionnement mécanique des piles intermédiaires et sont donc souvent constituées d'éléments verticaux.

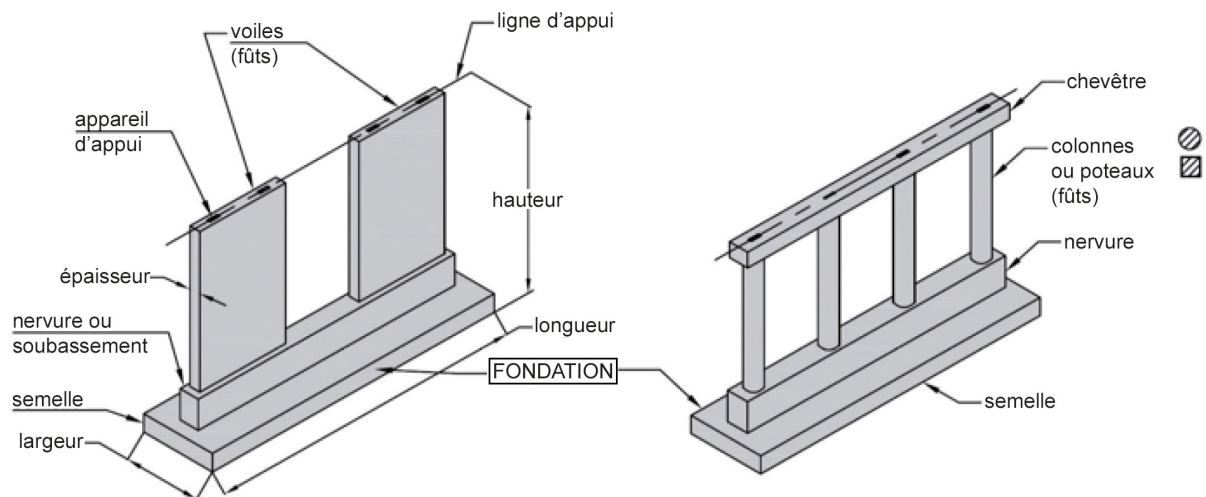
### 1.1.3 - STRUCTURE DES APPUIS

D'une manière générale, un appui comporte deux parties bien distinctes :

- un fût, sur lequel repose le tablier par l'intermédiaire d'appareils d'appui ; ce fût est constitué soit par un ou plusieurs voiles, soit par une série de colonnes ou poteaux généralement surmontés d'un chevêtre. Le fût repose éventuellement sur une nervure jouant le rôle d'élément de répartition et de raidissement ou d'un simple soubassement ;
- une fondation, qui peut être superficielle, semi-profonde ou profonde.



Figure 1-1 : Vocabulaire lié aux appuis d'ouvrage d'art



Par convention les dimensions parallèles aux lignes d'appui sont appelées longueurs, les dimensions perpendiculaires aux lignes d'appui sont appelées largeurs pour la semelle et épaisseurs pour le fût de l'appui.

Pour les ouvrages courants, et quel que soit le type de fondation, le fût sera le plus souvent constitué d'un ou de plusieurs voiles pleins pour une pile intermédiaire, et de colonnes ou de poteaux pour une culée composée d'éléments verticaux.

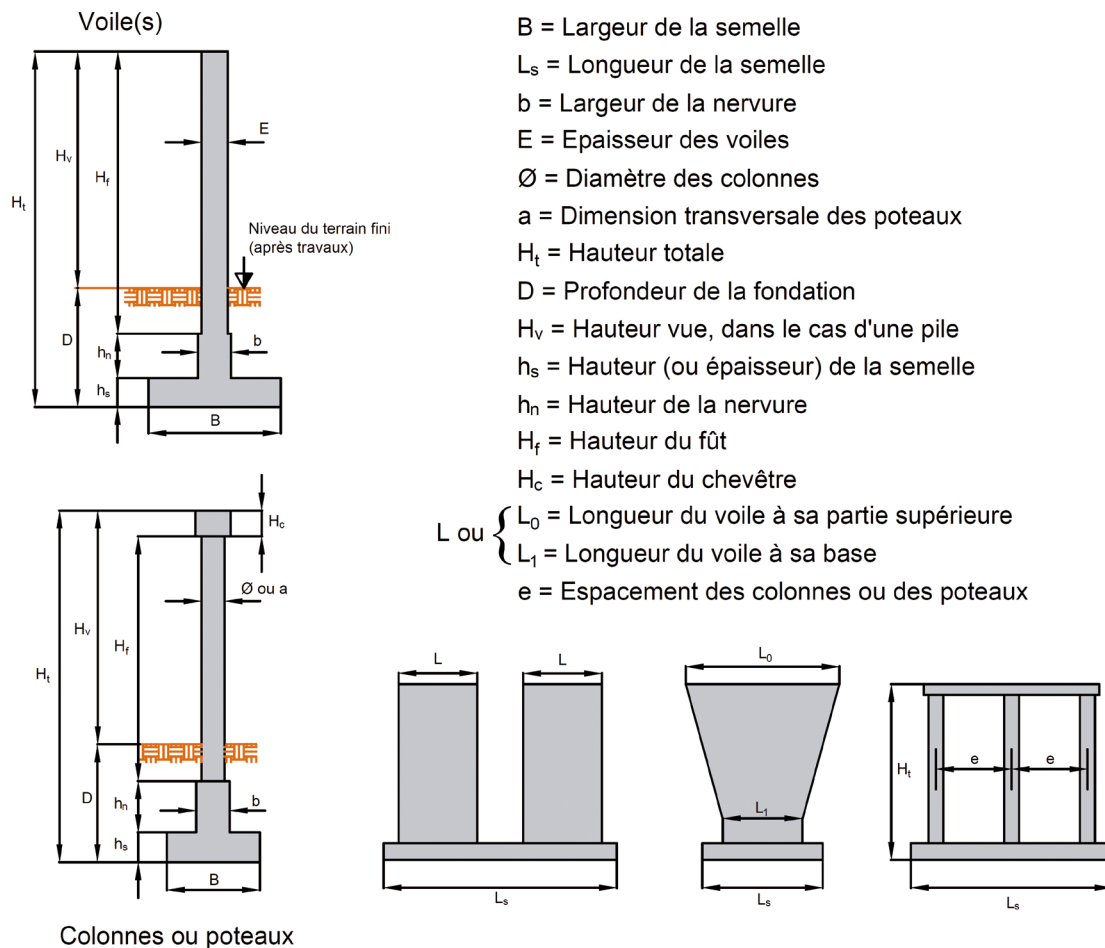
#### 1.1.4 - ÉTUDE DU SOL

En raison de leur rôle d'éléments intermédiaires entre le tablier et le sol de fondation, l'étude des appuis ne saurait se concevoir sans une connaissance préalable des caractéristiques de ce dernier, à savoir les emplacements possibles, les niveaux d'appui envisageables et les performances à en attendre (contraintes admissibles, tassements prévisibles, etc.), qui détermineront le type de fondation à retenir. Une étude géotechnique est donc le préalable indispensable pour le calcul et la conception des appuis.

## NOTATIONS

Les principales notations relatives aux caractéristiques géométriques utilisées dans le présent dossier sont définies ci-après. [1]

Figure 1-2 : Principales notations utilisées dans le guide



## 1.2 - PRINCIPES GÉNÉRAUX – SOLUTIONS D'APPUI

À la différence du tablier, qui peut être étudié dans la plupart des cas de façon indépendante des appuis, les paramètres à prendre en compte pour la conception des appuis sont plus nombreux : emplacement possible, descente de charges du tablier, géométrie du tablier, géotechnique, esthétique pour la partie visible des appuis, interaction sol-structure, phasage de construction, etc.

Le schéma ci-après fait apparaître la démarche en vue de la recherche d'une solution pour les appuis.

Figure 1-3 : Démarche de conception des appuis



L'étude des appuis est complexe, car elle débute en amont de l'étude du tablier par leur implantation, pour se terminer par leur justification détaillée. Aussi, toute étude d'appui doit commencer par un recensement aussi complet que possible des données et paramètres susceptibles d'intervenir dans leur conception et le choix de leur structure.

Ces données et paramètres peuvent être classés de la manière suivante :

- contraintes d'implantation et données fonctionnelles;
- considérations mécaniques;
- considérations économiques;
- considérations esthétiques.

Dans la pratique, il est parfois difficile de dissocier, par exemple, les considérations mécaniques des données fonctionnelles ou encore des considérations économiques, compte tenu de leur imbrication. Quoiqu'il en soit, ces données et paramètres sont successivement analysés ci-après.

### 1.2.1 - CONTRAINTES D'IMPLANTATION ET DONNÉES FONCTIONNELLES

L'étude de l'implantation des piles débute par le recensement des contraintes et la définition des zones interdites à toute implantation d'appui. Ces contraintes peuvent être :

- des obstacles physiques : relief, infrastructure de transport, cours d'eau, réseau non déplaçable;
- un espace sensible d'un point de vue environnemental : ripisylve, zone à forts enjeux écologiques;
- une zone dont l'étude géotechnique a établi la mauvaise qualité de son sol.

De telles zones doivent donc être évitées pour implanter les appuis (piles ou culées). Une fois ces zones définies et matérialisées en plan et en élévation il est possible d'envisager les différents scénarios d'ouvrages, c'est-à-dire les types de tabliers envisageables et leurs appuis dimensionnés en cohérence. C'est l'objet des études préalables d'ouvrage d'art que d'établir ces scénarios sur la base de différents entrants (études géotechniques, études d'impact environnemental, étude hydraulique, étude de trafic, pour n'en citer que quelques-unes). Le concepteur pourra se reposer notamment sur les préconisations du guide du projeteur Ouvrage d'art [2] pour y parvenir. Le présent guide ne revient pas sur l'ensemble de la démarche de conception d'un ouvrage d'art, mais aborde uniquement les points spécifiques aux appuis et susceptibles d'induire un choix dans la conception de ces derniers.

Les données fonctionnelles sont liées aux impératifs de fonctionnement des voies franchies<sup>1</sup> (voies inférieures) et des voies portées (voies supérieures); elles sont énumérées ci-après :

- les tracés en plan des voies;
- les profils en long et en travers des voies;
- le tirant d'air sous ouvrage;
- la géométrie et la nature des terrassements aux abords de l'ouvrage;
- les contraintes de maintien de la circulation.

<sup>1</sup> Il faut prendre ce terme dans son acception la plus large, la voie franchie pouvant être non seulement une route ou une autoroute, mais également une voie ferrée, un cours d'eau (rivière, canal, etc.) ou tout autre obstacle, même si les dispositions figurées le plus souvent dans le présent guide se rapportent à des franchissements routiers ou autoroutiers. Pour le franchissement de cours d'eau on pourra également se reporter au guide Setra sur les cours d'eau et ponts [9].

Leur incidence est analysée ci-après. Dans le cas d'ouvrages à réaliser à proximité d'infrastructures existantes ou en interaction avec celles-ci, le gestionnaire de l'infrastructure doit être consulté dès le début des études. Il peut être amené à formuler des exigences spécifiques, en termes d'implantation, de délais, de modes opératoires, de sécurité pour toutes les opérations en interaction avec son ouvrage et le trafic porté.

À titre d'exemple, dans le cas du franchissement d'une voie SNCF, le concepteur se reportera utilement au document [3] détaillant l'ensemble des directives de sécurité exigées par la SNCF dans le cadre d'une opération sous maîtrise d'ouvrage tiers. C'est aussi le cas très classique du lancement d'un tablier métallique au-dessus d'une voie existante.

### 1.2.1.1 - Tracés en plan des voies

Les caractéristiques des tracés en plan impactant les appuis sont le biais et la courbure. Le tracé en plan des voies et plus largement des obstacles à franchir influence le choix du tracé en plan des lignes d'appui.

De façon générale, lorsque les voies franchies sont en biais par rapport à la voie portée, l'ouvrage conçu sera biais avec la même valeur de biais que les voies franchies (cas a de la Figure 1-4).

À noter qu'un biais important peut conduire à une grande longueur de ligne d'appui théorique<sup>2</sup>. Cette longueur peut être réduite en plaçant les appuis en retrait par rapport aux bords libres du tablier, ce qui peut influencer la conception même du tablier, pour lequel on pourra préférer une structure avec encorbellements. On veillera à éviter autant que possible les biais importants (< 70 grades), quitte à augmenter les portées de l'ouvrage.

Lorsque les voies franchies sont courbes, la solution recommandée est de garder les lignes d'appui parallèles, quitte à concevoir un ouvrage biais (cas b de la Figure 1-4). Les lignes d'appui courbes constituent en effet des pseudo-encastres susceptibles de générer des descentes de charges déséquilibrées (décollement de certains appareils d'appui et excès de compression sur d'autres).

Lorsque la voie portée présente une courbure, plusieurs cas de figure peuvent être rencontrés : lorsque la courbure est faible, il est préférable de concevoir un tablier plus large que nécessaire pour le rendre droit (cas c de la Figure 1-4). Si la courbure de la voie portée est prononcée, il convient de prévoir, si la place est disponible sous l'ouvrage, des appuis rayonnants (cas a de la Figure 1-5). Si la place n'est pas disponible, on se dirigera vers une conception proche du cas b de la Figure 1-5.

<sup>2</sup> la surface de l'intrados par la portion de plan ou de cylindre à génératrices verticales, implantés parallèlement à la voie franchie; la considération de lignes d'appui théoriques permet de dégager strictement en tout point le gabarit transversal.

Figure 1-4 : Lignes d'appui possibles (A, B et C) en fonction du tablier

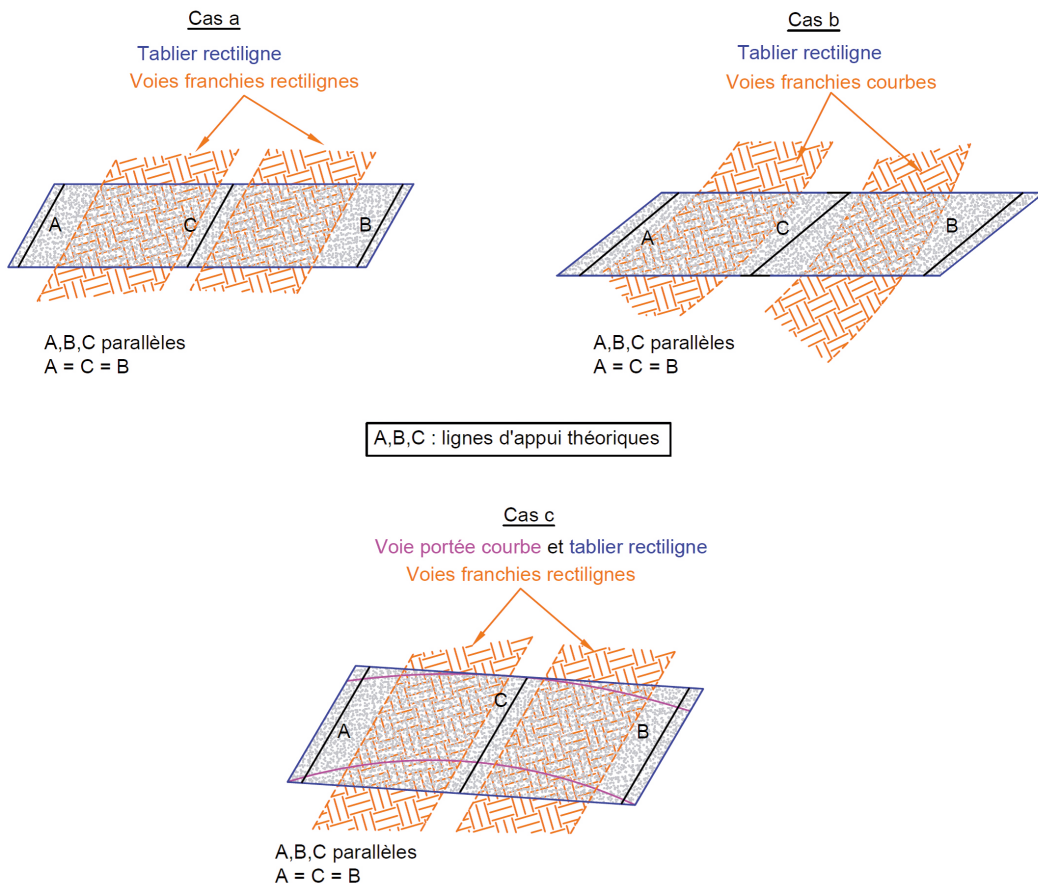
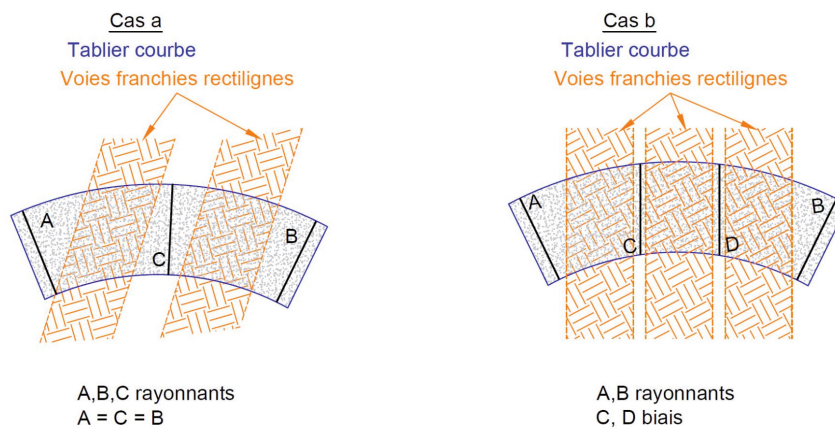


Figure 1-5 : Lignes d'appui possibles (A, B et C) pour une voie portée avec courbure prononcée



Dans le cas de franchissement d'un cours d'eau non canalisé ou d'un relief naturel, le tracé en plan de l'obstacle peut être irrégulier, pour autant les mêmes principes s'appliquent : on s'efforce à la fois de limiter le biais des appuis et de prévoir des lignes d'appui soit parallèles, soit rayonnantes dans le cas d'un pont courbe, en évitant autant que possible de mélanger les deux.

### 1.2.1.2 - Profils en long et en travers des voies, hauteur du tablier, niveau de fondation

De même que les caractéristiques géométriques des tracés en plan ont une incidence sur l'implantation des appuis, leur longueur et aussi parfois leur structure, celles relatives aux profils de la voie supérieure, à la hauteur du tablier et au niveau de fondation, ont une incidence non négligeable sur la hauteur des appuis.

La hauteur de l'appui à considérer peut être obtenue par la différence moyenne d'altitude entre le profil en long supérieur et le niveau de fondation déterminé à partir d'une étude géotechnique, à laquelle on retranche la hauteur du tablier. En retranchant à cette hauteur la hauteur de la fondation, on obtient la hauteur du fût.

### 1.2.1.3 - Tirant d'air sous l'ouvrage

La détermination du tirant d'air et le respect des gabarits sont avant tout une contrainte limitant l'épaisseur du tablier à partir du profil en long, de la géométrie des voies et de la nature des voies franchies. Pour autant, dans le cas de tirants d'air importants et donc d'appuis de moyenne à grande hauteur, le concepteur peut être amené à limiter le nombre d'appuis intermédiaires pour équilibrer les proportions du tablier et des appuis.

#### A. Exigences de respect des gabarits

A minima, le tirant d'air doit, en tout point du franchissement, être supérieur au gabarit des véhicules de la voie franchie augmenté d'une revanche de sécurité. Le gabarit à dégager dépend du type de voie franchie et plus spécifiquement du type de véhicules empruntant cette voie. On distinguera donc le franchissement :

- de voies ferrées;
- de canaux;
- de routes.

#### B. Franchissement de voies ferrées

L'étude d'un projet de franchissement de voie ferrée doit naturellement débiter par un recueil des différentes contraintes auprès du gestionnaire de la voie ferrée, qui pourra fournir le gabarit à respecter, la géométrie de la voie ferrée au droit du franchissement et les éventuels projets de modifications de la voie ferrée.

Figure 1-6 : Franchissement de voie ferrée par la rocade nord d'Arles



Le gabarit de la voie ferrée est compté à partir de l'extrados des rails et varie en fonction de l'électrification ou non de la voie et de la vitesse pratiquée. À titre d'ordre de grandeur, sur le réseau SNCF, le gabarit varie généralement entre 4,80 m et 6,25 m. Plusieurs documents internes détaillent les gabarits à retenir en fonction de la configuration de la voie ([4] [5] [6] [7]) et le concepteur se rapprochera de la SNCF pour déterminer le gabarit à appliquer dans son cas.



### C. Franchissement de canaux

Le franchissement de canaux ou de cours d'eau présente la particularité de cumuler potentiellement deux contraintes déterminant le tirant d'air :

- si l'ouvrage franchit un canal navigable, le gabarit de navigation doit être respecté. Ce gabarit est défini par le service de navigation gestionnaire du cours d'eau (on pourra également se référer à la circulaire n° 76-38 modifiée 95-46 [8]). Au contraire d'un gabarit routier, le gabarit de navigation oscille entre plusieurs altitudes en fonction des Plus hautes eaux (PHE) et les Plus basses eaux (PBE). L'altitude de l'intrados du tablier doit donc être calculée en fonction d'une étude hydraulique complète avec une connaissance précise de la bathymétrie pour permettre la navigation lors des Plus hautes eaux navigables (PHEN).
- L'ouvrage ne doit pas entraver l'écoulement des eaux en cas de crue, il est donc nécessaire de ménager une ouverture hydraulique suffisante (à déterminer par une étude hydraulique) et de placer les appareils d'appuis hors d'eau. On pourra utilement se référer sur ce point au guide Setra sur les ponts et les cours d'eau [9].

**Figure 1-7 : Appuis du pont Pierre Bérégovoy à Nevers (58)**



Notons que dans le cas d'appuis immergés ou partiellement immergés, les épaisseurs de piles seront à majorer par rapport à des piles non immergées de même hauteur en raison des efforts de poussée hydrodynamique en phase de crue et décrue et des phénomènes d'affouillement (sur ce dernier point, on pourra se reporter au guide Cerema sur l'analyse de risque des ponts en site affouillable [10]).

### D. Franchissement de routes

La circulaire du 17 octobre 1986 définit les gabarits à respecter en fonction du type de voies :

- 4,30 m pour l'ensemble du réseau routier national, départemental et communal (Code de la voirie routière);
- 4,50 m sur les grands itinéraires de trafic international;
- 4,75 m pour les autoroutes (possibilité de réduire à 4,50 m lorsque le contexte technico-économique le nécessite).

Cette circulaire définit également les revanches à prendre en compte, ces revanches s'additionnant :

- une revanche d'entretien (10 cm dans le cas général, 5 cm pour les tunnels/tranchées couvertes);
- une revanche de protection (0 dans le cas général, 10 cm pour les tranchées couvertes et 50 cm pour les structures légères).

Dans le cas où la voie franchie serait un itinéraire de transports exceptionnels, les gabarits sont à majorer (6 m pour les convois de type C et 7 m pour les convois de type D et E).

Dans le cas où la voie franchie serait un chemin agricole, un gabarit supérieur à 4,30 m est à envisager.

Dans le cas où la voie franchie serait un passage pour la faune, le gabarit est à adapter en fonction de la faune prévue : on pourra se reporter utilement au guide du Cerema sur les passages à faune [11].

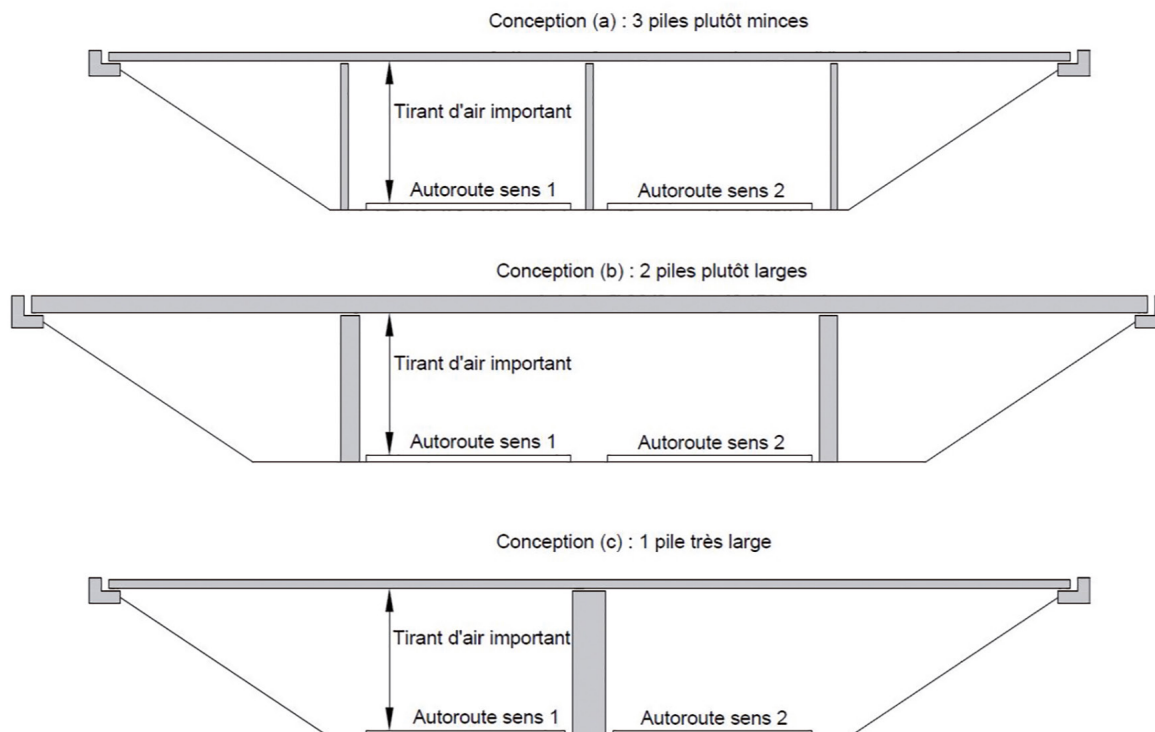
### E. Influence du tirant d'air sur la conception des piles

Pour les tirants d'air inférieurs à 8 m, les piles intermédiaires pourront, le plus souvent, être constituées par des voiles de 0,50 m à 0,60 m d'épaisseur, sauf conditions particulières (pile immergée, risque de choc). Il n'en est pas de même lorsque le tirant d'air sous l'ouvrage devient plus important, car alors l'augmentation de hauteur des appuis induit de nouvelles conséquences techniques, économiques et esthétiques.

Du point de vue technique, les sollicitations horizontales pourront conduire à majorer l'épaisseur des voiles et se répercuteront sur les fondations. Du point de vue économique, des appuis de grande hauteur deviennent coûteux et la question se pose alors de savoir s'il n'y a pas intérêt à en réduire le nombre par rapport à celui qui serait retenu pour un franchissement au tirant d'air plus faible, et ce, malgré un allongement des travées du tablier. S'il est décidé malgré tout de conserver le même nombre d'appuis, on pourra réduire la largeur des appuis, en modifiant la structure du tablier, pour laquelle on s'orientera par exemple vers une solution en dalle nervurée avec larges encorbellements.

Du point de vue esthétique, un tirant d'air important sous l'ouvrage peut conduire à un ouvrage mal proportionné : tablier trop mince haut perché sur des piles également trop grêles. Ainsi, à titre d'exemple, la conception (a) de la Figure 1-8 est souvent moins bien perçue que les conceptions (b) ou (c).

Figure 1-8 : Conceptions possibles pour les forts tirants d'air



Les trois types de conception sont toutefois possibles, une analyse multicritère faisant intervenir notamment le critère esthétique et le critère économique doit alors permettre de déterminer la meilleure configuration.

### 1.2.1.4 - Géométrie et nature des terrassements aux abords de l'ouvrage

Du point de vue de la géométrie des terrassements, on peut distinguer trois cas :

- la voie inférieure est sensiblement au niveau du terrain naturel ;
- l'ouvrage est partiellement en déblai ;
- l'ouvrage est complètement en déblai.

Pour ce qui concerne l'implantation des appuis, on peut estimer que les trois cas sont équivalents, dans la mesure où la pente des talus est la même. Par contre, leur conception peut être influencée par le niveau du terrain naturel par rapport aux voies : si la hauteur d'un appui intermédiaire est commandée par la hauteur vue, donc a priori invariable pour un franchissement donné, il en va différemment pour les culées qui, dans le cas d'une voie inférieure complètement en déblai notamment, pourront être fondées en tête du talus si la nature du sol le permet ; toutefois, il est recommandé de ne pas approcher le bord externe des semelles des piles de la base du talus sous peine de nécessiter des soutènements des fouilles en phase provisoire.

Par ailleurs, surtout dans le cas d'un franchissement en remblai, l'étude de sol doit permettre de déterminer le phasage de mouvement des terres et de construction optimal vis-à-vis, notamment, des risques de tassements ou d'interaction-sol structure défavorable : la conception des culées et leur mode de fondation en dépendent fortement.

### 1.2.1.5 - Contraintes d'exploitation

En fonction de la voie franchie, les contraintes d'exploitation peuvent fortement limiter les choix d'implantation et de construction des appuis. La construction d'ouvrages au-dessus de voies ferrées ou d'autoroutes existantes est à cet égard particulièrement problématique en raison des impératifs de maintien de la circulation sur ces voies.

À titre d'exemple, la construction d'une pile intermédiaire en terre-plein central d'une autoroute est une opération rendue délicate par l'exigüité de l'emprise disponible, la nécessité de réduire les délais de construction de la pile afin de minimiser l'impact sur le trafic, la nécessité de protection de la zone chantier par des séparateurs rigides et les contraintes d'amenée-repli de matériel. Le choix d'un franchissement par une seule travée présente des avantages à évaluer.

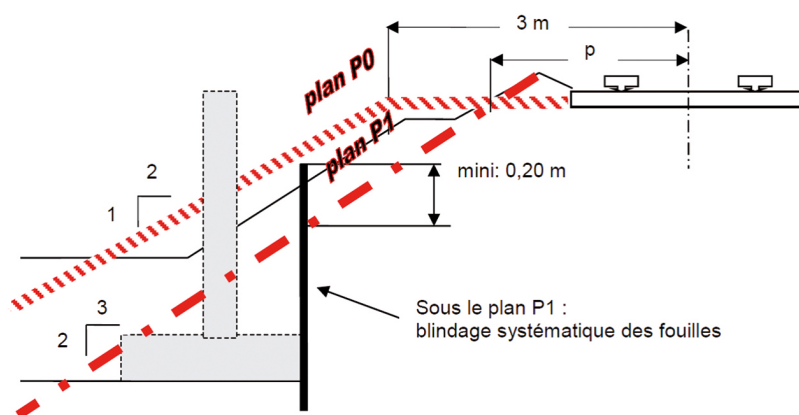
**Figure 1-9 : Construction de la pile en TPC de l'autoroute A2 pour le viaduc de l'échangeur A2/A23 à La Sentinelle (59) (source : NAI)**



Un appui construit en terre-plein central (TPC) d'une route ou autoroute existante aura, à géométrie équivalente, un coût supérieur au même appui construit en rase campagne.

Outre les contraintes liées directement au maintien de la circulation de la voie franchie, la construction d'appui à proximité d'infrastructures existantes doit veiller à éviter toute déstabilisation de ces dernières, critère particulièrement prégnant pour la mise en œuvre de fondations d'appuis à proximité des voies ferrées, dont les rails sont sensibles aux déformations. Ce sujet est notamment abordé par la SNCF dans l'IG90033 [12], qui définit les conditions dans lesquelles envisager la réalisation d'appuis à proximité d'une voie existante. Dans tous les cas il appartient au concepteur de se rapprocher de l'exploitant pour la définition des contraintes auxquelles il se trouvera confronté.

**Figure 1-10 : Exemple de contraintes appliquées aux fouilles d'une fondation située à proximité de voies ferrées (extrait de l'IG90033 de SNCF Réseau)**



Là encore, les conditions de construction des appuis et de leurs fondations en particulier amèneront à des surcoûts par rapport à des appuis construits en rase campagne.

### 1.2.2 - CONSIDÉRATIONS MÉCANIQUES

Les appuis ont pour rôle principal de transmettre au sol des réactions verticales; la conception des appuis devra en tenir compte et ceux-ci seront donc en bonne logique composés d'éléments eux-mêmes verticaux, afin d'éviter toute sollicitation parasite telle que cisaillement ou flexion; ces éléments seront à base de colonnes, de poteaux ou de voiles. Ce n'est que dans certains cas particuliers, notamment pour des raisons architecturales ou d'encombrement, que l'on pourra s'écarter de cette règle : pour certains ponts en site urbain ou pour des viaducs dont les tabliers reposent sur des piles marteaux, par exemple.

Les autres éléments à prendre en compte sont :

- la nature des liaisons en partie supérieure avec le tablier, en partie inférieure avec le sol;
- la nature et l'intensité des efforts horizontaux à considérer;
- la rigidité des appuis et l'incidence éventuelle sur la transmission des efforts horizontaux;
- les interactions sol-structure;
- la continuité ou la discontinuité des éléments verticaux de transmission des descentes de charges;
- la nécessité d'assurer la rigidité dans le sens transversal;
- l'aptitude à résister à un choc éventuel de véhicule lourd;
- la possibilité de changer facilement les appareils d'appui.

### 1.2.2.1 - Liaison au tablier

On décrit dans cette partie les conceptions d'appuis « classiques ». Les conceptions intégrales et semi-intégrales sont évoquées en 3.2.6, page 139.

#### A. Nature des appareils d'appui

La liaison des appuis au tablier est assurée par l'intermédiaire d'appareils d'appui, que l'on peut classer selon leur mode de fonctionnement et leur aptitude à transmettre les efforts et déplacements horizontaux provenant du tablier. La nature de la liaison peut être :

- rigide;
- articulée;
- élastique;
- libre.

#### Remarques :

La rotation au droit d'un appui se produit toujours parallèlement à la ligne d'appui. En conséquence, pour les tabliers biais ou courbes, les systèmes d'appui, quels qu'ils soient, sont conçus et réalisés pour assurer cette rotation sans blocage.

Les déplacements se produisent quant à eux dans différentes directions, ce qui peut impacter le fonctionnement de certains équipements (canalisations, joints de chaussée, barrières). Il est possible de choisir les types d'appareils d'appui pour privilégier un sens de déplacement. Une étude appropriée est nécessaire pour déterminer le choix optimal des déplacements à privilégier ainsi que la nature des appareils d'appui à mettre en œuvre.

#### Liaisons rigides et articulées en béton

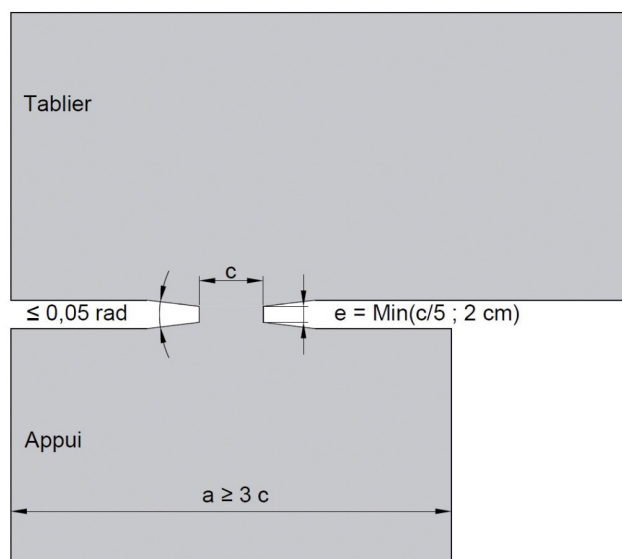
Pour les ouvrages courants en béton, il s'agit essentiellement de « sections rétrécies de béton » ou d'« articulations Freyssinet », qui peuvent être linéaires ou ponctuelles. Le sommet de l'appui suit exactement les déplacements de la section de tablier située au droit de l'appareil d'appui et les efforts horizontaux provenant du tablier sont transmis intégralement à l'appui. Une articulation est linéaire si les mouvements de rotation relatifs qu'elle permet s'effectuent autour d'une droite fixe par rapport aux pièces articulées. Par opposition, une articulation est ponctuelle si elle permet des mouvements de rotation relatifs des éléments articulés autour d'un axe de rotation quelconque dans le plan de contact de ces éléments.

L'épaisseur  $e$  du noyau doit au plus être égale à  $\min(c/5; 2 \text{ cm})$  où  $c$  est la largeur de ce noyau. Les faces en regard de deux pièces articulées forment une fente dont les pentes forment un angle au plus égal à 0,05 radian. Dans le sens horizontal, la largeur  $a$  des pièces articulées est au moins égale à trois fois la largeur du noyau.

Ces éléments de conception sont récapitulés sur la Figure 1-11 ci-après.



Figure 1-11 : Coupe longitudinale du noyau d'une articulation de type section rétrécie de béton



### Liaisons élastiques

Ce type de liaison est le plus courant. Avec ces liaisons, le sommet de l'appui suit partiellement les déplacements du tablier, mais il y a néanmoins transmission totale des efforts horizontaux; pour les ouvrages courants, l'appareil est de type élastomère fretté. Ces appareils d'appui sont constitués de feuillets d'élastomère adhésés par vulcanisation à des frettes métalliques. À noter que ces appareils d'appui peuvent être bloqués dans une direction ou être munis d'éléments de glissement unidirectionnels ou multidirectionnels. En effet, lorsque les déplacements horizontaux sont importants, notamment sur les culées, le nombre de feuillets nécessaires à la reprise de ces déformations peut être incompatible avec la stabilité au flambement de l'appareil d'appui. Cela conduit à disposer des appareils d'appui glissants qui, comme leur nom l'indique, glissent lorsque l'effort horizontal atteint leur seuil de glissement. Pour davantage d'informations concernant la conception et le calcul des appareils d'appui en élastomère frettés, il convient de se référer au guide Setra « Appareils d'appui en élastomère fretté » de juillet 2007 [13].

### Liaisons libres

Avec ces liaisons, l'appui ne reçoit aucun effort horizontal du tablier et ne se déplace pas sous les différents mouvements de celui-ci; l'appareil est de type « à rouleaux », « à pendules » ou glissant.

### Cas particuliers des appareils d'appui à pot

Lorsque la descente de charges est importante et que la place disponible en plan et en hauteur est faible, il est possible d'utiliser des appareils d'appui à pot. Ce type d'appareil d'appui est constitué d'un coussin cylindrique d'élastomère enfermé dans un pot en acier et reçoit la charge par l'intermédiaire d'un piston formant couvercle du pot. L'élastomère ne peut se déformer qu'à volume constant, ce qui lui permet de transmettre des charges élevées et d'autoriser les rotations imposées par la structure. Contrairement aux appareils d'appui en élastomère frettés, les appareils d'appui à pot ne se distordent pas, la totalité du déplacement du tablier se transmet donc à l'appui. Toutefois, ils peuvent aussi être munis d'éléments de glissement leur permettant de glisser si l'effort horizontal devient suffisamment important. Pour davantage d'informations concernant la conception et le calcul des appareils d'appui à pot, il convient de se référer au guide Setra « Appareils d'appui à pot » de novembre 2007 [14].

Exceptionnellement, les appareils d'appui sur culées peuvent être d'un type spécial et conçus de manière à éviter un soulèvement du tablier, dans le cas notamment de travées de rive courtes.

Enfin, de nombreuses indications, à la fois de calcul et de mise en œuvre, sur les appareils d'appui sont également données dans la série de normes NF EN 1337 [15].



## B. Choix et répartition entre les différentes lignes d'appui

### Choix du type d'appareil d'appui

De nos jours, pour les ouvrages courants, l'utilisation d'appareils d'appui en élastomère fretté est recommandée. En effet, les appareils d'appui en élastomère fretté sont performants pour des pressions verticales allant jusqu'à 25 MPa à l'ELU, ce qui est en cohérence avec les descentes de charge, les dimensions usuelles de ce type d'appareil d'appui et la place disponible pour un pont courant. En outre, leur utilisation est favorable dans le cas sismique, où ils servent d'isolateurs entre le tablier et les appuis.

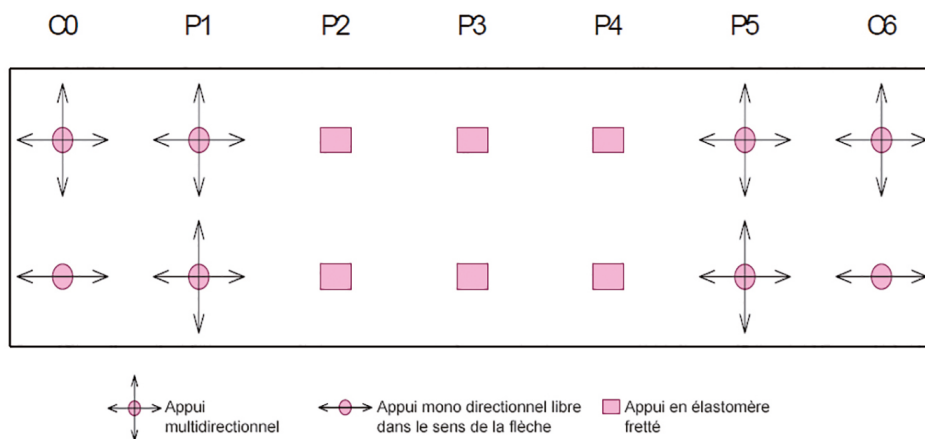
Lorsque la descente de charges est plus importante et que la place disponible est limitée, l'utilisation d'appareil d'appui à pot est alors préconisée.

Les liaisons rigides et articulées (appuis à section rétrécie de béton), si elles sont bien conçues, présentent l'intérêt d'un entretien très réduit. Mais elles sont peu utilisées, car elles sont de réalisation délicate et nécessitent des études approfondies en ce qui concerne l'équilibre des efforts horizontaux.

Il est préférable que tous les appareils d'appui d'une même ligne soient de même technologie et d'épaisseur voisine. La présence d'appareils d'appui de types différents n'est généralement pas souhaitable, car une telle disposition risquerait de poser des problèmes à l'exécution et surtout à l'entretien, notamment pour le soulèvement du tablier en vue de changer les appareils d'appui. Cependant, pour un même ouvrage, il peut être intéressant de combiner des appareils d'appui à pot et des appareils d'appui en élastomère fretté sur des lignes d'appui différentes.

Classiquement, les appareils d'appui en élastomère fretté sont placés à proximité du point fixe où ils peuvent encaisser en se déformant les déplacements du tablier. Le calcul des efforts horizontaux que doivent reprendre les appareils d'appui en élastomère fretté doit être mené en prenant en compte les rigidités des fondations et des appuis et les différents degrés de liberté que l'on choisit de laisser aux différents appareils d'appui, c'est-à-dire en considérant le schéma statique de l'ouvrage. La Figure 1-12 montre un exemple de schéma statique.

Figure 1-12 : Exemple de schéma statique

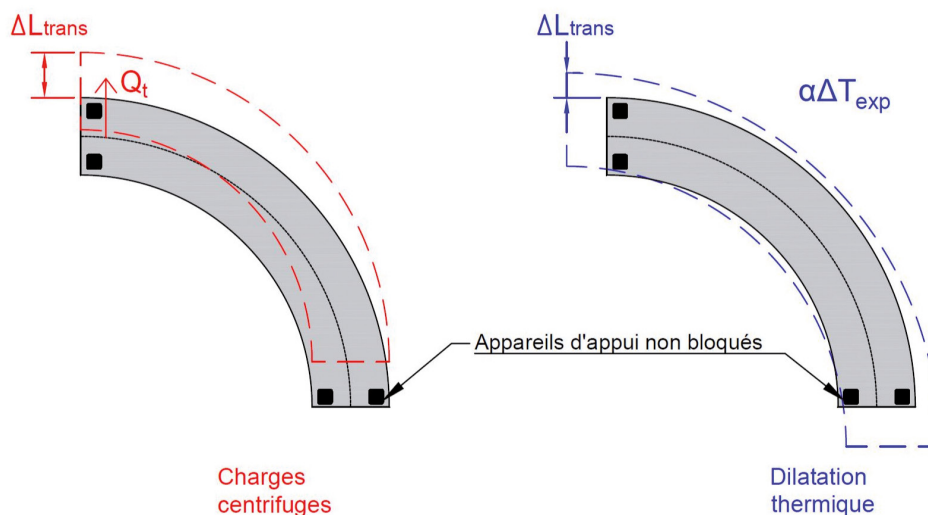


On cherchera à minimiser le nombre d'appuis unidirectionnels au strict nécessaire pour guider le tablier à ses extrémités et assurer son maintien sans le brider inutilement, ce qui serait source de désordres graves.

En zone sismique, il peut être préférable de prévoir des appareils d'appui en élastomère fretté, de grandes dimensions en plan et de grande hauteur en lieu et place d'appareils d'appui à pot car, dans ce cas, les mouvements du sol sont filtrés par les appareils d'appui qui se comportent comme des ressorts d'isolation souples. Le présent guide n'ayant pas vocation à détailler la conception sismique, il convient pour davantage d'informations, de se référer au guide Cerema « Ponts en zone sismique – Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8 » d'août 2015 [16].

Enfin, sur les ponts biais ou courbes, le choix du type d'appareils d'appui a une incidence sensible sur le fonctionnement des équipements vis-à-vis des déplacements horizontaux. Il revient en effet au concepteur de définir les degrés de liberté du tablier vis-à-vis des appuis, c'est-à-dire de définir les directions de déplacements libres et les directions bloquées par un appareil d'appui unidirectionnel ou un appui fixe. Or, dans le cas particulier des ponts courbes, la difficulté réside dans le fait qu'en l'absence de blocage le tablier peut se déplacer de manière importante dans le sens transversal à l'axe du tablier, notamment sous l'effet des sollicitations thermiques et des forces centrifuges dont l'intensité est proportionnelle à la courbure.

Figure 1-13 : Déplacements non bloqués d'un tablier courbe sous charges centrifuges et thermiques



Dans ce cas de figure, deux conceptions sont possibles :

- utiliser des appareils d'appui multidirectionnels (par exemple de type d'appareil d'appui en élastomère fretté) et laisser le tablier se déplacer librement. Dans ce cas, il convient de s'assurer que l'ensemble des équipements de l'ouvrage (joint de chaussée, dispositif de retenue, réseaux) pourra accepter des déplacements transversaux aux extrémités de l'ouvrage, ce qui peut être délicat si la courbure est très prononcée ;
- bloquer un ou plusieurs degrés de liberté en utilisant un appareil d'appui fixe ou unidirectionnel ou un dispositif de guidage. On se reportera au paragraphe 4.3.1.2, page 167 de ce guide pour des exemples de ces dispositifs.

Ces problématiques doivent être anticipées dès le choix du schéma statique de l'ouvrage, surtout dans le cas de courbures très prononcées où les effets transversaux sont intenses. Définir un schéma statique revient à choisir entre gérer des déplacements transversaux ou gérer des efforts de déplacements bloqués. Dans la pratique, pour des courbures importantes, il est souvent difficile de trouver des équipements acceptant des déplacements transversaux importants.

Dans le cas d'ouvrages biais, il n'existe pas a priori de sollicitation transversale en dehors du vent et du séisme, cependant :

- le joint de chaussée doit pouvoir reprendre un déplacement transversal  $\Delta L \cos \varphi$  avec  $\varphi$  le biais de l'ouvrage. Ce point est traité dans le guide Cerema sur les joints de chaussée [17] ;
- les réactions d'appui verticales peuvent être très variables sur une même ligne d'appui, voire conduire à des décollements au droit de l'angle aigu en cas de biais très prononcé. Ce risque doit être intégré au choix des appareils d'appui ainsi qu'à la conception des appuis.

### C. Nombre, espacement et position des appareils d'appui

Selon la structure du tablier, ces trois paramètres sont fixés ou, au contraire, peuvent faire l'objet d'un choix.

Pour un pont à poutres, le nombre, l'espacement et la position des points d'appui sont déterminés par le plan de poutraison. Il en va différemment pour un pont-dalle où une certaine latitude est possible, mais on ne devra pas perdre de vue que le positionnement transversal des appareils d'appui conditionne soit l'emplacement des colonnes ou des poteaux, soit la longueur minimale du (ou des) voile(s) assurant la transmission des descentes de charges à la fondation.

Pour cette recherche, on pourra se baser sur les règles données ci-après, le nombre de points d'appui ayant été fixé lors de l'étude du tablier. Il y a lieu toutefois de distinguer les ponts-dalles courants de biais modéré et les ouvrages très biais.

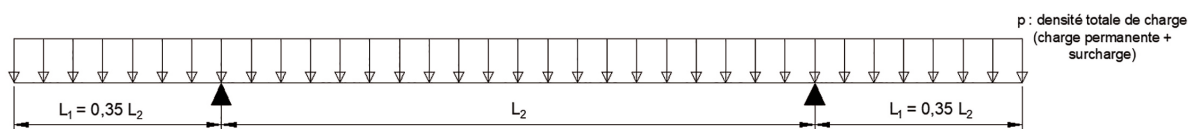
#### a – Pont dalles courants de biais modéré : emplacement théorique des appareils d'appui

Sur une ligne d'appui intermédiaire, un espacement raisonnable des points d'appui correspond à 1/6 environ de la portée biaise de la plus grande travée adjacente ; il peut être diminué sans inconvénient si le pont est droit ou peu biais. Le nombre de points d'appui étant ainsi fixé, il reste à définir le positionnement transversal qui conditionne soit l'emplacement des colonnes ou des poteaux, soit la longueur du (ou des) voile(s) assurant la transmission des descentes de charges à la fondation.

Une théorie simplifiée, fondée sur la recherche de l'égalité des moments fléchissant dans les sections déterminantes du chevetre incorporé, qui peut être assimilé à une poutre, permet de déterminer une bonne répartition transversale des points d'appui. Ce calcul peut être mené rapidement pour une dalle rectangulaire ou quasi rectangulaire, si l'on admet que la densité de charge de la dalle est uniforme sur toute sa largeur, ce qui paraît raisonnable pour les ponts droits ou peu biais. Il diffère selon que la ligne d'appui comporte deux appareils d'appui ou davantage.

Dans le sens transversal, si la ligne d'appui ne comporte que deux appareils d'appui, les moments d'encorbellement seront égaux au moment au milieu de la travée délimitée par les deux appareils d'appui.

Figure 1-14 : Longueurs d'encorbellement pour une ligne de deux points d'appui

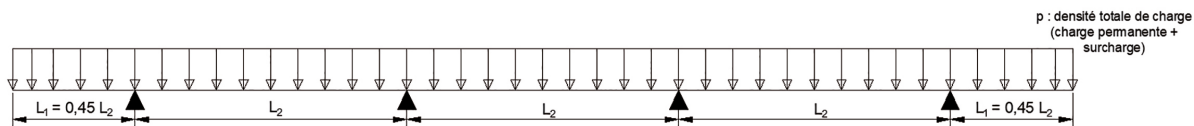


Avec les notations de la figure précédente, le moment d'encorbellement a pour expression  $-p \frac{L_1^2}{2}$  et le moment au milieu  $p \left( \frac{L_2^2}{8} - \frac{L_1^2}{2} \right)$ .

On en déduit, pour assurer l'égalité des moments en valeur absolue :  $L_1 = L_2 / \sqrt{8} \approx 0,35 L_2$

Pour des lignes de trois appuis ou plus, on considérera les valeurs suivantes :

**Figure 1-15 : Longueurs d'encorbellement pour une ligne de trois appuis ou plus**



Le moment sur appui central a pour expression  $-p \frac{L_2^2}{10}$

On en déduit :  $L_1 = L_2 / \sqrt{5} \approx 0,45 L_2$

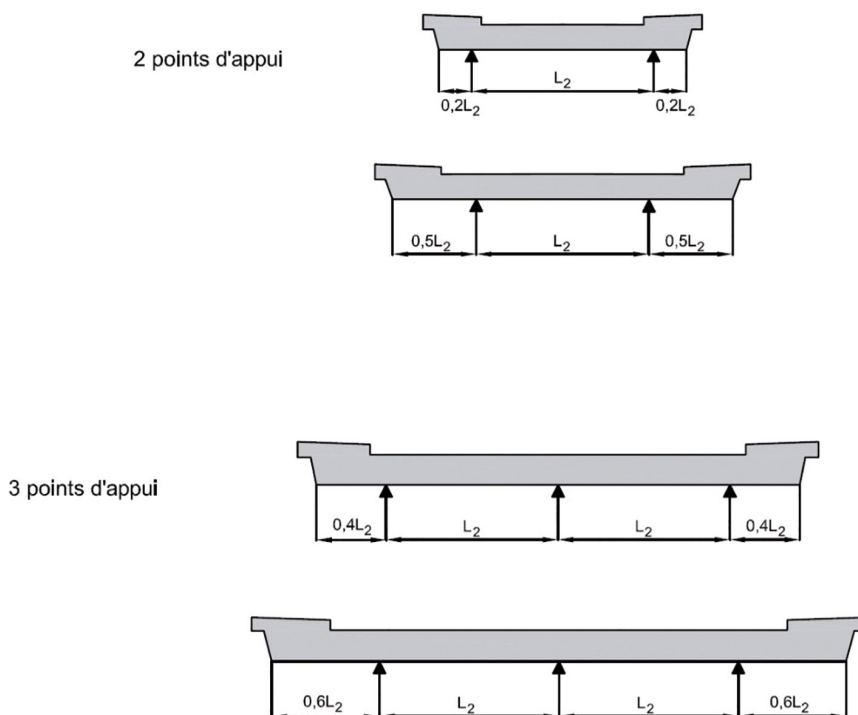
**b – Emplacement effectif des appareils d'appui**

Cependant, ces règles ne sont pas impératives et il est possible, sans nuire au fonctionnement mécanique, de modifier l'implantation théorique des points d'appui ainsi déterminée. Les ajustements suivants sont possibles :

- dans le cas de deux points d'appui, la valeur de  $L_1/L_2$  peut varier de 0,2 à 0,5. En effet un calcul aux éléments finis de type plaque montre que, dans le cas de deux points d'appui, les moments en travée se diffusent plus que les moments d'encorbellement et intéressent donc une zone plus grande de la dalle; les moments unitaires en travée s'en trouvent diminués et restent inférieurs aux moments d'encorbellement jusqu'à une valeur de la longueur  $L_1$  des consoles de l'ordre de 0,15  $L_2$ , ceci sous l'action d'une densité de charge uniforme dans les deux travées de part et d'autre de la ligne d'appui et pour un appareil d'appui carré dont le côté est égal au dixième de la largeur de l'ouvrage;
- dans le cas de trois points d'appui et plus, la valeur de  $L_1/L_2$  peut varier de 0,4 à 0,6; dans cet intervalle, les moments d'encorbellement et de travée restent du même ordre de grandeur (à 10 % près).

Les schémas suivants montrent, dans chacun des cas et pour différents profils transversaux, les résultats obtenus avec les valeurs extrêmes définies ci-dessus.

**Figure 1-16 : Longueurs d'encorbellement dans différentes configurations**



Lorsque le nombre de points d'appui est pair et si le tablier est appuyé sur une série de voiles multiples recevant chacun deux appareils d'appui, il est intéressant de grouper ces derniers en les rapprochant; cette disposition présente un double avantage : sur le plan économique, elle permet de réduire la longueur de chacun des voiles; du point de vue esthétique, l'augmentation de l'intervalle entre voiles conduit à un ensemble plus aéré. Il est également possible de modifier légèrement l'implantation des appareils d'appui les plus proches des bords libres de la dalle (variation de l'ordre de  $\pm L_2/6$  de la distance  $d$  aux bords libres; Figure 1-17 à Figure 1-19). Ces choix sur le positionnement des appareils d'appui entraînent naturellement des calculs complémentaires pour les chevêtres incorporés au tablier.

Les schémas ci-après montrent différentes configurations possibles. Par rapport à la disposition théorique 1, des dispositions telles que 2 et 3 peuvent être adoptées moyennant des corrections simples au projet du tablier, la disposition 3 devant être considérée comme une limite en deçà de laquelle il faudrait rester en cas de biais prononcé.

La disposition 2 pourra sans inconvénient être adoptée dans la plupart des cas où le nombre de points d'appui est pair et au moins égal à 4. Il y a lieu de remarquer à ce sujet qu'à partir d'une certaine largeur de tablier, il est toujours possible de remplir ces conditions concernant le nombre de points d'appui.

**Remarque :** il est signalé que l'effet d'un gradient thermique entre les deux faces d'une dalle assez large, en tendant à faire bomber la dalle dans le sens transversal, conduit à augmenter la descente de charges sur les appareils d'appui les plus près des bords libres et à soulager l'appareil d'appui immédiatement adjacent. De façon générale, il convient de tenir compte du gradient thermique dans le sens transversal dès lors que la dalle a une largeur supérieure à 15 m.

Figure 1-17 : Configuration transversale n° 1

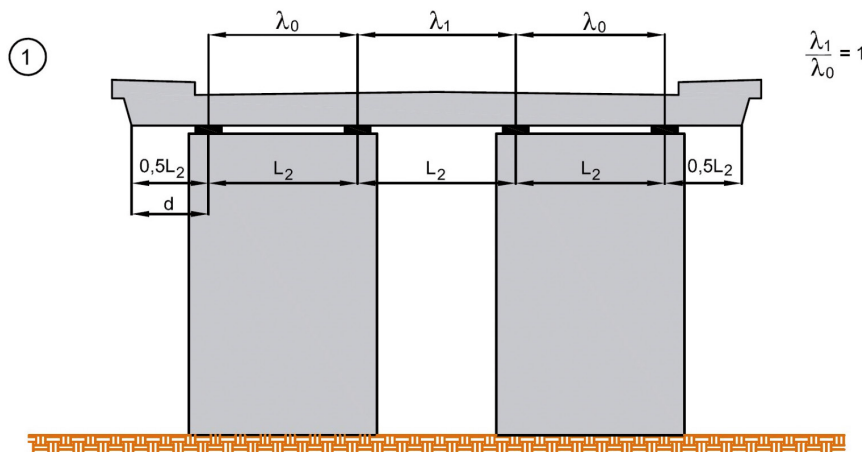


Figure 1-18 : Configuration transversale n° 2

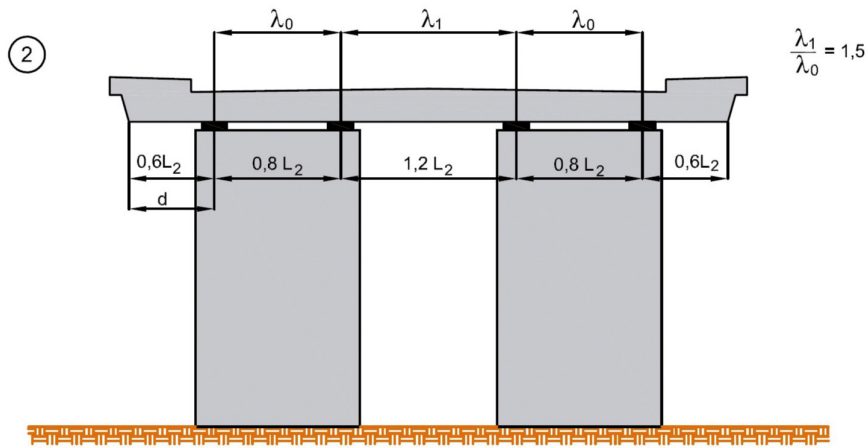
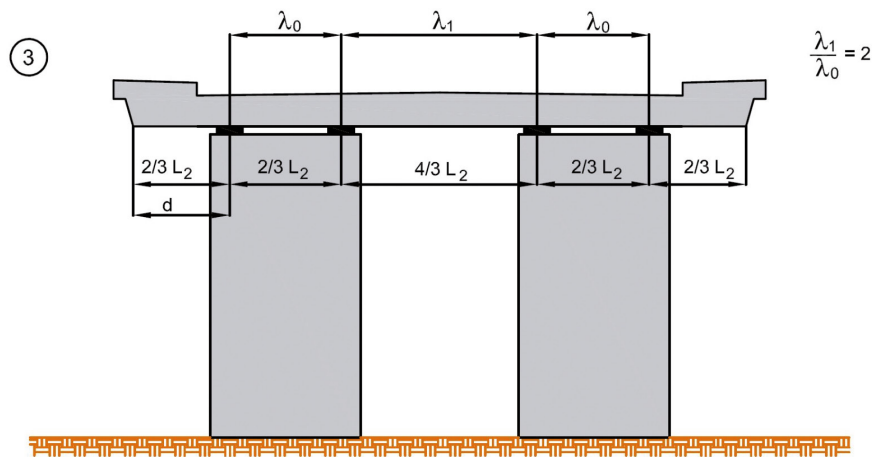


Figure 1-19 : Configuration transversale n° 3

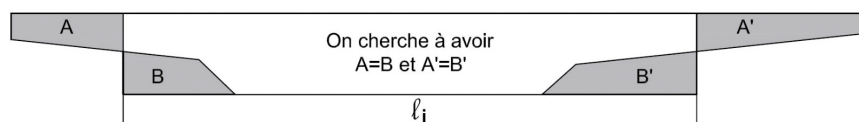


### c – Dalles avec encorbellements latéraux

Dans le cas de tabliers en dalle rectangulaire ou quasi rectangulaire, l'implantation des appareils d'appui décrite au paragraphe précédent est à faire indifféremment par rapport à la largeur utile du tablier ou par rapport à la largeur de l'intrados.

Lorsqu'il s'agit d'une dalle avec encorbellements latéraux, les mêmes principes d'implantation des appareils d'appui sont valables, à condition de remplacer la largeur utile du tablier par une largeur conventionnelle d'intrados  $l_i$ , définie au schéma ci-après, qui diffère peu en pratique de la largeur de la dalle rectangulaire équivalente utilisée dans les calculs de tabliers dalles.

Figure 1-20 : Détermination de la géométrie des encorbellements





## d – Ponts-dalles très biais

Dans ce type de structure, la répartition des points d'appui doit être la plus proche possible du modèle de calcul. Pour les ponts d'un biais prononcé, on ne pourra généralement pas faire en sorte que les charges subies par les différents appareils d'appui soient égales. Il sera donc nécessaire de tenir compte de cette inégalité des charges dans le dimensionnement, sous peine d'écrasement des appareils d'appui les plus chargés.

Pour limiter cette inégalité de répartition, les dispositions examinées précédemment peuvent être à retoucher légèrement, en particulier pour les culées des ponts-dalles. En effet, la charge supportée par l'angle obtus de la dalle peut être nettement supérieure à la moyenne, ce qui conduira normalement à réduire l'encorbellement dans cet angle. Il faut signaler que la charge du deuxième appareil d'appui à partir de l'angle obtus est souvent négative, ce qui correspond en réalité à un soulèvement du tablier au droit de cet appareil d'appui.

### 1.2.2.2 - Liaison au sol de fondation

On distingue deux types de liaison au sol de fondation : les fondations superficielles et les fondations profondes et semi-profondes. Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques géotechniques du sol de fondation.

#### A. Semelle superficielle

Une telle disposition n'est envisageable que si le sol de fondation proche du niveau du terrain après travaux présente des caractéristiques géotechniques permettant de résister aux descentes de charges et de maîtriser les tassements. La disposition la plus courante consiste en une semelle continue (semelle « filante ») reposant sur un béton de propreté disposé sur le sol de fondation. Le niveau de la base de la semelle est généralement peu profond et de l'ordre de 2 m sous le terrain naturel après travaux. La semelle doit être entièrement enterrée et hors gel. On se reportera au 2.2.3.1, page 65 pour le prédimensionnement.

Une disposition particulière, utilisée lorsque le niveau de la couche d'appui se trouve assez proche du terrain naturel, mais à quelque profondeur sous la nappe, consiste à asseoir la semelle sur un massif de béton, ce qui permet l'exécution à sec de celle-ci.

#### B. Fondations profondes ou semi-profondes

Si les caractéristiques du sol de fondation proche du niveau du terrain après travaux ne permettent pas de fondation superficielle, on peut recourir à des fondations profondes ou semi-profondes. La fondation est alors constituée par un ensemble de pieux, puits ou barrettes pouvant comporter une ou plusieurs files, chacun des éléments résistant en pointe et (ou) par frottement latéral. Ces éléments sont reliés entre eux et à la partie intermédiaire de l'appui par une semelle rigide dans laquelle ils sont encastrés. On se reportera au 2.3.1.2, page 79 - 2.2.3.1, page 65 pour le prédimensionnement.

### 1.2.2.3 - Possibilité de surveiller et changer facilement les appareils d'appui

Les appareils d'appui en élastomère fretté, et plus particulièrement ceux comportant un plan de glissement (téflon), doivent être surveillés. Il faut pour cela que l'accès soit aisé pour le personnel d'entretien et que les appareils d'appui soient faciles à observer (mesures des distorsions, de l'écrasement des appareils d'appui, de leur déplacement éventuel...).

Il faut ensuite que le remplacement des appareils d'appui soit possible. Comme il est nécessaire de soulever le tablier à l'aide de vérins convenablement placés, il est d'abord souhaitable que les dimensions en plan de l'appui en tête permettent de placer les vérins (condition qui peut être déterminante pour les dimensions en tête d'appui du type colonnes ou poteaux), et que l'on dispose d'une hauteur libre suffisante entre le tablier et l'appui (un minimum de 300 mm). Il convient ensuite que l'appui puisse supporter les réactions correspondantes des vérins de soulèvement du tablier ; en particulier, dans le cas de palées de colonnes, un chevêtre pourra être nécessaire et ce dernier devra être dimensionné et ferrailé en conséquence (voir la partie 4.2, page 157 du présent document).

#### 1.2.2.4 - Rôle et opportunité d'un chevêtre en tête d'appui

Les possibilités de transmission des efforts du tablier à la tête d'appui varient en fonction du type d'appui : dans le cas d'un appui de type voile, le concepteur a toute latitude pour placer les appareils d'appui en tête de voile. Dans le cas d'une palée de colonnes ou de poteaux se pose la question de mettre en œuvre ou non un chevêtre en tête d'appui.

##### A. Rappel des contraintes de transmission d'effort en tête d'appui

Les contraintes en tête d'appui sont de deux ordres : transmettre les descentes de charges du tablier en service et permettre le changement facile des appareils d'appui, ce qui signifie transmettre les descentes de charges en phase de vérinage.

Pour transmettre les descentes de charges en service, il est nécessaire de placer un élément (colonne ou poteau) au droit de l'appareil d'appui (centré sur celui-ci) de dimension suffisante pour reprendre la descente de charges. Dans le cas de tablier à poutres, la position de l'appareil d'appui est fixée par la position des poutres. Dans le cas d'une dalle, la disposition des appareils d'appui est plus libre (voir § C, page 27).

**Figure 1-21 : Pile du pont de Saint-Gilles (34) : l'utilisation de trois voiles distincts nécessite la mise en œuvre d'un chevêtre pour appuyer les poutres du tablier à poutrelles enrobées**

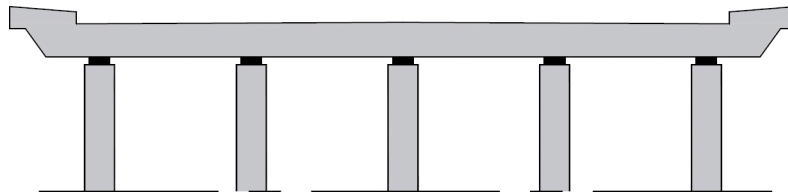


Pour permettre le remplacement des appareils d'appui, il est nécessaire de prévoir des emplacements de vérinage distincts des appareils d'appui. Les surfaces de vérinage à prévoir sont plus faibles que la surface des appareils d'appui et seront nécessairement excentrées par rapport aux colonnes de la palée.

##### B. Conception sans chevêtre porteur

Si la partie supérieure ne comporte pas de liaison en tête par un chevêtre, les éléments colonnes ou poteaux sont obligatoirement disposés au droit des appareils d'appui, ce qui implique un nombre élevé d'éléments si les appareils d'appui sont eux-mêmes nombreux et rapprochés.

Figure 1-22 : Configuration transversale avec poteaux sans chevêtre



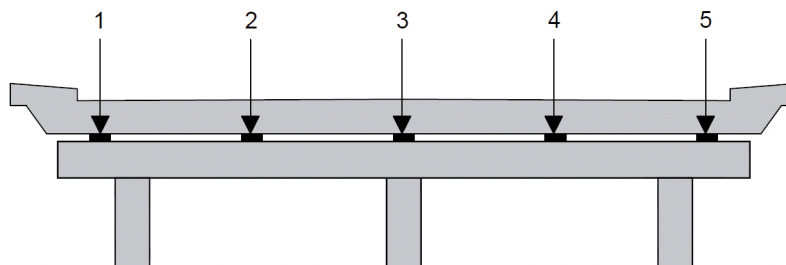
En outre, il est nécessaire de placer les emplacements de vérinage au droit des colonnes, ce qui nécessite une surface de colonne ou poteau suffisamment grande pour loger un appareil d'appui (centré sur la colonne) et un emplacement de vérinage. Dans les faits, cette configuration ne sera envisageable que pour des colonnes ou poteaux de dimension supérieure ou égale à 1 m.

Ces considérations sont également valables dans le cas d'un chevêtre non porteur (pas en capacité de reprendre les efforts de vérinage) mis en œuvre à titre esthétique.

### C. Conception avec chevêtre

Si les colonnes ou poteaux sont surmontés par un chevêtre porteur, on peut réduire le nombre de colonnes ou de poteaux, cependant le chevêtre devra être dimensionné de façon à assurer le transfert des descentes de charges telles que 1, 2, 4 et 5 de la Figure 1-23. Il est alors possible d'utiliser le chevêtre pour y appuyer le cintre lors de la construction du tablier ainsi que pour vériner le tablier.

Figure 1-23 : Configuration transversale avec poteaux et chevêtre



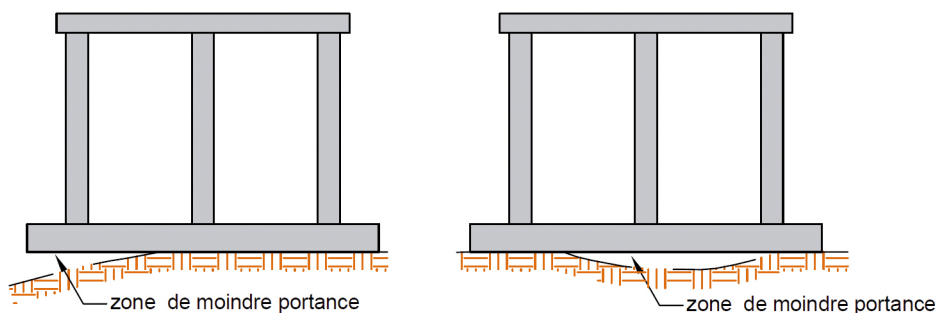
**Remarque :** le choix de continuité ou de non-continuité des éléments verticaux peut être impacté par des considérations de résistance aux chocs accidentels ou de rigidité transversale (voir les parties suivantes). Dans le cas d'ouvrages au-dessus d'axes ferroviaires et suivant la distance des appuis aux rails, ce choix est imposé par les règles relatives aux ponts ferroviaires.

#### 1.2.2.5 - Rigidité de l'appui dans le sens transversal

Dans le cas de fondations profondes, les pieux étant encastrés dans le substratum, la ligne de fondation est réputée rigide transversalement.

Dans le cas de fondations superficielles, et plus particulièrement dans le cas de lignes d'appui longues (tabliers larges), une hétérogénéité du sol de fondation sur la ligne d'appui est susceptible d'induire des tassements différentiels sur la longueur de la semelle et donc de déformer l'appui.

Figure 1-24 : Hétérogénéité de la portance du sol sous fondation superficielle



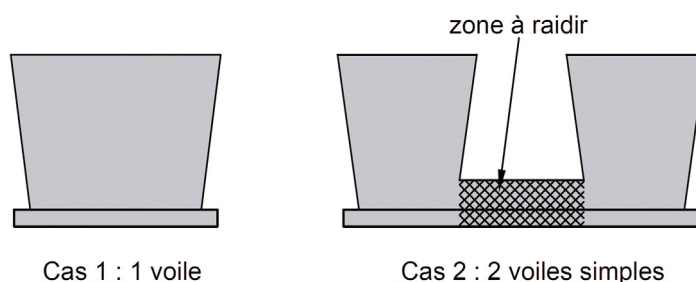
Ces déformations sont d'autant plus dommageables lorsque la partie intermédiaire de l'appui est constituée de plusieurs éléments distincts (plusieurs voiles ou poteaux) que si elle est constituée d'un unique élément massif et rigide (un voile).

Afin de réduire la vulnérabilité des appuis à ces déformations, on préconise de raidir transversalement les appuis par la mise en œuvre d'une nervure sur la semelle, ou le cas échéant d'un chevêtre en tête d'appui. On distingue le cas des voiles et le cas des palées de colonnes/poteaux.

#### A. Cas des appuis à base de voiles

Dans le cas de type voiles, on distinguera les voiles uniques et les voiles multiples.

Figure 1-25 : Configurations possibles d'appuis composés de voiles



Si l'appui comporte un seul voile (cas 1 de la Figure 1-25), ce dernier fait évidemment office de raidisseur et il n'est pas nécessaire de mettre en œuvre une nervure.

Si l'appui comporte deux ou plusieurs voiles (cas 2 de la Figure 1-25), ces derniers reposent en général sur une semelle unique et il convient de raidir la zone entre voiles.

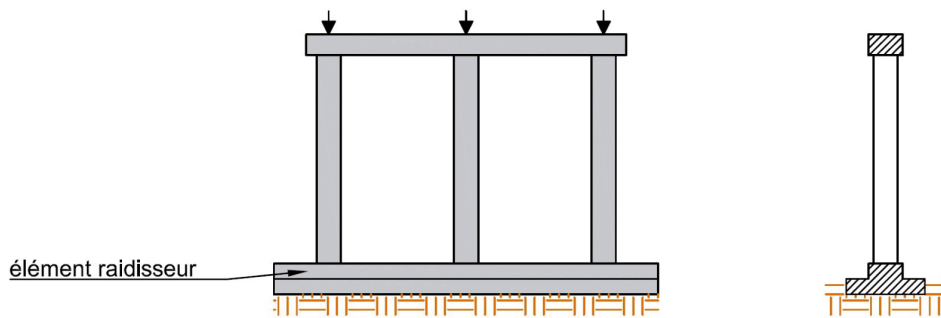
#### B. Cas des appuis à base de colonnes ou de poteaux

Les appuis à base de colonnes sont particulièrement sensibles aux éventuelles zones de moindre portance du sol de fondation, comme illustré sur la Figure 1-24. Pour raidir la ligne d'appui, deux solutions sont envisageables : mettre en œuvre une nervure sur la semelle ou un chevêtre en tête de la palée.

##### a – Utilisation de la nervure comme élément raidisseur

Il s'agit du cas le plus fréquent, par exemple lorsque les colonnes ou les poteaux sont placés au droit des appareils d'appui et que le chevêtre n'a qu'un rôle secondaire d'entretoisement.

Figure 1-26 : Élément raidisseur d'un appui composé de poteaux – cas a

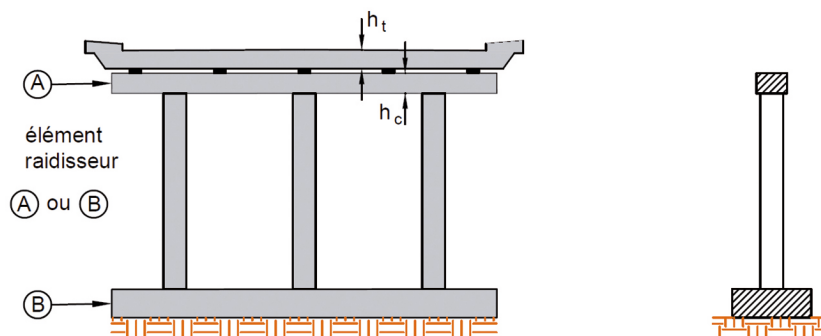


### b – Utilisation du chevêtre comme élément raidisseur

Dans le cas où les colonnes ou les poteaux ne sont pas nécessairement au droit des appareils d'appui ou s'il n'est pas possible de placer les emplacements de vérinage au droit des poteaux, le chevêtre joue alors un rôle actif de transfert de charges.

Le chevêtre doit être rigide vis-à-vis du tablier, ce qui se traduit par la condition  $h_c \geq 1,25 h_t$

Figure 1-27 : Élément raidisseur d'un appui composé de poteaux – cas b



Dans ce cas, chevêtre et semelle subiraient a priori des efforts du même ordre et l'on peut donc envisager de choisir l'un ou l'autre pour assurer ce rôle de raidisseur.

### 1.2.2.6 - Aptitude à résister à un choc causé par un véhicule routier

#### A. Généralités

Les piles de pont situées en bord de route constituent des obstacles saillants susceptibles d'être percutés par des véhicules se déplaçant à vitesse élevée. Les exemples de chocs de véhicules sur pile de pont montrent généralement des impacts d'une grande violence avec des conséquences parfois tragiques.

Bien qu'il n'existe pas d'obligation légale pour les maîtres d'ouvrage de prévenir et de couvrir toute faute du conducteur (lequel reste tenu « de rester constamment maître de sa vitesse et de régler cette dernière en fonction de l'état de la chaussée, des difficultés de la circulation et des obstacles prévisibles » selon l'article R. 413-17 du Code de la route), les gestionnaires ont pour mission d'assurer un niveau normal de sécurité publique sur leur infrastructure.

La définition du niveau normal de sécurité dépend à la fois du contexte réglementaire (arrêté dit « RNER modifié » du 18 novembre 2021 [18]), du contexte normatif (normes EN 1317 sur les niveaux de retenue [19], NF EN 1991-1-7 sur les actions accidentelles [20]) et des règles de l'art (guides Cerema sur les dispositifs de retenue routiers courants [21] et [22]), ce corpus évoluant au fil des années.

Les paragraphes qui suivent livreront des recommandations, des dispositions constructives et également des retours d'expérience sur certains chocs récents. Les éléments relatifs au calcul et à la justification d'un choc sur pile sont donnés dans le tome II de ce guide<sup>3</sup>.

Les chocs sur tablier ne sont pas évoqués dans ce guide.

Les retours d'expérience sur des accidents réels ainsi que les expérimentations en grandeur nature ont permis de dégager quelques principes de conception des piles situées en bordure de chaussée.

Il convient tout de même d'indiquer que la meilleure protection contre le choc, c'est de faire en sorte qu'il ne soit pas possible par le positionnement des appuis ou leur isolation par des dispositifs de retenue.

Lorsque ce type de solution n'est pas envisageable, il faut noter que les appuis de type voile en béton armé ou piles marteaux, qui présentent généralement des fûts de diamètre conséquent, possèdent une robustesse et une résistance plus importantes au choc de véhicules lourds que des appuis composés d'une succession de colonnes minces. Les appuis de type palées apparaissent effectivement beaucoup plus vulnérables au choc du fait de leur inertie plus faible.

## B. Recommandations pour les piles composées de colonnes

Les appuis intermédiaires composés de palées de poteaux ou colonnes ont fait davantage l'objet d'études que les piles voiles ou marteaux, du fait de leur plus grande fragilité.

Les piles constituées de « colonnes-pieux », à savoir des fûts cylindriques directement prolongés sur des fondations profondes non reliées par une semelle ou un raidisseur, présentent une vulnérabilité très importante, comme le montrent les exemples d'accidents réels survenus sur des structures de ce type ainsi que sur des expérimentations effectuées en 1970 en Allemagne [23]<sup>4</sup>. Bien que présentant un ferrailage très important (de l'ordre de 2 %), les fûts accidentés sont totalement rompus et le tablier de l'ouvrage doit sa stabilité à la redondance des fûts d'une même ligne d'appui ainsi qu'au fait que le choc n'ait concerné qu'un fût central de la pile. **Au regard de ces retours d'expérience, l'interdiction pure et simple des pieux-colonnes en bordure de voies circulées s'impose, quel que soit le type de voie routière franchie par l'ouvrage.**

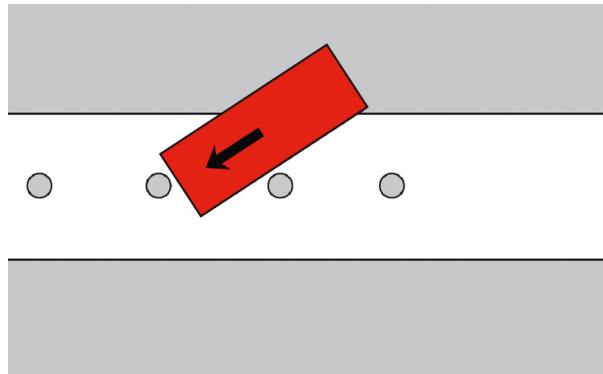
On notera ici la différence entre les palées constituées de colonnes-pieux et les palées de colonnes reliées en pied par une semelle et un raidisseur. Dans le second cas, la rigidité apportée par la semelle et surtout par la présence d'un raidisseur (si tant est qu'il ne soit pas enterré) permet d'offrir un bien meilleur comportement en cas de choc de véhicule, d'abord en raison du contreventement rigide des colonnes entre elles et ensuite, en raison du faible bras de levier offert au choc « bas » (choc situé entre 0,5 m et 1,5 m du sol selon l'EN 1991-1-7 [20]).

En l'absence de raidisseur ou si le raidisseur est enterré, un choc frontal peut être très dommageable pour le véhicule et ses passagers mais aussi pour l'ouvrage, surtout si les colonnes sont de petit diamètre; un choc latéral peut être presque aussi grave, car le véhicule, au lieu de glisser le long de la pile a tendance à venir s'encastrier entre deux colonnes, comme l'illustre la Figure 1-28 ci-après.

<sup>3</sup> Tome II à paraître.

<sup>4</sup> Document en langue allemande sur les chocs de véhicules lourds sur les piles de ponts décrivant cinq essais de chocs réalisés sur les piles-colonnes heurtées par des véhicules de 18 t roulant à environ 90 km/h.

Figure 1-28 : Choc sur une pile constituée de colonnes

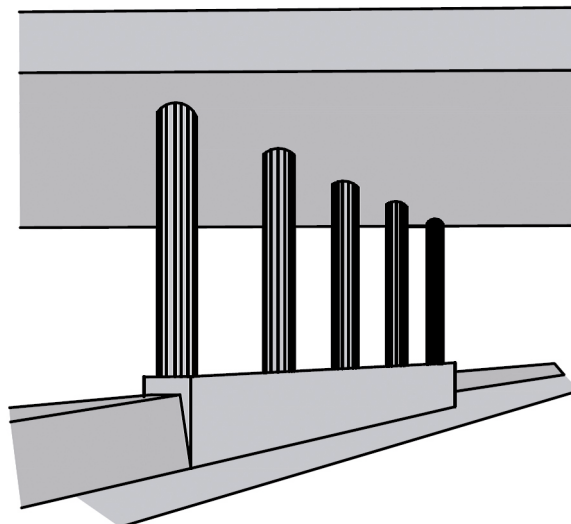


La Figure 1-29 ci-après montre une photographie de ce type de piles, qu'il convient d'éviter.

Figure 1-29 : Palée de poteaux sans raidisseur apparent ni dispositif de retenue – Configuration à proscrire

Les aménagements de la partie inférieure sous la forme de murets continus d'environ 1,00 m à 1,20 m de hauteur hors sol formant raidisseur et enrobant les colonnes ou les poteaux éviteront le risque d'encastrement d'un véhicule entre deux de ceux-ci, tout en les protégeant par solidarisation de l'ensemble. Le muret est alors prolongé ou protégé par le dispositif de sécurité de la section courante.

Figure 1-30 : Pile constituée de colonnes avec muret faisant office de raidisseur





**Figure 1-31 : Appui composé d'une palée de poteaux avec nervure visible (passage à faune du Tillet) (source : DIR Nord)**



Les piles constituées de colonnes ont généralement un comportement moins robuste face aux chocs de véhicules que les piles constituées de voiles. Si, malgré tout, le choix architectural se porte sur une pile formée de colonnes, il convient de prévoir pour les colonnes un diamètre minimal de 0,60 m, porté à 0,70 m pour les appuis de plus de 8 m de haut, et de veiller à multiplier les colonnes de manière à assurer leur redondance. Dans le cas spécifique des tabliers à poutres (bipoutre mixtes par exemple), les colonnes supportant les poutres ont généralement des inerties suffisamment grandes pour résister aux chocs de poids lourds. Dans ce cas particulier où la redondance des colonnes n'est pas assurée, on vérifiera que les diamètres utilisés (ou la plus petite dimension dans le cas de poteaux non circulaires) sont supérieurs à 2,00 m et que les colonnes sont liées au moins par une semelle de liaison (et éventuellement par un chevêtre).

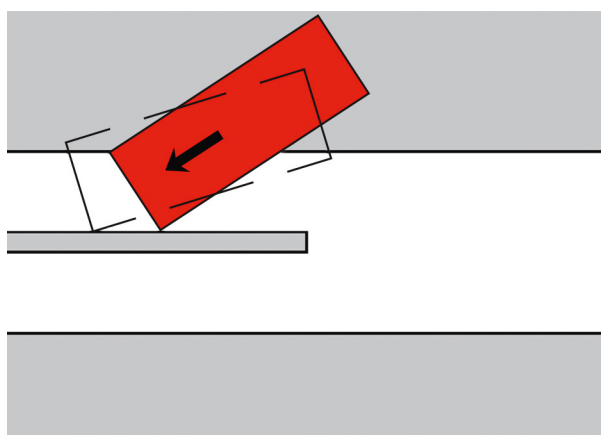
On évitera autant que possible les recouvrements d'armatures dans la zone sollicitée par le choc, à savoir la partie du poteau située entre l'encastrement avec la semelle et les deux premiers mètres situés au-dessus du niveau de la voie.

### C. Recommandations pour les piles composées de voiles

Les appuis composés d'un voile constituent la conception d'appui la plus robuste au choc, à condition bien entendu que l'épaisseur de celui-ci soit « raisonnable » (supérieure à 60 cm). Les voiles permettent notamment la redistribution de l'effort de choc sur une largeur plus grande que la seule zone d'impact du véhicule.

En outre, les divers retours d'expérience sur ces appuis ont démontré leur robustesse. Cela est notamment dû au fait que suivant l'angle du choc, il y a possiblement redressement et glissement du véhicule le long de la paroi constituée par le voile (comme illustré sur la Figure 1-32 ci-après) et les dommages, à la fois pour le véhicule et pour l'ouvrage, sont de ce fait plus limités.

**Figure 1-32 : Choc sur pile constituée de voiles**



Les voiles sont susceptibles toutefois de subir un effort concentré relativement important lors d'un choc de véhicule sur leur parement. À ce titre, il est nécessaire de vérifier non seulement le ferrailage de flexion du voile, mais également les effets locaux dus à la diffusion d'un effort concentré (fretage, poinçonnement) si cela s'avère nécessaire.

En outre, à titre de bonne disposition constructive, on pourra appliquer le ferrailage de dimensionnement sur les deux faces du voile dans un objectif de confinement des sections. Dans le même esprit, on évitera les recouvrements dans les zones situées entre l'encastrement voile/semelle et la zone de choc, soit les 2 premiers mètres à partir de l'encastrement dans la semelle.

Enfin, la classe de ductilité des armatures doit être B ou C.

#### D. Recommandations pour les piles non courantes

On entend ici par piles non courantes les piles ne comportant ni palées de poteaux ni voiles, comme présentées précédemment. Par définition, le spectre de ce type d'appui est très large et il n'est pas possible de définir des dispositions constructives précises, ce sont plutôt des recommandations générales. On rappellera notamment que, quelle que soit la nature de l'appui, un dimensionnement au choc est obligatoire, ce qui comprend notamment la prise en compte des chocs dits « hauts », appliqués à 4 m au-dessus de la chaussée. Ce type de choc peut être dangereux dans le cas de piles marteaux à chevêtre précontraint par exemple, ou dans le cas de la présence d'un biais entre la ligne d'appui et la voie franchie. Plus généralement, les zones de contact possibles sont à identifier en fonction de la forme de la pile et de la configuration des voies.

Dans le cas des piles marteaux, les fûts utilisés sont généralement de diamètre important (supérieurs à 2,00 m) et présentent une robustesse importante vis-à-vis du choc sur pile.

#### E. Dispositifs de retenue devant les piles

Les dispositifs de retenue placés devant les piles sont un moyen efficace pour protéger l'appui des chocs susceptibles de mettre en cause leur intégrité structurale vis-à-vis des véhicules lourds. Ces dispositifs de retenue permettent également de protéger les véhicules et leurs passagers de la voie franchie vis-à-vis d'un choc violent avec la pile, d'où l'importance de les mettre en place devant les piles. Il est important de noter que les dispositifs de retenue ne sont pas toujours capables d'isoler complètement la pile par rapport à un choc, les véhicules pouvant parfois franchir le dispositif de retenue (à titre d'exemple la GBA n'offre qu'un niveau de protection H2). C'est pourquoi, d'un point de vue justification, la présence d'un dispositif de retenue ne dispense pas de réaliser un calcul de la pile au choc. Toutefois, et comme cela est précisé dans la partie choc sur pile du tome II du présent guide, des valeurs plus faibles de l'effort de choc peuvent être prises en compte dans le cas où un dispositif de retenue est présent devant la pile.

Dans le cas courant d'un passage supérieur routier, les configurations rencontrées sont généralement de deux types :

**Figure 1-33 : Configuration 1 : fût dans le prolongement du dispositif de retenue (source : DGITM/DIT/FCA)**



**Figure 1-34 : Configuration 2 : fût placé derrière le dispositif de retenue (source : DGITM/DIT/FCA)**



Dans la configuration n° 1, la pile est implantée dans le prolongement du dispositif de retenue dans le but d'économiser de l'espace entre la voie franchie et l'appui. L'inconvénient de cette conception est que le dispositif de retenue ne sépare pas à proprement parler la chaussée de la pile, et, bien qu'elle diminue le risque de choc frontal des véhicules bas (véhicules légers), elle est peu efficace quant au choc de poids lourds susceptible de mettre en péril l'intégrité de la pile et du conducteur.

**On lui préférera, en termes de sécurité, la configuration n° 2** qui permet non pas d'isoler totalement la pile de la chaussée mais d'une part de protéger les véhicules légers des conséquences d'un choc sur l'obstacle que représente la pile et d'autre part de diminuer la force d'impact d'un poids lourd heurtant l'appui.

Afin de bénéficier pleinement de la capacité de retenue d'une barrière, il convient de prendre en compte la déformation des dispositifs de retenue obtenue lors des essais de choc, et plus particulièrement la largeur de fonctionnement  $W_N$  et la largeur d'intrusion  $V_N$  définies dans la norme EN 1317-2 [19].

Figure 1-35 : Largeur de fonctionnement d'une barrière

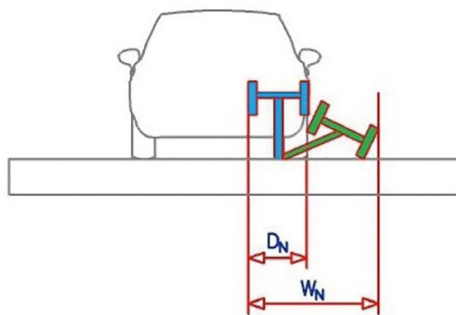
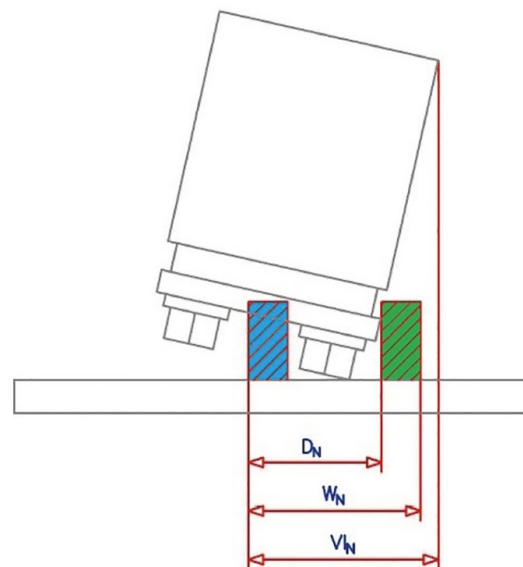


Figure 1-36 : Largeur d'intrusion d'un véhicule



Le dispositif de retenue, pour être efficace, doit donc se trouver à une distance  $V_N$  du fût de la pile. Afin d'optimiser l'espace sous l'ouvrage (et donc ses portées), on choisira de préférence des dispositifs de sécurité rigides permettant une continuité mécanique simple avec la barrière de sécurité en zone courante (glissière métallique en général). Les exemples les plus courants de dispositifs de retenue utilisés dans la protection des piles au choc sont les séparateurs simples ou doubles en béton armé (GBA ou DBA).

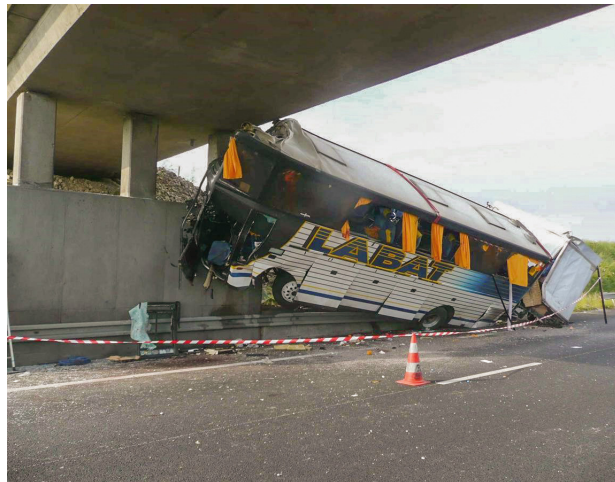
On rappelle que, même si l'appui se situe au-delà d'une distance  $V_N$  du dispositif de retenue, l'isolement complet de l'appui n'est garanti que pour la catégorie de véhicules liée au niveau de retenue du DR.

#### F. Exemples récents de chocs sur pile

Le 23 mai 2008, sur l'autoroute A10 à hauteur de Suèvres (Loir-et-Cher), un bus a percuté frontalement une pile de pont en enjambant le dispositif de retenue de type GBA (Figure 1-37). Cet accident a coûté la vie à sept personnes, rappelant ainsi la violence des chocs frontaux sur des obstacles rigides comme les piles de ponts.

La pile était constituée d'un voile en béton armé surmonté de trois poteaux et son intégrité n'a pas été menacée, ce qui montre la robustesse de ce type de solution.

Figure 1-37 : Choc d'un bus sur une pile



On remarque que la barrière de sécurité rigide est alignée sur le voile, comme désigné précédemment sous l'appellation « Configuration n° 1 », et qu'une simple glissière de sécurité métallique, fixée contre le voile, assure la continuité de la séparation avec la chaussée. Lors de l'impact, le véhicule est monté sur la barrière et a percuté le voile de plein fouet.

Figure 1-38 : GBA après franchissement



De plus, le dispositif de retenue (ici une GBA) a été franchi par le véhicule, ce qui illustre une fois de plus que ces éléments ne permettent pas de garantir l'isolement des piles et qu'il convient de retenir un effort de choc.

Un exemple similaire de choc de poids lourd sur une pile de passage supérieur sur l'A84 donne les mêmes enseignements : robustesse des voiles, violence de l'impact et franchissement de séparateur en béton.

Dans le cas ci-après, un poids lourd a heurté une pile en terre-plein central de l'autoroute et a détruit la glissière béton qui était alignée dans l'axe du voile.



Figure 1-39 : Cabine accidentée (source : DIR NO)



Figure 1-40 : Séparateur en béton armé détruit lors du choc (à droite sur la photo) (source : DIR NO)



On remarquera également la destruction totale du dispositif de retenue en béton coulé en place en TPC (à droite de la photographie ci-avant).

L'aspect des séparateurs en béton après l'accident montre que ce type de barrière n'est pas infranchissable et que sa présence ne dispense pas le concepteur de prendre en compte le choc de véhicules dans les sollicitations de dimensionnement des piles.

### G. Recommandations générales par rapport à la problématique de choc

La conception d'un appui et sa protection sont des enjeux de sécurité, pour l'intégrité de l'ouvrage et de l'utilisateur de la voie franchie. C'est pourquoi il est fondamental de :

- positionner les appuis de manière à réduire le risque de choc ;
- justifier la résistance de la pile au choc de véhicule lourd suivant les règles des Eurocodes ;
- protéger les appuis situés en bord de voie par un dispositif de retenue adéquat positionné à une distance  $V_{I_N}$  du nu de l'appui ;
- limiter la conséquence du choc pour les usagers.

De façon générale, les dispositifs de retenue routiers ne sont pas à considérer comme des « dispositifs particuliers » définis en 4.3.1 de l'EN 1991-1-7 AN [20] qui permettraient d'isoler complètement l'appui d'un risque de choc.

Les piles composées d'un ou plusieurs voiles procurent une meilleure résistance au choc que les piles composées de colonnes et sont donc à privilégier.

Dans le but d'anticiper les éventuels aménagements routiers ou les créations de voies à proximité des piles, il est recommandé de justifier les piles au choc, même dans le cas où celles-ci ne seraient pas à proximité directe d'une voie circulée.

On rappelle que l'implantation de dispositifs de retenue devant les piles a pour but de protéger les appuis des chocs, mais également de protéger les usagers de la voie franchie d'un choc frontal trop violent. C'est pourquoi on veillera à implanter le dispositif de retenue à une distance suffisante du nu de l'appui (en l'occurrence  $V_{1N}$ ) afin d'éviter autant que possible les chocs (notamment les chocs hauts).

Les règles de calcul de la valeur de choc dépendent du niveau de risque accepté, qui doit être fixé par le maître d'ouvrage. On se reportera au tome II pour la détermination de la valeur de choc.

### 1.2.2.7 - Aptitude à résister à un choc de véhicule autre que routier

#### A. Choc de train

De par leur masse et leur vitesse, les trains peuvent engendrer des efforts de choc d'intensité bien plus importante que les camions sur les appuis de pont, aussi ce risque doit-il être pris en compte dès la conception de l'appui implanté à proximité des voies.

On se reportera au code de l'UIC 777-2 [24] pour les recommandations relatives au déraillement de trains à proximité des constructions : analyse de risque, aménagement et protection des piles et calcul de la force de choc en fonction du type de construction et du type de voie. On notera que dans certaines circonstances les piles de type voiles (continues ou discontinues) sont imposées.

Les règles d'application de cette fiche UIC seront détaillées dans un document de SNCF Réseau (« IG90032 Conception et calcul des ouvrages d'art du Réseau ferré national » [25]) à paraître prochainement.

#### B. Choc de bateau

Les efforts inertiels des bateaux conduisent à des efforts de choc encore plus importants que ceux induits par les trains et à plus forte raison par les véhicules routiers, il est donc d'autant plus important d'assurer la sécurité structurale de l'ouvrage, d'une part en dimensionnant les piles au choc et d'autre part en aménageant une protection des appuis et un guidage des bateaux.

On se référera sur ces points de conception au guide Setra sur les ponts et cours d'eau [9] ainsi qu'aux recommandations de ROSA 2000 [26]. En particulier le guide Setra [9] détaille la conception des organes de protection des appuis (ducs d'Albe, îles artificielles et pieux de protection).

## 1.2.3 - CONSIDÉRATIONS ÉCONOMIQUES

Une fois satisfaites les considérations fonctionnelles et mécaniques, il y a lieu de rechercher parmi les solutions d'appui possibles celles qui s'avéreront les plus intéressantes du point de vue économique.

Il ne s'agit pas de chercher un optimum absolu, mais de sélectionner les quelques dispositions générales (distribution des volumes) qui ne présentent pas entre elles de différences de coût significatives. Pour cela il convient de se reporter aux parties 2, page 50 et 3, page 90.

Si l'on a affaire à un lot d'ouvrages, on tentera de retenir des dispositions communes à un certain nombre d'ouvrages, voire à tout le lot pour assurer à la fois une continuité esthétique et réduire les coûts de fabrication.

En tout état de cause, sauf volonté architecturale marquée, les solutions doivent rester simples, sans complications inutiles. Dans toute la mesure du possible, on cherchera à standardiser les formes et les dimensions.

### 1.2.4 - CONSIDÉRATIONS ESTHÉTIQUES

À la différence des précédentes considérations fonctionnelles, mécaniques, économiques qui jouent le plus souvent un rôle déterminant dans la conception et le choix des appuis, la prise en considération du facteur esthétique est souhaitable dans tous les cas, mais à des degrés divers, selon les types d'ouvrages, leur environnement et le souhait du maître d'ouvrage.

Concernant l'esthétique plus particulière des appuis, il faut dire que les appuis sont, avec le tablier, l'un des principaux éléments vus des ouvrages d'art. Leur étude sur le plan de l'esthétique revêt donc une importance toute particulière. De plus, dans certains ouvrages, les appuis deviennent, par leur nombre ou leurs dimensions, l'élément peut être le plus apparent ; leur réussite est donc déterminante dans l'aspect final. Les appuis peuvent présenter une grande variété d'aspects, d'abord par leur volume général, ensuite par les proportions et la forme de chacun d'eux et enfin par la nature de leur parement.

Il est important de noter que l'étude des appuis ne saurait être dissociée de celle du tablier et de l'implantation générale de l'ouvrage.

Les volontés architecturales peuvent consister à vouloir créer un certain rapport entre l'élément porté – le tablier – et l'élément porteur – les appuis. Et si, parmi les dimensions qui définissent le volume général des appuis, la hauteur est imposée par les caractéristiques géométriques du franchissement, la longueur, pour sa part, dépend en grande partie du profil transversal du tablier, qui peut lui-même varier suivant la structure adoptée.

Ainsi, pour un tablier de largeur donnée, on pourra obtenir des volumes d'appui très différents suivant le type de structure utilisé (dalle pleine de section rectangulaire, dalle avec encorbellements, dalle nervurée, poutres, caissons, etc.) et le biais.

Dans le sens longitudinal, les deux paramètres influençant le plus l'aspect esthétique d'un appui sont sa hauteur, qui est une donnée, et son épaisseur en bas et en haut (éventuellement présence d'un fruit latéral). Épaisseur et fruit sont parfois en étroite dépendance : c'est ainsi que la largeur réduite de certains terre-pleins centraux interdit tout appui de plus de 0,50 m d'épaisseur, ce qui limite ou exclut tout fruit latéral ; à l'inverse, un appui pour lequel une forte épaisseur à la base s'impose pour des raisons mécaniques paraîtra lourd si l'épaisseur est conservée sur toute sa hauteur, et un fruit latéral sera alors le bienvenu.

Une fois l'ouvrage implanté, la hauteur n'est plus susceptible de choix, mais a une incidence sur l'épaisseur, surtout si elle devient importante. En ce qui concerne l'épaisseur, deux options sont envisageables : elle sera constante ou variable.

Pour des ouvrages dégageant le gabarit normal, une épaisseur minimale de 0,50 m en tête peut servir de point de départ pour une recherche d'aspect. Cette valeur, souvent surabondante du seul point de vue mécanique, est justifiée par l'encombrement des appareils d'appui et les facilités d'exécution (mise en place du béton).

Cependant, pour des raisons d'aspect, il est préconisé d'augmenter cette épaisseur minimale dans les cas suivants :

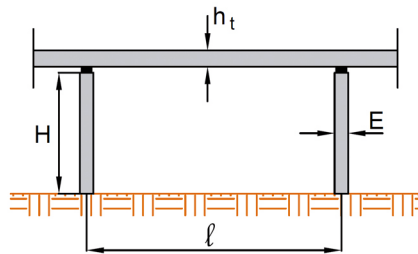
- lorsque le tirant d'air sous l'ouvrage devient important (7 m à 8 m) : la pile ne doit pas, en effet, donner une impression de fragilité du fait de sa minceur apparente ;
- lorsque l'épaisseur de la pile devient trop grande par rapport à l'épaisseur du tablier (rapport de 0,4 à 0,5).

Il en résulte que les paramètres à prendre en compte pour déterminer une épaisseur acceptable du point de vue de l'aspect sont la hauteur vue de la pile et l'épaisseur vue du tablier (entre l'intrados et le haut de la corniche), elle-même liée à la portée.



Le principe ci-après donne en fonction de ces paramètres, pour une pile en voile d'épaisseur constante, une évaluation de l'épaisseur préconisée, que l'on peut par exemple retenir en stade d'avant-projet en l'absence d'architecte. Il convient bien entendu de vérifier que l'épaisseur ainsi déterminée est suffisante du point de vue mécanique.

Figure 1-41 : Règle de prédimensionnement de l'épaisseur des appuis intermédiaires



$$E = \frac{4H+l}{100} + 0,10 \text{ (en mètres)}$$

$$E \geq 0,50 \text{ m} \quad E \geq 0,4 \text{ à } 0,5 h_t$$

$l$  : portée droite

$h_t$  : hauteur du tablier

Dans le sens transversal, les dispositions peuvent être différentes selon la largeur totale du tablier, qui peut conduire à prévoir soit un seul, soit plusieurs voiles. Les schémas ci-après montrent, pour différentes sections transversales de tablier, quelques dispositions possibles en faisant varier la position des points d'appui extrêmes (en retrait ou non par rapport à l'intrados) et la répartition des points d'appui intermédiaires (uniforme ou en les groupant par paires).

Figure 1-42 : Dispositions d'appuis composés de voiles (1)

Dalle rectangulaire

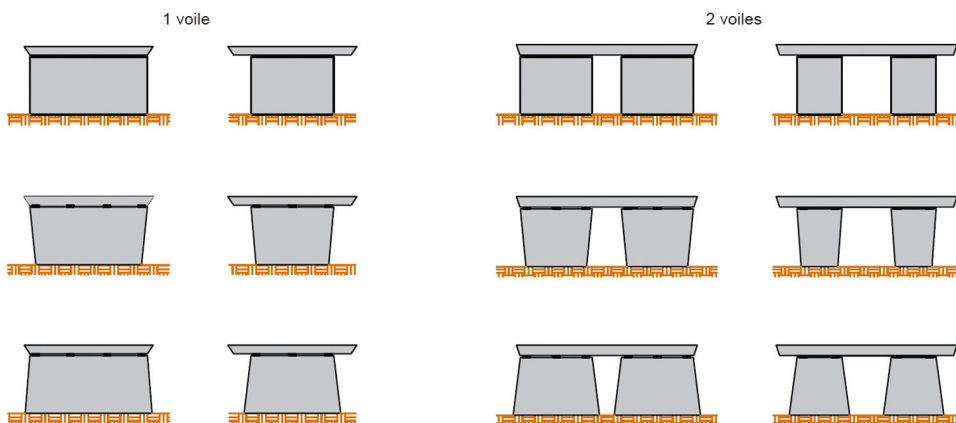
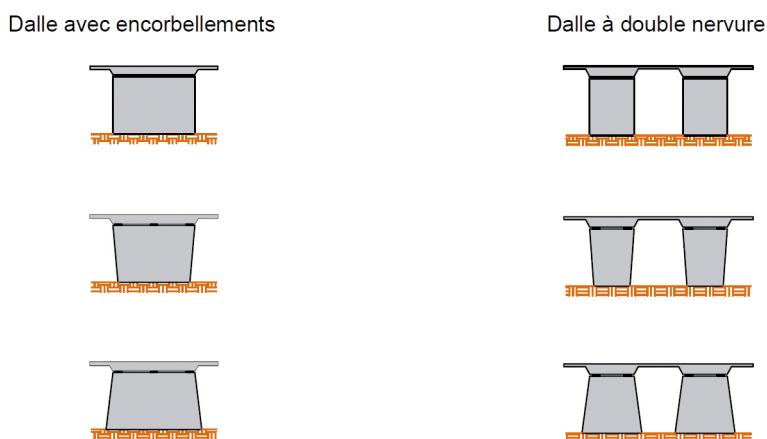


Figure 1-43 : Dispositions d'appuis composés de voiles (2)



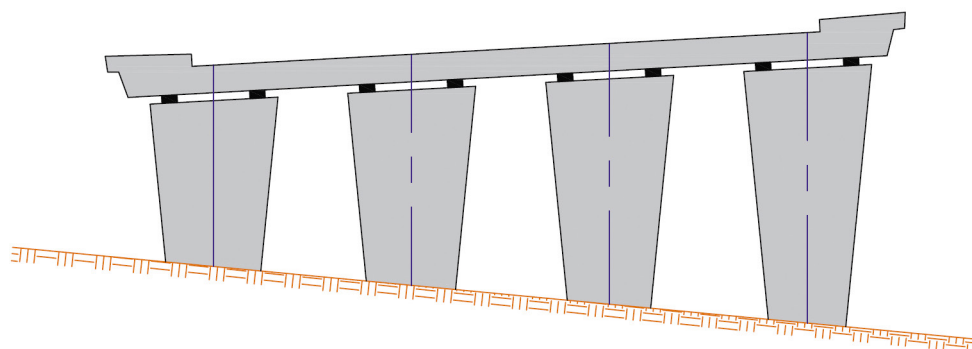
L'examen de ces schémas conduit aux observations suivantes :

- si la structure est une dalle rectangulaire et si l'appui comporte un seul voile, un fruit négatif aux extrémités (largeur du fût plus importante à l'interface avec le tablier qu'à l'interface avec le sol) semble procurer le meilleur aspect, surtout si les extrémités de l'appui ne sont pas en retrait par rapport au tablier;
- si l'appui est constitué de plusieurs voiles, il en est de même, et dans ce cas un fruit positif alourdirait considérablement l'ensemble, du fait que le vide en partie supérieure, qui est lié à l'espacement des points d'appui, irait en diminuant vers le bas.

En revanche, si la structure est une dalle à encorbellement reposant sur un seul voile, les trois dispositions paraissent acceptables; il en va de même si l'ouvrage est large et constitué d'une dalle à deux nervures assez espacées (un fruit positif peut même être préférable en ce cas si la largeur des nervures est réduite).

Cependant, l'adoption d'un fruit négatif n'est pas toujours souhaitable : le croquis ci-après montre les conséquences qui résulteraient du choix d'une pile constituée de plusieurs voiles avec fruit négatif, dans le cas d'un tablier large et en dévers franchissant une voie en pente de sens inverse. Dans l'hypothèse où les voiles auraient tous le même coffrage, l'adoption d'un fruit constant conduirait à accentuer les différences d'aspect entre voiles. Mieux vaut alors, dans un tel cas, prévoir des voiles de forme parallélépipédique, ce qui semble préférable du point de vue de l'harmonie visuelle de la ligne d'appui

Figure 1-44 : Pile constituée de voiles avec fruit négatif franchissant une voie en pente inverse



Les différentes qualités et les types de parement béton ont également un rôle important sur l'aspect esthétique de l'ouvrage. Le fascicule 65 « Exécution des ouvrages de génie civil en béton » de décembre 2017 [27], évoque en effet les parements simples, les parements fins et les parements ouvragés. Les parements ouvragés avec modelé (par exemple matrices spéciales en polyuréthane, polystyrène expansé, caoutchouc, etc.), peuvent donner une vraie plus-value esthétique à l'ouvrage (voir Figure 1-45 ci-après) et sont souvent moins recouverts de graffitis.

**Figure 1-45 : Pile d'un des ouvrages de la déviation de Miramas – Exemple d'un parement matricé**



Pour préserver l'aspect esthétique initial des piles d'un pont, on notera également la possibilité de mettre en œuvre sur les parements des produits anti-graffitis ou anti-affiches.

En conclusion, l'aspect d'un ouvrage est à définir au cas par cas et le concepteur ne peut se contenter de suivre des règles préétablies. À ce titre, l'intervention d'un architecte est souhaitable, et ce, dès les étapes les plus en amont de la conception (étude de faisabilité ou étude préalable). On veillera à ne pas cantonner son rôle à l'ouvrage seul, mais à recueillir ses préconisations à l'échelle du site de franchissement, voire du projet routier, afin de définir des continuités et des cohérences architecturales ou un traitement d'ensemble du projet [28]. Ces aspects font partie des missions confiées aux architectes et paysagistes dans les Études préalables d'ouvrage d'art (EPOA), dans lesquelles la conception de l'ouvrage est déterminée en fonction des enjeux architecturaux et paysagers notamment, mais également des enjeux environnementaux ou hydrauliques, et pas seulement des seuls aspects techniques et financiers.

L'intervention de l'architecte est également à prolonger au moins jusqu'aux phases dites de projet, afin d'affiner les éléments de conception du tablier et des appuis.



## CHAPITRE 2

# Conception et choix des piles

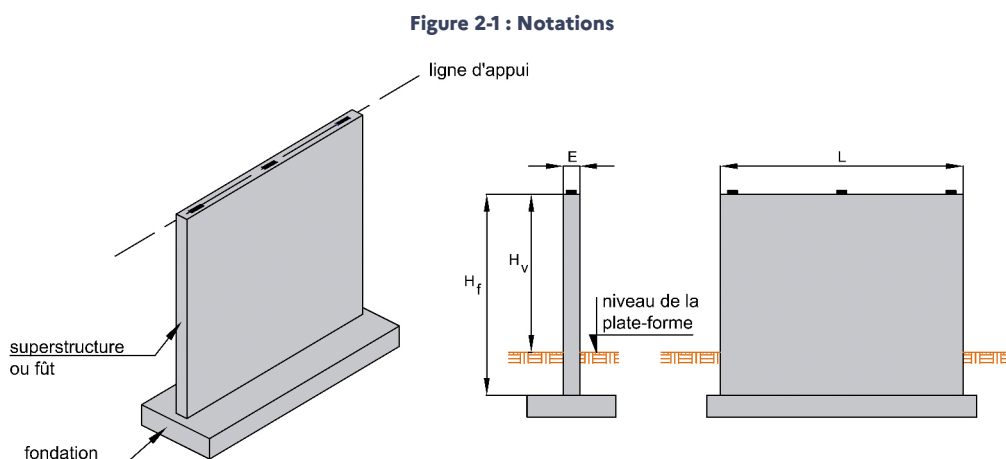
# CONCEPTION ET CHOIX DES PILES

## 2.1 - CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES – ENVELOPPE DE L'APPUI

Une pile est un appui intermédiaire défini essentiellement par ses caractéristiques géométriques et mécaniques :

- ses caractéristiques géométriques doivent répondre aux exigences du franchissement, telles qu'elles sont définies par les contraintes fonctionnelles;
- ses caractéristiques mécaniques sont déterminées en fonction des sollicitations auxquelles elle est soumise.

Une pile est constituée d'une superstructure visible en grande partie et d'une fondation qui peuvent être schématisées ou enveloppées par des parallélépipèdes.



La partie visible de l'appui, qui reçoit directement les appareils d'appui et transmet les descentes de charges à la fondation, est caractérisée par son enveloppe que l'on définira par une longueur  $L$ , une hauteur vue  $H_v$  et une épaisseur  $E$  (voir schéma ci-dessus). Ces trois dimensions sont analysées ci-après.

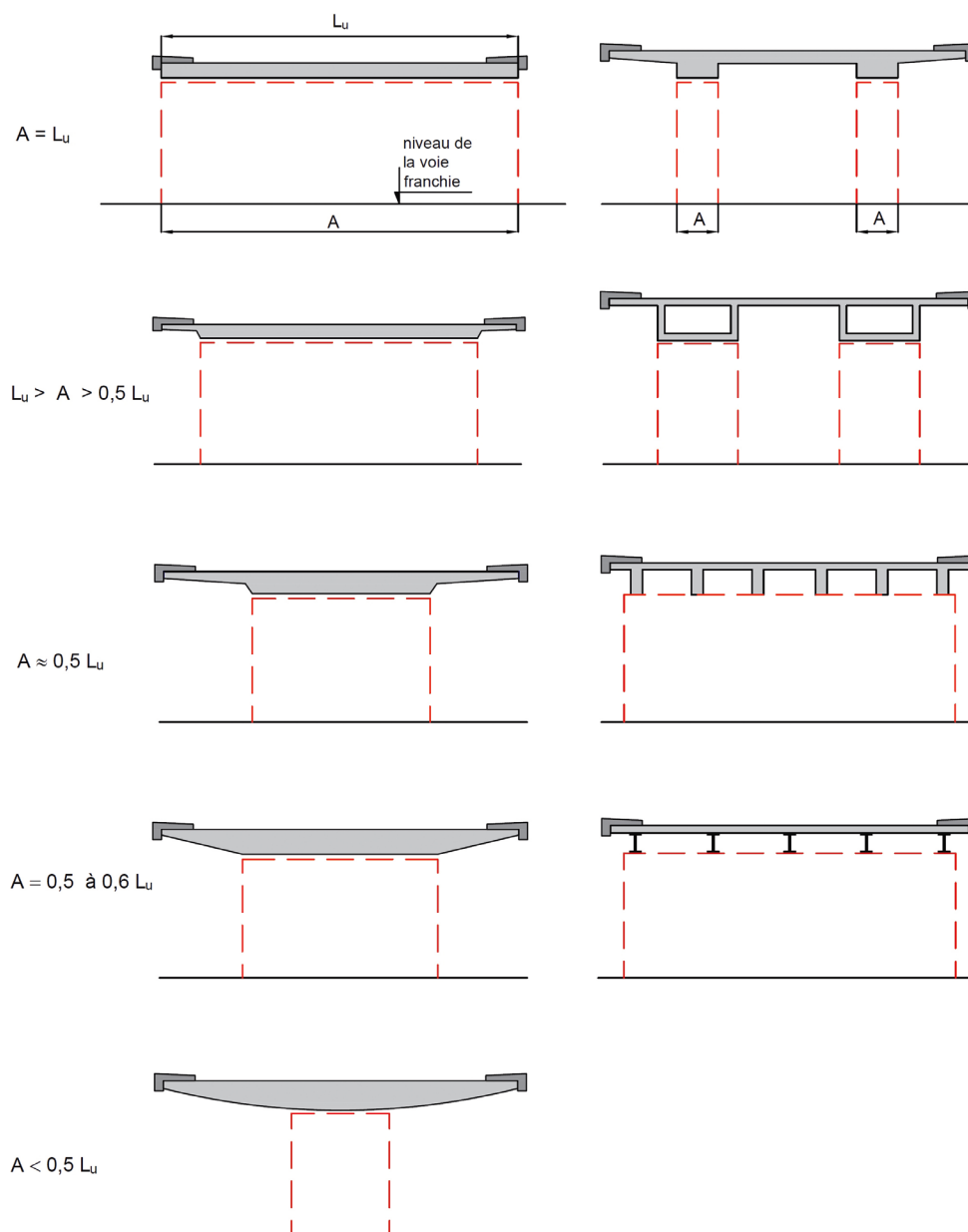
### 2.1.1 - LONGUEUR

Elle est mesurée parallèlement à la ligne d'appui. Cette dimension est délimitée par les bords extrêmes de l'intrados s'il s'agit d'un pont-dalle (dalle pleine), les bords extrêmes des caissons ou les nus extérieurs des poutres de rive, suivant le type de structure à porter. À l'intérieur de cette enveloppe, on fixera le nombre et les dimensions des éléments verticaux, du type voile, colonne ou poteau, qui devront respecter les conditions mécaniques imposées par le tablier, notamment en ce qui concerne le nombre et l'espacement des points d'appui. Il apparaît que cette longueur peut être très variable et dépend du choix de conception de l'appui.

Les schémas de la figure ci-après définissent l'enveloppe générale dans le sens transversal (dimension  $L$ ) pour différents types de structures; ces dimensions sont données indépendamment des conditions d'éventuels encombrements au sol et tiennent compte uniquement des caractéristiques transversales du tablier.

## ENVELOPPE GÉNÉRALE DES APPUIS EN FONCTION DU TABLIER

Figure 2-2 : Enveloppes des fûts



### 2.1.2 - HAUTEUR VUE

Il s'agit d'une donnée, imposée par les caractéristiques géométriques du franchissement, donc sur laquelle aucun choix n'est possible.

### 2.1.3 - ÉPAISSEUR

Elle est mesurée perpendiculairement à la ligne d'appui ; le choix de cette dimension est à faire sur la base d'un certain nombre de critères, tant géométriques (encombrement de la voie franchie par exemple) que mécaniques, économiques ou encore esthétiques.



### 2.1.3.1 - Critères géométriques

Lorsqu'un appui est prévu sur le terre-plein central d'une voie à deux chaussées séparées (autoroute, voie express, voie urbaine), l'épaisseur de l'appui peut être limitée par les caractéristiques de ce terre-plein, dont la largeur est généralement supérieure à 0,60 m (largeur minimale pour l'implantation d'un dispositif de retenue central, par exemple une DBA). Cette valeur de 0,60 m peut être considérée comme une épaisseur normale dans les cas courants de franchissement au gabarit voisin de 5 m et lorsqu'il s'agit d'éléments d'appui du type voiles, le cas des colonnes ou des poteaux appelant quelques restrictions, comme on le verra plus loin. Néanmoins, cette épaisseur de 0,60 m pourra être augmentée si nécessaire (pour garantir les bonnes dispositions de débords des bossages par exemple). Une épaisseur plus faible peut être retenue dans certains cas (faible hauteur et appareils d'appui de petites dimensions dans le cas de tablier multi-poutres), **sans toutefois être inférieure à 0,50 m**.

Enfin, il peut y avoir lieu d'augmenter en tête les dimensions de certaines piles (soit pour celles constituées d'éléments de faibles dimensions, soit selon les dispositions du tablier) pour pouvoir y placer des vérins qui permettront de soulever le tablier en vue, par exemple, de régler ou de changer les appareils d'appui.

### 2.1.3.2 - Critères mécaniques

L'épaisseur minimale est déterminée par l'intensité des sollicitations : notamment dans le cas de piles de grande hauteur, ou de choc d'un véhicule lourd. Il convient également de s'assurer que la section permettra de reprendre les efforts de vérinage.

### 2.1.3.3 - Critères économiques

Le choix d'une épaisseur minimale conduira généralement à l'appui le moins onéreux ; toutefois, la majoration de coût occasionnée par une épaisseur surabondante doit être appréciée en fonction du coût global de l'appui.

### 2.1.3.4 - Critères esthétiques

Si l'épaisseur minimale est suffisante du point de vue mécanique, elle peut s'avérer inadéquate vis-à-vis de l'aspect général de l'ouvrage : tel est le cas de certains ouvrages à deux ou trois travées pour lesquels l'appui central devra présenter une épaisseur notable, en tout cas supérieure au minimum défini par les critères mécaniques, afin de ne pas sembler trop grêle. Dans la majorité des cas, il appartiendra à l'architecte en charge de l'ouvrage de veiller à l'aspect général de l'ouvrage et de ses appuis.

## 2.2 - RECHERCHE DES ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS – ADAPTATION AU FRANCHISSEMENT

L'enveloppe ayant été délimitée, on se trouve en mesure de définir les deux parties composant l'appui :

- la partie visible (voile, poteau ou palée);
- la fondation.

La partie visible sera constituée soit d'éléments longs ou voiles, soit d'éléments courts – colonnes ou poteaux –, ou plus rarement d'un assemblage des deux; il y a donc lieu de choisir le type de l'élément, ensuite leur nombre, leurs longueurs respectives et enfin leur répartition.

La fondation, qu'elle soit superficielle ou profonde, pourra comporter une semelle unique ou au contraire plusieurs semelles (une sous chaque élément de la partie visible). Cette dernière disposition est relativement rare et a le désavantage de diminuer la rigidité et l'entretoisement général de l'appui par rapport à une fondation unique reliant l'ensemble des éléments de la partie haute (poteaux ou voiles).

On s'intéressera d'abord à la partie visible, qui est conditionnée par le tablier (cela a été présenté dans la définition de l'enveloppe de l'appui), puis sur la fondation. Dans tous les cas, on se restreint dans un

premier temps aux appuis courants, c'est-à-dire ne comportant que des éléments verticaux ou quasi verticaux, et dont la hauteur vue n'excède pas 7 à 8 m. Le cas des appuis non courants (n'entrant pas dans la catégorie des appuis courants de par leur forme ou leurs dimensions) est simplement évoqué en 2.4, page 81, et sera à traiter au cas par cas.

### 2.2.1 - PARTIE VISIBLE DE L'APPUI

#### 2.2.1.1 - Éléments constitutifs

Elle comporte des éléments verticaux qui peuvent être :

- soit des éléments longs : voiles ;
- soit des éléments courts : colonnes, poteaux.

Figure 2-3 : Piles courantes



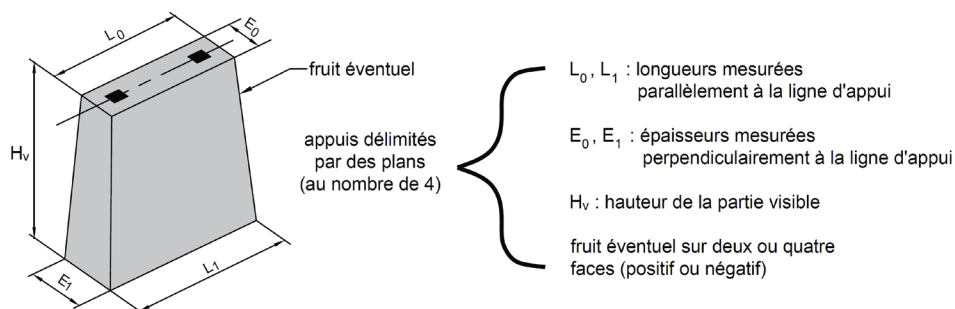
Un élément court (colonne ou poteau) peut être caractérisé mécaniquement et différencié d'un élément long par le fait qu'il ne comporte qu'un seul point de liaison au tablier, tandis que le second en comporte au moins deux.

Figure 2-4 : Sections de fûts



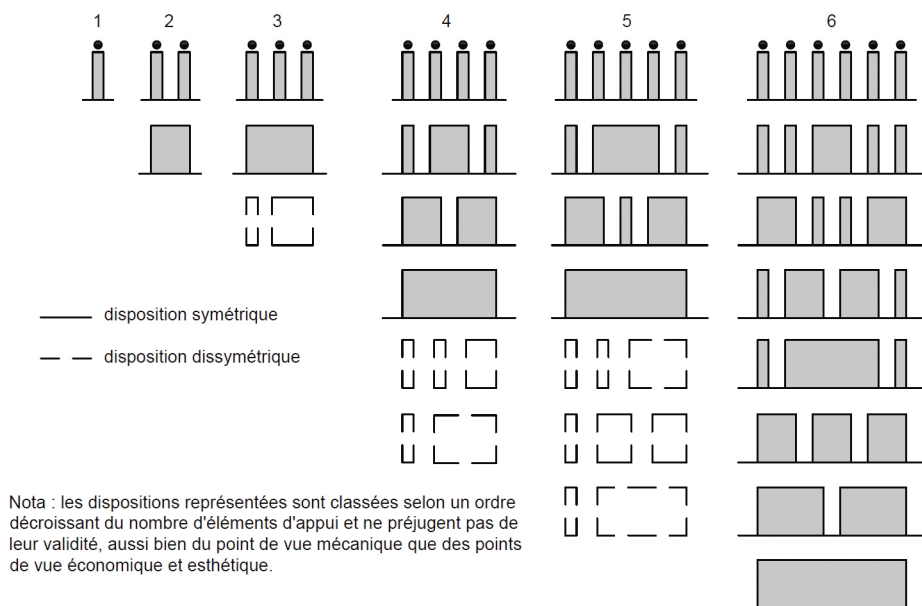
Chaque élément peut être défini par une enveloppe constituée de surfaces planes, coniques ou cylindriques. Cette enveloppe est à distinguer de l'enveloppe générale définie précédemment, car elle ne concerne qu'un seul élément (elle est appelée « enveloppe unitaire »).

Figure 2-5 : Enveloppe de l'appui



Plusieurs éléments peuvent éventuellement cohabiter sur une même ligne d'appui. La combinatoire envisageable est présentée ci-après en fonction du nombre de points d'appui par ligne.

Figure 2-6 : Dispositions de fûts possibles



### 2.2.1.2 - Appuis composés de voiles

Ils sont les plus nombreux, parce que généralement préférables pour les ouvrages courants aux appuis à base de colonnes ou de poteaux car leur robustesse, notamment en cas de choc, est très supérieure à celle des éléments courts.

Les caractéristiques à fixer sont définies et analysées ci-après, par ordre d'importance décroissante :

- nombre et répartition des éléments ;
- dimensions des éléments ;
- recherche d'une forme pour ces éléments ;
- adaptation au profil transversal du tablier ;
- raccordement avec la fondation.

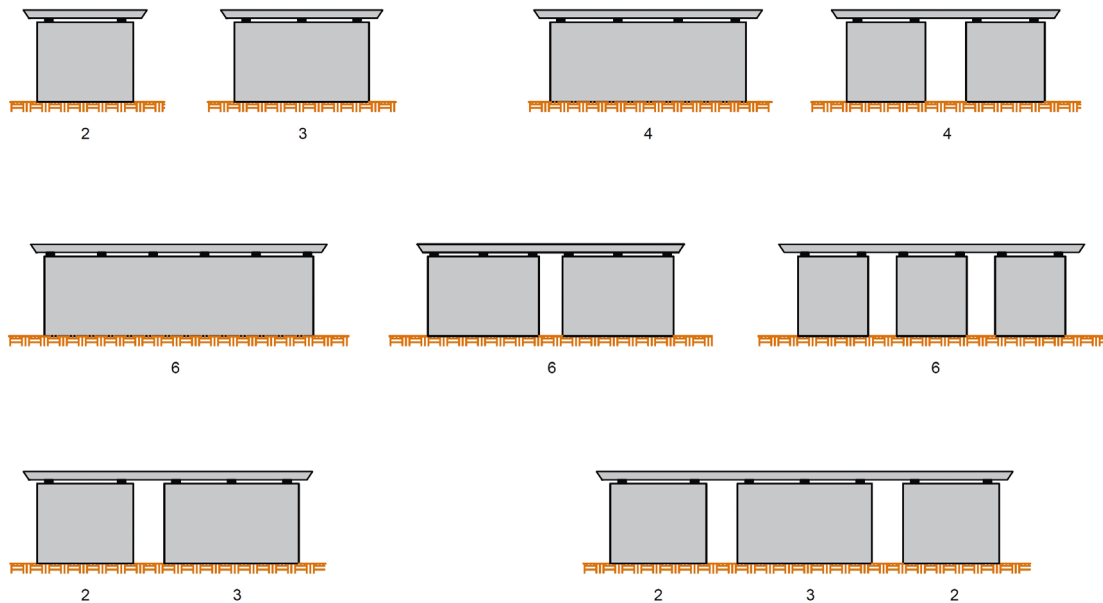
Figure 2-7 : Utilisation de voiles pour les piles intermédiaires.  
À gauche pont sur le contournement de Nîmes, à droite ouvrage sur la RN2 à Ormoy-le-Davien (60)



## A. Nombre et répartition des éléments

À l'intérieur de l'enveloppe générale des appuis telle qu'elle a été définie, une ou plusieurs solutions sont possibles, selon la longueur de la ligne d'appui, la nature de la liaison avec le tablier, le nombre et l'espacement des appareils d'appui. On notera à ce propos que le nombre des points d'appui est déterminant et que plus ce nombre est élevé, plus les solutions sont nombreuses (cf. schémas ci-après).

Figure 2-8 : Dispositions possibles des voiles



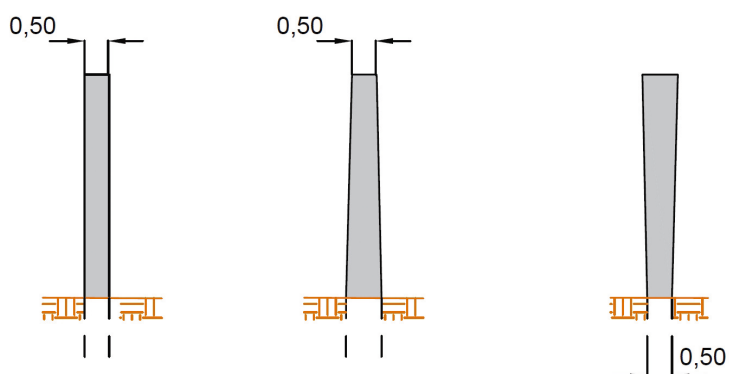
On voit que dans le cas de deux et trois points d'appui, une seule solution s'impose : celle d'un voile unique. À partir de quatre points d'appui, deux solutions au moins sont envisageables : un voile unique ou plusieurs voiles.

## B. Dimensions

### a – Épaisseur

Il faut éviter un aspect trop grêle pour les appuis qui, vus par la tranche, ne doivent pas sembler disproportionnés avec le tablier. Compte tenu de ces diverses conditions, une épaisseur minimale de **0,50 m** peut être fixée a priori pour des voiles parallélépipédiques supportant des tabliers dont l'épaisseur utile ne dépasse pas 0,80 m et dégagant le gabarit normal, ce qui donne un rapport épaisseur/hauteur vue de  $1/10^e$ . Lorsque les faces latérales présentent un fruit, cette valeur de 0,50 m sera attribuée en principe à la section la plus faible : en bas en cas de fruit négatif, en haut en cas de fruit positif.

Figure 2-9 : Fruits positifs et négatifs sur un fût



On veillera à respecter les dispositions constructives minimales dans l'implantation des bossages et des appareils d'appui. Ainsi, chaque bossage devra respecter un débord minimal. On se référera à la partie 4.1, page 152 afin d'obtenir de plus amples explications.

On veillera également à conserver une épaisseur minimale de 0,60 m en partie basse pour les piles soumises aux chocs de véhicules.

### b – Longueur

Mesurée parallèlement à la ligne d'appui, dans le sens transversal du tablier, elle est égale à la distance entre appareils d'appuis extrêmes, augmentée des débords nécessaires exposés plus haut. Dans le cas de plusieurs voiles, cette longueur est discontinue.

### c – Hauteur

La hauteur est contrainte par le gabarit du franchissement. En outre, on veillera, dans le choix de la hauteur de voile, à dégager un espace suffisant entre l'intrados du tablier et le sommet du voile, de manière à permettre un vérinage simple, quitte à imposer des bossages d'appuis inférieurs hauts. **On laissera au minimum une hauteur de 300 mm entre l'intrados du tablier et le sommet des voiles.** Lorsque cela sera possible, on pourra rechercher une hauteur plus importante, notamment dans le cas de réactions d'appuis importantes.

## C. Formes

Plusieurs formes de voile peuvent être imaginées. Il est possible de faire évoluer l'épaisseur du voile :

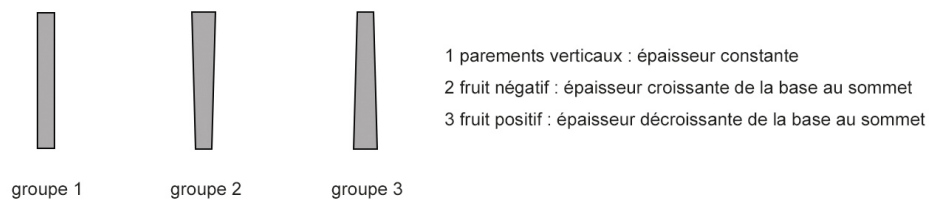
- en fonction de la largeur (sens transversal de la voie portée)

Figure 2-10 : Forme des sections de voile



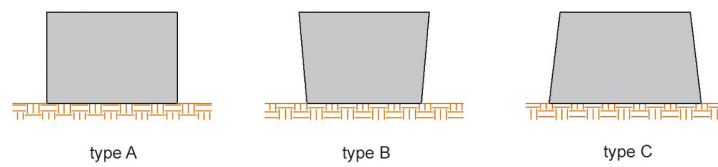
- en fonction de la hauteur du voile :

**Figure 2-11 : Fruits dans l'épaisseur du voile**



Il est également possible de rendre la largeur du voile variable en fonction de la hauteur.

**Figure 2-12 : Fruits dans la largeur du voile**

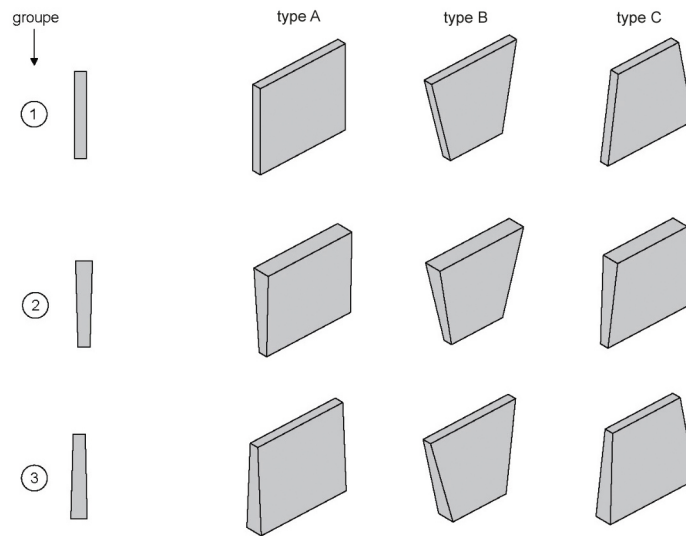


**Figure 2-13 : Exemple d'évasement du voile en tête (type B) sur les piles d'un ouvrage sur la RN2 à Ormoy-le-Davien (60)**



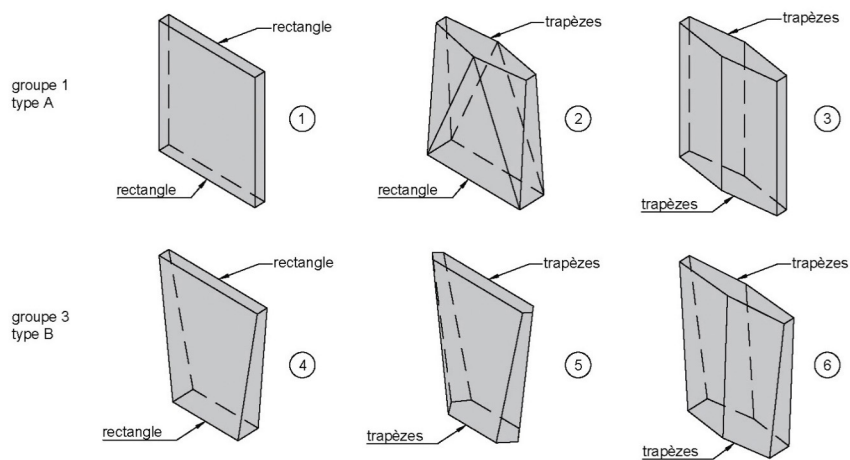
On dispose donc au total de neuf combinaisons différentes, représentées ci-après.

**Figure 2-14 : Combinaisons de fruits sur voiles**



Pour illustrer ce qui vient d'être dit, on trouvera ci-après quelques formes dérivant des groupes 1 et 3.

**Figure 2-15 : Fruits sur voiles (groupes 1 et 3)**



Ces exemples de variations et de combinaisons de variations à partir de principes simples montrent l'étendue des possibles en termes de coffrage de voiles à partir d'une enveloppe prédéfinie. Le choix final dépendra à la fois de la volonté architecturale exprimée au projet et de la complexité du coffrage que le concepteur définira comme acceptable (étant entendu que le coût du coffrage est directement lié à sa complexité).



### D. Adaptation au profil transversal du tablier-appui

Le plus souvent, l'intrados au droit de la ligne d'appui n'est pas horizontal, mais présente une certaine pente qui peut être le fait soit d'un dévers du tablier, soit d'un biais de l'ouvrage associé à un profil en long non horizontal. La question se pose alors de savoir comment profiler la face supérieure des voiles.

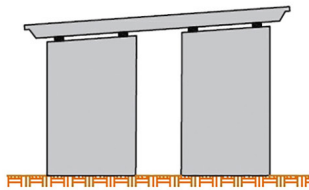
Lorsque l'intrados le long de la ligne d'appui est horizontal, il n'y a pas de problème. Dans le cas contraire, deux solutions sont possibles :

- la face supérieure des voiles est parallèle à l'intrados (disposition 1);
- la face supérieure des voiles est horizontale (disposition 2).

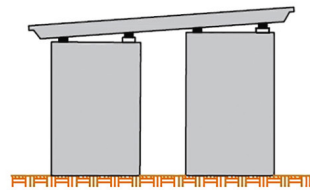
Les schémas ci-après illustrent ces deux dispositions dans le cas d'un tablier en dalle de largeur moyenne appuyé sur deux voiles par l'intermédiaire de quatre appareils d'appui.

**Figure 2-16 : Dispositions envisageables de rattrapage de profil en travers**

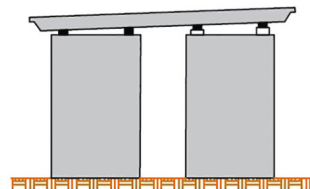
Disposition 1 faces supérieures des voiles parallèles à l'intrados



Disposition 2 faces supérieures des voiles horizontales disposition normale



A dénivellation importante entre les appareils d'appui extrêmes > 15 cm  
les voiles sont arasés à des cotes différentes



B dénivellation faible entre les appareils d'appui extrêmes  $\leq 15$  cm  
les voiles sont arasés à la même cote

Avec la première solution, la hauteur des voiles est variable en tout point, ce qui entraîne des sujétions de coffrage et de ferrillage. Enfin elle est mal adaptée à certaines formes faisant appel à des coffrages complexes (appuis à faces multiples par exemple).

Avec la deuxième solution, ces inconvénients sont supprimés, mais il est nécessaire de prévoir des bossages de hauteur différente pour compenser la dénivellation entre l'intrados et la face supérieure des voiles. Un autre avantage de cette disposition réside dans l'espace libre relativement grand laissé entre la face supérieure de l'appui et l'intrados, permettant un accès plus aisé aux appareils d'appui et leur remplacement éventuel sans difficulté.

Pour conclure, on privilégiera des voiles de hauteur constante pour des raisons de simplicité de coffrage. Bien entendu, les faces d'appui des appareils d'appui sont toujours horizontales.

## E. Liaison avec la fondation

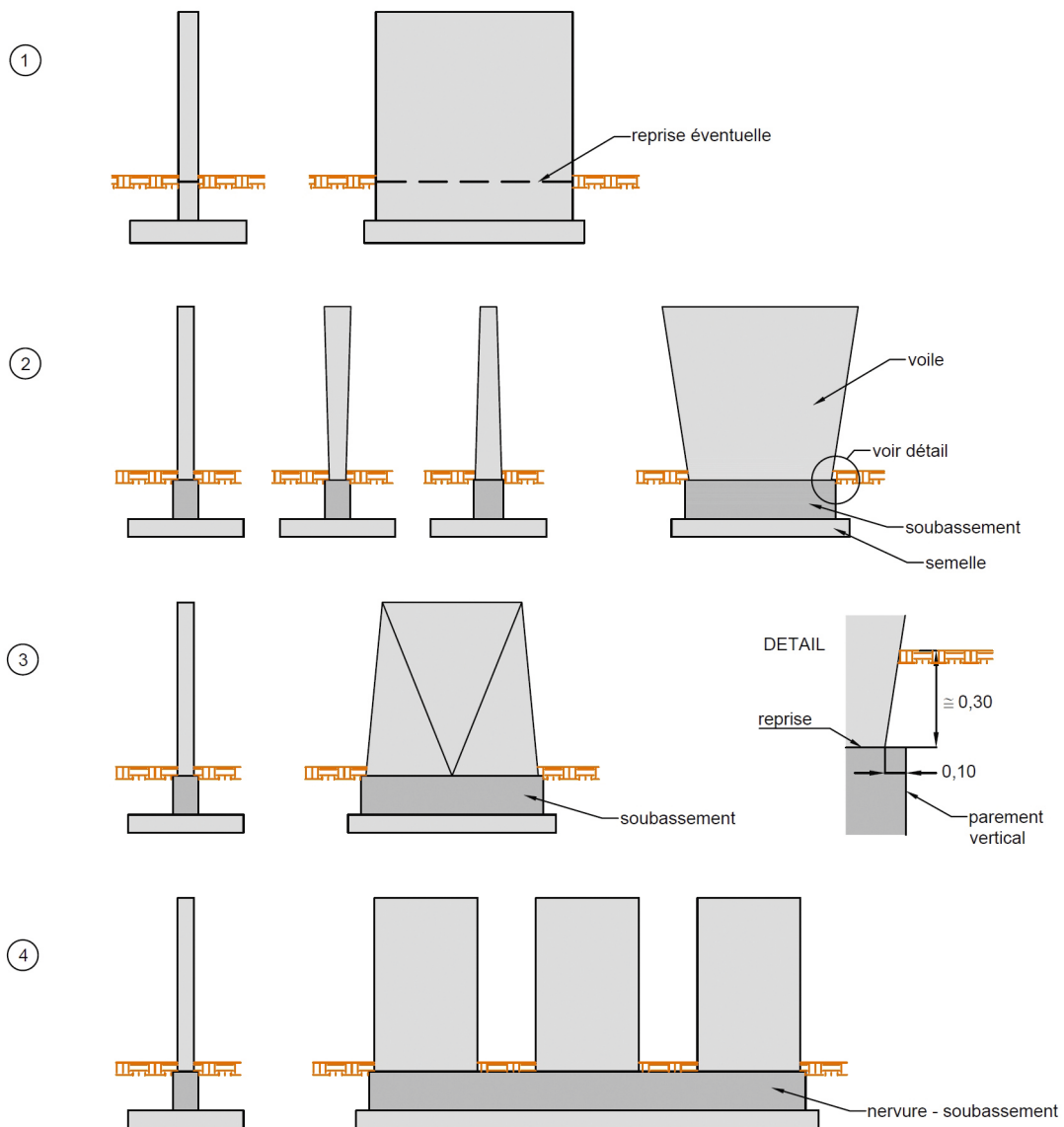
Il s'agit de la partie enterrée de l'appui, au-dessus de la fondation. Plusieurs cas sont à envisager, selon la configuration de l'appui :

- cas 1 : **l'appui est constitué d'un voile simple unique de forme parallélépipédique.** Le voile peut être simplement prolongé jusqu'à la semelle de fondation et une reprise de bétonnage prévue légèrement en dessous de la partie vue ;
- cas 2 : **l'appui est constitué d'un voile simple unique comportant un fruit sur au moins deux de ses faces.** Il n'est pas souhaitable de prolonger les fruits jusqu'à la fondation, particulièrement en cas de fruit négatif. L'appui reposera alors sur un raidisseur de forme parallélépipédique en légère saillie sur son pourtour (5 à 10 cm), ce qui permet d'y appuyer des coffrages ; celui-ci sera arasé à 0,30 m sous le terrain final (terre-plein central ou accotement) et une reprise de bétonnage prévue à cette même cote ;
- cas 3 : **l'appui est constitué d'un voile unique dont les faces latérales comportent des plans multiples.** Il n'est pas souhaitable de prolonger cette géométrie dans le sol et l'on prévoira comme ci-dessus un soubassement de forme parallélépipédique ;
- cas 4 : **l'appui est constitué de plusieurs voiles reposant sur une semelle unique** : en ce cas la semelle comporte généralement une nervure, qui fait alors également office de soubassement.

**Remarque :** on différenciera les nervures, qui jouent un rôle mécanique vis-à-vis de la semelle et de la ligne d'appui et font donc l'objet d'un dimensionnement adéquat, des soubassements, qui n'ont pas de rôle structurel et ont pour simple fonction de soutenir le coffrage en phase de construction.

Les schémas ci-après illustrent ces différents cas.

Figure 2-17 : Dispositions géométriques liées aux nervures/soubassements



### 2.2.1.3 - Appuis composés de colonnes ou poteaux

Les appuis constitués de colonnes ou de poteaux sont minoritaires par rapport aux appuis plus robustes composés de voiles, néanmoins ils se rencontrent fréquemment dans les ouvrages existants.

Il s'agit en général de plusieurs poteaux de diamètre modeste (inférieurs à 1,5 m), ce qui les distingue des piles de type double fûts constitués de deux ou trois poteaux de grande inertie souvent rencontrés dans les ponts à poutres, comme les ouvrages bipoutres mixtes acier-béton. On s'intéressera dans un premier temps aux poteaux de faible diamètre (jusqu'à 1,5 m). Ce genre d'appui est généralement plus vulnérable en cas de choc, car il ne présente pas la possibilité de redistribution d'effort sur toute la ligne d'appui, contrairement aux voiles.

#### A. Nombre, espacement et répartition des colonnes ou des poteaux

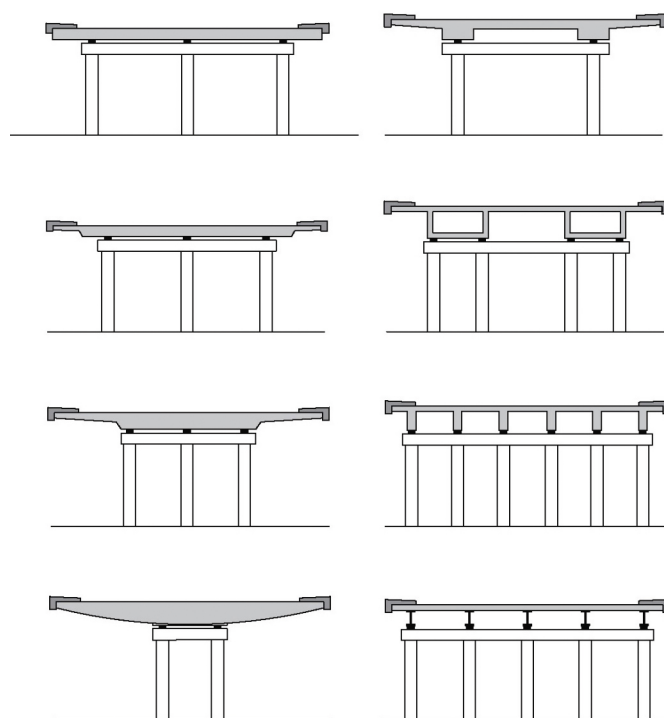
Ces paramètres sont à calibrer en respectant la logique de cheminement des efforts, mais aussi en tenant compte de l'encombrement de l'appui, du type de tablier à porter et de critères esthétiques.

Dans le cas d'un pont dalle, la solution la plus naturelle consiste à disposer autant de poteaux que de points d'appui et à répartir uniformément les poteaux. Un entraxe de 3 m semble être une solution convenable dans un cas courant (pont dalle peu biais).

Dans le cas de tabliers à poutres, chaque poteau sera placé sous une poutre et ne nécessite pas de choix du projeteur.

Les schémas ci-après donnent, pour un tablier de 14 m environ de largeur, et en fonction du type de structure, le nombre et l'emplacement des éléments verticaux assurant les descentes de charge au droit des appareils d'appui.

**Figure 2-18 : Disposition des colonnes ou des poteaux selon la structure portée**



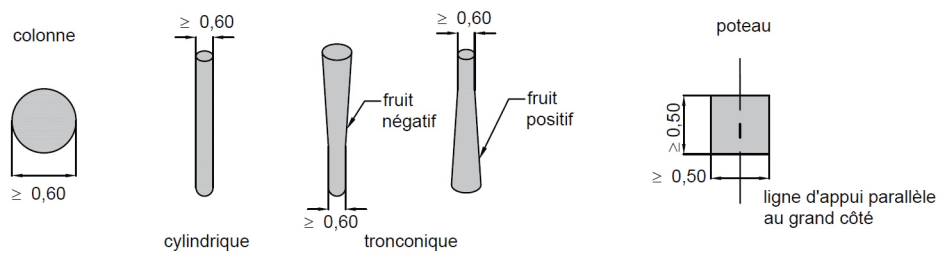
## B. Dimensions – Formes

**Pour une colonne de section circulaire, le diamètre minimal sera de 0,60 m**, hors engravures. Deux formes sont possibles :

- cylindrique, la plus courante (voir les schémas ci-après);
- tronconique, à fruit positif ou négatif.

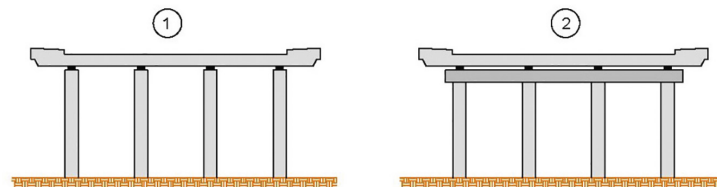
**Pour un poteau de section rectangulaire, la plus petite dimension (épaisseur E) sera de 0,50 m** (hors engravures), mais on pourra jouer sur la longueur; ces dimensions sont à augmenter le cas échéant, si la hauteur devient importante. On peut distinguer deux formes principales :

- parallélépipédique, la plus courante;
- en tronc de pyramide, à fruit positif ou négatif.

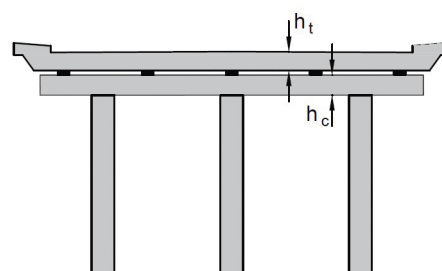
**Figure 2-19 : Dimensions minimales de colonnes ou de poteaux**


### 2.2.1.4 - Chevêtre

Le rôle et l'opportunité de mise en œuvre d'un chevêtre sont rappelés en 1.2.2.4, page 32. Ce choix dépend du nombre d'appuis, de la dimension et de la répartition des colonnes et des possibilités de placer les bossages de vérinage.

**Figure 2-20 : Implantation d'un chevêtre en tête de colonne**


Dans le cas où le concepteur choisirait de mettre en œuvre un chevêtre porteur en tête d'appui, ce dernier devra présenter une hauteur suffisante pour reprendre les efforts de vérinage et présenter une rigidité suffisante vis-à-vis du tablier. En première approximation, on pourra appliquer le prédimensionnement suivant :

**Figure 2-21 : Prédimensionnement du chevêtre**


$$h_c \geq 1,25h_t$$

On privilégiera la mise en œuvre de chevêtres dans le cas d'appuis composés de poteaux de faible diamètre. Ces chevêtres devront être suffisamment épais pour reprendre les efforts excentrés de vérinage, ce qui amènera quasi systématiquement à des chevêtres de 1 m à 1,5 m de hauteur selon l'écartement des poteaux.

Dans le cas de poteaux massifs (supérieurs à 2 m de diamètre) portant des tabliers à poutres, on pourra généralement positionner les emplacements de vérinage directement en tête de poteau. Dans ce cas, un chevêtre n'est pas nécessaire et relève davantage d'une volonté esthétique que structurelle.

## 2.2.2 - DISPOSITIONS À PRÉVOIR POUR LES APPAREILS D'APPUI

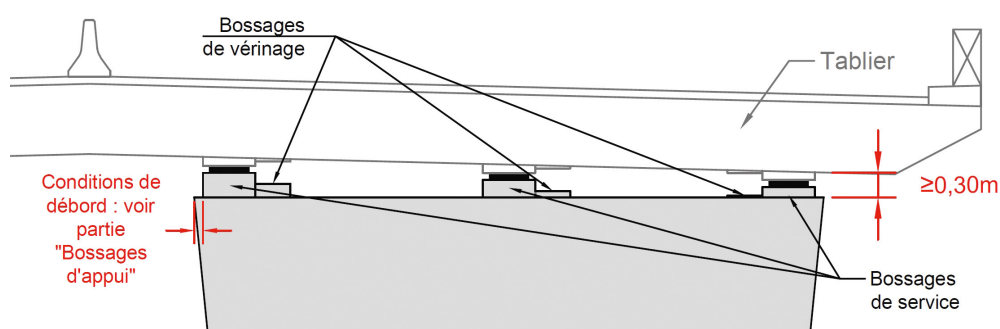
Quelle que soit la morphologie de la pile (voiles ou colonnes), et lorsque la liaison est réalisée par des appareils d'appui mobiles (en élastomère fretté par exemple), des dispositions particulières sont à prévoir sur la face supérieure des voiles ou du chevêtre. Elles ont un double objectif :

- permettre une pose précise et facile des appareils d'appui, ainsi qu'une bonne répartition des contraintes;
- rendre possible le remplacement d'appareils d'appui défectueux ou anciens, sans avoir à recourir à des dispositifs compliqués et coûteux.

On prévoira donc des bossages de béton en saillie sur la face supérieure des voiles ou du chevêtre et placés au droit des appareils d'appui. En outre, afin de faciliter le vérinage, on prévoira :

- un espace **d'au moins 30 cm** entre l'intrados du tablier et le chevêtre (pour y placer des vérins);
- des bossages spécifiques pour les emplacements de vérinage;
- un dimensionnement adéquat du chevêtre (hauteur et ferrailage) pour la reprise des efforts de levée du tablier.

Figure 2-22 : Préconisations pour la partie haute des fûts de pile



## 2.2.3 - FONDATIONS

Deux modes principaux de fondation sont possibles :

- fondations superficielles;
- fondations profondes ou semi-profondes.

Le choix du type de fondation dépend principalement des caractéristiques du sol de fondation et des descentes de charges.

Dans certains cas, les contraintes liées au site peuvent devenir prépondérantes pour certains obstacles à franchir (cours d'eau affouillable ou non, voies ferrées) ou en cas de présence de canalisations et réseaux divers dans le sous-sol. La nécessité de fouilles importantes, en particulier à proximité de voies circulées ou en présence d'une nappe superficielle peut faire préférer une solution de fondations profondes, même si les caractéristiques du sol sont favorables à une fondation superficielle.

Pour la conception détaillée et le dimensionnement des semelles superficielles et des fondations profondes, on se reportera aux guides « Eurocode 7 application aux fondations profondes » [29] et « Eurocode 7 application aux fondations superficielles » [30] du Cerema.

### 2.2.3.1 - Fondations superficielles

Il appartient à l'étude géotechnique de justifier la faisabilité de la fondation superficielle dès l'étude de faisabilité, sur la base des descentes de charges (verticales et horizontales) à transmettre au sol.

#### A. Semelle unique ou semelle multiple

Deux options sont envisageables pour la conception de semelles superficielles :

- la fondation comporte une semelle unique, quel que soit le type de pile et quel que soit le nombre d'éléments verticaux : c'est la solution la plus courante et celle présentant les meilleures garanties mécaniques en termes de rigidité de la ligne d'appui et de répartition des pressions sur le sol ;
- la fondation comporte plusieurs semelles par ligne d'appui (pour un unique tablier) : cette solution n'est possible que si le sol présente des caractéristiques mécaniques suffisamment élevées. **Au vu de la faible rigidité transversale et du peu de gains financiers attendus, cette disposition n'est pas recommandée.**

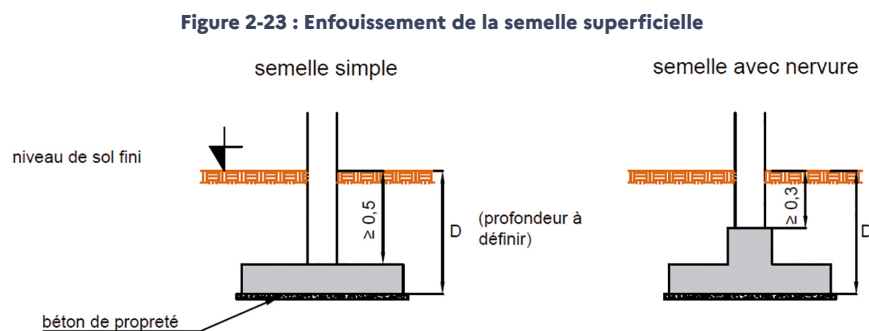
Ainsi, indépendamment des contraintes de réalisation, on privilégiera la solution de semelles uniques par tablier, pour des raisons de simplicité et de rigidité.

#### B. Niveau de la semelle

Le niveau de la semelle est à déterminer en fonction des résultats de l'étude géotechnique en fonction notamment de l'étude de justification de la portance. L'intrados de la semelle doit reposer sur un béton de propreté de 10 cm.

Outre les justifications géotechniques, il est nécessaire :

- que le sol de fondation soit situé à une profondeur hors gel ;
- que la semelle soit suffisamment enfouie. On se reportera aux préconisations ci-après :



Dans le cas d'une semelle sans nervure, l'enfouissement de la semelle (distance entre l'extrados de la semelle et le niveau du terrain) est *minima* de 0,50 m.

Dans le cas d'une semelle avec nervure, l'enfouissement de la nervure (distance entre l'extrados de la nervure et le niveau du terrain) est *minima* de 0,30 m.

Cet enfouissement est à calculer par rapport au niveau du terrain **après travaux**.

Le respect de ces dispositions, ainsi que le dimensionnement de la hauteur de la semelle (voir Prédimensionnement de la section de la semelle ci-après), pourront amener à fonder la semelle à un niveau légèrement inférieur au strict nécessaire déterminé par l'étude géotechnique.



### C. Géométrie en plan de la semelle

En plan, la semelle sera toujours rectangulaire, quel que soit le biais de l'ouvrage, et disposée parallèlement à la ligne d'appui.

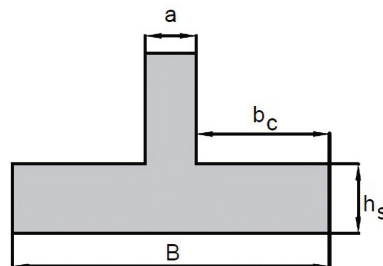
### D. Prédimensionnement de la section de la semelle

On distingue dans ce qui suit les semelles superficielles avec et sans nervures. Pour rappel, on préconise la mise en œuvre de nervure sur les semelles superficielles lorsqu'elles sont surmontées de plusieurs éléments distincts (palées de poteaux ou plusieurs voiles) afin de jouer le rôle de raidisseur de la ligne d'appui (voir 1.2.2.5, page 33).

#### 1 - Semelle sans nervure

On prend les notations ci-après :

Figure 2-24 : Géométrie d'une fondation superficielle sans nervure – Notations



Largeur de la semelle

L'analyse géotechnique permettra, en fonction des caractéristiques mécaniques du sol de fondation, de calculer une largeur de semelle. Toutefois, pour des raisons de stabilité, **on imposera à cette largeur une valeur minimale de 1,50 m** ( $B \geq 1,50$  m).

Hauteur de la semelle

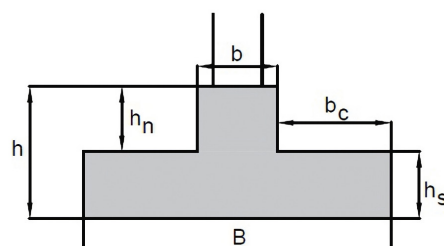
La hauteur de la semelle doit respecter la valeur minimale ci-après :  $h_s \geq \frac{b_c}{2} = \frac{B - a}{4}$

Elle permet de s'assurer que la diffusion des efforts intéresse toute la semelle et de se placer dans l'hypothèse d'une répartition linéaire des déformations et des contraintes sur le sol (en supposant la non-plastification du sol vérifiée).

#### 2 - Semelle avec nervure

On prend les notations ci-après :

Figure 2-25 : Géométrie d'une fondation superficielle avec nervure – Notations

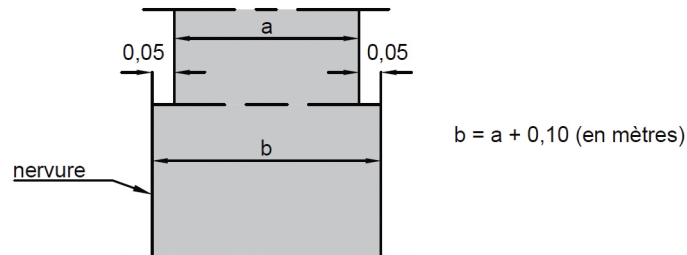


On donne les règles de prédimensionnement dans l'ordre logique de détermination des dimensions.

#### Largeur de la nervure

La largeur de la nervure est déterminée à partir de l'épaisseur des voiles ou des colonnes, augmentée de part et d'autre d'une distance de débord de 5 cm minimum, offrant la possibilité d'y appuyer éventuellement un coffrage.

Figure 2-26 : Largeur d'une nervure/soubassement



#### Largeur de la semelle

Comme pour la semelle superficielle sans nervure, seule l'analyse géotechnique permettra, en fonction des caractéristiques mécaniques du sol de fondation, de calculer une largeur de semelle. On conservera toutefois la valeur minimale de 1,50 m ( $B \geq 1,50$  m).

#### Hauteur de la semelle

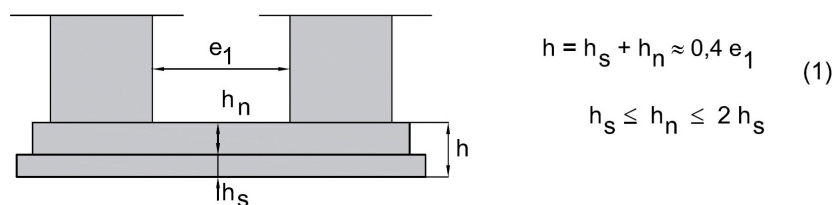
Dans la même logique de répartition des efforts que pour la semelle sans nervure, la hauteur de la semelle doit respecter la valeur minimale ci-après :

$$h_s \geq \frac{b_c}{2} = \frac{B - b}{4}$$

#### Hauteur de la nervure

L'ensemble de la semelle et de la nervure constituant un élément raidisseur (voir 1.2.2.5, page 33), cet ensemble peut être assimilé à une poutre de hauteur  $h$  indéformable, d'une part sur la longueur  $e_1$  séparant deux voiles ou colonnes et, d'autre part, sur toute sa longueur vis-à-vis d'une irrégularité du sol de fondation. Dans les cas courants, le prédimensionnement de l'élément raidisseur peut se faire via les formules suivantes :

Figure 2-27 : Prédimensionnement de l'ensemble nervure-semelle

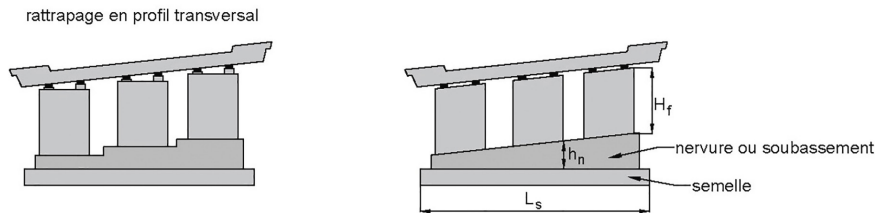


Il est à noter que, lorsque le sol de fondation est irrégulier, on imposera par précaution la condition supplémentaire :  $h = h_s + h_n \geq 0,07 \cdot \sqrt{L \cdot L_u}$ , avec  $L_u$  la largeur utile droite du tablier et  $L$  la plus grande portée biaise adjacente à la ligne d'appui considérée. Toutefois dans le cas où les incertitudes sur l'hétérogénéité du sol seraient trop importantes, on pourra procéder à une substitution de sol.

Les valeurs données ci-dessus sont des valeurs de prédimensionnement fondées sur des considérations mécaniques. Si la nervure a un simple rôle de rattrapage, on la qualifie alors de *soubassement* et sa hauteur sera déterminée uniquement par des considérations géométriques :

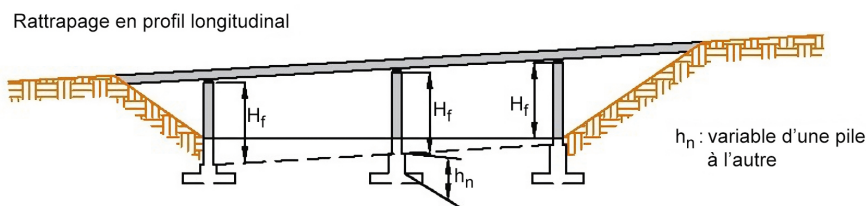
- que cela soit pour rattraper une forte pente transversale du tablier (Figure 2-28) ;

**Figure 2-28 : Rattrapage du profil transversal par la hauteur de la nervure**



- ou de rattrapage lorsque la géométrie de l'ouvrage impose des superstructures de hauteurs différentes en profil longitudinal comme en profil transversal (voir Figure 2-29), ce qui permet d'utiliser un même coffrage pour les différents appuis vus. Si la nervure ne joue qu'un rôle de rattrapage, elle est alors qualifiée de soubassement. C'est le cas par exemple pour une pile constituée d'un seul voile, mais fondée sur une semelle relativement profonde, entre 2 et 4 m.

**Figure 2-29 : Rattrapage du profil longitudinal par la hauteur de la nervure**



### E. Longueur de la semelle superficielle

Comme précédemment, deux cas sont à considérer, selon que la partie haute de l'appui est constituée d'un seul voile ou de plusieurs éléments (voiles ou colonnes) :

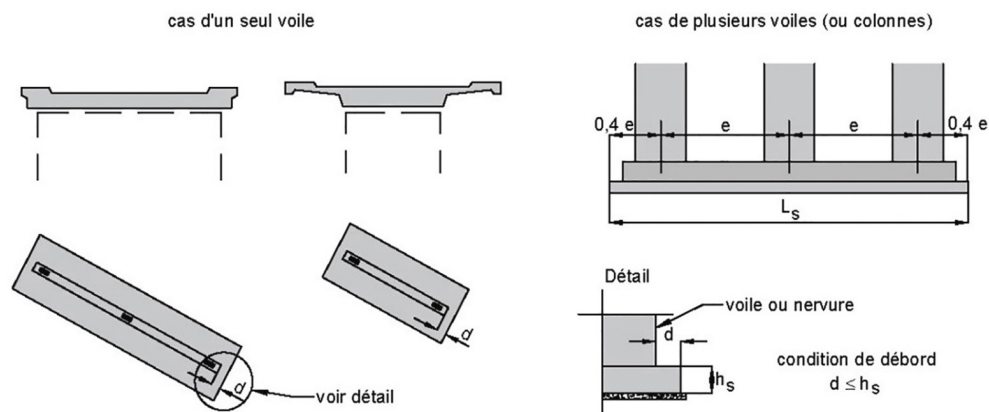
- dans le cas d'un seul voile (cf. schéma de gauche de la Figure 2-30) la longueur de la semelle sera généralement au plus égale à la largeur utile biaise du tablier. Si la structure de ce dernier présente une largeur d'appui réduite (dalle nervurée, par exemple) et si les caractéristiques mécaniques du sol le permettent, la semelle pourra avoir une longueur notablement inférieure à la largeur utile. Si la longueur de la semelle est supérieure à celle du voile à la base, son débord « d » devra rester modéré : on peut fixer comme valeur limite pour ce dernier une longueur égale à l'épaisseur de la semelle, d'où

$$L_1 \leq L_s \leq L_1 + 2h_s, \text{ avec } L_1 \text{ la longueur du voile}$$

- dans le cas de plusieurs voiles ou colonnes (cf. schéma de droite de la Figure 2-30), la valeur du débord de la semelle par rapport à l'élément extrême doit être choisie de façon à minimiser les efforts dans la semelle. La règle géométrique simple ci-après permet d'obtenir ce résultat : la distance entre l'extrémité de la semelle et l'axe de l'élément extrême doit être de l'ordre de 0,4 fois l'intervalle entre axes des éléments. Avec les notations du schéma de droite ci-après, et si  $n$  est le nombre d'éléments, on prendra une longueur de semelle

$$L_s \cong (n - 0,2) e, \text{ où } n \text{ est le nombre de voiles.}$$

Figure 2-30 : Prédimensionnement de la longueur de semelle



### 2.2.3.2 - Fondations profondes

Les fondations profondes sont, pour une très large majorité, réalisées avec des pieux en béton encastrés en tête dans une semelle de liaison. Dans ce qui suit, on appellera « file de pieux » une ligne de pieux parallèle à la ligne d'appui, et « rangée de pieux » une ligne de pieux perpendiculaire à cette même ligne.

La disposition des pieux sous la semelle doit répondre aux impératifs suivants :

- centrer les groupes de pieux sous les efforts, pour assurer la meilleure diffusion possible des charges ;
- respecter la symétrie, pour éviter les tassements différentiels transversaux ;
- assurer la résistance aux efforts horizontaux ;
- minimiser la surface totale de la semelle et les efforts dans celle-ci, afin d'éviter des surcoûts inutiles.

Il est également possible de rencontrer sur un ouvrage existant des fondations constituées de piles-colonnes ou pieux-colonnes, qui consistent pour les appuis de type colonnes ou poteaux à prolonger les colonnes ou poteaux de la partie visible de l'appui directement sur des pieux, sans semelle épaisse de liaison. **Ce procédé est déconseillé, car très sensible aux chocs de véhicules lourds, comme évoqué en § B, page 36.**

#### A. Niveau de la base des pieux

Le niveau de la base des pieux est indépendant du niveau des plates-formes. Il est déterminé à partir du calcul de portance décrit dans la NF P 94-262 [31], qui dépend des caractéristiques du sol, ainsi que du type, du diamètre, du nombre et de la disposition des pieux.

## B. Type et diamètre des pieux

La norme NF P 94-262 [31] donne une classification des pieux, suivant huit classes et vingt catégories décrites dans l'annexe A de la norme.

**Tableau 2-1 : Fondations profondes**

Technique de mise en œuvre	Catégorie	Classe	Norme de référence
Foré simple (pieux et barrettes)	1	1	NF EN 1536
Foré boue (pieux et barrettes)	2	1	NF EN 1536
Foré tubé (virole perdue)	3	1	NF EN 1536
Foré tubé (virole récupérée)	4	1	NF EN 1536
Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	5	1	NF EN 1536
Foré tarière creuse simple rotation ou double rotation	6	2	NF EN 1536
Vissé moulé	7	3	NF EN 12699
Vissé tubé	8	3	NF EN 12699
Battu béton préfabriqué ou précontraint	9	4	NF EN 12699
Battu enrobé (béton – mortier – coulis)	10	4	NF EN 12699
Battu moulé	11	4	NF EN 12699
Battu acier fermé	12	4	NF EN 12699
Battu acier ouvert	13	5	NF EN 12699
Profilé H battu	14	6	NF EN 12699
Profilé H battu injecté	15	6	NF EN 12699
Palplanches battues	16	7	NF EN 12699
Micropieu type 1	17	1bis	NF EN 1536/14199/12699
Micropieu type 2	18	1bis	NF EN 1536/14199/12699
Pieu ou micropieu injecté mode IGU (type III)	19	8	NF EN 1536/14199/12699
Pieu ou micropieu injecté mode IRS (type IV)	20	8	NF EN 1536/14199/12699

Dans la grande majorité des cas, ce sont des pieux ou des barrettes en béton qui sont utilisés ; les pieux métalliques, à section circulaire (tube) ou profilés, peuvent être intéressants dans des cas particuliers (appui provisoire en rivière par exemple) sous réserve de s'assurer de la faisabilité de la mise en œuvre, éventuellement en procédant à des essais préalables.

Le choix du nombre de pieux et celui de leur diamètre sont liés. Le choix du diamètre influe sur la largeur de la semelle, donc son encombrement, son poids et son coût. D'une façon générale, le choix d'un petit diamètre permet de mieux ajuster le nombre de pieux à la descente de charges et d'augmenter la redondance des pieux. Le choix de plus gros diamètres permettra en revanche de limiter le nombre de pieux et par conséquent de réduire les dimensions de la semelle dans le cas d'un site contraint.

Afin de présenter une rigidité suffisante, notamment dans le cas d'efforts parasites, on veillera à limiter l'élançement des pieux. Outre la justification calculatoire des pieux, on peut adopter les règles de prédimensionnement suivantes :

- pieux préfabriqués :  $\varnothing \geq 1/30$  à  $1/35$  de leur longueur ;
- pieux exécutés en place :  $\varnothing \geq 1/20$  de leur longueur ;
- diamètre minimal : 600 mm ;
- diamètre maximal : 1 500 mm.

In fine, les diamètres de pieux seront déterminés par les conditions mécaniques à la fois de portance et de résistance aux efforts horizontaux. Les modalités d'exécution des travaux peuvent également avoir une incidence sur les dimensions possibles de la semelle et, en conséquence, sur le nombre et le diamètre des pieux. En pratique, et dans la limite de l'économie du projet, on cherchera à assurer une redondance minimale des pieux en préférant mettre en œuvre plusieurs pieux plus fins plutôt qu'un minimum de pieux très massifs. On utilisera en outre un unique diamètre de pieux par appui.

Dans le cas particulier d'efforts horizontaux très importants (pile haute et appareil d'appui fixe par exemple) et d'emprise au sol limitée, il est possible de recourir à des barrettes.

### C. Nombre de pieux et nombre de files

Le nombre de pieux et le nombre de files sont liés par la justification géotechnique de la fondation (portance des pieux définie par la NF P 94-262 [31]) et par la justification de leur résistance structurale (EN 1992-2 [32]). Le nombre de files dépend de l'importance des efforts appliqués aux pieux et plus particulièrement des efforts de flexion. Plus ces efforts seront importants, plus on s'orientera vers une fondation à deux files de pieux afin de solliciter les pieux non pas en flexion, mais en effort normal différentiel entre les deux files de pieux.

Le choix de retenir une ou deux files de pieux a des conséquences importantes sur la géométrie de la semelle de liaison.

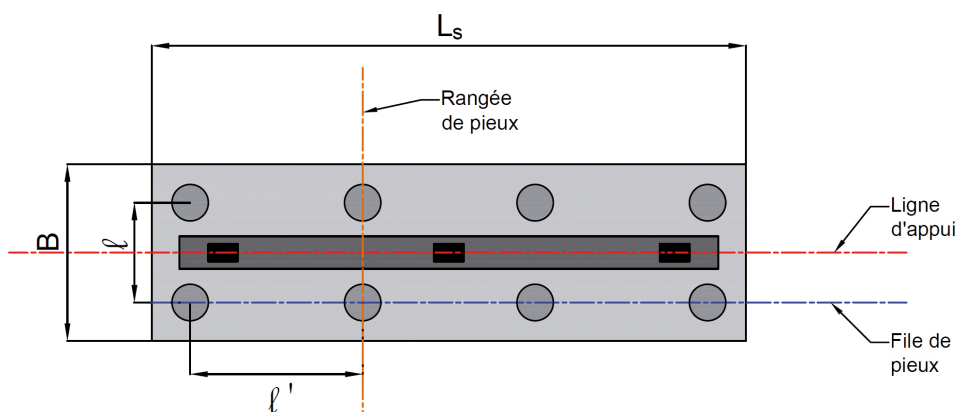
### D. Semelle de liaison

#### Géométrie en plan

On privilégiera des semelles rectangulaires sauf dans les cas où les contraintes du site limitent le débord transversal de la ligne d'appui. Dans de tels cas, des piles marteaux fondées sur des semelles circulaires peuvent être une solution intéressante. En outre, dans le cas d'ouvrages courbes, pour lesquels les efforts horizontaux ne s'appliquent pas aux appuis selon la direction du tablier, les semelles circulaires peuvent être pertinentes.

En dehors de ces cas particuliers, on optera pour des semelles rectangulaires avec, suivant l'encombrement du site et les conditions mécaniques (descentes de charges et propriétés du sol), une ou deux files de pieux par semelle.

Figure 2-31 : Vue en plan d'une semelle sur pieux

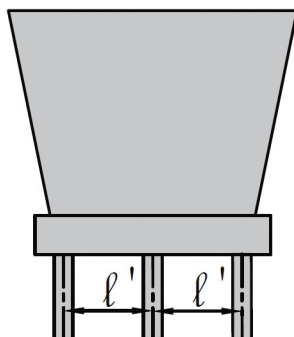


Dans le cas de piles intermédiaires, la semelle est centrée sur l'axe de la ligne d'appui.

Comme dans le cas des fondations superficielles, la semelle repose sur un béton de propreté d'environ 0,10 m d'épaisseur (0,15 m sur un sol très fluant). Sa longueur (dimension  $L_s$  parallèle à la ligne d'appui) sera limitée au strict nécessaire, en évitant tout débord surabondant. Elle sera déterminée soit par

l'encombrement de la partie intermédiaire (entre nu extrêmes des fûts, voiles ou poteaux), soit par l'écartement entre les rangées extrêmes de pieux. L'adoption d'un fruit négatif sur un voile peut permettre de réduire sa longueur, tout en respectant les entraxes des rangées de pieux.

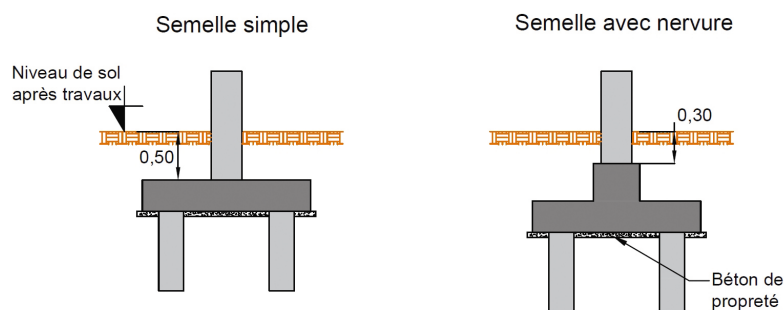
Figure 2-32 : Disposition des pieux par rapport à la position du voile



### Enfouissement de la semelle

À l'exception des fondations en site affouillable, il y a généralement intérêt à prévoir la semelle de liaison le plus haut possible, ce qui d'une part réduit la partie haute de la pile et d'autre part facilite l'exécution de la semelle (limitation des fouilles, possibilité de travailler au-dessus de la nappe). Toutefois, le niveau de la semelle est plafonné par la nécessité de réserver une garde par rapport au niveau de la chaussée. Cette garde peut être fixée à 0,50 m si la semelle n'a pas de nervure et à 0,30 m si elle en comporte une (voir les schémas ci-dessous).

Figure 2-33 : Enfouissement minimal de la semelle



### Géométrie de la section transversale

La semelle pourra éventuellement comporter ou non une nervure sur sa partie supérieure. On note  $a$  la largeur (dimension dans le sens longitudinal de l'ouvrage) de l'élément surmontant la semelle. La dimension  $a$  représente donc soit l'épaisseur de la nervure, soit directement l'épaisseur du voile.

La géométrie de la section de la semelle (hauteur et largeur) dépend du nombre de files de pieux.

#### 1- Disposition sur deux (ou plusieurs) files de pieux

**La largeur de la semelle (dans le sens longitudinal de l'ouvrage)** dépend du nombre de files et la distance entre axes des files, qui dépend elle-même du diamètre des pieux.

En considérant  $N$  le nombre de files et  $l$  la distance entre deux files, la largeur est donnée par :

$$B = (N - 1) \times l + 2\emptyset$$



On prend généralement comme valeur de l'entraxe entre files  $l = 3\Phi$ , ce qui permet d'éviter tout effet de groupe (voir la NF P 94-262 Annexe J [31]). On a alors :

$$B_{\min} = (3N - 1) \times \Phi$$

Dans le cas courant de deux files de pieux, on aurait donc :  $B_{\min} = 5\Phi$

Pour les dispositions constructives des semelles de fondations profondes, on se reportera au guide Cerema sur les fondations profondes « Eurocode 7 application aux fondations profondes » [29].

**La hauteur de la semelle** doit lui permettre de satisfaire aux conditions de rigidité et de fonctionnement mécanique. Si l'on se réfère aux dispositions usuelles proposées lorsqu'on applique la méthode des bielles et tirants, la hauteur  $h_s$  dans le cas de deux files de pieux prend la valeur minimale :

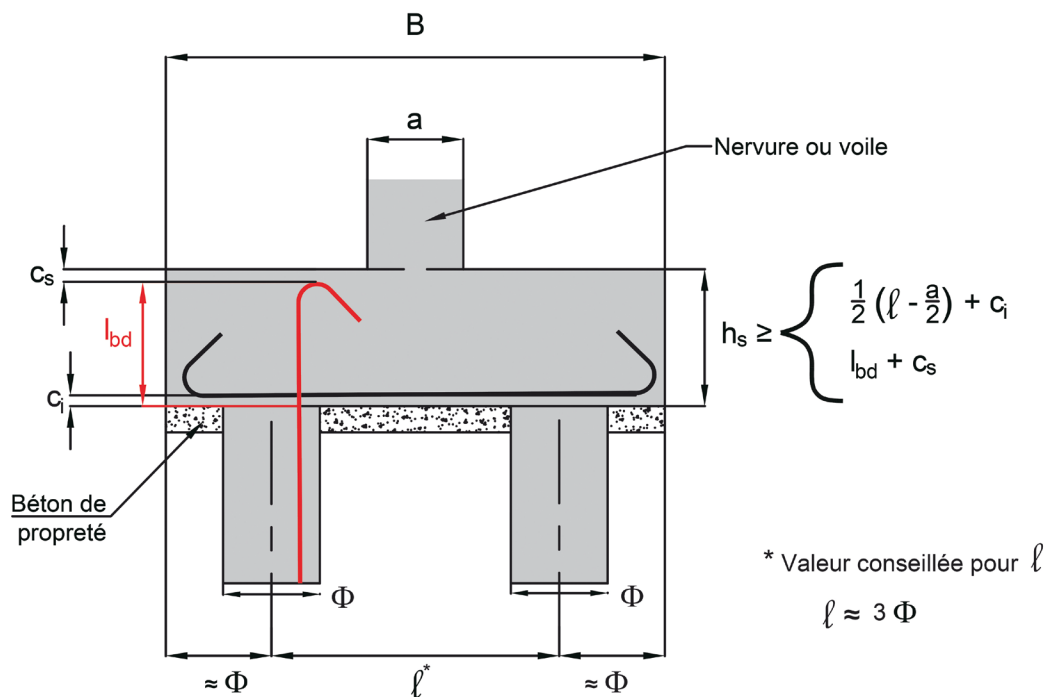
$$h_{s,\min} = \frac{1}{2} \left( l - \frac{a}{2} \right) + c$$

où :

- $a$  est la largeur de la superstructure ;
- $c$  est l'enrobage de la nappe d'armatures inférieures ;
- $l$  est l'espacement de deux files de pieux.

La hauteur ne peut toutefois pas être inférieure à la longueur d'ancrage des armatures longitudinales des pieux dans la semelle augmentée de l'épaisseur d'enrobage de la fibre supérieure.

Figure 2-34 : Prédimensionnement de la section d'une semelle sur pieux



À titre d'illustration, on donne dans le tableau ci-après les valeurs courantes de hauteur mini et de largeur pour différents diamètres de pieux en considérant comme hypothèse :

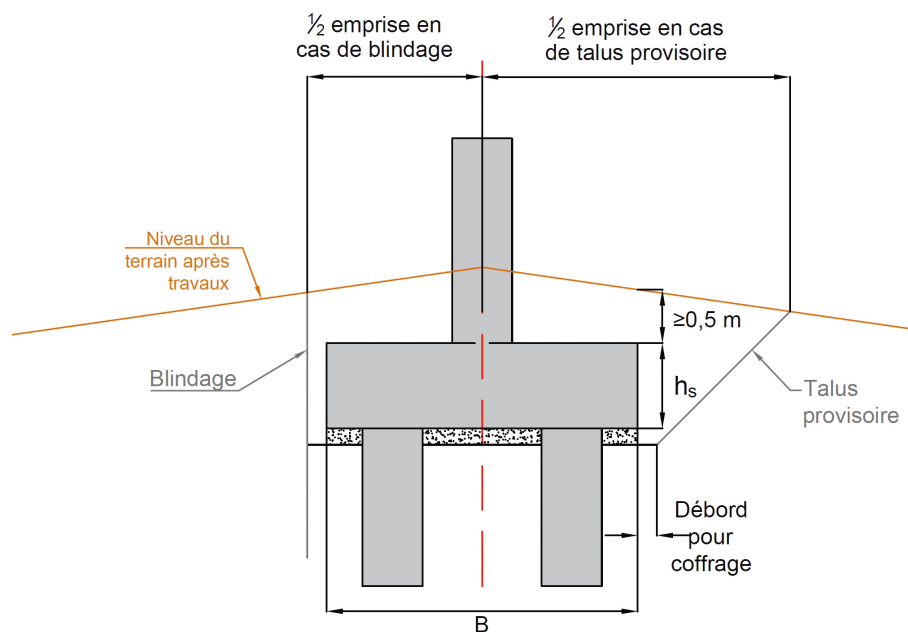
- un enrobage supérieur et inférieur de 50 mm ;
- une largeur de nervure/voile de 0,6 m ;
- un  $l_{bd}$  de 0,8 m, correspondant à l'ancrage d'un HA25 dans du C35/45.

**Tableau 2-2 : Sections usuelles de semelle sur deux files de pieux**

Diamètre (m)	$l_{bd}+c_s$ (m)	$1/2(l-a/2)+c_i$ (m)		B (m)	$h_{s,min}$ (m)
0,6	0,85	0,8		3	0,85
0,8	0,85	1,1		4	1,1
1	0,85	1,4		5	1,4
1,1	0,85	1,55		5,5	1,55
1,2	0,85	1,7		6	1,7
1,3	0,85	1,85		6,5	1,85
1,4	0,85	2		7	2
1,5	0,85	2,15		7,5	2,15

Le tableau ci-dessus permet de donner un ordre de grandeur de l'emprise en plan d'une semelle sur deux files de pieux. Pour des pieux  $\varnothing$  1 000, l'emprise en largeur est de 5 m, auxquels il faut ajouter l'emprise des fouilles. Cette disposition est donc consommatrice d'espace et ne peut être envisagée dans les sites les plus contraints, d'autant que l'emprise de la semelle en phase travaux est supérieure à la largeur de la semelle déterminée plus haut en raison de l'emprise des fouilles (voir Figure 2-35), de la protection de la zone de chantier par un dispositif de retenue en cas de voie circulée attenante, du passage nécessaire à la circulation des engins de chantier, etc.).

**Figure 2-35 : Emprise des fouilles d'une semelle sur deux files de pieux**



Pour rappel, il est nécessaire d'enterrer la semelle d'au moins 0,5 m (dans le cas sans nervure), ce qui permet de donner un ordre de grandeur des niveaux de la semelle sous le TN à partir du Tableau 2-2.

Pour ce qui concerne la nervure, dans le cas de fondation profonde, on n'a le plus souvent pas besoin du rôle raidisseur de celle-ci en raison des épaisseurs courantes des semelles sur pieux ; en revanche, elle peut servir de rattrapage et ses dimensions résultent alors de considérations géométriques (voir Figure 2-28).

## 2- Disposition sur une file de pieux

Cette disposition permet de limiter la largeur de la semelle au strict minimum, mais nécessite des pieux capables de reprendre la flexion due aux efforts horizontaux. Les diamètres conseillés dans le cas de pieux forés vont de 0,80 m à 1,50 m.

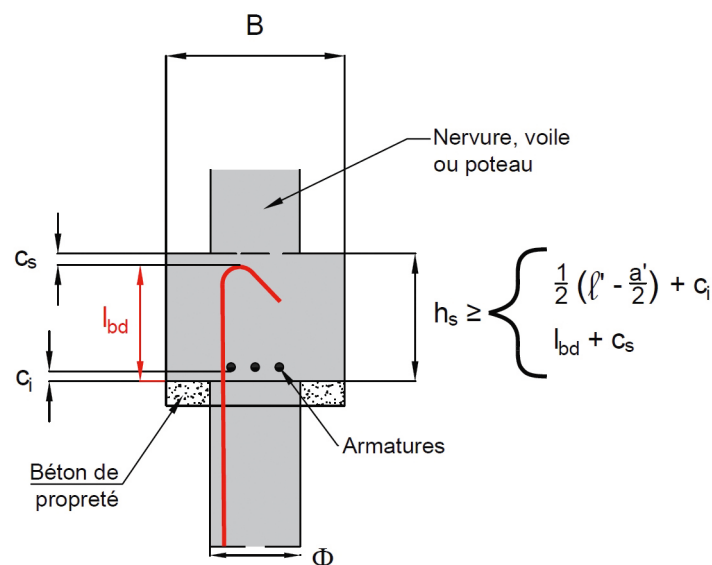
La semelle de liaison pourra avoir une section carrée de dimension

$$B_{\min} = h_{s,\min} = \frac{1}{2} \left( l' - \frac{a'}{2} \right) + c_i$$

qui correspond à la hauteur minimale permettant de distribuer les efforts descendant d'un fût de dimension  $a'$  sur deux pieux consécutifs de la file.

On s'assurera également que cette hauteur est compatible avec la longueur d'ancrage des armatures longitudinales des pieux dans la semelle de liaison.

**Figure 2-36 : Prédimensionnement de la section d'une semelle sur une file de pieux**



On rappelle que, dans le cas de palées de poteaux ou de colonnes, on prévoira une nervure permettant de raidir la palée en cas de choc de véhicule (voir § B, page 36).

On donne ci-après des valeurs courantes pour différents diamètres de pieux en considérant comme hypothèse :

- un enrobage supérieur et inférieur de 50 mm ;
- une largeur de poteau de 0,6 m (hypothèse maximisant la hauteur de la semelle) ;
- un  $l_{bd}$  de 0,8 m, correspondant à l'ancrage d'un HA25 dans du C35/45.

Tableau 2-3 : Sections usuelles de semelle sur une file de pieux

Diamètre (m)	$l_{bd}+c_s$	$1/2(l'-a/2)+c$		B (m)	$h_{s,min}$ (m)
0,6	0,85	0,8		<b>0,85</b>	<b>0,85</b>
0,8	0,85	1,1		<b>1,1</b>	<b>1,1</b>
1	0,85	1,4		<b>1,4</b>	<b>1,4</b>
1,1	0,85	1,55		<b>1,55</b>	<b>1,55</b>
1,2	0,85	1,7		<b>1,7</b>	<b>1,7</b>
1,3	0,85	1,85		<b>1,85</b>	<b>1,85</b>
1,4	0,85	2		<b>2</b>	<b>2</b>
1,5	0,85	2,15		<b>2,15</b>	<b>2,15</b>

La disposition en une file unique de pieux permet de réduire au minimum l'emprise de la semelle, cependant on rappelle qu'en phase travaux l'emprise des fouilles est supérieure à la largeur de la semelle, notamment dans le cas de talus provisoire sans blindage.

On remarquera que, dans le cas d'une file unique, toute erreur de verticalité ou d'excentrement de la ligne de pieux a des conséquences sur la flexion des pieux plus importantes que dans le cas d'une double file.

La précision d'implantation des pieux devra d'une part être stipulée au CCTP, et d'autre part être prise en compte dans le calcul des pieux sous la forme d'un excentrement des charges appliquées en tête des pieux (voir la partie « Défauts géométriques » du tome II).

Plus largement, le choix de ne retenir qu'une file de pieux permet de limiter les emprises au sol et le coût de la fondation. Cependant, la faisabilité de cette disposition dépend de l'intensité des descentes de charges et de la résistance du sol de fondation. Le projeteur devra vérifier notamment :

- que les descentes de charges verticales maximales peuvent être reprises par une seule file de pieux ;
- que les pieux sont en mesure de reprendre la flexion due aux efforts horizontaux (intégrant les défauts géométriques). On donne ci-après, **à titre d'ordre de grandeur**, le moment capable à l'ELS Caractéristique (en MN.m) de pieux ferrailés à 1 %.

Tableau 2-4 : Moments capables de pieux à l'ELS Caractéristique en MN.m

N (MN)	Ø (mm)			
	1 000	1 200	1 400	1 600
<b>0</b>	0,68	1,26	1,99	2,97
<b>1</b>	0,9	1,6	2,4	3,46
<b>2</b>	0,95	1,68	2,67	3,88
<b>3</b>	0,99	1,72	2,71	4,06
<b>4</b>	1	1,76	2,76	4,11
<b>5</b>	0,97	1,78	2,8	4,16

### E. Disposition des pieux parallèlement à la ligne d'appui

Le nombre total de pieux dépend des justifications de portance des fondations profondes. Leur disposition dans le sens de la longueur de la semelle dépend de l'arrangement de la partie intermédiaire et plus particulièrement du nombre d'éléments liant la semelle et le chevêtre, mais les mêmes préconisations sont applicables aux fondations à file unique ou files multiples de pieux. On distinguera le cas de piles constituées d'un voile unique ou de voiles multiples.

## 1- Voile unique

Dans le cas d'un voile unique, on disposera les pieux uniformément sur la longueur de la semelle. On aura une longueur de semelle  $L_s$  qui aura pour valeur

$$L_s = (n - 1) \times l' + 2\phi$$

Avec le nombre de rangées de pieux, soit :

- le nombre de pieux dans le cas d'une file unique;
- la moitié du nombre de pieux dans le cas de deux files.

Et  $l'$  l'entraxe des pieux dans le sens de la longueur de la semelle. Comme auparavant on recommande, pour se prémunir d'une réduction de la portance par effet de groupe, de garantir un entraxe supérieur à  $3\phi$  (cf. norme NF P 94-262 [31], annexe J). On a alors :

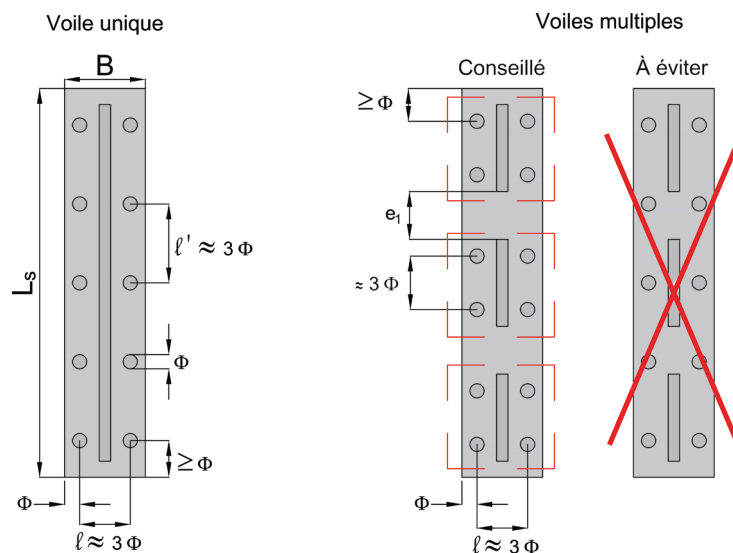
$$L_s = (3n - 1)\phi$$

## 2- Voiles multiples

Dans le cas d'une pile constituée de plusieurs voiles, on veillera à grouper les pieux sous chaque voile en évitant de les placer à mi-distance entre voiles, tout en essayant de respecter un entraxe  $l'$  suffisant pour limiter l'effet de groupe. Le nombre de pieux est donc un multiple du nombre de voiles.

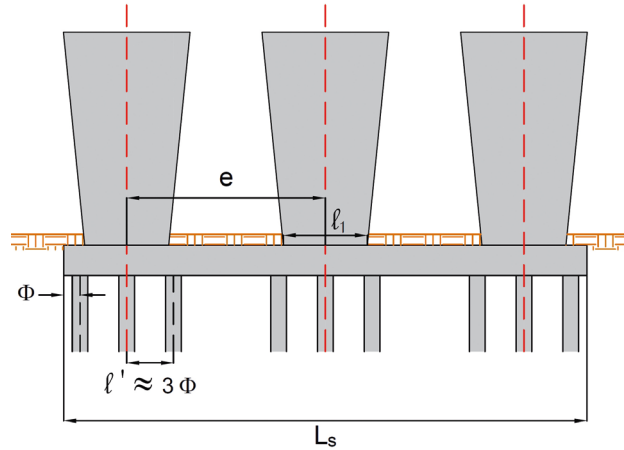
Le schéma ci-après illustre ces dispositions.

**Figure 2-37 : Semelle sur pieux supportant un ou plusieurs voiles (exemple pris avec deux files de pieux mais transposable à une file)**



Dans ce cas la longueur de la semelle,  $L_s$  sera *a priori* supérieure à la définition donnée précédemment pour le cas d'un voile unique. On pourra prédimensionner le nombre de pieux par voile (accompagné du poids de semelle affecté au voile) et centrer les rangées de pieux sur l'axe du voile.

Figure 2-38 : Disposition des pieux dans le cas de plusieurs voiles



On peut écrire  $L_s = (n_v - 1) \times e + (n_{pv} - 1) \times l' + 2\Phi$

Avec  $l' = 3\Phi$  on a  $L_s = (n_v - 1) \times e + (3n_{pv} - 1)\Phi$

Avec :

- $n_v$  le nombre de voiles de la pile ;
- $n_{pv}$  le nombre de rangées de pieux affectés à un voile.

Bien sûr, la longueur de la semelle doit être plus grande que l'emprise des voiles

$$L_s \geq (n_v - 1) \times e + l_1$$

En résumé, on cherchera à minimiser la longueur de la semelle en évitant tout débord autre que celui rendu nécessaire par l'entraxe du pieu périphérique au bord de la semelle. La longueur de la semelle doit donc être proche de l'emprise des voiles.

## 2.3 - RÉALISATION, PROBLÈMES D'EXÉCUTION ET PAREMENTS

Parmi les problèmes d'exécution concernant les appuis, il y a lieu de faire la distinction entre ceux qui sont communs aux ouvrages en béton (tels que la préparation des coffrages ou la fabrication du béton et sont évoqués dans le fascicule 65 du CCTG [27]), et ceux qui sont vraiment spécifiques aux piles ou qui revêtent une importance particulière pour celles-ci. Parmi ces derniers, on peut distinguer :

- l'implantation ;
- l'exécution de la fondation ;
- le ferrailage des voiles et des colonnes ;
- les reprises de bétonnage ;
- le surfacage des zones d'appui ;
- les parements.

### 2.3.1 - IMPLANTATION

#### 2.3.1.1 - Cas d'une fondation superficielle

Si l'implantation de la fondation ne pose guère de problèmes, on devra, en revanche, porter une attention toute particulière au positionnement correct des armatures en attente à la base des voiles et des colonnes.

Une implantation précise de ces armatures est primordiale, au risque de s'exposer aux problèmes suivants :

- les voiles ou les colonnes constituant la pile seront mal implantés ;
- l'enrobage de ces armatures sera insuffisant, affectant la durabilité de la pile précisément dans une section très sollicitée ;
- le bras de levier de ces armatures sera insuffisant, réduisant directement la résistance de la section en pied de pile.

La précision à rechercher pour cette implantation est de l'ordre de 0,5 cm, et des dispositifs spéciaux sont donc à prévoir. On évitera en particulier tout redressement intempestif de ces armatures.

#### 2.3.1.2 - Cas d'une fondation sur pieux

Les pieux sont implantés de façon aussi précise que possible et l'implantation doit tenir compte des tolérances d'exécution : les armatures de la semelle auront été déterminées en tenant compte des tolérances d'implantation des pieux (les valeurs des tolérances étant à porter dans les CCTP) ; avant l'exécution de la semelle, on fera un relevé de l'implantation réelle des pieux et on corrigera, s'il y a lieu, le projet de la semelle à partir de ce relevé, ce qui pourra entraîner éventuellement un excentrement des voiles par rapport à l'axe du système de pieux.

Pour les valeurs d'excentrement à prendre en compte dans le dimensionnement et la justification calculatoire des appuis, on se reportera au tome II à la partie concernée.



### 2.3.2 - EXÉCUTION DE LA FONDATION

Deux cas principaux sont à distinguer, selon le niveau de la voie inférieure par rapport au terrain naturel :

#### a – La voie inférieure est sensiblement au niveau du terrain naturel

Il n'y a pas de problème particulier, mais on peut néanmoins faire les observations suivantes :

- le bétonnage de la semelle peut se faire, soit à l'intérieur d'un coffrage, soit à pleine fouille, cette dernière manière de procéder permettant d'éviter le remblaiement de la fouille;
- le rebouchage de la fouille, s'il y a lieu, doit être exécuté selon les prescriptions figurant au fascicule 68 du CCTG [33] et dans les guides « Réalisation des remblais et des couches de forme – Guide technique » [34] et « Remblayage des tranchées et réfection des chaussées – Guide technique » [35] édités par le Setra respectivement en juillet 2000 et mai 1994.

#### b – La voie inférieure est en déblai notable ou important (au moins 3 à 4 m)

Deux hypothèses sont à envisager :

- les terrassements généraux sont réalisés avant la construction de l'ouvrage : on se retrouve alors dans le cas précédent;
- les terrassements généraux (et donc les déblais) sont réalisés après la construction de l'ouvrage : cette configuration est plus problématique et doit dans la mesure du possible être évitée. Si toutefois les contraintes de réalisation de l'opération l'imposent, on évitera autant que possible de recourir à de forts étaitements, quitte à réaliser les pieux sur toute la hauteur du déblai et à les habiller par la suite.

Pour toutes questions relatives à l'exécution de la fondation, on se reportera aux guides sur les pieux forés du LCPC-Setra [36] ainsi qu'au guide sur les micropieux du Setra [37].

### 2.3.3 - FERRAILLAGE DES VOILES ET DES COLONNES

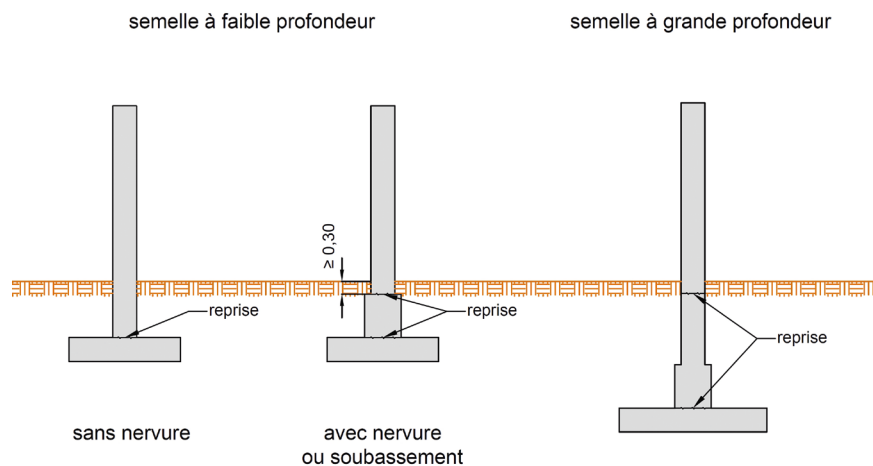
La standardisation des ouvrages courants conduit tout naturellement à préfabriquer dans des ateliers spécialisés les cages complètes d'armatures des parties de piles constituées par les voiles ou les colonnes; celles-ci sont ensuite acheminées jusqu'au chantier où elles sont stockées. Il y a lieu de contrôler la conformité de ce ferrailage avec les plans d'exécution et de s'assurer qu'il n'y a pas de malfaçons dans la disposition et le façonnage des armatures.

### 2.3.4 - REPRISES DE BÉTONNAGE

Lors de l'exécution d'une pile, une ou plusieurs reprises de bétonnage sont inévitables, notamment au niveau de la face supérieure de la semelle de fondation, de la nervure ou du soubassement, éventuellement dans la partie vue si celle-ci est importante. Dans les parties vues, on peut dissimuler les reprises avec de faux joints de coffrage. De même, une reprise à la base de la partie vue des voiles ou des colonnes peut s'avérer utile si la semelle est enterrée profondément, afin de ne pas avoir à bétonner sur une trop grande hauteur à partir du sommet du coffrage.

Les schémas ci-après montrent, selon le cas, les reprises de bétonnage à prévoir, avec l'indication de leurs emplacements.

Figure 2-39 : Position des reprises de bétonnage



Dans le cas où l'appui serait situé en zone sismique, on prendra garde à mettre en place les dispositions constructives recommandées par le guide Cerema sur les ponts situés en zone sismique [16].

### 2.3.5 - SURFAÇAGE DES ZONES D'APPUI

Le bon fonctionnement et la pérennité des appareils d'appui en élastomère dépendent pour une bonne part du soin apporté à la mise en œuvre des bossages sur lesquels reposent les appareils d'appui. On pourra se reporter aux fiches Memoar dédiées [38] ainsi qu'au guide Setra sur l'environnement des appareils d'appuis [39].

### 2.3.6 - PAREMENTS

La réalisation des parements fait partie des problèmes généraux relatifs à l'exécution des ouvrages. À ce titre, on pourra se reporter aux prescriptions du fascicule n° 65 « Exécution des ouvrages de génie civil en béton » [27] sur le sujet.

Pour le traitement des engravures, on se reportera à la partie 4.6.1, page 179 du présent guide.

## 2.4 - PILES NON COURANTES

On entend par piles non courantes les appuis n'entrant pas dans la catégorie des appuis usuels utilisés pour les ouvrages courants décrits dans la partie précédente, à savoir principalement :

- les poteaux ou colonnes ;
- les voiles.

Le recours à une pile non courante peut provenir :

- de la grande hauteur des piles ;
- d'une volonté architecturale affirmée ;
- d'une contrainte particulière à l'appui, notamment concernant l'espace disponible pour l'implantation de celui-ci.

## 2.4.1 - PILES DE GRANDE HAUTEUR

Figure 2-40 : Piles de grande hauteur – viaduc de La Colagne et viaduc de Millau



Les piles de grande hauteur sont susceptibles de présenter des instabilités et les principes de dimensionnement de piles « courantes » décrites dans les parties précédentes n'offrent plus les mêmes garanties de robustesse ou d'économie. Il est donc nécessaire de concevoir des solutions techniques « sur mesure » appropriées au type de tablier, à la hauteur de la voie portée ainsi qu'à l'espace disponible pour l'implantation des fondations.

On considérera qu'une pile est « de grande hauteur » (c'est-à-dire que les solutions de piles courantes ne sont pas forcément les plus adaptées) à partir d'une hauteur de 9 m.

Les piles de grande hauteur sont généralement très élancées, ce qui les rend sensibles à des effets du second ordre (traités par l'EN 1992-1-1 [32] partie 5) usuellement non pris en compte car négligeables pour des hauteurs modestes. De plus, le grand effort de compression arrivant en pied de pile rend les fondations elles aussi « non courantes ». Ces piles n'entrent pas dans le champ d'application de ce guide, réservé aux appuis courants.

## 2.4.2 - VOLONTÉ ET GESTE ARCHITECTURAL

Il est tout à fait possible que, dans le cadre d'une volonté architecturale, les piles d'un ouvrage soient conçues selon des géométries « non courantes ». Dans un tel cas, on veillera à respecter non pas les dispositions décrites dans ce guide, mais plus largement les principes qui ont conduit à ces dispositions, notamment :

- la bonne transmission des charges (horizontales, verticales et moment) provenant du tablier ;
- la robustesse de la structure, notamment vis-à-vis du choc de véhicule lourd sur la partie haute de la pile ;
- la durabilité de la structure ;
- la possibilité de vérifier facilement ;
- la facilité d'inspection (accessibilité des différentes parties de la pile).

Dans de nombreux cas, il s'agit de piles réalisées en béton et en acier, en dehors du champ d'application de ce guide. À titre d'exemple, on citera les piles du viaduc TGV de la Savoureuse (90).

**Figure 2-41 : Piles du viaduc de la Savoureuse (90)**



### 2.4.3 - PILES MARTEAUX

Dans les cas, relativement fréquents, où la zone d'implantation possible des piles est trop réduite pour envisager l'implantation de voiles ou de colonnes ou poteaux, il est possible d'implanter un fût de pile imposant (d'un diamètre généralement supérieur à 2,00 m) avec en partie haute un chevêtre présentant des encorbellements. Ce type de pile, appelée « pile marteau », est régulièrement utilisé pour les ouvrages non courants et parfois pour les ouvrages courants lorsque les conditions l'exigent (biais et courbure notamment).

#### 2.4.3.1 - Intérêt de la solution

L'intérêt de cette solution consiste principalement en la faible emprise au sol du fût comparée à la largeur d'appui qu'offre le chevêtre. Le second atout de ce genre de pile est sa légèreté comparée aux appuis courants à hauteur égale, ce qui en fait une solution pertinente pour des tabliers relativement hauts. En outre, ce type de solution présente un aspect élancé visuellement intéressant.

Cette solution d'appui présente enfin une grande souplesse d'utilisation : elle s'adapte aux franchissements courbes et permet, grâce à sa faible emprise au sol, de « débiaiser » certains franchissements sans nécessairement augmenter la portée.

Un exemple est présenté ci-après, dans le cas d'un franchissement biais où l'utilisation d'un chevêtre marteau permet d'éviter le conflit entre l'appui et le gabarit à respecter.

Figure 2-42 : Principe de débiaisement avec piles marteaux

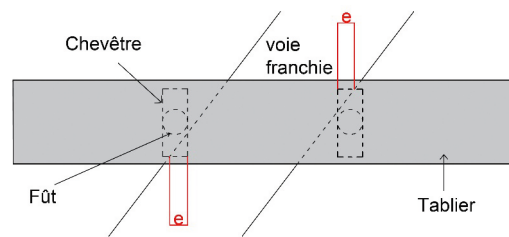
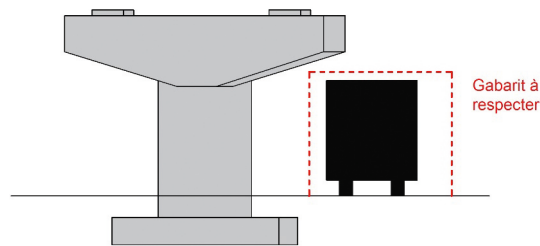


Figure 2-43 : Respect du gabarit avec piles marteaux



### 2.4.3.2 - Fût

Le fût de pile doit être suffisamment robuste pour reprendre notamment :

- les efforts de choc sur pile;
- les moments de flexion parasites issus de la répartition inégale des descentes de charges (charges d'exploitation excentrées transversalement sur le tablier par exemple);
- les moments de flexion issus des efforts horizontaux, possiblement concomitants avec les moments de flexion parasites transversaux.

On choisira un diamètre de fût supérieur à 2,00 m. Dans les faits, le diamètre dépendra de la hauteur du fût ainsi que de la largeur du tablier. En première approche, l'élançement du fût sera compris entre 5 pour les tabliers peu larges et 3 pour les tabliers larges (de largeur supérieure à 20 m), hors considérations sismiques. Dans ces conditions de fûts massifs, les conséquences des chocs de véhicules lourds seront généralement faibles. On s'assurera cependant, dans le cas de piles hautes, que le diamètre des fûts est suffisant pour éviter les problèmes de stabilité que peuvent poser des colonnes en béton élancées.

Dans la pratique, la majorité des piles marteaux sont constituées de fûts à section circulaire, mais il est tout à fait possible d'utiliser des sections elliptiques, des sections à inertie variable avec la hauteur ou une autre solution technique présentant une robustesse appropriée.

### 2.4.3.3 - Chevêtre

Les chevêtres des piles marteaux présenteront presque systématiquement, comme la plupart des encorbellements de longueur importante, des inerties variables : une section épaissie au niveau du fût et une section rétrécie au niveau de l'extrémité de l'encorbellement. La forme du raccord entre le chevêtre et le fût peut faire l'objet d'un traitement architectural.

Deux types de piles marteaux sont utilisables : celles à chevêtre précontraint et celles à chevêtre en béton armé. Les chevêtres en béton précontraint seront bien entendu utilisés dans le cas des grandes longueurs d'encorbellement. Au-delà de 4 m de porte-à-faux (entre l'extrémité du chevêtre et le nu du fût), on pourra, en première approche, considérer un chevêtre précontraint plutôt qu'un chevêtre simplement armé.



Les chevêtres précontraints imposent souvent en phase de construction une mise en précontrainte en deux phases.

### A. Chevêtre en béton armé

Les chevêtres en béton armé constituent la solution la plus simple à mettre en œuvre, car ils ne nécessitent pas de précaution particulière de phasage. En outre, cette solution est la moins contraignante en termes de durabilité, d'entretien et de surveillance.

Selon l'élançement du chevêtre, la justification de la résistance des sections se fera à l'aide d'un modèle de poutre en console ou d'un modèle bielle-tirant. On veillera également, pour des raisons de durabilité, à maîtriser la fissuration de ces chevêtres. Ces aspects sont abordés dans le tome II du présent guide.

Les chevêtres en béton armé peuvent présenter diverses formes géométriques, selon le parti pris architectural et les sollicitations mécaniques. À titre d'exemple, on citera le cas relativement fréquent des chevêtres en triangle, permettant de diffuser les charges issues du tablier selon un angle de bielle acceptable. Citons par exemple les piles des ponts de Saguenay sur la Mimente à La Salle-Prunet (48) ou l'ouvrage de l'échangeur A2/A23 à La Sentinelle (59) (Figure 2-44) :

**Figure 2-44 : Piles du pont de Saguenay sur la Mimente et de l'échangeur A2/A23 à La Sentinelle (59)**



D'autres piles marteaux à chevêtre triangulaire possèdent plus de deux points d'appui, c'est le cas par exemple du pont sur la RD 982 à Nozières-Boucoiran (30) (Figure 2-45) et de nombreux VIPP.

Figure 2-45 : Piles du pont sur la RD 982 à Nozières-Boucoiran



Certains ouvrages peuvent également présenter des chevêtres plus élancés avec des formes arrondies, comme le viaduc de Lenne (12) (Figure 2-46).



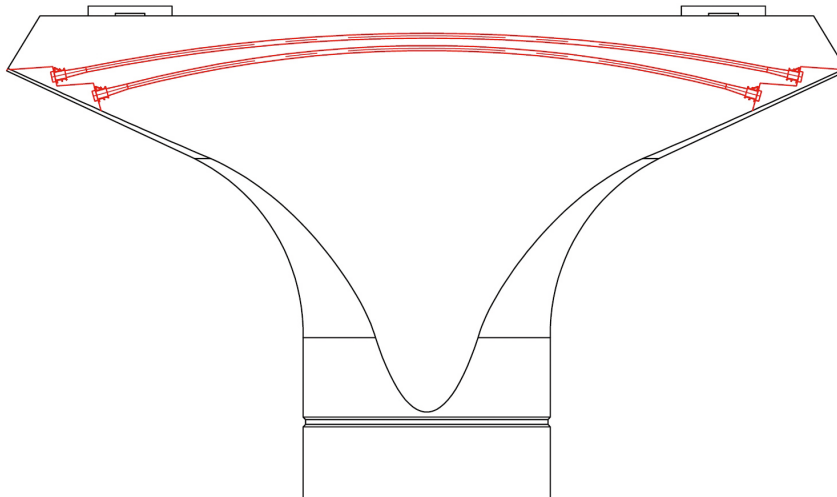
Dans certains cas, la largeur de la ligne d'appui est trop importante pour construire un chevêtre élancé comme celui-ci et une solution en chevêtre anguleux trop massif. On pourra avoir recours à des chevêtres précontraints.

### B. Chevêtre en béton précontraint

Lorsque les tabliers sont larges il est possible de recourir à des chevêtres en béton précontraint en remplacement des chevêtres en béton armé. Dans ce type de cas, on privilégiera des chevêtres élancés que l'on équipera de câbles de précontrainte.

Le câblage peut être rectiligne en traversant le chevêtre d'un encorbellement à l'autre, mais il sera généralement plus judicieux pour les grandes largeurs de retenir un tracé parabolique des câbles, remontant au plus haut au niveau du fût de pile, pour diverses raisons (réduction des conflits entre la précontrainte et les aciers de diffusion d'efforts concentrés, participation de la précontrainte à la reprise du tranchant...).



**Figure 2-47 : Câblage de précontrainte dans le chevêtre d'une pile marteau**

Sur les chevêtres précontraints la question de la fissuration est encore plus importante que sur les chevêtres armés. On s'assurera ainsi de maîtriser la fissuration du chevêtre par le dimensionnement du ferrailage passif et actif et de respecter les dispositions constructives décrites dans ce guide (débords, diffusion des efforts, respect des ancrages). Les modalités de construction doivent également être examinées et peuvent imposer deux phases de précontrainte tout en évitant, autant que possible, un phasage de la mise en précontrainte concomitant avec le phasage de réalisation du tablier susceptible de générer des difficultés pour des phases ultérieures de réparation ou de déconstruction.

On pourra citer comme exemple de réalisation récente les piles du viaduc aval sur la Durance à Avignon (84).

**Figure 2-48 : Piles du viaduc sur la Durance aval (84)**



## CHAPITRE 3

# Conception et choix des culées

# CONCEPTION ET CHOIX DES CULÉES

## 3.1 - GÉNÉRALITÉS, DONNÉES ET OPTIONS PRÉLIMINAIRES

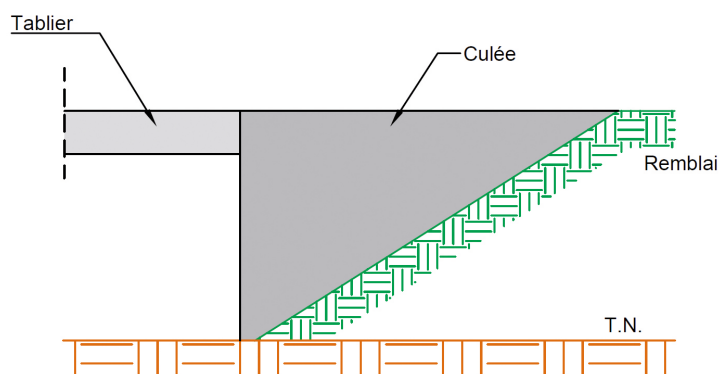
### 3.1.1 - GÉNÉRALITÉS

Les culées sont les appuis d'extrémité qui assurent la continuité entre le tablier et le talus contigu, en remblai ou en déblai. Elles assurent à la fois le rôle d'appui du tablier, par transmission des efforts au sol de fondation, et le rôle de soutènement, par maintien en place des terres à l'arrière.

On peut distinguer principalement deux types de culées, selon son apparence une fois les terrassements terminés :

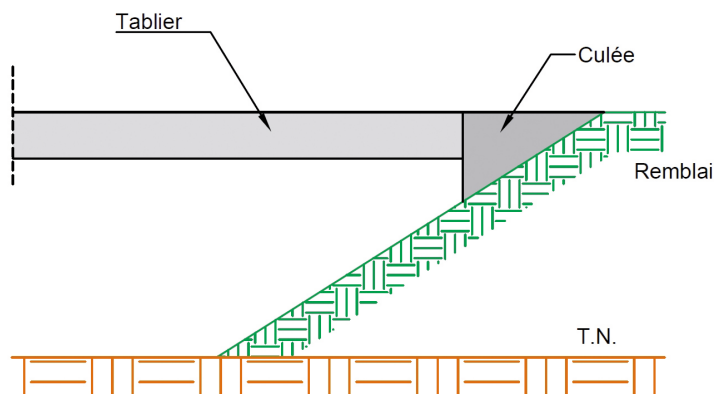
- **culée remblayée** (aussi appelée «culée à mur de front») : elle a la forme apparente d'une boîte à trois faces, remplie d'un remblai après sa construction. Elle est constituée notamment d'un mur de front qui supporte le chevêtre et soutient les terres, et de murs en retour ou murs en ailes sur les côtés;

Figure 3-1 : Culée remblayée



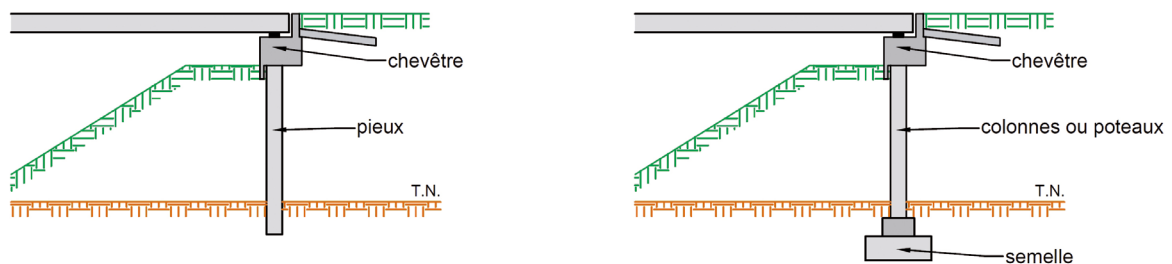
- **culée enterrée** : culée dont la structure porteuse est enterrée dans le sol (remblai ou terrain naturel), ne subissant qu'une faible poussée des terres.

Figure 3-2 : Culée enterrée



Elle est généralement constituée d'un chevêtre sur pieux portant le tablier et retenant les terres sur la hauteur cumulée du chevêtre et du tablier. Ce type de culée enterrée est nommée **culée perchée**, car perchée en sommet de talus. Les culées perchées peuvent également, sous certaines conditions, être fondées superficiellement sur le remblai. Outre ces culées perchées, on peut également rencontrer des culées enterrées dotées d'une partie intermédiaire reliant le chevêtre qui soutient le tablier à une fondation (profonde ou superficielle) au niveau du TN.

**Figure 3-3 : Exemple de culées enterrées (à gauche culée perchée sur pieux, à droite culée enterrée fondée superficiellement sur le TN)**



Cependant, une culée enterrée de faible hauteur ou de hauteur moyenne peut également avoir une conception similaire à celle d'une culée remblayée, avec un mur de front en partie enterré, afin de simplifier la mise en œuvre (cf. cas 3 et 4 dans le Tableau 3-3).

Pour des configurations particulières, on peut avoir recours à d'autres types de culée, comme les culées creuses, dont la description est détaillée 3.2.5, page 138.

Parmi les nombreux éléments entrant en jeu dans la conception d'une culée, certains – tels les données géométriques – sont communs aux piles; ils sont évoqués dans la partie 2 du tome I. D'autres sont particuliers aux culées; ils sont définis et analysés dans cette partie 3.

D'une façon générale, il convient de distinguer les données – que l'on ne saurait modifier – et les options – qui découlent d'un choix de conception.

### 3.1.2 - DONNÉES ET OPTIONS PRÉLIMINAIRES

La conception d'une culée est liée à de nombreux éléments plus ou moins dépendants les uns des autres. Sa structure et sa morphologie sont à la fois liées au tablier qu'elle supporte et au niveau de la fondation.

Dans certains cas, c'est la conception même du tablier qui pourra être commandée par des impératifs liés aux culées.

La conception d'une culée fait partie intégrante de celle de l'ouvrage; elle doit tenir compte d'un certain nombre de données et faire l'objet d'options préliminaires, dont les principales peuvent être classées de la manière suivante (liste non exhaustive) :

- les contraintes d'implantation;
- la géométrie du franchissement et la géométrie du tablier;
- la structure du tablier et la longueur de la ligne d'appui;
- le nombre et l'espacement des points d'appui;
- la présence de dalles de transition;
- le niveau du terrain naturel;

- le niveau de la nappe;
- la nature et les caractéristiques du sol;
- l'éventualité de tassements;
- le type de fondation;
- la qualité du remblai exécuté à l'avance;
- la chronologie des phases (exécution des terrassements, construction des culées);
- les phases de construction du tablier;
- l'ancrage vertical d'une travée de rive contre le soulèvement;
- la nécessité de pouvoir visiter et remplacer les appareils d'appui;
- la présence éventuelle de joint à bande (exerçant une poussée);
- l'absence éventuelle de joint de chaussée (ouvrages dits « intégraux » ou « semi-intégraux »).

L'incidence des données et options répertoriées ci-dessus est analysée ci-après.

### 3.1.2.1 - Contraintes d'implantation

Lors de l'étude préalable de l'ouvrage, on cherche à déterminer les zones dans lesquelles implanter les appuis d'extrémités de l'ouvrage. Il est alors nécessaire de chercher le compromis entre limiter la longueur totale de l'ouvrage et limiter la hauteur des culées (y compris des remblais d'accès).

#### A. Topographie et géométrie du terrain naturel

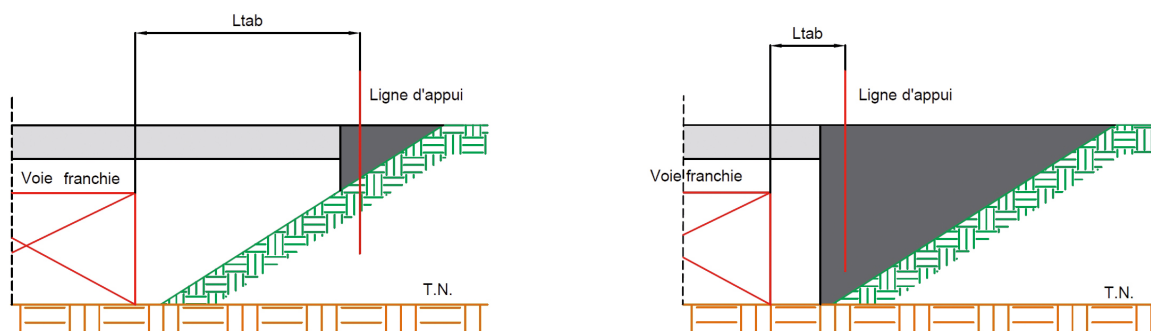
La culée doit être implantée en plan et en élévation en essayant de limiter la hauteur des remblais d'accès à moins de 10 m afin d'éviter de solliciter le sol de fondation et l'emprise en plan des remblais (dans le cas d'une route en remblais). D'une manière générale plus la topographie est marquée, moins la position de la culée est susceptible de choix.

#### B. Voie franchie

Les données fonctionnelles liées à la voie franchie (qu'elle soit routière, ferroviaire ou fluviale) sont évoquées en 1.2.1, page 15 et sont à recenser avec les gestionnaires concernés. Dans le cas particulier des culées, on sera amené à faire le choix entre :

- positionner la culée au plus près de la voie franchie (moyennant le respect des emprises, des dispositifs de retenue, des revanches, des gabarits etc.) afin de mettre en œuvre une culée remblayée et limiter la longueur de l'ouvrage, en s'assurant qu'aucun élargissement de la plateforme franchie n'est prévu à moyen terme (comme le passage d'une autoroute de 2x2 voies à 2x3 voies par exemple);
- reculer la ligne d'appui d'extrémité pour pouvoir mettre en œuvre un remblai d'accès et une culée enterrée.

Figure 3-4 : Le choix d'une culée remblayée (à droite) limite la longueur du tablier, mais augmente la poussée sur la culée



Dans le cas de franchissement de cours d'eau, la position des culées revêt une importance particulière vis-à-vis de l'empreinte hydraulique de l'ouvrage, et plus particulièrement des remblais contigus. Pour rappel, au titre de l'application du code de l'environnement, le concepteur d'un ouvrage susceptible de modifier l'écoulement d'un cours d'eau doit déposer auprès des autorités compétentes (DDT(M) - Police de l'eau) un dossier d'autorisation « installations ouvrage travaux ou activité » également appelé « loi sur l'Eau » justifiant, étude hydraulique à l'appui :

- que l'ouvrage ne constitue pas un obstacle au libre écoulement des crues ;
- que l'ouvrage n'induit pas de surélévation de la ligne d'eau en crue centennale.

La présence de remblais en zone inondable est très pénalisante pour l'écoulement des eaux (davantage que la présence de piles) et ces derniers doivent être implantés autant que possible en dehors du lit majeur, quitte à recourir à des culées remblayées pour limiter la longueur de l'ouvrage.

Outre ces critères purement hydrauliques, on veillera le cas échéant à prévoir le passage de la petite faune en ripisylve (on pourra se reporter au guide Cerema sur les passages faunes [11] et au guide Setra sur les cours d'eau et ponts [9]).

### C. Type de culée et poussée des terres

Davantage que pour une pile intermédiaire, la hauteur d'une culée (entre l'extrados du mur garde-grève et le niveau des fondations) a un impact fort sur son dimensionnement en raison des efforts de poussée des terres.

Dans le cas d'une culée remblayée, la poussée s'applique sur toute la hauteur du remblai et les efforts transmis à la fondation deviennent très importants pour des hauteurs de culée supérieures à 8 m. Dans le cas d'un remblai de grande hauteur on privilégiera, lorsque cela est possible, des culées enterrées afin de limiter les sollicitations de poussée des terres. En contrepartie, ce type de culée induit la mise en œuvre de talus ayant une emprise en plan bien supérieure à une culée remblayée.

#### 3.1.2.2 - Géométrie du franchissement et géométrie du tablier

Elles interviennent au titre des données fonctionnelles, analysées dans le 1.2.1, page 15, et font partie des problèmes généraux déjà traités. Toutefois, certains de ceux-ci sont plus particulièrement liés aux culées et évoqués ci-après.

En ce qui concerne la géométrie du franchissement, un point important est le tirant d'air sous l'ouvrage qui conditionne souvent la hauteur des culées.

L'implantation des culées peut être déterminée par le souhait de limiter la longueur du tablier. Dans ce cas, il y a une comparaison économique à faire sur le positionnement de la culée : le gain obtenu sur le coût du tablier compense-t-il l'augmentation de celui des culées ?



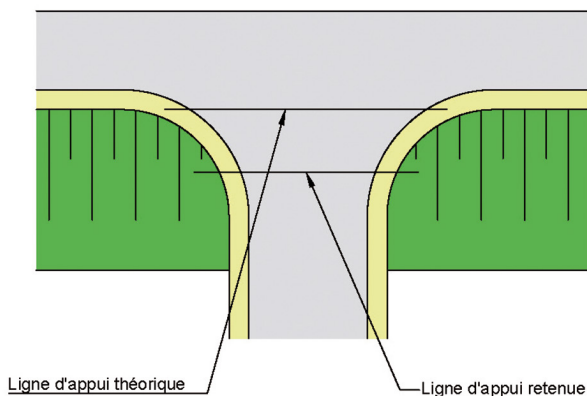
Cette question se pose notamment pour les structures de tablier les plus onéreuses ou les configurations sollicitant particulièrement le tablier, comme les ouvrages à deux travées par exemple (voir Figure 3-5).

**Figure 3-5 : Disposition dans le cas d'un ouvrage à deux travées avec culées enterrées : le passage à des culées remblayées limitant la portée peut être intéressant financièrement**



Un autre exemple, illustré par la Figure 3-6, est donné par un ouvrage franchissant une route en déblai, et dont la voie portée se raccorde à une voie latérale par un épanouissement rapide en place : plutôt que de prévoir un tablier présentant en son extrémité un élargissement important, on préfère avancer la ligne d'appui afin de conserver un tablier de largeur constante. Pour les ouvrages faunes, on veillera également à implanter les élargissements du passage faune hors ouvrage.

**Figure 3-6 : Recul de la ligne d'appui dans le cas d'un épanouissement de la voie portée**



### 3.1.2.3 - Structure du tablier et longueur de la ligne d'appui

La majorité des culées comporte un mur garde-grève et présente une longueur supérieure ou égale à la largeur (éventuellement biaisée) du tablier.

### 3.1.2.4 - Nombre et espacement des points d'appui

Lorsque le chevêtre n'assure pas un rôle de répartition des charges, la morphologie des culées est souvent déterminée par le nombre et l'espacement des points d'appui, à l'aplomb desquels peut se trouver un pieu (ou un élément de type colonne ou poteau dans le cas de culée enterrée mais non perchée).

### 3.1.2.5 - Présence de dalles de transition

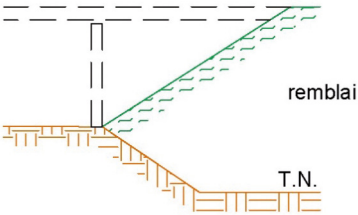
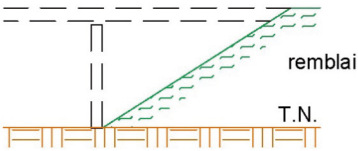
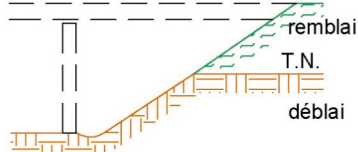
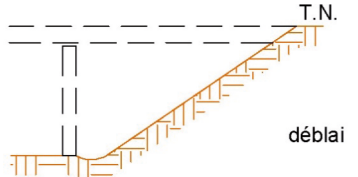
Les ouvrages disposent généralement de dalles de transition, dont la présence a un double impact sur les culées :

- géométrique, car elles s'appuient directement, sur les culées, ce qui implique de mettre en œuvre un corbeau arrière pour assurer l'appui de la dalle de transition ;
- mécanique, car elles introduisent une réaction d'appui supplémentaire et peuvent constituer un point fixe en tête de la culée si leur longueur est suffisante.

### 3.1.2.6 - Niveau du terrain naturel

Le niveau du terrain naturel par rapport aux plates-formes des voies franchies et portées peut avoir une incidence déterminante sur la conception et le choix des culées (notamment dans le cas d'une culée enterrée). Les différents cas possibles sont illustrés dans le Tableau 3-1.

Tableau 3-1 : Différents cas de niveau du terrain naturel

Différents cas du niveau du terrain naturel	Schéma illustratif	Commentaires
<p>Cas 1 Haut remblai</p>		<p>Si la culée est fondée sur semelle dans le terrain naturel, sa hauteur sera importante. On peut alors envisager de la fonder dans le remblai dans le cas d'une culée enterrée, sous réserve que celui-ci ait été exécuté assez longtemps à l'avance (tassements).</p> <p>L'alternative courante est une culée perchée fondée sur pieux.</p>
<p>Cas 2 Remblai normal</p>		<p>Une fondation sur semelle dans le terrain naturel n'entraîne pas de sujétions importantes.</p> <p>L'alternative courante est une culée perchée fondée sur pieux.</p>
<p>Cas 3 Faible remblai (terrassément mixte)</p>		<p>La hauteur de la culée sera généralement faible, si elle est fondée sur semelle et si les caractéristiques mécaniques du terrain naturel le permettent.</p> <p>Une culée perchée fondée sur pieux peut également être envisagée.</p>
<p>Cas 4 Déblai</p>		<p>La culée pourra être fondée en tête de talus, si les caractéristiques du terrain le permettent (en s'assurant de la stabilité globale de la tête de talus à un glissement d'ensemble) ou sur pieux forés.</p>

### 3.1.2.7 - Niveau de la nappe

La présence d'une nappe dans la zone des culées influence surtout leur exécution. Ainsi, dans le cas d'une fondation superficielle, on pourra être amené à prévoir un pompage des eaux collectées dans la fouille, ou bien à relever le niveau de la semelle à une cote légèrement supérieure à celle de la nappe, quitte à augmenter légèrement la largeur de la semelle, ou encore à prévoir un massif de béton immergé.

### 3.1.2.8 - Nature et caractéristiques du sol, tassements, et choix du type de fondation

La nature du sol conditionne le plus souvent, le choix du type de fondation (superficielle ou profonde), le phasage de construction et donc la conception même des culées, qui pourront être très différentes dans leur structure selon qu'elles seront fondées sur pieux, puits, ou semelle.

En règle générale, lorsque le sol est de qualité médiocre, on cherchera d'abord à minimiser l'effet des tassements par des dispositions spécifiques :

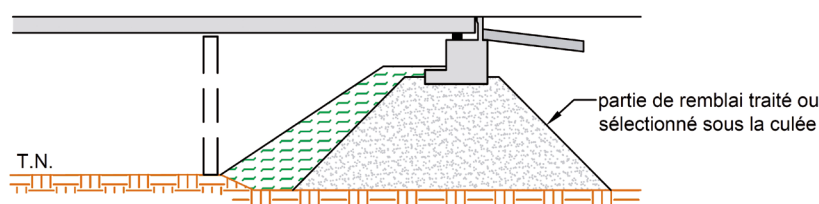
- en réalisant les remblaiements à l'avance, éventuellement avec un préchargement complémentaire ; des contrôles de tassement peuvent s'avérer nécessaires sur plusieurs mois ;
- en renforçant les terrains de fondations à l'aide d'inclusions rigides ou en réduisant les tassements à l'aide de colonnes ballastées ;
- le cas échéant, en opérant une substitution de la couche de sol la plus sujette aux tassements par une couche de matériau d'apport peu compressible ;
- à défaut de pouvoir influencer sur la résistance du sol de fondation, on pourra envisager sous certaines conditions d'alléger le remblai technique, notamment avec l'emploi de polystyrène expansé (on pourra se référer au guide Setra sur le sujet [40]).

Le sol peut tasser sous le poids de la culée (fondation superficielle) ou sous le poids du remblai technique. Dans le cas où, malgré les dispositions limitant les tassements, ces derniers seraient encore trop importants sous les descentes de charges de l'ouvrage, on s'orientera vers des culées fondées profondément en s'assurant de la maîtrise des tassements sous le poids du remblai.

### 3.1.2.9 - Qualité du remblai exécuté à l'avance

Lorsque des remblais d'accès sont exécutés à l'avance, il est possible de fonder la semelle dans le remblai, en tête du talus sous réserve d'une qualité de remblai adéquate, principalement vis-à-vis des tassements. Ce point est traité en § A, page 101.

Figure 3-7 : Zone de remblai traité au droit de la culée



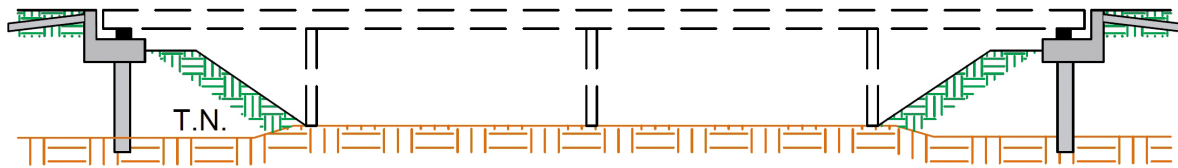
### 3.1.2.10 - Chronologie des phases : exécution des terrassements – construction des culées

Ce facteur intervient lorsque l'ouvrage est encadré par des remblais d'accès.

Trois cas peuvent alors se présenter, et ils résultent souvent d'un choix préalable ; selon le cas considéré, certaines options se présentent de façons différentes.

### a) Les remblais sont exécutés à l'avance, avant toute construction d'ouvrage

Figure 3-8 : Cas de remblais exécutés à l'avance



C'est une solution particulièrement intéressante et recommandable, qui présente les avantages suivants :

- la charge du remblai sur le terrain sous-jacent, en provoquant son tassement, favorise sa consolidation dans le temps; cette dernière sera d'autant plus efficace que le remblai aura été construit plus tôt; par ailleurs le remblai lui-même aura le temps de tasser avant la construction de l'ouvrage. Il importe dans ce cas de s'en assurer par des mesures, qui permettront de tracer une courbe en fonction du temps. Cette solution présente donc l'avantage de limiter les tassements lorsque l'ouvrage sera construit, avantage d'autant plus appréciable que le sol sous-jacent sera de moins bonne qualité; corrélativement, en cas de fondation profonde, les risques de frottement négatif et de poussée latérale seront grandement diminués, et les effets qui pourraient en résulter largement atténués;
- la présence des remblais d'accès définitifs facilitera grandement les opérations liées à la construction du tablier, en permettant d'accéder commodément au chantier, et sera avantageuse par rapport aux cas où est envisagé l'établissement d'un remblai provisoire, souvent de qualité médiocre, destiné uniquement à assurer ce rôle d'accès au chantier.

Dans le cas d'une fondation sur semelle superficielle, deux niveaux sont possibles :

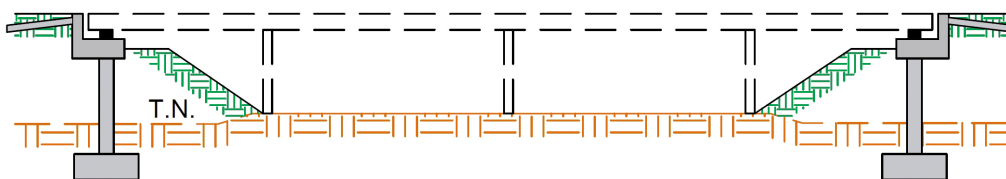
- fondation de la semelle dans le terrain naturel, ce qui implique une fouille profonde à travers le remblai avec les sujétions qui en découlent;
- fondation de la semelle au-dessus du terrain naturel, dans le remblai (cf. partie précédente). Les culées peuvent être fondées superficiellement dans le remblai, moyennant les conditions décrites en § A, page 101.

Le cas d'une fondation profonde sur pieux ou puits à travers le remblai ne pose pas de problème particulier, si ce n'est une question de longueur.

Quel que soit le mode de fondation retenu pour les culées, la construction du tablier devra tenir compte du fait que la présence des talus oblige à prévoir des dispositions particulières pour assurer l'échafaudage dans cette zone (dans le cas d'une culée enterrée).

### b) Les remblais sont exécutés après construction des culées, mais avant celle du tablier

Figure 3-9 : Cas de remblais exécutés après construction des culées

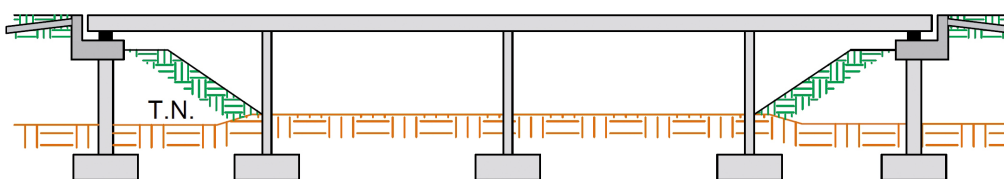


Cette solution présente comme la précédente l'avantage de disposer d'un remblai d'accès lors de la construction du tablier.

Des précautions particulières sont à prendre lors du remblaiement autour des culées : éviter le passage d'engins lourds à proximité immédiate, donc compacter avec de petits engins et surveiller les déplacements en tête de la culée. Pour une culée enterrée sur semelle superficielle ou une culée remblayée, le remblai est mis en place de préférence en deux phases : une première après réalisation de la semelle et des voiles (ou du mur de front) permettant de le compacter correctement sans être gêné par le chevêtre ; la deuxième après réalisation du chevêtre et des murs. De plus, il y aura lieu, comme précédemment, de prévoir des dispositions particulières pour assurer l'échafaudage du tablier dans la zone des talus (cas d'une culée enterrée).

### c) Les remblais sont exécutés après construction du tablier

Figure 3-10 : Cas de remblais exécutés après construction du tablier



Les problèmes rencontrés concernent alors essentiellement le remblaiement dans la zone des culées, sous le tablier, lorsqu'elles sont enterrées ; ce remblaiement sera plus délicat que dans le cas précédent, surtout en ce qui concerne le haut des talus.

Les trois cas étudiés représentent les solutions envisageables, la plus simple étant la construction des remblais à l'avance. Toutefois, cette solution ne sera pas systématiquement possible parce que liée, par exemple, au calendrier des terrassements.

Il existe d'autres techniques de réalisation ou de conception faisant appel à des « remblais renforcés » (culées « mixtes ») avec parements verticaux ou sub-horizontaux. Ces conceptions sortent du domaine d'emploi de ce guide et on pourra se référer à des guides spécifiques, tels que le guide « Les ouvrages de soutènement – Guide de conception générale » du Setra [41].

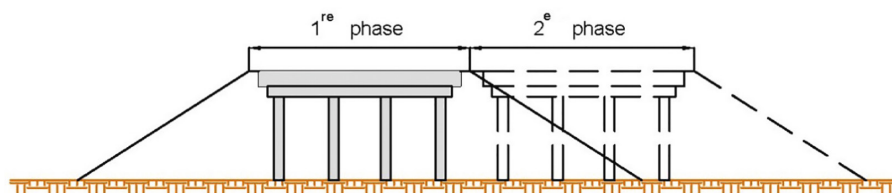
#### 3.1.2.11 - Phases de construction du tablier

Ce facteur intervient lorsque l'ouvrage comporte deux tabliers indépendants qui ne sont pas construits en même temps ; c'est le cas, par exemple, d'une future voirie à 2x2 voies, réalisée en bidirectionnelle en première phase.

Dans toute la mesure du possible, il est conseillé de construire dès la première phase les culées du deuxième ouvrage, ces dernières étant noyées en partie ou en totalité dans les remblais d'accès. Sous réserve d'une échéance à court terme de la réalisation du 2<sup>e</sup> tablier, car cela contraint le profil en travers et l'axe de la voie future, ainsi que les descentes de charge admissibles par la culée.

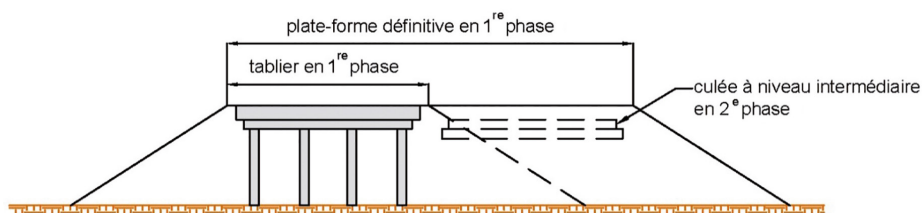
Si les culées du deuxième ouvrage sont exécutées lors de la deuxième phase, leur exécution appelle les remarques suivantes :

- lorsque le franchissement est entièrement (ou presque) en déblai, il n'y a en principe pas de problème particulier concernant les culées ;
- lorsque le franchissement comporte des remblais d'accès, ce qui est le cas le plus courant des passages inférieurs autoroutiers, on distinguera deux cas, selon la qualité du terrain sous-jacent :
  - si le terrain sous-jacent est bon, il n'y a pas d'inconvénient à construire en première phase un seul ouvrage et les remblais d'accès de largeur correspondante ; le type de culée sera choisi en conséquence et dépendra notamment de la chronologie d'exécution des terrassements.

Figure 3-11 : Culée 2<sup>e</sup> phase lorsque le terrain est bon

En deuxième phase, on pourra être amené à prévoir une culée de type différent si les conditions l'imposent : ce pourrait être le cas si, par exemple, le remblai correspondant était exécuté avant construction du deuxième ouvrage, alors que celui de première phase avait été exécuté après construction du tablier, donc des culées,

- si le terrain sous-jacent est de qualité médiocre ou mauvaise et présente des risques sérieux de tassements, il est préférable, de construire à l'avance la totalité du remblai d'accès; on se prémunira ainsi contre les risques de tassements inégaux entre deux remblais exécutés à des époques différentes.

Figure 3-12 : Culée 2<sup>e</sup> phase lorsque le terrain est de mauvaise qualité

La culée à construire en deuxième phase sera, soit fondée sur pieux battus ou forés à travers le remblai, soit, de préférence, fondée sur semelle superficielle à un niveau intermédiaire.

### 3.1.2.12 - Ancrage d'une travée de rive

Le respect d'un balancement minimum permettant d'éviter les soulèvements d'appuis au niveau des culées doit être systématiquement recherché. Dans le cas où le respect de ce balancement ne serait pas possible, on mettra en œuvre des dispositifs anti-soulèvements sur culée.

### 3.1.2.13 - Nécessité de pouvoir visiter et remplacer les appareils d'appui

La mise en place de bossages d'appui nécessaires à la création d'un environnement favorable à l'entretien et au remplacement des appareils d'appui nécessite des dispositions particulières qui sont détaillées en 3.2.4.4, page 120 et en Figure 3-35 plus particulièrement.

### 3.1.2.14 - Présence éventuelle de joints à bande

Un joint de chaussée de type à bande, de par sa conception, crée une réaction horizontale transmise directement à ses ancrages, dont celui sur culée, au niveau du mur garde-grève. Les efforts à considérer sont précisés dans l'avis technique du joint. Ils ne sont en général pas dimensionnants pour la culée prise dans son ensemble.

### 3.1.2.15 - Absence éventuelle de joint de chaussée (ouvrages dits « intégraux » ou « semi-intégraux »)

L'absence de joint de chaussée sur un ouvrage présente de nombreux atouts en termes de maintenance et de durabilité. Ce choix a cependant des incidences sur l'ensemble de la conception de l'ouvrage, du tablier jusqu'aux fondations. À ce titre, les ouvrages intégraux ou semi-intégraux font l'objet d'une partie spécifique (partie 3.2.6, page 139).

## 3.2 - CONCEPTION ET CHOIX

### 3.2.1 - ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS

On peut distinguer en principe, dans une culée de type courant, trois éléments bien distincts :

- une fondation ;
- une partie intermédiaire, constituée par des éléments verticaux ;
- une partie supérieure, sur laquelle s'appuie le tablier.

La culée la plus simple peut être constituée par des pieux ou des puits forés dans le remblai (disposition 1), ou encore par une simple semelle fondée en tête de talus (disposition 2) si le sol de fondation le permet. La culée remblayée classique sera constituée par une semelle supportant un mur de front, lui-même surmonté d'un chevêtre (fig. 4), cette disposition pouvant également être rencontrée sur une culée enterrée (fig. 3), généralement avec des colonnes en lieu et place du voile.

Tableau 3-2 : Éléments constitutifs d'une culée

Disposition 1	Disposition 2	Disposition 3	
Culée enterrée de type culée perchée		Cas d'une culée enterrée	Cas d'une culée remblayée
<p>fig. 1</p>	<p>fig. 2</p>	<p>fig. 3</p>	<p>fig. 4</p>

La conception de la culée dépend de nombreux paramètres (comme la structure du tablier, le raccordement avec les terres adjacentes, le phasage de construction), qui servent de données d'entrée à la conception de la culée.

On peut ajouter aux trois éléments ci-dessus, deux éléments annexes ne faisant pas partie de la structure de la culée à proprement parler :

- une dalle de transition, dont le rôle est de lisser le tassement différentiel entre la culée et le remblai d'accès ;
- un perré, dont le rôle est d'assurer la bonne tenue des terres sous l'ouvrage, et par là même un bon aspect d'ensemble.

### 3.2.2 - FONDATION

Comme pour les piles, on peut faire la distinction entre fondations superficielles constituées par des semelles, et fondations profondes constituées par des pieux ou des puits reliés en tête par une semelle ou un chevêtre.

#### 3.2.2.1 - Fondations superficielles

Le niveau des fondations dépend avant tout des caractéristiques géotechniques du sol de fondation (portance et consolidation), et il est envisageable, sous certaines conditions, de fonder la culée superficiellement directement sur le remblai technique.

L'étude qui suit analyse les différentes dispositions envisageables en fonction des niveaux relatifs de la semelle par rapport au terrain naturel.

##### A. Niveau de la semelle

Dans le cas d'une culée remblayée, le niveau de la semelle est, comme pour les piles, nécessairement lié à celui de la voie franchie : sous le niveau de la voie franchie, il est généralement dans le terrain naturel.

Dans le cas d'une culée enterrée, plusieurs configurations sont possibles.

##### a – Semelle au niveau du terrain naturel

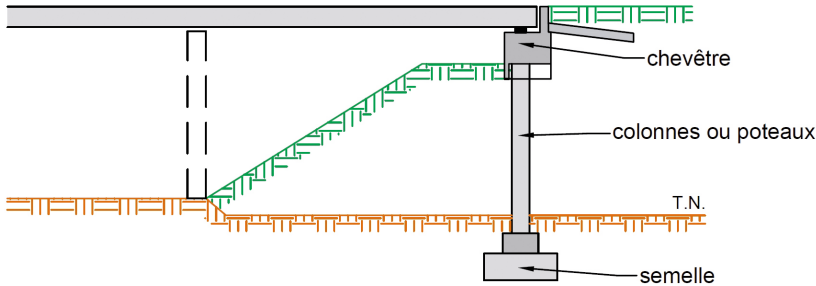
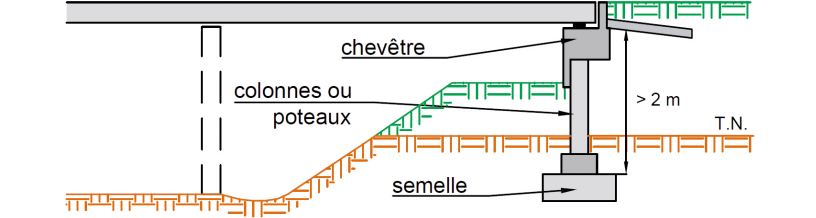
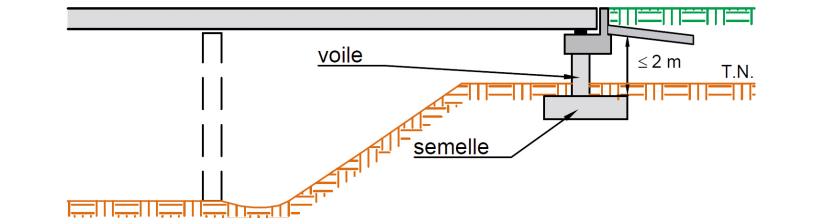
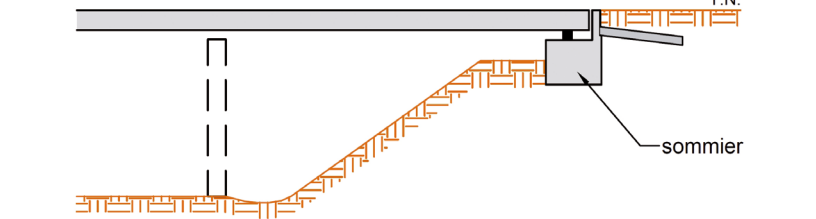
Le niveau du terrain naturel n'est pas lié à celui des plates-formes; une semelle fondée dans le terrain naturel pourra donc se trouver à un niveau quelconque au-dessous ou au-dessus de la plate-forme de la voie franchie.

Si l'on se réfère au Tableau 3-1 (partie « Niveau du terrain naturel »), il apparaît que le niveau d'une semelle fondée dans le terrain naturel sera très différent selon qu'il s'agira du cas 1, par exemple, ou du cas 4.

Le Tableau 3-3 montre les dispositions adaptées à chacun des cas.



Tableau 3-3 : Dispositions adaptées au niveau du terrain naturel

Différents cas du niveau du terrain naturel	Schéma illustratif
<p>Cas 1 Haut remblai</p> <p>Cas 2 Remblai normal (environ 6 m)</p>	 <p>chevêtre</p> <p>colonnes ou poteaux</p> <p>T.N.</p> <p>semelle</p>
<p>Cas 3-a Remblai moyen (environ 4 m)</p>	 <p>chevêtre</p> <p>colonnes ou poteaux</p> <p>&gt; 2 m</p> <p>T.N.</p> <p>semelle</p> <p>Éventuellement voile à la place des poteaux (mise en œuvre plus simple, poussée des terres modérée) ou culée remblayée</p>
<p>Cas 3-b Faible remblai (<math>\leq 2,5</math> m) (terrassement mixte)</p>	 <p>voile</p> <p><math>\leq 2</math> m</p> <p>T.N.</p> <p>semelle</p>
<p>Cas 4 Déblai</p>	 <p>T.N.</p> <p>sommier</p> <p>Dans cette solution le sommier fait également office de semelle</p>

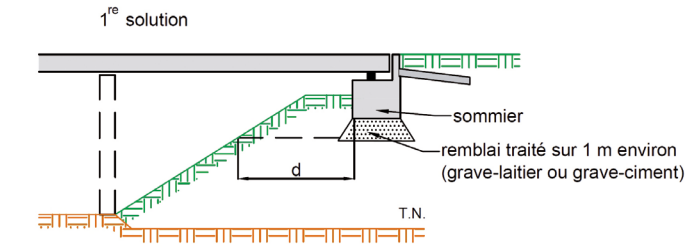
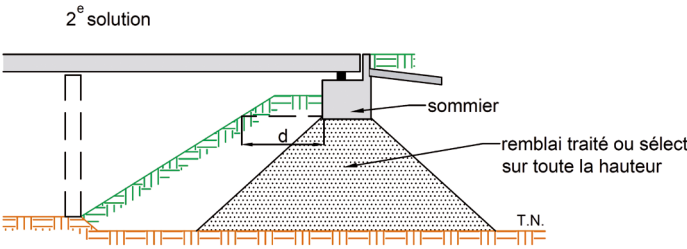
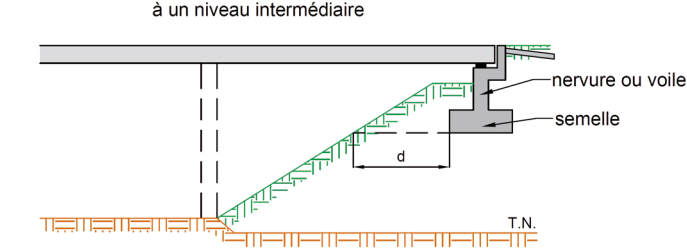
**b – Semelle fondée sur remblai technique**

Cette disposition peut se présenter lorsque l’ouvrage est encadré par des remblais d’accès exécutés à l’avance; on peut alors envisager, sous certaines conditions, de fonder la semelle directement dans le remblai. Cette solution serait avantageuse dans les cas 1 et 2 relatifs au haut remblai et au remblai normal, où la hauteur totale entre le terrain naturel et le haut du talus est relativement grande; on cherchera alors à se fonder le plus haut possible, en tête de talus.

Cette disposition nécessite :

- des descentes de charges du tablier suffisamment faibles pour pouvoir être reprises par la fondation, notamment en termes d’efforts horizontaux. On veillera à justifier à la fois la stabilité externe de la semelle et la stabilité de la pente du talus;
- une maîtrise des tassements du sol de fondation et du remblai d’apport, quitte à recourir à des préchargements;
- de prévoir une distance au talus suffisante pour limiter la réduction de portance liée à la proximité de la semelle au bord du talus (pour la détermination de  $d$  on se reportera à l’annexe D de la NF P 94-261 [42]).

**Tableau 3-4 : Différents niveaux de la semelle dans le remblai**

Différents niveaux dans le remblai	Schéma illustratif
<p><b>Solution 1</b></p> <p>Semelle en tête de talus, avec remblai traité localement</p>	<p>1<sup>re</sup> solution</p>  <p>sommier</p> <p>remblai traité sur 1 m environ (grave-laitier ou grave-ciment)</p> <p>T.N.</p>
<p><b>Solution 2</b></p> <p>Semelle en tête de talus, avec remblai traité toute hauteur</p>	<p>2<sup>e</sup> solution</p>  <p>sommier</p> <p>remblai traité ou sélectionné sur toute la hauteur</p> <p>T.N.</p>
<p><b>Solution 3</b></p> <p>Semelle à un niveau intermédiaire</p>	<p>à un niveau intermédiaire</p>  <p>nervure ou voile</p> <p>semelle</p> <p>T.N.</p>

La faisabilité d’une telle solution doit être soigneusement justifiée par une étude géotechnique. Outre la norme NF P 94-261, on pourra se reporter au guide Cerema sur les fondations superficielles [30].

Figure 3-13 : Culée perchée fondée superficiellement sur le pont provisoire des Richards (05) (source : DIR Med)

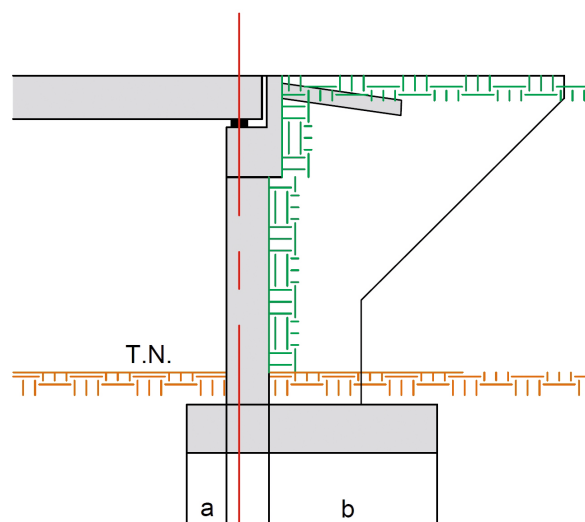


### B. Géométrie en plan de la semelle

Bien que des culées enterrées reposant sur des semelles isolées indépendantes puissent être rencontrées sur des ouvrages existants, dans la grande majorité des cas, la culée repose sur une semelle unique.

Dans le cas d'une culée remblayée, la semelle pouvant porter les murs en retour, elle sera en forme de parallélogramme, suivant le biais de l'ouvrage. Sa longueur (dans le sens transversal de l'ouvrage) correspond à celle du mur de front, supérieure à la largeur du tablier (afin d'intégrer le passage des corniches ou corniches-caniveaux et d'éventuels murets caches). Sa largeur (dans le sens longitudinal de l'ouvrage) dépend des descentes de charges et des caractéristiques du sol de fondation. La justification de la stabilité externe de la semelle conduit quasi systématiquement à une dimension de talon (notée  $b$  dans le schéma ci-après) supérieure à la dimension du patin (notée  $a$ ), notamment pour compenser le basculement de la semelle sous la poussée des terres par le poids des terres. On se reportera aux documents [42] et [30] pour de plus amples informations sur le dimensionnement des semelles.

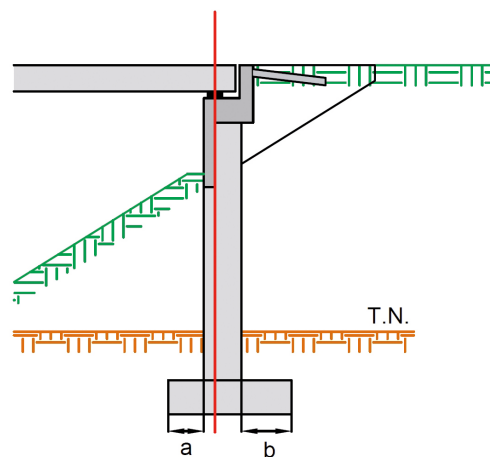
Figure 3-14 : Position non centrée de la semelle d'une culée à mur de front



Dans le cas d'une culée enterrée sur semelles superficielles, la semelle unique est la solution classique, préconisée lorsque la hauteur totale de la culée, fondée dans le terrain naturel à un niveau voisin de celui de la plate-forme de la voie franchie, est de l'ordre de 6 m à 7 m, *a fortiori* lorsque la culée est fondée en tête de talus. La semelle sera généralement rectangulaire et disposée suivant le biais. Ses dimensions seront fonction des charges au niveau inférieur de la semelle et des caractéristiques du sol, mais devront toutefois répondre aux conditions suivantes :

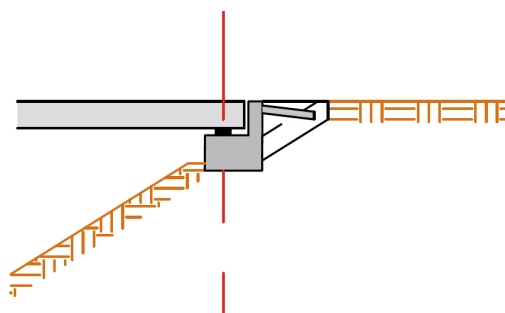
- longueur : déterminée en fonction du nombre et de l'espacement des colonnes ou poteaux. La longueur totale sera donc fixée par la distance entre colonnes ou poteaux extrêmes, augmentée du débord, dont la valeur optimale peut être définie de la même manière que pour les piles (cf. 2.2.31, page 65). En tout état de cause, sa valeur maximale sera **sensiblement égale** à la largeur utile biaise du tablier ;
- largeur : comme pour les culées remblayées, la largeur de la semelle est dimensionnée par les critères définis dans la NF P 94-261 [42]. Deux cas peuvent alors se présenter :
  - **la culée comporte des colonnes ou des poteaux** : là encore on aura un talon ( $b$ ) plus important que le patin ( $a$ ) afin de limiter le basculement de la culée sous la poussée des terres. Cette poussée est cependant plus faible que dans le cas d'une culée remblayée, en raison de la présence du talus avant pouvant faire action de butée, et du caractère discontinu des poteaux ou colonnes qui offrent moins de surface de poussée qu'un mur de front,

Figure 3-15 : Position non centrée de la semelle d'une culée à colonnes ou poteaux



- **la culée est réduite à une simple semelle (culée perchée fondée superficiellement)** : on retrouve le cas évoqué en § A, page 101. Dans ce cas, la poussée des terres est beaucoup moins importante que précédemment en raison de la faible hauteur de poussée, et dans certaines conditions le moment prépondérant peut être le moment dû à la réaction de la dalle de transition (basculement de la culée vers les terres). Dans tous les cas, l'excentrement de la charge s'appliquant sur la semelle diminue et son dimensionnement doit alors être étudié finement conformément aux prescriptions ci-dessus.

Figure 3-16 : Position non centrée d'une culée réduite à une simple semelle (culée perchée fondée superficiellement)



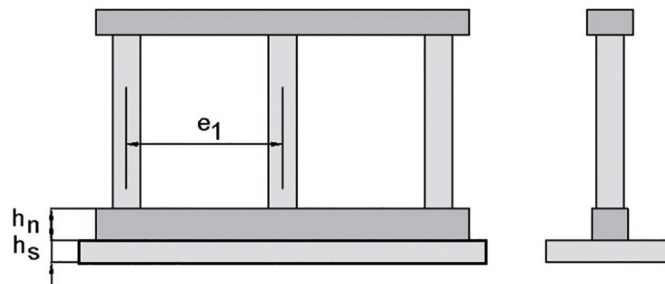
### C. Section de la semelle

La semelle sera de section rectangulaire, sauf dans le cas particulier d'une culée enterrée munie de colonnes ou de poteaux où, à l'instar des piles constituées de type palées, il peut être utile de raidir la semelle par la mise en œuvre d'une nervure (voir 1.2.2.5, page 33). Dans le cas de murs de front ou de chevêtres liant les pieux, il n'est pas nécessaire de raidir transversalement la ligne d'appui.

On rappelle la règle de prédimensionnement de la hauteur de nervure dans le cas où l'action des terres est prédominante :

$$h_s + h_n \sim 0,3e_1 \text{ et } h_s < h_n < 2h_s$$

**Figure 3-17 : Semelle avec nervure servant de raidisseur entre colonnes ou poteaux**



Dans le cas d'un sol de fondation très fortement hétérogène sur la longueur de la nervure, on procédera soit à un dimensionnement de la semelle prenant en compte cette hétérogénéité, soit à une substitution.

#### 3.2.2.2 - Fondations profondes

À la différence des fondations superficielles, pour lesquelles seul le niveau de la semelle fait l'objet d'un choix en fonction des données liées au franchissement et au site, le cas des fondations profondes fait appel à un plus grand nombre de paramètres dont les principaux sont :

- niveau de la base des pieux;
- niveau d'arase des pieux;
- type et diamètre des pieux;
- nombre de pieux et nombre de files;
- disposition des pieux.

Certains d'entre eux ne sont pas indépendants les uns des autres, tels le diamètre et le nombre de pieux.

L'analyse sommaire des principaux paramètres énumérés ci-dessus ainsi que leur incidence sur la conception des culées sont présentées ci-après.

##### A. Niveau de la base des pieux

Le niveau de la base des pieux est indépendant du niveau des plates-formes. Il est déterminé à partir du calcul de portance décrit dans la NF P 94-262 [31], qui dépend des caractéristiques du sol, ainsi que du type, du diamètre, du nombre et de la disposition des pieux.

##### B. Niveau d'arase des pieux

Ce niveau dépend de celui du terrain naturel, de la configuration générale des terrassements et du type de culée (enterrée ou remblayée).



Si la voie franchie est en déblai notable, les pieux battus ou forés à travers le terrain naturel seront arasés à un niveau voisin de celui des appareils d'appui; cette solution reste valable si l'ouvrage comporte des remblais d'accès exécutés à l'avance. Si, par contre, les remblais sont exécutés après construction de l'ouvrage, deux solutions sont envisageables :

- on prolonge les pieux jusqu'à un niveau voisin de celui des appareils d'appui; les pieux sont directement ancrés dans le chevêtre. **C'est la solution la plus courante**;

**Figure 3-18 : Pieux recépés de la culée du viaduc du Lot (Mende, 2021) (source : DIR Med)**



- on arase les pieux au niveau du terrain naturel et l'on construit par-dessus la superstructure, constituée d'une semelle et de colonnes ou de poteaux ou d'un mur de front jusqu'à un niveau voisin de celui des appareils d'appui. Il est à noter que cette solution surcharge inutilement le système de pieux du poids de terre directement appliqué à la semelle, induit en outre des poussées parasites inévitables qui augmentent les efforts horizontaux sur les fondations, non sans compter les frottements négatifs sur les colonnes (du fait de la bonne qualité du remblai et au niveau des pieux eux-mêmes). Une amélioration de cette solution consiste à isoler les colonnes à l'aide de viroles mais, en pratique, le fonctionnement à terme est très aléatoire. **Cette solution est donc très fortement déconseillée et ne pourrait se concevoir que pour de très faibles hauteurs de remblai moyennant toutes les précautions de conception et de réalisation.**

### C. Type et diamètre des pieux

Les types de pieux sont rappelés en Tableau 2-1. Le choix du type et du diamètre des pieux dépend des descentes de charges du tablier, des caractéristiques du sol sous-jacent, de la configuration du terrain et de la nature des terrassements. Dans le cas d'ouvrages courants du type ponts-dalles exerçant des réactions d'appui et d'efforts horizontaux modérés, il n'y a pas lieu en général de rechercher des pieux de gros diamètre ( $\geq 1\ 200\text{ mm}$ ) qui ne permettraient ni une bonne répartition des pieux ni d'assurer une redondance. Par ailleurs, si le choix porte sur des pieux battus, le diamètre sera généralement limité. Cependant, dans le cas particulier d'un remblaiement ultérieur à la mise en œuvre des pieux, des pieux de gros diamètre, arasés au niveau des appareils d'appui, constituent une solution permettant de limiter les frottements négatifs.

On rappelle que le choix d'un diamètre important entraîne une augmentation des dimensions de la semelle, et donc du poids à porter par les pieux. On se reportera sur le sujet au 2.2.3.2, page 69.

## D. Nombre de files et nombre de pieux

Ces deux paramètres sont liés par le calcul de justification de la fondation. Généralement, le nombre de files dépend de l'intensité des efforts horizontaux. Plus ces efforts sont importants, plus on aura tendance à s'orienter vers deux files de pieux plutôt qu'une file unique.

Les fondations sur une ligne de pieux présentent l'avantage de la simplicité et permettent de limiter l'encombrement de la semelle (la largeur de la semelle est limitée). Les pieux doivent cependant être en mesure de reprendre les efforts de flexion dus aux efforts horizontaux, ce qui nécessite une inertie adéquate et donc un diamètre souvent supérieur ou égal à 800 mm. Il est à noter que les files uniques de pieux sont davantage impactées par les erreurs d'implantation qui produisent des moments d'excentrement dans toute la ligne d'appui. Les défauts d'implantation pris en compte dans la vérification de la stabilité externe de la fondation et de la stabilité interne sont définis dans le tome II.

Lorsque les efforts horizontaux deviennent trop importants pour la résistance en flexion des pieux (comme c'est le cas pour les culées de grande hauteur), la solution consiste à mettre en œuvre deux files de pieux. Dans cette configuration il est nécessaire d'élargir la semelle pour respecter un entraxe de pieux limitant l'effet de groupe (en général  $5\varnothing$ , voir § E, page 76) et on aura généralement une largeur de semelle supérieure à 3 m. Sous sollicitation horizontale, les pieux ne fonctionnent plus en flexion, mais principalement en différence d'effort normal entre les deux files.

On donne ci-après quelques exemples de conception :

**Tableau 3-5 : Dispositions envisageables pour les pieux**

Configurations	Schéma illustratif
<p>Tirant d'air important, grande hauteur de remblai</p> <p>Culée perchée en tête de talus avec deux files de pieux pour la reprise des efforts de flexion</p>	
<p>Tirant d'air moyen, efforts horizontaux faibles</p> <p>Culée perchée en tête de talus avec une file de pieux</p>	
<p>Cas où le remblai est exécuté ultérieurement</p> <p>Culée remblayée ou culée enterrée avec colonnes ou poteaux</p>	

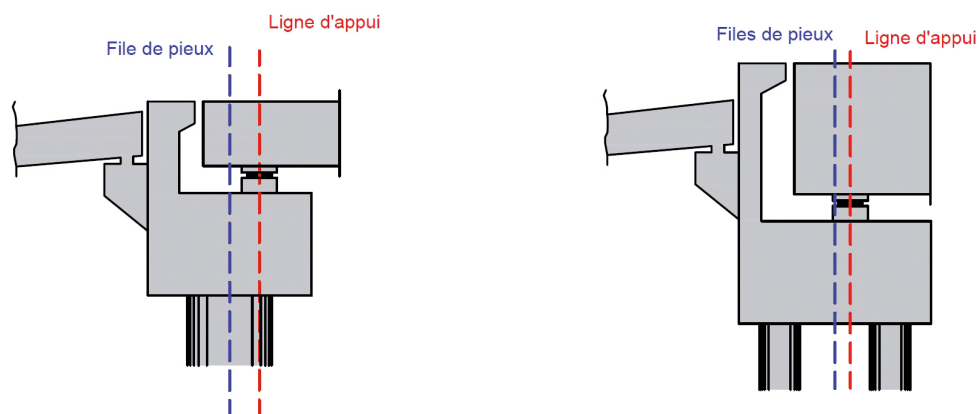
On cherchera à assurer une certaine redondance en privilégiant plusieurs pieux de diamètre modestes à deux pieux de fort diamètre.

Dans le cas particulier d'efforts horizontaux très importants associés à des contraintes d'emprise au sol limitant la largeur de semelle et donc la possibilité d'implanter deux files de pieux, on pourra recourir à des barrettes pour fonder la culée tout en reprenant les efforts de flexion.

### E. Disposition des pieux

À l'inverse des piles intermédiaires, l'axe de la file de pieux (ou l'axe équidistant des deux files de pieux) ne coïncide pas forcément avec l'axe de la ligne d'appui : les pieux sont centrés sous la semelle alors que la ligne d'appui est légèrement excentrée du fait de la présence du mur garde-grève.

Figure 3-19 : Excentrement des files de pieux



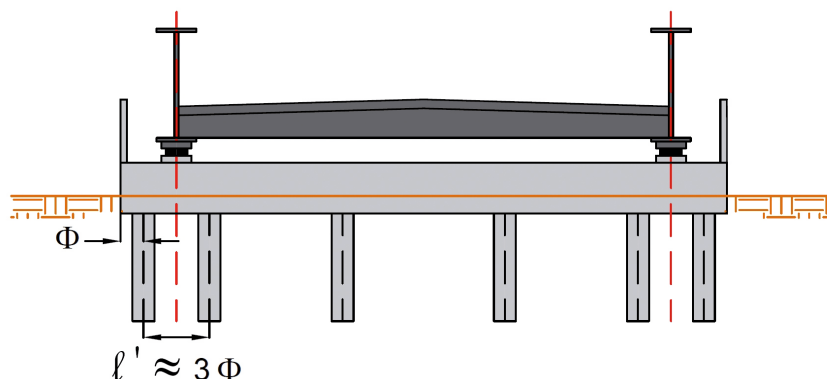
Dans le sens longitudinal de l'appui (parallèlement à la ligne d'appui), la disposition des pieux dépend de la répartition des descentes de charges du tablier et donc du type de tablier. Les pieux devront reprendre les descentes de charges du tablier (localisées au niveau des bossages), mais également les efforts de poussée des terres réparties sur l'ensemble de la culée.

En pratique, les pieux pourront être uniformément répartis sur la culée dans la majorité des cas, moyennant un chevêtre suffisamment raide en torsion pour transmettre les efforts (voir la partie suivante sur les chevêtres de liaison). Les tabliers reposant sur plus de deux appareils d'appui par ligne d'appui (type dalle ou multipoutres) se prêteront à des pieux uniformément répartis. Il en est de même pour les ouvrages à doublets d'appareils d'appui modérément espacés (caissons ou bipoutres par exemple).

La question de répartir de manière non uniforme les pieux sur la longueur de la culée se pose principalement pour les tabliers de forte largeur à poutres latérales (de type Warren ou *bow-string* par exemple), où les descentes de charges verticales importantes sont localisées à chaque extrémité du chevêtre. La densité de pieux sera à majorer sous les bossages, mais des pieux intermédiaires pourront être nécessaires pour reprendre la flexion du chevêtre.



Figure 3-20 : Disposition non uniforme des pieux – tablier large à poutres latérales sur culée perché



Dans le cas de culées remblayées, le mur de front permet généralement de diffuser les charges du tablier aux fondations et les pieux pourront être uniformément répartis.

#### F. Semelle ou chevêtre de liaison

Quel que soit le système de pieux choisi, ces derniers seront toujours liaisonnés en tête par une semelle ou un chevêtre, dont le rôle est de solidariser l'ensemble des pieux et de répartir uniformément les efforts provenant du tablier.

Dans le cas des culées remblayées, le dimensionnement de la semelle se fera comme pour les piles, selon les indications données dans la partie § D, page 71.

Dans le cas des culées perchées, on veillera en outre à respecter les conditions de visite et d'entretien définies en 3.2.4.5, page 123. On évitera en pratique les chevêtres de hauteur inférieure à 1 m.

### 3.2.3 - PARTIE INTERMÉDIAIRE

On désigne par « partie intermédiaire » les éléments liant les chevêtres aux semelles de fondation, c'est-à-dire :

- les murs de front des culées remblayées ;
- les colonnes ou poteaux des culées enterrées telles que l'on peut les rencontrer sur certains ouvrages existants (voir schéma de droite de la Figure 3-3).

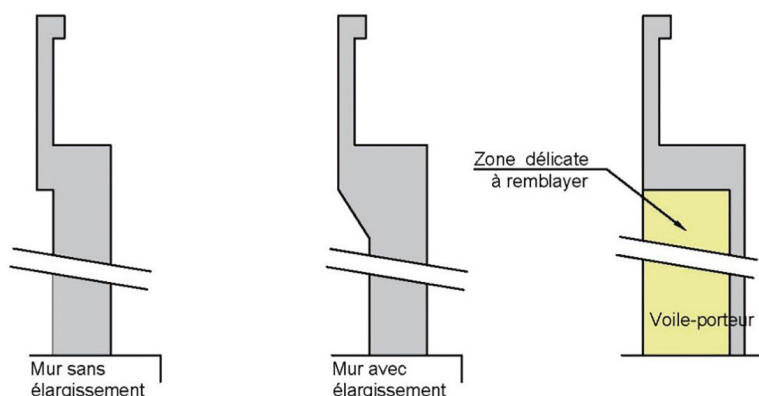
Les culées enterrées de type « culées perchées » ne comportent pas de partie intermédiaire.

#### 3.2.3.1 - Morphologie

Pour une culée remblayée, le mur de front est généralement un voile d'épaisseur constante pouvant s'élargir en tête pour atteindre la largeur du chevêtre.

Il peut également être constitué d'un voile beaucoup plus mince, renforcé par des voiles à l'arrière (aussi appelés contreforts), placés par exemple directement sous les zones de descentes de charges (appareils d'appui et emplacements de vérinage). Cette solution peut sembler économique vis-à-vis de la consommation des matériaux, mais complique le coffrage, le ferrailage et rend très délicat le remblaiement sous le chevêtre.

Figure 3-21 : Géométries d'un mur de front



Dans le cas des culées enterrées, la partie intermédiaire est en général composée de colonnes circulaires ou de poteaux le plus souvent de section carrée. Hormis le cas des culées de grande hauteur (> 8 m), ces éléments ont une section constante sur leur hauteur. Dans le cas des poteaux, ceux-ci sont le plus souvent de section carrée et disposés de manière que leurs côtés soient parallèles aux bords de la semelle. L'utilisation de colonnes peut être pertinente dans le cas de biais prononcés afin de reprendre les efforts de flexion déviés, ainsi que pour faciliter le coffrage.

Quelle que soit la section choisie, l'ensemble est surmonté d'un chevêtre qui solidarise en tête les colonnes ou les poteaux, leur conférant une rigidité transversale (voir 1.2.2.5, page 33) et permettant ainsi de subir sans dommage les charges de remblaiement. Les différents rôles du chevêtre sont analysés plus loin (cf. 3.2.4, page 114).

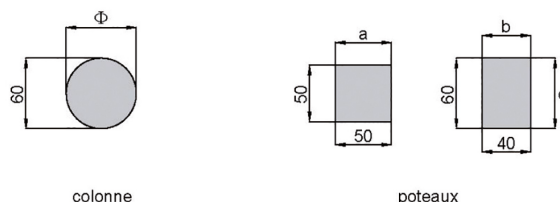
### 3.2.3.2 - Dimensions

Le mur de front d'une culée remblayée a généralement une épaisseur de l'ordre de 0,80 m à 1,20 m, voire plus en fonction de sa hauteur. Un voile mince avec renforts aura une épaisseur minimale de 30 cm.

Les dimensions des colonnes ou des poteaux d'une culée enterrée, ainsi que leur ferrailage, doivent tenir compte des aléas susceptibles de se produire lors du remblaiement (remblayage, compactage), de mouvements éventuels du remblai et d'effets parasites de poussée souvent difficiles à estimer car ils sont tributaires des modalités d'exécution : pour cela, la résistance de la section sera supérieure à ce qui est strictement nécessaire vis-à-vis des charges courantes.

Dans le cas d'une culée de hauteur courante, de l'ordre de 5 m entre la fondation et le sommier d'appui, les dimensions minimales conseillées sont données sur la Figure 3-22 (en cm).

Figure 3-22 : Dimensions minimales des colonnes et poteaux (en cm)



Ces valeurs minimales, données à titre indicatif, sont à amplifier pour assurer la résistance, notamment lorsque la hauteur augmente (vérification vis-à-vis du flambement – cf. tome II) ou lorsque l'ouvrage se trouve en zone sismique [16].

### 3.2.3.3 - Dispositions

L'implantation du mur de front dépend de l'équilibre des efforts issus du tablier et de la poussée des terres. Généralement, l'axe d'appui se situe dans l'épaisseur du mur de front, sans être forcément centré.

La disposition des colonnes ou des poteaux d'une culée enterrée est liée à différents paramètres :

- implantation ;
- espacement ;
- nombre et répartition ;
- adaptation à la structure portée et au profil transversal ;
- considérations liées aux positionnements des vérins utiles au remplacement des appareils d'appui.

Parmi ces différents paramètres, certains ne sont pas indépendants, tels l'espacement et l'adaptation à la structure portée.

Il y a lieu de distinguer la disposition dans les deux directions suivantes :

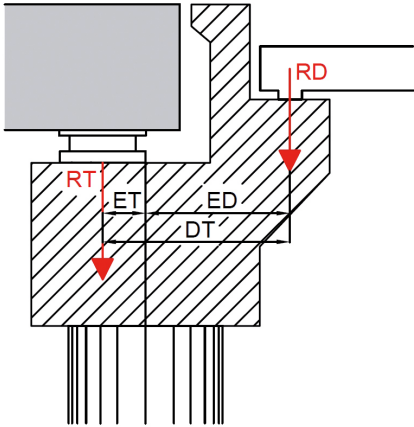
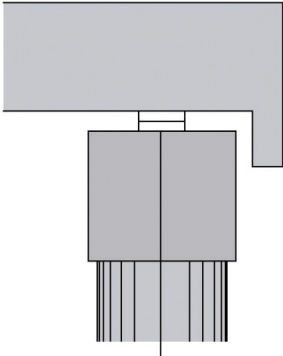
- perpendiculairement à la ligne d'appui ;
- parallèlement à la ligne d'appui.

#### A. Perpendiculairement à la ligne d'appui

À l'instar des pieux des culées perchées qui sont rarement centrés sur la ligne d'appui (voir § E, page 109), les colonnes ou poteaux seront en général excentrés par rapport à la ligne d'appui, du fait de la présence du mur garde-grève. Dans le cas particulier de culées non munies de mur garde-grève, on pourra centrer les colonnes sur la ligne d'appui.

Les deux dispositions envisageables sont données dans le Tableau 3-6.

**Tableau 3-6 : Disposition centrée ou non des colonnes par rapport à la ligne d'appui**

Cas général	Cas particulier sans dalle de transition
	 <p data-bbox="818 1756 1378 1861">Lorsqu'il n'y a pas de dalle de transition (par exemple passage à faune avec remblai important sur l'ouvrage), les colonnes ou poteaux peuvent être centrés sur la ligne d'appui.</p>

Plus généralement, on cherchera à minimiser les efforts de flexion transmis à la partie intermédiaire.

### B. Parallèlement à la ligne l'appui

Dans le cas de mur de front muni de contreforts ou de poteaux de culée enterrée, on cherchera à placer les éléments au droit des appareils d'appui.

Dans le cas de culées enterrées constituées de poteaux, on cherchera, comme dans le cas des piles de type palées de poteaux, à assurer une certaine redondance des poteaux/colonnes, bien que l'augmentation du nombre de poteaux complexifie la mise en œuvre du remblai. Les poteaux seront coiffés d'un chevêtre permettant de placer les appareils d'appui ainsi que les emplacements de vérinage.

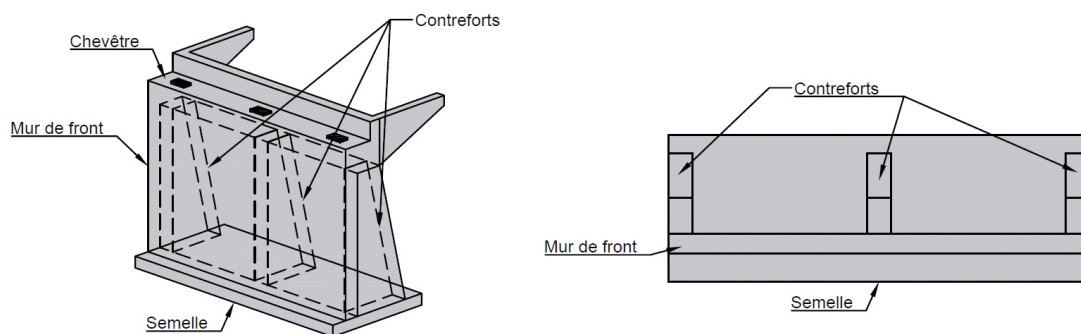
En première approximation, on pourra considérer un espacement de poteaux de l'ordre de 3 à 4 m.

### C. Cas d'une culée de grande hauteur

Les moments fléchissants dus à la poussée des terres augmentant fortement avec la hauteur de la culée, les éléments intermédiaires d'une culée de grande hauteur (> 8 m) sont à dimensionner en conséquence.

Dans le cas d'une culée remblayée, le mur de front sera très sollicité car reprenant la poussée de l'ensemble des terres situées sur la largeur de l'ouvrage. Dans ce cas une solution, consistera soit en un mur de front d'épaisseur variable, soit en un voile muni de contreforts permettant de raidir le mur.

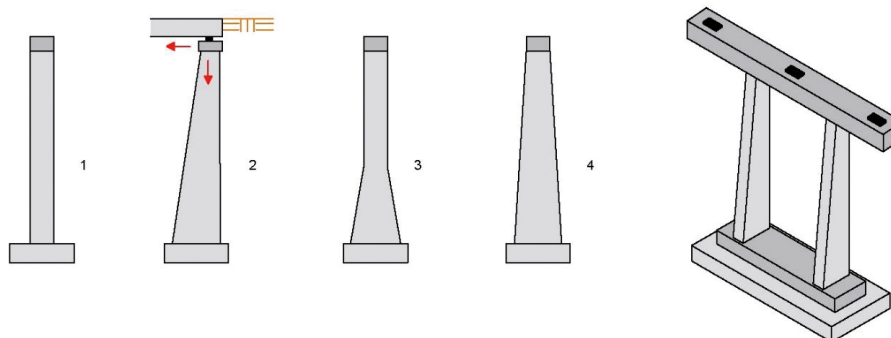
**Figure 3-23 : Culée remblayée munie de contreforts (gauche : vue en perspective, droite : vue en plan)**



Dans le cas d'une culée enterrée on pourra remplacer les colonnes ou les poteaux carrés par des poteaux ou voiles de section rectangulaire, allongés selon une direction perpendiculaire à la ligne d'appui.

La Figure 3-24 montre le principe de ces dispositions.

**Figure 3-24 : Sections des colonnes ou poteaux adaptées en cas de grande hauteur**

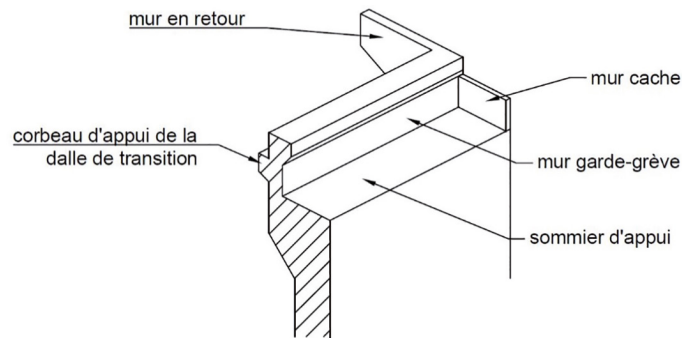


### 3.2.4 - PARTIE SUPÉRIEURE

#### 3.2.4.1 - Fonctions

Constituée pour l'essentiel par un chevêtre, comportant un mur garde-grève, des murs en retour ou murs en ailes, d'éventuels murets caches :

Figure 3-25 : Éléments constitutifs de la partie supérieure d'une culée

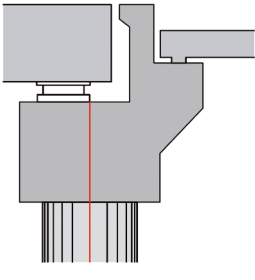
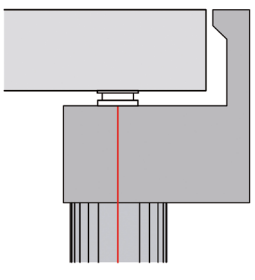
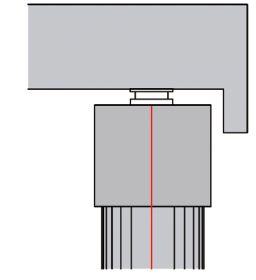
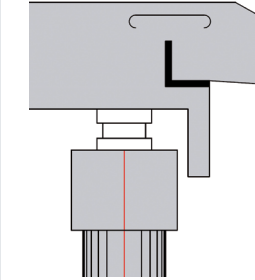


- elle maintient le remblai sur la hauteur du tablier ;
- elle reçoit les dispositifs permettant d'assurer la continuité du profil en long de la chaussée (joint de chaussée, dalle de transition) ;
- elle reçoit les appareils d'appui sur lesquels repose le tablier ainsi que les emplacements de vérinage de celui-ci ;
- elle assure le transfert des charges verticales et horizontales (freinage et le cas échéant forces centrifuges et vent) apportées par le tablier ;
- elle assure la solidarisation horizontale de ces mêmes éléments lors des opérations de remblaiement quand la culée est construite avant exécution des terrassements ;
- elle peut contribuer à la résistance de la culée vis-à-vis des tassements différentiels (voir 1.2.2.5, page 33) ;
- elle peut assurer l'appui du cintre nécessaire à la construction du tablier lorsque la présence d'un talus rend difficile l'établissement d'un échafaudage sous une travée de rive, dans les cas suivants :
  - la plate-forme de la voie franchie est en déblai,
  - les remblais d'accès sont exécutés à l'avance,
  - le remblaiement autour des culées est effectué avant construction du tablier ;
- elle permet un rattrapage par rapport à d'éventuels écarts d'implantation, lorsque la culée est constituée d'une file unique de pieux montés jusqu'au niveau des appareils d'appui ;
- dans la majorité des cas, elle assure le raccordement de l'ouvrage avec les terres environnantes.

#### 3.2.4.2 - Dispositions courantes – Morphologie

Du point de vue de la seule coupe transversale, on peut distinguer trois types de chevêtres, selon la présence ou non d'un mur garde-grève et d'une dalle de transition.

Tableau 3-7 : Dispositions courantes d'abouts

1 – Avec mur garde-grève et dalle de transition	2 – Avec mur garde-grève, sans dalle de transition	3 – Sans mur garde-grève, sans dalle de transition	4 – Sans mur garde-grève avec dalle de transition
			
Disposition la plus courante Tous types de trafic et de longueur d'ouvrage	Réservé aux trafics très faibles ou aux passages faunes	Réservé aux trafics très faibles ou aux passages faunes d'ouvrages de faible longueur	Disposition semi-intégrale (voir 3.2.6, page 139) Tous types de trafic, longueur d'ouvrage modérée

La disposition 1 est la plus courante. Les dispositions 2 et 3, sans dalle de transition, ne sont envisageables que lorsque le trafic est très faible (passage agricole par exemple), voire nul (passage à faune), et que le remblai sur ouvrage est important.

Par ailleurs, la disposition 3 est à réserver aux ouvrages de faible longueur qui se dilatent peu.

Le chevron est complété par des murs en retour ou murs en ailes, ainsi que d'éventuels murets cachés, pour assurer le raccordement avec les terres : ce point est traité au paragraphe 3.2.4.5, page 123.

### 3.2.4.3 - Mur garde-grève

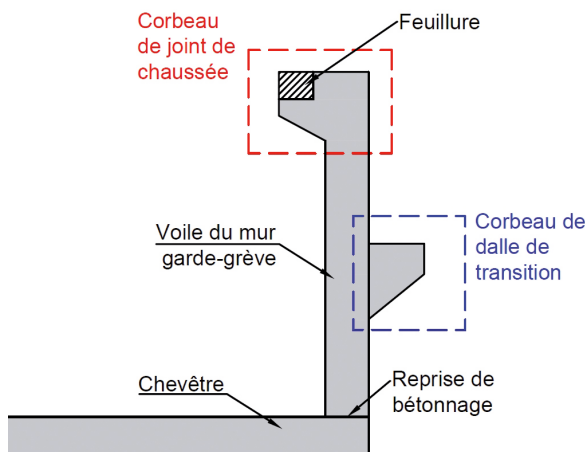
Cet élément a un double rôle :

- il retient les terres derrière le tablier au-dessus du chevron et assure l'étanchéité vis-à-vis de ces dernières ;
- il permet de recevoir les joints de chaussée.

En outre, dans le cas des murs garde-grève de hauteur importante il permet d'asseoir la dalle de transition à un niveau proche de la surface du terrain.

On donne ci-après la morphologie du mur garde-grève dans le cas général :

Figure 3-26 : Coupe courante d'un mur garde-grève

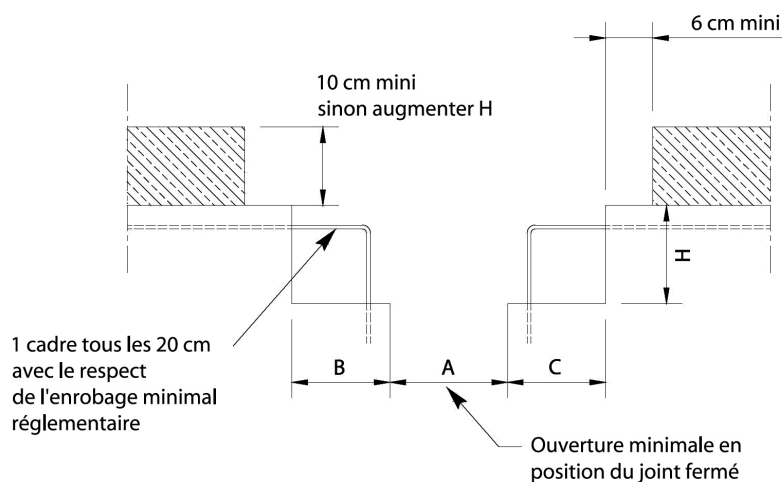


### A. Corbeau du joint de chaussée

Le corbeau de joint de chaussée permet la mise en œuvre d'un joint de chaussée tout en laissant un espace libre minimal entre le nu du voile du mur garde-grève ainsi que l'about du tablier. Il doit donc être dimensionné en fonction du joint de chaussée à mettre en œuvre.

Les principes de choix du joint de chaussée sont décrits dans le guide Cerema [17]. Ils dépendent du type d'ouvrage, de sa géométrie et de son usage. La géométrie de la feuillure à mettre en œuvre est spécifique au joint et peut être décrite par les quatre paramètres (A, B, C et H) suivants :

Figure 3-27 : Schéma type d'une feuillure (extrait du guide Cerema sur les joints de chaussée)



Ces paramètres sont définis dans les avis techniques des joints de chaussée.

Cette réservation doit pouvoir être ménagée intégralement dans le corbeau du mur garde-grève. La largeur du corbeau (notée  $l_{cj}$  par la suite) doit donc être supérieure à B ou C afin d'éviter tout conflit avec la nappe d'armatures verticales du voile du garde-grève.

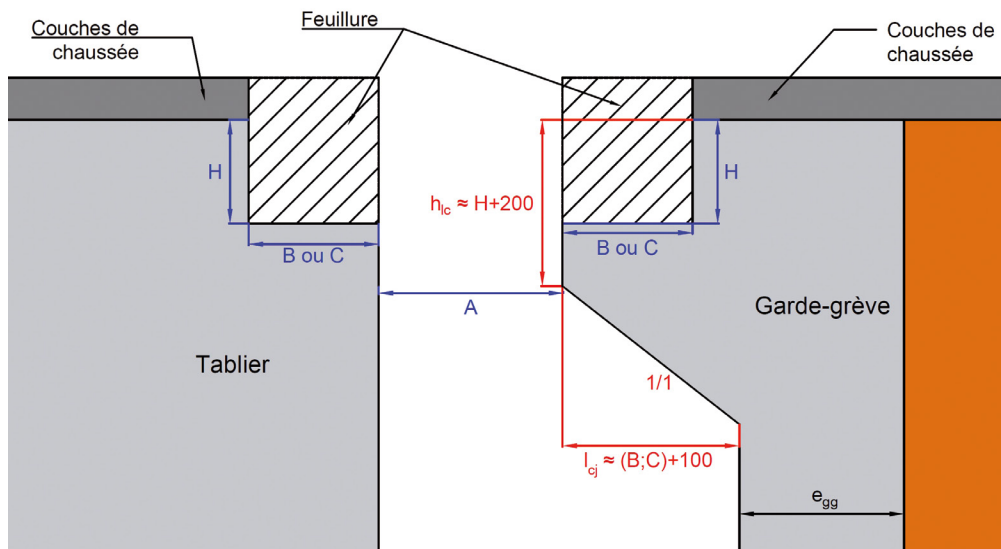
La hauteur du corbeau (notée  $h_{lc}$  par la suite) doit être suffisante pour pouvoir à la fois accueillir la réservation (être supérieure à H) et permettre le bon ancrage des armatures du corbeau.

Les études de conception permettent d'anticiper le type de joint à prévoir, mais en règle générale ne permettront pas d'imposer le modèle à mettre en œuvre lors des travaux. Il est donc prudent, au stade de la conception, de prévoir un corbeau surabondant par rapport à la géométrie (H, A, B, C) des différents joints envisageables au stade du projet. On pourra, à titre d'ordre de grandeur, prévoir les prédimensionnements suivants :

$$l_{cj} \approx (B \text{ ou } C) + 100 \text{ mm} \text{ et } h_{lc} \approx H + 200 \text{ mm}$$



**Figure 3-28 : Prédimensionnement du corbeau du joint de chaussée**  
(en bleu les données d'entrée liées au joint, en rouge les conditions de coffrage du corbeau)



L'avis technique du joint de chaussée précise également les valeurs maximales et minimales que peut prendre l'espacement  $A$  entre le tablier et le mur garde-grève.

Dans le cas où le joint de chaussée envisagé ne nécessite pas de réservations dans le béton mais uniquement dans les couches de chaussée, la géométrie du corbeau sera davantage liée aux conditions d'implantation du mur vis-à-vis du tablier, sujet abordé ci-après.

### B. Voile du mur garde-grève

Le voile du mur garde-grève est soumis à divers efforts horizontaux comme :

- la poussée des terres (poids des terres, charges routières ou engins de chantier); peu importante dans le cas des ouvrages courant en ponts-dalle de faible épaisseur, elle peut devenir importante dans le cas d'ouvrages de grande épaisseur, tels les ponts à poutres, en caisson, etc. ;
- les efforts de freinage, susceptibles de s'exercer dans les deux sens lorsque la voie portée est bidirectionnelle, développés par des essieux situés au droit du mur garde-grève et sur les terres à l'arrière;
- une réaction de poussée/traction, en cas de joint à bande;
- une butée éventuelle du tablier, en cas de cheminement du tablier (cause accidentelle).

**D'une façon générale l'épaisseur  $e_{gg}$  du mur garde-grève aura les valeurs suivantes :**

- **jusqu'à 3 m de hauteur  $300 \text{ mm} \leq e_{gg} \leq 400 \text{ mm}$ ,**
- **plus de 3 m de hauteur  $e_{gg} \geq 400 \text{ mm}$**

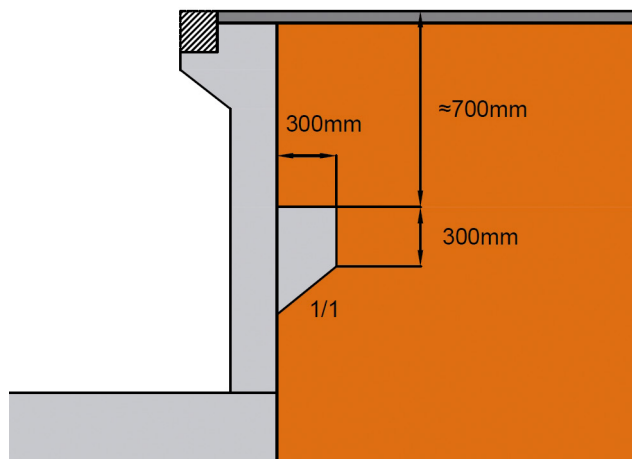
### C. Corbeau de la dalle de transition

Le corbeau de la dalle de transition a pour rôle d'appuyer la dalle de transition à la culée. Comme la dalle de transition, il s'agit d'un élément relativement « standard » qui *a priori* varie peu d'un ouvrage à l'autre.

La dalle de transition a pour fonction d'éviter les tassements du sol derrière le mur garde-grève et d'éviter la formation de « marche ». Afin de remplir son rôle, elle doit être placée relativement proche du terrain après travaux pour limiter la couverture de terre sur la dalle. On placera donc le corbeau de la dalle de transition à une hauteur d'environ 700 mm sous le niveau de la voie, afin de limiter la couverture de remblai sur dalle de transition à 300 à 400 mm.

Les dalles de transition étant des éléments relativement standardisés (leur géométrie varie peu d'un ouvrage à l'autre), les descentes de charges sur le corbeau varient peu. On prévoira dans le cas général un corbeau de 300 mm x 300 mm ainsi qu'un gousset de pente 1/1 pour le raccorder au voile du mur garde-grève.

**Figure 3-29 : Prédimensionnement du corbeau de la dalle de transition (la dalle n'est pas représentée)**



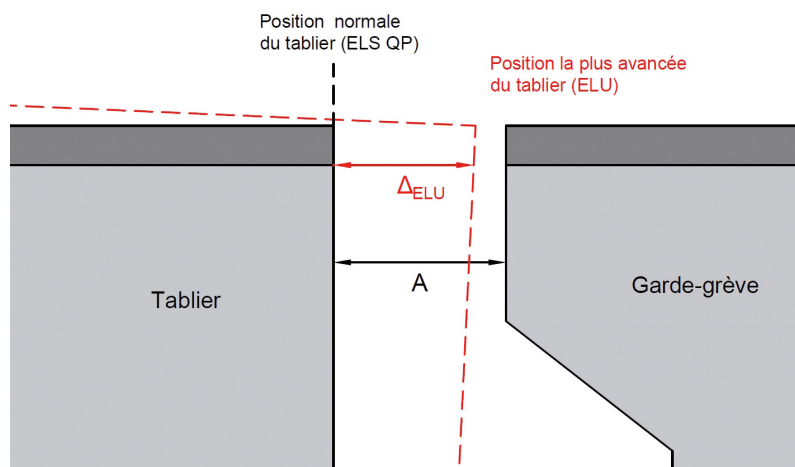
#### D. Implantation vis-à-vis de l'about du tablier

En dehors des conceptions intégrales et semi-intégrales, l'ouvrage est conçu de manière à laisser le tablier se déplacer et se déformer sans entrer en butée contre le mur garde-grève (sauf certaines dispositions sismiques à consulter sur le guide de conception en zone sismique [16]). Ils sont alors équipés de joints de chaussée. Il est recommandé d'utiliser des joints de chaussée bénéficiant d'un avis technique émis sous l'égide du Cerema, La formule des avis techniques a été créée pour permettre aux maîtres d'œuvre d'être convenablement informés sur l'aptitude à l'emploi des produits (souffle, trafic et mise en œuvre principalement).

Il est donc fortement recommandé :

- de laisser un espace suffisant entre le corbeau et le tablier pour permettre d'une part le bon fonctionnement et la bonne installation du joint de chaussée et d'autre part éviter toute mise en butée du tablier. L'espacement  $A$  est donc déterminé par deux conditions : la première est liée au joint de chaussée et se détermine à partir de l'avis technique, la seconde est liée au déplacement du tablier calculé à l'ELU qui ne doit jamais entrer en butée sur le corbeau ( $A \geq \Delta_{ELU}$  à calculer en situation de freinage ou de dilatation thermique)

**Figure 3-30 : Déplacement ELU maximal vers le mur garde-grève**



- de laisser un espace suffisant entre l'about du tablier et le nu du voile du mur garde-grève afin de faciliter l'entretien. On distinguera trois cas :
  - **pour les tabliers métalliques** l'espace doit être suffisant pour la bonne ventilation des éléments et la remise en peinture l'about des poutres. On laissera un espace minimal de **500 mm** conformément aux recommandations du guide Setra sur la conception des ponts mixtes [43]),
  - pour les tabliers de longueur modeste (ponts dalles), on prévoira un espace minimum de **300 mm**,
  - pour les grands ouvrages, l'espace est à déterminer au cas par cas, mais l'accès aux abouts est d'une grande importance pour assurer la bonne gestion de l'ouvrage, comme c'est le cas des ponts en caisson en béton précontraint nécessitant des chambres de tirages par exemple [44].

Figure 3-31 : Espace minimum à ménager entre tablier et garde-grève

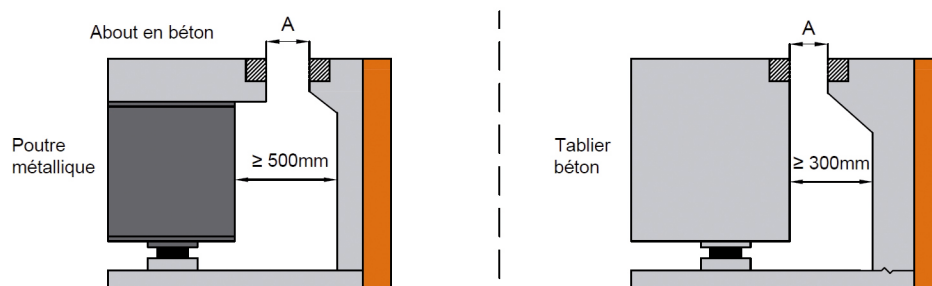


Figure 3-32 : Pont du Couleau sur la RN94 (05) : le très faible espace entre le montant d'extrémité de la poutre métallique et la culée rend très difficile sa remise en peinture



Figure 3-33 : About du viaduc de l'Hyrome sur l'A87 à hauteur de Chemillé (49) – un espace très important est réservé derrière la poutre métallique, ce qui facilite son entretien et sa durabilité

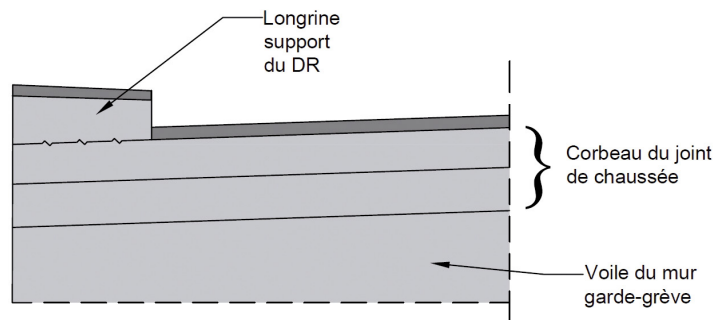


### E. Longueur et profil de la face supérieure

Le mur garde-grève étant support du joint de chaussée et d'éventuels joints de trottoir, il règne sur toute la largeur de l'ouvrage, jusqu'aux murs en retour supports de dispositifs de retenue ou aux bossages d'appui pour les ponts à poutres latérales.

Le mur garde-grève suit le dévers transversal de la chaussée, sa face supérieure est décalée vers le bas de l'épaisseur de la couche de roulement utilisée sur le tablier. En rive, le mur garde-grève est surmonté par la longrine support du dispositif de retenue qui se prolonge sur le mur en retour. Cette longrine est généralement coulée en seconde phase. Sa largeur est fonction du modèle de dispositif de retenue choisi.

Figure 3-34 : Présence de la longrine support du DR en rive du mur garde-grève



En présence d'un trottoir, celui-ci n'est généralement pas lié mécaniquement au mur garde-grève mais coulé directement sur le support, comme en section courante.

#### 3.2.4.4 - Chevêtre

Le chevêtre, dont le rôle et les fonctions ont été définis précédemment (cf. introduction du paragraphe), constitue l'élément essentiel de la partie supérieure.

De forme générale parallélépipédique, il est disposé parallèlement à la ligne d'appui. Comme vu au 3.2.4.2, page 114 il existe plusieurs morphologies de culées selon la nature de la voie et le besoin de dalle de transition. On reprend les trois configurations décrites au Tableau 3-7, page 115 dans le tableau ci-après :

Tableau 3-8 : Dispositions transversales du chevêtre

Disposition 1 – Avec mur garde-grève et dalle de transition	Disposition 2 – Avec mur garde-grève, sans dalle de transition	Disposition 3 – Sans mur garde-grève, sans dalle de transition
$l_c = \frac{a_{AA}}{2} + d_{a,AA} + d_{a,boss} + l_{about} + A' + e_{gg}$	$l_c = \frac{a_{AA}}{2} + d_{a,AA} + d_{a,boss} + l_{about} + A' + e_{gg}$	$l_c = \frac{a_{AA}}{2} + d_{a,AA} + d_{a,boss}$ $l_c = \Phi + 10 \text{ cm}$

## A. Largeur

De ces trois dispositions, hors conception semi-intégrale, la disposition la plus courante est la disposition 1. Dans ce cas, la largeur du chevêtre est la somme de trois paramètres :

1. La distance entre la ligne d'appui et le bord du chevêtre ( $a_{AA}/2 + d_{a,AA} + d_{a,boss}$  sur le schéma page précédente). Cette distance doit respecter les conditions de débord définies en 4.1, page 152, et bien sûr la dimension de l'appareil d'appui doit être calculée à partir des descentes de charges du tablier. Cette longueur est à majorer par la dimension du bossage de vérinage dans le cas où ce dernier serait placé longitudinalement (cas courant des bipoutres mixtes par exemple);
2. La longueur de l'about, qui dépend de la nature du tablier;
3. La longueur entre le tablier et le nu arrière du garde-grève, somme de l'épaisseur du voile du garde-grève (voir § B, page 117) et de l'espace  $A'$  à réserver entre l'about et le voile du garde-grève (voir Figure 3-31).

Dans le cas où le chevêtre surmonterait deux files de pieux, sa largeur doit être supérieure à  $5\emptyset$ , ce qui est généralement dimensionnant.

## B. Longueur (parallèlement à la ligne d'appui)

Le chevêtre, support du mur garde-grève, règne généralement sur toute la largeur biaise de l'ouvrage, *a minima* entre nus extérieurs des murs en retour (et jusqu'aux bossages dans le cas de ponts à poutres latérales).

## C. Hauteur

Le prédimensionnement de  $h_c$  dépend de deux conditions :

- ménager suffisamment d'espace devant la culée pour inspecter les appareils d'appui;
- s'assurer de la résistance du chevêtre en phase de vérinage notamment.

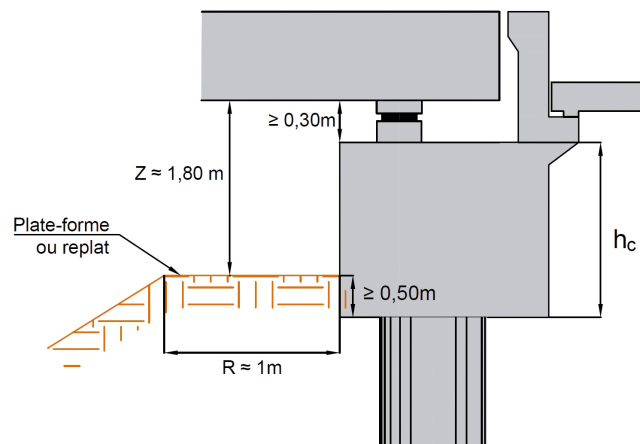
### *Dispositions favorisant la gestion et l'entretien de l'ouvrage*

Afin de faciliter la surveillance et l'entretien de l'ouvrage, on réservera, entre l'intrados du tablier et le talus, un passage destiné à faciliter l'accès aux appareils d'appui. On ménagera donc un passage sous forme de replat (voir la Figure 3-35) d'environ 1 m de large et d'une hauteur sous tablier Z voisine de 1,80 m permettant tout à la fois d'accéder assez commodément aux appareils d'appui, d'en faire une inspection visuelle efficace et de procéder à leur remplacement. Dans le cas de ponts à poutres, on pourra se contenter de laisser un minimum de 1,20 m au droit des poutres et 1,80 m ailleurs.

Compte tenu de l'espace à ménager entre l'intrados et le chevêtre pour mettre en place les appareils d'appui et les vérins (au strict minimum 30 cm) et de la garde minimale à réserver entre la plate-forme et la face inférieure du chevêtre (un enfouissement de 50 cm est conseillé), on ajustera  $h_c$  en conséquence.

Afin de limiter la hauteur du chevêtre, on pourra augmenter l'espace entre l'intrados du tablier et la face supérieure du chevêtre : la valeur de 30 cm constitue un minimum, mais dans le cas d'ouvrages neufs, on pourra prévoir plus du double, le changement d'appareils d'appui n'en sera que plus aisé.

Figure 3-35 : Hauteurs du chevêtre en face avant et en face arrière

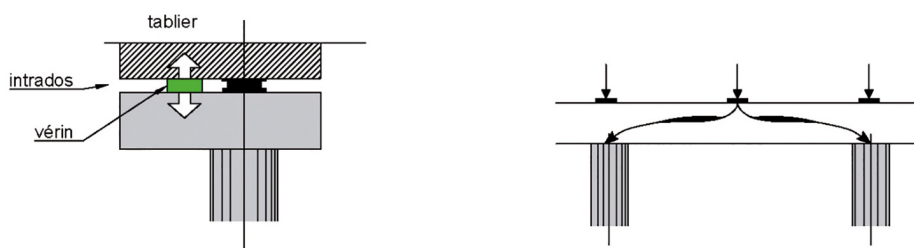


### Résistance mécanique du chevêtre

Les considérations d'ordre mécanique sont de deux sortes (rôles porteur et répartiteur) :

- si les appareils d'appui sont disposés au droit d'un pieu ou d'un contrefort, les vérins destinés au relèvement du tablier seront nécessairement excentrés et le chevêtre devra donc résister aux efforts qui en résultent (cisaillement d'effort tranchant et éventuellement torsion). On limitera cet excentrement en plaçant et calant les vérins aussi près que possible des appareils d'appui. Un principe peut être par exemple de s'assurer qu'une bielle puisse assurer le transfert des réactions d'appui aux pieux en phase de vérinage ;
- si les appareils d'appui ne sont pas tous placés au droit d'une colonne ou d'un poteau, le chevêtre doit alors assurer le transfert de charge correspondant (efforts de flexion et de cisaillement).

Figure 3-36 : Configurations avec rôle répartiteur du chevêtre



Si l'on prévoit que le rôle répartiteur de charges est assuré par le chevêtre, sa rigidité doit être nettement supérieure à celle des autres niveaux répartiteurs envisageables (entretoise d'appui, chevêtre incorporé dans le tablier, nervure de la semelle); en ce cas, il est possible que la hauteur  $h_c$  déterminée comme ci-dessus d'après des critères géométriques ne soit pas suffisante et l'on déterminera le chevêtre de façon à résister aux efforts auxquels il est soumis, en l'assimilant à une poutre reposant sur les pieux ou les contreforts. Pour que le chevêtre soit considéré comme rigide vis-à-vis du tablier, sa hauteur doit être au moins égale à 1,25 fois l'épaisseur  $h_t$  du tablier.

### D. Pente

Pour faciliter le coffrage, l'intrados du chevêtre sera horizontal. L'extrados sera penté longitudinalement et transversalement pour des raisons d'assainissement (voir 4.4, page 169).



## E. Dispositions particulières à prévoir pour la face supérieure

Ces dispositions concernent l'environnement des appareils d'appui (bossages) et le drainage et sont traitées dans les parties 4.1, page 152 et 4.3, page 166.

### 3.2.4.5 - Raccordement avec les terres – Aménagement du talus

Une culée, en tant qu'appui enterré ou remblayé, ne saurait être dissociée des accès et de l'environnement de l'ouvrage ; aussi l'étude d'une culée doit-elle être complétée par celle du raccordement avec les terres et d'un aménagement approprié du talus, qui conditionnent la bonne tenue de la plate-forme et le bon aspect de l'ouvrage à son extrémité. Par ailleurs, cet aménagement doit permettre un accès aisé à la face supérieure du chevêtre en vue de l'entretien des appareils d'appui et du dispositif de drainage. L'implantation de la culée et, par voie de conséquence, la longueur totale du tablier, dépendront des dispositions retenues.

On peut distinguer quatre zones distinctes :

- l'aménagement des zones latérales au tablier, qui conditionne la bonne tenue des terres ;
- l'aménagement de la zone frontale sous le tablier, qui conditionne l'accès à la face supérieure du chevêtre ;
- les dispositions à prévoir à l'arrière du tablier pour assurer l'étanchéité à la terre dans la zone de raccordement entre l'intrados et le chevêtre (lorsque la culée ne comporte pas de mur garde-grève) ;
- la protection du talus à l'aide d'un perré.

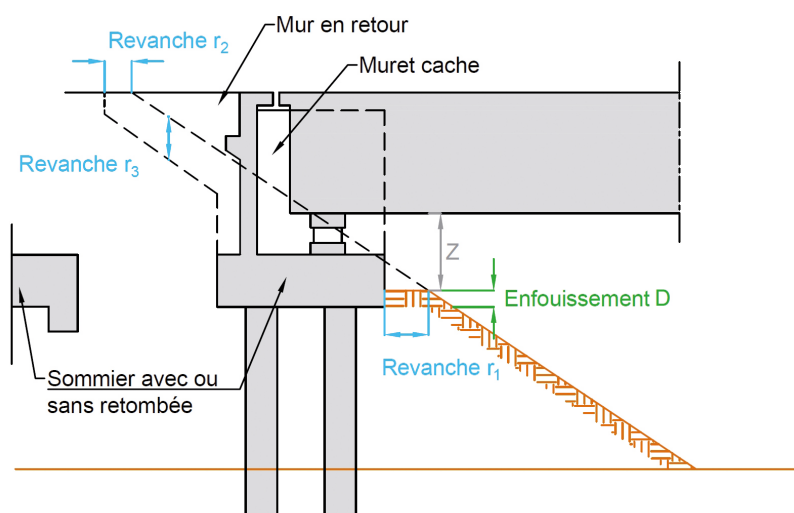
#### A. Aménagement des zones latérales au tablier

Afin d'assurer la tenue des terres environnantes, la partie supérieure de la culée intègre les aménagements latéraux suivants :

- d'éventuels murets caches, ancrés sur le chevêtre et parallèles à l'axe de la voie portée, qui permettent de tenir les terres adjacentes si le long du chevêtre le remblai est à un niveau supérieur du chevêtre ;
- des murs en retour (suspendus ou non), parallèles à l'axe de la voie portée, qui soutiennent les terres latérales à l'arrière du mur garde-grève, ou, pour assurer la même fonction ;
- des murs en aile, formant un angle aigu avec l'axe de la voie portée.

#### Cas d'une culée enterrée

Figure 3-37 : Zones latérales au tablier, cas d'une culée enterrée





Dès lors que le type de tablier et la position du chevêtre de la culée sont fixés, il reste à déterminer la longueur des murs en retour. Comme pour la culée remblayée, leur géométrie va dépendre de différentes « revanches » à respecter entre le talus et les parties de la culée :

- $r_1$  de l'ordre de 1,00 m pour constituer une banquette d'accès nécessaire aux opérations de visite et d'entretien, notamment des appareils d'appui;
- $r_2 \geq 0,50$  m ;
- $r_3 \geq 1,00$  m, pour éviter toute fuite de matériau de remblai sous le mur;

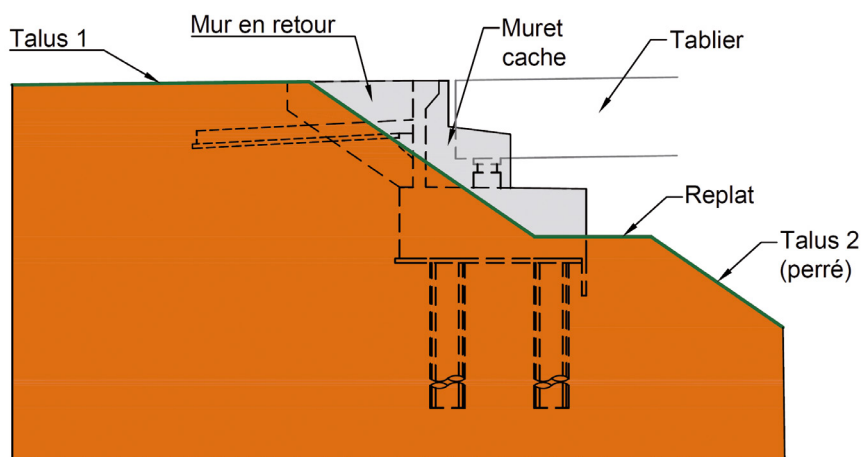
l'enfouissement  $D$  de la face inférieure du chevêtre doit être de 0,50 m minimum.

Dans le cas des culées enterrées, la présence d'un replat devant le chevêtre induit des ruptures de pentes dans le remblai technique. Ainsi deux configurations sont envisageables : l'une conduit à prolonger le replat sur les faces latérales de la culée (solution avec replat latéral), l'autre consiste à préserver le quart de cône principal du talus (solution sans replat latéral).

#### *Solution avec replat latéral*

La solution avec replat latéral consiste à étendre le replat devant la culée aux faces latérales, de manière à aménager un accès aux côtés des culées. La trace du talus sur les murs latéraux (mur en retour et mur cache) est ainsi marquée par une rupture de pente.

**Figure 3-38 : Trace du talus sur les murs de la culée dans le cas d'un replat latéral**



Dans ce cas, le replat est à intégrer au quart de cône du talus qui devient une surface à pente variable reliant les talus 1 et 2 représentés ci-après.

Figure 3-39 : Vue 3D de la culée dans le cas d'un replat latéral (longrines non représentées)

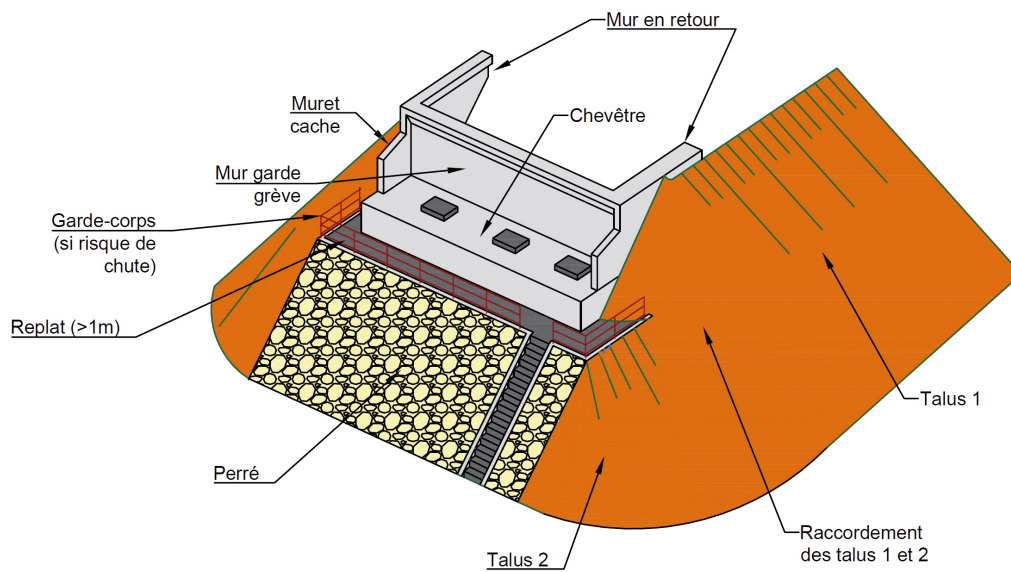


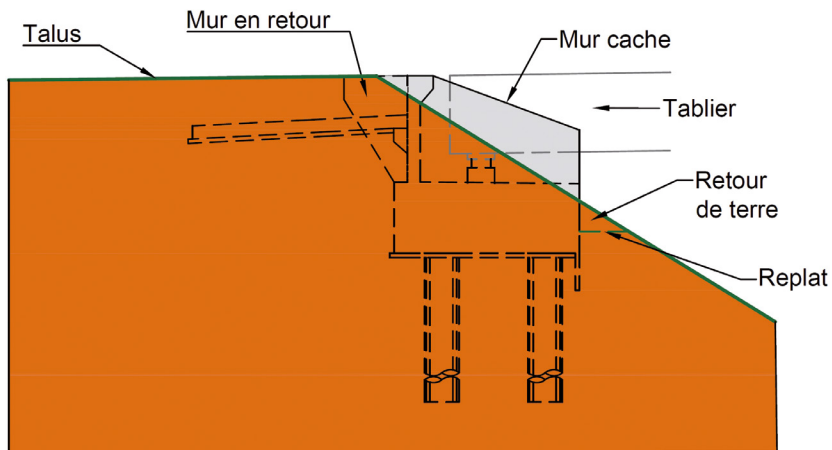
Figure 3-40 : Culée perchée du viaduc de l'Anille (72)



### *Solution sans replat latéral*

Une alternative consiste à construire le quart de cône du talus sans rupture de pente. Dans ce cas, le replat est limité à l'avant du chevêtre, sans contournement de ce dernier. La trace du talus sur les murs latéraux consiste donc en une droite de pente constante et qui est donc plus haute que dans le cas précédent, ce qui nécessite d'augmenter la taille des murs caches.

Figure 3-41 : Trace du talus sur les murs de la culée sans replat latéral



Dans cette configuration il est nécessaire de mettre en œuvre de petits retours de terres au niveau des replats. Dans la pratique, il est également envisageable de mettre en place des murets afin d'éviter ces retours de terre.

Figure 3-42 : Vue 3D de la culée dans le cas sans replat latéral (longrines non représentées)

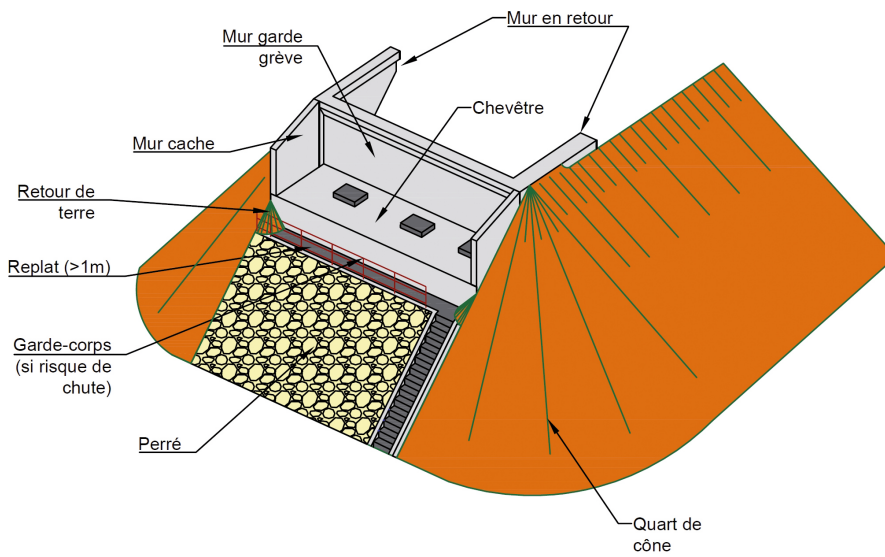


Figure 3-43 : Culée perchée du viaduc du Lot à Mende (48)



### Avantages et inconvénients de chaque configuration

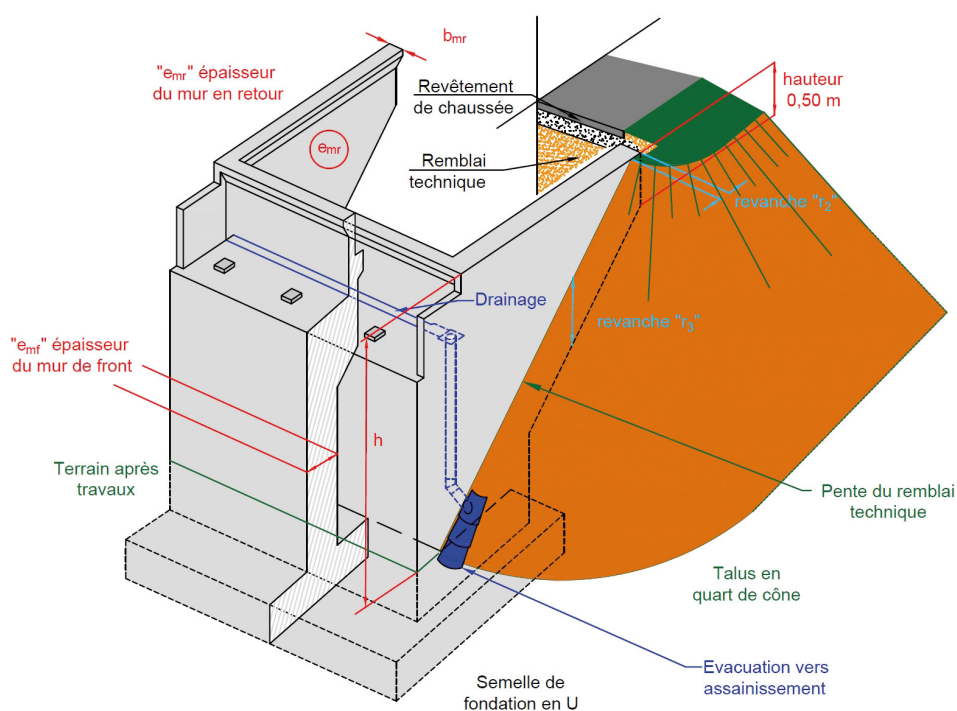
La solution avec replat latéral facilite l'accès aux zones latérales des culées, ce qui est conseillé pour les tabliers à poutres latérales où les appareils d'appui sont situés en bord de culée. En revanche, une telle disposition nécessite davantage d'emprise au sol.

Le choix de géométrie a également une conséquence sur la géométrie des murs : dans le cas d'un replat latéral, il est nécessaire de prévoir un mur en retour important et un mur cache relativement réduit. À contrario, la solution sans replat latéral nécessite un mur cache plus important et le mur en retour peut être réduit.

### Cas d'une culée remblayée

Dès lors que le type de tablier et la position du mur de front sont fixés, il reste à déterminer la longueur des murs en retour pour assurer le maintien du remblai, en tenant compte des particularités de la section courante : le talus en quart de cône le long des murs en retour se raccorde au remblai de la section courante, plus large que le tablier compte tenu des accotements.

Figure 3-44 : Zones latérales au tablier, cas d'une culée remblayée (longrines non représentées)



La géométrie des murs en retour est définie par les raccordements précités et différentes revanches à respecter entre les talus et les parties de la culée :

- $r_2 > 0,50 \text{ m}$  au sommet du quart de cône ;
- $r_3 > 1,00 \text{ m}$  pour éviter toute fuite de matériau de remblai sous le mur.

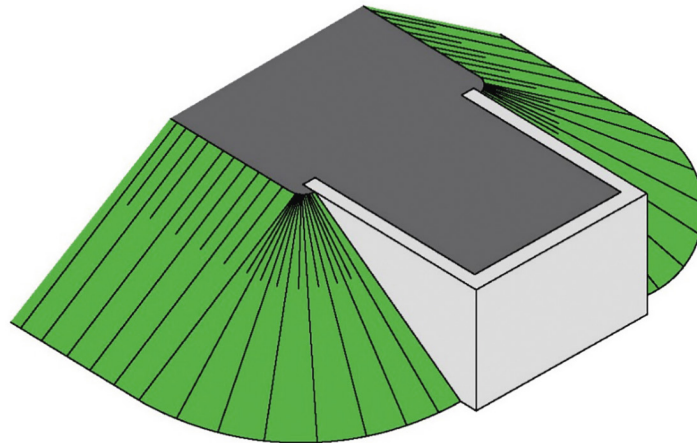


Figure 3-45 : Culées à mur de front de l'OA1 à Laudun-L'Ardoise (30)



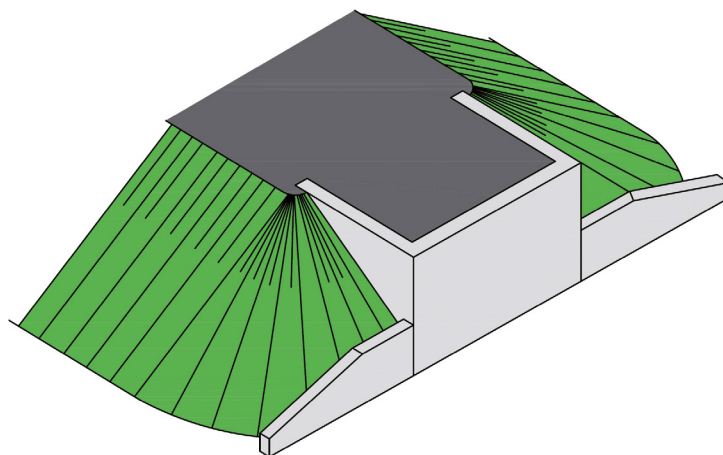
Dans le cas d'une culée remblayée, le quart de cône est de pente constante.

Figure 3-46 : Géométrie des murs en retour



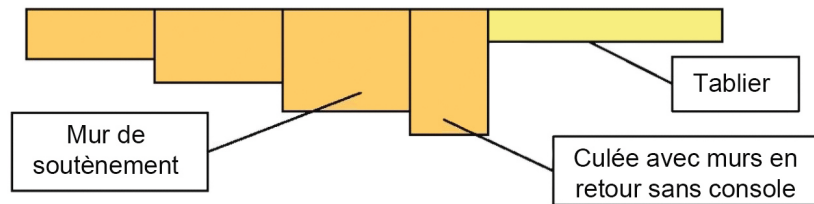
La longueur des murs en retour peut être réduite par l'adjonction de murets en pied de talus.

Figure 3-47 : Murs en retour avec murets en pied de talus



Lorsque les contraintes d'emprise ne permettent pas l'implantation des remblais en quart de cône, il est possible de prolonger les murs en retour par des murs de soutènement indépendants et ayant leurs propres fondations (dans ce cas, les murs en retour n'ont pas de partie en console).

Figure 3-48 : Murs en retour prolongés par des murs de soutènement



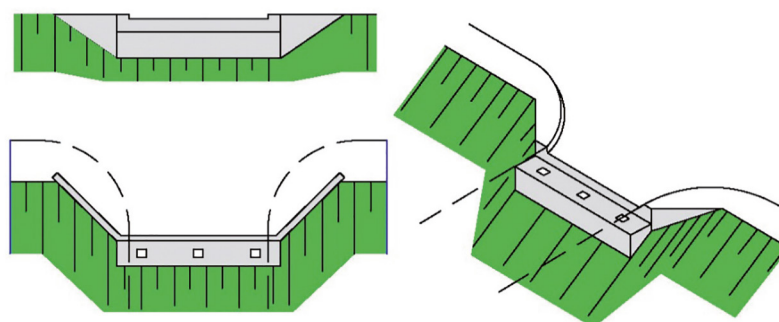
Le maintien des remblais peut également être assuré par des murs en aile dont le tracé est biais par rapport à celui du mur de front (voire en alignement du mur de front).

Tableau 3-9 : Configurations des murs en aile

Murs en aile en alignement du mur de front	Murs en aile en évasement

L'utilisation de murs en aile peut être privilégiée dans des configurations particulières, comme l'évasement du profil en travers, évitant un élargissement du tablier à son extrémité (cas par exemple du raccordement de la voie portée à une voie adjacente parallèle au bord du talus).

Figure 3-49 : Murs en aile adaptés à un évasement de la voie portée



### Cas particulier des murs en retour suspendus

Les murs en aile et murs en retour sur semelles sont dimensionnés comme des murs de soutènement. On s'intéresse ici au cas particulier des murs en retour suspendus, ancrés sur la partie supérieure de la culée.

Le mur en retour suspendu est principalement soumis à des efforts verticaux (poids propre du mur et des superstructures) engendrant un moment d'axe horizontal à l'encastrement et des efforts horizontaux engendrant un moment d'axe vertical à l'encastrement dû à la poussée des terres, aux surcharges ou au choc sur dispositif de retenue ancré en tête de mur.

Les nombreuses inconnues au stade du prédimensionnement rendent difficile l'application de règles simples de dimensionnement, par exemple :

- contexte du dispositif de retenue routier :
  - valeur de choc,
  - nombre de poteaux sur mur en retour,
  - dimension de la longrine;
- mode d'accrochage du mur suspendu sur les éléments de la culée;
- condition d'appui du mur en pied;
- épaisseur du garde-grève;
- présence ou non de corbeau en tête de mur garde-grève;
- pente du talus;
- forme particulière du mur en retour.

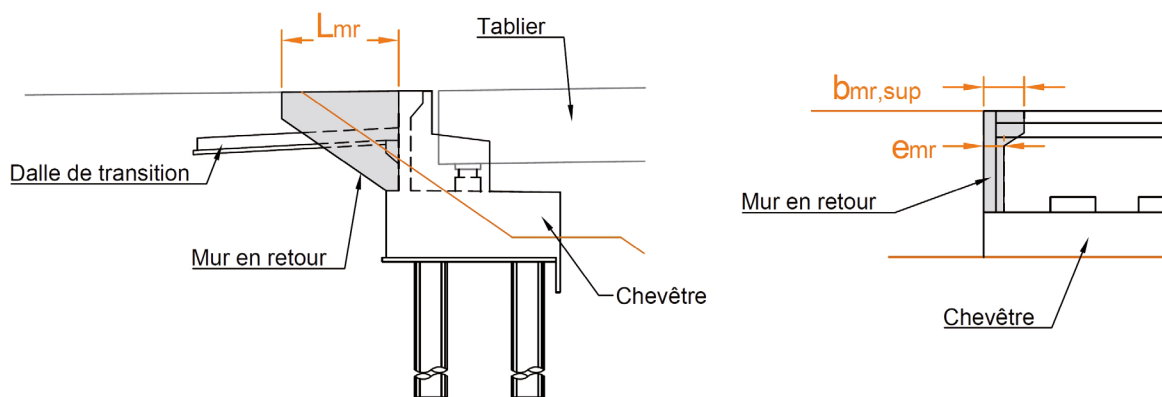
Toutefois, une étude aux éléments finis montre qu'il n'est pas pertinent de considérer le moment d'axe vertical comme étant réparti sur toute la hauteur du mur (voir Tome II). En effet la diffusion des contraintes est hétérogène, les plus fortes étant concentrées aux points « durs » de la jonction du mur en retour avec les éléments de la culée. Elle peut être répartie en trois zones :

- en tête, au droit du corbeau du mur garde-grève où les contraintes sont élevées;
- à la jonction supérieure avec le chevêtre où les contraintes sont élevées;
- le reste de la hauteur du mur en retour où les contraintes sont plus faibles.

On notera que plus les efforts sont éloignés de l'encastrement et plus les contraintes migrent vers la jonction mur en retour/chevêtre. On se reportera au Tome II pour plus de détails.



Figure 3-50 : Notations du mur en retour



À partir de ces éléments, dans une phase de prédimensionnement, on peut retenir les valeurs d'épaisseur de mur en retour suspendu suivantes :

- Pour un mur en retour suspendu support de dispositifs de retenue :

Tableau 3-10 : Prédimensionnement des épaisseurs de mur en retour porteur de DR

$L_{mr}$	2 m	3 m	4 m	$5 m \leq L_{mr} \leq 7 m$
$e_{mr}$	35 cm	45 cm	45 cm	50 cm

Pour un mur en retour suspendu sans dispositifs de retenue, principalement soumis à la poussée des terres et aux charges d'exploitation :

Tableau 3-11 : Prédimensionnement des épaisseurs de mur en retour non porteur de DR

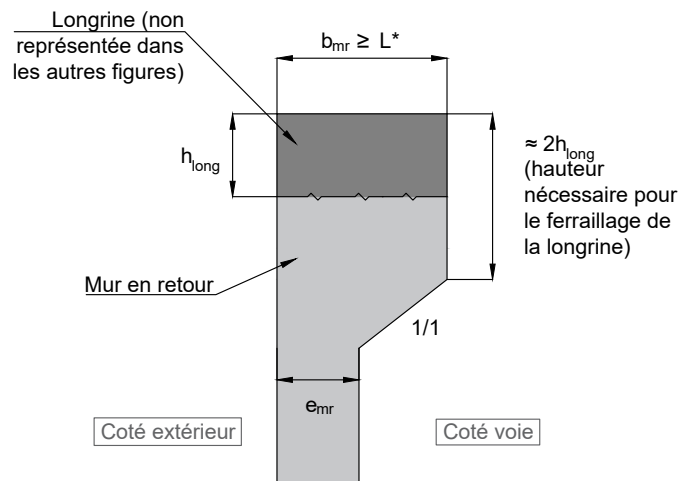
$L_{mr}$	$\leq 3 m$	4 m	5 m	6 m	7 m
$e_{mr}$	20 cm	25 cm	30 cm	35 cm	40 cm

Ces valeurs ont été obtenues avec les hypothèses suivantes : un béton C35/45, choc type BN4 ( $H = 300 \text{ kN}$ ,  $M = 200 \text{ kN.m}$ ) à 1,00 m de l'extrémité du mur, épaisseur du mur garde-grève =  $\max [0,8 \times e_{mr}; 30 \text{ cm}]$ .

Il est à noter que pour les murs en retours supports des dispositifs de retenue, la largeur en tête de mur, notée  $b_{mr}$ , est à choisir en fonction de la bande d'implantation  $L^*$  nécessaire à l'implantation du dispositif de retenue. Pour le choix de largeur de bande d'implantation se référer au guide Cerema des dispositifs de retenue en bord libre d'ouvrage de 2014 [1].

La longrine en tête de mur en retour n'est pas représentée sur les schémas du guide, elle est indispensable à l'ancrage des dispositifs de retenue. La longrine ancrée sur les murs en retour a la même géométrie que celle sur tablier et s'inscrit dans le corbeau en tête de mur.

Figure 3-51 : Disposition type en tête de mur en retour



### B. Aménagement de la zone frontale sous le tablier

La visite et l'entretien des appareils d'appui, ainsi que du dispositif de drainage, exigent que l'on puisse non seulement y accéder, mais aussi y travailler.

Dans le cas de culée enterrée on aménagera, lorsque cela est possible :

- un replat de 1 m de large muni de garde-corps devant le chevêtre (voir Figure 3-35, Figure 3-39, Figure 3-42);
- une hauteur Z de l'ordre de 1,80 m sous tablier (voir Figure 3-35);
- un escalier d'accès au chevêtre aménagé sur le perré (Figure 3-39, Figure 3-42).

Dans tous les cas on prévoira un espace suffisant entre l'intrados du tablier et le chevêtre (30 cm au strict minimum).

Figure 3-52 : Aménagement de l'accès à la culée d'un ouvrage sur la RN2 à Ormoy-le-Davien (60) : escalier, replat avec station debout possible pour les visites et garde-corps

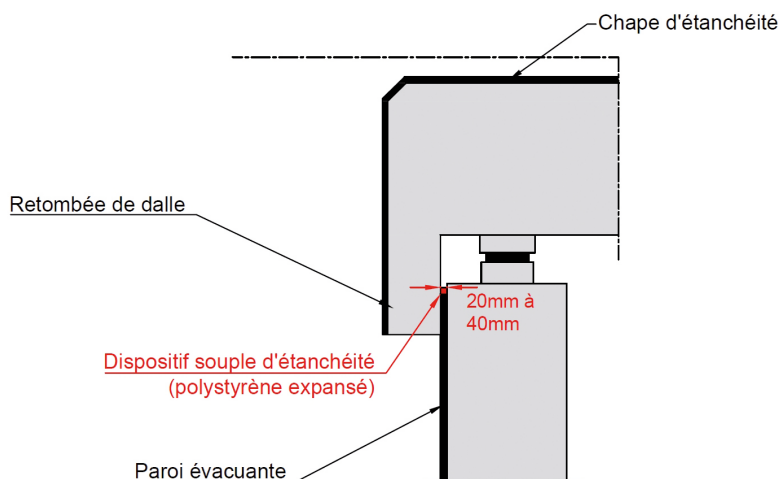


### C. Dispositions à prévoir à l'arrière du tablier en l'absence de mur garde-grève et de dalle de transition

Dans certaines configurations particulières de très faible trafic, l'appui d'extrémité peut être dépourvu de mur garde-grève et de dalle de transition. Des dispositions doivent être prises en vue d'assurer l'étanchéité de l'extrémité de l'ouvrage (on pourra se référer à l'annexe 1 du guide [17]). L'existence d'un vide entre l'intrados et la culée est de nature à favoriser un écoulement de terre et d'eau située au contact de l'about du tablier, d'où des risques de désordres.

L'étanchéité doit être assurée à l'about et sur les côtés, par la mise en place d'une retombée de dalle.

Figure 3-53 : Retombée de dalle pour assurer l'étanchéité



### D. Protection du talus à l'aide d'un perré

Le choix de mettre en place un perré ou non dépend de nombreux critères précisés dans le chapitre 4 du guide Setra « Assainissement des ponts-routes » de juin 1989 [45].

Lorsqu'il est mis en place, le perré assure plusieurs fonctions :

- protection du talus contre l'érosion par les eaux de ruissellement ;
- intégration d'escaliers d'accès au chevêtre de la culée. Si cela n'est pas possible, ou si le trafic de la voie franchie est très supérieur à celui de la voie portée, il convient de prévoir des escaliers d'accès depuis la voie portée ;
- intégration éventuelle de descentes d'eaux.

Pour faciliter les visites et assurer la sécurité du personnel, il est préconisé :

- Des escaliers latéraux (de part et d'autre du perré) équipés de main courante,
- Un éventuel garde-corps en tête de perré si la configuration présente un risque de chute.

Afin de limiter l'entretien au niveau des perrés, les retours d'expérience conduisent à privilégier des perrés en béton désactivé évitant un développement de la végétalisation, comme dans le cas de pavés autobloquants, à prévoir un ancrage du perré en pied pour éviter tout affouillement, et à mettre les marches d'escalier en relief par rapport au perré afin d'éviter tout dépôt.

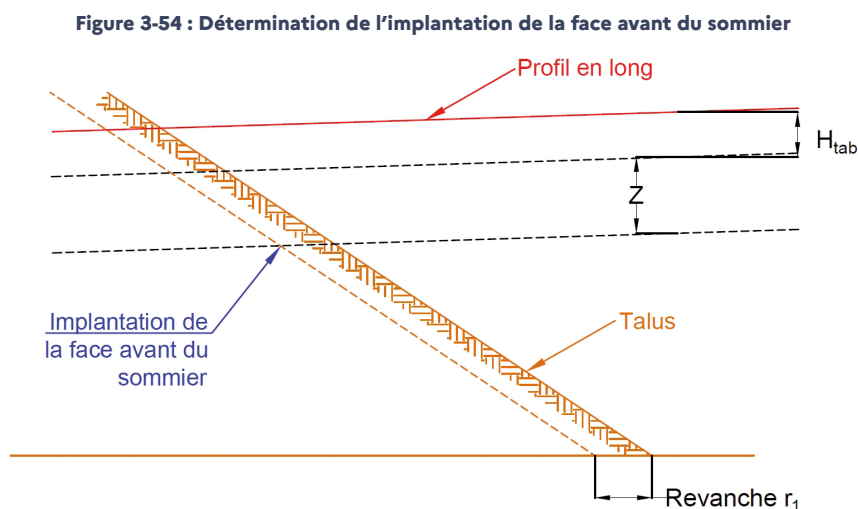
Enfin, vis-à-vis de la sécurité de la voie franchie, les premières marches d'escalier doivent être supprimées si elles constituent un obstacle dans la zone de sécurité, et remplacées par un autre cheminement adapté.

### 3.2.4.6 - Implantation

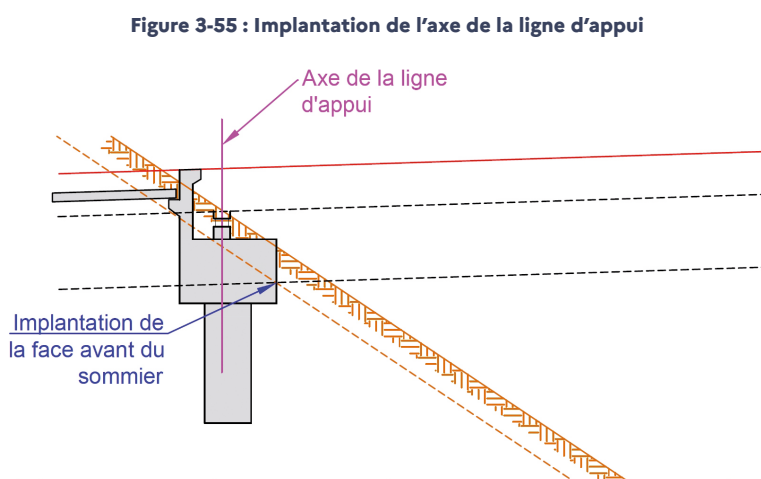
#### A. Cas d'une culée enterrée

De l'implantation de la ligne d'appui, donc de celle de la partie supérieure et de la culée dans son ensemble, dépend la longueur totale du tablier; il y aura donc généralement intérêt à placer la culée le plus en avant possible du talus tout en respectant les revanches définies au 3.2.4.5, page 123 du présent guide, afin de permettre des visites ainsi qu'un entretien correct de la culée. Ainsi, on réservera *a minima* un replat de l'ordre de 1 m devant le sommier d'appui et on vérifiera que les appareils d'appui sont accessibles.

Un exemple d'implantation de culée enterrée est détaillé ci-après. Il s'agit d'une procédure indicative permettant la détermination de la position avant du sommier (face côté ouvrage) en fonction de l'enveloppe du tablier, du profil en long et de la hauteur sous tablier  $Z$  défini en 3.2.4.5, page 123.

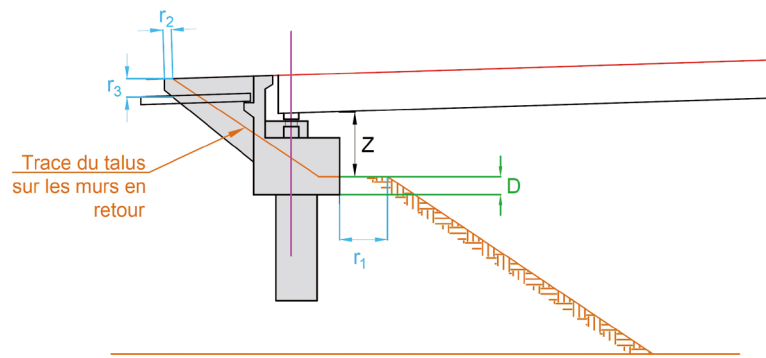


La position exacte de la ligne d'appui dépend des paramètres géométriques et mécaniques de l'ouvrage déterminant la largeur du sommier (dans le sens longitudinal de l'ouvrage) : type de fondation, respect des débords, etc.



*In fine*, l'objectif est de respecter l'ensemble des recommandations liées au maintien des terres et aux bonnes conditions de visite et d'entretien des culées.

Figure 3-56 : Respect des recommandations géométriques



La ligne d'appui sur culée est généralement parallèle aux lignes d'appui sur pile(s). Comme pour les piles, la ligne d'appui sur culée peut présenter un biais par rapport à la crête de talus. La géométrie du remblai technique est à adapter en conséquence.

Tableau 3-12 : Position de la ligne d'appui par rapport à la crête du talus

Ligne d'appui parallèle à la crête du talus	Ligne d'appui non parallèle à la crête du talus

Le respect des pentes du talus et des revanches évoquées précédemment conditionne la *position théorique normale* de la culée.

### B. Cas d'une culée remblayée

Contrairement à la culée enterrée, la position de la culée remblayée n'est pas guidée par la forme du talus : elle correspond à un décalage de la position théorique normale, permettant de réduire la longueur du tablier (cf. 3.1.2.2, page 93).

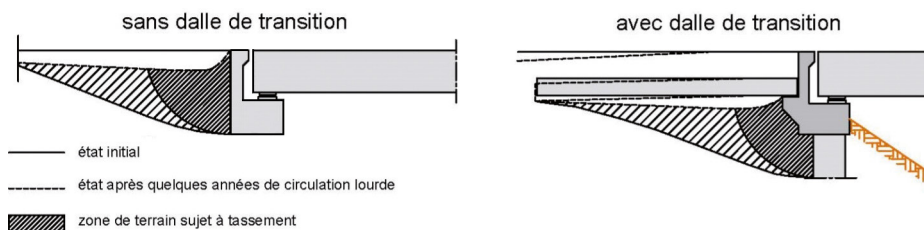
La ligne d'appui est aussi généralement parallèle aux lignes d'appui sur pile(s).

#### 3.2.4.7 - Transition entre le remblai et la culée : dalle de transition

Le remblai d'accès, contigu à la culée, est une zone difficile à compacter (voir 3.3.6, page 148) et peut présenter des tassements plus ou moins importants (tassement du terrain naturel sous les charges du remblai et tassement du remblai lui-même). Quant à la culée, elle est fondée sur un niveau dont les tassements sont maîtrisés et limités à des valeurs connues et faibles. Après quelques années de trafic, le différentiel possible entre ces deux tassements (culée et remblai) peut poser des problèmes s'il n'est pas traité : danger pour les usagers (effet marche d'escalier) et pour la structure (augmentation de l'effet dynamique).

La solution courante consiste à mettre en œuvre une dalle de transition, dont le rôle est de franchir cette zone de remblai adjacente à l'appui extrême d'un ouvrage d'art (cf. guide Setra « Dalles de transition des ponts routes » d'octobre 1984 [46]).

Figure 3-57 : État du remblai contigu, avec ou sans dalle de transition



La mise en œuvre d'une dalle de transition permet d'assurer :

- un confort pour l'utilisateur ;
- une sécurité de la circulation ;
- une protection du remblai ;
- une protection de l'ouvrage en diminuant les sollicitations verticales induites par le trafic au passage de cette zone.

Nota : si les tassements attendus sont significatifs (par exemple supérieurs à 5 cm) et s'étendent bien au-delà de la dalle de transition, une dalle de transition ne sera pas suffisante et il faut envisager des techniques de traitements spécifiques du sol support des remblais (inclusions rigides, colonnes ballastées, préchargement...).

Afin de bien assurer toutes ces fonctions, la conception de la dalle de transition doit tenir compte :

- de la largeur de la chaussée : la dalle doit régner sur toute la largeur de chaussée (y compris bande dérasée ou d'arrêt d'urgence) afin d'éviter des tassements dans les zones latérales, même si elles sont peu circulées (en laissant un vide entre la dalle de transition et les murs en retour s'il y en a). La largeur peut cependant être contrainte par la présence de dalles de frottements pour l'ancrage de dispositifs de retenue ; il convient de prévoir dans ce cas un vide entre la dalle de transition et les dalles de frottement, ou bien de constituer une seule dalle assurant les deux fonctions ;
- du remblai adjacent : la longueur de la dalle de transition dépend de la distance à laquelle on estime que le remblai est bien compacté. Une longueur de 3 m est un minimum ; elle peut aller jusqu'à 5 à 6 m, sans toutefois dépasser la hauteur du remblai sous-jacent. Plus le risque de tassement différentiel entre la culée et le remblai est important, plus on aura tendance à choisir une dalle de transition longue afin de limiter la cassure angulaire entre la dalle et le mur garde-grève ;
- de la structure de chaussée : le niveau altimétrique de la dalle de transition dépend de la structure de chaussée choisie. La cote de dessus de la dalle de transition, à son extrémité côté remblai, doit correspondre au niveau de la partie supérieure des terrassements (couche de forme en général).

La dalle est appuyée sur la culée au moyen d'une articulation continue. Elle est réalisée sur un béton de propreté, après compactage et réglage du remblai sous-jacent.

Les dalles de transition, telles que décrites dans le guide [46], présentaient généralement une épaisseur courante de 30 cm pour des longueurs inférieures à 5 m. Avec l'augmentation des enrobages préconisée par les Eurocodes, cette valeur doit être revue à la hausse et les dispositions constructives liées au ferrailage doivent être adaptées (on se reportera au tome II pour le détail des dispositions constructives du ferrailage).

Ainsi, à titre de prédimensionnement, **on propose de retenir une épaisseur de 35 cm** pour garantir la bonne mise en œuvre du ferrailage (ancrages par crochet, respect des enrobages, densité moyenne).



Figure 3-58 : Dalle de transition du viaduc du Lot à Mende (48) (crédit : DIR Med)



Transversalement, le profil de la dalle suit généralement celui de la chaussée. On retient généralement une pente longitudinale de 5 %.

### 3.2.4.8 - Utilisation du chevêtre comme appui pour le cintre

On a vu précédemment que, dans certains cas (se reporter au § C, page 33), le chevêtre pouvait assurer l'appui du cintre lors de la construction du tablier. Les schémas ci-après, donnés à titre indicatif, montrent deux dispositions qui s'appliquent au cas où l'espace disponible entre l'intrados et la face supérieure du chevêtre est insuffisant pour venir y appuyer directement le cintre.

La première consiste à fixer sur le chevêtre des corbeaux soutenant les poutrelles, en prenant toutes les précautions nécessaires vis-à-vis du déversement des poutres supports (entre corbeau et poutrelles constituant le coffrage) et vis-à-vis de la résistance du béton du chevêtre au niveau des corbeaux (serrage des barres de précontrainte). L'inconvénient de cette disposition est d'excentrer de façon relativement importante la réaction du cintre, ce qui entraîne des moments en tête de la culée non négligeables en phase de construction si des dispositions particulières n'ont pas été prévues.

La deuxième consiste à profiler le chevêtre de manière à ménager à l'avant un corbeau d'appui continu en béton, sur lequel viendront reposer les poutrelles. Ces dernières devront être placées de manière à ne pas provoquer dans le chevêtre des efforts supérieurs à ceux pour lesquels il a été calculé.

Tableau 3-13 : Dispositions du chevêtre utilisé comme appui en cours de construction

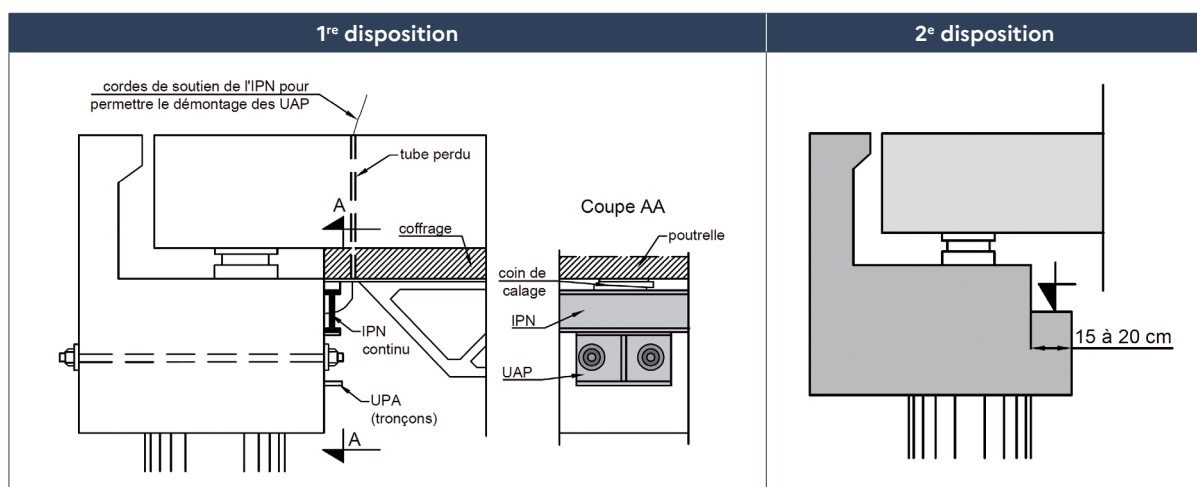




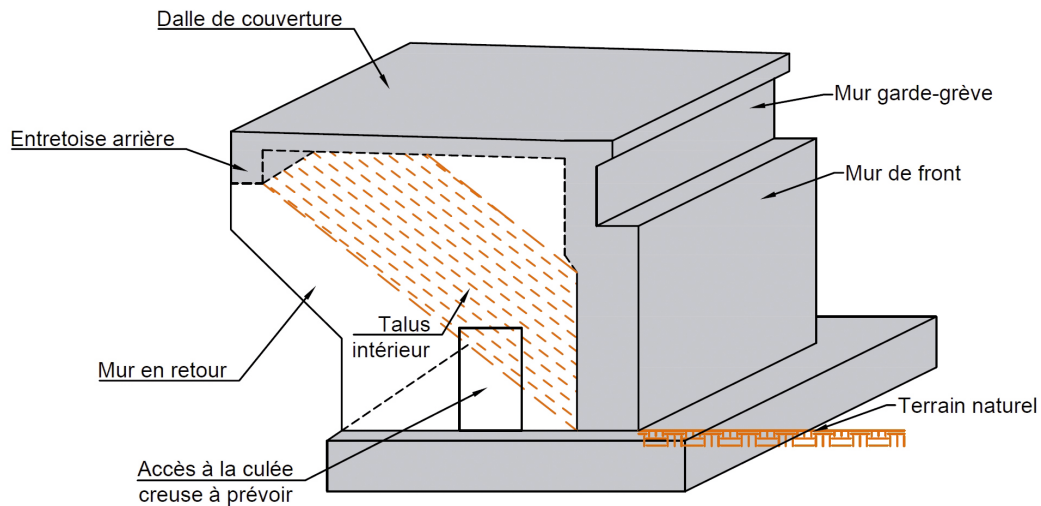
Figure 3-59 : Cintre supporté par des corbeaux sur le franchissement de l'Orne à Conflans (crédit : CD54)



### 3.2.5 - CAS DES CULÉES CREUSES

Une culée creuse ressemble en apparence à une culée remblayée (avec un mur de front), mais elle se distingue par la présence d'une couverture qui prend appui sur les murs en retour et permet ainsi à l'intérieur de la culée de réaliser un talus du remblai : ainsi, aucune poussée n'est appliquée sur le mur de front (ou une poussée très faible), par la dissociation entre la fonction porteuse et la fonction de soutènement.

Figure 3-60 : Culée creuse



Ce type de culée est intéressant dans le cas d'une culée de très grande hauteur, diminuant l'importance des fondations par sa légèreté. Toutefois, il faut concevoir et réaliser une dalle intermédiaire entre le mur garde-grève et l'entretoise arrière, ce qui fait que ce type de culée n'est pas particulièrement économique dans le cas général.

Figure 3-61 : Vue de l'intérieur d'une culée creuse sur le pont de la RD780 à Villeneuve-lez-Avignon



### 3.2.6 - CAS DES OUVRAGES SANS JOINT DE CHAUSSÉE (OUVRAGES INTÉGRAUX OU SEMI-INTÉGRAUX)

#### 3.2.6.1 - Préambule

Les ouvrages sans joint de chaussée, communément désignés comme ponts intégraux ou semi-intégraux, sont présentés ici afin de mettre en avant ces solutions prometteuses pour l'avenir, car elles permettent notamment d'améliorer la durabilité des appuis et la robustesse des abouts d'ouvrage en maîtrisant leur étanchéité. Ces dispositions feront l'objet d'un guide spécifique à paraître prochainement, détaillant leur conception et leur domaine d'emploi, raison pour laquelle elles ne sont qu'évoquées dans le présent guide.

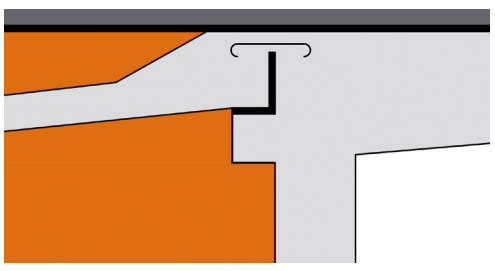
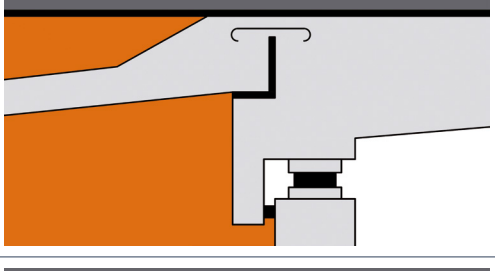
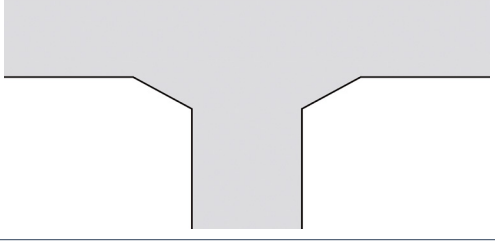
En France, les seuls ouvrages intégraux bénéficiant d'une documentation et d'un retour d'expérience important sont les ouvrages de portée modeste – de 5 à 20 m – de type ponts cadres et portiques (simples ou doubles). Les longueurs maximales pour ces ouvrages sont d'environ 10-12 m pour les PICF, 15-20 m pour les portiques simples PIPO, et jusqu'à 2x20 m pour les portiques doubles POD. En revanche, pour des gammes de portées plus élevées et des structures de tabliers variées, les réalisations sont encore peu nombreuses et les recommandations restent à affiner. Pourtant, la grande majorité des ponts, de par leur longueur relativement modeste (sur le réseau routier national, 85 % des ponts ont une longueur inférieure à 50 m), pourrait bénéficier *a minima* d'une conception semi-intégrale afin de limiter leurs coûts d'entretiens principalement liés aux défauts d'étanchéité des abouts.

De très nombreux exemples existent en effet à l'international : les précurseurs dans le domaine étant les USA (dès 1920), suivis du Canada et du Royaume-Uni qui les utilisent couramment. Les pratiques se développent par ailleurs dans de nombreux pays comme la Suisse, la Suède, l'Australie, l'Allemagne, la Finlande, le Japon, l'Inde, la Pologne... où des conceptions intégrales sont retenues pour des ponts de plus de 100 m de longueur, voire bien davantage (pont de Rennaz en Suisse, pont de l'Isola della Scala en Italie ou pont de Rednitzal en Allemagne par exemple).

#### 3.2.6.2 - Définitions

Les ponts intégraux ou semi-intégraux peuvent comporter une seule ou plusieurs travées continues. Le vocabulaire utilisé pour les qualifier est défini dans le Tableau 3-14.

Tableau 3-14 : Définitions relatives aux ouvrages intégraux et semi-intégraux

Vocabulaire	Définition	Schéma
Culée ou extrémité de pont intégrale	Appui d'extrémité sans joint de chaussée ni appareil d'appui, et comportant une dalle de transition liaisonnée au tablier (articulation de type section rétrécie de béton)	
Culée ou extrémité de pont semi-intégrale	Appui d'extrémité sans joint de chaussée mais avec appareil d'appui, et comportant une dalle de transition liaisonnée au tablier (articulation de type section rétrécie de béton)	
Appui intermédiaire intégral	Appui intermédiaire encastré dans le tablier	
Pont intégral	Pont dont les culées et l'ensemble des appuis intermédiaires sont intégraux	
Pont semi-intégral	Pont comportant soit au moins une culée semi-intégrale soit au moins un appui intermédiaire sans appareil d'appui	

### 3.2.6.3 - Les principes généraux de conception

#### Méthodologie de calcul

La conception des ouvrages intégraux nécessite des calculs plus complexes que pour les ponts traditionnels car les charges appliquées au tablier ainsi que les effets de la dilatation se reportent sur les fondations avec le sujet toujours délicat de l'interaction sol/structure. Les calculs doivent tenir compte de l'interaction sol/structure, et il est encore difficile aujourd'hui de trouver un consensus sur la méthodologie de modélisation. En France, pour les piédroits des ponts courants de type cadres et portiques (portées modestes), la poussée des terres est modélisée par un calcul en fourchette avec un coefficient de Rankine variant de  $K_{\min} = 0,25$  à  $K_{\max} = 0,5$ . Cette méthode, utilisée pour des longueurs d'ouvrages allant jusqu'à 40 m, n'a pas donné de pathologie depuis son introduction dans les années 1970. Les méthodologies établies dans d'autres pays (notamment les méthodes de poussée accrue des terres déclinées en Suisse ou au Royaume-Uni) présentent des divergences de résultat. Pour ce qui concerne les ouvrages à culées semi-intégrales, les calculs sont plus simples grâce à la présence des appareils d'appui qui filtrent les moments transmis aux appuis.

#### Tablier

Le dimensionnement du tablier encastré doit être effectué avec un modèle qui tient compte de la présence des appuis intégraux (moments hyperstatiques d'encastrement). En supplément, par sécurité, il peut être réalisé en complément un dimensionnement en considérant l'ouvrage simplement

appuyé. Ce choix sécuritaire permet d'améliorer la robustesse, mais le gain de matière obtenu grâce aux encastresments est en revanche perdu. L'écart entre les deux modèles n'est toutefois pas très important si le tablier est beaucoup plus rigide que le système d'appui (par exemple constitué de pieux métalliques).

L'effet de la dilatation du tablier est primordial dans le dimensionnement des ouvrages intégraux et doit être pris en compte dans la conception dès lors que leur longueur dépasse 50 m.

### Dalles de transition

La dalle de transition, comme sur un ouvrage classique, permet de préserver l'intégrité de la chaussée en atténuant la discontinuité liée à l'éventuel tassement du sol aux abords de l'ouvrage. Sur une culée intégrale ou semi-intégrale, la dalle de transition a des fonctionnalités supplémentaires :

- assurer une diffusion progressive dans le remblai des efforts de poussée engendrés par la dilatation du tablier ;
- assurer la protection de la culée contre les venues d'eau. La dalle de transition doit pour cela être aussi large que la culée. Elle doit être revêtue d'une étanchéité sur toute sa surface. La pente de la dalle de transition permet d'évacuer l'eau résiduelle issue de la couche de roulement dans le remblai à l'arrière de la culée.

### Appuis et fondations

La conception des appuis intégraux et de leurs fondations pourra être logiquement effectuée en recherchant de la souplesse (voile et pieux de grande hauteur et faible inertie) afin de réduire la valeur des moments d'encastrement en tête. Les sollicitations de poussée sur les appuis pourront être réduites, notamment pour les culées, en recourant à des dispositifs d'isolement, par exemple en réalisant des pieux tubés définitifs avec vide annulaire entre le pieu et le busage du remblai.

### Phasage de construction

Afin de limiter les efforts horizontaux et de flexion effectivement transmis aux appuis intégraux, il peut être envisagé un phasage de construction qui retarde au maximum la réalisation des encastresments sur culées. On peut ainsi recourir à des appuis provisoires libérant les rotations et déflexions du tablier sous poids propre avant clavage des appuis.

### Exemple de réalisation

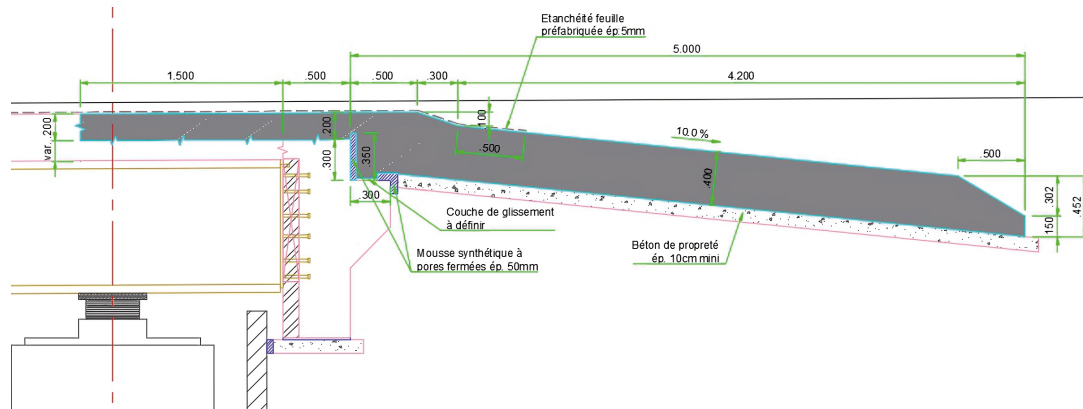
Les travaux réalisés sur l'ouvrage référencé OA34 de la déviation de Strasbourg sont un exemple des réalisations de culée semi-intégrale en France.

**Figure 3-62 : Exemple de réalisation récente en France (rocade sud de Strasbourg OA34, culées semi-intégrales – 2016) – Ferrailage du hourdis du pont mixte et ferrailage de la dalle de transition**





Figure 3-63 : Coffrage de la dalle de transition de l'OA 34



### 3.2.6.4 - Perspectives

Le développement des ouvrages intégraux et semi-intégraux en France a été freiné par la complexité inhérente au calcul et au fonctionnement mécanique de l'interaction entre l'ouvrage et la chaussée hors ouvrage. Ce type de conception mérite toutefois d'être largement développé étant donné les nombreux avantages dont il fait preuve :

- réduction des coûts de construction :
  - gain de coût du fait de l'absence de joint de chaussée et d'appareil d'appui;
- réduction des coûts de maintenance, amélioration de la durabilité :
  - coût de maintenance des éléments mécaniques (joints de chaussée et appareils d'appui),
  - coût indirect de gêne à l'utilisateur lors des opérations de maintenance,
  - élimination des désordres sur les abouts de tablier et sur les culées (liés à la mauvaise étanchéité des joints, ou encore aux chocs localisés des véhicules sur les joints);
- sécurité de conduite pour les usagers : pas de choc en entrée/sortie d'ouvrage;
- suppression des nuisances sonores engendrées par les véhicules sur les joints;
- meilleure résistance au séisme :
  - suppression des risques de rupture d'appareils d'appui et d'échappement d'appui du tablier,
  - plus grand degré de redondance structurelle.

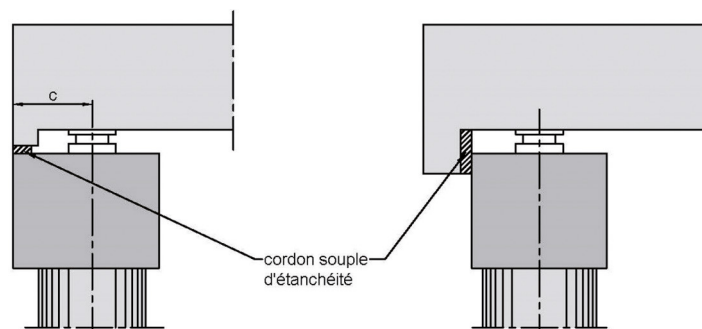
### 3.2.6.5 - Configuration à éviter

La réalisation d'un ouvrage intégral ou semi-intégral sans dalle de transition est déconseillée (hors cas particuliers, par exemple passage agricole ou passage à faune avec remblai important, ouvrage portant un très faible trafic, cf. Tableau 3-6 et 3.2.4.3, page 115), car elle engendre rapidement des désordres sur la chaussée aux abouts du tablier. Cette disposition qui s'appliquait essentiellement aux ouvrages « semi-intégraux » a été abandonnée, mais peut se retrouver sur des ouvrages existants.

Figure 3-64 : Désordres constatés sur un ouvrage sans dalle de transition



L'exemple de la Figure 3-64 est à l'image des ouvrages construits selon des dispositions proposées à l'époque par le dossier pilote PP73 du Setra (Piles et Palées 1973). Le document proposait une conception semi-intégrale pour des ouvrages sans mur garde-grève sur culées. Deux dispositions étaient possibles : celle de gauche de la Figure 3-65 étant préconisée pour des longueurs d'about relativement courtes ( $c = 50$  à  $60$  cm) afin de ne pas élargir exagérément le chevêtre, et celle de droite qui était réalisable pour toutes longueurs d'abouts.

Figure 3-65 : Dispositions déconseillées (hors cas particuliers) issues du PP73; about de tablier sans mur garde-grève

### 3.2.7 - CAS DES APPUIS SUR PALPLANCHES

Une configuration spécifique d'appui de ponts consiste en l'utilisation d'un rideau de palplanches surmonté d'un chevêtre en béton armé permettant de soutenir le tablier. Ce type de configuration se rencontre à la fois sur des ouvrages intégraux de type portique et sur des ouvrages classiques.

Ce paragraphe ne traitera pas du calcul de la stabilité externe et interne de l'appui en palplanche, le présent guide n'abordant que la conception, mais uniquement des dispositions constructives du couronnement en béton armé situé en tête de palplanche et servant d'appui au tablier.

#### 3.2.7.1 - Types d'appuis sur palplanches

En général, les appuis d'ouvrages sur palplanches sont :

- des ouvrages à une seule travée avec une dalle en béton armé encastrée sur un rideau de palplanches (c'est-à-dire un portique), c'est le cas le plus courant (Figure 3-66). Cette solution ne nécessite en général pas de tirants d'ancrage et de contre rideaux, le tablier faisant office de butée en tête de palplanche et permet de reprendre en partie l'effet de la poussée des terres comme sur un portique classique;

Figure 3-66 : Ouvrage encastré sur palplanches

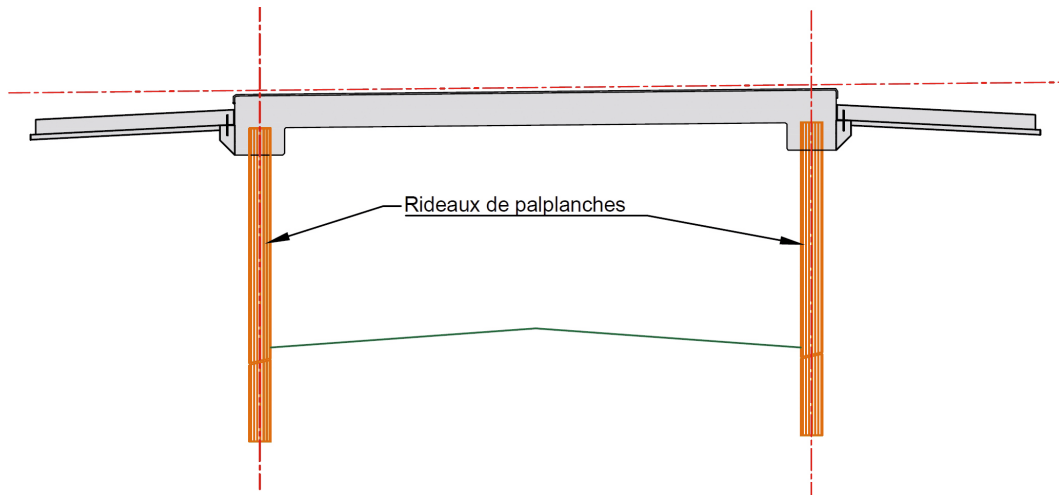


Figure 3-67 : Ouvrage de franchissement de la Vaire à Fère-Champenoise (51) avec palplanches encastrées dans le tablier (crédit : DIR Est)



- des ouvrages à une ou plusieurs travées simplement appuyées sur des rideaux de palplanches (Figure 3-68) :
  - les rideaux de palplanches au niveau des culées sont stabilisés par des tirants d'ancrage et des contre-rideaux qui reprennent l'effet de la poussée des terres,
  - les piles éventuelles étant constituées d'un double rideau de palplanches bétonné et/ou de palpieux bétonnés.



Figure 3-68 : Ouvrage simplement appuyé sur palplanche

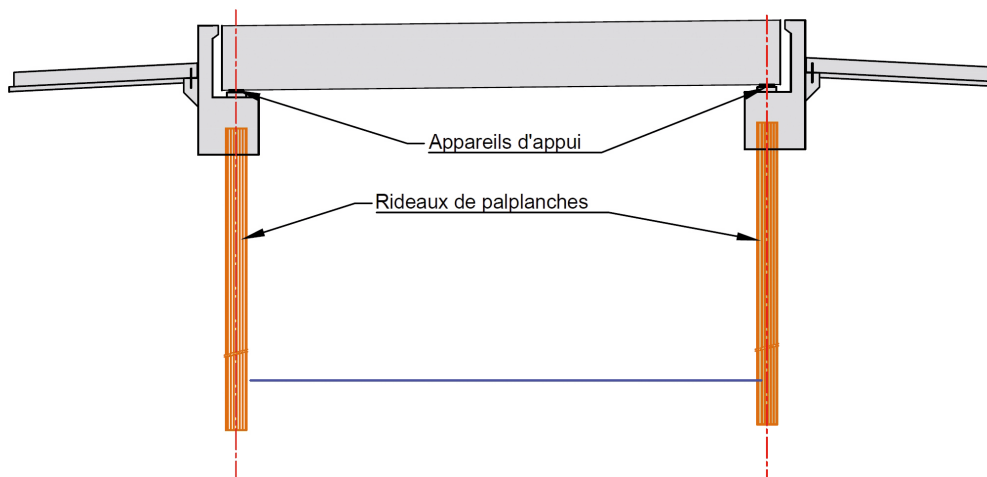


Figure 3-69 : Ouvrage sur palplanches muni d'appareils d'appui sur la D365 à Quimper



### 3.2.7.2 - Caractéristiques techniques

#### A. Avantages et inconvénients

Les culées sur palplanches présentent l'avantage de pouvoir être implantées en bord de cours d'eau relativement facilement, en limitant les dispositions invasives sur le site et son environnement (fouilles, réalisation de fondations en béton, etc.). En outre, il peut s'agir d'une approche architecturale appréciée en fonction du site dans lequel il s'inscrit.

En revanche, cette disposition présente l'inconvénient lié à la sensibilité à la corrosion des palplanches, qui nécessite la prise en compte d'une épaisseur sacrificielle dans le dimensionnement de la palplanche associé ou non à un revêtement de surface (peinture anticorrosion) ou une composition d'acier adaptée aux milieux agressifs. Les palplanches sont largement utilisées en milieu maritime et leur durabilité doit être pensée dès la conception. On pourra se référer sur le sujet de la protection aux guides du Cerema [47] et du LCPC ([48], [49]) ainsi qu'aux normes 12944 relatives à la protection anticorrosion [50].

#### B. Faisabilité

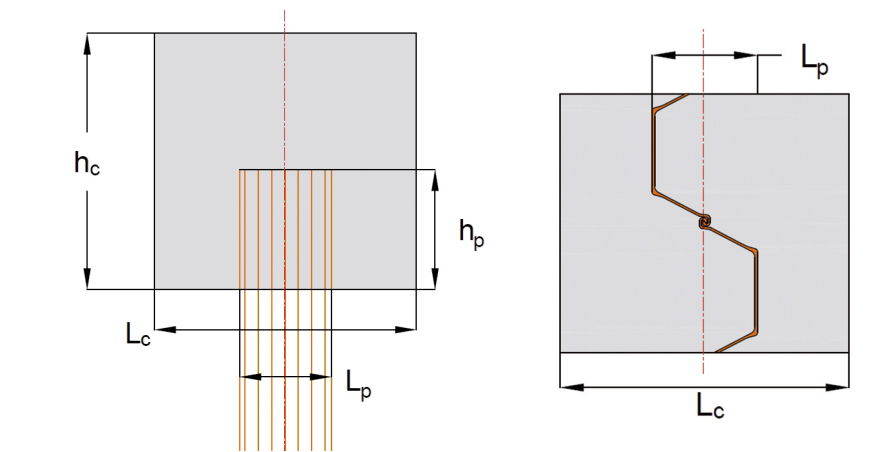
Les appuis sur palplanches nécessitent des conditions géotechniques favorables pour être en mesure d'enfoncer les palplanches à la profondeur de fiche nécessaire à la stabilité de la ligne d'appui, c'est-à-dire un sol non rocheux ou pas trop rigide : une étude géotechnique est donc indispensable pour confirmer la faisabilité technique de cette solution.

### C. Prédimensionnement du chevêtre en béton

Pour assurer la bonne connexion du chevêtre à la palplanche, il faut une largeur horizontale du chevêtre d'environ deux fois la dimension  $L_p$  de l'onde de palplanche (voir Figure 3-70) afin de pouvoir placer les aciers de constructions.

La palplanche doit pouvoir reprendre un torseur  $M, F_v, F_h$  transmis par le chevêtre (efforts issus du tablier). Pour pouvoir reprendre ce torseur, l'enfoncement de la palplanche doit être suffisant pour pouvoir s'appuyer sur la palplanche, la fiche  $h_p$  **doit donc être comprise entre 40 et 60 % de la hauteur  $h_c$  du couronnement.**

Figure 3-70 : Géométrie en élévation et en plan du chevêtre encastré sur palplanche



En outre, on prévoira une profondeur minimale de la fiche de la palplanche dans le béton  $h_p$  comprise entre  $L_p/2$  et  $L_p$

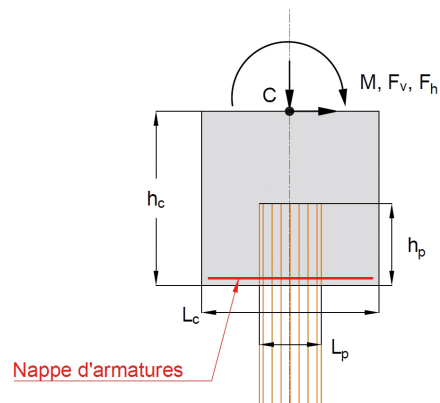
### D. Remarques sur le comportement global de la connexion palplanche béton

En 2003, le laboratoire régional des ponts et chaussées de Nancy a réalisé des essais de caractérisation de la connexion palplanche-béton pour le compte de la société Arcelor RPS. Ces essais ont montré que, sous charge verticale, le chevêtre en béton glisse sur la palplanche avant de mettre en butée la palplanche avec le lit d'acier horizontal qui la traverse. L'armature travaille alors principalement en flexion.

Par ailleurs, pour les ouvrages encastrés sur appuis, les dispositions constructives usuelles supposent implicitement l'hypothèse que le couple hyperstatique lié à l'encastrement est intégralement repris par l'utilisation d'un seul lit d'acier traversant la palplanche (Figure 3-71).

Il est aussi envisageable de souder des connecteurs ou des armatures sur les palplanches, ce qui permet un meilleur encastrement béton/palplanche sans glissement.

Figure 3-71 : Principe de fonctionnement interne du chevêtre



Il s'avère que cette disposition n'assure pas un encastrement total. Il est alors souvent proposé de réaliser deux calculs qui enveloppent le fonctionnement réel, avec les deux situations de projet suivantes :

- tablier simplement posé d'une part (on prend en compte l'excentrement de la descente de charges du tablier par rapport à la palplanche seulement, sans l'effet hyperstatique);
- tablier parfaitement encasté d'autre part.

### 3.3 - RÉALISATION – PROBLÈMES D'EXÉCUTION DES CULÉES

On peut distinguer six points de nature à poser des problèmes :

- l'implantation;
- l'exécution de la fondation;
- l'exécution de la partie intermédiaire;
- l'exécution de la partie supérieure;
- l'exécution du mur de front, du voile frontal, des murs en retour;
- l'exécution du remblai.

#### 3.3.1 - IMPLANTATION

Les problèmes spécifiques concernent principalement l'implantation des armatures en attente dans les semelles et le positionnement des pieux en cas de fondation profonde.

Ce qui a été dit concernant les piles intermédiaires, au sujet des armatures en attente dans la semelle, reste valable (cf. 2.2, page 52); il y a lieu toutefois d'ajouter que le décalage éventuel de la ligne d'appui vers l'avant (lorsqu'il y a une dalle de transition) par rapport au plan vertical moyen de la fondation devra être pris en compte au moment de l'implantation de cette dernière.

Les tolérances sur le positionnement des pieux ont été détaillées plus haut (cf. § E, page 109). Les armatures de la semelle et des pieux auront été déterminées en tenant compte de ces tolérances. Avant l'exécution de la semelle, un relevé de l'implantation réelle des pieux doit être réalisé et, s'il y a lieu, une correction est appliquée sur le projet de la semelle de liaison des pieux à partir de ce relevé. Cette correction peut être étendue à l'implantation du reste de la culée jusque et y compris les appareils d'appui et les ferrailages du tablier.

### 3.3.2 - EXÉCUTION DE LA FONDATION

Trois cas principaux sont à distinguer, selon le mode de fondation :

- lorsqu'il s'agit de fondation sur semelle en tête de remblai, les principales sujétions d'exécution sont liées au remblai : c'est une question de bons matériaux et de bon compactage;
- le cas d'une fondation sur semelle(s) dans le terrain naturel est à rapprocher de celui relatif à une pile intermédiaire lorsque la voie franchie est sensiblement au niveau du terrain naturel. (cf. 2.3.2, page 80);
- le cas d'une fondation profonde appelle les remarques suivantes :
  - si la fondation comporte deux files de pieux reliées par une semelle, on se trouve ramené aux cas des piles intermédiaires (cf. 2.3.2, page 80),
  - si la fondation est constituée par une file unique de pieux forés à travers le remblai ou le déblai, les problèmes d'exécution concernent, outre l'implantation : les difficultés de ferrailage (ferrailage plus dense), les aléas de bétonnage (risque de mauvais enrobage des armatures), etc. De nombreux contrôles et vérifications sont donc à prévoir.

### 3.3.3 - EXÉCUTION DE LA PARTIE INTERMÉDIAIRE

Les problèmes concernent principalement le bétonnage, surtout si la hauteur des voiles, poteaux ou contreforts est grande; on surveillera plus spécialement le bétonnage s'il est fait usage de coffrages perdus, pour lesquels un contrôle visuel est difficile, mais cependant nécessaire.

### 3.3.4 - EXÉCUTION DE LA PARTIE SUPÉRIEURE

Les problèmes concernent la face supérieure du chevêtre et, plus particulièrement, l'exécution des bossages destinés à recevoir les appareils d'appui, ainsi que celle du dispositif de drainage. Les dispositions correspondantes, ainsi que le mode d'exécution des bossages et la pose des appareils d'appui sont décrits dans les parties 4.1, page 152 à 4.3, page 166.

### 3.3.5 - EXÉCUTION DU MUR DE FRONT, DU VOILE FRONTAL, DES MURS EN RETOUR

Cela concerne les deux points suivants importants que l'on devra soigner tout spécialement :

- le ferrailage du voile frontal, du mur de front et des murs en retour, et plus particulièrement celui assurant la jonction de ces éléments avec les poteaux;
- la réalisation des parements : on se reportera pour cela à ce qui est dit à ce sujet dans le 2.3.6, page 81. On veillera plus spécialement à éviter toute reprise de bétonnage sur les faces vues, ce qui implique que le béton correspondant soit coulé en une seule fois.

### 3.3.6 - EXÉCUTION DU REMBLAI

Les sujétions liées à l'exécution du remblai concernent essentiellement le remblai dans la zone de la culée, lorsque celui-ci est exécuté après construction de l'ouvrage, en tout ou en partie; c'est, sans aucun doute, un des points les plus délicats lors de la construction de l'ouvrage. On se référera également à la note d'information Ouvrages d'Art n° 34 de janvier 2012 « Construire des remblais contigus aux ouvrages d'art – Murs de soutènement et culées de pont » [51].

On peut distinguer deux cas principaux :

### **3.3.6.1 - Culée exécutée jusqu'au niveau supérieur de la partie intermédiaire, mais ne comportant pas encore de chevêtre**

On peut alors compacter assez commodément et efficacement le remblai le long du mur de front (ou le cas échéant entre les voiles, contreforts, colonnes ou poteaux si leur espacement est suffisant), et à condition d'utiliser pour cela un engin approprié, de petite taille. Une surveillance attentive, accompagnée de mesures, est néanmoins nécessaire si l'on veut éviter d'endommager ou d'ébranler les éléments verticaux, lorsqu'ils ne sont pas solidarités en tête. On peut ensuite procéder au coulage du chevêtre directement sur le remblai. On retiendra que cette manière de faire entraîne des risques certains vis-à-vis de la pérennité de la culée et qu'elle n'est donc pas conseillée.

### **3.3.6.2 - Ouvrage construit tout entier**

C'est dans ce cas que les difficultés de compactage seront les plus grandes, car en plus de celles déjà signalées, toute la partie supérieure du talus située sous le chevêtre sera délicate à exécuter correctement, ainsi que le perré de la zone correspondante. Par contre, les risques de dommages résultant du remblaiement sur les éléments verticaux seront réduits au minimum.



## **CHAPITRE 4**

# **Conception des éléments particuliers des appuis**



# CONCEPTION DES ÉLÉMENTS PARTICULIERS DES APPUIS

## 4.1 - BOSSAGES D'APPUI

### 4.1.1 - DÉFINITION

Les bossages d'appui ont pour rôle de créer un environnement de l'appareil d'appui permettant :

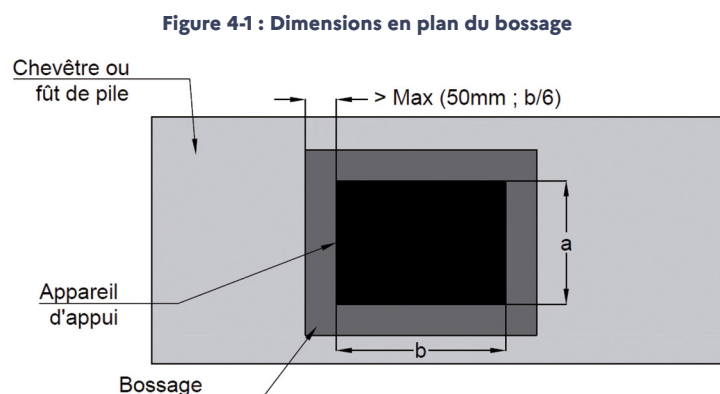
- un bon fonctionnement de l'appareil d'appui, en assurant une surface plane entre l'appareil d'appui et le reste de la structure ;
- une inspection de l'appareil d'appui dans de bonnes conditions ;
- une mise hors d'eau de l'appareil d'appui.

Ils sont mis en place sous l'appareil d'appui (bossage inférieur, solidaire de l'appui), ainsi qu'au-dessus de l'appareil d'appui (bossage supérieur, solidaire du tablier).

Des bossages sont également prévus pour matérialiser les emplacements des points de vérinage : cf. 4.2, page 157.

### 4.1.2 - DIMENSIONS EN PLAN

Le bossage présente un débord minimal de 50 mm et supérieur à  $b/6$  (respectivement,  $a/6$  où  $a$  et  $b$  et sont les dimensions de l'appareil d'appui) (EN 1992-2 J.104.1).



Ce débord permet :

- d'ancrer les frettes éventuelles (voir tome II) ;
- d'éviter l'apparition d'épaufrures sur les côtés du bossage sous les efforts transmis par les appareils d'appui ;
- de recalcr les appareils d'appui suite à un cheminement ou à des distorsions trop importantes sans être obligé d'agrandir ou de reconstruire le bossage.

Dans le cas d'appareils d'appui avec plaques de glissement, le bossage supérieur présente un débord d'au moins 5 cm par rapport à la plaque de glissement.

Dans le cas d'appareils d'appui avec taquets anti-cheminement, le bossage présente un débord :

- d'au moins 5 cm par rapport aux taquets, lorsqu'ils sont ancrés dans le bossage ;
- d'au moins 5 cm et supérieur à  $B/6$  lorsque les taquets sont intégrés à une plaque métallique épaisse (où  $B$  est la dimension de la plaque métallique).

Si l'implantation des taquets latéraux conduit à des dimensions de bossage trop importantes (non prévues initialement), il est possible de les remplacer par des ancrages ou des tôles striées dans les bossages (se reporter au guide Setra « Appareils d'appui en élastomère fretté » de 2007 [13]).

Les bossages de vérinage sont le plus souvent accolés aux bossages d'appui « de service » et reprennent des descentes de charges plus faibles (éventuellement égales) que les charges de service. Leurs dimensions en plan doivent être déterminées en fonction de la descente de charges et de l'encombrement du vérin (voir 4.2, page 157) mais pour simplifier le coffrage on pourra en première approche leur donner les dimensions en plan suivantes :

- lorsque le bossage est latéral (sur la même ligne d'appui que les bossages de service, par exemple vérinage sur entretoise), un carré de côté égal à la plus petite dimension du bossage de service. Le bossage de vérinage est généralement accolé au bossage de service vers l'intérieur du fût (et non en bord d'appui) ;
- lorsque le vérinage est longitudinal (vérinage direct sur les poutres), un bossage de mêmes dimensions que le bossage de service ou de même largeur.

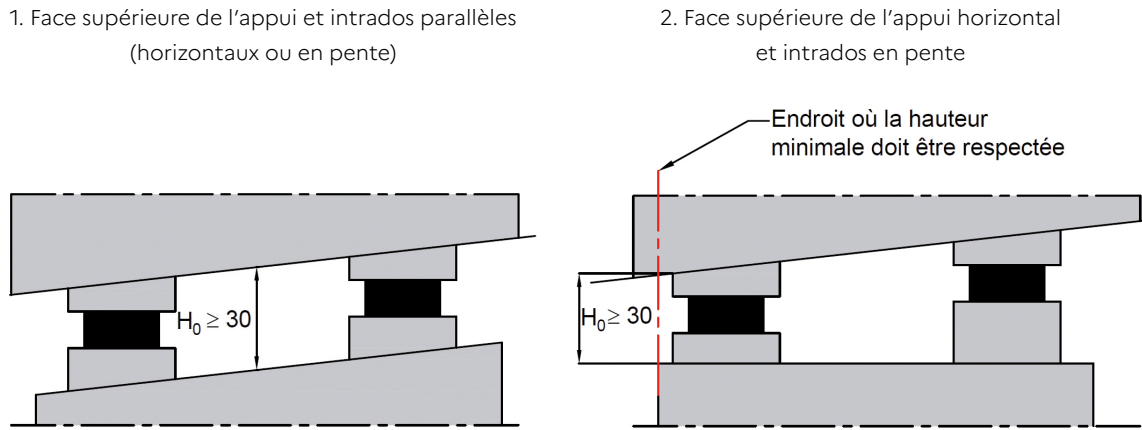
**Figure 4-2 : Bossages de vérinage accolés aux bossages de service  
(à gauche le viaduc de Miramas, à droite l'OA29 à Peyrolles)**



### 4.1.3 - HAUTEUR DU BOSSAGE

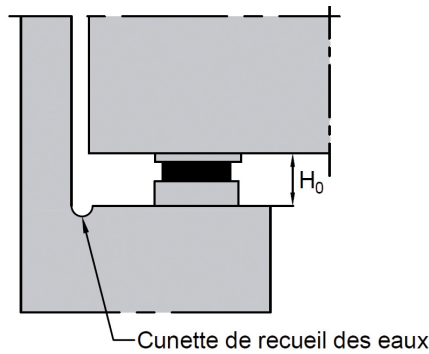
La hauteur des bossages d'un même appui sera telle que la distance verticale  $H_0$  entre la face supérieure de l'appui et l'intrados du tablier soit au moins de 30 cm à l'endroit le plus défavorable de la périphérie des bossages, afin de permettre l'inspection des appareils d'appui dans de bonnes conditions et les possibilités de vérinage (cf. paragraphe suivant).

**Figure 4-3 : Hauteurs de bossage d'un même appui**



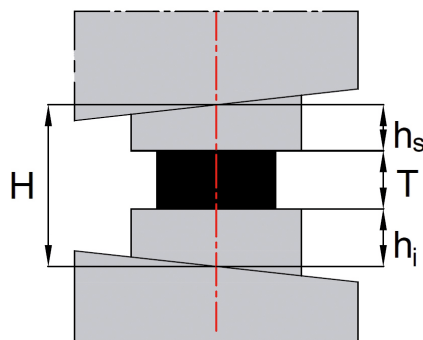
Il s'agit d'une valeur minimale. Dans le cas d'ouvrages neufs, et plus particulièrement sur les bossages des culées, on retiendra généralement une hauteur plus importante afin de faciliter les opérations d'entretien (curage de la cunette, reprise de peinture, nettoyage, etc.).

**Figure 4-4 : Cunette en pied de garde-grève pouvant nécessiter d'augmenter  $H_0$**



Une fois la hauteur minimale  $H_0$  définie, il reste à déterminer la hauteur des différents bossages,  $h_i$  du bossage inférieur et  $h_s$  du bossage supérieur.

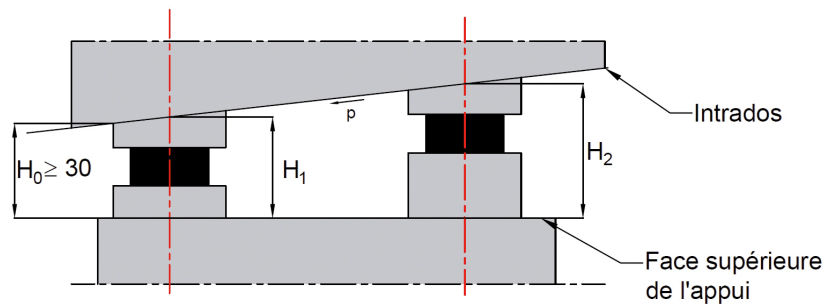
**Figure 4-5 : Hauteurs des bossages supérieur et inférieur**



Dans le cas où la face supérieure de l'appui est parallèle à l'intrados du tablier, la hauteur des bossages est telle que :  $h_i + h_s = H - T$  (où  $T$  est l'épaisseur de l'appareil d'appui).

Dans le cas où la face supérieure de l'appui est horizontale et que l'intrados du tablier présente une pente transversale, alors :  $h_i + h_s > H_o - T$

Figure 4-6 : Hauteurs des bossages adaptées à la pente de l'ouvrage



Dans ce cas, au moins l'un des bossages (supérieur ou inférieur), voire les deux, a une hauteur différente d'un appareil d'appui à l'autre. On s'assurera que l'épaisseur minimale des bossages respecte :

- $h_i \geq 5 \text{ cm}$
- $h_s \geq 2 \text{ cm}$

#### 4.1.4 - CONSÉQUENCES POUR LA GÉOMÉTRIE DE L'APPUI

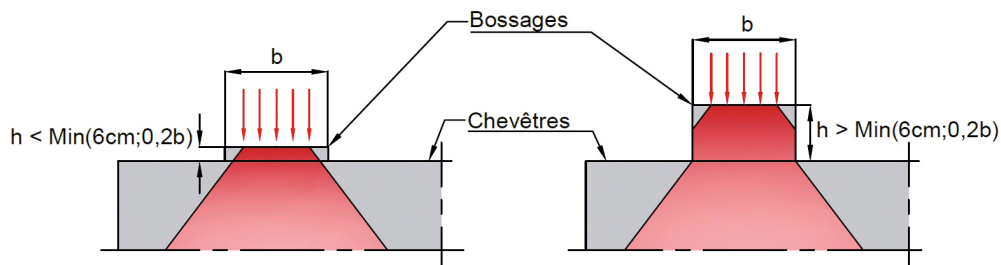
Le fût de pile doit présenter des débords par rapport au bossage, pour les raisons suivantes :

- éviter les épaufrures sur les bords du fût ;
- permettre le bon ancrage des armatures de diffusion d'équilibre général (le calcul de ces armatures est abordé dans le tome II).

En fonction des dimensions du bossage, l'effort issu de l'appareil d'appui peut ou non se diffuser continûment entre l'appareil d'appui et le fût de pile :

- lorsque le bossage est de faible hauteur (i.e.  $h < \min(6 \text{ cm} ; 0,2 \min(a_{boss} ; b_{boss}))$ ) selon le guide Setra de diffusion des efforts concentrés § 4.7.3 [52], il n'est pas fretté et un débord de 5 cm du fût de pile est suffisant ;

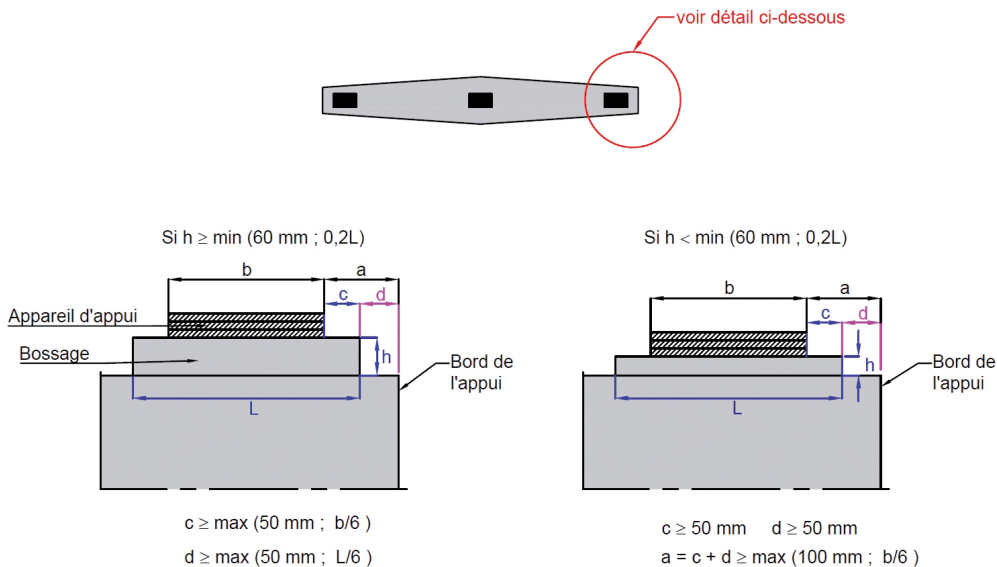
Figure 4-7 : Diffusion de l'effort vertical dans le bossage et dans le chevêtre



- Lorsque le bossage est de hauteur moyenne (i.e.  $h \geq \min(6 \text{ cm} ; 0,2 \min(a_{boss} ; b_{boss}))$ ), il est fretté et constitue une pression localisée sur le fût de pile : l'intégralité de la section du bossage devient une aire chargée au sens de l'EN 1992-2 J104.1 et le débord du fût de pile doit alors respecter les mêmes conditions que le débord du bossage par rapport à l'appareil d'appui, soit  $d = \max(5 \text{ cm} ; e/6)$ , où  $e$  est la dimension du bossage.

On résume les conditions de débord ci-après en fonction de la hauteur du bossage.

Figure 4-8 : Environnement de l'appareil d'appui



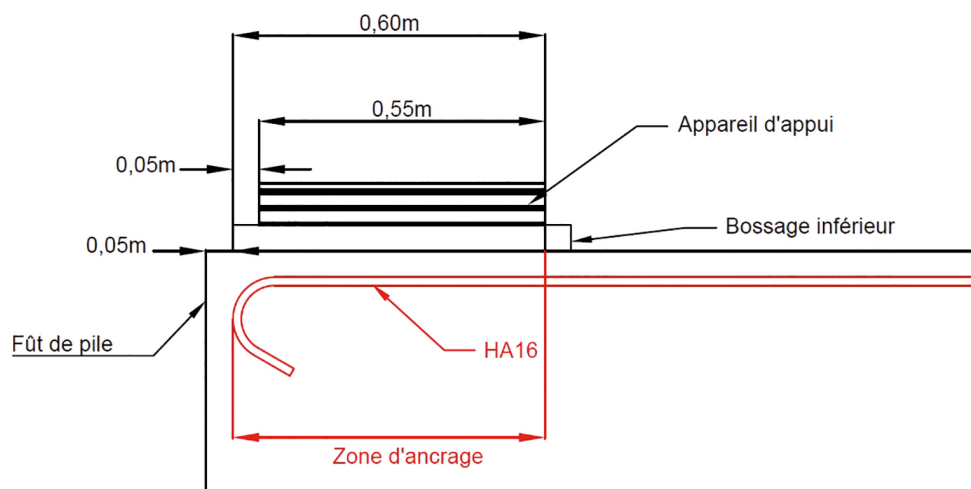
Même en respectant ces conditions, l'ancrage des armatures n'est pas toujours possible en ancrage droit; il est préférable d'ancrer les armatures de diffusion d'équilibre général par des crochets.

**Exemple 1 : bossage de faible hauteur**

Avec un appareil d'appui de dimension 550 mm dans le sens longitudinal de la pile, le débord du bossage doit être de 50 mm au minimum, d'où un bossage de dimension 650 mm.

Le bossage étant de faible épaisseur, le débord de l'appui est pris à 50 mm. La condition  $a \geq b/6 = 92 \text{ mm}$  est ainsi respectée. En considérant un enrobage maximal de 50 mm, il reste 600 mm (jusqu'au bord de l'appareil d'appui opposé au bord libre) pour l'ancrage des armatures de diffusion d'équilibre général, ce qui est suffisant pour ancrer des HA16, avec ancrage par crochet (longueur d'ancrage de 570 mm).

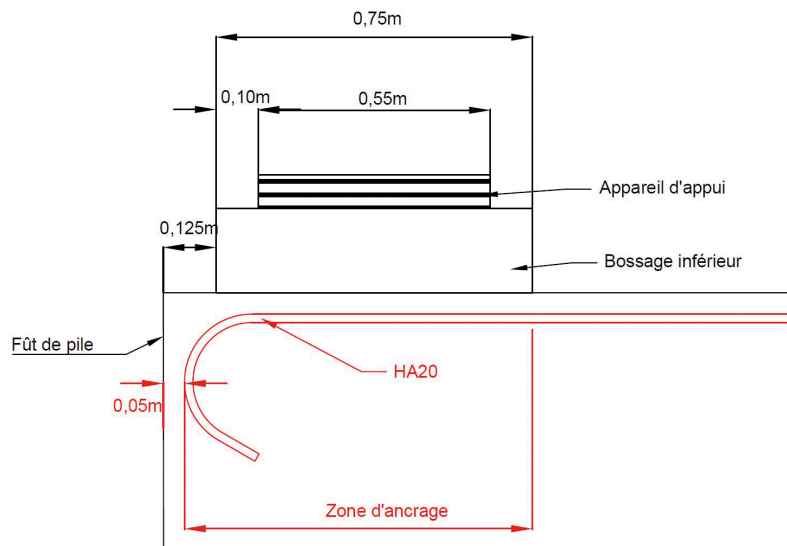
Figure 4-9 : Zone d'ancrage pour bossage de faible hauteur



**Exemple 2 : bossage de hauteur moyenne**

Avec un appareil d'appui de dimension 550 mm dans le sens longitudinal de la pile, le débord du bossage doit être de  $\max(50 \text{ mm} ; b/6) = 92 \text{ mm}$ , arrondi à 100 mm, d'où un bossage de dimension 750 mm.

Le bossage étant d'épaisseur moyenne, le débord de l'appui est pris à  $\max(5 \text{ cm} ; 75/6) = 125 \text{ mm}$ . En considérant un enrobage maximal de 50 mm, il reste 825 mm (jusqu'au bord du bossage opposé au bord libre) pour l'ancrage des armatures de diffusion d'équilibre général, ce qui est suffisant pour ancrer des HA20, avec ancrage par crochet (longueur d'ancrage de 710 mm).

**Figure 4-10 : Zone d'ancrage pour bossage de hauteur moyenne**

Cet exemple illustre les conséquences du choix de la hauteur du bossage sur son ancrage : on privilégiera lorsque c'est possible des bossages de grande ou moyenne hauteur pour les bossages de service, reprenant des descentes de charges importantes et placés en bord d'appui.

**4.2 - VÉRINAGE****4.2.1 - DÉFINITION**

Le vérinage est une opération délicate qui consiste à soulever un tablier au moyen de vérins disposés dans des emplacements prédéterminés et vérifiés par le calcul.

Les opérations de vérinage s'effectuent dans les cas suivants :

- en construction
  - mise sur appuis définitifs,
  - relaxation des appareils d'appui en élastomère en fin de construction (notamment pour les ponts en béton précontraint),
  - dénivellation d'appui,
  - construction en sur-gabarit;

Figure 4-11 : Mise sur appuis définitifs (ouvrage de Clamarais)



Figure 4-12 : Construction en sur-gabarit (ouvrage de Villeneuve-d'Ascq)



- en service
  - changement des appareils d'appui,
  - recalage, réfection ou reprises des zones d'appui (bossages),
  - rehausse de tablier (nouveau gabarit sous ouvrage),
  - compensation de tassement d'appui,
  - pesée des réactions d'appui.

## 4.2.2 - MATÉRIELS

### 4.2.2.1 - Les vérins

Les vérins utilisés sont choisis selon les critères suivants :

- espace dégagé entre le chevêtre ou sommier et le tablier ;
- capacité des vérins en fonction de la charge à soulever ;
- écrous de sécurité pour réduire les risques de dénivellation différentielle ;
- écrous de sécurité pour une mise en service de l'ouvrage sur vérins.

Selon l'espace dégagé entre le chevêtre ou sommier et le tablier, le type de vérins utilisés sera :

- des vérins plats ;
- des vérins à piston avec ou sans écrou de sécurité.

#### A. Les vérins de type « galette »

Les vérins plats sont de très faible épaisseur et peuvent reprendre de fortes charges dans des espaces réduits, c'est-à-dire pour des hauteurs dégagées inférieures à **100 mm**.



Figure 4-13 : Vérin « galette »

*Caractéristiques générales*

Vérins plats sous forme d'une capsule déformable constituée de deux demi-pièces en acier formées à froid.

Capacité de levage allant de 10 à 1 000 t pour une course allant de 6 à 10 mm ; diamètre en plan variant de 100 à 500 mm.

*Avantages :*

- épaisseur à vide faible (de 35 à 100 mm) ;
- superposition possible de plusieurs vérins ;
- permet de vériner avec des espaces réduits.

*Inconvénients :*

- vérins sans écrous de sécurité ;
- obligation de calages provisoires ;
- n'est utilisable qu'une seule fois (déformation) ;
- ne permet pas des vérinages de précision.

Ces vérins permettent de soulever le tablier sur les ouvrages pour lesquels un espacement suffisant entre le tablier et les appuis n'a pas été prévu lors de la conception. Pour les ouvrages neufs, il est rappelé qu'une distance de 30 cm minimum entre l'intrados du tablier et le sommet des appuis est préconisée.

Outre ces dispositifs, il existe différents types de vérins à pistons : simple ou double effet avec ou sans écrou de sécurité, extra-plat ou non.

### B. Les vérins à piston plats ou extra-plats

À ne pas confondre avec les vérins galettes décrits au-dessus, il existe des vérins à pistons avec écrou de sécurité de faible hauteur, mais limités en course et en tonnage. La mise en œuvre de ces vérins nécessite un espace libre supérieur à **125 mm**.

Figure 4-14 : Vérin avec écrou de sécurité

*Caractéristiques générales*

Vérins plats avec écrou de sécurité avec une capacité de levage allant de 60 à 500 t pour une course allant de 45 à 50 mm et un diamètre en plan variant de 125 à 400 mm.

*Avantages :*

- écrou de sécurité ;
- hauteur limitée (100 à 200 mm).

*Inconvénients :*

- faible course ;
- non utilisable pour les très forts tonnages.

### C. Les vérins à pistons classiques

Les vérins plus classiques permettent de lever des charges importantes avec une course élevée, mais ont un encombrement important.

Figure 4-15 : Vérin sur camarteau



#### Caractéristiques générales

Vérins utilisés pour des courses plus grandes allant de 50 à 300 mm pour des capacités de levage élevées pouvant aller jusqu'à 1 000 t. Ils sont à simple ou double effet avec écrou de sécurité. Vérins dont la hauteur à vide est comprise entre 165 et 745 mm selon la charge à lever. Leur diamètre en plan varie entre 100 et 600 mm environ.

#### Avantages :

- écrou de sécurité ;
- fort tonnage ;
- course importante.

#### Inconvénients :

- encombrement.

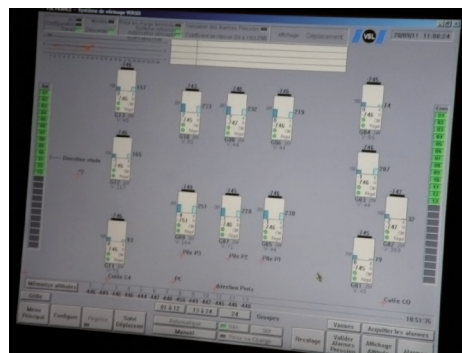
#### 4.2.2.2 - Les centrales de vérinage

Quand il convient de lever par ligne d'appui un nombre important de points de vérinage, on utilise le levage automatisé commandé par ordinateur. Ce système permet par un suivi centralisé une régulation des pressions des vérins et des déplacements.

Figure 4-16 : Levage assisté par ordinateur – 1



Figure 4-17 : Levage assisté par ordinateur – 2



### 4.2.3 - ENCOMBREMENT-EMPLACEMENT

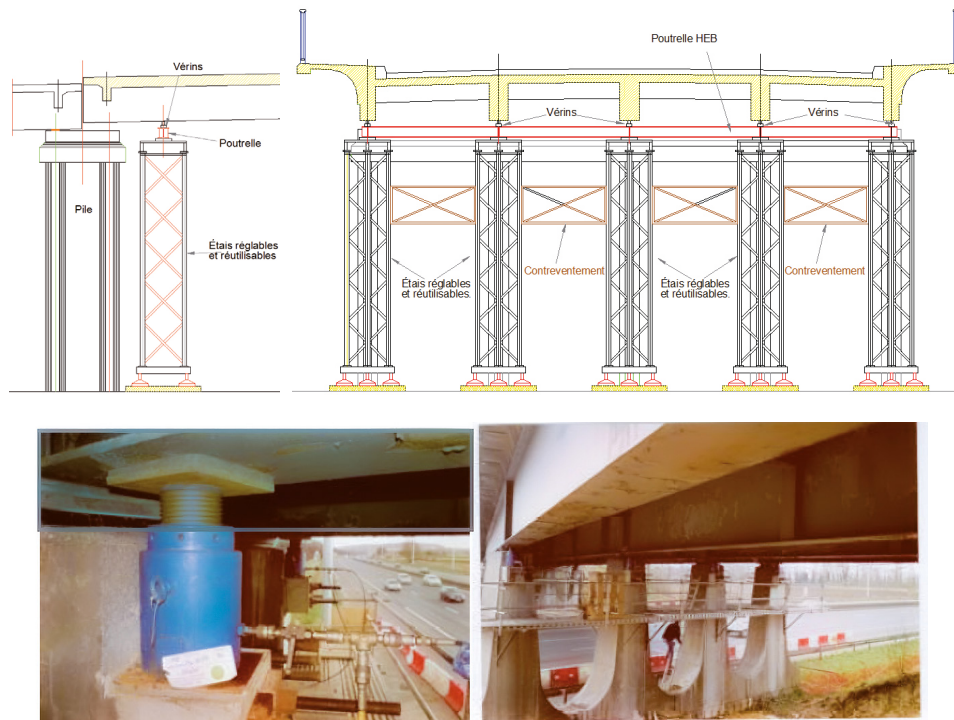
#### 4.2.3.1 - Ouvrages existants

Beaucoup d'ouvrages anciens ont été construits avec un espace réduit au minimum entre chevêtre d'appui et intrados du tablier, ou sous face d'entretoise d'appui. Dans cette configuration, le changement des appareils d'appui nécessite la création de bossages d'appui en console ou la réalisation d'une palée provisoire devant l'appui pour placer les vérins, opérations particulièrement coûteuses.

### 4.2.3.2 - Particularités des ponts à poutres

Le vérinage des ponts à poutres (particulièrement les ponts à poutres BA) est délicat, car ces structures sont sensibles aux dénivellations transversales. En effet, une différence de dénivellation millimétrique combinée à un entraxe faible entre les poutres est à l'origine d'efforts importants et peut être dommageable pour la structure, et notamment pour le hourdis. Voir la partie 4.2.4.1, page 163 pour plus de détails.

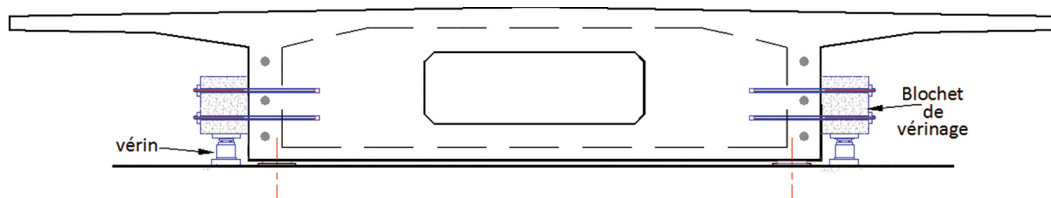
Figure 4-18 : Exemple de levage assisté par ordinateur (LAO)



### 4.2.3.3 - Particularités des caissons

Le changement des appareils d'appui des caissons en béton anciens est souvent impossible à réaliser en plaçant les vérins sous le hourdis du fait d'une hauteur insuffisante. Quand, pour les culées, il est impossible de vériner à l'avant, il peut être réalisé sur les côtés. Il faut cependant vérifier la résistance à la torsion du caisson ainsi que la flexion transversale de l'entretoise du fait de l'excentrement des points d'appui.

Figure 4-19 : Exemple de vérinage de caisson à l'aide de consoles



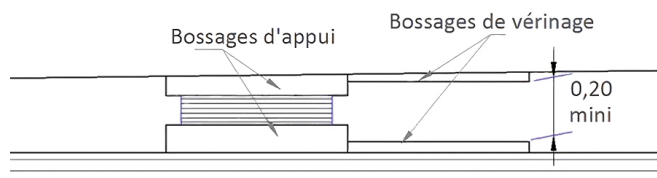
### 4.2.3.4 - Ouvrages neufs

Lors de la conception d'un ouvrage neuf, il est nécessaire de dégager un espace suffisant entre le tablier et le chevêtre pour permettre la mise en place des vérins (bossage haut ou niche dans le chevêtre), mais également autour des appareils d'appui pour autoriser les manipulations. Il devra être tenu compte de l'encombrement du calage.

L'emplacement des vérins est matérialisé par la réalisation d'un petit bossage.

Pour des ouvrages courants, il est usuel de prévoir entre bossages de vérinage un minimum de 20 cm permettant de placer des vérins avec écrous de sécurité dans les cas où la descente de charges est modérée, voire faible. Pour rappel, on préconise de prévoir un espace minimal de 30 cm entre l'extrados de l'appui et l'intrados du tablier lors de la conception de l'ouvrage.

Figure 4-20 : Hauteur mini sous bossage de vérinage



Pour les ouvrages non courants, la hauteur minimale pour permettre la mise en œuvre des vérins est généralement conditionnée par les descentes de charges à reprendre. Il est courant de placer deux ou quatre vérins de petite capacité plutôt qu'un vérin de grande capacité.

#### 4.2.3.5 - Capacités des vérins

Les hauteurs « tige rentrée » des vérins avec écrou de sécurité diffèrent en fonction de leur capacité et de la course nécessaire. Pour rappel, la course d'un vérin représente la longueur maximale que peut parcourir la tête du vérin lors de son utilisation. Il existe des vérins classiques et des vérins extra-plats à piston. Les tableaux ci-après illustrent quelques exemples de vérins et leurs caractéristiques. Ces éléments sont donnés à titre indicatif et peuvent naturellement varier d'un fournisseur à l'autre.

##### A. Vérins « galette »

Les vérins « galette » sont décrits précédemment. Ils permettent de lever de fortes charges avec une hauteur réduite, mais possèdent une très faible course et ne sont pas dotés d'écrous de sécurité.

Tableau 4-1 : Ordres de grandeur de caractéristiques de vérins types « galettes »

Capacité en kN (t)	490 (50)	981 (100)	1 962 (200)	3 924 (400)	4 905 (500)	5 987 (600)	7 358 (750)	9 810 (1 000)
Hauteur tige rentrée (mm)	57	63	69	77	82	87	93	103
Course (mm)	6 à 10 mm							
Diamètre extérieur (mm)	130	170	229	316	356	386	432	502

##### B. Vérins à pistons plats ou extra-plats

Pour les vérins plats, la hauteur tige rentrée est faible, mais la course s'en trouve naturellement limitée.

Tableau 4-2 : Ordres de grandeur de caractéristiques de vérins plats ou extra-plats à piston

Capacité en kN (t)	589 (60)	981 (100)	1 962 (200)	3 924 (400)	4 905 (500)
Hauteur tige rentrée (mm)	125	137	155	178	195
Course (mm)	50	50	45	45	45
Diamètre extérieur (mm)	140	175	245	350	400

### C. Vérins à pistons « classiques »

Pour les vérins « usuels », pour une même capacité, on peut avoir des hauteurs de course différentes agissant ainsi sur la hauteur tige fermée. Les hauteurs de course peuvent varier de 50 à 300 mm. Quelques exemples sont donnés dans le tableau ci-après :

**Tableau 4-3 : Ordres de grandeur de caractéristiques de vérins classiques**

Capacité kN (t)	491 (50)	981 (100)	1 962 (200)	2 943 (300)	3 924 (400)	4 905 (500)	5 886 (600)	7 848 (800)	9 810 (1 000)
Course (mm)	50 mm à 300 mm								
Hauteur tige rentrée (mm)	164 à 414	187 à 437	238 à 488	278 à 528	317 à 567	357 à 607	380 à 630	430 à 680	484 à 734
Diamètre extérieur (mm)	130	175	250	305	350	400	430	505	570

#### 4.2.4 - JUSTIFICATIONS CALCULATOIRES

Une opération de vérinage doit être soigneusement étudiée. Mal conduite, elle peut entraîner des désordres graves ou un fonctionnement moins satisfaisant qu'avant travaux.

Les opérations de vérinage doivent faire l'objet de justifications calculatoires préalables aussi bien des appuis que du tablier.

##### 4.2.4.1 - Sollicitations de calcul

###### A. Situations provisoires

Le vérinage du tablier est une phase provisoire à distinguer de la phase de service de l'ouvrage au niveau des charges de calcul. Le vérinage s'inscrit en général dans une opération de maintenance de l'ouvrage (changement des appareils d'appui, reprise des bossages etc.) au cours de laquelle il est nécessaire de dégager le tablier de ses appuis. Il est nécessaire de bien distinguer, durant l'opération de maintenance, les différentes phases rencontrées par l'ouvrage en termes de sollicitations et de conditions d'exploitation.

La phase de vérinage à proprement parler (déplacement du tablier sous l'action des vérins) se déroule quasi systématiquement sous coupure totale de la circulation routière. Suivant la méthodologie de vérinage et la configuration des appuis, il peut exister au cours de ces phases des dénivellations différentielles entre point d'appui de deux lignes d'appui ou même au sein d'une même ligne d'appui.

Suivant la nature de la voie portée et de l'opération de maintenance, il peut être nécessaire de rétablir la circulation alors que le tablier repose sur appuis provisoires. La durée de cette phase est plus ou moins longue et les charges d'exploitation à considérer sont à préciser (voir paragraphe suivant).

###### B. Valeur des dénivellations

La valeur de la dénivellation appliquée au tablier dépend de l'objectif de l'opération : le remplacement d'appareil d'appui ne nécessite *a priori* pas de lever significativement le tablier (1 cm suffit si les bossages sont en bon état et réutilisés tels quels), au contraire d'un rehaussement du tablier par exemple. Ces dénivellations cibles sont à définir dès la planification de l'opération.

Les sollicitations en phase de vérinage à proprement parler dépendent de la valeur des dénivellations différentielles maximales entre lignes d'appui et entre appareils d'appui d'une même ligne, rencontrées au cours de l'opération de levage. Ces dénivellations maximales en cours de levage devront systématiquement être inférieures à des dénivellations différentielles limites déterminées au préalable. Même dans le cas où le levage serait prévu concomitant pour tous les vérins, on définira une tolérance de dénivellation différentielle dont on vérifiera l'impact sur la résistance de la structure (tablier notamment). On se reportera au 4.2.4.5, page 165 pour plus de détail.

Si la circulation routière est rétablie alors qu'une dénivellation différentielle persiste sur l'ouvrage, les effets de cette dernière doivent être cumulés aux effets des charges d'exploitation.

### C. Charges verticales

Il est nécessaire de préciser sous quelles conditions de circulation l'opération de vérinage est effectuée (en fonction de la situation provisoire précédemment décrite). La note de calculs de vérinage doit prendre en compte, selon les conditions de circulation, les éléments suivants :

**Tableau 4-4 : Valeurs caractéristiques des charges d'exploitation proposées en fonction des conditions de circulation**

Conditions de circulation	Valeurs caractéristiques des charges d'exploitation envisageables
Neutralisation complète du trafic	0.UDL + 0.TS
Uniquement des VL	1.UDL + 0.TS
Neutralisation de certaines voies	[1.UDL + 1.TS] sur voies circulées
Pas d'interruption de circulation (hormis les convois exceptionnels)	1.UDL + 0,8.TS <sup>1</sup>
Pas d'interruption de circulation (y.c. les convois exceptionnels)	À traiter au projet individuel

On notera qu'il est de bonne conception, **pour les ouvrages neufs**, de ne pas sous-estimer le trafic concomitant à prévoir au cours des phases de vérinage lors des études d'exécution de l'ouvrage. Les interventions ultérieures sur l'ouvrage liées à son entretien ou sa réparation peuvent être de natures diverses (remplacement des appareils d'appui, destruction/réfection des bossages) et nécessiter des mises sur appuis provisoires (avec vérins bloqués) de durées sensiblement différentes. Aussi, il est préférable de ferrailer l'appui de manière sécuritaire lorsque cela ne conduit pas à des redimensionnements de sections excessifs (qui amènent à modifier la géométrie du tablier ou les conditions de coffrage de la pile), notamment en ce qui concerne les aciers de diffusion d'efforts concentrés et le ferrailage de flexion. Dans le cas où il n'est pas possible de dévier la circulation (ouvrage à tablier unique), on privilégie lors des études de conception, sauf si cela conduit à un surdimensionnement déraisonnable, un trafic concomitant aux phases de vérinage de type UDL + TS.

En revanche, les ouvrages existants, n'ont probablement pas été justifiés sous de telles hypothèses et doivent faire l'objet d'études détaillées dans le cas de réouverture de circulation sur appuis provisoires.

### D. Charges horizontales

En phase provisoire, quand le tablier ne se situe pas sur ses appareils d'appui définitifs, il convient de vérifier l'équilibre du tablier lorsqu'il est soumis à des efforts horizontaux (freinage et température notamment). On rappelle que contrairement aux charges d'essieux présentées plus haut, l'Eurocode ne prévoit pas de réduction de l'intensité des forces horizontales en phase provisoire. On appliquera donc par exemple la force de freinage caractéristique sans réduction, calculée en fonction de la largeur réellement ouverte à la circulation.

La gestion des efforts horizontaux pourra se faire :

- par le contact acier-béton (ou acier-acier si tablier métallique) entre le tablier et le vérin pour bloquer les déplacements;
- par l'utilisation de plaques de glissement afin de permettre les déplacements sur certains appuis;
- par l'utilisation de cales;
- éventuellement par l'utilisation d'appareils d'appui en élastomère fretté provisoires.

<sup>1</sup> LM1 caractéristique spécifique : EN1991-2 4.5.3, concerne les situations de projet transitoires.



#### 4.2.4.2 - Choix de la capacité du vérin

Outre les aspects de course et d'encombrement développés ci-avant, le choix du vérin dépend des sollicitations de calcul. Il est prudent de prévoir une majoration de la charge calculée à lever (de 30 à 50 %) afin de pallier les différents aléas dus à l'incertitude du poids réel des charges permanentes et de leur distribution sur les appareils d'appui ou sur les vérins, notamment dans le cas d'appuis biais où les réactions peuvent varier du simple au double. Placer un vérin de capacité supérieure permet également de réduire la pression d'huile dans les pistons.

Le coefficient 1,5 préconisé sur la capacité du vérin s'applique à la descente de charges sur le vérin à l'ELS caractéristique pendant la phase provisoire et permet de fiabiliser la résistance du vérin. Les justifications des bossages et de la structure sont réalisées avec les valeurs ELS et ELU des descentes de charges en phase transitoire sans pondération supplémentaire.

#### 4.2.4.3 - Vérification des appuis

Dans le cas d'une position des vérins décalée de la ligne d'appui, le déport de la descente de charges lors du vérinage peut conduire à des désordres non visibles sur les fondations. Cette vérification doit être fournie dans la note de calculs du vérinage. Plus généralement, la justification des appuis, notamment à la diffusion des efforts concentrés, est impérative.

#### 4.2.4.4 - Vérification du tablier

La note de calculs doit fournir la justification du tablier :

- en flexion longitudinale (impact d'une dénivellation d'appui sur les efforts de flexion longitudinale);
- en flexion transversale (impact d'une dénivellation différentielle entre appuis d'une même ligne d'appui, notamment pour les ponts à poutres);
- en torsion pour des caissons (les appuis provisoires de vérinage peuvent être décalés vers l'intérieur et augmenter l'effort de torsion).

Les détails de justification du tablier ne sont pas abordés dans ce guide sur les appuis et dépendent de la structure du tablier.

#### 4.2.4.5 - Dénivellations différentielles maximales et tolérances

On veillera à limiter les dénivellations différentielles entre points de levage à un niveau acceptable par le tablier, et ce, à tout moment de l'opération de vérinage.

Dans le sens longitudinal, la dénivellation différentielle maximale entre lignes d'appui consécutives pourra être déterminée par un calcul de flexion longitudinale ou une comparaison à un cas de charge utilisé lors de la conception de l'ouvrage (par exemple le cas de tassement aléatoire prévoyant une dénivellation d'appui de +/- 10 mm).

Dans le sens transversal, les dénivellations différentielles admissibles sont généralement plus faibles. On pourra limiter forfaitairement les différences de dénivellation entre appareils d'appui d'une même ligne d'appui à 0,3 mm.

Ces conditions devront être spécifiées au marché, et l'entreprise en charge de l'opération de vérinage devra produire une procédure soumise au visa du maître d'œuvre décrivant les moyens de contrôle des déplacements (et notamment des déplacements différentiels) et définir des seuils d'alerte ou d'arrêt cohérents avec les dénivellations différentielles maximales justifiées lors des études.



#### 4.2.4.6 - Réalisation du projet et du dossier de consultation des entreprises

Pour réaliser des projets de réparation d'ouvrages anciens nécessitant une opération de vérinage (changement des appareils d'appui et/ou réparation des zones d'appui), on pourra se reporter aux documents suivants :

- RECOS-STRRES n° 7 « Remplacement ou remise en état d'appareils d'appui » [53];
- STRRES FAEQ 5 « Entretien et réparation des équipements d'ouvrages – Appareils d'appui » [54];
- Memoar : fiche technique n° VIII-4 : « Vérinage/Calage » [55].

#### 4.2.4.7 - Dossier de récolement

Les conditions prévues pour l'opération de vérinage et les possibilités d'ouverture de la circulation lorsque le tablier repose sur ses bossages de vérinage sont contenues dans le dossier de récolement de l'ouvrage, notamment dans les diverses notes de calculs.

Dans le cas de la construction d'ouvrages neufs, le maître d'ouvrage pourra avantageusement demander la production d'une fiche de vérinage rappelant de manière synthétique les conditions requises pour l'opération de vérinage (conditions de circulation et dénivellations différentielles limites) afin de simplifier la gestion ultérieure de l'ouvrage. Le format de cette fiche sera à proposer par le gestionnaire, un exemple est donné en Annexe : Exemple de fiche d'informations relatives aux opérations de vérinage, à destination du gestionnaire

Une fiche identique pourra également être demandée à l'issue d'une opération de maintenance d'un ouvrage existant au cours de laquelle un vérinage aurait été mis en œuvre.

### 4.3 - BUTÉES

On entend par butées des éléments liés à l'appui empêchant le déplacement relatif du tablier et de l'appui dans une ou plusieurs directions. Les butées peuvent être utilisées soit pour gérer les déplacements sismiques autorisés, soit pour gérer les déplacements de service, soit les deux. D'une part, les appuis des ouvrages situés en zone sismique peuvent être équipés de butées parasismiques, la mise en œuvre de tels dispositifs étant fonction du type de conception parasismique retenue par le concepteur. D'autre part, pour les ouvrages courbes notamment, des butées peuvent être utilisées afin de guider ou bloquer les déplacements de service. Quelle que soit la finalité de la mise en place des butées, il est nécessaire d'appréhender le comportement de l'ouvrage à la fois en situation de service et en situation sismique.

D'une manière générale, les butées peuvent être constituées en charpente métallique ou en béton armé. Elles se situent en tête de piles et/ou de culées. La présence de butées peut donc avoir une incidence sur la géométrie de la partie supérieure des appuis (chevêtre généralement), ce qui nécessite d'en tenir compte le plus en amont possible lors de la conception du projet. On distingue principalement :

- les butées de sécurité;
- les butées de blocage.

#### 4.3.1 - BUTÉES DE SÉCURITÉ

Les butées de sécurité permettent de bloquer les déplacements sismiques dépassant un certain seuil. Ils répondent à la nécessité d'éviter les échappements d'appui, phénomène relativement fréquent dans les retours d'expérience d'ouvrages détruits par les séismes. Les butées de sécurité n'ont pas vocation à bloquer les déplacements de service (freinage, thermique, centrifuge) et la conception de la butée doit prévoir des jeux dans toutes les directions afin d'éviter tout contact entre le tablier et la butée sous combinaison autre que combinaison sismique. Il est à noter que, dans la conception sismique d'un ouvrage, prévoir des butées de sécurité permet de diminuer le niveau de sollicitation des appuis (piles et

appareils d'appui) lorsque la conception parasismique choisie est élastique ( $q = 1$ ). Pour plus de précisions, on se reportera au guide Cerema « Ponts en zone sismique – Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8 » [16].

Il existe deux types de butées de sécurité, les butées longitudinales et les butées transversales.

#### 4.3.1.1 - Les butées longitudinales

Elles se situent le plus souvent sur culées et visent à protéger une zone d'about sensible vis-à-vis d'un choc (par exemple ancrage de la précontrainte en extrémité de tablier).

**Figure 4-21 : Exemple de butée longitudinale sur culée**



#### 4.3.1.2 - Les butées transversales

Situées sur culées et/ou sur piles, les butées transversales permettent de limiter les déplacements relatifs du tablier par rapport à ses appuis et empêcher ainsi la chute du tablier.

Le positionnement transversal de ces butées est principalement fonction du type de tablier, de l'emplacement des bossages d'appui et des bossages de vérinage. Il est souvent d'usage, lorsque la configuration le permet, de les positionner vers l'intérieur de façon à ne pas élargir le chevêtre inutilement et également pour les masquer davantage.

**Figure 4-22 : Exemples de butées transversales sur culée – 1**



**Figure 4-23 : Exemples de butées transversales sur culée – 2**



Dans le cas de butées en béton, on veillera à dimensionner la hauteur des butées de manière à s'assurer que la zone de choc ne se situe pas dans le béton d'enrobage, mais bien dans la zone armée.

Figure 4-24 : Exemple de butée de sécurité dans le cas d'un tablier bipoutre à double action mixte

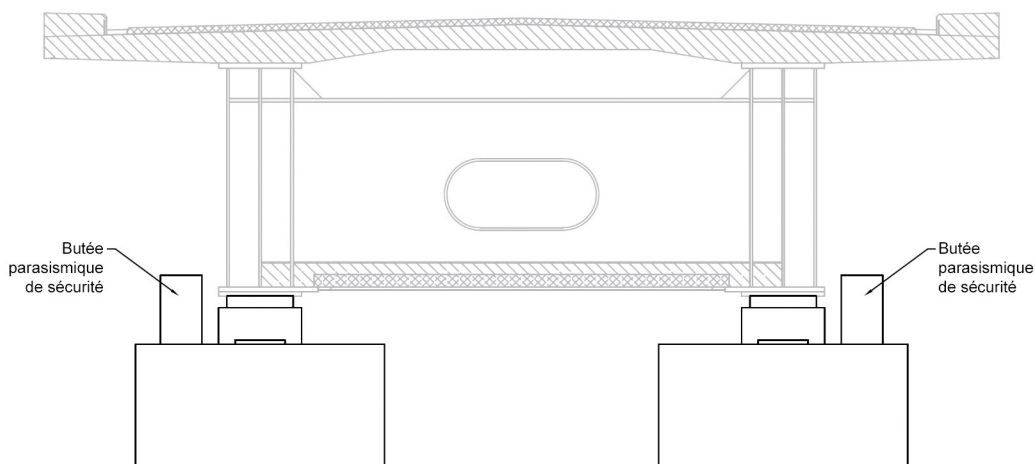


Figure 4-25 : Exemples de butées transversales sur piles – 1



Figure 4-26 : Exemples de butées transversales sur piles – 2



### 4.3.2 - BUTÉES DE BLOCAGE

Lorsque le concepteur souhaite bloquer l'ensemble des déplacements du tablier au droit d'une ligne d'appui selon un ou plusieurs axes, il peut avoir recours à des butées de blocage. Ces butées diffèrent des butées de sécurité par leur finalité : il s'agit d'implanter les butées très proches du tablier afin de bloquer celui-ci selon une direction, et non de les implanter en fin de course des appareils d'appui.

En situation sismique, le fait de bloquer une direction au droit d'un appui entraîne une modification des modes propres de la structure, ce dont l'analyse sismique doit rendre compte. Afin d'éviter les effets de choc, on veillera à laisser au maximum un jeu de **15 mm** entre nus de dispositifs de butée. Le lecteur est invité à se reporter au guide du Cerema « Ponts en zone sismique – Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8 » [16] pour plus de détails, notamment le dimensionnement et la justification de ces éléments de sécurité.

Plus généralement, la mise en œuvre de butées de blocage impose d'analyser à la fois les situations en service et sous séisme.

En situation de service, ce type de butée est particulièrement utile pour guider les tabliers selon une direction, par exemple pour éliminer les déplacements transversaux des ouvrages courbes sur culée (qui se traduisent bien sûr par des efforts supplémentaires à reprendre par les appuis).

**Figure 4-27 : Exemple particulier d'un pont courbe avec butées de blocages sur culée, avec appareil d'appui et plaque de glissement assurant le guidage longitudinal (pont de Terenez - 29)**



La conception de ce type de butée est plus délicate que pour les butées de sécurité, car celles-ci sont sollicitées de manière quasi permanente pour guider les déplacements thermiques par exemple. Ainsi, il s'avère nécessaire de leur appliquer les mêmes exigences de durabilité que pour certains équipements (du type appareil d'appui à pot par exemple). Dans le cas de butées de guidage (ponts courbes notamment), les déplacements longitudinaux de service (température et freinage) peuvent engendrer des frottements sur les zones de contact, il est donc nécessaire que ces zones permettent le glissement sans endommagement des butées ou de la charpente.

## 4.4 - SYSTÈMES D'ASSAINISSEMENT

### 4.4.1 - ENJEUX ET DÉSDORDRES LIÉS AUX DÉFAUTS D'ÉTANCHÉITÉ

L'assainissement des appuis d'un ouvrage, notamment les culées, est un des paramètres les plus importants de la durabilité de la structure. Les pathologies constatées sur les ouvrages endommagés par un défaut d'assainissement des culées sont en majorité :

- la dégradation des bossages d'appui;
- la dégradation des appareils d'appui;
- la corrosion des éléments métalliques présents en about;
- la fissuration du chevêtre, du sommier ou du mur de front de la culée (voire le disjoitement des murs de maçonnerie);
- le développement ou l'amplification de réaction de gonflement interne.



**Figure 4-28 : Corrosion des abouts de poutres métalliques due au mauvais assainissement**



Ces désordres, fréquemment relevés lors des visites d'ouvrage, sont majoritairement produits par l'eau stagnante ou ruisselante sur le sommier et l'about du tablier, amplifiés par les cycles gel/dégel. Ce ruissellement provient le plus souvent du défaut d'étanchéité du joint de chaussée ou du défaut d'entretien de l'assainissement de l'about. Dans tous les cas, la culée doit permettre l'évacuation de cette venue d'eau afin d'éviter l'endommagement des équipements présents sur le sommier.

Les piles présentent une sensibilité moindre que les culées, sauf pour les ouvrages isostatiques comportant des joints de chaussée au droit des piles. Elles sont traitées malgré tout dans la suite de cette partie.

Pour le détail des dimensionnements des ouvrages d'assainissement et pour obtenir davantage d'éléments de conception sur l'assainissement général des ouvrages, on se référera au guide « Assainissement des ponts routiers » du Setra de 1989 [45], le guide technique « Ponts routes en maçonnerie – Protection contre l'action des eaux » du Setra daté de 1992 [56] ou encore le guide LCPC-Setra « Prévention des pathologies courantes d'ouvrage d'art » de décembre 1998 [57].

L'assainissement des culées peut aussi être traité en amont via une conception s'affranchissant des joints de chaussée, et évitant ainsi les infiltrations d'eau qui s'y localisent quasi systématiquement au fur et à mesure de leur vieillissement. Au-delà des portiques et des cadres, des solutions d'ouvrages dits intégraux, ou semi-intégraux se développent en France depuis quelques années (se reporter au 3.2.6, page 139). Avec une telle conception, la majeure partie de l'eau est évacuée via les dispositifs de recueil au niveau de la chaussée, et les infiltrations résiduelles au travers de la couche de roulement cheminent sur la dalle de transition avant de se diffuser progressivement dans le remblai.

Au niveau d'un ouvrage d'art, il peut exister jusqu'à trois systèmes d'assainissement :

1. l'assainissement de la voie portée;
2. l'assainissement de la voie franchie si l'ouvrage franchit une route ou une voie ferrée;
3. l'assainissement propre des appuis, destiné à évacuer les eaux de ruissellement liées à des défauts d'étanchéité (par exemple des joints de chaussée).

Par la suite, on distinguera ces trois systèmes d'assainissement.

## 4.4.2 - ASSAINISSEMENT DES CULÉES

### 4.4.2.1 - Rôle de l'assainissement des culées

La première étape de la conception de l'assainissement d'une culée consiste à déterminer le mode de gestion des eaux aux abouts de l'ouvrage, de manière à dimensionner les arrivées d'eau et les exutoires. On répondra donc aux deux questions suivantes :

- *l'assainissement de la voie franchie est-il lié ou indépendant de l'assainissement de la voie portée ?*
- *les eaux du tablier sont-elles évacuées aux abouts de l'ouvrage ou traversent-elles l'about d'ouvrage pour se raccorder sur l'assainissement de la voie portée ?* La majorité des joints de chaussée, hors joints à revêtement amélioré, étant peu étanches durablement, les eaux du tablier doivent être évacuées avant le passage du joint de chaussée, ce dernier ne devant pas servir de dispositif d'évacuation des eaux.

Ces questions sont nécessaires à la fois au dimensionnement des canalisations, regards ou autres dispositifs d'assainissement ainsi qu'à la conception de l'évacuation des eaux. La question est de savoir *in fine* quelle quantité d'eau doit transiter par le système d'assainissement de la culée et où cette eau doit être rejetée.

Pour un aménagement neuf, le choix du système d'assainissement de l'ouvrage et de son rejet doit être arrêté dès la phase PRO, lors de la soumission du dossier Loi sur l'eau (LSE) au service instructeur. Le choix de rejet des eaux de la voie portée dépend :

- de la présence d'une voie franchie avec son propre réseau d'assainissement et de la possibilité de rejeter les eaux de la voie portée vers l'assainissement de la voie franchie, qui n'a pas nécessairement le même gestionnaire ;
- du débit à rejeter ;
- de l'enjeu environnemental de la zone franchie défini par les études d'impact au travers notamment d'une étude de vulnérabilité des eaux (on pourra se reporter à la note d'information n° 1 de la collection Environnement-Santé-Risque du Cerema [58]);
- du trafic de la voie portée et du risque associé au transport de matières dangereuses.

Le concepteur peut choisir de faire traverser l'about de l'ouvrage aux eaux de ruissellement du tablier et de raccorder l'assainissement du tablier à l'assainissement de la section courante (par exemple par une corniche-caniveau) ou alors, si les conditions le permettent, de les évacuer avant le joint de chaussée.

Dans le premier cas, le système d'assainissement à prévoir sur la culée ne concernera que l'assainissement propre de la culée, c'est-à-dire la gestion des eaux traversant le joint de chaussée. Le volume à évacuer est a priori faible, sauf en cas d'ouvrage très large. Ces eaux pourront être évacuées :

- vers un système d'assainissement de la voie franchie (s'il existe et que son gestionnaire en accepte la prise en charge);
- vers un ouvrage indépendant (noue ou bassin) si ces rejets sont compatibles avec la sensibilité environnementale du milieu naturel.

Dans le cas d'un milieu naturel sensible interdisant tout rejet où l'assainissement propre de la culée devra être raccordé à l'assainissement en section courante de la voie portée, il conviendra d'être attentif au calage altimétrique du réseau d'assainissement de la voie portée afin de pouvoir reprendre ces eaux : le dispositif d'assainissement devra être fortement enterré, ce qui constitue une difficulté.

Dans le second cas (évacuation des eaux du tablier avant l'about), les quantités à rejeter seront plus importantes et les eaux ruisselant directement sur le sommier dues au défaut d'étanchéité du joint de chaussée seront à raccorder avec l'évacuation des eaux issues du tablier.

Pour l'assainissement de la chaussée en section courante, on pourra se référer au guide technique du Setra sur l'assainissement routier [59]. Dans le cas particulier des ponts franchissant des cours d'eau, le lecteur pourra se référer au guide Setra «Cours d'eau et ponts» [9].

Dans le cas d'un ouvrage existant sur lequel un défaut d'assainissement est détecté, la remise en état s'impose évidemment. Le maître d'ouvrage peut être amené à réfléchir de manière plus globale à l'assainissement routier existant et à son adéquation aux exigences environnementales modernes. Dans ce cas, la mise en œuvre du nouvel assainissement dans le cadre de travaux de réparation devra faire l'objet d'une analyse des démarches Loi sur l'eau, suivant l'importance des modifications apportées au réseau d'assainissement existant : porter à connaissance, modification d'un arrêté existant, dépôt d'un dossier loi sur l'eau.

Afin de minimiser la quantité d'eau s'écoulant en direction des joints de chaussée, et en fonction du système d'assainissement adopté, on veillera à placer les dispositifs d'évacuation des eaux du tablier le plus près possible des abouts. Ainsi, le dispositif d'assainissement de la culée sera dimensionné *a minima*, car il ne devra évacuer que les eaux de ruissellement du sommier et les eaux du tablier situées à proximité directe du joint de chaussée (zones quadrillées en bleu ci-après). Les schémas ci-après illustrent ce

principe pour les deux systèmes d'assainissement décrits ci-dessus, une évacuation des eaux du tablier par corniche-caniveau dans le système d'assainissement routier et une évacuation des eaux du tablier en pied de talus via des gargouilles.

Figure 4-29 : Assainissement en zone d'about via des corniches caniveau (vue de dessus du tablier)

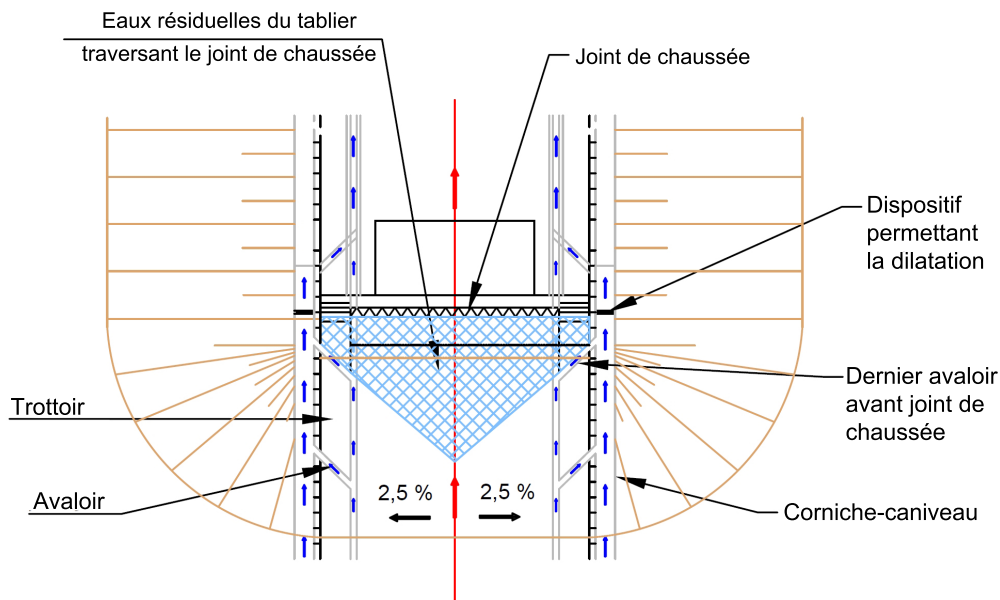
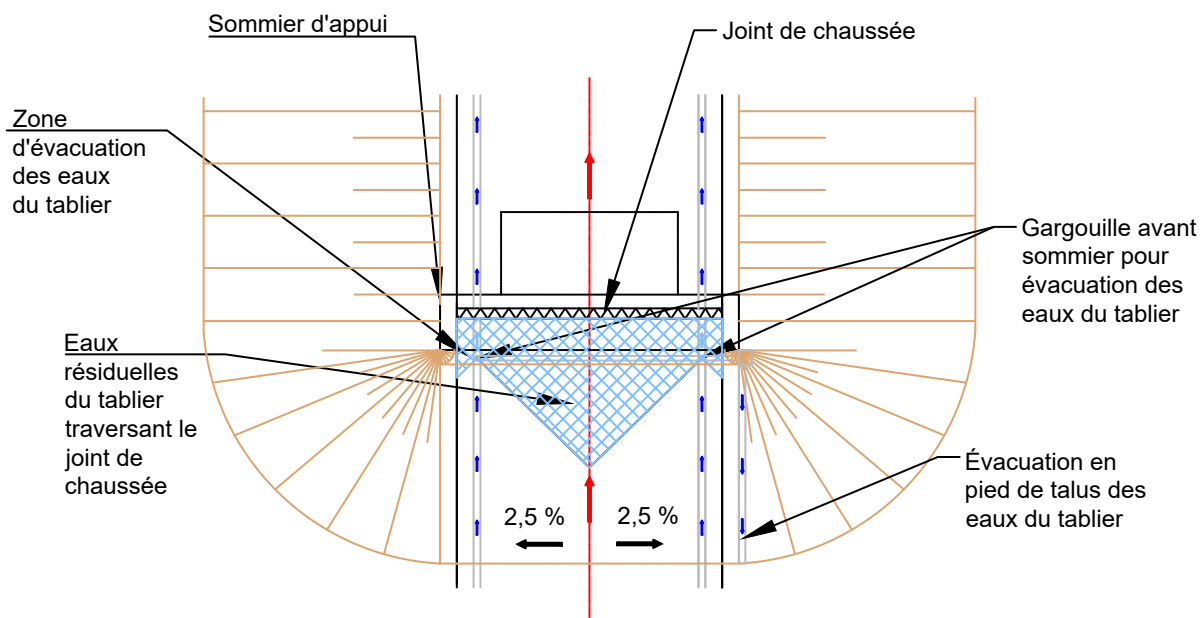


Figure 4-30 : Assainissement en zone d'about via des gargouilles (vue de dessus du tablier)



Toute autre solution conduisant à l'écoulement de l'intégralité des eaux du tablier en direction des joints de chaussée, même si les dispositifs d'assainissement de la culée sont dimensionnés en conséquence, est déconseillée. En effet la circulation d'eau sur le sommier doit rester marginale afin de préserver les organes d'appuis (bossages et appareils d'appui).



Enfin, on notera que, sauf à avoir un point haut au milieu de l'ouvrage, les dispositifs d'assainissement à prévoir à chaque extrémité évacuent a priori des quantités d'eaux différentes, ce qui peut influencer sur leur dimensionnement.

On distinguera par la suite trois sujets principaux :

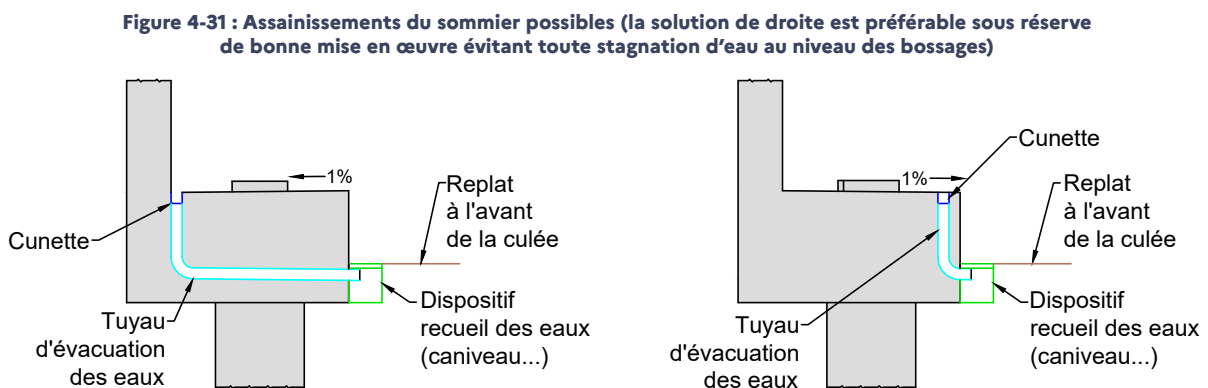
- l'assainissement des sommiers ou des chevêtres ;
- l'évacuation de l'eau ;
- les remblais.

#### 4.4.2.2 - Assainissement des sommiers

Ce thème est commun aux culées enterrées et aux culées remblayées à mur de front, il s'agit a priori de récupérer les eaux passant par le joint de chaussée et le joint de trottoir, leur étanchéité étant peu durable.

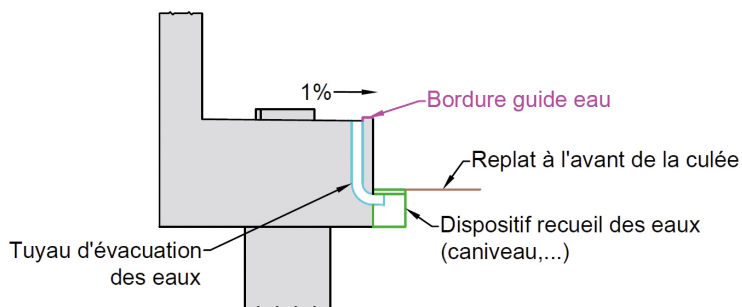
Il est donc nécessaire d'assurer une bonne évacuation des eaux circulant sur le chevêtre afin d'éviter les stagnations d'eau susceptibles de dégrader les bossages ou le chevêtre. On appliquera une pente longitudinale et transversale **d'au moins 1 %** au chevêtre permettant de diriger les eaux vers une cunette d'évacuation, elle-même dirigée via un regard vers un caniveau à grille ou une canalisation.

La cunette peut se situer en pied de garde-grève, ce qui présente l'avantage d'éviter les ruissellements sur les bossages, mais complique son entretien dans le cas où les dimensions de la zone d'appui rendent l'accès difficile. En outre la cunette est située près de l'encastrement du mur garde-grève et nécessite de mettre en place une canalisation traversant tout le chevêtre et son ferrailage, ce qui complexifie sa mise en œuvre. Aussi, on préférera déverser le sommier vers l'avant et placer la cunette en bord de chevêtre, ce qui présente l'intérêt d'un curage plus simple et éloigne la zone d'humidité des zones les plus sollicitées mécaniquement et des zones de reprise de bétonnage. Cette solution implique en revanche une circulation d'eau sur le dessus du sommier pouvant altérer les bossages dans le cas où l'eau stagnerait sur les bords de ces derniers. On pourra alors prévoir une étanchéité sur le sommier (système d'étanchéité liquide par exemple) et surtout sur les faces latérales des bossages afin de s'affranchir de tout risque, notamment dans le cas où l'accès au sommier pour entretien serait complexe. On pourra consulter à ce sujet le guide Setra/LCPC sur la protection des parements en béton [60].



En outre, afin de simplifier la réalisation de la cunette et d'augmenter sa capacité hydraulique, un système de rebord en bord de chevêtre (40 mm de haut pour 100 mm de large par exemple) pourrait être envisagé.

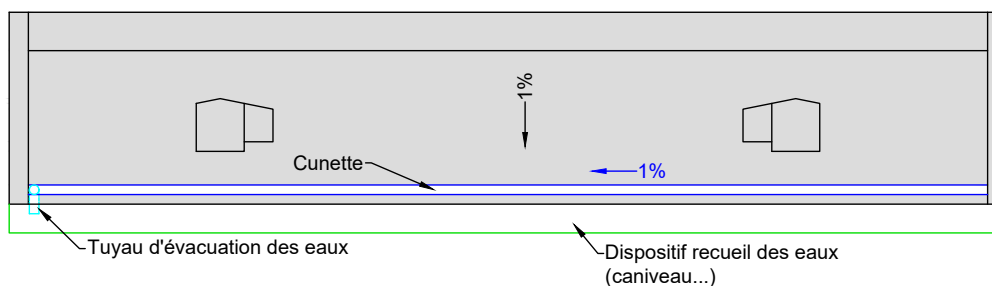
Figure 4-32 : Ajout d'une bordure pour guider l'eau de ruissellement



Une canalisation située en coin de chevêtre permettrait l'évacuation du fil d'eau sans gêner le ferrillage.

Quel que soit le choix de conception, on veillera au minimum à marquer une pente d'au moins 1 % de l'extrados du sommier afin d'éviter la stagnation d'eau et d'évacuer efficacement l'eau de ruissellement.

Figure 4-33 : Assainissement de la culée (vue en plan)



Afin d'éviter toute stagnation d'eau au niveau des bossages, on pourra biseauter la face des bossages confrontée à l'écoulement.

Dans le cas de chevêtres larges, il sera plus avantageux de penter le sommier ou la cunette « en toit » et de recueillir les eaux soit au milieu du chevêtre soit aux extrémités du chevêtre.

Toutes ces dispositions peuvent se révéler particulièrement utiles en cas de dysfonctionnement du système d'assainissement général, si les quantités d'eau ruisselant sur le chevêtre sont supérieures aux quantités (très faibles) prévues lors de la conception.

Enfin, on cherchera à agrandir au maximum les espaces dans les zones de sommier pour en améliorer la ventilation naturelle et favoriser l'assèchement, tout en facilitant l'accès pour les inspections et l'entretien (voir 3.2.4.5, page 123) :

- Pour les ouvrages non courants, les accès aux zones d'appui sont généralement spacieux (exemple ci-après d'un pont mixte à 3 travées 24 m - 30 m - 24 m PI de la RN4 à Héming (57)).

Figure 4-34 : About sec et ventilé



- Pour les ouvrages courants, en revanche, il paraît souhaitable de rompre avec l'habitude qui consiste à optimiser les coûts de structure en minimisant les dimensions des éléments constitutifs des culées (exemple ci-après d'un pont à dalle nervurée, avec un sommier inaccessible et fortement humide même par temps sec). L'agrandissement de la zone d'appui nécessite de modifier les dimensionnements usuels de la façon suivante : augmentation des hauteurs de mur garde-grève, des hauteurs des bossages (c'est-à-dire augmentation de l'espace entre le sommier et le tablier) et éventuellement élargissement du sommier. Les surcoûts engendrés sur les quantités de béton et de ferrailage sont la contrepartie de l'amélioration apportée en termes de durabilité.

Figure 4-35 : About humide

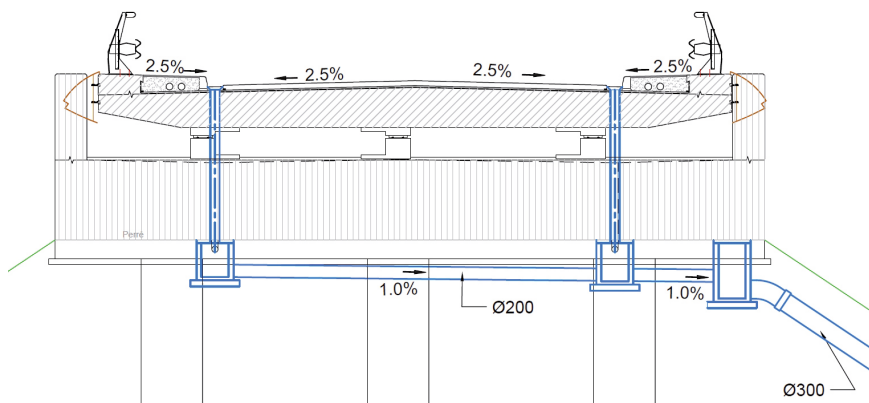


#### 4.4.2.3 - Évacuation et exutoire

Une fois le sommier assaini, il est nécessaire d'assurer :

- un raccordement correct et durable entre les venues d'eau du tablier et le dispositif d'assainissement de la culée (si tant est que l'évacuation des eaux du tablier se fasse par les culées) : dans le cas où les venues d'eau du tablier se font par un système gargouilles-canalisation-regard, ce qui est souhaitable, on veillera à ce que le débord du regard par rapport à la canalisation permette les déplacements relatifs du tablier et de la culée ; plus globalement, dans la conception de l'ouvrage, on s'assurera que les équipements liant le tablier aux culées peuvent encaisser les déplacements longitudinaux et transversaux du tablier tels que prévus dans la conception ;

**Figure 4-36 : Évacuation de l'eau aux abords de l'ouvrage**  
(en haut une disposition à éviter, en dessous une conception à retenir)



**Figure 4-37 : Évacuation des eaux du tablier sur l'ouvrage d'Ormoy-le-Davien (60)**



- une évacuation correcte de l'eau provenant du chevêtre, et éventuellement du tablier si les eaux sont évacuées aux abords : on pourra opter pour un caniveau à grille ou une solution de type canalisation enterrée dans le replat en tête de perré dans le cas d'une culée enterrée ;
- l'évacuation correcte des eaux vers le système d'assainissement de la voie franchie ou vers un ouvrage indépendant selon la conception retenue : on évitera le rejet direct dans le perré pour éviter l'endommagement de celui-ci, on optera pour une descente talus-tuile, un caniveau coulé en place ou encore une canalisation noyée dans le remblai. Dans le cas d'une culée à mur de front, la canalisation pourra être soit noyée dans le mur de front, (moins sujette au vandalisme mais plus difficile d'entretien) soit extérieure (plus facile d'entretien mais davantage sensible au vandalisme).

Figure 4-38 : Désordres sur perré dus au rejet direct des eaux sur celui-ci



Dans le cas de culées de grande hauteur, lorsque les eaux sont évacuées en pied de remblai (noue ou fossé), il conviendra de placer quelques enrochements liaisonnés ou réaliser un ouvrage coulé en place en sortie d'exutoire afin d'éviter tout creusement du terrain.

#### 4.4.2.4 - Remblais

On s'intéresse ici aux remblais contigus aux ouvrages et non aux remblais de section courante. Les remblais doivent faire l'objet également d'un assainissement suffisant pour éviter les risques de saturation des terrains qui peuvent conduire à des phénomènes non pris en compte dans le dimensionnement (poussée hydrostatique, altération des matériaux du remblai conduisant à des déformations parasites et dégradation de la résistance au cisaillement). On prévoira ainsi systématiquement **un drain de pied** de culée pour les culées à mur de front ainsi qu'**un exutoire pérenne et d'entretien aisé**. Outre ces équipements, le drainage pourra être assuré soit par l'utilisation d'un matériau drainant dans le remblai, soit par une nappe géosynthétique drainante.

Selon le type de matériau utilisé en remblai, il pourra s'avérer nécessaire de mettre en œuvre un dispositif de drainage directement sur le parement (nappe drainante mise en œuvre sur le badigeon de protection). On pourra se référer aux recommandations de la note d'information du Setra sur les remblais contigus [51] qui contient des éléments sur le drainage à mettre en œuvre sur ces remblais.

#### 4.4.3 - ASSAINISSEMENT DES PILES

L'assainissement des piles est en règle générale beaucoup moins sensible que dans le cas des culées, sauf lorsque l'ouvrage contient des travées isostatiques et qu'un joint de chaussée est mis en œuvre au droit d'une pile intermédiaire. Dans ce cas, on veillera à garantir l'assainissement du chevêtre de la pile en récupérant les eaux ruisselant sur celui-ci et en les évacuant en pied de pile vers le système d'assainissement général. Dans le cas de la présence d'un joint, le défaut d'assainissement sur pile peut se révéler aussi pathologique que sur culées.



Figure 4-39 : Ruissellement sur une pile marteau



Dans le cas ci-dessus, l'assainissement du joint au droit de la pile marteau est défectueux, ce qui peut être particulièrement problématique pour les armatures présentes dans le chevêtre. On évitera autant que possible la présence de joints de chaussées au-dessus d'éléments précontraints. De plus, à l'instar des sommiers de culée, dans le cas des chevêtres difficiles d'accès et particulièrement sensibles, la mise en œuvre d'une étanchéité sera à envisager. Plus généralement, on veillera par des dispositions constructives à favoriser l'évacuation d'eau sur les piles (descentes d'eau, chevêtres pentés...) de façon à anticiper le défaut d'assainissement des zones de joints.

Dans le cas où il ne serait pas possible de rejeter les eaux s'infiltrant à travers le joint de chaussée directement en pied de pile (appui de grande hauteur, zone à fort enjeu environnemental), une solution consiste à recueillir les eaux du joint de chaussée via un chéneau et le relier (via un regard par exemple) à un collecteur à accrocher en rive du tablier pour les évacuer aux abouts de l'ouvrage (en pied de culée ou vers l'assainissement de la section courante). Cette solution a été mise en œuvre notamment sur le viaduc de Caronte à Martigues (13) sur l'A55. L'ouvrage est constitué d'une travée centrale métallique de type pont à bécaille avec dalle orthotrope reliée à des travées d'accès en béton, des joints de chaussée entourant la travée centrale. Un collecteur a été mis en œuvre en rive du tablier, ainsi que des chéneaux sous les joints de chaussée reliés au collecteur par un regard (voir photo ci-après).

Figure 4-40 : Raccordement de l'assainissement entre la travée centrale et les travées de rive sur le viaduc de Caronte - Vue sur pile centrale (crédit : DIR Med)



Cette solution, relativement lourde, permet de reprendre l'assainissement de l'ensemble du tablier, cependant les chéneaux sous joints de chaussée nécessitent un entretien régulier pour fonctionner correctement.

## 4.5 - RACCORDEMENT DES DISPOSITIFS DE SÉCURITÉ

### 4.5.1 - GÉNÉRALITÉS

Lors de la conception d'un ouvrage neuf, la question du choix des dispositifs de retenue en rive ne concerne pas seulement le tablier, mais également les culées. En effet, le raccordement entre le dispositif présent sur ouvrage et celui situé en section courante nécessite bien souvent la réalisation de murs en retour suspendus à la culée. Ceux-ci permettent d'y fixer soit les derniers poteaux du dispositif, soit le système de raccordement. Le choix du dispositif et du système de raccordement a donc une incidence :

- géométrique – longueur du mur et largeur de la longrine en tête;
- mécanique – résistance du mur et de la culée vis-à-vis des efforts des chocs liés au dispositif mis en œuvre.

On se reportera au § A, page 123 pour plus de détails sur la géométrie des murs en retour.

Outre le raccordement des dispositifs de retenue en bords libres de tablier avec les dispositifs sur culée, il est nécessaire, au stade des études, de prendre en compte l'éventuel raccordement des dispositifs séparateurs en terre-plein central en zone « courante » (hors proximité d'un ouvrage de franchissement de la voie) avec les dispositifs de retenue au niveau des appuis d'ouvrage situés en terre-plein central. Ce point n'est pas traité explicitement dans ce guide car en dehors du champ des ouvrages, cependant les différentes configurations de protection des piles implantées en terre-plein central sont évoquées dans le 1.2.2.6, page 35.

### 4.5.2 - CONCEPTION DE LA ZONE DE RACCORDEMENT SUR CULÉES

La réglementation concernant les dispositifs de retenue a évolué ces dernières années. L'arrêté RNER modifié [18] définit pour les itinéraires dont la limitation de vitesse est supérieure ou égale à 70 km/h les règles de mise en service des dispositifs de retenue routiers, ainsi que les niveaux de sécurité minimum à respecter, selon le type de route, la limitation de la vitesse et la position du dispositif. Cet arrêté fixe également les performances exigibles, en lien avec les normes NF EN 1317 [19] : le niveau de retenue de véhicules, le niveau de largeur de fonctionnement et la classe de sévérité de choc.

L'approche en termes de conception s'en trouve modifiée, puisque le concepteur ne peut plus choisir en phase projet le type de dispositif qu'il souhaite mettre en œuvre. Son choix se limite aux emplacements réservés à l'implantation des dispositifs de retenue sans connaître le modèle de barrière marquée CE, le choix de celui-ci n'intervenant pas avant l'appel d'offres. Il convient donc de définir au mieux la géométrie du projet en fonction de modèles de barrières de sécurité disponibles sur le marché. En phase projet, il est donc recommandé au concepteur de retenir une largeur minimale de bandes d'implantation des dispositifs (et donc de largeur de longrine sur murs suspendus) de façon à permettre l'implantation de modèles de barrières de plusieurs fabricants pour respecter les règles de concurrence.

Pour tout complément concernant cette nouvelle réglementation et les choix relatifs aux dispositifs de retenue, il convient de se reporter au guide du Cerema « Dispositifs de retenue routiers marqués CE sur ouvrages d'art – de la conception de l'ouvrage à la mise en œuvre des dispositifs de retenue » [1].

## 4.6 - ENGRAVURES ET PAREMENT ARCHITECTURÉ

### 4.6.1 - ENGRAVURES

Le dispositif de sécurité séparant les deux sens de circulation et situé en terre-plein central est soit une glissière de sécurité (terre-plein large), soit une barrière béton type DBA. Afin de raccorder le système de sécurité sur la pile, dans le cas d'une DBA, il est d'usage de prévoir une engravure dans la pile pour liasonner le dispositif de sécurité à la pile. Il conviendra d'adapter le sifflet à la largeur du fût de pile.



Toutefois, on veillera à ne pas placer d'engravure ou de parement sur la hauteur de la DBA afin d'éviter d'interrompre le plan de glissement en cas de choc ou de frottements.

Pour la conception de l'isolation de la pile par la file de DBA, on se reportera au guide Cerema sur l'installation de DR en section courante [21]. Dans le cas de piles en terre-plein central, lorsqu'il n'est pas possible d'isoler la pile par deux dispositifs de retenue placés à une distance VI (Valeur d'intrusion liée au dispositif de retenue) de la pile, il est préconisé, à défaut, d'englober les piles dans une file de séparateurs de type DBA.

Figure 4-41 : Raccordement de l'engravure au droit du séparateur central



## 4.6.2 - PAREMENT ARCHITECTURÉ

### 4.6.2.1 - Préambule

Les parements architecturés peuvent poser des problèmes d'enrobage des armatures. Il convient d'attirer l'attention des architectes afin d'éviter des formes ou des profondeurs des rainures problématiques pour une mise en œuvre correcte des armatures avec un enrobage trop important en tout état de cause, l'enrobage minimal théorique doit être respecté ce qui peut alors conduire à augmenter les épaisseurs ou dimensions des éléments.

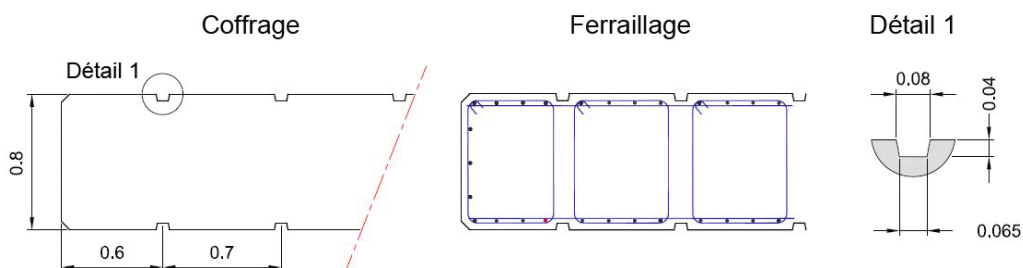
Les solutions peuvent être étudiées selon la position des rainures :

- rainures horizontales;
- rainures verticales.

### 4.6.2.2 - Rainures verticales

Afin d'éviter un enrobage trop important, il faut respecter l'enrobage sur les armatures horizontales avec l'enrobage hors engravure. Ainsi, les cadres sont placés entre les rainures, cf. schéma suivant :

Figure 4-42 : Mise en place du ferrailage dans une pièce avec engravure – 1



### 4.6.2.3 - Rainures horizontales

De même, dans le cas de rainure horizontale, il faut respecter l'enrobage sur les armatures verticales et placer les armatures horizontales avec l'enrobage hors engravure. Ainsi les cadres sont placés entre les rainures comme le montrent les schémas suivants. Deux configurations sont proposées :

- avec des engravures de faibles profondeurs (autour de 3 cm);
- avec des engravures plus profondes (exemple avec 5 cm).

Figure 4-43 : Mise en place du ferrailage dans une pièce avec engravure – 2

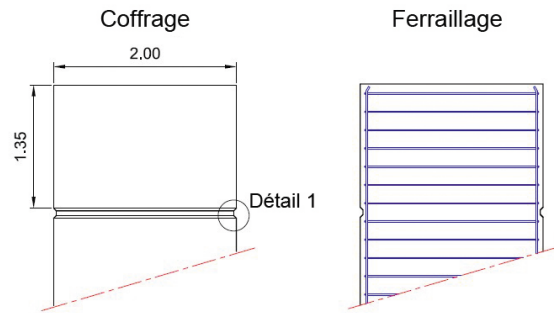
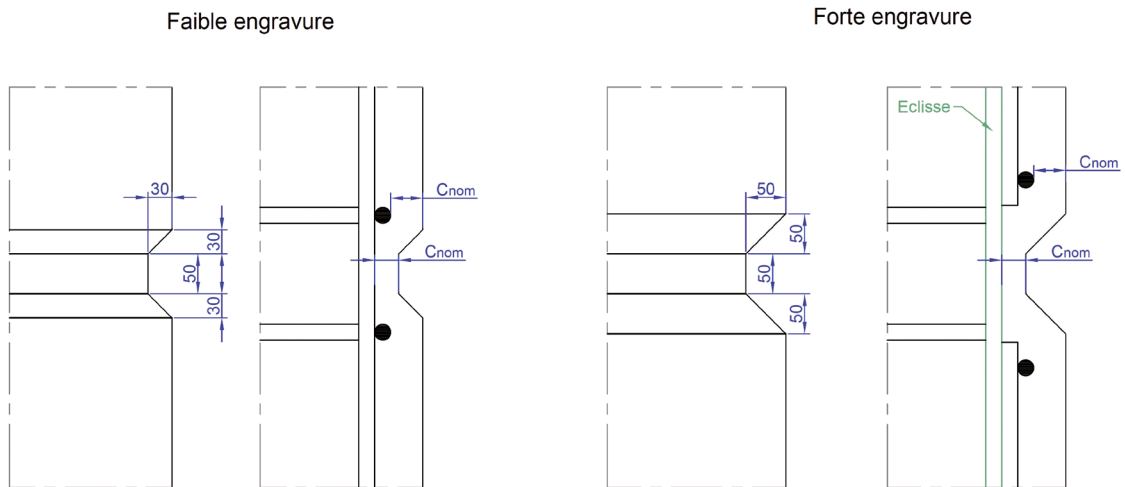


Figure 4-44 : Mise en place du ferrailage dans une pièce avec engravure – 3



Pour les engravures peu profondes, le respect de l'enrobage au niveau des engravures conduit à un enrobage légèrement surabondant, sans conséquence.

Pour des profondeurs plus importantes, un éclissage des armatures verticales au droit des engravures permet ainsi de respecter les enrobages.



## CHAPITRE 5

# Synthèse des préconisations

# SYNTHÈSE DES PRÉCONISATIONS

Les plans de synthèse proposés ci-après résument les préconisations développées dans les parties précédentes. Ils consistent en un dossier de plans de coffrage spécifiquement axés sur les thèmes des équipements, des culées et des piles.

Les préconisations ci-après constituent des recommandations pour le prédimensionnement des épaisseurs des parties d'appui. Les valeurs proposées et les études de dimensionnement peuvent bien évidemment amener à revoir ces dimensions en fonction des hypothèses de sol, de trafic, de circulation, etc.

## 5.1 - RAPPEL DES PRINCIPES GÉNÉRAUX DE CONCEPTION DES APPUIS

### 5.1.1 - RECUEIL DE DONNÉES NÉCESSAIRES À LA CONCEPTION

L'appui doit s'insérer dans son environnement direct, et la conception d'un appui s'inscrit dans la démarche de conception générale de l'ouvrage. **Préalablement** à la conception de l'appui proprement dit, il est donc nécessaire de recenser les contraintes du site (emprise au sol envisageable, contraintes fonctionnelles de la voie franchie, présence d'un cours d'eau etc.), la nature du tablier projeté (les efforts auxquels l'appui sera soumis, la nature de la liaison avec le tablier et le nombre de points d'appui) ainsi que les conditions géotechniques. Ces éléments permettront de définir l'enveloppe géométrique dans laquelle inscrire l'appui, le type de fondation et le mode de réalisation, et orienteront le concepteur vers les solutions techniques adéquates (culée enterrée ou remblayée, pile voile ou pile de grande hauteur, etc.).

### 5.1.2 - EXIGENCE DE RÉSISTANCE

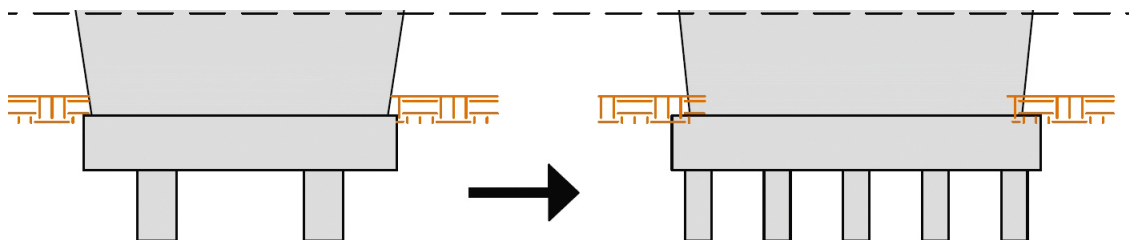
L'appui doit être conçu de manière à pouvoir résister aux actions qui le sollicitent. Les différents éléments constituant l'appui (fondations, fut, chevêtre, etc.) doivent être justifiés vis-à-vis des différentes sollicitations identifiées et calculées à partir des recommandations des Eurocodes, que cela soit en service ou en phase provisoire (en cours de construction ou lors d'une phase de remplacement d'équipements par exemple). Ce point est l'objet du tome II de ce guide.

Les appuis doivent résister au choc de véhicules lourds.

### 5.1.3 - EXIGENCE DE ROBUSTESSE

Conformément aux recommandations de l'EN 1991-1-7, les appuis doivent être conçus de manière à éviter qu'une défaillance locale due à une cause inconnue puisse avoir de conséquences disproportionnées sur la résistance de l'appui. On privilégiera l'utilisation d'éléments robustes à forte inertie ou possédant des capacités de redistribution d'effort, comme les voiles, ou, dans le cas de recours à des éléments de plus faible section (pieux pour fondations profondes ou colonnes dans les palées), on assurera autant que possible une redondance de ces éléments (par exemple préférer cinq pieux de diamètre 1 000 à deux pieux de diamètre 1 500 pour le dimensionnement d'une fondation, ou s'assurer qu'une pile de type palée de poteau reste stable si l'un des poteaux est rompu).

Figure 5-1 : Conception privilégiant la redondance des pieux



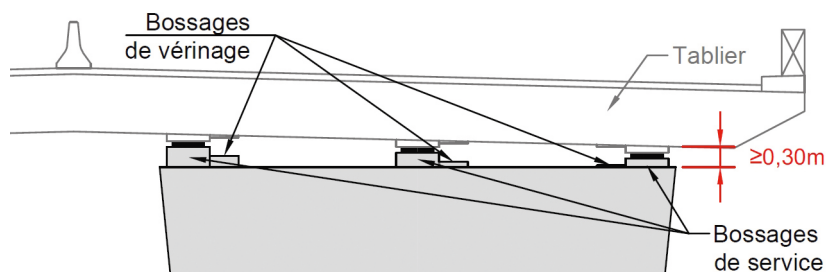
#### 5.1.4 - EXIGENCE DE MAINTENANCE

Les appuis doivent pouvoir faire l'objet d'inspection des parties visibles et d'opérations d'entretien sans exiger l'utilisation de moyens d'accès disproportionnés. Leur conception doit donc permettre de faciliter l'accès aux différentes zones sensibles du point de vue de la maintenance, notamment les bossages et les appareils d'appui, équipements nécessitant un remplacement au cours de la vie de l'ouvrage.

Afin de faciliter le remplacement des appareils d'appui, la distance séparant le sommet du fût de l'intrados du tablier doit toujours être au minimum de 30 cm. Retenir une valeur plus importante facilitera les opérations d'entretien.

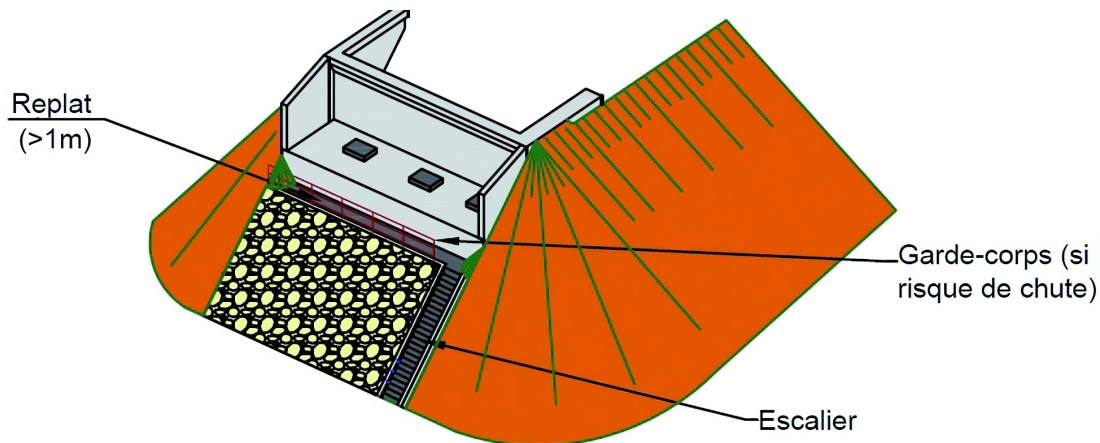
Les opérations de vérinage doivent être anticipées dès la conception de l'appui, à travers la matérialisation des emplacements des vérins (bossages de vérinage) et leur dimensionnement. Pour les palées de poteaux, l'opportunité de placer un chevêtre en tête doit être étudiée.

Figure 5-2 : Dispositions facilitant le vérinage



Dans le cas de culées perchées en tête de talus, il est préconisé d'aménager l'accès au chevêtre par un escalier et un replat muni de garde-corps ainsi que de prévoir une hauteur sous tablier d'1,80 m environ (1,20 m entre poutres si pont à poutres).

Figure 5-3 : Équipements d'une culée perchée en tête de talus

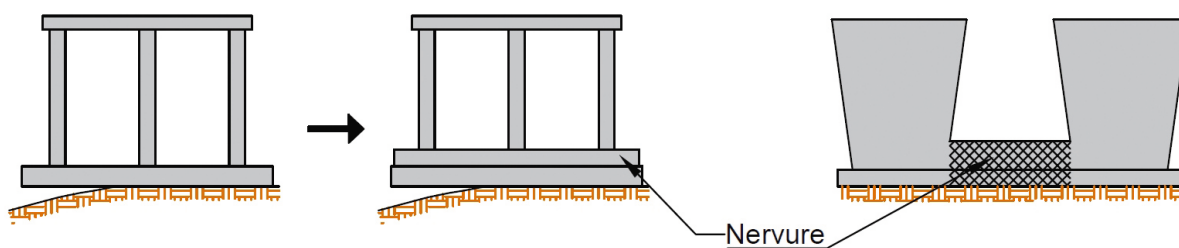


Afin de préserver les bossages notamment, les sommiers et chevêtres d'appuis doivent être conçus de manière à éviter toute stagnation d'eau qui circulerait de manière accidentelle sur l'appui.

### 5.1.5 - EXIGENCE DE RIGIDITÉ

Dans le cas d'appuis fondés superficiellement présentant au moins deux éléments intermédiaires (deux voiles ou une palée de poteaux), il est recommandé de se prémunir du risque d'hétérogénéité du sol de fondation en raidissant la ligne d'appui en prévoyant une nervure continue reliant les éléments intermédiaires. Le cas échéant, ce raidissage peut également être obtenu par l'intermédiaire d'un chevêtre épais.

Figure 5-4 : Utilisation de nervure pour rigidifier la ligne d'appui



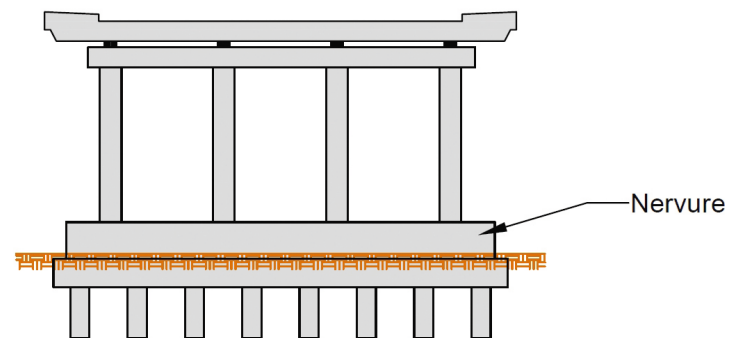


### 5.1.6 - CHOC DE POIDS LOURDS

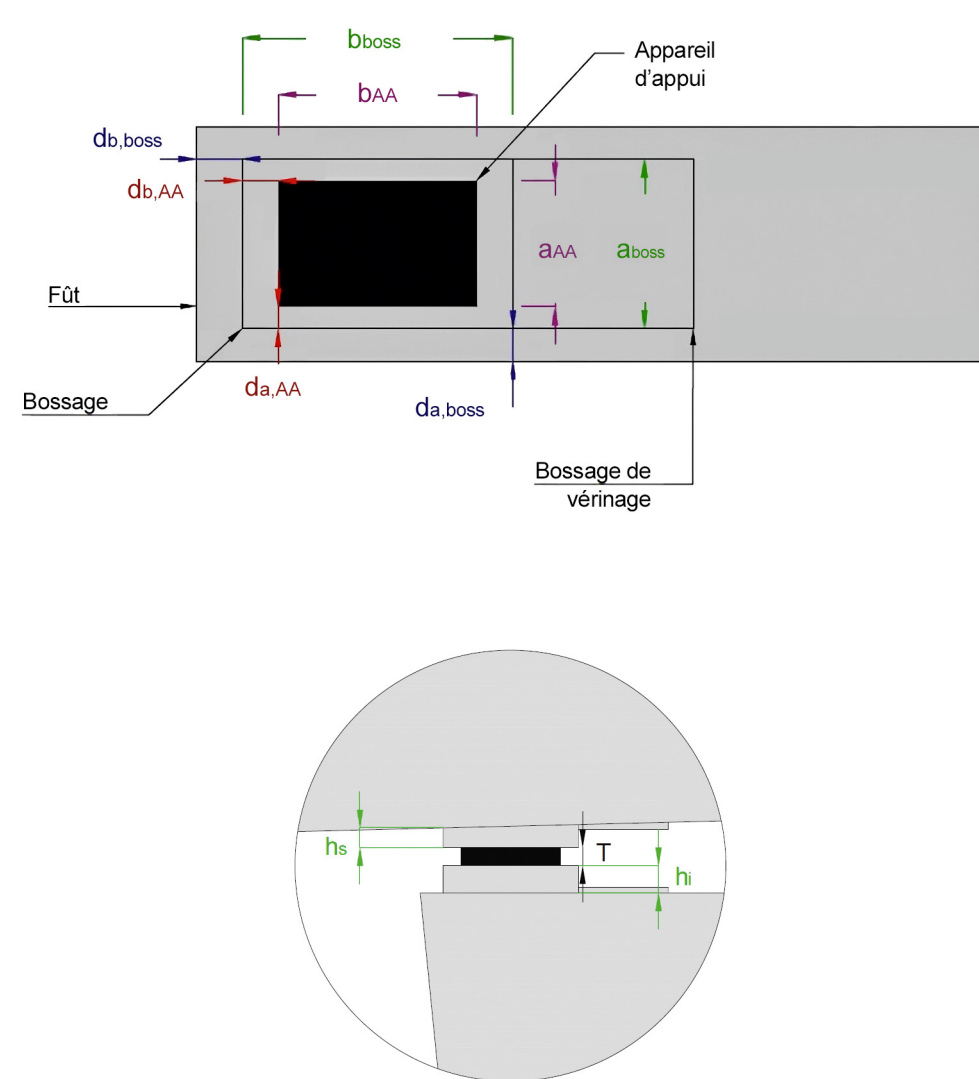
Les appuis implantés à proximité de voies de circulation doivent être justifiés au choc de poids lourds. La méthode d'analyse et de justification de l'appui en fonction du niveau de risque est détaillée dans le tome II. Les appuis situés en bord de voie circulée doivent être séparés de la voie par des dispositifs de retenue placés à une distance égale à la valeur d'intrusion du dispositif.

Dans le cas de palées de poteaux, on solidariser les poteaux par une nervure continue évitant tout choc direct sur les poteaux ou tout encastrement entre deux poteaux consécutifs.

Figure 5-5 : Palée de poteaux munie d'une nervure haute pour raidir la ligne d'appui vis-à-vis des chocs



## 5.2 - BOSSAGES



### 5.2.1 - BOSSAGE ÉPAIS

On entend par bossage épais un bossage dont la hauteur  $h$  ( $= h_i$  ou  $h_s$ ) vérifie la condition :

$$h \geq \min(6 \text{ cm}; 0,2 \min(a_{boss}; b_{boss}))$$

Partie d'ouvrage		Notation	Prédimensionnement	Références
Appareil d'appui	Épaisseur	$T$	Dimensionnement des appareils d'appui en fonction des sollicitations	Guides sur le dimensionnement des appareils d'appui [13], [14]
	Longueur	$a_{AA}$		
	Largeur	$b_{AA}$		
Bossage	Débord longitudinal	$d_{a,AA}$	$d_{a,AA} \geq \max(5 \text{ cm}; a_{AA}/6)$	4.1.2, page 152
	Débord transversal	$d_{b,AA}$	$d_{b,AA} \geq \max(5 \text{ cm}; b_{AA}/6)$	
	Longueur	$a_{boss}$	$a_{boss} = a_{AA} + 2d_{a,AA}$	
	Largeur	$b_{boss}$	$b_{boss} = b_{AA} + 2d_{b,AA}$	
Tête du voile	Débord longitudinal	$d_{a,boss}$	$d_{a,boss} \geq \max(5 \text{ cm}; a_{boss}/6)$	
	Débord transversal	$d_{b,boss}$	$d_{b,boss} \geq \max(5 \text{ cm}; b_{boss}/6)$	

### 5.2.2 - BOSSAGE FIN

On entend par bossage fin un bossage dont la hauteur  $h$  ( $= h_i$  ou  $h_s$ ) vérifie la condition :

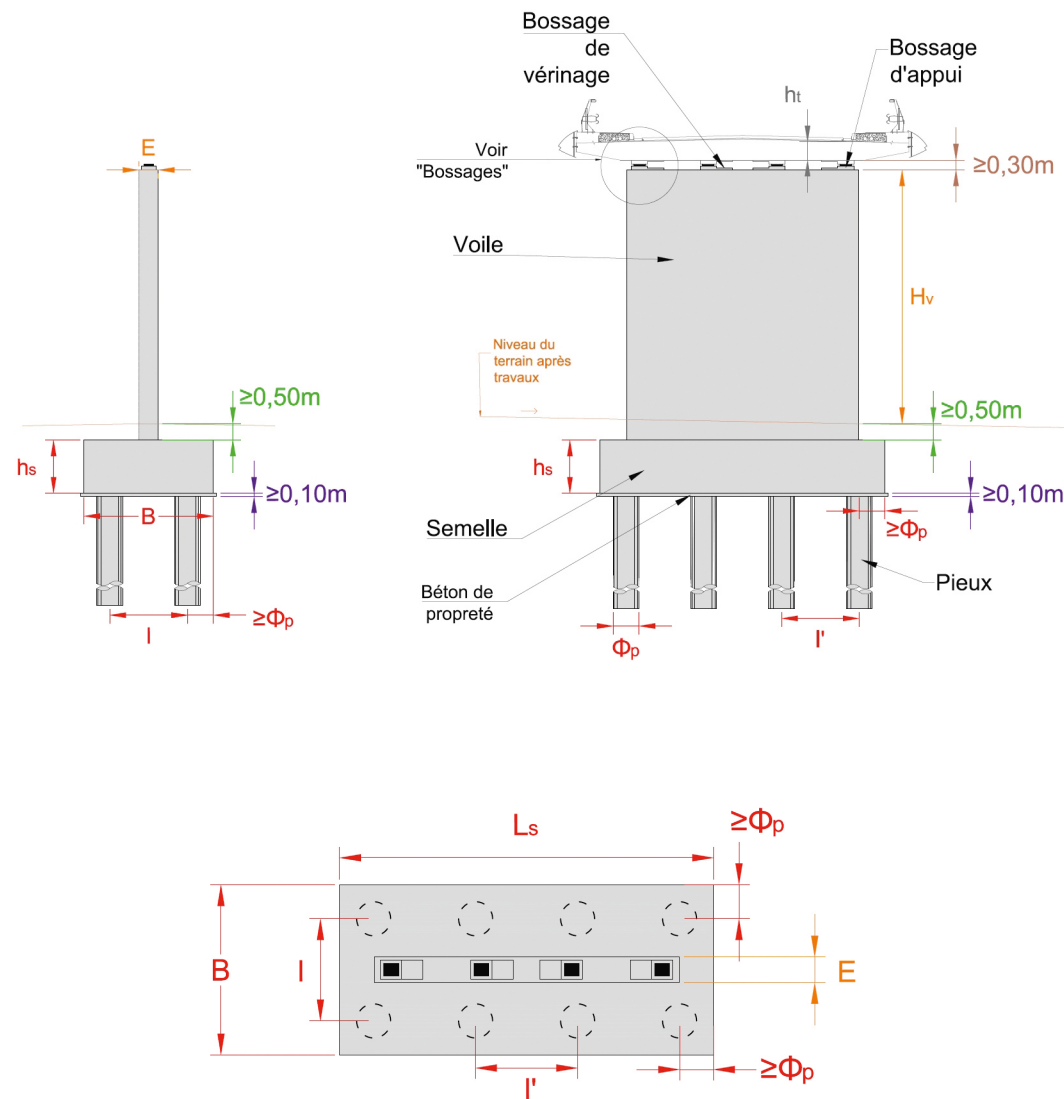
$$h < \min(6 \text{ cm}; 0,2 \min(a_{boss}; b_{boss}))$$

Partie d'ouvrage		Notation	Prédimensionnement	Référence
Appareil d'appui	Épaisseur	$T$	Dimensionnement des appareils d'appui en fonction des sollicitations	Guides sur le dimensionnement des appareils d'appui [13], [14]
	Longueur	$a_{AA}$		
	Largeur	$b_{AA}$		
Bossage	Débord longitudinal	$d_{a,AA}$	$d_{a,AA} \geq 5 \text{ cm}$ $d_{a,AA} + d_{a,boss} \geq a_{AA}/6$	4.1.2, page 152
	Débord transversal	$d_{b,AA}$	$d_{b,AA} \geq 5 \text{ cm}$ $d_{b,boss} + d_{b,AA} \geq b_{AA}/6$	
	Longueur	$a_{boss}$	$a_{boss} = a_{AA} + 2d_{a,AA}$	
	Largeur	$b_{boss}$	$b_{boss} = b_{AA} + 2d_{b,AA}$	
	Épaisseur bossage supérieur	$h_s$	$h_s \geq 2 \text{ cm}$	
	Épaisseur bossage inférieur	$h_i$	$h_i \geq 5 \text{ cm}$	
Tête du voile	Débord longitudinal	$d_{a,boss}$	$d_{a,boss} \geq 5 \text{ cm}$ $d_{a,AA} + d_{a,boss} \geq a_{AA}/6$	
	Débord transversal	$d_{b,boss}$	$d_{b,boss} \geq 5 \text{ cm}$ $d_{b,boss} + d_{b,AA} \geq b_{AA}/6$	

5.3 - PILE INTERMÉDIAIRE

5.3.1 - VOILE UNIQUE

On considère dans cet exemple une pile composée d'un voile unique fondé sur deux files de pieux.



Partie d'ouvrage		Notation	Prédimensionnement	Référence
Espace entre la pile et le tablier			$Esp \geq 0,30 \text{ m}$	§ B, page 55
Voile	Épaisseur	$E$	$E \geq \max(0,4h_t; 0,50 \text{ m})$ $E = a_{boss} + 2d_{a,boss}$	1.2.4, page 44 5.2, page 188
			$E = \frac{4H_v + L}{100} + 0,10 \text{ (m)}$	1.2.4, page 44
Semelle de liaison	Hauteur	$h_s$	$h_s \geq \frac{1}{2} \left( l - \frac{E}{2} \right) + c^1$	§ D, page 73
	Largeur	$B$	$B \geq (N - 1)l + 2\phi_p$	§ D, page 77
	Entraxe trans des pieux	$l'$	$l' \geq 3\phi_p^2$	Cf. [29]
	Entraxe long des pieux	$l$	$l \geq 3\phi_p$	Cf. [29]
Longueur		$L_s$	$L_s \geq (n - 1)l' + 2\phi_p$	§ E, page 76
	Enfouissement de la semelle		<i>Garde de 0,50 m / Fibre supérieure de la semelle</i>	§ D, page 71
Béton de propreté	Épaisseur		$Ep \geq 0,10 \text{ m}$	2.2.3.1, page 65

Avec :

$L$  la portée principale adjacente

$a_{boss}$  et  $d_{a,boss}$  présentés dans la partie bossages

$c$  l'enrobage de la nappe d'armatures inférieure de la semelle

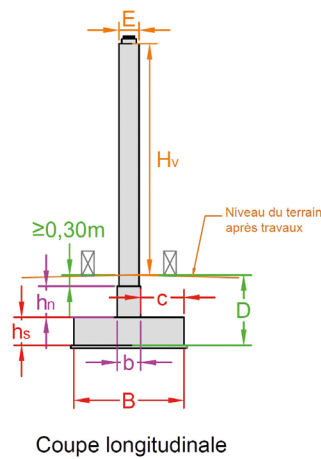
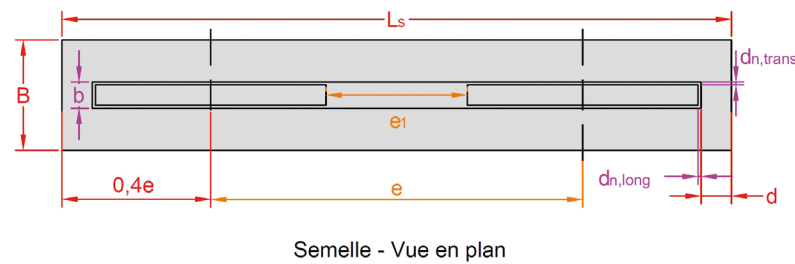
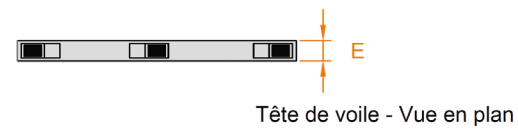
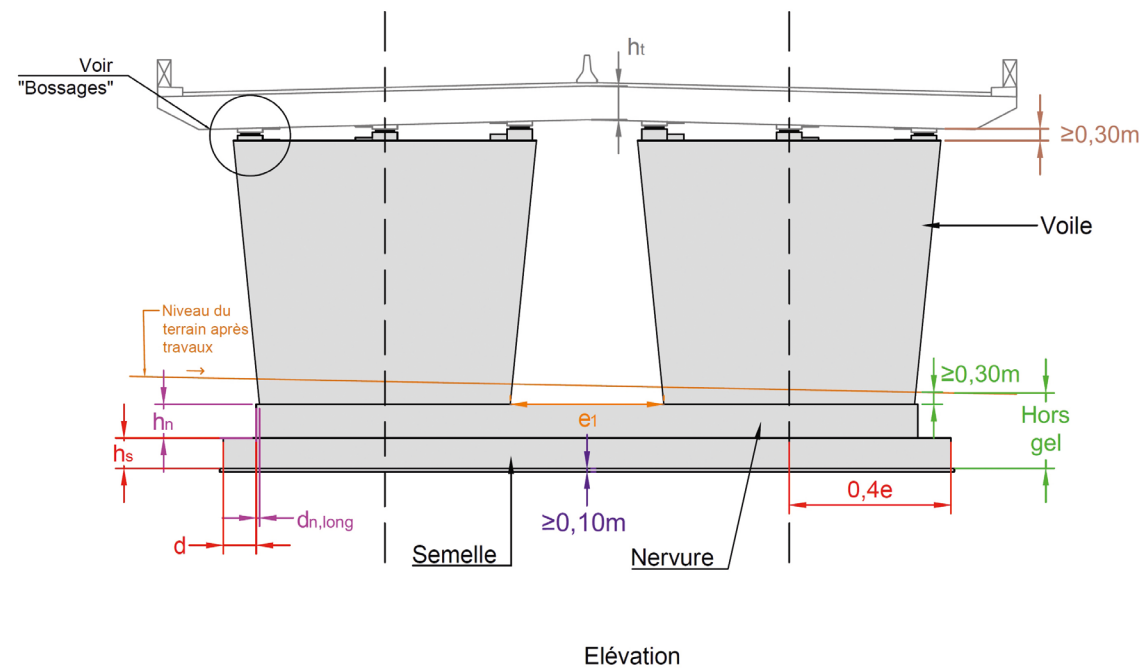
$N$  le nombre de files de pieux

$n$  le nombre de pieux dans une file

1 Dans le cas d'une pile sans nervure, la largeur de la superstructure à considérer est l'épaisseur du voile.  
2 Préconisation destinée à limiter l'effet de groupe.

### 5.3.2 - VOILES DISTINCTS

Dans le cas de voiles distincts, une nervure permet de rigidifier transversalement la ligne d'appui. Dans cet exemple, la pile est fondée superficiellement.



Partie d'ouvrage		Notation	Prédimensionnement	Référence
Espace entre la pile et le tablier			$Esp \geq 0,30 \text{ m}$	§ B, page 55
Voile	Épaisseur	$E$	$E \geq \max(0,4h_t; 0,50 \text{ m})$	1.2.4, page 44
			$E = a_{boss} + 2d_{a,boss}$	5.2, page 188
Nervure	Débord long	$d_{n,long}$	$d_{n,long} = 0,10 \text{ m}$	§ E, page 60
	Débord trans	$d_{n,trans}$	$d_{n,trans} = 0,05 \text{ m}$	§ D, page 66
	Largeur	$b$	$b = E + 2d_{n,trans}$	§ D, page 66
	Hauteur	$h_n$	$h_s + h_n = 0,4e_1$ $h_s \leq h_n \leq 2h_s$ $h_s \geq c/2$	§ D, page 66
Semelle superficielle	Hauteur	$h_s$	$h_s + h_n \geq 0,07 \cdot \sqrt{L \cdot L_u}$ <sup>3</sup>	
	Largeur	$B$	$B = \max(1,50 \text{ m}, b + 2c)$	§ D, page 66
	Débord	$d$	$d \leq h_s$	§ D, page 66
	Longueur	$L_s$	$L_s = (n - 0,2)e$	§ D, page 66
Enfouissement de la semelle		$D$	$D \geq h_s + h_n + 0,30 \text{ (m)}$ $D \geq \text{mise hors gel}$	§ B, page 65
Béton de propreté	Épaisseur		$Ep = 0,10 \text{ m}$	§ B, page 65

Avec :

$L$  la portée principale adjacente

$L_u$  la largeur utile droite du tablier

$h_t$  la hauteur du tablier

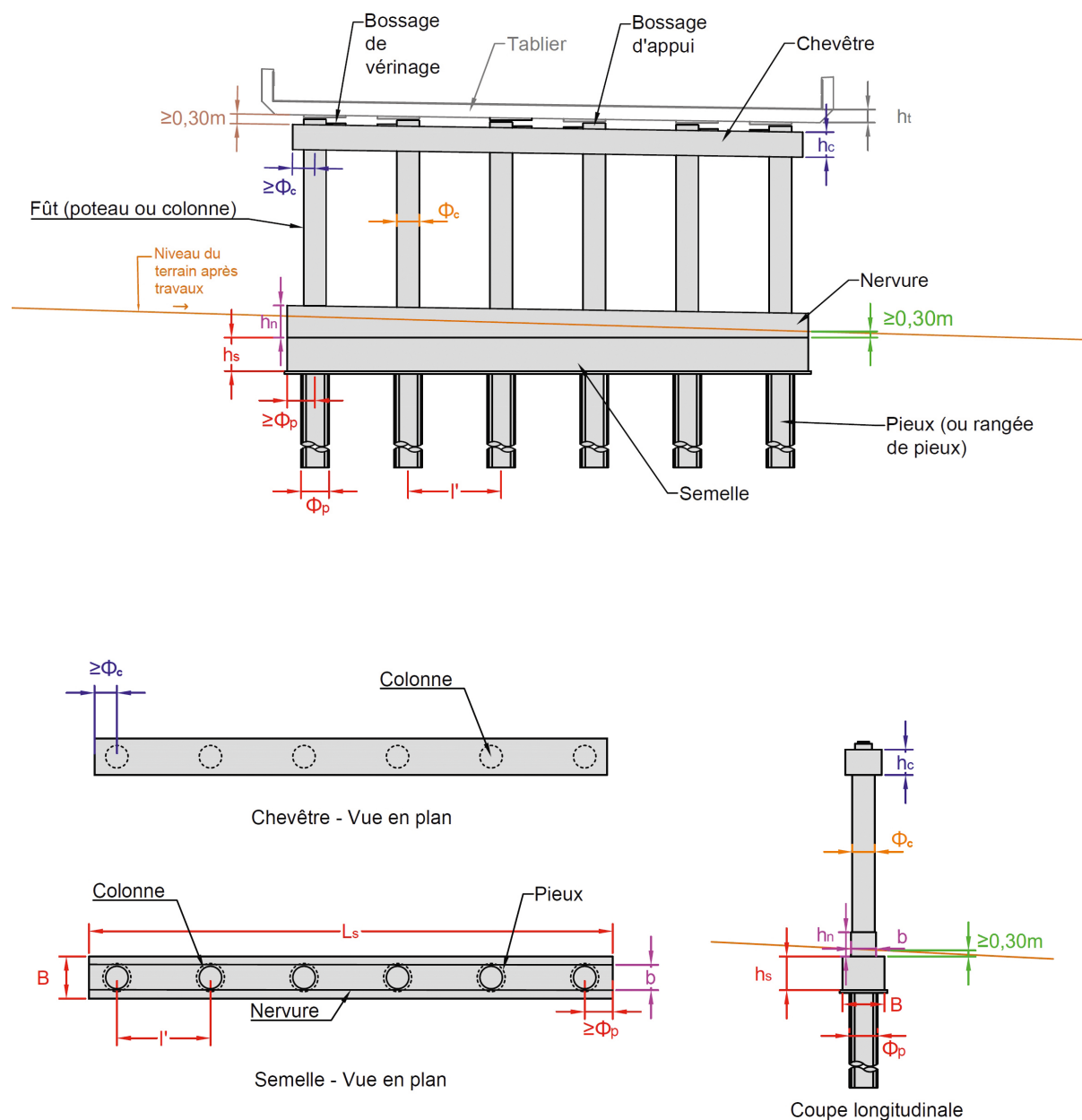
$n$  le nombre de voiles (ici  $n = 2$ )

$a_{boss}$  et  $d_{a,boss}$  présentés dans la partie 5.2, page 188

<sup>3</sup> Si le sol de fondation est considéré comme irrégulier.

### 5.3.3 - PALÉES DE COLONNES OU POTEAUX

On prend ici l'exemple d'une pile intermédiaire constituée d'une palée de colonnes fondée sur une file de pieux. Afin de rigidifier l'appui, une nervure est prévue entre les colonnes et la semelle de liaison.



Partie d'ouvrage		Notation	Prédimensionnement	Référence
Espace entre la pile et le tablier			$Esp \geq 0,30 \text{ m}$	§ B, page 55
Chevêtre	Hauteur	$h_c$	$h_c \geq 1,25h_t$	§ B, page 34
Colonne (ou poteau)	Diamètre Coté Coté	$\phi_c$ (colonne) $a_c$ (carré) $b_c ; c_c$ (rectangle)	$\phi_c \geq 0,60 \text{ m}$ $a_c \geq 0,50 \text{ m}$ $b_c \geq 0,40 \text{ m et } c_c \geq 0,60 \text{ m}$	2.2.1.3, page 61 3.2.3.2, page 111
Nervure	Débord trans	$d_{n,trans}$	$d_{n,trans} = 0,05 \text{ m}$	§ D, page 66
	Largeur	$b$	$b = \phi_c + 2d_{n,trans}$	§ D, page 66
	Hauteur	$h_n$	$h_s \leq h_n \leq 2h_s$ $h_s \geq \frac{1}{2} \left( l' - \frac{b}{2} \right) + c_i$	§ D, page 66 § D, page 71 § D, page 71
Semelle	Hauteur	$h_s$	$h_s \geq l_{bd} + c_s$	
	Largeur	$B$	$B \geq \frac{1}{2} \left( l' - \frac{b}{2} \right) + c_i$ $B \geq \max(b, \phi_p) + 0,1$	§ D, page 71
	Entraxe des pieux	$l'$	$l' \geq 3\phi_p$ <sup>5</sup>	cf. [29]
Longueur	$L_s$	$L_s \geq (n - 1)l' + 2\phi_p$	§ E, page 76	
Enfouissement de la semelle			Garde de 0,30 m	§ D, page 71
Béton de propreté	Épaisseur		$Ep \geq 0,10 \text{ m}$	2.2.3.1, page 65

Avec :

$n$  le nombre de pieux de la file

$c_i$  l'enrobage de la nappe d'armatures inférieure de la semelle

$c_s$  l'enrobage de la nappe d'armatures supérieure de la semelle

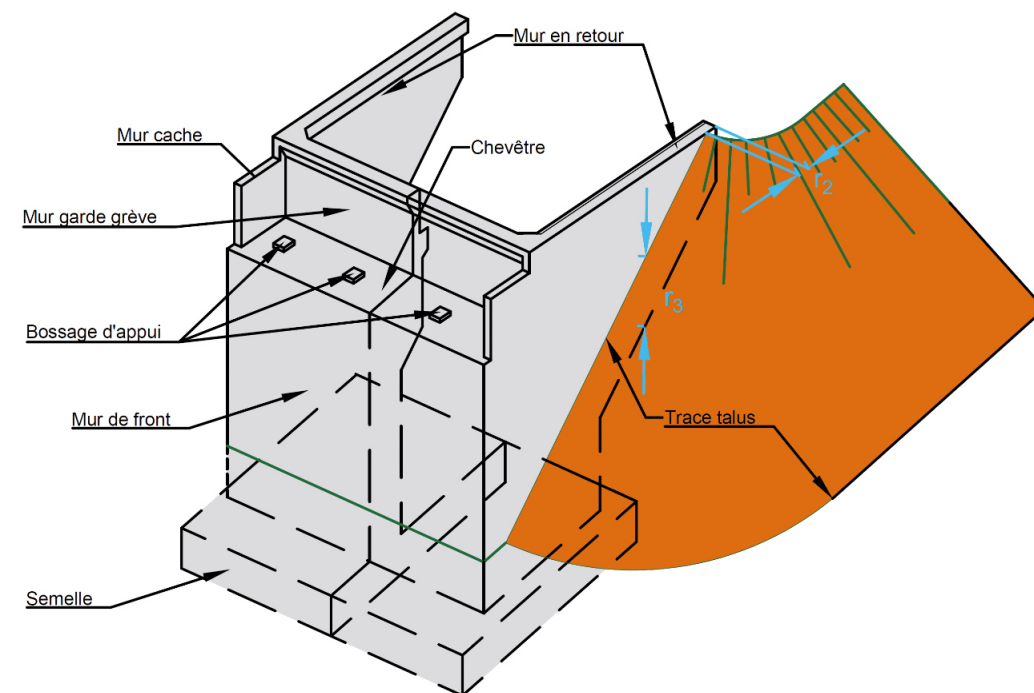
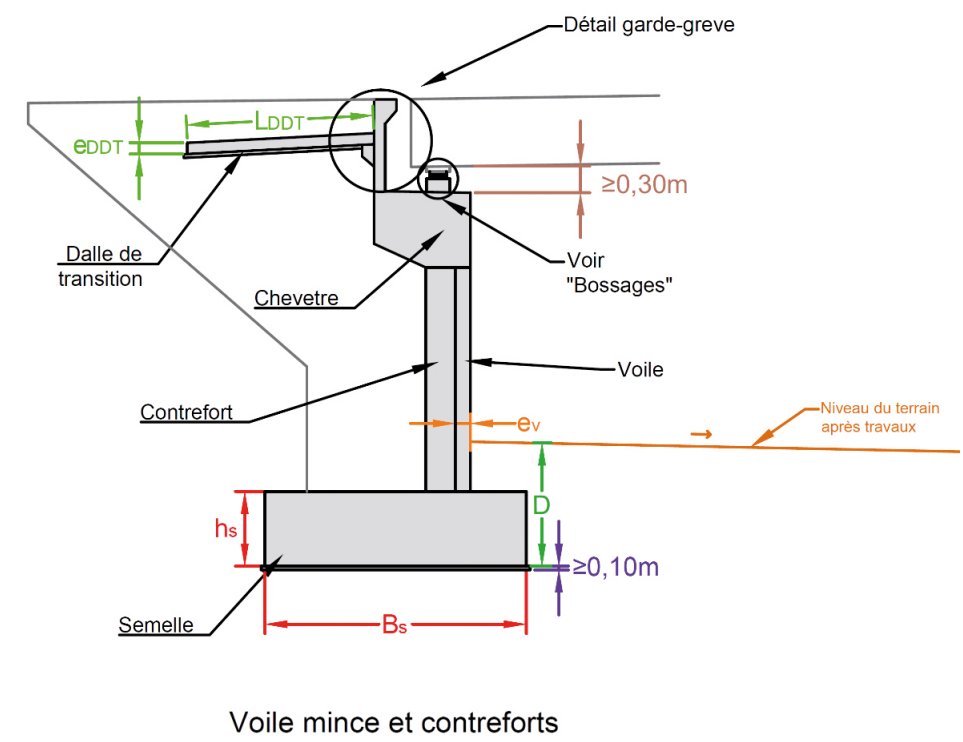
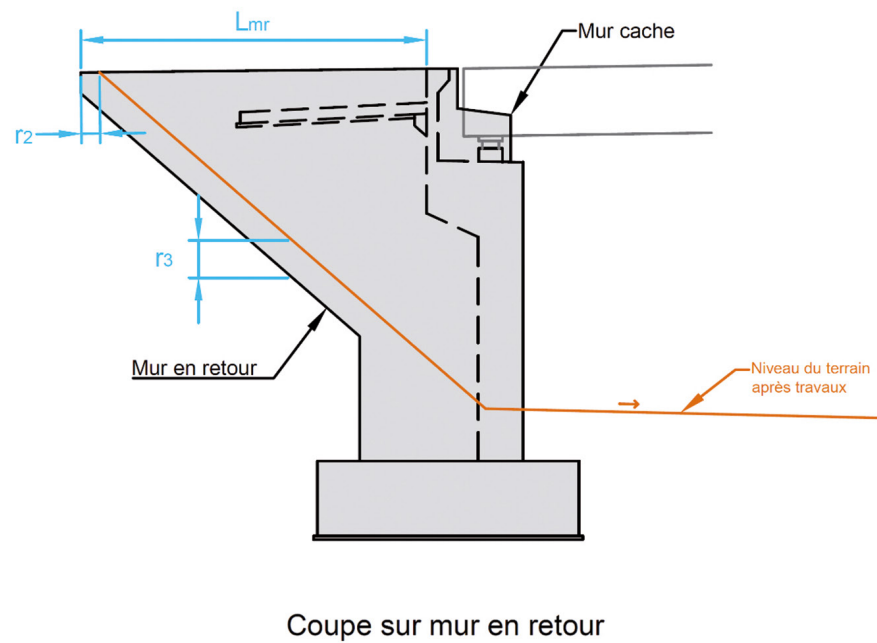
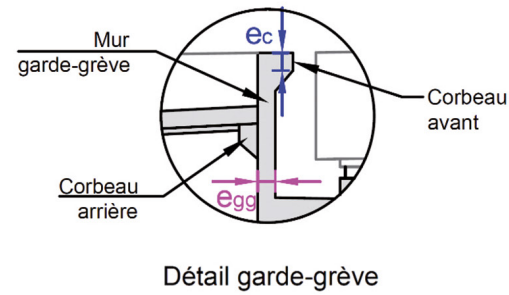
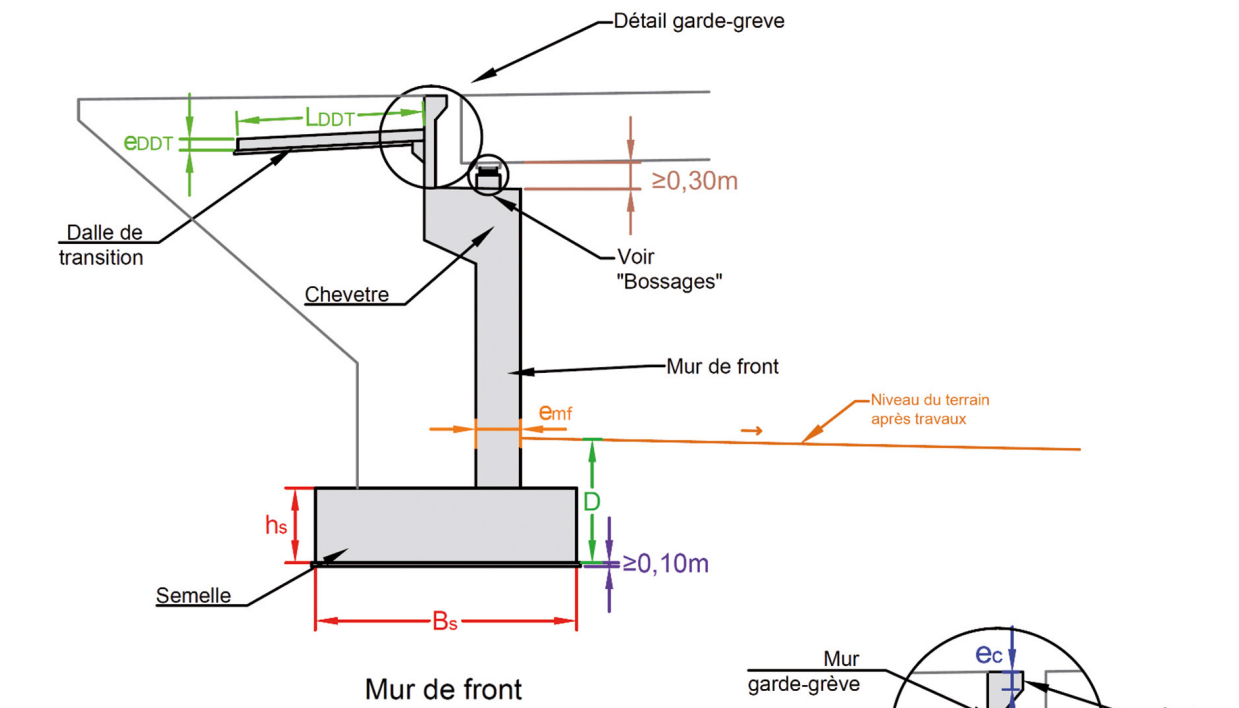
$h_t$  la hauteur du tablier

4 Dans le cas de contraintes sismiques, ces éléments peuvent être revus à la hausse.

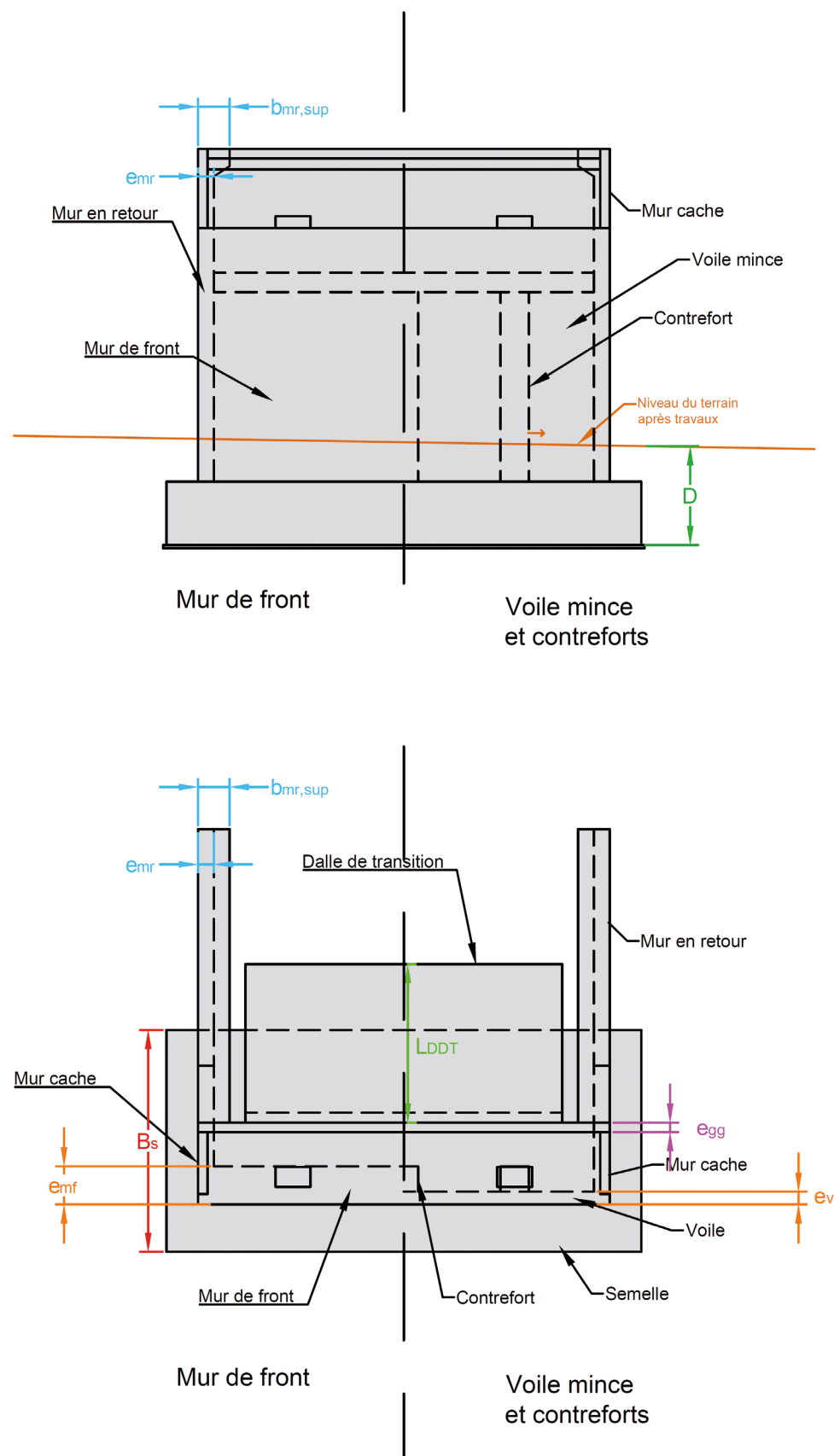
5 Préconisation destinée à limiter l'effet de groupe.

## 5.4 - CULÉES

### 5.4.1 - CULÉE REMBLAYÉE AVEC MUR EN RETOUR







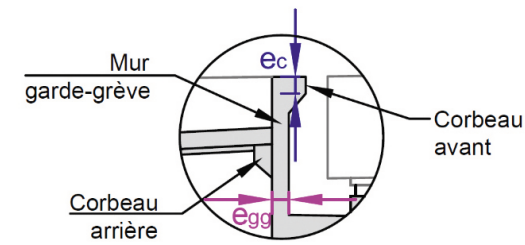
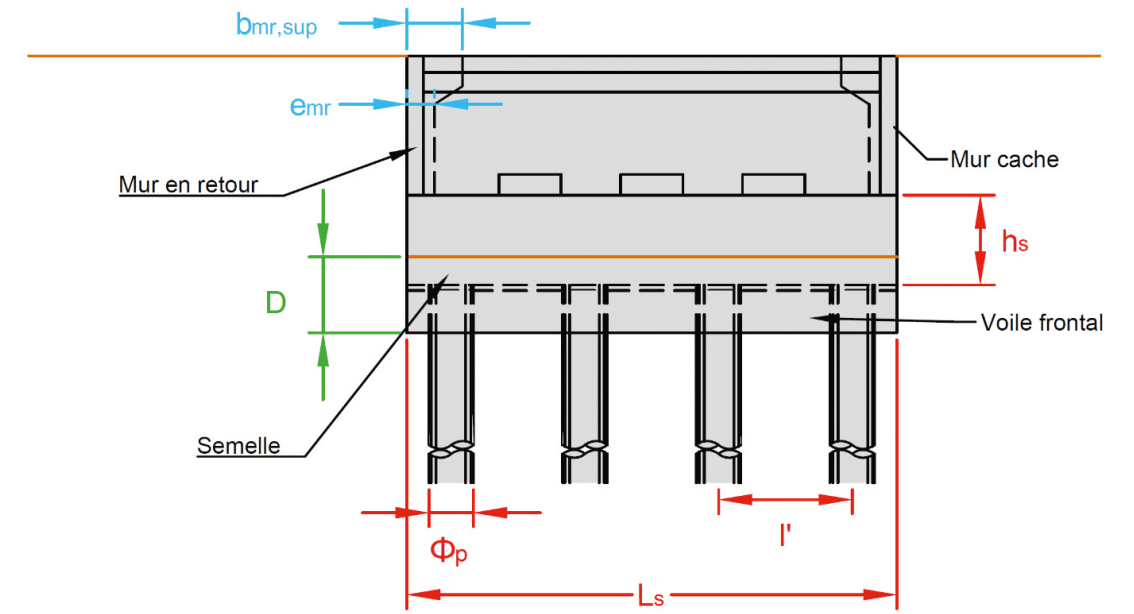
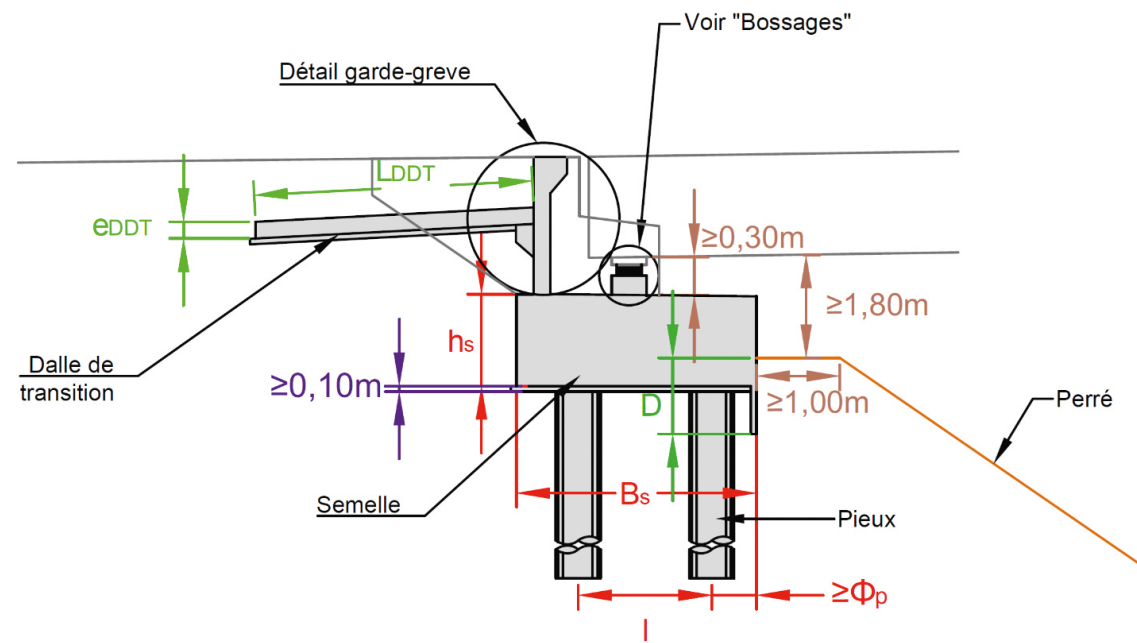
Partie d'ouvrage		Notation	Prédimensionnement	Référence
Espace entre la culée et le tablier			$Esp \geq 0,30 \text{ m}$	§ B, page 55
Mur garde-grève	Épaisseur	$e_{gg}$	$0,30 \leq e_{gg} \leq 0,40 \text{ (m)}$ , pour $h < 3 \text{ m}$ $e_{gg} \geq 0,40 \text{ (m)}$ pour $h \geq 3 \text{ m}$	§ B, page 117
Mur de front	Épaisseur	$e_{mf}$	$0,80 \leq e_{mf} \leq 1,20 \text{ (m)}$ , (voire plus si hauteur importante)	3.2.3.2, page 111
Voile mince avec contreforts	Épaisseur	$e_p$	$e_v \geq 0,30 \text{ (en m)}$	3.2.3.2, page 111
Semelle	Largeur	$B_s$	$B_s \geq 1,50 \text{ m}$	§ D, page 66
Dalle de transition	Longueur	$L_{DDT}$	$3 \text{ m} \leq L_{DDT} \leq 5 \text{ m}$ $L_{DDT} < \text{hauteur remblai sous-jacent}$	3.2.4.7, page 135
	Épaisseur	$e_{DDT}$	$e_{DDT} = 0,35 \text{ m}$	3.2.4.7, page 135
	Pente		5 %	3.2.4.7, page 135
Murs en retour	Revanche	$r_2$	$r_2 \geq 0,50 \text{ m}$	§ A, page 123
	Revanche	$r_3$	$r_3 \geq 1,00 \text{ m}$	§ A, page 123
	Épaisseur	$e_{mr}$	$0,35 \text{ m} \leq e_{mr} \leq 0,50 \text{ m}$ pour $L_{mr} \leq 7 \text{ m}$ $e_{mr} \geq 0,50 \text{ m}$ pour $L_{mr} \geq 7 \text{ m}$	§ A, page 131
	Largeur en tête	$b_{mr,sup}$	$b_{mr,sup} \geq L^*$	cf. [1]
Enfouissement de la semelle		$D$	$D \geq \text{mise hors gel}$	§ B, page 65
Béton de propreté	Épaisseur		$Ep \geq 0,10 \text{ m}$	2.2.3.1, page 65

Avec :

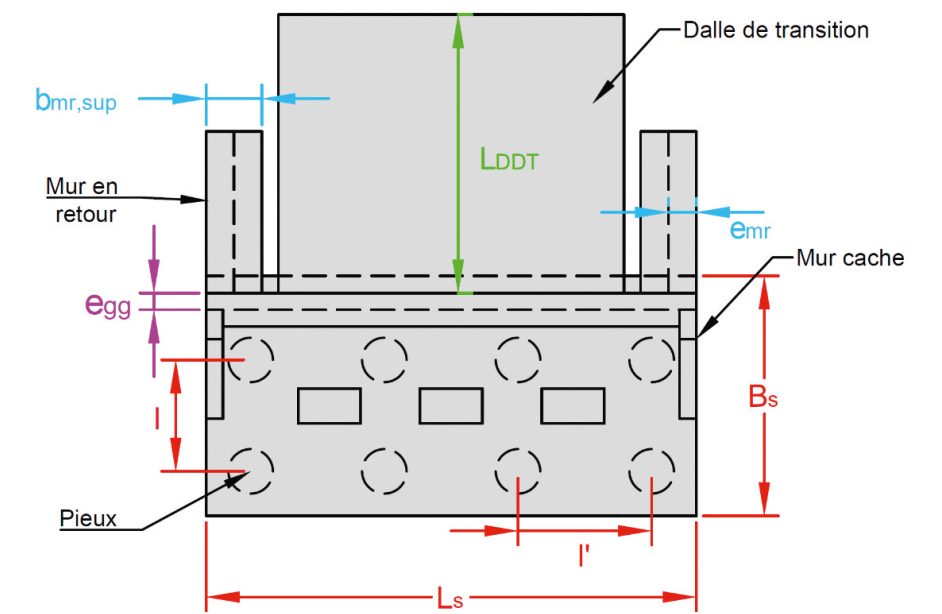
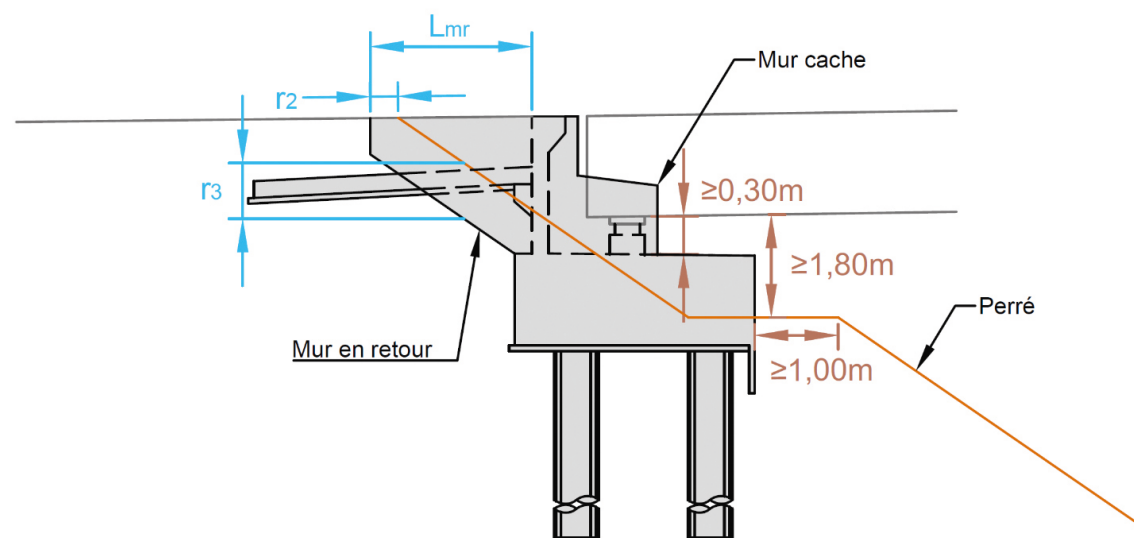
$L^*$  la largeur de la bande d'implantation du dispositif de retenue

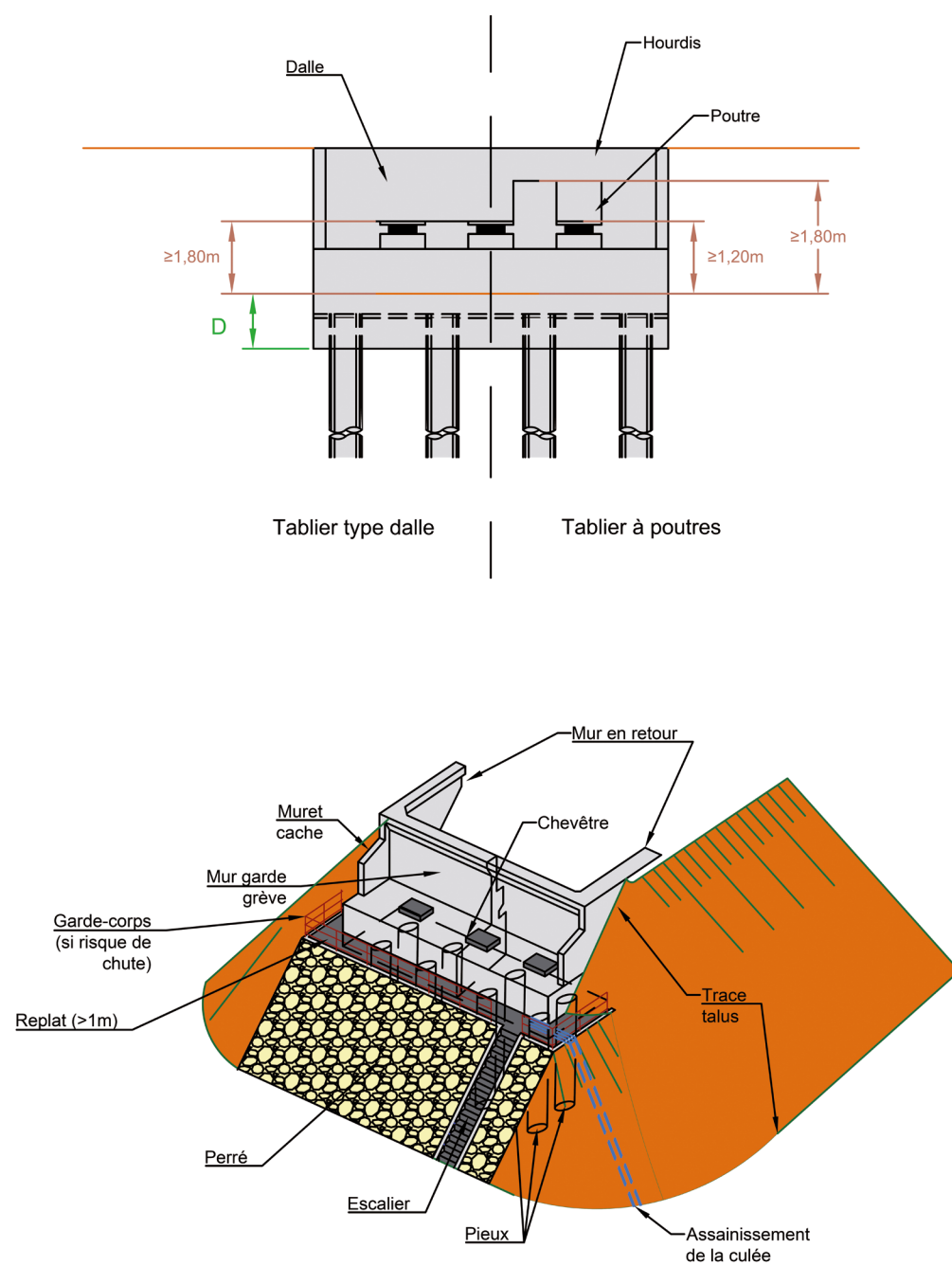


### 5.4.2 - CULÉE ENTERRÉE (CHEVÊTRE SUR PIEUX)



Détail garde-grève





Partie d'ouvrage		Notation	Prédimensionnement	Référence
Espace entre la culée et le tablier	Hauteur tablier / chevêtre		$\geq 0,30$ m	§ B, page 55
	Hauteur tablier / replat		$\geq 1,80$ m si dalle $\geq 1,20$ m au droit des poutres et $\geq 1,80$ m ailleurs si tablier à poutres	3.2.4.4, page 120
	Largeur du replat		$\geq 1,00$ m	§ A, page 123
Mur garde-grève	Épaisseur	$e_{gg}$	$0,30 \leq e_{gg} \leq 0,40$ (m), pour $h < 3$ m $e_{gg} \geq 0,40$ (m) pour $h \geq 3$ m	§ B, page 117
Dalle de transition	Longueur	$L_{DDT}$	$3 \text{ m} \leq L_{DDT} \leq 5 \text{ m}$ $L_{DDT} <$ hauteur remblai sous-jacent	3.2.4.7, page 135
	Épaisseur	$e_{DDT}$	$e_{DDT} = 0,35$ m	3.2.4.7, page 135
	Pente		5 %	3.2.4.7, page 135
Semelle (chevêtre)	Hauteur	$h_s$	$h_s \geq \frac{l}{2} + c_i$ Si les pieux sont désaxés par rapport aux appareils d'appui : $h_s \geq \frac{1}{2}l' + c_i$	§ D, page 71
	Largeur	$B_s$	$B_s \geq (N - 1)l + 2\Phi_p$	§ D, page 71
	Entraxe trans des pieux	$l'$	$l' \geq 3\Phi_p$ 6	cf. [29]
	Entraxe long des pieux	$l$	$l \geq 3\Phi_p$	cf. [29]
Murs en retour	Revanche	$r_2$	$r_2 \geq 0,50$ m	§ A, page 123
	Revanche	$r_3$	$r_3 \geq 1,00$ m	§ A, page 123
	Épaisseur	$e_{mr}$	$0,35 \text{ m} \leq e_{mr} \leq 0,50 \text{ m}$ pour $L_{mr} \leq 7 \text{ m}$ $e_{mr} \geq 0,50 \text{ m}$ pour $L_{mr} \geq 7 \text{ m}$	§ A, page 131
	Largeur en tête	$b_{mr,sup}$	$b_{mr,sup} \geq L^*$	cf. [1]
Enfouissement de la semelle		$D$	$D \geq 0,50$ m 7	§ A, page 123
Béton de propreté	Épaisseur		$Ep \geq 0,10$ m	2.2.3.1, page 65

Avec :

$c_i$  l'enrobage de la nappe d'armatures inférieure de la semelle

$N$  le nombre de files de pieux

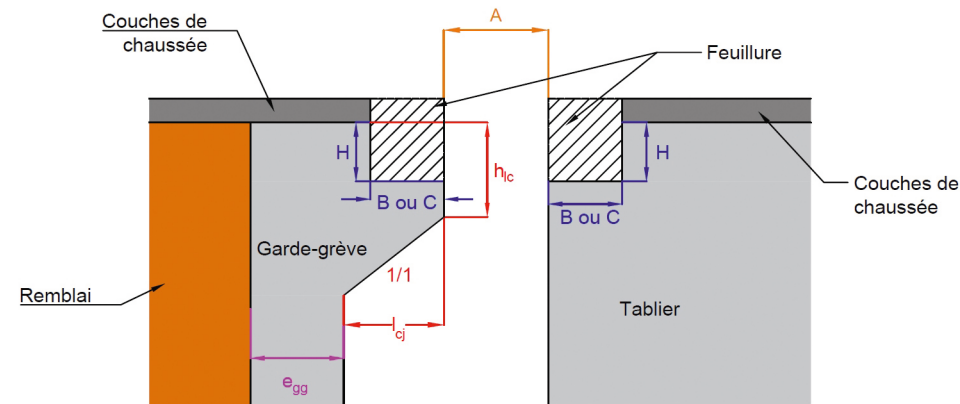
$n$  le nombre de pieux dans une file

$L^*$  la largeur de la bande d'implantation du dispositif de retenue

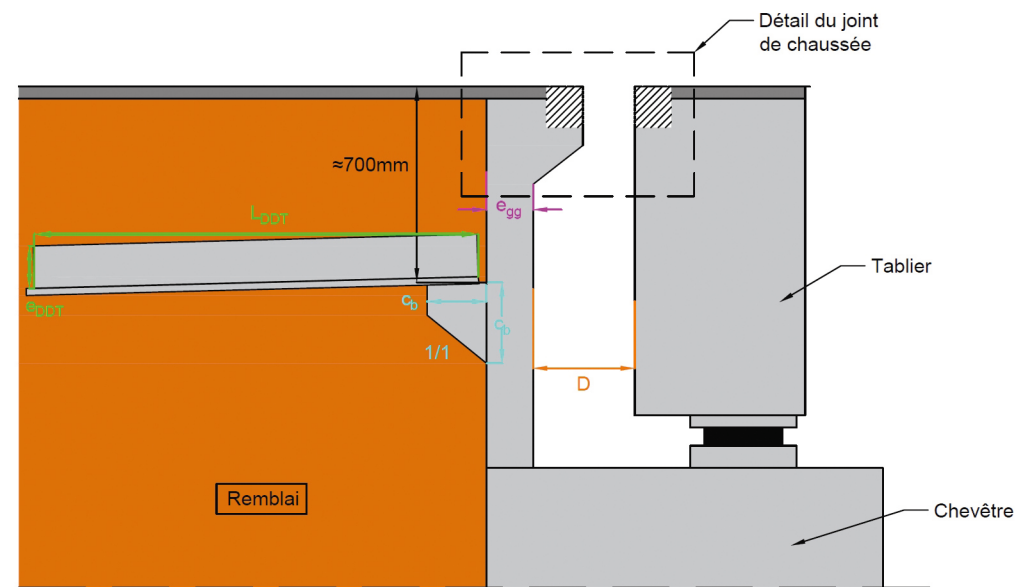
6 Préconisation destinée à limiter l'effet de groupe.

7 Avec voile frontal si nécessaire (cf. schéma).

### 5.5 - DÉTAIL DE LA PARTIE SUPÉRIEURE DE LA CULÉE (CORBEAUX ET MUR GARDE-GRÈVE)



Détail du joint de chaussée



Coupe de la partie supérieure de la culée

Partie d'ouvrage		Notation	Prédimensionnement	Référence
Feuilleure	Hauteur de la réservation	$H$	Fourni par l'avis technique du joint	§ A, page 116
	Largeur de la réservation	$B$ ou $C$	Fourni par l'avis technique du joint	§ A, page 116
Corbeau du joint de chaussée	Largeur	$l_{cj}$	$l_{cj} \approx (B ; C) + 100 \text{ mm}$	§ A, page 116
	Hauteur	$h_{lc}$	$h_{lc} \approx H + 200 \text{ mm}$	§ A, page 116
Dalle de transition	Longueur	$L_{DDT}$	$3 \text{ m} \leq L_{DDT} \leq 5 \text{ m}$ $L_{DDT} < \text{hauteur remblai sous-jacent}$	3.2.4.7, page 135
	Épaisseur	$e_{DDT}$	$e_{DDT} = 0,35 \text{ m}$	3.2.4.7, page 135
	Pente		5%	3.2.4.7, page 135
Espace entre le tablier et le mur garde-grève	Espace libre au niveau du corbeau	$A$	$A \geq \Delta_{ELU}$ (Dilatation max ELU) $A_{min} \leq A \leq A_{max}$ <sup>8</sup>	§ D, page 118 § A, page 116
	Espace libre au niveau du voile du garde-grève	$D$	$D = A + l_{cj}$ $D \geq 500 \text{ mm}$ pour les tabliers en métal $D \geq 300 \text{ mm}$ pour les tabliers en béton	§ D, page 118
Corbeau de la dalle de transition	Dimension	$C_b$	$c_b = 300 \text{ mm}$	§ C, page 117
Mur garde-grève	Épaisseur	$e_{gg}$	$0,30 \leq e_{gg} \leq 0,40 \text{ (m)}$ , pour $h < 3 \text{ m}$ $e_{gg} \geq 0,40 \text{ (m)}$ pour $h \geq 3 \text{ m}$	§ B, page 117

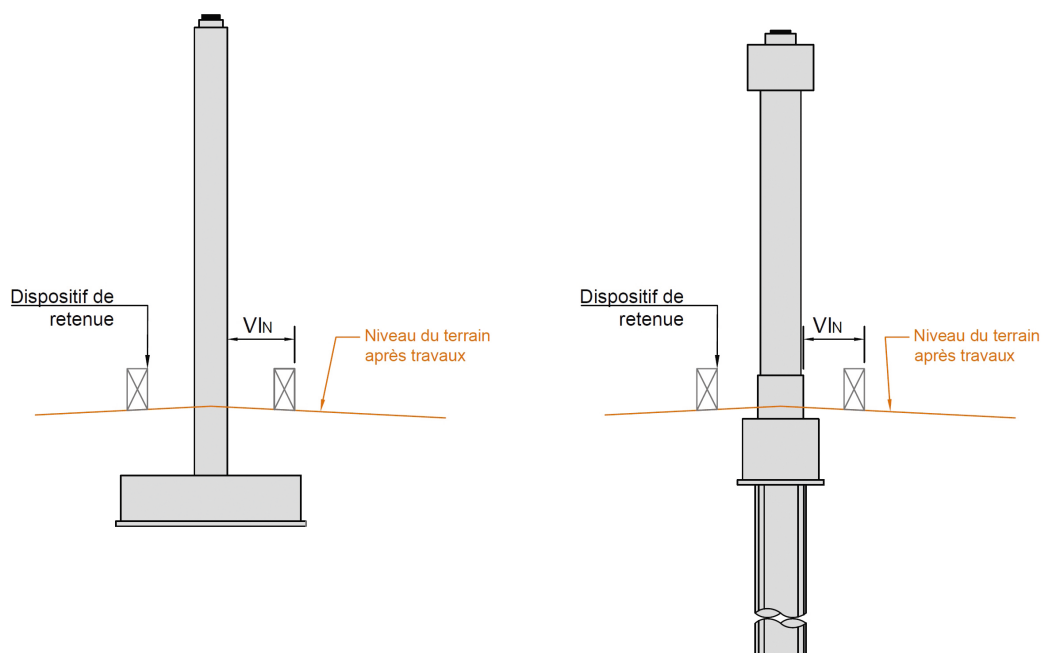
<sup>8</sup>  $A_{max}$  et  $A_{min}$  fournis par l'avis technique du joint.

## 5.6 - ÉQUIPEMENTS

### 5.6.1 - PROTECTION DES PILES

Les deux schémas ci-après illustrent les principes de protection des piles sur deux exemples de structure : une pile composée d'un voile et une pile constituée d'une palée de poteaux. Afin de protéger à la fois les usagers et la pile, les deux dispositifs de retenue sont placés à une distance  $V_{In}$  (Valeur d'intrusion selon la norme 1317 [19], voir également le guide Cerema sur les DR [1]) du nu de la pile.

Pour la palée de poteaux, laisser la nervure apparente permet d'améliorer la résistance de la pile au choc de véhicules.

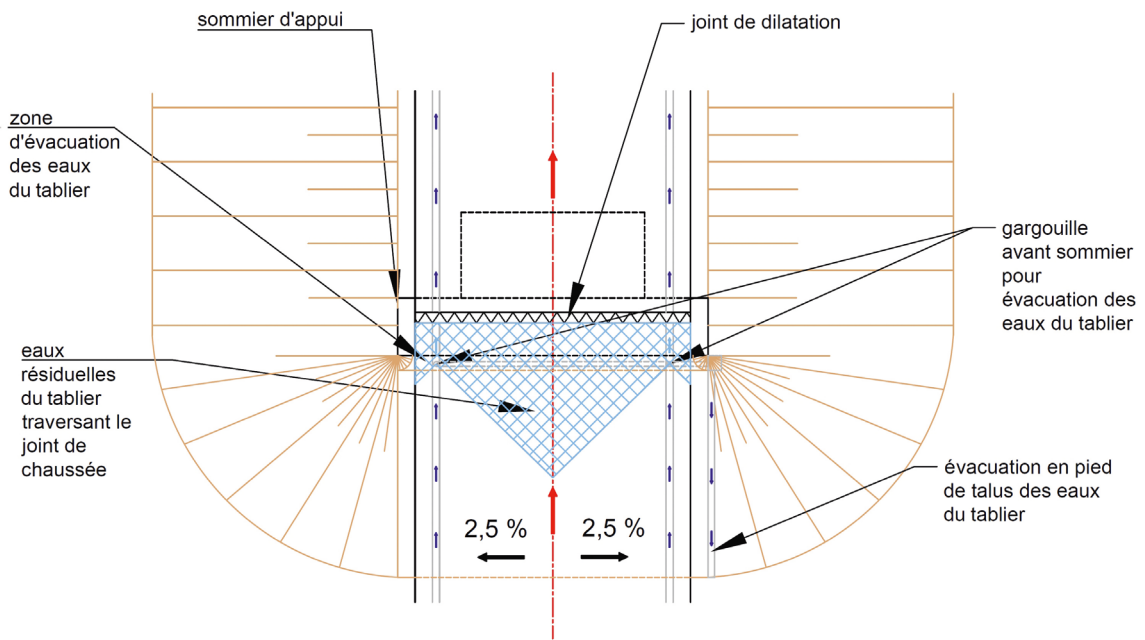


### 5.6.2 - ASSAINISSEMENT DES CULÉES

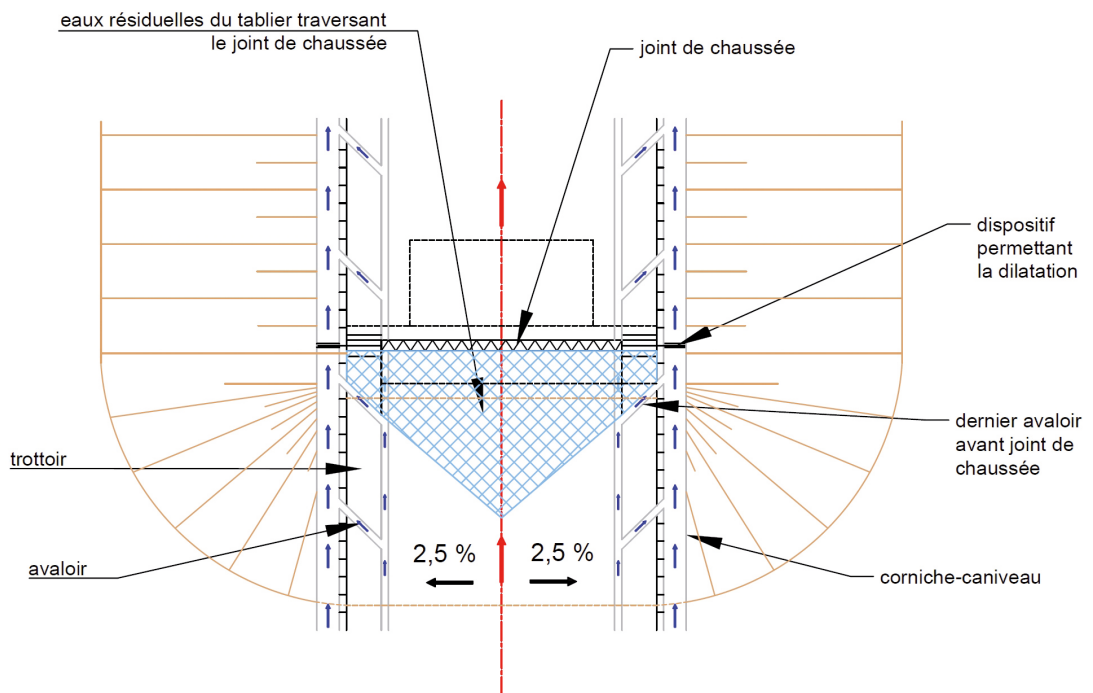
#### 5.6.2.1 - Recueil des eaux de la chaussée

Les schémas ci-après reprennent les dispositions proposées dans la partie 4.4.2, page 170 qui recommande de minimiser la quantité d'eau de ruissellement traversant les joints de chaussée afin de préserver la durabilité des bouts d'ouvrages. Ce principe est illustré sur deux exemples d'évacuation des eaux de la chaussée : les caniveaux simples équipés de gargouilles et les corniches caniveaux équipées d'avaloirs.

### A. Caniveaux simples

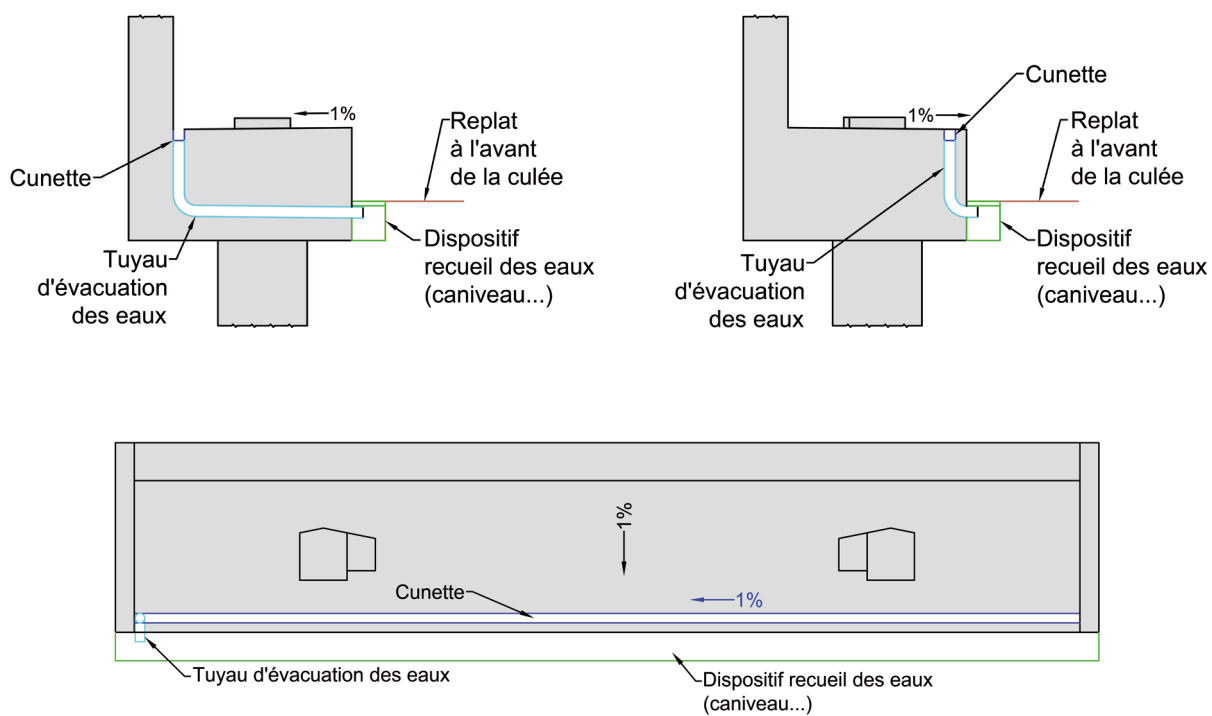


### B. Corniches caniveaux



### 5.6.2.2 - Assainissement du sommier

Les schémas ci-après sont des reproductions des schémas du 4.4.2.2, page 173.







# Annexe

# EXEMPLE DE FICHE D'INFORMATIONS RELATIVES AUX OPÉRATIONS DE VÉRINAGE, À DESTINATION DU GESTIONNAIRE

Le format de la fiche est donné à titre indicatif.

## Fiche de vérinage

*Fiche destinée au maître d'ouvrage pour synthétiser les conditions de vérinage envisageables. Les informations contenues dans cette fiche n'ont pas vocation à remplacer l'étude à réaliser par un bureau d'études, mais à indiquer au maître d'ouvrage les conditions dans lesquelles un vérinage peut être envisagé.*

### 0 Données de l'ouvrage

Nom de l'ouvrage :

Voie portée :

Voie franchie :

PR :

Type de l'ouvrage :

Année de construction :

Réglement ou norme de charge utilisé :

### 1 Conditions de vérinage envisageables

Phase	Conditions de circulation routière		Dénivellations admissibles (en mm)	
	Circulation autorisée (Oui/Non)	Restrictions *	entre lignes d'appuis successives	entre appuis d'une même ligne d'appui
Levage	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Tablier sur appuis provisoires	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

- \* Les restrictions peuvent être:
- la largeur autorisée (nombre de voies)
  - la vitesse limite
  - la présence de DR supplémentaires
  - la limitation de tonnage

Commentaires sur les contraintes de vérinage (moyens d'accès, accessibilité des bossages de vérinage, nécessité de déposer les équipements, etc.)

**2 Descentes de charges verticales (sur les bossages de vérinage)**

Convention de dénomination des appuis

Charges permanentes transitoires

Appui / Ligne d'appui	C0	P1			
AA1					
AA2					

Charges d'exploitation transitoires

Appui / Ligne d'appui	C0	P1			
AA1					
AA2					

Combinaisons

ELS Transitoire

Appui / Ligne d'appui	C0	P1			
AA1					
AA2					

ELU transitoire

Appui / Ligne d'appui	C0	P1			
AA1					
AA2					



**Glossaire**  
**Index**  
**Bibliographie**  
**Table des matières**

## GLOSSAIRE

(Termes compris dans le contexte du présent guide)

### **Appareils d'appui**

Élément structural entre l'appui et le tablier, en général élastomérique ou à pot ou de type Freyssinet.

### **Appui ou ligne d'appui**

Ensemble des éléments structuraux sur lequel repose le tablier (il comprend en général les fûts et les fondations).

### **Biais**

Angle généralement en grades entre l'axe de l'ouvrage et la ligne d'appui (un ouvrage droit a un biais de 100 grades).

### **Bossage**

Un bossage est un élément placé au sommet de la partie haute d'un appui destiné à recevoir un appareil d'appui ou un vérin sur lequel s'appuie le tablier. De section généralement rectangulaire et de hauteur inférieure à ses dimensions en plan, ils sont généralement frettés dans l'épaisseur.

### **Chevêtre**

Le chevêtre est l'élément d'entretoisement liant les points d'appui du tablier sur l'appui (pile ou culée). Le guide fait référence au terme de chevêtre principalement dans trois situations :

- une poutre couronnant les palées de poteaux en partie supérieure de façon à entretoiser les poteaux;
- les chevêtres de culée, élément d'appui du tablier liant les bossages, le mur garde-grève, les murs en retour ou en aile et le mur de front de la culée (dans le cas d'une culée remblayée), ou des éléments porteurs type poteaux, colonnes, voiles ou directement les fondations (pour une culée enterrée);
- le chevêtre de pile marteau reliant les points d'appui du tablier à un fût central.

### **Colonne**

Partie de l'appui sur laquelle repose le tablier par l'intermédiaire d'appareils d'appui et généralement de section circulaire.

### **Corbeau d'appui (du mur garde-grève)**

Console courte courant sur presque toute la largeur de l'appui (souvent du mur garde-grève) et servant d'appui à la dalle de transition (côté terres) ou aux joints de dilatation (côté tablier).

### **Culée**

Appui d'extrémité d'un tablier, sert en général de soutènement.

### **Culée remblayée**

Culée en forme de boîte à trois faces, remplie d'un remblai après sa construction. Elle est constituée notamment d'un mur de front qui supporte le chevêtre et soutient les terres, et de murs en retour ou murs en aile sur les côtés.

### **Culée enterrée**

Culée dont la structure porteuse est enterrée dans le remblai, ne subissant qu'une faible poussée des terres. Elle est généralement constituée d'un chevêtre formant semelle et descendant généralement sur des pieux ou parfois sur des poteaux ou colonnes ou un voile, fondés dans une semelle (éventuellement sur pieux).

### **Cunette de récupération des eaux**

Engravure dans le sommier des culées permettant de récupérer et de guider les eaux de ruissellement circulant sur le sommier. Il s'agit généralement d'un sillon de quelques centimètres de diamètre creusé dans le sommier.

### **Dalle de transition**

Dalle située à l'arrière d'une culée, coulée sur le remblai technique et généralement articulée sur le corbeau d'appui, destinée à éviter les tassements différentiels entre la culée et le remblai technique.

**Engravure**

Une engravure est un relief de petite dimension creusé dans un parement dans le but de modifier l'aspect du parement. Une engravure n'a a priori pas de rôle mécanique.

**Fût**

Partie verticale de l'appui sur laquelle repose le tablier par l'intermédiaire d'appareils d'appui ou d'un chevêtre, et généralement de section horizontale assez grande par rapport à son épaisseur (au moins d'un facteur 2 et supérieure à au moins 2 m).

On distinguera les fûts des poteaux utilisés dans les palées de poteaux par :

- leur nombre : on considérera qu'une palée est composée d'au moins trois poteaux alors qu'une ligne d'appui ne repose a priori que sur deux fûts au maximum;
- leur dimension : la dimension transversale minimale d'un poteau est de 0,5 m pour une section carrée, ou 0,6 m de diamètre dans le cas d'une colonne. Le diamètre minimal conseillé d'un fût de pile (très souvent circulaire) est de 2 m.

Les fûts sont utilisés soit dans le cas de piles marteaux soit dans le cas de ponts à poutres de dimension importante (bipoutres mixtes par exemple).

**Fondation**

Partie de l'appui qui peut être superficielle (semelles, radiers), semi-profondes (puits, caissons) ou profondes (pieux).

**Mur de front d'une culée**

Voile vertical de la largeur de l'appui servant d'une part de soutènement des terres et permettant le transfert des charges essentiellement verticales du chevêtre vers les fondations. Le mur de front peut être muni de contreforts.

**Mur en aile**

Mur latéral d'une culée, faisant un angle généralement aigu avec l'axe de la voie portée servant de soutènement des terres, généralement de forme triangulaire en élévation.

**Mur en retour**

Mur latéral d'une culée, parallèle à l'axe de la voie portée servant de soutènement des terres, généralement de forme rectangulaire en élévation.

**Mur suspendu**

Mur en retour ou mur en aile non directement fondé sur le sol, mais encastré dans les parties intermédiaires ou hautes de la culée (mur garde-grève, chevêtre, sommier ou mur de front).

**Mur garde-grève**

Mur vertical de la culée assimilable à un voile encastré en général à l'arrière du chevêtre de la culée ayant pour objet d'assurer la jonction entre le tablier et le remblai (il sert de support aux joints de dilatation, joint de chaussée et éventuellement joint de trottoir) et à retenir le remblai situé au-dessus du sommier d'appui jusqu'à la chaussée dans l'axe de l'ouvrage.

**Palée de poteau**

Alignement de poutres verticales (en général au moins trois) liées au même élément d'entretoisement. Dans le contexte du guide, on fera référence à des palées de poteaux constituant la partie supérieure de nombreuses piles d'ouvrages. Ces palées sont alignées sur la ligne d'appui, supportent le tablier et sont encastrées dans la semelle de fondations. Les poteaux peuvent être entretoisés en partie haute par un chevêtre ou en partie basse par un raidisseur ou les deux.

**Partie supérieure d'une pile**

Partie de la pile située au-dessus des semelles de fondation, y compris raidisseur.

**Perré**

Revêtement recouvrant la partie du remblai technique apparent incliné situé sous la travée de rive entre la culée et la première pile (cas des culées enterrées).

**Pile**

Appui intermédiaire d'un tablier.



### **Pile marteau**

Appui intermédiaire dont la partie haute est constituée d'un fût surmonté d'un chevêtre de dimension transversale supérieure à la largeur du fût. Le chevêtre peut être de type béton armé ou béton précontraint, suivant l'importance et l'élançement de l'encorbellement.

### **Pieux**

Fondation profonde généralement circulaire.

Poutre verticale de section circulaire transmettant les efforts issus de l'appui au sol de fondation.

### **Poteaux**

Élément vertical de type poutre (avec une dimension au moins cinq fois plus grande que les deux autres). Dans le contexte du guide, on fera surtout référence aux poteaux des piles constituées de palées de poteaux.

### **Raidisseur**

Élément structural intégré à l'appui dans le but de lui conférer un surplus de raideur dans la zone concernée, notamment en augmentant l'inertie de flexion de l'ensemble (élément + raidisseur). Dans le guide, on fera surtout référence aux semelles de fondations raidies par une poutre dans le sens de la ligne d'appui. Ce raidisseur se situe entre la semelle de fondation et la partie haute de la pile (voile ou palée de poteaux pour les piles courantes).

### **Semelle**

Élément de fondation supportant la partie haute de l'appui. Elle peut être accompagnée ou non d'un raidisseur. Les semelles sont soit superficielles (transmettant directement les efforts au sol et reposant sur un béton de propreté) soit descendant sur des fondations profondes (pieux, micropieux ou barrettes).

### **Sommier**

Face supérieure des chevêtres des culées.

### **Voile**

Tout élément vertical possédant une dimension beaucoup plus faible que les deux autres (i.e. approximativement dans un rapport d'au moins 1/10). Dans le contexte du guide, on utilise le terme de voile majoritairement pour désigner les piles composées de voiles descendant sur des fondations (et éventuellement un raidisseur). Les voiles n'ont ici pas forcément une forme rectangulaire ou même une épaisseur constante. Le terme de voile utilisé ici correspond également au vocabulaire de l'EN 1992-1-1.

On distinguera usuellement les voiles utilisés pour les piles, des murs utilisés dans le cadre des culées pour retenir des terres.

# INDEX DES ILLUSTRATIONS

Figure 1-1 : Vocabulaire lié aux appuis d'ouvrage d'art	13
Figure 1-2 : Principales notations utilisées dans le guide	14
Figure 1-3 : Démarche de conception des appuis	14
Figure 1-4 : Lignes d'appui possibles (A, B et C) en fonction du tablier	17
Figure 1-5 : Lignes d'appui possibles (A, B et C) pour une voie portée avec courbure prononcée	17
Figure 1-6 : Franchissement de voie ferrée par la rocade nord d'Arles	18
Figure 1-7 : Appuis du pont Pierre Bérégovoy à Nevers (58)	19
Figure 1-8 : Conceptions possibles pour les forts tirants d'air	20
Figure 1-9 : Construction de la pile en TPC de l'autoroute A2 pour le viaduc de l'échangeur A2/A23 à La Sentinelle (59) (source : NAI)	21
Figure 1-10 : Exemple de contraintes appliquées aux fouilles d'une fondation située à proximité de voies ferrées (extrait de l'IG90033 de SNCF Réseau)	22
Figure 1-11 : Coupe longitudinale du noyau d'une articulation de type section rétrécie de béton	24
Figure 1-12 : Exemple de schéma statique	25
Figure 1-13 : Déplacements non bloqués d'un tablier courbe sous charges centrifuges et thermiques	26
Figure 1-14 : Longueurs d'encorbellement pour une ligne de deux points d'appui	27
Figure 1-15 : Longueurs d'encorbellement pour une ligne de trois appuis ou plus	28
Figure 1-16 : Longueurs d'encorbellement dans différentes configurations	28
Figure 1-17 : Configuration transversale n° 1	29
Figure 1-18 : Configuration transversale n° 2	30
Figure 1-19 : Configuration transversale n° 3	30
Figure 1-20 : Détermination de la géométrie des encorbellements	30
Figure 1-21 : Pile du pont de Saint-Gilles (34) : l'utilisation de trois voiles distincts nécessite la mise en œuvre d'un chevêtre pour appuyer les poutres du tablier à poutrelles enrobées	32
Figure 1-22 : Configuration transversale avec poteaux sans chevêtre	33
Figure 1-23 : Configuration transversale avec poteaux et chevêtre	33
Figure 1-24 : Hétérogénéité de la portance du sol sous fondation superficielle	34
Figure 1-25 : Configurations possibles d'appuis composés de voiles	34
Figure 1-26 : Élément raidisseur d'un appui composé de poteaux – cas a	35
Figure 1-27 : Élément raidisseur d'un appui composé de poteaux – cas b	35
Figure 1-28 : Choc sur une pile constituée de colonnes	37
Figure 1-29 : Palée de poteaux sans raidisseur apparent ni dispositif de retenue – <u>Configuration à proscrire</u>	37
Figure 1-30 : Pile constituée de colonnes avec muret faisant office de raidisseur	37
Figure 1-31 : Appui composé d'une palée de poteaux avec nervure visible (passage à faune du Tillet) (source : DIR Nord)	38
Figure 1-32 : Choc sur pile constituée de voiles	38
Figure 1-33 : Configuration 1 : fût dans le prolongement du dispositif de retenue (source : DGITM/DIT/FCA)	39
Figure 1-34 : Configuration 2 : fût placé derrière le dispositif de retenue (source : DGITM/DIT/FCA)	39
Figure 1-35 : Largeur de fonctionnement d'une barrière	40
Figure 1-36 : Largeur d'intrusion d'un véhicule	40
Figure 1-37 : Choc d'un bus sur une pile	41
Figure 1-38 : GBA après franchissement	41
Figure 1-39 : Cabine accidentée (source : DIR NO)	42
Figure 1-40 : Séparateur en béton armé détruit lors du choc (à droite sur la photo) (source : DIR NO)	42
Figure 1-41 : Règle de prédimensionnement de l'épaisseur des appuis intermédiaires	45
Figure 1-42 : Dispositions d'appuis composés de voiles (1)	45
Figure 1-43 : Dispositions d'appuis composés de voiles (2)	46
Figure 1-44 : Pile constituée de voiles avec fruit négatif franchissant une voie en pente inverse	46
Figure 1-45 : Pile d'un des ouvrages de la déviation de Miramas – Exemple d'un parement matricé	47
Figure 2-1 : Notations	50
Figure 2-2 : Enveloppes des fûts	51
Figure 2-3 : Piles courantes	53
Figure 2-4 : Sections de fûts	53
Figure 2-5 : Enveloppe de l'appui	53
Figure 2-6 : Dispositions de fûts possibles	54
Figure 2-7 : Utilisation de voiles pour les piles intermédiaires. À gauche pont sur le contournement de Nîmes, à droite ouvrage sur la RN2 à Ormoy-le-Davien (60)	54
Figure 2-8 : Dispositions possibles des voiles	55

Figure 2-9 : Fruits positifs et négatifs sur un fût. . . . .	56
Figure 2-10 : Forme des sections de voile . . . . .	56
Figure 2-11 : Fruits dans l'épaisseur du voile . . . . .	57
Figure 2-12 : Fruits dans la largeur du voile . . . . .	57
Figure 2-13 : Exemple d'évasement du voile en tête (type B) sur les piles d'un ouvrage sur la RN2 à Ormoy-le-Davien (60). . . . .	57
Figure 2-14 : Combinaisons de fruits sur voiles . . . . .	58
Figure 2-15 : Fruits sur voiles (groupes 1 et 3) . . . . .	58
Figure 2-16 : Dispositions envisageables de rattrapage de profil en travers . . . . .	59
Figure 2-17 : Dispositions géométriques liées aux nervures/soubassements. . . . .	61
Figure 2-18 : Disposition des colonnes ou des poteaux selon la structure portée . . . . .	62
Figure 2-19 : Dimensions minimales de colonnes ou de poteaux . . . . .	63
Figure 2-20 : Implantation d'un chevêtre en tête de colonne . . . . .	63
Figure 2-21 : Prédimensionnement du chevêtre . . . . .	63
Figure 2-22 : Préconisations pour la partie haute des fûts de pile . . . . .	64
Figure 2-23 : Enfouissement de la semelle superficielle . . . . .	65
Figure 2-24 : Géométrie d'une fondation superficielle sans nervure – Notations . . . . .	66
Figure 2-25 : Géométrie d'une fondation superficielle avec nervure – Notations . . . . .	66
Figure 2-26 : Largeur d'une nervure/soubassement . . . . .	67
Figure 2-27 : Prédimensionnement de l'ensemble nervure-semelle . . . . .	67
Figure 2-28 : Rattrapage du profil transversal par la hauteur de la nervure . . . . .	68
Figure 2-29 : Rattrapage du profil longitudinal par la hauteur de la nervure . . . . .	68
Figure 2-30 : Prédimensionnement de la longueur de semelle . . . . .	69
Figure 2-31 : Vue en plan d'une semelle sur pieux . . . . .	71
Figure 2-32 : Disposition des pieux par rapport à la position du voile . . . . .	72
Figure 2-33 : Enfouissement minimal de la semelle. . . . .	72
Figure 2-34 : Prédimensionnement de la section d'une semelle sur pieux. . . . .	73
Figure 2-35 : Emprise des fouilles d'une semelle sur deux files de pieux . . . . .	74
Figure 2-36 : Prédimensionnement de la section d'une semelle sur une file de pieux . . . . .	75
Figure 2-37 : Semelle sur pieux supportant un ou plusieurs voiles (exemple pris avec deux files de pieux mais transposable à une file). . . . .	77
Figure 2-38 : Disposition des pieux dans le cas de plusieurs voiles . . . . .	78
Figure 2-39 : Position des reprises de bétonnage . . . . .	81
Figure 2-40 : Piles de grande hauteur – viaduc de La Colagne et viaduc de Millau . . . . .	82
Figure 2-41 : Piles du viaduc de la Savoureuse (90) . . . . .	83
Figure 2-42 : Principe de débiaisement avec piles marteaux . . . . .	84
Figure 2-43 : Respect du gabarit avec piles marteaux . . . . .	84
Figure 2-44 : Piles du pont de Saguenay sur la Mimente et de l'échangeur A2/A23 à La Sentinelle (59). . . . .	85
Figure 2-45 : Piles du pont sur la RD 982 à Nozières-Boucoiran. . . . .	86
Figure 2-46 : Piles du viaduc de Lenne (12) . . . . .	86
Figure 2-47 : Câblage de précontrainte dans le chevêtre d'une pile marteau . . . . .	87
Figure 2-48 : Piles du viaduc sur la Durance aval (84) . . . . .	87
Figure 3-1 : Culée remblayée . . . . .	90
Figure 3-2 : Culée enterrée . . . . .	90
Figure 3-3 : Exemple de culées enterrées (à gauche culée perchée sur pieux, à droite culée enterrée fondée superficiellement sur le TN). . . . .	91
Figure 3-4 : Le choix d'une culée remblayée (à droite) limite la longueur du tablier, mais augmente la poussée sur la culée . . . . .	93
Figure 3-5 : Disposition dans le cas d'un ouvrage à deux travées avec culées enterrées : le passage à des culées remblayées limitant la portée peut être intéressant financièrement . . . . .	94
Figure 3-6 : Recul de la ligne d'appui dans le cas d'un épanouissement de la voie portée . . . . .	94
Figure 3-7 : Zone de remblai traité au droit de la culée . . . . .	96
Figure 3-8 : Cas de remblais exécutés à l'avance . . . . .	97
Figure 3-9 : Cas de remblais exécutés après construction des culées . . . . .	97
Figure 3-10 : Cas de remblais exécutés après construction du tablier . . . . .	98
Figure 3-11 : Culée 2 <sup>e</sup> phase lorsque le terrain est bon . . . . .	99
Figure 3-12 : Culée 2 <sup>e</sup> phase lorsque le terrain est de mauvaise qualité . . . . .	99
Figure 3-13 : Culée perchée fondée superficiellement sur le pont provisoire des Richards (05) (source : DIR Med) . . . . .	104
Figure 3-14 : Position non centrée de la semelle d'une culée à mur de front . . . . .	104
Figure 3-15 : Position non centrée de la semelle d'une culée à colonnes ou poteaux . . . . .	105
Figure 3-16 : Position non centrée d'une culée réduite à une simple semelle (culée perchée fondée superficiellement) . . . . .	105
Figure 3-17 : Semelle avec nervure servant de raidisseur entre colonnes ou poteaux . . . . .	106
Figure 3-18 : Pieux recépés de la culée du viaduc du Lot (Mende, 2021) (source : DIR Med). . . . .	107
Figure 3-19 : Excentrement des files de pieux . . . . .	109
Figure 3-20 : Disposition non uniforme des pieux – tablier large à poutres latérales sur culée perché . . . . .	110
Figure 3-21 : Géométries d'un mur de front. . . . .	111

Figure 3-22 : Dimensions minimales des colonnes et poteaux (en cm) . . . . .	111
Figure 3-23 : Culée remblayée munie de contreforts (gauche : vue en perspective, droite : vue en plan). . . . .	113
Figure 3-24 : Sections des colonnes ou poteaux adaptées en cas de grande hauteur . . . . .	113
Figure 3-25 : Éléments constitutifs de la partie supérieure d'une culée . . . . .	114
Figure 3-26 : Coupe courante d'un mur garde-grève. . . . .	115
Figure 3-27 : Schéma type d'une feuillure (extrait du guide Cerema sur les joints de chaussée) . . . . .	116
Figure 3-28 : Prédimensionnement du corbeau du joint de chaussée (en bleu les données d'entrée liées au joint, en rouge les conditions de coffrage du corbeau) . . . . .	117
Figure 3-29 : Prédimensionnement du corbeau de la dalle de transition (la dalle n'est pas représentée) . . . . .	118
Figure 3-30 : Déplacement ELU maximal vers le mur garde-grève . . . . .	118
Figure 3-31 : Espace minimum à ménager entre tablier et garde-grève . . . . .	119
Figure 3-32 : Pont du Couleau sur la RN94 (05) : le très faible espace entre le montant d'extrémité de la poutre métallique et la culée rend très difficile sa remise en peinture . . . . .	119
Figure 3-33 : About du viaduc de l'Hyrome sur l'A87 à hauteur de Chemillé (49) – un espace très important est réservé derrière la poutre métallique, ce qui facilite son entretien et sa durabilité. . . . .	119
Figure 3-34 : Présence de la longrine support du DR en rive du mur garde-grève . . . . .	120
Figure 3-35 : Hauteurs du chevêtre en face avant et en face arrière. . . . .	122
Figure 3-36 : Configurations avec rôle répartiteur du chevêtre . . . . .	122
Figure 3-37 : Zones latérales au tablier, cas d'une culée enterrée . . . . .	123
Figure 3-38 : Trace du talus sur les murs de la culée dans le cas d'un replat latéral . . . . .	124
Figure 3-39 : Vue 3D de la culée dans le cas d'un replat latéral (longrines non représentées) . . . . .	125
Figure 3-40 : Culée perchée du viaduc de l'Anille (72) . . . . .	125
Figure 3-41 : Trace du talus sur les murs de la culée sans replat latéral . . . . .	126
Figure 3-42 : Vue 3D de la culée dans le cas sans replat latéral (longrines non représentées) . . . . .	126
Figure 3-43 : Culée perchée du viaduc du Lot à Mende (48) . . . . .	126
Figure 3-44 : Zones latérales au tablier, cas d'une culée remblayée (longrines non représentées) . . . . .	127
Figure 3-45 : Culées à mur de front de l'OA1 à Laudun-L'Ardoise (30) . . . . .	128
Figure 3-46 : Géométrie des murs en retour . . . . .	128
Figure 3-47 : Murs en retour avec murets en pied de talus . . . . .	128
Figure 3-48 : Murs en retour prolongés par des murs de soutènement . . . . .	129
Figure 3-49 : Murs en aile adaptés à un évasement de la voie portée . . . . .	129
Figure 3-50 : Notations du mur en retour . . . . .	131
Figure 3-51 : Disposition type en tête de mur en retour . . . . .	132
Figure 3-52 : Aménagement de l'accès à la culée d'un ouvrage sur la RN2 à Ormoy-le-Davien (60) : escalier, replat avec station debout possible pour les visites et garde-corps . . . . .	132
Figure 3-53 : Retombée de dalle pour assurer l'étanchéité . . . . .	133
Figure 3-54 : Détermination de l'implantation de la face avant du sommier . . . . .	134
Figure 3-55 : Implantation de l'axe de la ligne d'appui. . . . .	134
Figure 3-56 : Respect des recommandations géométriques . . . . .	135
Figure 3-57 : État du remblai contigu, avec ou sans dalle de transition . . . . .	136
Figure 3-58 : Dalle de transition du viaduc du Lot à Mende (48) (crédit : DIR Med) . . . . .	137
Figure 3-59 : Cintre supporté par des corbeaux sur le franchissement de l'Orne à Conflans (crédit : CD54) . . . . .	138
Figure 3-60 : Culée creuse . . . . .	138
Figure 3-61 : Vue de l'intérieur d'une culée creuse sur le pont de la RD780 à Villeneuve-lez-Avignon . . . . .	139
Figure 3-62 : Exemple de réalisation récente en France (rocade sud de Strasbourg OA34, culées semi-intégrales – 2016) – Ferrailage du hourdis du pont mixte et ferrailage de la dalle de transition . . . . .	141
Figure 3-63 : Coffrage de la dalle de transition de l'OA 34 . . . . .	142
Figure 3-64 : Désordres constatés sur un ouvrage sans dalle de transition . . . . .	143
Figure 3-65 : Dispositions <u>déconseillées</u> (hors cas particuliers) issues du PP73; about de tablier sans mur garde-grève. . . . .	143
Figure 3-66 : Ouvrage encastré sur palplanches . . . . .	144
Figure 3-67 : Ouvrage de franchissement de la Vauve à Fère-Champenoise (51) avec palplanches encastrées dans le tablier (crédit : DIR Est) . . . . .	144
Figure 3-68 : Ouvrage simplement appuyé sur palplanche . . . . .	145
Figure 3-69 : Ouvrage sur palplanches muni d'appareils d'appui sur la D365 à Quimper . . . . .	145
Figure 3-70 : Géométrie en élévation et en plan du chevêtre encastré sur palplanche . . . . .	146
Figure 3-71 : Principe de fonctionnement interne du chevêtre. . . . .	147
Figure 4-1 : Dimensions en plan du bossage. . . . .	152
Figure 4-2 : Bossages de vérinage accolés aux bossages de service (à gauche le viaduc de Miramas, à droite l'OA29 à Peyrolles) . . . . .	153
Figure 4-3 : Hauteurs de bossage d'un même appui . . . . .	154
Figure 4-4 : Cunette en pied de garde-grève pouvant nécessiter d'augmenter H0 . . . . .	154
Figure 4-5 : Hauteurs des bossages supérieur et inférieur . . . . .	154
Figure 4-6 : Hauteurs des bossages adaptées à la pente de l'ouvrage . . . . .	155
Figure 4-7 : Diffusion de l'effort vertical dans le bossage et dans le chevêtre . . . . .	155
Figure 4-8 : Environnement de l'appareil d'appui . . . . .	156

Figure 4-9 : Zone d'ancrage pour bossage de faible hauteur . . . . .	156
Figure 4-10 : Zone d'ancrage pour bossage de hauteur moyenne . . . . .	157
Figure 4-11 : Mise sur appuis définitifs (ouvrage de Clamarais) . . . . .	158
Figure 4-12 : Construction en sur-gabarit (ouvrage de Villeneuve-d'Ascq). . . . .	158
Figure 4-13 : Vérin « galette » . . . . .	159
Figure 4-14 : Vérin avec écrou de sécurité. . . . .	159
Figure 4-15 : Vérin sur camarteau. . . . .	160
Figure 4-16 : Levage assisté par ordinateur – 1 . . . . .	160
Figure 4-17 : Levage assisté par ordinateur – 2 . . . . .	160
Figure 4-18 : Exemple de levage assisté par ordinateur (LAO). . . . .	161
Figure 4-19 : Exemple de vérinage de caisson à l'aide de consoles . . . . .	161
Figure 4-20 : Hauteur mini sous bossage de vérinage . . . . .	162
Figure 4-21 : Exemple de butée longitudinale sur culée . . . . .	167
Figure 4-22 : Exemples de butées transversales sur culée – 1 . . . . .	167
Figure 4-23 : Exemples de butées transversales sur culée – 2 . . . . .	167
Figure 4-24 : Exemple de butée de sécurité dans le cas d'un tablier bipoutre à double action mixte . . . . .	168
Figure 4-25 : Exemples de butées transversales sur piles – 1 . . . . .	168
Figure 4-26 : Exemples de butées transversales sur piles – 2 . . . . .	168
Figure 4-27 : Exemple particulier d'un pont courbe avec butées de blocages sur culée, avec appareil d'appui et plaque de glissement assurant le guidage longitudinal (pont de Terenez – 29) . . . . .	169
Figure 4-28 : Corrosion des abouts de poutres métalliques due au mauvais assainissement . . . . .	170
Figure 4-29 : Assainissement en zone d'about via des corniches caniveau (vue de dessus du tablier) . . . . .	172
Figure 4-30 : Assainissement en zone d'about via des gargouilles (vue de dessus du tablier) . . . . .	172
Figure 4-31 : Assainissements du sommier possibles (la solution de droite est préférable sous réserve de bonne mise en œuvre évitant toute stagnation d'eau au niveau des bossages) . . . . .	173
Figure 4-32 : Ajout d'une bordure pour guider l'eau de ruissellement . . . . .	174
Figure 4-33 : Assainissement de la culée (vue en plan). . . . .	174
Figure 4-34 : About sec et ventilé . . . . .	175
Figure 4-35 : About humide. . . . .	175
Figure 4-36 : Évacuation de l'eau aux abouts de l'ouvrage (en haut une disposition à éviter, en dessous une conception à retenir) . . . . .	176
Figure 4-37 : Évacuation des eaux du tablier sur l'ouvrage d'Ormay-le-Davien (60) . . . . .	176
Figure 4-38 : Désordres sur perré dus au rejet direct des eaux sur celui-ci . . . . .	177
Figure 4-39 : Ruissellement sur une pile marteau. . . . .	178
Figure 4-40 : Raccordement de l'assainissement entre la travée centrale et les travées de rive sur le viaduc de Caronte - Vue sur pile centrale (crédit : DIR Med). . . . .	178
Figure 4-41 : Raccordement de l'engravure au droit du séparateur central . . . . .	180
Figure 4-42 : Mise en place du ferrailage dans une pièce avec engravure – 1. . . . .	180
Figure 4-43 : Mise en place du ferrailage dans une pièce avec engravure – 2. . . . .	181
Figure 4-44 : Mise en place du ferrailage dans une pièce avec engravure – 3. . . . .	181
Figure 5-1 : Conception privilégiant la redondance des pieux . . . . .	185
Figure 5-2 : Dispositions facilitant le vérinage . . . . .	185
Figure 5-3 : Équipements d'une culée perchée en tête de talus . . . . .	186
Figure 5-4 : Utilisation de nervure pour rigidifier la ligne d'appui . . . . .	186
Figure 5-5 : Palée de poteaux munie d'une nervure haute pour raidir la ligne d'appui vis-à-vis des chocs . . . . .	187

# INDEX DES TABLEAUX

Tableau 2-1 : Fondations profondes . . . . .	70
Tableau 2-2 : Sections usuelles de semelle sur deux files de pieux . . . . .	74
Tableau 2-3 : Sections usuelles de semelle sur une file de pieux . . . . .	76
Tableau 2-4 : Moments capables de pieux à l'ELS Caractéristique en MN.m . . . . .	76
Tableau 3-1 : Différents cas de niveau du terrain naturel . . . . .	95
Tableau 3-2 : Éléments constitutifs d'une culée . . . . .	100
Tableau 3-3 : Dispositions adaptées au niveau du terrain naturel . . . . .	102
Tableau 3-4 : Différents niveaux de la semelle dans le remblai . . . . .	103
Tableau 3-5 : Dispositions envisageables pour les pieux. . . . .	108
Tableau 3-6 : Disposition centrée ou non des colonnes par rapport à la ligne d'appui . . . . .	112
Tableau 3-7 : Dispositions courantes d'abouts . . . . .	115
Tableau 3-8 : Dispositions transversales du chevêtre . . . . .	120
Tableau 3-9 : Configurations des murs en aile . . . . .	129
Tableau 3-10 : Prédimensionnement des épaisseurs de mur en retour porteur de DR. . . . .	131
Tableau 3-11 : Prédimensionnement des épaisseurs de mur en retour non porteur de DR . . . . .	131
Tableau 3-12 : Position de la ligne d'appui par rapport à la crête du talus . . . . .	135
Tableau 3-13 : Dispositions du chevêtre utilisé comme appui en cours de construction . . . . .	137
Tableau 3-14 : Définitions relatives aux ouvrages intégraux et semi-intégraux . . . . .	140
Tableau 4-1 : Ordres de grandeur de caractéristiques de vérins types « galettes » . . . . .	162
Tableau 4-2 : Ordres de grandeur de caractéristiques de vérins plats ou extra-plats à piston . . . . .	162
Tableau 4-3 : Ordres de grandeur de caractéristiques de vérins classiques . . . . .	163
Tableau 4-4 : Valeurs caractéristiques des charges d'exploitation proposées en fonction des conditions de circulation. . . . .	164

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] Cerema, *Dispositifs de retenue en bord libre d'ouvrage*, 2014.
- [2] Setra, *Guide du projeteur Ouvrages d'Art*, 1999.
- [3] SNCF Réseau, IG 94589 – MOA Tiers – *Directives de Sécurité Ferroviaire*, 2018.
- [4] SNCF Réseau, IG 90168 – *Gabarits – Lignes à grande vitesse*.
- [5] SNCF Réseau, IG 90162 – *Implantation des obstacles par rapport aux voies (gabarits d'obstacles) et des voies entre elles (entraxes), pour des vitesses de circulation ne dépassant pas 200 km/h, ou éventuellement 220 km/h pour les seuls matériels de type TAGV*.
- [6] SNCF Réseau, IN 00163 – *Gabarits – Implantations des quais à voyageurs et à marchandises et des obstacles sur les quais ou à leurs abords immédiats*.
- [7] SNCF Réseau, IN 00166 – *Gabarits – Gabarits d'isolement des pantographes et de la ligne aérienne de contact – Panneaux grillagés de protection – Traversées aériennes*.
- [8] Ministère de l'Équipement, *Circulaire n° 95-86 du 6 novembre 1995 modifiant la circulaire n° 76-38 du 1<sup>er</sup> mars 1976 relative aux caractéristiques des voies navigables*, Direction des journaux officiels, novembre 1995.
- [9] Setra, *Cours d'eau et ponts*, juillet 2007.
- [10] Cerema, *Analyse de risque des ponts en site affouillable*, mars 2019.
- [11] Cerema, *Les passages à faune – Préserver et restaurer les continuités écologiques avec les infrastructures linéaires de transport*, décembre 2021.
- [12] SNCF Réseau, IG90033 – *Règles de conception, réalisation et contrôle concernant les ouvrages provisoires et les opérations de construction*.
- [13] Setra, *Appareils d'appuis en élastomère frettés*, juillet 2007.
- [14] Setra, *Appareils d'appui à pot*, novembre 2007.
- [15] Afnor, NF EN 1337 « Appareils d'appuis structuraux », décembre 2000.
- [16] Cerema, *Ponts en zone sismique – Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8*, août 2015.
- [17] Cerema, *Joints de chaussée des ponts-routes – Conception, exécution et maintenance*, 2016.
- [18] Ministère de la Transition écologique et solidaire, *Arrêté du 18 novembre 2021 modifiant l'arrêté du 2 mars 2009 relatif aux performances et aux règles de mise en service des dispositifs de retenue routiers dit arrêté RNER*, Journal officiel, décembre 2021.
- [19] Afnor, NF EN 1317 « Dispositifs de retenue routiers », septembre 2010.
- [20] Afnor, EN 1991-1-7 « Actions générales – Actions accidentelles ».
- [21] Cerema, *Dispositifs de retenue en section courante – Guide d'installation*, Janvier 2022.
- [22] Cerema, *Dispositifs de retenue en section courante – Méthodologie : de la conception à la réception*, Juillet 2017.
- [23] P. Camillo, *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, 1965.



- [24] Union internationale des chemins de fer (UIC), *Constructions situées au-dessus des voies ferrées – Dispositions constructives dans la zone des voies*, septembre 2002.
- [25] SNCF Réseau, IG90032 – *Conception et calcul des ouvrages d'art du Réseau Ferré National*, À paraître.
- [26] Cetmef, ROSA 2000 – *Recommandations pour le calcul aux états-limites des Ouvrages en Site Aquatique*, septembre 2001.
- [27] Afnor, *Fascicule 65 – Exécution des ouvrages de génie civil*, décembre 2017.
- [28] Cerema, *Des ponts à vivre – Concilier ouvrage d'art et qualité de vie*, mars 2019.
- [29] Cerema, *Eurocode 7 – Application aux fondations profondes*, décembre 2014.
- [30] Cerema, *Eurocode 7 – Application aux fondations superficielles*, janvier 2016.
- [31] Afnor, NF P 94-262.
- [32] Afnor, EN 1992-1-1 « Calcul des structures en béton – Règles générales et règles pour les bâtiments ».
- [33] Afnor, *Fascicule 68 du CCTG « Exécution des travaux géotechniques des ouvrages de génie civil »*, décembre 2017.
- [34] Setra, *Réalisation des remblais et des couches de forme – Guide technique*, 2020.
- [35] Setra, *Remblayage des tranchées et réfection des chaussées – Guide technique*, 1994.
- [36] Setra, *Les pieux forés – Recueil des règles de l'art*, décembre 1978.
- [37] Setra, *Les micropieux*, mars 1986.
- [38] Setra, MEMOAR – *Fiche n° VIII-3 « Bossage des appareils d'appui »*, octobre 2009.
- [39] Setra-LCPC, *Environnement des appareils d'appui en élastomère fretté – Recueil des règles de l'art*, Juin 1990.
- [40] Setra, *Utilisation du polystyrène expansé en construction routière*, septembre 2006.
- [41] Setra, *Les ouvrages de soutènement – Guide de conception générale*, 1998.
- [42] Afnor, NF P 94-261 « Justifications géotechniques – Fondations superficielles ».
- [43] Setra, *Guide de conception durable des ponts mixtes acier-béton*, 2010.
- [44] Setra, *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*, juin 2003.
- [45] Setra, *Assainissement des ponts-route*, juin 1989.
- [46] Setra, *Dalles de transition des ponts-routes*, octobre 1984.
- [47] Cerema, *Manuel de corrosion et protection des ouvrages en sites aquatiques*, 2020.
- [48] LCPC, *Entretien de la protection anticorrosion des ouvrages métalliques*, décembre 2005.
- [49] LCPC, *Ouvrages de soutènement – Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des rideaux de palplanches métalliques*, juillet 2003.
- [50] Afnor, NF EN ISO 12944 « Peinture et vernis – Anticorrosion des structures en acier par système de peinture », 2017.
- [51] Setra, *Note d'information Ouvrage d'Art n°34 « Construire des remblais contigus aux ouvrages d'art »*, janvier 2012.

- [52] Setra, *Diffusion des efforts concentrés*, novembre 2006.
- [53] RECOS-STRESS, *Fiche n°7 « Remplacement ou remise en état d'appareils d'appui »*.
- [54] STRES - FAEQ, *Guide n°5 « Entretien et réparation des équipements d'ouvrages – Appareils d'appuis »*, février 2010.
- [55] Setra, *MEMOAR Fiche n°VIII-4 « Vérinage/Calage »*, octobre 2009.
- [56] Setra, *Ponts-routes en maçonnerie – Protection contre l'action des eaux*, mai 1992.
- [57] Setra-LCPC, *Prévention des pathologies courantes d'ouvrages d'art*, décembre 1998.
- [58] Cerema, « Méthode de hiérarchisation de la vulnérabilité de la ressource en eau », *Note d'information n°1*, collection Environnement-Santé-Risque, août 2014.
- [59] Setra, *Assainissement routier – Guide technique*, octobre 2006.
- [60] Setra-LCPC, *Protection des bétons par application de produits à la surface du parement*, décembre 2002.
- [61] Setra, « *Note d'information relative à la construction des remblais contigus aux ouvrages d'art* », janvier 2012.

# TABLE DES MATIÈRES

<b>Remerciements</b>	<b>2</b>
<b>Avant-propos</b>	<b>5</b>
<b>Sommaire</b>	<b>6</b>
<b>Introduction</b>	<b>8</b>
<b>Chapitre 1 - Définition et principes généraux</b>	<b>11</b>
<b>1.1 Définitions</b>	<b>12</b>
1.1.1 Rôle des appuis – Définition	12
1.1.2 Les différents types d'appuis	12
1.1.3 Structure des appuis	12
1.1.4 Étude du sol	13
<b>1.2 Principes généraux – solutions d'appui</b>	<b>14</b>
1.2.1 Contraintes d'implantation et données fonctionnelles	15
1.2.2 Considérations mécaniques	22
1.2.3 Considérations économiques	43
1.2.4 Considérations esthétiques	44
<b>Chapitre 2 - Conception et choix des piles</b>	<b>49</b>
<b>2.1 Caractéristiques géométriques – enveloppe de l'appui</b>	<b>50</b>
2.1.1 Longueur	50
2.1.2 Hauteur vue	51
2.1.3 Épaisseur	51
<b>2.2 Recherche des éléments constitutifs – Adaptation au franchissement</b>	<b>52</b>
2.2.1 Partie visible de l'appui	53
2.2.2 Dispositions à prévoir pour les appareils d'appui	64
2.2.3 Fondations	64
<b>2.3 Réalisation, problèmes d'exécution et parements</b>	<b>79</b>
2.3.1 Implantation	79
2.3.2 Exécution de la fondation	80
2.3.3 Ferrailage des voiles et des colonnes	80
2.3.4 Reprises de bétonnage	80
2.3.5 Surfaçage des zones d'appui	81
2.3.6 Parements	81
<b>2.4 Piles non courantes</b>	<b>81</b>
2.4.1 Piles de grande hauteur	82
2.4.2 Volonté et geste architectural	82
2.4.3 Piles marteaux	83
<b>Chapitre 3 - Conception et choix des culées</b>	<b>89</b>
<b>3.1 Généralités, données et options préliminaires</b>	<b>90</b>
3.1.1 Généralités	90
3.1.2 Données et options préliminaires	91

<b>3.2 Conception et choix</b>	<b>100</b>
3.2.1 Éléments constitutifs	100
3.2.2 Fondation	101
3.2.3 Partie intermédiaire	110
3.2.4 Partie supérieure	114
3.2.5 Cas des culées creuses	138
3.2.6 Cas des ouvrages sans joint de chaussée (ouvrages intégraux ou semi-intégraux)	139
3.2.7 Cas des appuis sur palplanches	143
<b>3.3 Réalisation – problèmes d'exécution des culées</b>	<b>147</b>
3.3.1 Implantation	147
3.3.2 Exécution de la fondation	148
3.3.3 Exécution de la partie intermédiaire	148
3.3.4 Exécution de la partie supérieure	148
3.3.5 Exécution du mur de front, du voile frontal, des murs en retour	148
3.3.6 Exécution du remblai	148

## **Chapitre 4 - Conception des éléments particuliers des appuis** **151**

<b>4.1 Bossages d'appui</b>	<b>152</b>
4.1.1 Définition	152
4.1.2 Dimensions en plan	152
4.1.3 Hauteur du bossage	153
4.1.4 Conséquences pour la géométrie de l'appui	155
<b>4.2 Vérinage</b>	<b>157</b>
4.2.1 Définition	157
4.2.2 Matériels	158
4.2.3 Encombrement–Emplacement	160
4.2.4 Justifications calculatoires	163
<b>4.3 Butées</b>	<b>166</b>
4.3.1 Butées de sécurité	166
4.3.2 Butées de blocage	168
<b>4.4 Systèmes d'assainissement</b>	<b>169</b>
4.4.1 Enjeux et désordres liés aux défauts d'étanchéité	169
4.4.2 Assainissement des culées	170
4.4.3 Assainissement des piles	177
<b>4.5 Raccordement des dispositifs de sécurité</b>	<b>179</b>
4.5.1 Généralités	179
4.5.2 Conception de la zone de raccordement sur culées	179
<b>4.6 Engravures et parement architectural</b>	<b>179</b>
4.6.1 Engravures	179
4.6.2 Parement architectural	180

## **Chapitre 5 - Synthèse des préconisations** **183**

<b>5.1 Rappel des principes généraux de conception des appuis</b>	<b>184</b>
5.1.1 Recueil de données nécessaires à la conception	184
5.1.2 Exigence de résistance	184
5.1.3 Exigence de robustesse	184
5.1.4 Exigence de maintenance	185
5.1.5 Exigence de rigidité	186
5.1.6 Choc de poids lourds	187

<b>5.2 Bossages</b>	<b>188</b>
5.2.1 Bossage épais	188
5.2.2 Bossage fin	188
<b>5.3 Pile intermédiaire</b>	<b>189</b>
5.3.1 Voile unique	189
5.3.2 Voiles distincts	190
5.3.3 Palées de colonnes ou poteaux	191
<b>5.4 Culées</b>	<b>192</b>
5.4.1 Culée remblayée avec mur en retour	192
5.4.2 Culée enterrée (chevêtre sur pieux)	194
<b>5.5 Détail de la partie supérieure de la culée (corbeaux et mur garde-grève)</b>	<b>196</b>
<b>5.6 Équipements</b>	<b>197</b>
5.6.1 Protection des piles	197
5.6.2 Assainissement des culées	197
<b>Annexe</b>	<b>201</b>
Exemple de fiche d'informations relatives aux opérations de vérinage, à destination du gestionnaire	202
<b>Glossaire</b>	<b>206</b>
<b>Index des illustrations</b>	<b>209</b>
<b>Index des tableaux</b>	<b>213</b>
<b>Bibliographie</b>	<b>214</b>







# Concrete supports for engineering structures

## Volume I: Design and pre-dimensioning

Concrete supports are sometimes the unloved ones in the world of engineering structures, unlike the load-bearing deck, which is seen as the noble part of the design.

However, in addition to their obvious usefulness, supports are an inexhaustible source of aesthetic inspiration and technical challenges for designers. They can contribute to the architectural success of the bridge, while remaining reliable and in compliance with the design rules contained in the Eurocodes.

An initial document dating from 1973, entitled PP73, gave valuable information on supports but it needed to be updated with the application of the Eurocodes and feedback.

For ease of reading, the guide is divided into two volumes: a first volume, this one, on the general design of supports, and a second, to be published later, focusing on structural analysis and justification.

# Apoyos de hormigón de las obras de ingeniería

## Volumen I: Diseño y dimensionado previo

Se puede tener la sensación de que los apoyos de hormigón no son igual de valorados que el tablero portante, considerado la parte noble del diseño

Sin embargo, los apoyos, además de tener una utilidad evidente, son una fuente inagotable de inspiración estética y de retos técnicos que asumir para los diseñadores. Es imprescindible que sean fiables y que cumplan con las normas de diseño estipuladas en los Eurocódigos. Esto no impide que contribuyan al éxito arquitectónico del puente.

Un primer documento de 1973, titulado PP73, aportaba datos valiosos sobre los apoyos, pero era necesario actualizarlo con la aplicación de los Eurocódigos y la aportación de experiencias.

Para facilitar su lectura, la guía se divide en dos volúmenes: un primer volumen –este documento– sobre el diseño general de los apoyos, y un segundo volumen, que se publicará posteriormente, centrado en el análisis estructural y la justificación.

© 2023 – Cerema

## **LE CEREMA, L'EXPERTISE PUBLIQUE POUR LA TRANSITION ÉCOLOGIQUE ET LA COHÉSION DES TERRITOIRES**

Le Cerema, Centre d'Études et d'Expertise sur les Risques, l'Environnement, la Mobilité et l'Aménagement, est un établissement public qui apporte son concours à l'État et aux collectivités territoriales pour l'élaboration, la mise en œuvre et l'évaluation des politiques publiques au service de la transition écologique, de l'adaptation au changement climatique et de la cohésion des territoires. Il porte des missions de recherche & innovation et appuie le transfert d'innovations dans les territoires et auprès des acteurs privés.

Le Cerema agit dans 6 domaines d'activité : Expertise & Ingénierie territoriale, Bâtiment, Mobilités, Infrastructures de transport, Environnement & Risques, Mer & Littoral. Présent partout en métropole et dans les Outre-mer par ses 26 implantations, il développe une expertise de référence au contact de ses partenaires européens et contribue à diffuser le savoir-faire français à l'international.

Le Cerema capitalise les connaissances et savoir-faire dans ses domaines d'activité. Éditeur, il mène sa mission de centre de ressources en ingénierie par la mise à disposition de près de 3000 références à retrouver sur [www.cerema.fr](http://www.cerema.fr) rubrique nos publications.

Toute reproduction intégrale ou partielle, faite sans le consentement du Cerema est illicite (article L.122-4 du Code de la propriété intellectuelle). Cette reproduction, par quelque procédé que ce soit, constituerait une contrefaçon sanctionnée par les articles L.335-2 et L.335-3 du CPI.

Cet ouvrage a été imprimé sur du papier issu de forêts gérées durablement (norme PEFC) et fabriqué proprement (norme ECF).

**Coordination** : Direction de la Stratégie et de la Communication / Pôle éditions

**Conception de la maquette graphique** : Farénis

**Mise en page** : Fanny Lanz

**Impression** : Graphiscann, 32 avenue Karl Marx 69120 Vaulx-en-Velin

**Photo couverture** : Viaduc de Meaux (source : Cerema)

Achevé d'imprimer : juillet 2023

Dépôt légal : juillet 2023

ISSN : 2276-0164

ISBN : 978-2-37180-593-4 (pdf) – 978-2-37180-594-1 (papier)

### **Éditions du Cerema**

Cité des mobilités

25, avenue François Mitterrand CS 92803 – 69674 Bron Cedex – France

[www.cerema.fr](http://www.cerema.fr)



# APPUIS EN BÉTON DES OUVRAGES D'ART

## TOME 1 Conception et prédimensionnement

**Les appuis en béton sont parfois les mal-aimés du monde des ouvrages d'art, à l'inverse du tablier porteur, ressenti comme la partie noble de la conception.**

Outre leur utilité évidente, les appuis sont pourtant une source inépuisable d'inspiration esthétique et de défis techniques pour les concepteurs. Ils peuvent contribuer à la réussite architecturale du pont mais doivent être impérativement fiables et répondre aux règles de conception contenues dans les Eurocodes.

Un premier document datant de 1973, intitulé PP73, donnait des renseignements précieux sur les appuis mais il devait être mis à jour avec l'application des Eurocodes et les retours d'expériences.

Pour davantage de lisibilité, le guide est séparé en deux tomes : un premier tome, le présent ouvrage, sur la conception générale des appuis puis un second qui paraîtra ultérieurement, axé sur l'analyse structurale et la justification.



EXPERTISE & INGÉNIERIE TERRITORIALE | BÂTIMENT | MOBILITÉS  
| **INFRASTRUCTURES DE TRANSPORT** | ENVIRONNEMENT &  
RISQUES | MER & LITTORAL