

EQUIPEMENTS DE PONTS

Introduction

Les équipements sont les dispositifs qui complètent le gros œuvre du pont, ils sont destinés à assurer le *confort et la sécurité* des usagers, ainsi que la *durabilité* de l'ouvrage. Trop souvent considérés comme accessoires, les équipements jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la vie d'un pont. Ainsi, chacun d'entre eux est destiné à remplir une mission bien précise sur le pont :

- Les appareils d'appuis et les joints de chaussée vont permettre un fonctionnement mécanique correct de l'ouvrage.
- Les bordures de trottoirs, les garde-corps et les barrières de sécurité sont mis en place pour assurer la sécurité des piétons et des usagers automobilistes.
- Pour éviter une altération des éléments constitutifs du pont par l'action des eaux et de ce qu'elles transportent, on met une étanchéité, des caniveaux, des gargouilles, etc.
- Afin que le confort des usagers et riverains ne soit pas altéré au passage du pont, on dispose d'une chaussée, de joints de chaussée et de dalles de transition et des écrans acoustiques.

Les équipements sont en général fortement sollicités (usure accidentelle, environnement agressif, trafics, conditions climatiques...). Ils nécessitent une inspection, un entretien ou un remplacement régulier au cours de la durée de service de l'ouvrage. Ils doivent donc être conçus pour être entretenus ou changés facilement. Ils sont en général mis en œuvre par des entreprises spécialisées.

Si leur coût à la construction de l'ouvrage reste limité à 10 à 15 % du coût total, ils représentent plus du tiers des crédits consacrés à l'entretien des ouvrages.

1. Revêtement des tabliers et évacuation des eaux

Les revêtements des tabliers comprennent essentiellement une **couche d'étanchéité** et une **couche de roulement**.

1.1 Couche d'étanchéité:

Le système d'étanchéité des tabliers a pour objectif de protéger la structure béton des diverses agressions générées par les eaux pluviales (contenant des produits agressifs : sels de déverglaçage) circulant sur l'ouvrage et des cycles éventuels de gel-dégel. Il permet d'éviter la pénétration d'agents chimiques agressifs et la corrosion des armatures du béton du tablier et donc de garantir la durée du service de l'ouvrage.

Il est mis en place sur la totalité de la surface horizontale du tablier (chaussée, trottoirs). Il est raccordé aux points singuliers (pénétrations, avaloirs, joints de chaussées, etc.). Sa mise en œuvre nécessite une préparation initiale soignée du support.

Il existe plusieurs systèmes d'étanchéité qui font l'objet d'avis techniques :

- ▶ **l'asphalte bicouche** qui comprend :
 - une couche de mastic d'asphalte d'épaisseur 8mm ;
 - une couche de protection en asphalte gravillonné de l'ordre de 25 mm d'épaisseur



► les films minces adhérents au support

Le système est composé d'un film mince (2 à 3 mm d'épaisseur) obtenu par réaction chimique entre une base et un durcisseur, et constitué en général de polyuréthanes ou d'époxy-polyuréthanes. Ces films minces adhérents au support sont surtout réservés à des zones contournées comme les trottoirs, les caniveaux de corniches, caniveaux etc.



► les feuilles préfabriquées

Les feuilles d'étanchéité manufacturées en usine, livrées en rouleaux sont à base, en général, de bitume modifié (bitume élastomère). Elles sont soudées en pleine adhérence sur le support, sur lequel est préalablement répandu un enduit d'imprégnation à froid à base de bitume polymère, par fusion partielle du bitume de la feuille. Elles peuvent être complétées ou non par une couche d'asphalte gravillonné d'environ 25 mm.



Une fois la chape coulée, faire en sorte qu'elle ne soit pas dégradée par le personnel et les véhicules de chantier, empêcher le passage d'engins lourds et mettre en place la couche de roulement dès que possible.

1.2 Couches de roulement

Les couches de roulement mises en œuvre sur les tabliers d'ouvrages d'art routiers ou autoroutiers sont similaires, surtout dans le cas des ouvrages d'art courants, à celles utilisées sur chaussées

courantes. Elles viennent au-dessus de la chape d'étanchéité, sont constituées le plus souvent d'un *tapis d'enrobés bitumineux* (une couche de béton bitumineux) de **4 à 5 cm** d'épaisseur. Sur les itinéraires à forte circulation, il faut prévoir une deuxième couche (appelée couche d'usure) portant l'épaisseur totale à une dizaine de centimètres.

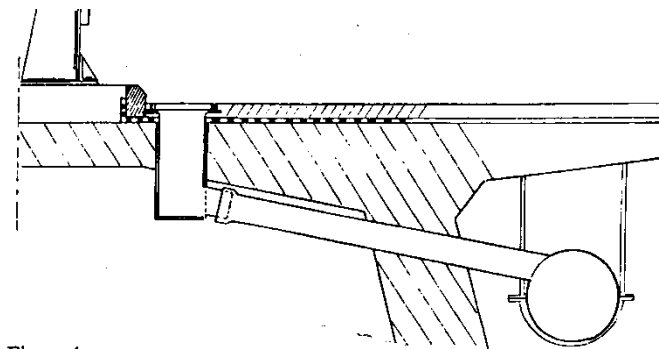
Il convient de savoir que la couche de roulement n'est pas étanche : il faut alors étudier les dispositions constructives (drains, pentes...) pour éviter la stagnation de l'eau entre la couche de roulement et l'étanchéité.

1.3 Dispositifs d'évacuation des eaux

Ces dispositifs sont destinés à assurer l'écoulement et l'évacuation des eaux pluviales sur le tablier. Ils permettent une protection du tablier contre les infiltrations dans la couche de roulement et une évacuation rapide de l'eau sur le tablier, afin d'éviter tout risque d'inondation de la chaussée.

En outre, la stagnation d'eau doit être évitée pour des raisons de sécurité à l'usager (risque de verglas en hiver). Ils doivent être adaptés en fonction de la surface et des pentes longitudinales et transversales de l'extrados du tablier. L'espacement de ces dispositifs est compris entre 20 et 30m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

Des caniveaux en béton préfabriqués, associés à des bordures de trottoir sont généralement disposés de part et d'autre de la couche.



Enfin, il importe de signaler un point important qui conditionne la conception de la coupe transversale du tablier. Les poutres ou les âmes du tablier doivent être disposées de telle sorte que les gargouilles ne soient pas implantées au droit de ces éléments. Ce n'est qu'après avoir dessiné la dalle de couverture avec tous ses équipements que l'on peut concevoir la structure porteuse.

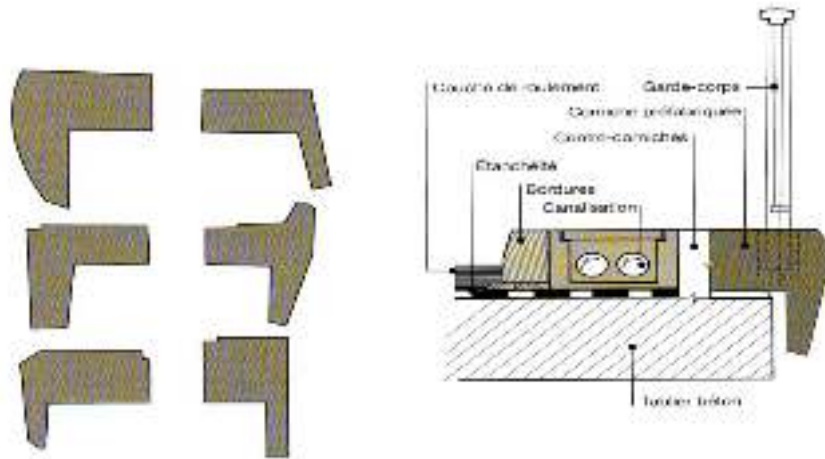
2. Corniches

Les corniches ont pour rôle :

- d'améliorer l'aspect de l'ouvrage en :
- d'assurer des fonctions secondaires telles que: support au relevé d'étanchéité, butée de trottoir, scellement du garde-corps, etc. Ces fonctions pourraient parfaitement être assurées par des éléments de la structure.

Les corniches peuvent être :

- coulées en place en même temps que le tablier ou après sa réalisation ;
- en éléments préfabriqués (en béton armé, en alliage d'aluminium, ...).



3. Trottoirs

Le rôle d'un trottoir est de protéger les piétons en les isolant, en général par simple surélévation par rapport à la chaussée, de la circulation automobile. Sur les ponts portant des autoroutes, souvent on ne dispose pas de trottoir proprement dit. Seul un passage de service, de 70cm de largeur environ, encadré par une glissière et un garde-corps, longe les bords du tablier.

Lorsque des trottoirs sont nécessaires sur un pont, il convient de leur donner une largeur convenable, une dimension de 1,40 m semble un minimum raisonnable. En site urbain, les trottoirs sont souvent beaucoup plus larges, ce qui se conçoit aisément.

Afin de permettre l'écoulement des eaux des trottoirs dans les caniveaux, il convient de donner à leur profil transversal une pente de l'ordre de 2 à 4%. De nos jours, les trottoirs ne sont plus constitués en modelant la géométrie du hourdis supérieur au niveau de ses encorbellements latéraux (décrochement de la dalle de couverture), Figure 5a. On prévoit:

- soit des trottoirs sur caniveau, Figure b.
- soit des trottoirs pleins, Figure 5c.

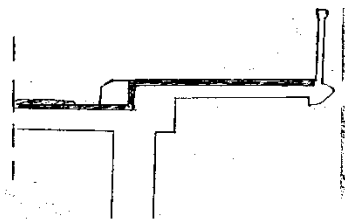


Figure 5a

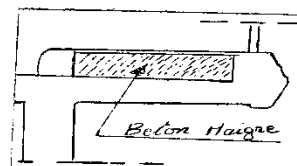


Figure 5. c

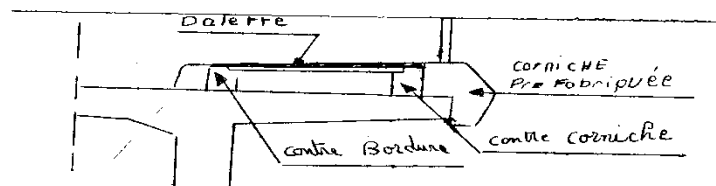


Figure 5.b

4. Joints de chaussées

Les joints de chaussées permettent d'assurer la transition entre le tablier et les chaussées adjacentes à l'ouvrage ou entre deux ouvrages discontinus, en remplissant les conditions suivantes :

- assurer la liberté de mouvement du pont ;

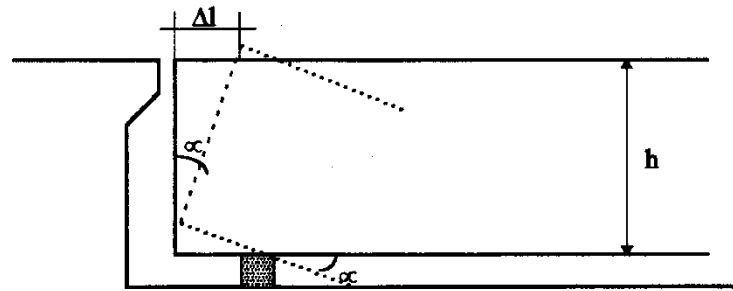
- donner une continuité de la surface de roulement ;
- ne pas être une source de bruit et de vibration ;
- avoir une bonne étanchéité ou une bonne évacuation des eaux.



4.1 Ouverture du joint de chaussée :

Les variations d'ouverture du joint sont dues essentiellement aux variations de la longueur du tablier en fonction de la température, et aussi aux rotations sur appui, au retrait et au fluage dans les ponts en béton.

- En ce qui concerne les effets thermiques, on admet que les effets de la température se traduisent par des dilatations relatives ($\Delta l/l$) de 5.10^{-4} à 6.10^{-4} . Ces valeurs correspondent à une variation de température d'environ 50°C .
- Pour le phénomène de retrait, les règles Algériennes CBA93 prévoient en fonction des zones d'implantation¹⁾, à défaut de mesures, les valeurs suivantes :
 - $+2.10^{-4}$ sous un climat humide (zone A)
 - $+3.10^{-4}$ sous un climat tempéré sec (zone B)
 - $+4.10^{-4}$ sous un climat chaud et sec (zone B et C)
 - $+5.10^{-4}$ sous un climat très sec ou désertique (zone D)
- En ce qui concerne le fluage du béton précontraint, le raccourcissement dépend de la contrainte appliquée. Mais dans le calcul du soufflé d'un joint, on peut se contenter d'une valeur forfaitaire du raccourcissement relatif égale à : $+3,510^{-4}$.
- Dans le cas de travées indépendantes, la rotation des poutres à l'about des tabliers, sous l'action des charges d'exploitation, provoque un déplacement égale à $\Delta l = h \operatorname{tg}\alpha$ au niveau du joint. Ce déplacement n'est pas négligeable surtout pour des poutres de grande hauteur. A titre indicatif, on peut remarquer que pour une poutre de 2 mètres de hauteur et une rotation de 0,01 rd, l'ouverture du joint est égale à : $2 \times 0,01 = 2\text{cm}$.



Ayant fait le calcul du souffle des joints de façon assez enveloppante, le projeteur doit alors choisir son type de joint.

On appelle "souffle" d'un joint le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes (et non par rapport à la position moyenne ou de réglage).

4.2 Types de joint de chaussée :

Les paramètres déterminant pour le choix d'un modèle de joint sont : le "souffle" et le trafic.

Le modèle de joint devra satisfaire aux trois degrés de liberté correspondant aux trois directions du déplacement relatif des deux éléments par rapport à l'axe de la voie.

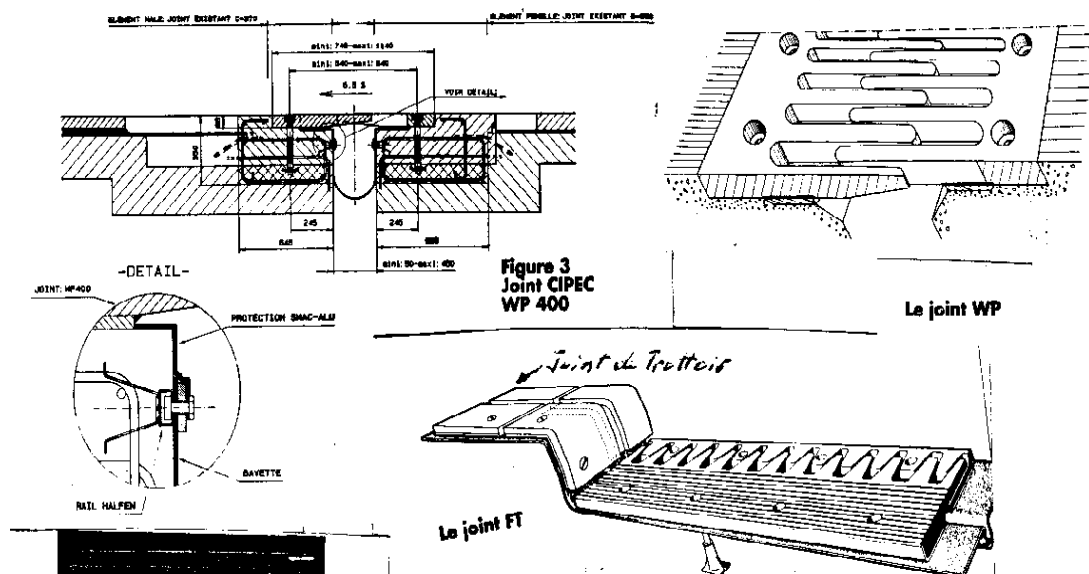
La composante longitudinale est, en général, la plus importante. Elle représente les mouvements de contraction et d'extension réversibles ou non de la structure (température, retrait, etc.).

La composante transversale apparaît dans le cas d'ouvrages courbes ou biais et elle est la conséquence d'une déformation particulière du tablier (sous l'action de la température surtout) et de l'effet du trafic (force centrifuge et freinage).

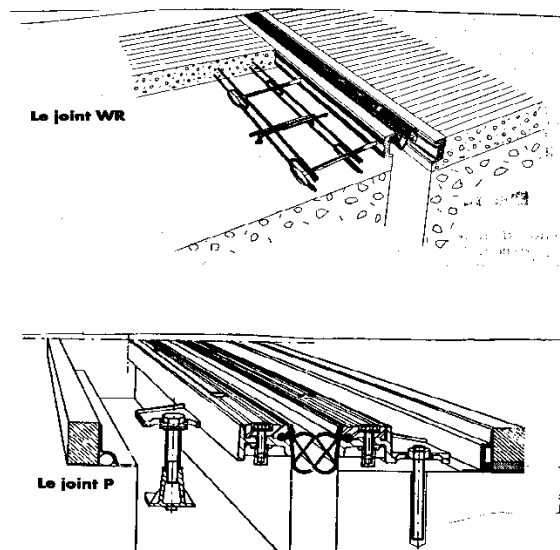
La composante verticale bien que souvent de valeur faible, n'est pas négligeable. Elle résulte de mouvements de rotation d'about.

Les joints de chaussées les plus utilisés en pratique sont :

- les joints à pont en porte à faux, à peigne ;



- les joints à lèvres, avec remplissage du vide par un matériau assurant l'étanchéité.



Le choix du joint de chaussée adapté à l'ouvrage doit tenir compte en particulier de ses performances techniques (capacité de souffle, possibilité de biais, résistance à la fatigue, comportement sous trafic), de ses performances en terme d'étanchéité et de confort pour l'usager (vibration, bruit), et de sa facilité d'entretien, de maintenance ou de remplacement éventuel.

Les joints de chaussée font l'objet d'avis techniques qui donnent une appréciation sur la durabilité et la satisfaction aux critères d'appréciation.

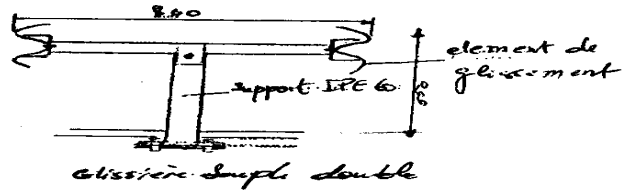
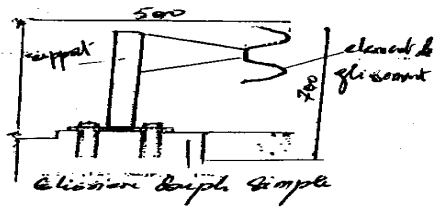
5. Dispositifs de retenue

Ce sont des équipements, placés sur les bords latéraux des ponts, destinés à retenir des piétons ou des véhicules en perdition. On distingue, selon la fonction, les garde-corps, les glissières et les barrières. Il convient de souligner qu'il n'existe pas de dispositif de retenue entièrement polyvalent: si l'on veut retenir des poids lourds, on adopte un système rigide qui est, certes, très efficace mais aussi très « agressif » vis-à-vis des véhicules légers.

5.1 Les garde-corps :

Un garde-corps est organe destiné essentiellement à empêcher la chute des piétons (donc assurer leur protection), et doit être suffisamment résistant pour encaisser la poussée d'une foule de gens. Sauf dans des cas particuliers où il est spécialement renforcé, il n'est pas conçu pour résister au choc accidentel d'un véhicule. En plus de sa fonction de retenue des piétons, le garde-corps a également une fonction esthétique surtout en milieu urbain où l'étude décorative mérite d'être plus élaborée.

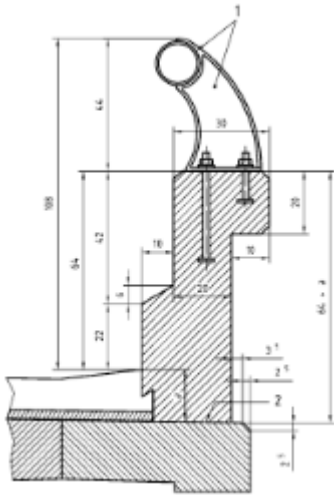




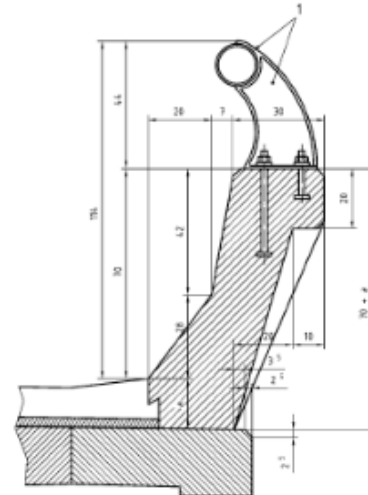
5.3 Les barrières de sécurité:

Il s'agit d'un organe destiné à empêcher à tout prix la chute d'un véhicule hors de l'ouvrage d'art, si possible en évitant de l'endommager. Il est à prévoir lorsque la circulation est importante et rapide et lorsque la chute d'un véhicule en dehors d'un pont risque d'avoir des conséquences très graves (par exemple franchissement d'une autoroute ou d'une voie ferrée).

Les premières barrières normales qui ont été disposées sur les ouvrages d'art sont le muret californien (appelé BN1) et le muret Général Motors (appelé BN2). Elles présentent l'inconvénient majeur d'être très lourdes (respectivement 620 à 600 daN/ml) et très « agressives » pour les véhicules légers. Elles constituent, toutefois, un écran antibruit assez efficace.

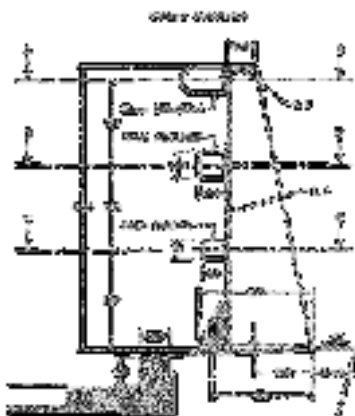


Muret californien : modèle BN 1



Muret Général Motors: modèle BN 2

Pour remédier aux inconvénients pondéraux des barrières BNI et BN2, on a mis au point une barrière métallique ayant la même efficacité que les précédentes mais beaucoup plus légère et nettement moins agressive vis-à-vis des véhicules légers. Il s'agit de la barrière normale à lisses horizontales, appelée BN4, représentée à la figure suivante. Cette barrière ne pèse que 65 daN/ml et elle est systématiquement placée sur les ouvrages d'art



Les dispositifs de retenue pour les véhicules doivent être homologués pour pouvoir être utilisés. L'homologation est délivrée à partir d'essais de choc en vraie grandeur exécutés au laboratoire.

6. Appareils d'appui (voir chapitre relatif)

Les appareils d'appui sont des éléments de structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis (piles et culées) et ils ont pour fonction de transmettre les efforts entre un élément et son support tout en autorisant certains degrés de liberté

On distingue trois types d'appareils d'appui :

Fixes : Ils permettent les rotations sur appui autour d'au moins un axe, mais ne permettent pas les déplacements;

Mobiles unidirectionnels : Ils permettent les rotations sur appui et les déplacements dans une seule direction déterminée;

Mobiles multidirectionnels : Ils permettent les rotations sur appui et les déplacements dans toutes les directions dans un plan.

Les appareils d'appui les plus utilisés sur les ponts courants sont les appareils en élastomère fretté. Ils sont constitués d'un empilage de feuillets d'élastomère (néoprène d'épaisseur de 8 à 16 mm) associés par vulcanisation à des frettes en acier doux. Ce système de frettage leur permet de résister à des taux de compression très élevés.

Il est indispensable, lors de la conception des appuis et du tablier, de prévoir les dispositions nécessaires pour remplacer, régulièrement, les appareils d'appui au cours de la durée de service de l'ouvrage (en particulier l'emplacement pour positionner les vérins permettant le relevage du tablier).

7. Dispositifs de visite

Les ouvrages doivent être équipés afin de permettre leur surveillance et leur entretien, des divers dispositifs de visite suivants :

- passerelles de visite
- trappes d'accès
- portes
- trous d'hommes.



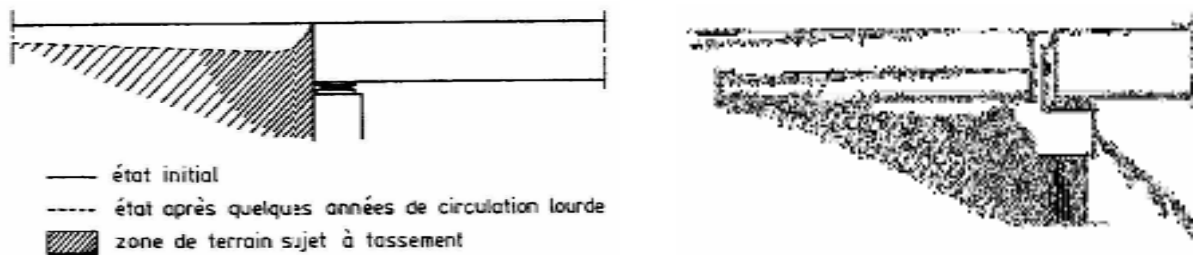
Passerelle de visite à demeure sur ouvrage métallique

Cependant, dans le cas des ouvrages courants, les dispositifs de visites peuvent se limiter à des marches sur le perré et à un aménagement du haut de ce perré afin de faciliter l'accès et la visite des zones d'appui.



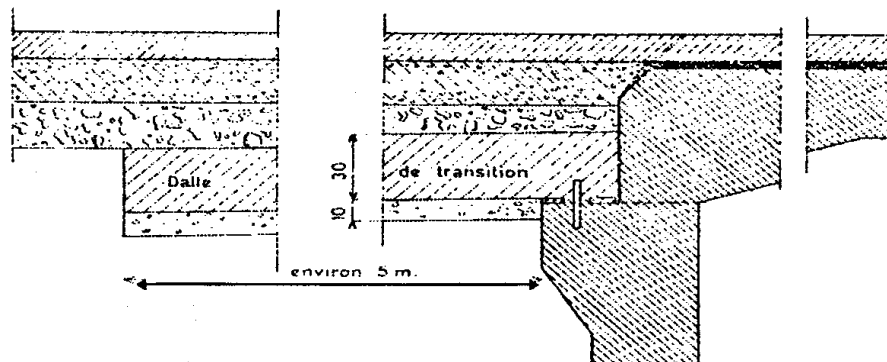
8. Dalles de transition

Les remblais à l'arrière du mur de front de culée ne peuvent jamais être parfaitement compactés. En plus, comme ils sont soumis à des cycles répétés de chargement et déchargement sous le passages des véhicules, leur compactage se fait à la longue et on observe ainsi un tassement de la chaussée de part et d'autre de l'ouvrage.

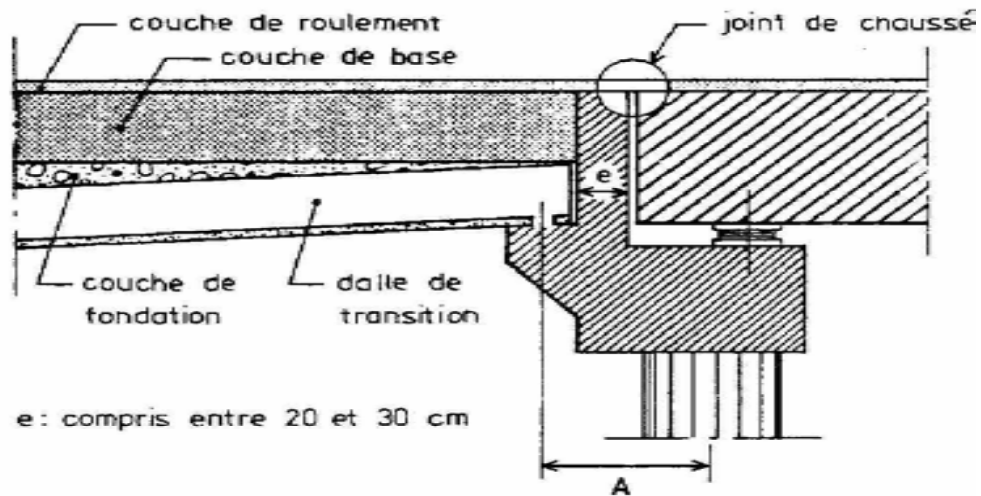


Pour remédier à cette situation, on place sous la chaussée des dalles de béton armé aux entrées du pont. Ces dalles de transition, qui s'appuient sur l'arrière de la culée et sur le terrain, ont ainsi pour fonction d'éviter la dénivellation qui risque de se produire entre la chaussée courante et le pont en cas de tassement du remblai. Lorsque ce dernier se produit, elles remplacent une différence brutale de niveau par une légère augmentation de pente.

Pour les dimensions de cette dalle, on prend une longueur égale à la longueur du remblai susceptible de tasser (en général elle varie de 3 à 6m), et une largeur égale à celle de la chaussée augmentée de 1m de chaque côté. Pour son épaisseur, on la prend comprise entre 1/17 et 1/20 de la longueur; souvent de l'ordre de 30cm.



Pour son calcul, on considère la dalle comme une travée indépendante de portée égale à sa longueur. Comme cette hypothèse est évidemment pessimiste, on peut admettre que les aciers travaillent à leur limite élastique.



9. Écrans acoustiques

Des écrans acoustiques en béton préfabriqué peuvent être mis en place sur les ouvrages. Ces écrans permettent de limiter l'impact sonore pour les riverains au réseau routier, autoroutier ou ferroviaire. Parfois, ce sont des corniches spéciales qui jouent ce rôle. Il existe aussi des écrans anti-projection utiles notamment pour les ouvrages routiers passant au-dessus de voies ferrées. A l'inverse, les écrans-garde ballast (de 1,50 m de hauteur) sont destinés à éviter toute projection de matériaux au niveau du franchissement de voie routière.



10. Canalisations

Les ouvrages d'art doivent souvent assurer le franchissement de diverses canalisations de services publics ainsi que des câbles téléphoniques et des câbles d'alimentation électrique. Elles ne doivent pas empêcher le bon fonctionnement de la structure, ni porter atteinte à sa durabilité. Ces canalisations sont généralement disposées dans des caniveaux constitués d'éléments préfabriqués.



11. Grilles centrales

Les grilles de couvertures du vide central sont mises en place entre deux tabliers jumeaux portant des chaussées unidirectionnelles. Le rôle du vide central est d'éviter des tabliers trop larges et d'économiser de la surface de structure. Par contre, pour assurer la sécurité de la circulation des piétons (automobilistes en panne, personnel de service...), tout en laissant passer la lumière pour améliorer les conditions de circulation sur la voie franchie, ces trous sont couverts par une grille. Cette couverture peut être opaque en cas de franchissement de zones habitées ou de voies ferrées.

Bibliographie sommaire :

J.A.Calgaro et M. Virlogeux, "Projet et Construction des Ponts, Généralités: Fondations, Appuis, Ouvrages Courants", Presses de l'ENPC, Paris, 2000.

SETRA – Répertoire des textes et documents techniques relatifs.

CALCUL DES HOURDIS DE PONTS *

Partie A: Flexion locale
1- Préliminaire 2- Diffusion des charges localisées 3- Dalle rectangulaire sur quatre appuis articulés 4- Calcul du hourdis: Dalle continue
Partie B : Flexion globale
5- Moments fléchissants 6- Détermination des charges q 7- Détermination des coefficient μ .
Partie C : Particularité du ferrailage dans le hourdis
8- Sollicitations résultantes dans le hourdis : Flexion totale 9- Principe du ferrailage pour le hourdis 10- Condition relative au poinçonnement sous charge localisée 11- Condition relative au non-emploi d'armature d'effort tranchant 12- Valeur minimale des armatures: Condition de non-fragilité 13- Dispositions des armatures dans le hourdis Annexe 1 : Les abaques de Mougins Annexe 2 : Les tableaux de Guyon-Massonnet

Si les travées ne sont pas entretoisées en zone courante (c.à.d. sans entretoise intermédiaire), les efforts dans le hourdis sont surtout donnés par le calcul des efforts transversaux dans les poutres (voir la méthode de Guyon-Massonnet). Dans ce cas, le hourdis va jouer le rôle d'entretoisement. Ainsi, il supporte, en plus de la flexion locale une flexion globale . On superposera les deux effets.

Flexion locale + flexion globale = Flexion totale.

Remarque : une partie du hourdis fonctionne également comme membrure supérieure (Table de compression) dans la flexion des poutres longitudinales.

* Chapitre tiré du polycopié 'COURS D'OUVRAGES D'ART Tome 2 : Dimensionnement', élaboré par M. BenOuézdu, ENIT - 2008.

Partie A: Flexion Locale

5-1- Préliminaire

➤ Une dalle est un élément d'épaisseur faible par rapport à ses autres dimensions et qui est chargé perpendiculairement à son plan moyen. la dalle d'un pont à poutres est souvent connue sous le nom de "hourdis". le calcul des hourdis des ponts peut s'effectuer [1]:

- soit en utilisant un modèle élastique et linéaire (théorie classique des plaques minces, éléments finis, ...)

- soit en utilisant un modèle plastique (tel que la méthode des lignes de rupture)

L'article A.3.2.5 des règles BAEL 91 [2] rend facultatif le recours aux méthodes plastiques. On ne présente que les méthodes de calcul issues de l'utilisation d'un modèle élastique et linéaire et plus précisément les résultats des calculs des plaques minces.

Pour les ponts à poutres, le hourdis repose sur des poutres à âme mince et ayant une faible rigidité de torsion. Dans ce cas, on considère que le hourdis est simplement appuyé sur les poutres, puis on tient compte forfaitairement de la continuité du hourdis (Article A.8.2.3).

➤ Le calcul des efforts pour les dalles rectangulaires simplement appuyées peut être effectué au moyen:

- de l'annexe E.3 du BAEL 91 [2] (pour les charges réparties sur toute la dalle).

- des abaques de Pigeaud (1921) [3]

- des abaques du Bulletin Technique N°1 du SETRA (établies par Thenoz en 1972) [4] et le complément n°1 de 1976 [5]. Ces abaques donnent directement les valeurs des moments fléchissants sous l'effet des charges réglementaires (Bc, Bt, Br et Mc120) suivant les dimensions de la dalle.

- des abaques de Mougins (1985) [6], qui reprennent les abaques de Pigeaud mais avec plus de précision de calcul. (calcul sur ordinateur comparé à celui de 1921).

La valeur du coefficient de Poisson, ν , rentre dans le calcul des moments fléchissants. Or conformément à l'article A.2.1.3 du BAEL 91, ce coefficient doit être pris égale à: $\nu = 0$ pour les calculs des sollicitations, à l'E.L.U. (Etat Limite Ultime) et à l'E.L.S. (Etat Limite de Service).

Ainsi, on peut déterminer les moments fléchissants, suivant le BAEL, en utilisant les abaques de Pigeaud ou celles de Mougins. Mais, en ce qui concerne les abaques de Thenoz (SETRA), les moments fléchissants ont été calculés suivant le CCBA 68, c.à.d., avec un coefficient de Poisson, ν , de 0,15. Ainsi, d'après le SETRA, la différence au niveau résultats n'est pas énorme! et on considère que les valeurs des moments fléchissants obtenues d'après les abaques du Thenoz sont par excès à l'ELU et par défaut à l'ELS [1]. D'autre part, ces abaques sont données pour des valeurs entre poutres de 3 m ou plus, or dans la nouvelle conception des ponts à poutres la distance des poutres ne dépasse pas les 2m. Donc ces abaques sont inutiles.

➤ Les portées des hourdis à prendre compte sont mesurées entre nus des appuis, c.à.d., entre nus des poutres principales et entre nus des entretoises. On emploie les notations suivantes:

b_0 : distance entre axes des poutres principales

a : distance entre axes des entretoises

b_p : épaisseur de l'âme des poutres principales

b_E : épaisseur des entretoises.

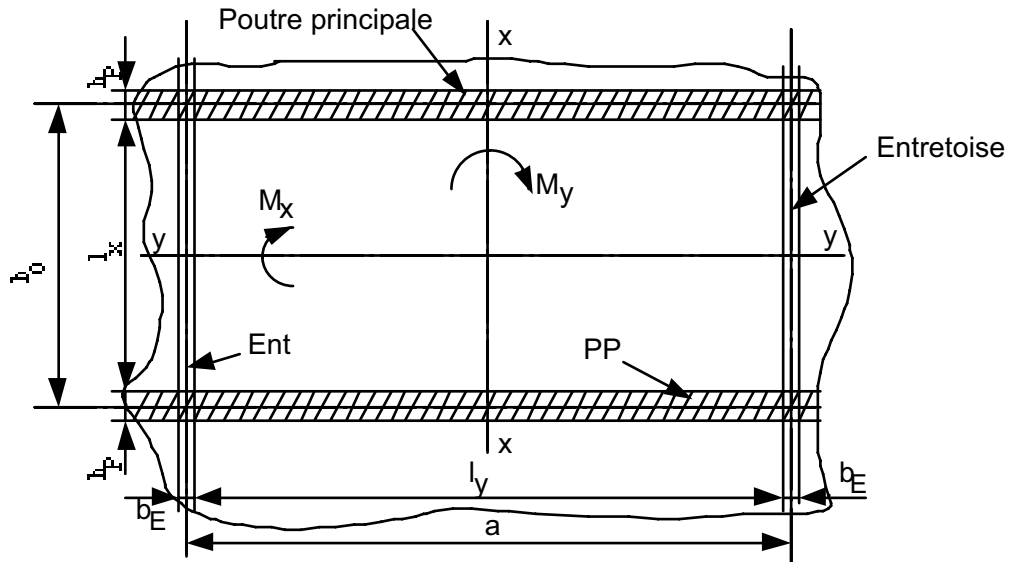


Figure 1: Notations et Conventions de la dalle (un panneau)

on note l_x , le petit côté, tel que $l_x = \text{Inf}(b_0 - b_P, a - b_E)$; Le cas courant est d'avoir $l_x = b_0 - b_P$.
on note l_y , le grand côté, tel que $l_y = \text{Sup}(b_0 - b_P, a - b_E)$; Le cas courant est d'avoir $l_y = a - b_E$.
Donc $l_x \leq l_y$. le rapport l_x/l_y est noté ρ , c.à.d., $0 \leq \rho = l_x/l_y \leq 1$.
On choisit les axes xx et yy tel que $xx//l_x$ et $yy//l_y$.
 M_x : Moment fléchissant au centre de la dalle dans la direction l_x (autour de l_y)
 M_y : Moment fléchissant au centre de la dalle dans la direction l_y (autour de l_x)

*Le hourdis est calculé aux:

- Charges permanentes (poids propre du hourdis et des éléments reposant sur lui)
- Surcharges roulantes de type B (avec ses trois systèmes B_c , B_t et B_r)
- Surcharges militaires ou exceptionnels si indiqués par les cahiers de charges).

D'habitude, en Tunisie, les ponts sont calculés sous l'effet de la charge M_c120 .

La charge de type A n'est pas prépondérantes que pour le hourdis de grande largeur et donc elle n'est pas considérée pour le calcul du hourdis.

*Lorsque le hourdis est soumis à une charge uniformément répartie sur toute la surface de la dalle, celle-ci est considérée comme portant dans une seule direction si $\rho (=l_x/l_y) < 0,4$ et portant suivant deux directions si $0,4 \leq \rho \leq 1$. Par contre, sous l'effet d'une charge concentrée, la dalle porte suivant deux directions quelque soit le rapport ρ .

Type de charge	$\rho (= l_x/l_y) < 0,4$	$0,4 \leq \rho \leq 1$
Charge unif répartie sur toute la dalle	1 direction	2 directions
Charge non répartie sur toute la dalle (concentrée)	2 directions	2 directions

Tableau N°1: Sens du travail de la dalle.

5-2- Diffusion des charges localisées

D'après l'article A.3.2.5 des règles BAEL 83, on admet que les charges localisées appliquées à la surface de la dalle se diffusent suivant un angle de 45° jusqu'au plan moyen de la dalle. En ce qui concerne le revêtement qui est en général composé de matériaux moins résistant que le béton (asphalte coulé, béton bitumineux, enrobés, ...), l'angle de diffusion des charges localisées diminue à 37° .

Soit une charge localisée P s'appliquant suivant une aire rectangulaire de dimension (u_0, v_0) .

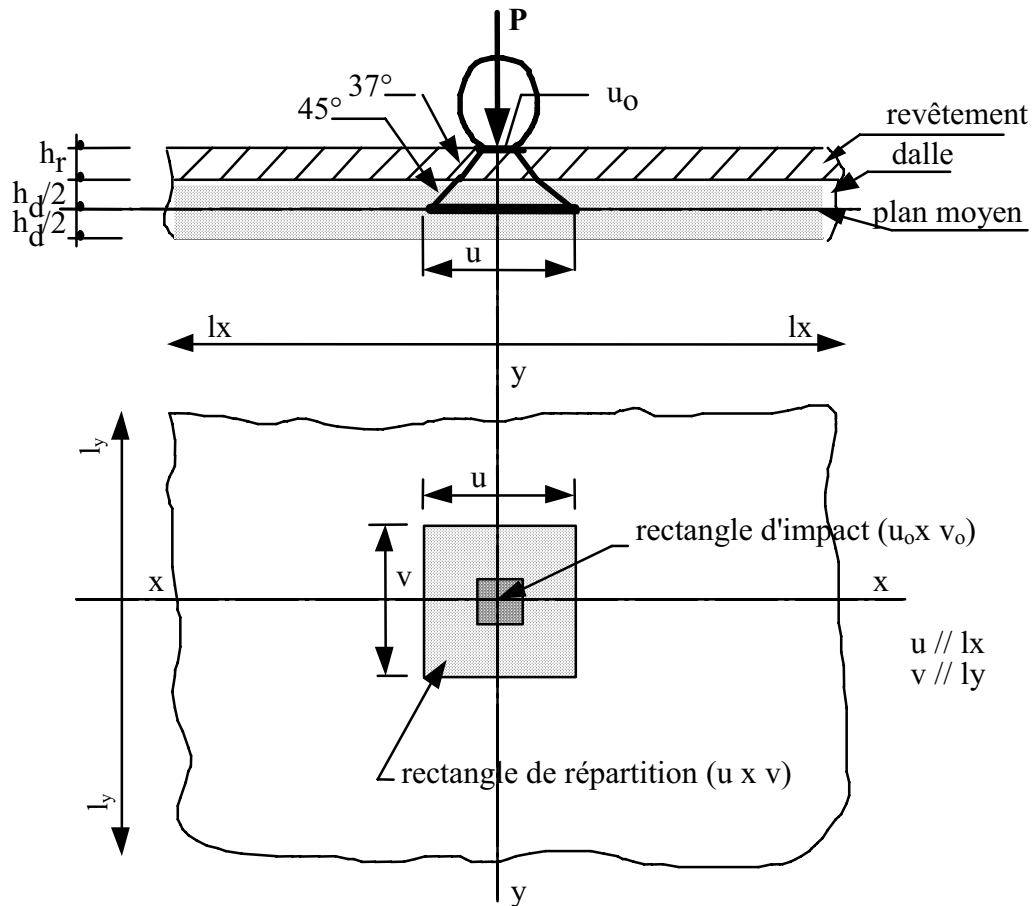


Figure 2: Diffusion d'une charge, P , localisée sur le plan moyen de la dalle.

La charge se répartit au niveau du plan moyen de la dalle sur une aire rectangulaire de dimension (u, v) , appelée rectangle de répartition, tel que:

$$u = u_0 + 2 \cdot \text{tg}37^\circ \cdot h_r + 2 \cdot (h_d/2) \\ = u_0 + 1,5 \cdot h_r + h_d$$

de même $v = v_0 + 1,5 \cdot h_r + h_d$

La dimension de la roue parallèlement à l'axe xx est notée u , celle parallèlement à l'axe yy est notée v , ($u // l_x$ et $v // l_y$).

$$u = u_0 + 1,5 \cdot h_r + h_d \quad \text{et} \quad v = v_0 + 1,5 \cdot h_r + h_d$$

5-3- Dalle rectangulaire sur quatre appuis articulés

Avant de calculer les sollicitations dans le hourdis, on les étudie pour un panneau de dalle simplement appuyée sur les poutres principales et les entretoises (indice o pour indiquer l'isostaticité).

5-3-1- Charge uniformément répartie sur toute la surface de la dalle

Cette charge représente la charge permanente g_{per}^n , en valeur normative (sans pondération).

1er cas: $\rho = l_x/l_y < 0,4$

Dans ce cas, les moments fléchissants M_y ainsi que les efforts tranchants T_y dans le sens de la grande portée sont faibles. On les néglige et on admet que la dalle ne porte que dans une seule direction, celle de la petite portée l_x . La dalle travaille donc comme une poutres de portée l_x . Les moments fléchissants et les efforts tranchants sont les mêmes que pour une poutres isostatique à une travée, c.à.d., que leur valeurs maximaux par unité de largeur sont respectivement:

$$M_{0x} = \frac{g_{\text{per}}^n \cdot l_x^2}{8}$$

$$T_{\text{ap},x} = \frac{g_{\text{per}}^n \cdot l_x}{2}$$

avec dans le sens de yy : $M_{0y} = 0$ et $T_{\text{ap},y} = 0$.

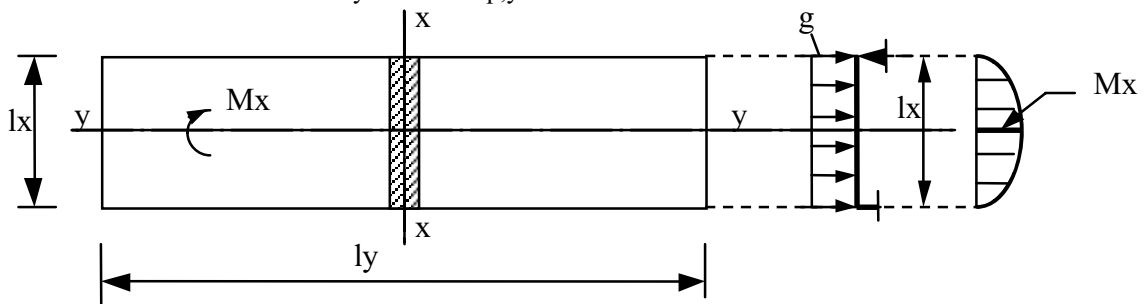


Figure 3: Moment fléchissant d'une dalle portant dans une seule direction sous l'effet de la charge permanente

2ème cas: $0,4 \leq \rho \leq 1$

La dalle porte alors dans les deux directions

*Moments fléchissants

Les moments fléchissants M_{0x} et M_{0y} qui agissent par bande de largeur unité dans les deux directions l_x et l_y au centre de la dalle sont égaux à:

$$M_{0x} = \mu_x \cdot g_{\text{per}}^n \cdot l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont données en fonction de $\rho (=l_x/l_y)$ et du coefficient de Poisson ν du béton; celui-ci est pris égal à $\nu = 0$ pour l'ELU et $\nu = 0,2$ pour l'ELS. (voir l'annexe E3 des règles BAEL 83 [2] ou le tableau tiré des abaques de Mougins [6], voir annexe).

*Efforts tranchants

Les valeurs maximales de l'effort tranchant par unité de longueur sont égales à:

- au milieu du grand côté l_y (dans le sens de xx):

$$T_{\text{ap},x} = \frac{g_{\text{per}}^n \cdot l_x \cdot l_y}{2 \cdot l_y + l_x}$$

- au milieu du petit côté l_x (dans le sens de yy):

$$T_{\text{ap},y} = \frac{g_{\text{per}}^n \cdot l_x \cdot l_y}{3 \cdot l_y}$$

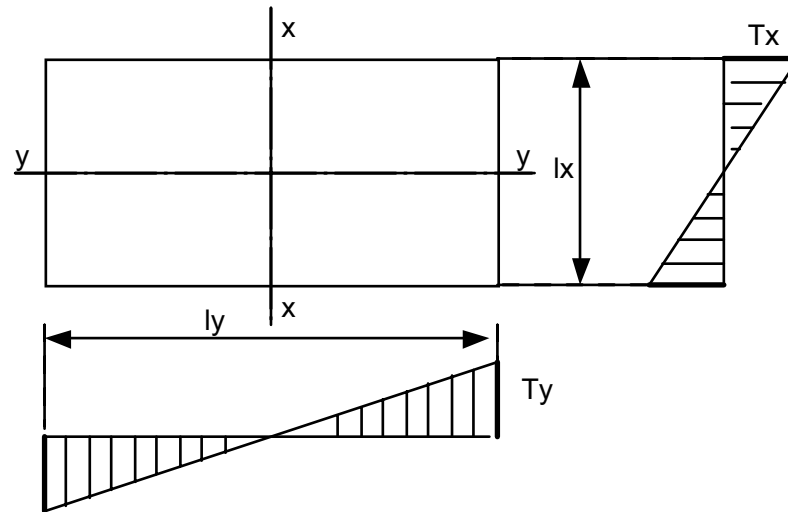


Figure 4: Distribution de l'effort tranchant au milieu des axes, pour une dalle portant suivant deux directions

5-3-2-Charge localisée, concentrée P, placé au centre de la dalle

Dans ce cas, la dalle travaille dans les deux directions quelque soit le rapport ρ . La charge localisée est répartie sur un rectangle de répartition de dimension $u \times v$.

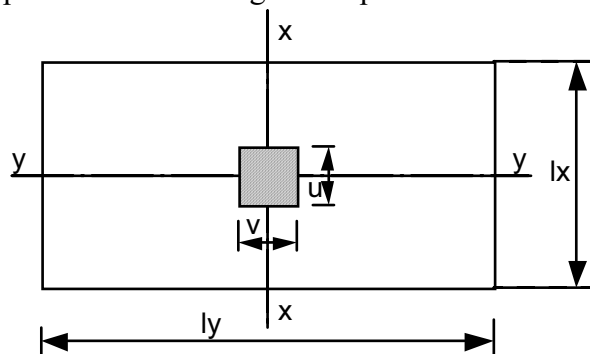


Figure 5: Charge localisée, concentrée P, placé au centre de la dalle, se diffusant sur un rectangle de répartition ($u \times v$)

*Moments fléchissants

Les moments par unité de largeur au centre de la dalle se calculent par les expressions suivantes:

$$M_{0x} = (M_1 + v M_2) \cdot P$$

$$M_{0y} = (M_2 + v M_1) \cdot P$$

v : coefficient de Poisson= 0.

Donc. $M_{0x} = M_1 \cdot P$

$$M_{0y} = M_2 \cdot P$$

M_1 et M_2 sont des coefficients dont les valeurs ont été calculés par Pigeaud [3], en 1921, et mises sous forme d'abaques en fonction des rapports ρ , u/l_x et v/l_y . Plus récemment, en 1985, les abaques de Pigeaud ont été rétablis avec des meilleurs précisions par J.P. Mougin [6] (voir annexe 2).

L'utilisation des abaques de Mougin est assez simple. Les abaques sont données pour plusieurs valeurs de ρ variant de 0,05 à 1,0 en 0,05. Pour des valeurs de ρ intermédiaires, on effectue une interpolation linéaire entre deux abaques. Celle d'en haut représente M_1 et celle d'en bas représente M_2 . On détermine $\alpha = u/l_x$ et on le point sur l'abscisse. On détermine $\beta = v/l_y$, on cherche la courbe correspondante (les courbes sont

paramétrées en béta) et si nécessaire par interpolation linéaire (visuelle) entre deux courbes. Les valeurs de M_1 ou de M_2 sont lues directement sur les axes des ordonnés.

***Effort tranchant**

Les valeurs maximales de l'effort tranchant sur le bord de la dalle par unité de longueur sont égales à:

1er cas: $u \geq v$

$$\text{- au milieu de } v \text{ (dans le sens de } xx): T_{ap,x} = \frac{P}{3.u}$$

$$\text{- au milieu de } u \text{ (dans le sens de } yy): T_{ap,y} = \frac{P}{2.u + v}$$

2ème cas: $u < v$

$$\text{- au milieu de } v \text{ (dans le sens de } xx): T_{ap,x} = \frac{P}{2.v + u}$$

$$\text{- au milieu de } u \text{ (dans le sens de } yy): T_{ap,y} = \frac{P}{3.v}$$

5-3-3-Charge localisée, P, décentrée

Si le rectangle de répartition n'est pas concentrique, on peut utiliser les abaques de Pucher qui donnent les surfaces d'influences des moments et des efforts tranchants. D'autre part, Thenoz a établie des abaques qui donnent directement les moments maximaux dans les deux directions obtenues pour les positions les plus défavorables des charges routières à caractère normales ou particulier. Ces abaques figurent dans le bulletin technique n°1 (et son complément) [4,5] du SETRA.

Mais on peut tout simplement utiliser la méthode de superposition avec les abaques de Pigeaud ou de Mougin. Ainsi, on découpe la dalle en un certain nombre de rectangles concentriques et superposer les résultats obtenues pour chaque cas élémentaire. C'est l'artifice de Résal (1912) [7], basé sur les différences des rectangles centrés.

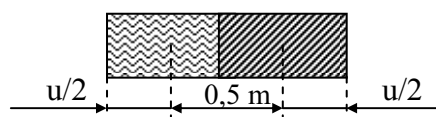
En pratique, il convient d'envisager les différents cas de charge de Bc, Bt, Br, Mc 80, etc. ainsi que les différentes positions du rectangle d'impact correspondant à fin de déterminer la valeur maximale du moment à considérer pour le calcul des sections, tant dans le sens longitudinal que dans le sens transversal [8]. Pour obtenir ce moment maximum, il faudra disposer les rectangles d'impact le plus près possible du centre de la dalle.

Dans le cas du convoi Bc, plusieurs cas doivent être envisagés en fonction de la position relative des poutres, de la chaussée et des trottoirs. De toute manière, ce sont les roues arrières de 6t qu'il faudra disposer à proximité du centre de la dalle.

Les cas 1 et 2 supposent que la proximité des trottoirs ne permet pas de disposer un autre camion sur la dalle à côté du camion représenté. Les roues arrières de celui-ci étant placées à proximité du centre de la dalle. Ainsi, il n'y a qu'un seul camion sur la dalle et on n'envisage que l'effet des roues 3 et 5, les autres roues, trop loin ou en dehors de la dalle, sont négligées.

Remarque très importante :

Dans le 3^{ème} et 4^{ème} cas de Bc, les roues arrières (3,4) et (5,6) se chevauchent au niveau de leur rectangle de répartition et ces cas sont traités comme les cas 1 et 2.



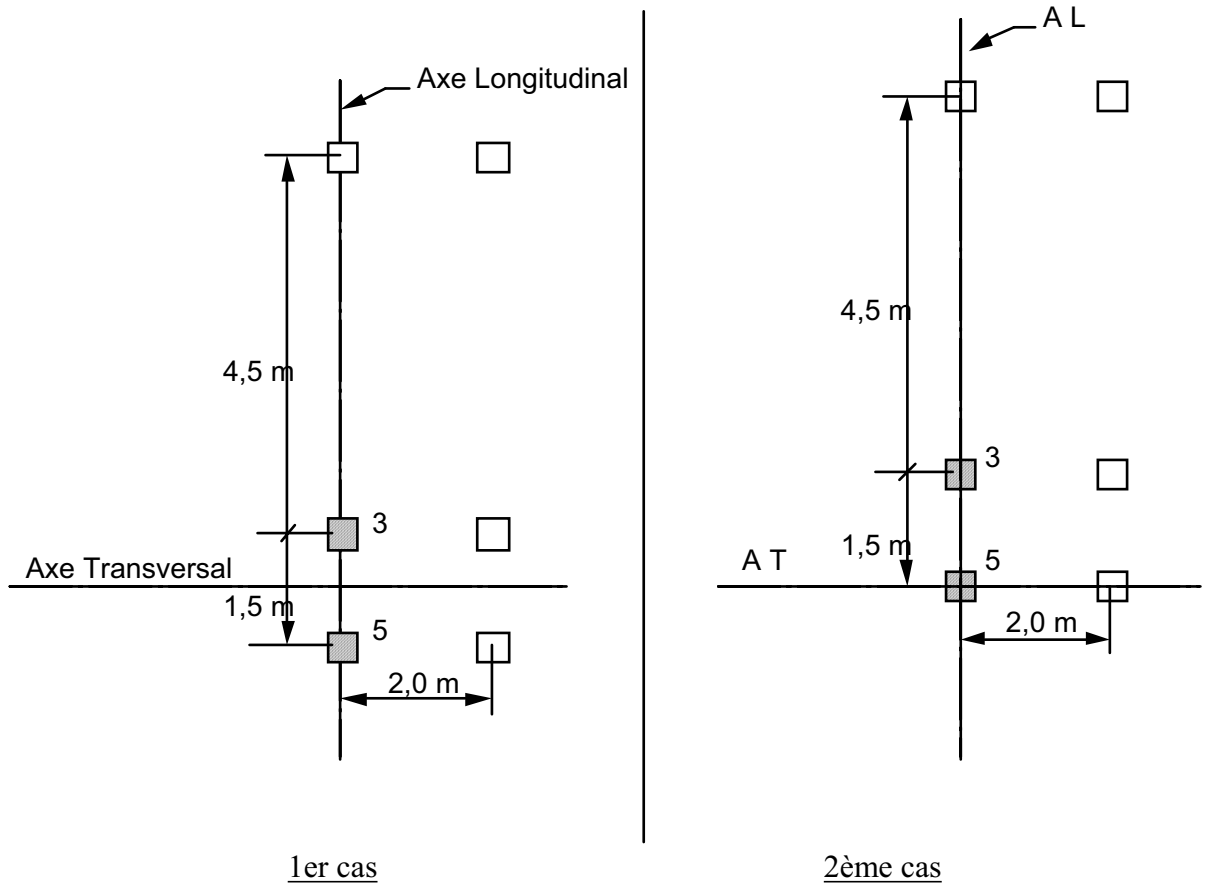


Figure 6: Cas les plus défavorable pour un seul camion sur la chaussée ($N_V=1$)

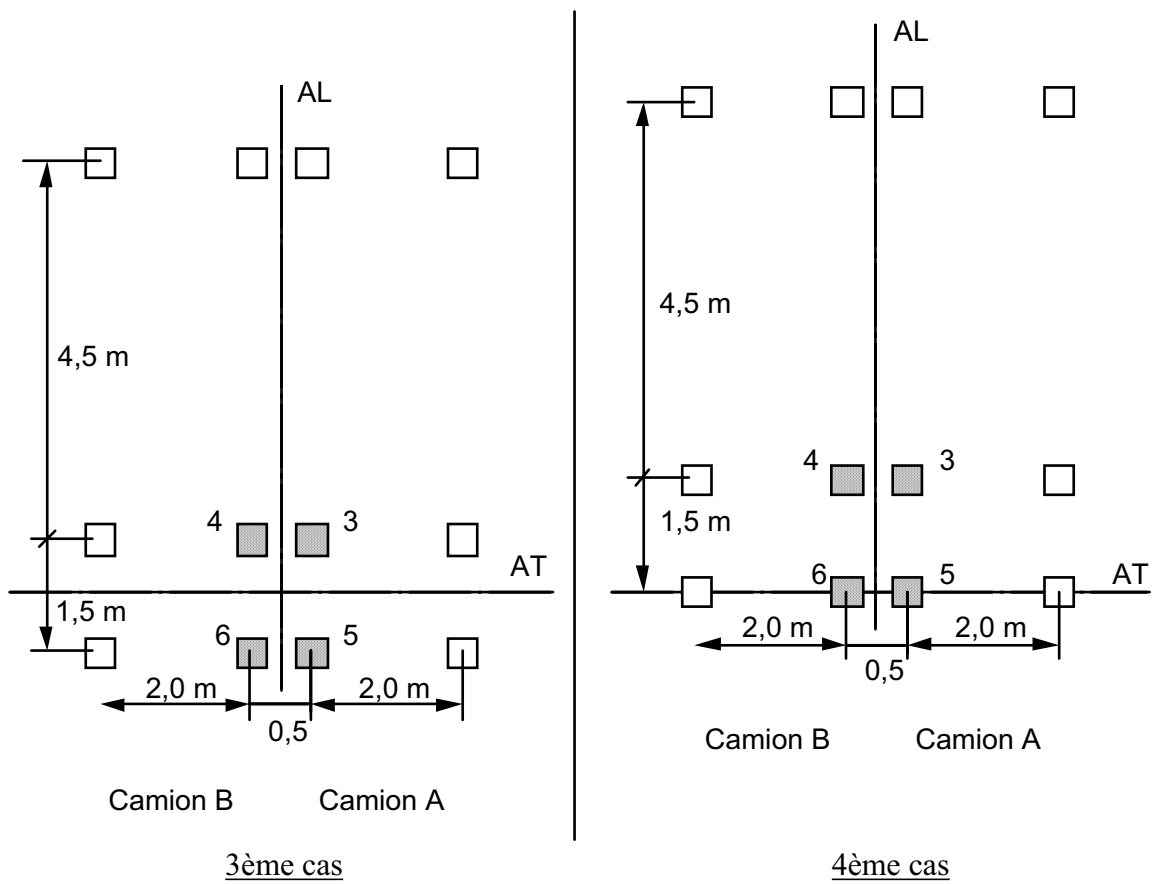


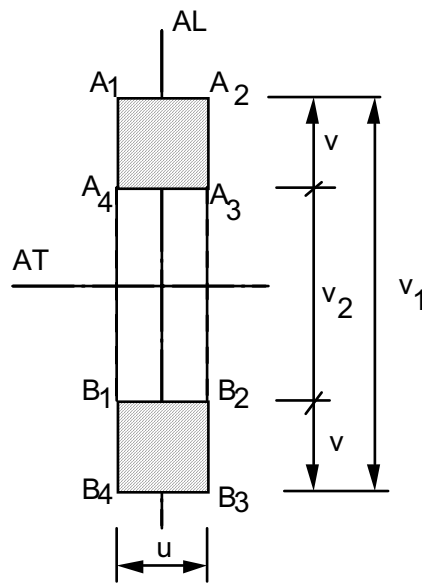
Figure 7: Cas les plus défavorable pour deux camions côte à côte sur la chaussée ($N_V \geq 2$)

Les cas 3 et 4 supposent que la position des trottoirs permet de disposer côte à côte 2 camions A et B symétriquement par rapport à l'axe longitudinal de la dalle, les essieux arrières de ces camions étant disposés à proximité immédiate du centre de la dalle. On n'envisage que l'effet des roues 3 et 5 du camion A et des roues 4 et 6 du camion B.

Pour traiter ces cas, on peut employer l'artifice de Résal, mais en utilisation le principe de la densité de charge. Celle-ci est tel que $p = \frac{P}{u \cdot v}$ pour un rectangle de répartition de dimension $(u \times v)$. En plus, dans la pratique, on peut avoir un chevauchement entre les rectangles de répartition, en particulier 3 avec 4 et 6 avec 5 de sorte que les cas 3 et 4 se réduisent aux cas 1 et 2!

1er cas: Effet de deux rectangles situés sur un axe et symétriques par rapport à un autre

L'effet des deux rectangles d'impact (A_1, A_2, B_3, B_4) et (B_1, B_2, B_3, B_4) est égal à l'effet du rectangle (A_1, A_2, B_3, B_4) moins l'effet du rectangle (A_4, A_3, B_2, B_1) avec la même densité de charge p. Les deux derniers rectangles sont centrés.



$$(A_1, A_2, A_3, A_4) + (B_1, B_2, B_3, B_4) \cong (A_1, A_2, B_3, B_4) - (A_4, A_3, B_2, B_1)$$

Figure 8: Etude de l'effet des deux rectangles symétriques

Effet de (A_1, A_2, B_3, B_4) : de dimension u et v_1 .

les rapports u/l_x et v_1/l_y nous permettent d'obtenir M_1' et M_2' d'après les abaques de Mougins (les notations ' pour indiquer les résultats du premier rectangles). On en déduit

$$M_{0x}' = M_1' \cdot P'$$

$$M_{0y}' = M_2' \cdot P'$$

P' : Poids total appliqué sur cette surface $u \times v_1$ de (A_1, A_2, B_3, B_4)

$$P' = p \cdot u \cdot v_1$$

Effet de (A_4, A_3, B_2, B_1) : de dimension u et v_2 .

On obtient à l'aide des abaques de Mougins M_1'' et M_2''

$$M_{0x}'' = M_1'' \cdot P''$$

$$M_{0y}'' = M_2'' \cdot P''$$

$$P'' = p \cdot u \cdot v_2$$

Effet des 2 rectangles d'impact (A_1, A_2, A_3, A_4) et (B_1, B_2, B_3, B_4) est:

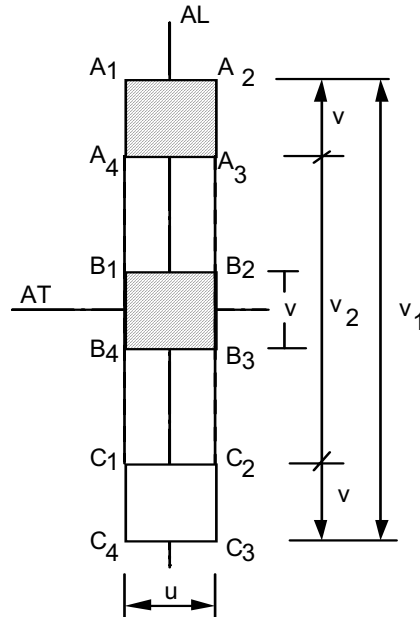
$$M_{0x} = M_{0x}' - M_{0x}''$$

$$M_{0y} = M_{0y}' - M_{0y}''$$

2ème cas: Effet d'un rectangle centrée et d'un rectangle placé sur un axe

On considère les deux rectangles d'impact (A_1, A_2, A_3, A_4) et (B_1, B_2, B_3, B_4) . Afin de pouvoir appliquer la méthode des différences de rectangles centrés, on ajoute un impact fictif (C_1, C_2, C_3, C_4) symétrique de (A_1, A_2, A_3, A_4) par rapport à l'axe transversal.

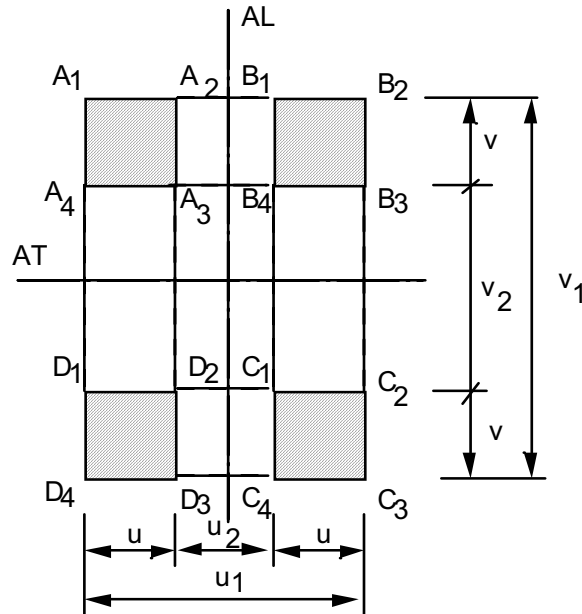
Le rectangle (A_1, A_2, C_3, C_4) est de dimension $(u \times v_1)$. Le rectangle (A_4, A_3, C_2, C_1) est de dimension $(u \times v_2)$. Le rectangle (B_1, B_2, B_3, B_4) est de dimension $(u \times v)$



$$(A_1, A_2, A_3, A_4) + (B_1, B_2, B_3, B_4) \cong \frac{1}{2} [(A_1, A_2, C_3, C_4) - (A_4, A_3, C_2, C_1)] + (B_1, B_2, B_3, B_4)$$

Figure 9: Etude de l'effet d'un rectangle centré et d'un rectangle placé sur un axe.

3ème cas: Quatre rectangles non centrés et symétriques deux à deux.



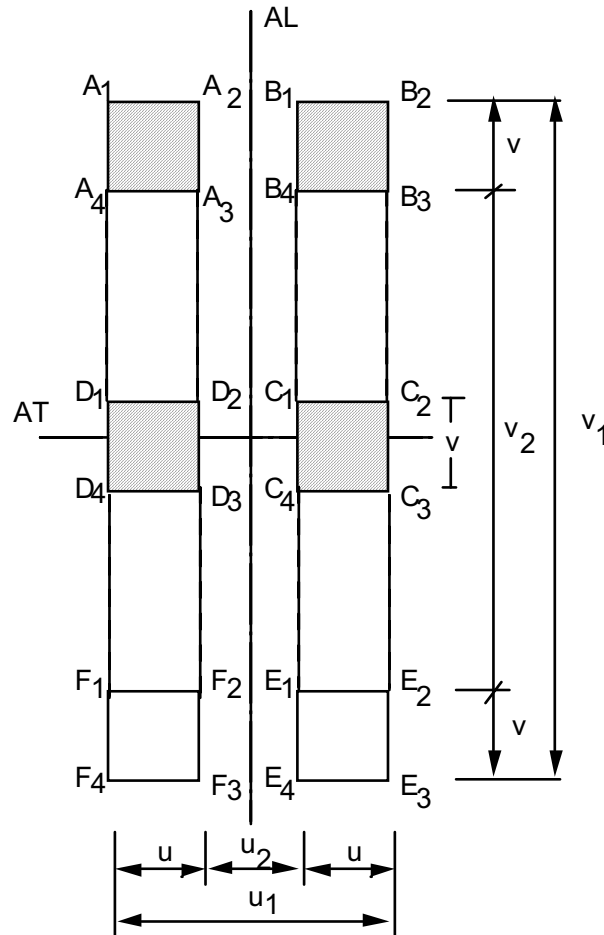
$$(A_1, A_2, A_3, A_4) + (B_1, B_2, B_3, B_4) + (C_1, C_2, C_3, C_4) + (D_1, D_2, D_3, D_4) \cong (A_1, B_2, C_3, D_4) - (A_2, B_1, C_4, D_3) - (A_4, B_3, C_2, D_1) + (A_3, B_4, C_1, D_2)$$

Figure 10: Effet de 4 rectangles non centrés et symétriques deux à deux

Dans la pratique, lorsque les rectangles (A_1, A_2, A_3, A_4) et (B_1, B_2, B_3, B_4) se chevauchent entre-elles (cas de Bc), ainsi que les rectangles (C_1, C_2, C_3, C_4) et (D_1, D_2, D_3, D_4) se chevauchent entre-elles, ce cas se réduit au 1^{er} cas.

4ème cas:

Comme pour le 2ème cas, afin de pouvoir appliquer la méthode des différences des rectangles centrés, on rajoute 2 impacts fictifs (E_1, E_2, E_3, E_4) et (F_1, F_2, F_3, F_4) symétriques par rapport à l'axe transversal des impacts (A_1, A_2, A_3, A_4) et (B_1, B_2, B_3, B_4) .



$$\begin{aligned}
 & (A_1, A_2, A_3, A_4) + (B_1, B_2, B_3, B_4) + (C_1, C_2, C_3, C_4) + (D_1, D_2, D_3, D_4) \\
 & \cong \\
 & \frac{1}{2} [(A_1, B_2, E_3, F_4) - (A_2, B_1, E_4, F_3) - (A_4, B_3, E_2, F_1) + (A_3, B_4, E_1, F_4)] \\
 & \quad + (D_1, C_2, C_3, D_4) - (D_2, C_1, C_4, D_3)
 \end{aligned}$$

Figure 11: Effet de 4 rectangles dont deux centrées sur l'axe transversal et symétriques par rapport à l'axe longitudinal

5-4- Calcul du hourdis: Dalle continue

Le hourdis des ponts à poutres sous chaussée est un panneau de dalle continue. Les poutres (principales et entretoises) constituent des appuis de continuité. Mais les sollicitations sont intermédiaires entre celles obtenues lorsque les appuis constituent un encastrement parfait et celles obtenues lorsque les appuis sont articulés. On dit alors que cet appui constitue un encastrement partiel.

Les moments dans le hourdis se calculent forfaitairement à partir des efforts isostatiques M_{0x} et M_{0y} calculés dans l'hypothèse des dalles appuyées sur des

appuis articulées. Ces moments au milieu des travées M_x^{tr} et M_y^{tr} peuvent être réduite de 20 à 25% selon les conditions d'encastrement. Les moments d'encastrement sur les petits et les grands côtés M_x^{ap} et M_y^{ap} sont évalués au moins à 50% du moment M_{ox} dans le sens de la petite portée. Ces calculs doivent être effectués pour chaque type de charge.

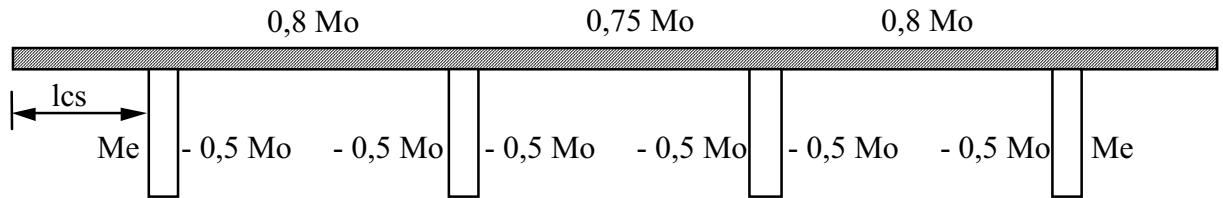


Figure 12: Répartition des moments sur la dalle continue

Pour chaque type de charge (par, Bc, Bt, Br et Mc).

* Dans les travées

→ Dans la direction l_x

– travée de rive $M_x^{tr} = 0,80 M_{ox}$

– travée intermédiaire $M_x^{tr} = 0,75 M_{ox}$

→ Dans la direction l_y

– travée de rive $M_y^{tr} = 0,80 M_{oy}$

* Sur les appuis

→ Dans la direction l_x

– appui intermédiaire $M_x^{ap} = - 0,50 M_{ox}$

– appui de rive $M_x^{ap} = - \text{Sup} (0,50 M_{ox} ; |M_e|)$

→ Dans la direction l_y

– appui intermédiaire $M_y^{ap} = - 0,50 M_{ox} = M_x^{ap}$

– appui de rive $M_y^{ap} = - 0,50 M_{ox} = M_x^{ap}$

M_e : Moment d'encorbellement calculé sous l'effet des charges permanentes et de la charge du trottoir. Celle-ci représente la charge locale de valeur $0,45 \text{ t/m}^2$ ou une charge concentrée de valeur $P_{tr}=6\text{t}$ à placer de manière le plus défavorable.

$$M_e = - \gamma_G \cdot g_{per}^n \cdot \frac{L_{cs}^2}{2} - \gamma_{Q1} \cdot \text{Sup} \left(q_{tr} \cdot L_{tr} \cdot \left(L_{cs} - \frac{L_{tr}}{2} \right), \frac{P_{tr}}{L_c} \cdot L_{cs} \right)$$

L_{cs} : longueur de la console

L_{tr} : largeur du trottoir

Dans tous les cas, on doit respecter la condition que $M_{tr} + \frac{|M_g^{ap}| + |M_d^{ap}|}{2} \geq 1,25 M_{ox}$

Les efforts tranchants dans la dalle continue sont les mêmes que dans le cas de la dalle articulée.

Partie B: Flexion Globale

5-5- Moments fléchissants

Lorsque le tablier d'un pont à poutres contient des entretoises intermédiaires entre les poutres, la section transversale devient rigide. Dans ce cas, les efforts dans les entretoises sont déterminées d'après la méthode de Courbon.

Mais, lorsque le tablier est dépourvue d'entretoises intermédiaires, qui est le cas souvent rencontré de nos jours à raison de la préfabrication des poutres, le hourdis joue le rôle de l'entretoisement. Ainsi, une flexion générale est née. Cette flexion représente la flexion qu'elle qu'aurait endossée l'entretoise intermédiaire si elle existe. Cette flexion globale (parfois on l'appelle aussi flexion générale) est déterminée d'après la méthode de Guyon-Massonnet [1,2] en prenant 1 m.l. du hourdis comme étant une entretoise intermédiaire. Les efforts dans le hourdis, sous l'effet de la flexion globale, sont ainsi calculés comme dans le cas d'entretoise. ainsi, cette flexion globale est surtout importante dans le cas des ponts à poutres sans entretoises intermédiaires.

D'après Guyon-Massonnet [1,2], le moment fléchissant dans une entretoise est donné par:

$$M_y(x,y) = \frac{b}{8} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \mu_n \cdot q_n \cdot \sin \frac{n \cdot \pi \cdot x}{L_c} \quad (1)$$

avec b: demi-largeur active = $\frac{L_r + 2 \cdot L_{tr}}{2} = \frac{L_T}{2}$;

L_r : Largeur roulable; L_{tr} : largeur du trottoir; L_T : largeur totale.

μ_n : Coefficient de Guyon-Massonnet.

q_n : Charge appliquée en forme de lame de couteau (développement en série de Fourier).

L_c : Longueur de calcul (dans le sens longitudinal).

Le moment maximum est au centre de la dalle $\Rightarrow x = \frac{L_c}{2}$

$$\Rightarrow \sin \frac{n \cdot \pi \cdot x}{L_c} = \sin \frac{n \cdot \pi}{2}$$

Si n est impair $\sin \frac{n \cdot \pi}{2} = \pm 1$

Si n est pair $\sin \frac{n \cdot \pi}{2} = 0$

Ainsi, on ne retient donc que les harmoniques impairs ($n = 1, 3, 5, 7, \dots$). Pour un calcul manuel, on peut se contenter des deux premiers termes (à savoir $n=1$ et $n=3$). Ainsi,

$$M_y = \frac{b}{8} \cdot (\mu_1 q_1 \sin \frac{\pi}{2} + \mu_3 q_3 \sin \frac{3\pi}{2})$$

$$\boxed{M_y = \frac{b}{8} \cdot (\mu_1 q_1 - \mu_3 q_3)} \quad (2)$$

5-6- Détermination des charges q.

2-1- Charges à considérer

Pour le calcul de la flexion locale du hourdis d'un pont à poutres, comme les charges de type A sont moins défavorable que celles de type B, les charges à caractère normale

sont réduites à la charge de type B [3]. Ainsi, pour l'étude de la flexion globale, on a à considérer les mêmes charges prévues pour la flexion locale à savoir:

- Charge permanente, g_{per}
- Charge de trottoir, q_{tr}
- Charge de type B avec ses 3 systèmes: B_c , B_t et B_r
- Charge militaire si elle existe.

2-2- Equivalence des charges

Ces charges doivent être développées en série de Fourier en une lame de couteau (Fig. 1).

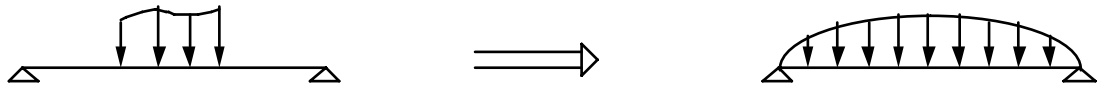


Figure 1: Transformation d'une charge en forme de lame de couteau.

L'équivalence des charges usuelles est présentée, pour trois cas, comme suit [4]:

a) Charge uniformément répartie d'intensité q sur toute la longueur L_c (t.q. la charge permanente g_{per} et celle du trottoir q_{tr}). (Fig. 2)

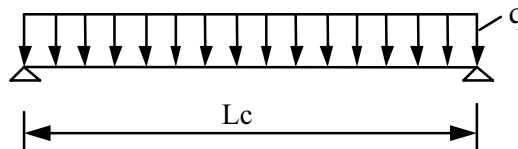


Figure 2: Charge uniformément répartie d'intensité sur toute la longueur

$$\left| \begin{array}{ll} q_k = \frac{4q}{k\pi} & \text{si } k \text{ est impair} \\ q_k = 0 & \text{si } k \text{ est pair} \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{l} \text{En particulier ici, } k=1 \Rightarrow q_1 = \frac{4q}{\pi} \\ k=3 \Rightarrow q_3 = \frac{4q}{3\pi} \end{array} \quad (3)$$

b) Charge uniformément répartie sur une longueur, $2c$, centrée sur le point d'abscisse d (t.q. les charges militaires M_{c80} ou M_{c120}). (Fig. 3)

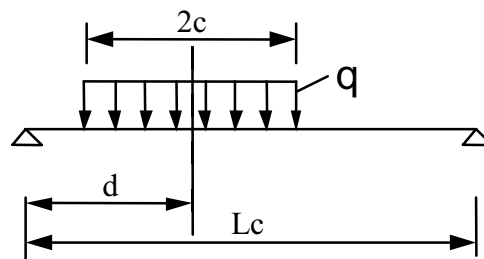


Figure 3: Charge uniformément répartie sur une longueur, $2c$

$$\left| \begin{array}{l} k \text{ impair} \quad q_k = \frac{4q}{k\pi} \cdot \sin \frac{k \cdot \pi \cdot c}{Lc} \cdot \sin \frac{k \cdot \pi \cdot d}{Lc} \\ k \text{ pair} \quad q_k = 0 \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{l} \text{c.à.d.} \quad q_1 = \frac{4q}{\pi} \cdot \sin \frac{\pi \cdot c}{Lc} \cdot \sin \frac{\pi \cdot d}{Lc} \\ \quad \quad q_3 = \frac{4q}{3\pi} \cdot \sin \frac{3 \cdot \pi \cdot c}{Lc} \cdot \sin \frac{3 \cdot \pi \cdot d}{Lc} \end{array} \quad (4)$$

c) Charge concentrée P au point d'abscisse d (cas de Bc, Bt et Br) (Fig. 4).

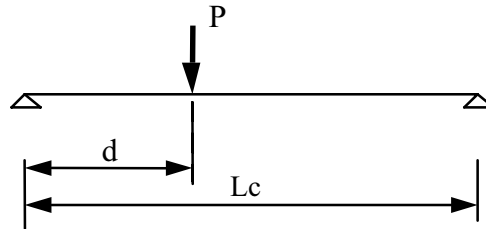


Figure 4: Charge concentrée

$$\left| \begin{array}{l} k \text{ impair} \quad q_k = \frac{2P}{Lc} \cdot \sin \frac{k \cdot \pi \cdot d}{Lc} \\ k \text{ pair} \quad q_k = 0 \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{l} \text{Dans notre cas:} \quad q_1 = \frac{2P}{Lc} \cdot \sin \frac{\pi \cdot d}{Lc} \\ \quad \quad \quad \quad q_3 = \frac{2P}{Lc} \cdot \sin \frac{3 \cdot \pi \cdot d}{Lc} \end{array} \quad (5)$$

Remarques

1) Dans le cas de plusieurs charges concentrées \$P_i\$ distant de \$d_i\$ comme abscisse, on effectue une sommation, c.à.d.,

$$\begin{array}{l} q_1 = \sum_i \frac{2P_i}{Lc} \cdot \sin \frac{\pi \cdot d_i}{Lc} \\ q_3 = \sum_i \frac{2P_i}{Lc} \cdot \sin \frac{3 \cdot \pi \cdot d_i}{Lc} \end{array} \quad (5')$$

2) Ces charges qui agissent longitudinalement sont placées de la manière la plus défavorable. En particulier, pour la charge de Bc, se référer au tableau établi d'après le théorème de Barré (chapitre 3).

En déterminant \$q_1\$ et \$q_3\$, il reste à trouver \$\mu_1\$ et \$\mu_3\$ dans l'expression (2) du moment, à savoir, \$M_y = \frac{b}{8} \cdot (\mu_1 q_1 - \mu_3 q_3)\$.

5-7- Détermination des coefficients \$\mu\$

Le coefficient \$\mu_n\$ dépend de:

- 1- La valeur du paramètre de torsion, \$\alpha\$;
- 2- la valeur du paramètre d'entretoisement, \$\theta\$;
- 3- l'ordonnée de la fibre considérée du hourdis, \$y\$;
- 4- la position de la charge, \$e\$.

$\mu_n = f(\alpha, \theta, y, e)$ est déterminé par les tables ou les formules de Guyon-Massonnet [1,2]. Celles-ci sont analogues aux tables de $K = f(\alpha, \theta, y, e)$ employées pour le calcul du CRT [5] et le calcul du coefficient correspondant se fait de la même manière. En particulier, cette fois on cherche les moments dans la fibre centrale ($y=0$). Ainsi, on utilise uniquement que la première ligne ($y=0$) de chaque table. C'est pourquoi les tables à employer (et les courbes obtenues par la suite) sont toujours symétriques par rapport à $e=0$. Ces tables sont présentées dans l'annexe.

$$\text{Le paramètre d'entretoisement est } \theta = \frac{n \cdot b}{L_c} \quad (6)$$

$$\text{Pour le calcul de } \mu_1: \theta_1 = \frac{b}{L_c} \quad (6a)$$

$$\text{Pour le calcul de } \mu_3: \theta_3 = \frac{3b}{L_c} \quad (6b)$$

α , le paramètre de torsion, est le même que celui employé pour le calcul de K [5], à savoir,

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P \cdot \rho_E}} \quad (7)$$

où γ_P , γ_E , ρ_P , ρ_E sont respectivement les rigidités de flexion et de torsion des poutres et des entretoises par unité de longueur tels que définies dans le chapitre 3 pour le calcul du CRT K .

De la même manière que pour le calcul de ce dernier (CRT K), l'interpolation sur α fait intervenir μ_0 pour $\alpha = 0$ et μ_1 pour $\alpha = 1$ (à ne pas confondre ce μ_1 pour $\alpha = 1$ avec μ_1 pour $n=1$). L'interpolation peut se faire d'après la relation de Guyon-Massonnet [1,2], c.à.d.,

$$\mu = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \sqrt{\alpha} \quad (8)$$

ou pour plus de précision, on utilise la relation de Sattler [2,6]:

$$\left| \begin{array}{ll} \mu = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^{0,05} & 0 \leq \theta \leq 0,1 \\ \mu = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha(1 - e^{\theta_0}) & 0,1 \leq \theta \leq 1 \quad \text{avec } \theta_0 = \frac{0,065 - \theta}{0,663} \\ \mu = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \sqrt{\alpha} & \theta > 1 \end{array} \right.$$

μ_0 et μ_1 sont données par les tables de Guyon-Massonnet en fonction de θ , e et y (voir annexe). Il ne reste plus qu'à chercher la variation de $\mu_1 = f(e)$ et de $\mu_3 = f(e)$ en employant les tableaux de Guyon-Massonnet (ou les formules) présentés en annexe et correspondant aux valeurs de α et de θ . On trace ces deux courbes comme dans le cas de K (sur un même papier millimétrique). On charge transversalement par la charge permanente et par les charges réglementaire (B_c , B_t , B_r , Mc_{80} , q_{tr}) de la manière la plus défavorable. On cherche μ_1 et μ_3 pour chaque charge.

Le calcul de μ_i est aussi analogue à celui de K [5,7], c.à.d.,

- Pour g_{per} et q_{tr} , on cherche l'aire correspondante (de la même manière que pour A_l , soit par la formule de trapèze ou autres); $\mu = \omega$.

- Pour B_c et B_t , $\mu = \frac{1}{2} \sum \mu_i$. Les files sont placés de manière la plus défavorable. on lit les valeurs de μ sous l'emplacement des essieux. Longitudinalement, on prendra la charge d'un essieu ($P=12t$ pour B_c et $P=16t$ pour B_t).

- Pour Br, on place la charge au milieu du pont et on lit directement la valeur de μ sous la position de la charge.

- Pour Mc80, on prend aussi l'aire sous les chenilles $\mu = \frac{1}{2} \sum \frac{1}{2} \mu_i \cdot L_{Mc} = \frac{L_{Mc}}{4} \sum \mu_i$

Dans le sens longitudinal, on prend la valeur de la charge correspondante aux 2 chenilles et on tient compte de L_{Mc} .

Références:

- [1] Ch. Massonnet, "Compléments à la Méthode de Calcul des Ponts à Poutres Multiples", Annales de l'ITBTP, N°169, Jan 1962, pp 1-36.
- [2] R. Bares et Ch. Massonnet, "le Calcul des Grillages de Poutres et Dalles Orthotropes", Dunod, Paris 1966.
- [3] M. Ben Ouézdou, "Cours d'Ouvrages d'Art", Polycopié ENIT, Première version, 1993. Code ENIT: 358 PE.
- [4] J. A. Calgaro, "Calcul Pratique des Dalles Minces", Master Ouvrages d'Art, ENPC, 1987.
- [5] M. Ben Ouézdou, "Etude de la Répartition Transversale des Charges sur les Ponts à Poutres par la Méthode de Guyon-Massonnet", Polycopié ENIT, Première Edition, Oct. 1992. Code ENIT: 352 PE.
- [6] K. Sattler, "Betrachtungen zum Berechnungsverfahren von Guyon-Massonnet für freiliegende Trägerroste und Erweiterung dieses Verfahrens auf Beliebige Systeme", Bauingenieur 30, N°3.1955.(en Allemand).

Cette approche de calcul est laborieuse puisqu'elle est basée sur des méthodes approchées assez anciennes où on utilise des tables en fonction de certains paramètres régissant la réponse structurelle. Cependant, grâce à l'augmentation incessante de la puissance des ordinateurs personnels et des stations de travail, ainsi que la disponibilité d'une gamme suffisante de logiciels de calcul par éléments finis très performants, l'ingénieur d'études a tendance de nos jours à s'éloigner de plus en plus du traitement "manuel" du TABLIER et de se concentrer davantage sur l'aspect de modélisation d'une manière beaucoup plus fine. L'étape de modélisation reste cruciale et doit refléter la réalité structurelle autant que possible pour obtenir des résultats fiables.

Partie C: Particularité du ferrailage dans le hourdis

5-8- Sollicitations résultantes dans le hourdis : Flexion totale.

Pour chaque charge, la flexion totale est obtenue de la manière suivante :

✓ Dans le sens x-x.

→ En travée.

$$M_x^{\text{tot}} = M_x^{\text{Loc}} + M_y^{\text{glob}}$$

→ Sur appui.

$$M_x^{\text{tot}} = M_x^{\text{Loc}}$$

✓ Dans le sens y-y.

$$M_y^{\text{tot}} = M_y^{\text{loc}}$$

Ensuite, nous procédons à la combinaison des charges.

Il faut pondérer les moments et les efforts tranchants trouvés dans l'hypothèse de la dalle articulée par les coefficients de pondération des charges γ et par le coefficient de majoration dynamique δ si nécessaire (voir chapitre 2). Ensuite il faut chercher les combinaisons à l'ELU et à l'ELS.

La combinaison des moments est:

$$M_{ox} = \gamma_G M_{ox}^{\text{per}} + \text{Sup} \left[\delta_B \cdot \gamma_{Q1}^B \cdot \text{Sup} (bc.M_{ox}^{\text{Bc}}, bt.M_{ox}^{\text{Bt}}, M_{ox}^{\text{Br}}), \delta_{Mc} \cdot \gamma_{Q1}^{\text{Mc}} \cdot M_{ox}^{\text{Mc}} \right]$$

$$M_{oy} = \gamma_G M_{oy}^{\text{per}} + \text{Sup} \left[\delta_B \cdot \gamma_{Q1}^B \cdot \text{Sup} (bc.M_{oy}^{\text{Bc}}, bt.M_{oy}^{\text{Bt}}, M_{oy}^{\text{Br}}), \delta_{Mc} \cdot \gamma_{Q1}^{\text{Mc}} \cdot M_{oy}^{\text{Mc}} \right]$$

M_{ox}^{per} , M_{ox}^{Bc} , M_{ox}^{Bt} , M_{ox}^{Br} , M_{ox}^{Mc} et M_{ox}^{Ex} : Moments dus respectueusement aux charges permanentes, Bc, Bt, Br, Mc et Exceptionnel. Les deux dernières charges ne sont utilisées que si elles sont demandées par les cahiers de charges.

δ_B et δ_{Mc} : Coefficient de majoration dynamique pour les charges de type B et Mc.

De même la combinaison des efforts tranchants est:

- au milieu du grand côté (dans le sens de lx):

$$T_{ox} = \gamma_G T_{ox}^{\text{per}} + \text{Sup} \left[\delta_B \cdot \gamma_{Q1}^B \cdot \text{Sup} (bc.T_{ox}^{\text{Bc}}, bt.T_{ox}^{\text{Bt}}, T_{ox}^{\text{Br}}), \delta_{Mc} \cdot \gamma_{Q1}^{\text{Mc}} \cdot T_{ox}^{\text{Mc}} \right]$$

- au milieu du petit côté (dans le sens de ly):

$$T_{oy} = \gamma_G T_{oy}^{\text{per}} + \text{Sup} \left[\delta_B \cdot \gamma_{Q1}^B \cdot \text{Sup} (bc.T_{oy}^{\text{Bc}}, bt.T_{oy}^{\text{Bt}}, T_{oy}^{\text{Br}}), \delta_{Mc} \cdot \gamma_{Q1}^{\text{Mc}} \cdot T_{oy}^{\text{Mc}} \right]$$

Les efforts tranchants ne présentent pas d'étude globale.

5-9- Principe de calcul du ferrailage pour le hourdis

En général, les ponts sont considérés comme des ouvrages avec fissuration préjudiciable. Dans le cas de construction dans un milieu très agressive (tel que mers ou à proximité d'une usine industrielle), la fissuration devient très préjudiciable. Le hourdis est calculé comme une poutre à section rectangulaire sous l'effet de la flexion simple, à l'ELS. Le ferrailage est donné par mètre linéaire.

Cependant, on cite ci-dessous quelques particularités du ferrailage du hourdis [2, 9,10].

5-10-Condition relative au poinçonnement sous charge localisée

Afin de ne pas disposer d'armatures d'efforts tranchants (armatures transversales), l'épaisseur du hourdis doit vérifier la condition:

$$hd \geq \frac{Q_u}{0,045 \cdot u_c \cdot f_{c28}/\gamma_b}$$

Q_u : Charge de calcul vis-à-vis de l'ELU

$$Q_u = \gamma_{Q1} \cdot \delta \cdot P$$

$$\text{avec } P \begin{cases} = 6t \text{ pour Bc} \\ = 8t \text{ pour Bt} \\ = 10t \text{ pour Br} \end{cases}$$

$\gamma_{Q1} = 1,6$ à l'ELU pour le système B

$\delta = \delta_B$: Coefficient de majoration dynamique pour le système B.

u_c : Périmètre du rectangle de répartition

$u_c = 2(u + v)$ u, v : dimension du rectangle de répartition

f_{c28} : Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité pour la résistance du béton = 1,5 en général et = 1,15 pour les situations accidentelles. Ici, on prend 1,5.

5-11-Condition relative au non-emploi d'armature d'effort tranchant

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si la dalle est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur et si la contrainte tangente τ_u est t.q.:

$$\tau_u = \frac{T}{b_d \cdot d} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

T: Valeur de l'effort tranchant à l'ELU

d: Hauteur utile du hourdis

b_d : 1 ml du hourdis = 100 cm.

S'il n'y a pas reprise de bétonnage et si $\tau_u > 0,05 f_{c28}$ on détermine les armatures transversales comme dans le cas des poutres, mais la valeur de τ_u est à multiplier par $\frac{10}{3} hd$ si $15 \text{ cm} \leq hd \leq 30 \text{ cm}$.

5-12-Valeur minimale des armatures: Condition de non-fragilité

➤ Dalle appuyée sur ses 4 côtés d'épaisseur $12 \leq hd \leq 30 \text{ cm}$.

$$\left| \begin{array}{l} A_x \geq \frac{1}{2} \rho_o (3 - \rho) b h_d \\ A_y \geq \rho_o b h_d \end{array} \right. \quad \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec $A_y \geq \frac{A_x}{3}$

$b = 1$ m (de la dalle)

$$\rho_0 \begin{cases} = 1,2 \cdot 10^{-3} \text{ ronds lisses Fe E22 ou Fe E24} \\ = 0,8 \cdot 10^{-3} \text{ barres ou fils HA, Fe E40, ou treillis soudés en fils lisses de } \phi > 6 \text{ mm.} \\ = 0,6 \cdot 10^{-3} \text{ barres ou fils HA, Fe E50, ou treillis soudés en fils lisses de } \phi \leq 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

➤ Dalle en console

$$A_x \geq \rho_0 b h d \quad \text{si } 12 \leq h d \leq 30 \text{ cm} \quad \text{avec } A_y \geq \frac{A_x}{3}$$

5-13-Dispositions des armatures dans le hourdis

*Diamètre maximal des armatures

$$\phi \leq \frac{h_d}{10}$$

*Diamètre minimal des armatures

$$\begin{aligned} \phi &\geq 6 \text{ mm} && \text{fissuration préjudiciable} \\ \phi &\geq 8 \text{ mm} && \text{fissuration très préjudiciable} \end{aligned}$$

*Espacement maximal des armatures (avec charges concentrées)

Type de fissures	préjudiciable	très préjudiciable
Espacement max	Inf(2 h_d ; 25 cm)	Inf(1,5 h_d ; 20 cm)

*Enrobage minimal des armatures

→ $c = 3$ cm dans la face supérieure (risque d'infiltration d'eau de ruissellement à travers le revêtement)

→ $c = 3$ cm dans la face inférieure (ceci d'après le BAEL 91, $c = 2$ cm dans le BAEL 83)
 $c = 5$ cm dans une atmosphère très agressive t.q. mer (BAEL 91, $c = 4$ cm d'après 83)

*Arrêt des armatures au centre des dalles

Les aciers armants à la flexion dans la région centrale de la dalle sont prolongés jusqu'aux appuis dans leur totalité puisque le hourdis est soumis à des charges concentrées mobiles.

*Arrêt des armatures de chapeaux sur appui

La longueur des chapeaux sur appui à partir du nu des appuis est au moins égale:

- à 1/5 de la plus grande portée des 2 travées encadrants l'appui considéré si l'appui n'est pas de rive.
- au 1/4 de la plus grande portée des 2 travées encadrants l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

*Disposition au niveau de joint entre les poutres.

Les poutres préfabriquées sont indépendantes, mais le hourdis est généralement continue sur deux ou trois travées pour diminuer le nombre de joint de chaussée. Au niveau du joint entre les poutres (d'environ 20 cm), le ferrailage est soit en X pour permettre la rotation des poutres au niveau des appuis, soit renforcé par une nappe supérieure (chapeaux).

Références relatives au Chapitre 5

- [1] SETRA, "Guide d'Emploi du Règlement Français du Béton Armé aux Etats Limites: BAEL 83, Exemples d'Application aux Ponts", Bagneux, 1987, Réf SETRA: F8724. Code ENIT: D1265
- [2] DTU, "Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et des Ouvrages et des Constructions en Béton Armé Suivant la Méthode des Etats Limites", Règles BAEL 91, Eyrolles, 3^{ème} tirage, 1994..
- [3] ATAR, "Calcul des Plaques Rectangulaires: Abaques de Pigeaud", Code ENIT: 10PE
- [4] SETRA, "Calcul des hourdis de ponts", Bulletin Technique N°1, 1972 (réimpression en 1985) et 1976, Réf SETRA: F7206 . Code ENIT: D1238.
- [5] SETRA, "Calcul des hourdis de ponts", Complément N°1, 1976. Réf SETRA: F7614 Code ENIT: D1238
- [6] J.P.Mougin, "Abaques pour le Calcul des Dalles Rectangulaires Articulées sur leur Contour", Annales de l'ITBTP, N°436, Juillet-Août 1985.
- [7] Rèunions des Ingénieurs, "Cours de Ponts", Collection des cours de l'Ecole chez soi, Ed. Eyrolles, 1977. Code ENIT: D270.
- [8] P. Dinnequin, "Cours Supérieure de Béton Armé: Règles BAEL 80", Eyrolles, 1982. Code ENIT: D448.
- [9] P. Charon, "Exercices de Béton Armé Selon les Règles BAEL 80", Eyrolles, 1982. Code ENIT: D448.
- [10] P.Charon, "Calcul des Ouvrages en Béton Armé Suivant les Règles BAEL 80: Théorie et Application", Eyrolles, Paris, 1981. Code ENIT: D935.
- [11] Ch. Massonnet, "Compléments à la Méthode de Calcul des Ponts à Poutres Multiples", Annales de l'ITBTP, N°169, Jan 1962, pp 1-36.
- [12] R. Bares et Ch. Massonnet, "le Calcul des Grillages de Poutres et Dalles Orthotropes", Dunod, Paris 1966.
- [13] J. A. Calgaro, "Calcul Pratique des Dalles Minces", Master Ouvrages d'Art, ENPC, 1987.
- [14] K. Sattler, "Betrachtungen zum Berechnungsverfahren von Guyon-Massonnet für freiliegende Trägerroste und Erweiterung dieses Verfahrens auf Beliebige Systeme", Bauingenieur 30, N°3.1955.(en Allemand).
-

ANNEXE 1
au
Chapitre 5

Les Abaques de **MOUGIN** [6]

Calcul des
moments au centre :

$$0,4 \leq \alpha = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$$

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

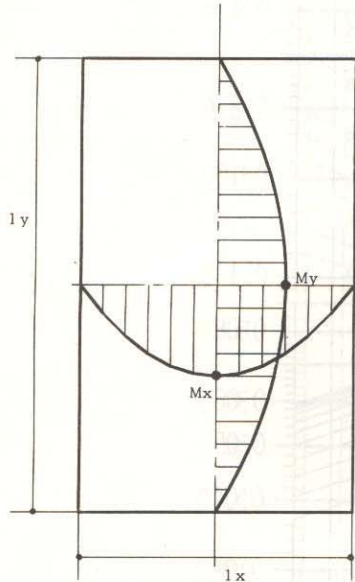


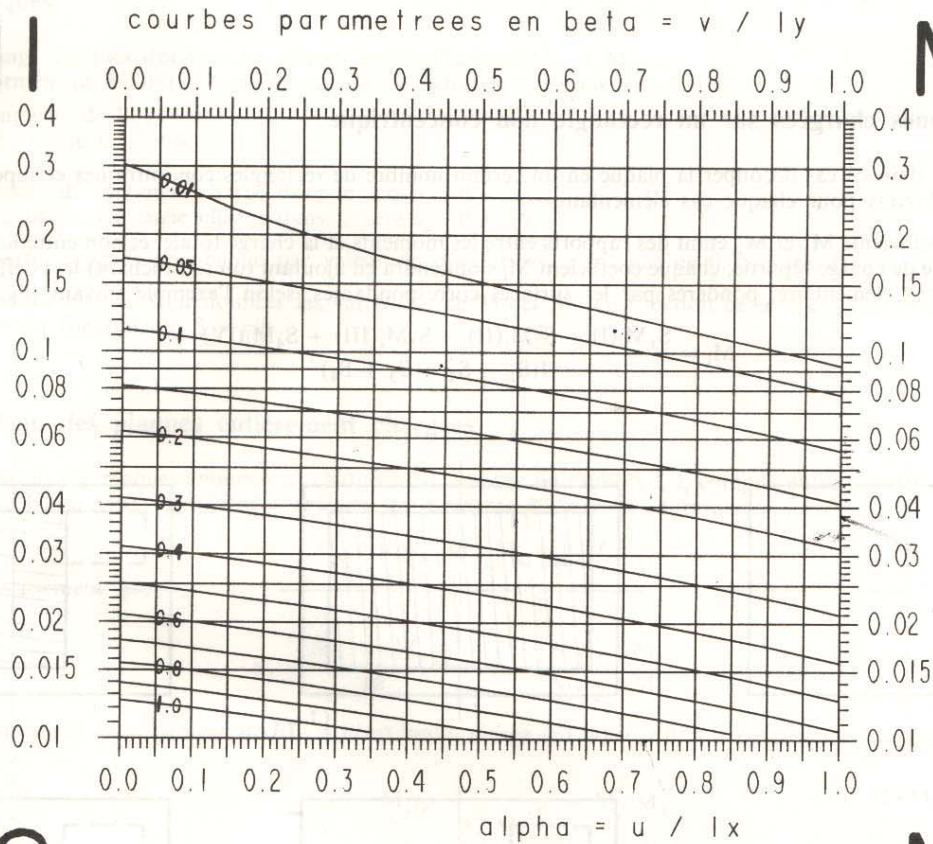
Fig. 2. — Dalle uniformément chargée : moments au centre.

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$		
	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500
0,41	0,1088	0,2500
0,42	0,1075	0,2500
0,43	0,1062	0,2500
0,44	0,1049	0,2500
0,45	0,1036	0,2500
0,46	0,1022	0,2500
0,47	0,1008	0,2500
0,48	0,0994	0,2500
0,49	0,0980	0,2500
0,50	0,0966	0,2500
0,51	0,0951	0,2500
0,52	0,0937	0,2500
0,53	0,0922	0,2500
0,54	0,0908	0,2500
0,55	0,0894	0,2500
0,56	0,0880	0,2500
0,57	0,0865	0,2582
0,58	0,0851	0,2703
0,59	0,0836	0,2822
0,60	0,0822	0,2948
0,61	0,0808	0,3075
0,62	0,0794	0,3205
0,63	0,0779	0,3338
0,64	0,0765	0,3472
0,65	0,0751	0,3613
0,66	0,0737	0,3753
0,67	0,0723	0,3895
0,68	0,0710	0,4034
0,69	0,0697	0,4181
0,70	0,0684	0,4320
0,71	0,0671	0,4471
0,72	0,0658	0,4624
0,73	0,0646	0,4780
0,74	0,0633	0,4938
0,75	0,0621	0,5105
0,76	0,0608	0,5274
0,77	0,0596	0,5440
0,78	0,0584	0,5608
0,79	0,0573	0,5786
0,80	0,0561	0,5959
0,81	0,0550	0,6135
0,82	0,0539	0,6313
0,83	0,0528	0,6494
0,84	0,0517	0,6678
0,85	0,0506	0,6864
0,86	0,0496	0,7052
0,87	0,0486	0,7244
0,88	0,0476	0,7438
0,89	0,0466	0,7635
0,90	0,0456	0,7834
0,91	0,0447	0,8036
0,92	0,0437	0,8251
0,93	0,0428	0,8450
0,94	0,0419	0,8661
0,95	0,0410	0,8875
0,96	0,0401	0,9092
0,97	0,0392	0,9322
0,98	0,0384	0,9545
0,99	0,0376	0,9771
1,00	0,0368	1,0000

Tableau N°1 : des coefficients μ_x et μ_y pour une dalle rectangulaire uniformément chargée et articulée sur son pourtour lorsque $\rho = (l_x/l_y)$ varie entre 0,4 et 1,0.

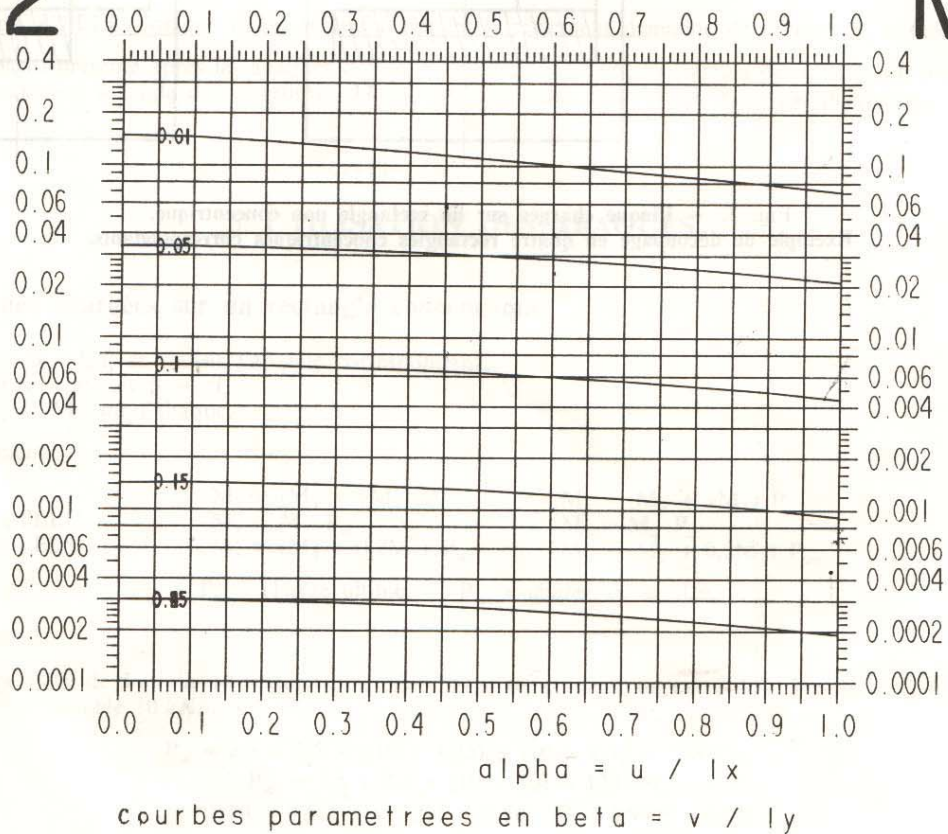
$$\rho = I_x / I_y = 0.05$$

M1



M1

M2

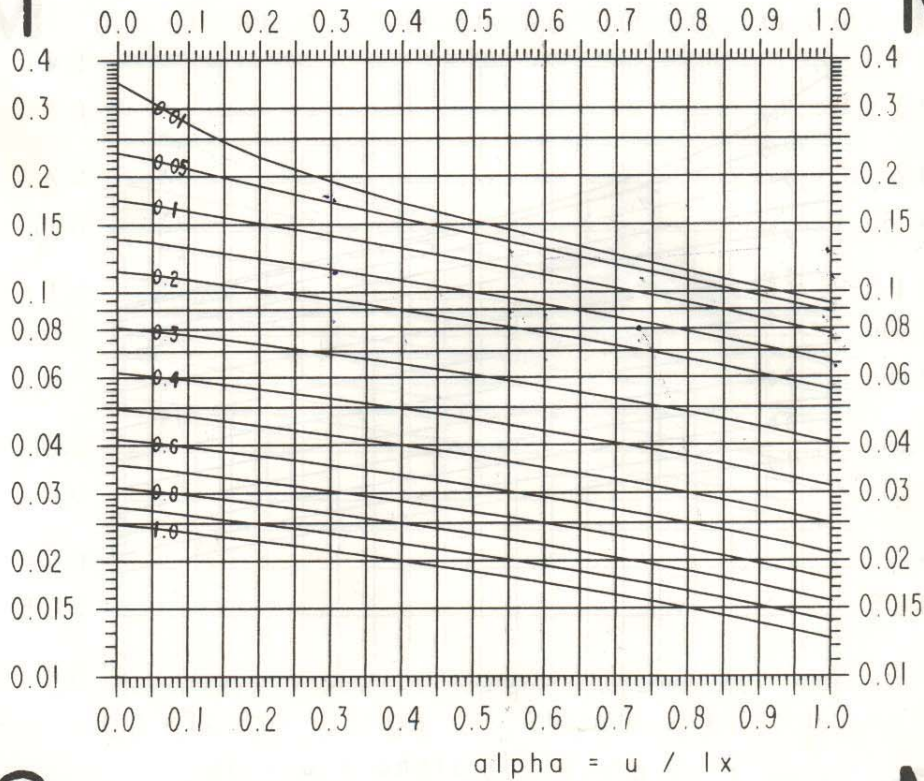


M2

$$\rho = I_x / I_y = 0.1$$

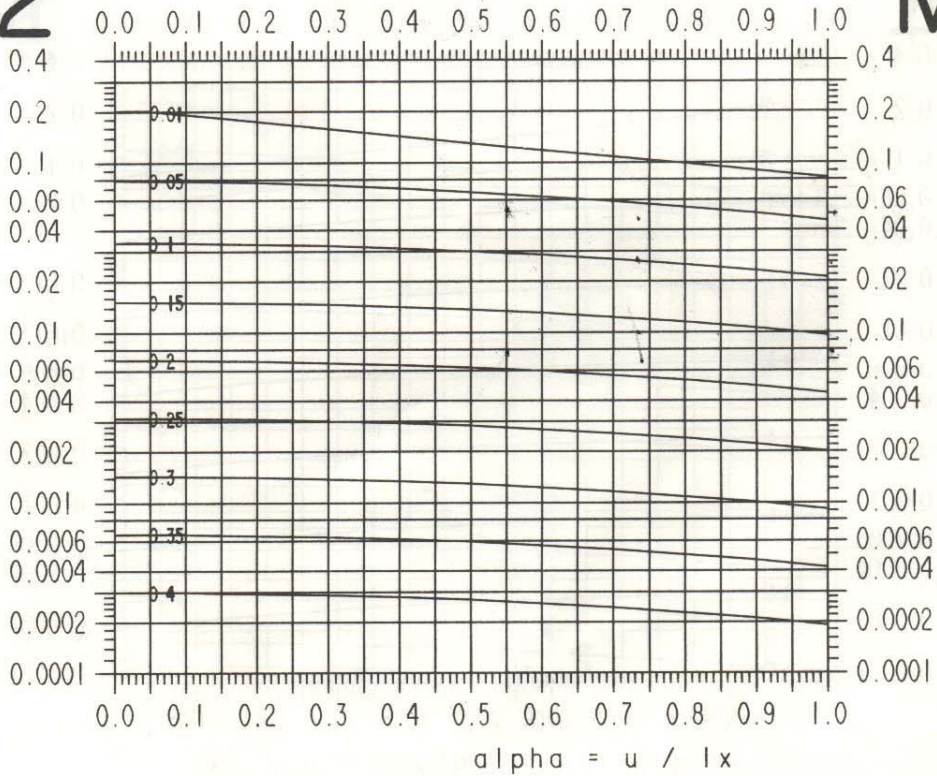
M1

courbes parametrees en beta = v / Iy



M1

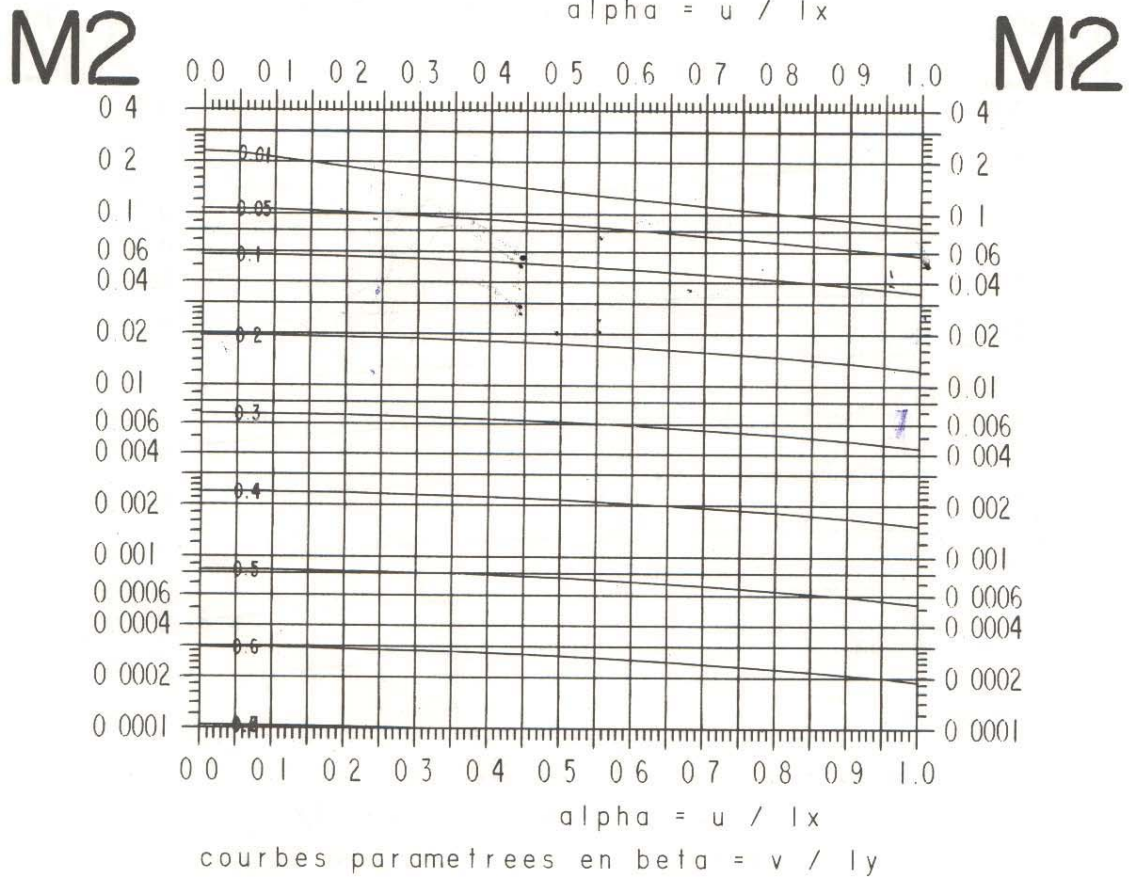
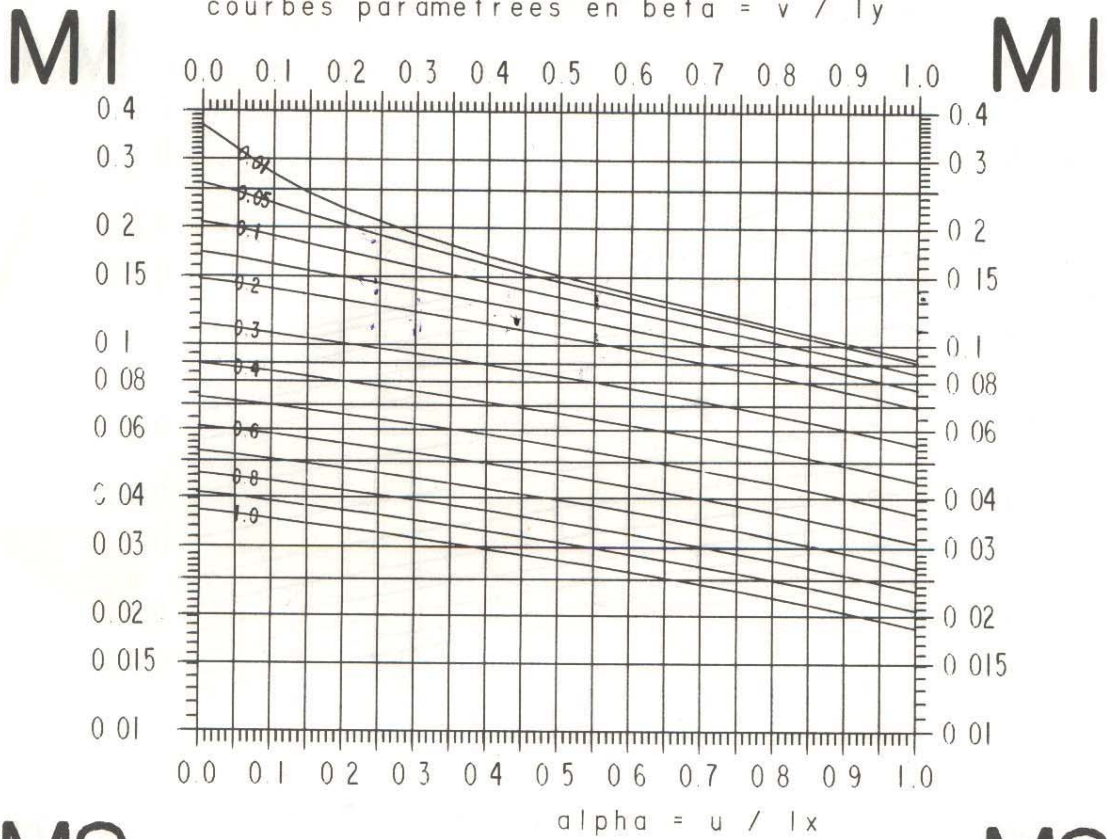
M2



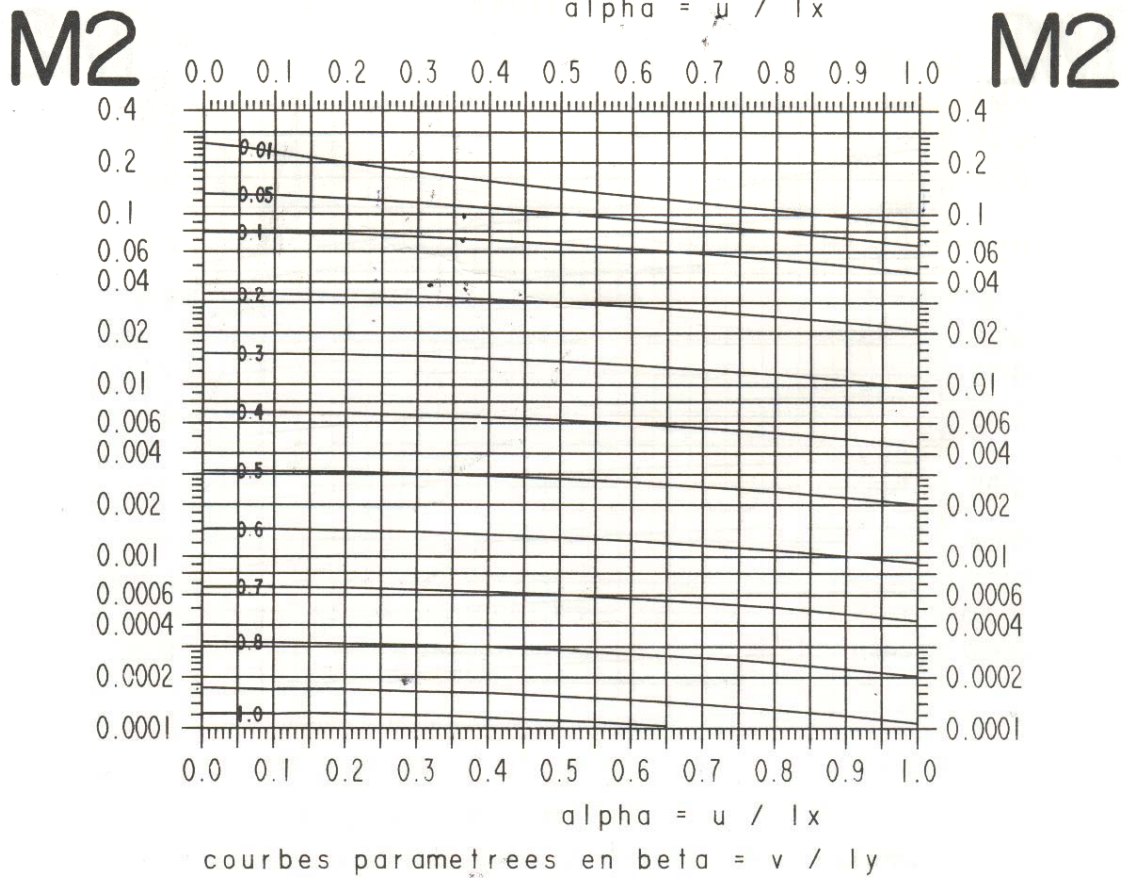
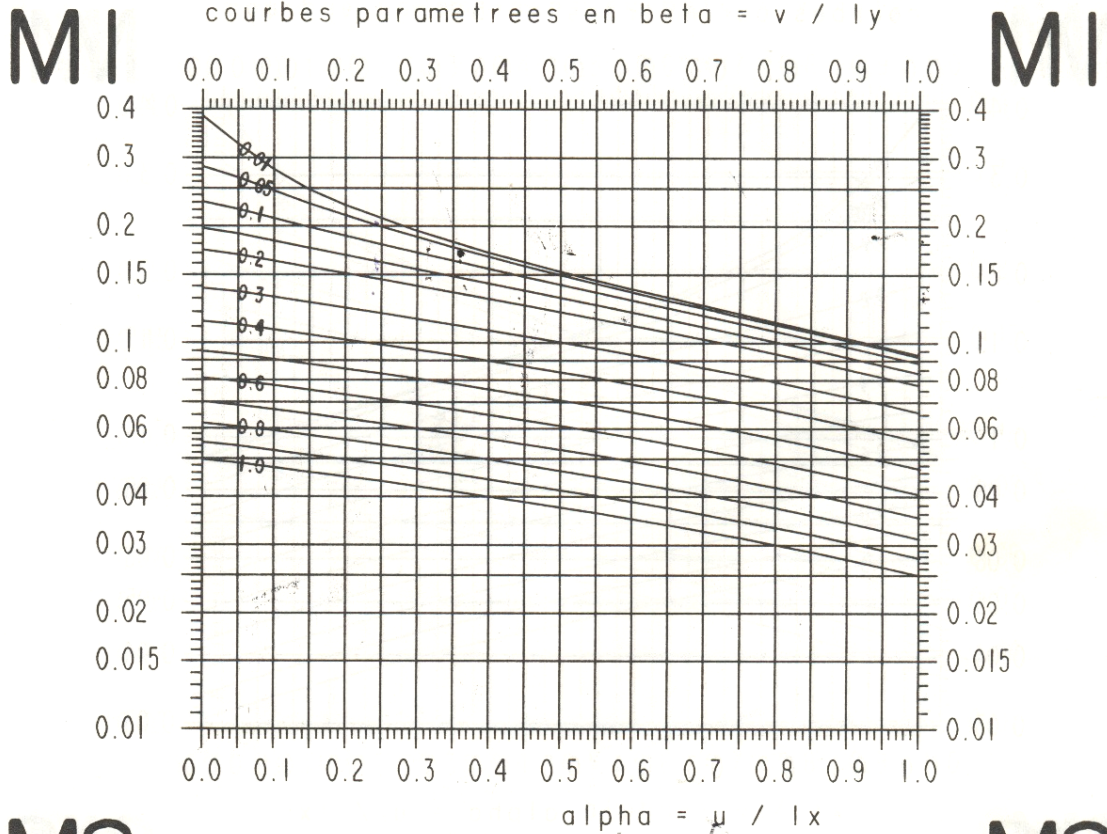
M2

courbes parametrees en beta = v / Iy

$$\rho = l_x / l_y = 0.15$$

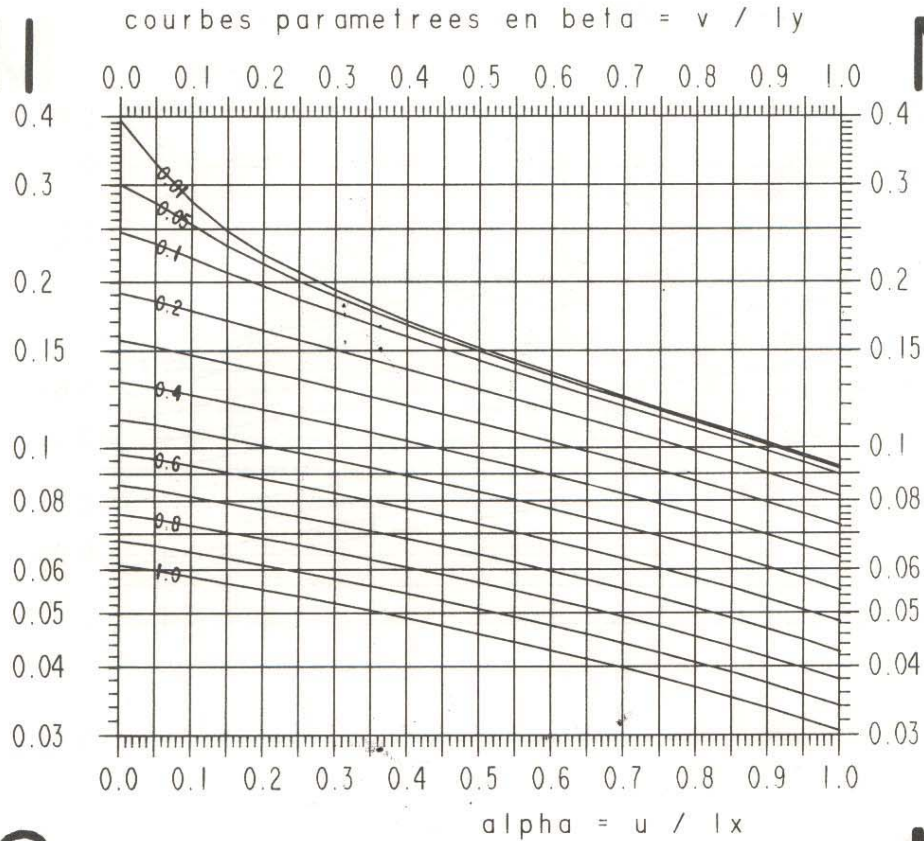


$$\rho = l_x / l_y = 0.2$$



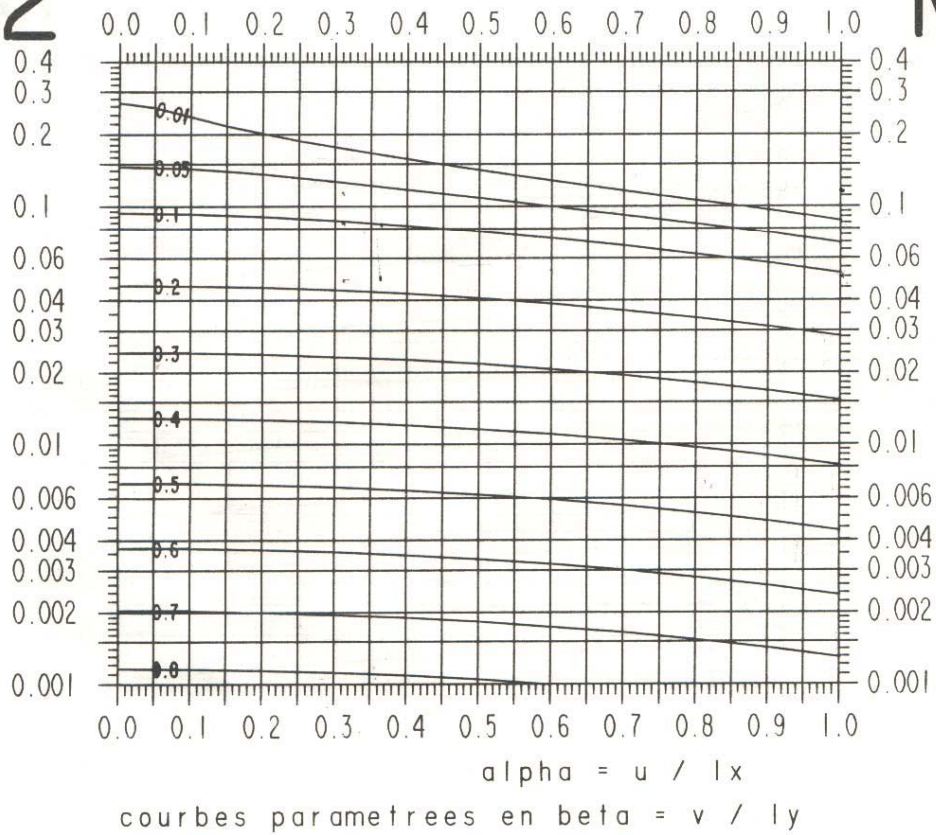
$$\rho = l_x / l_y = 0.25$$

M1



M1

M2

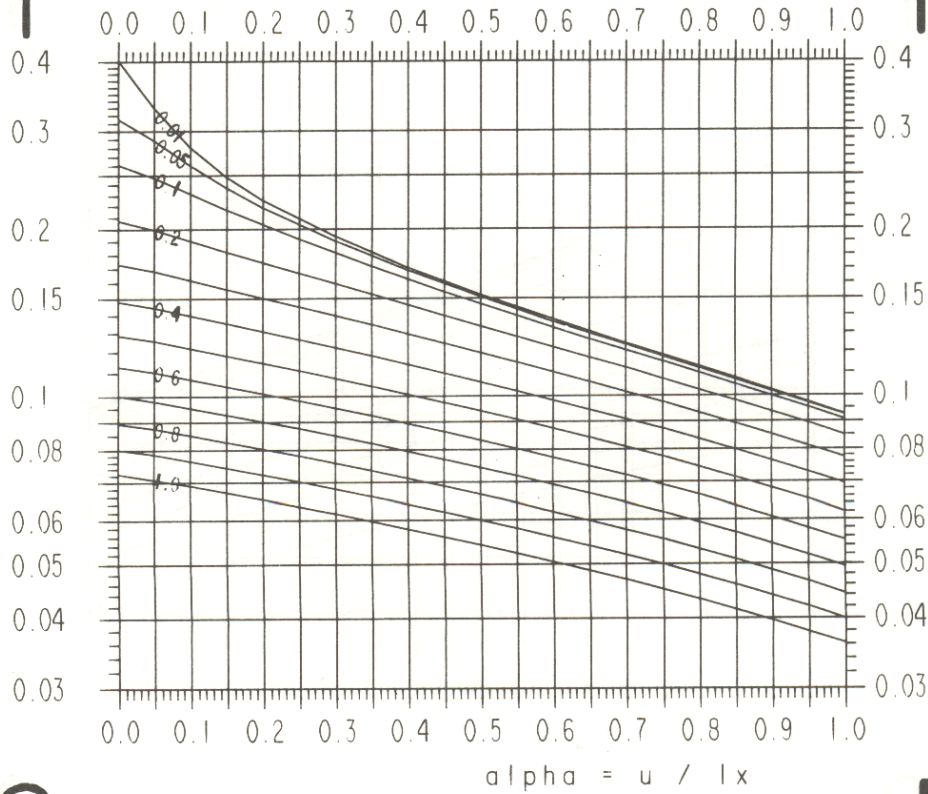


M2

$$\rho = l_x / l_y = 0.3$$

M1

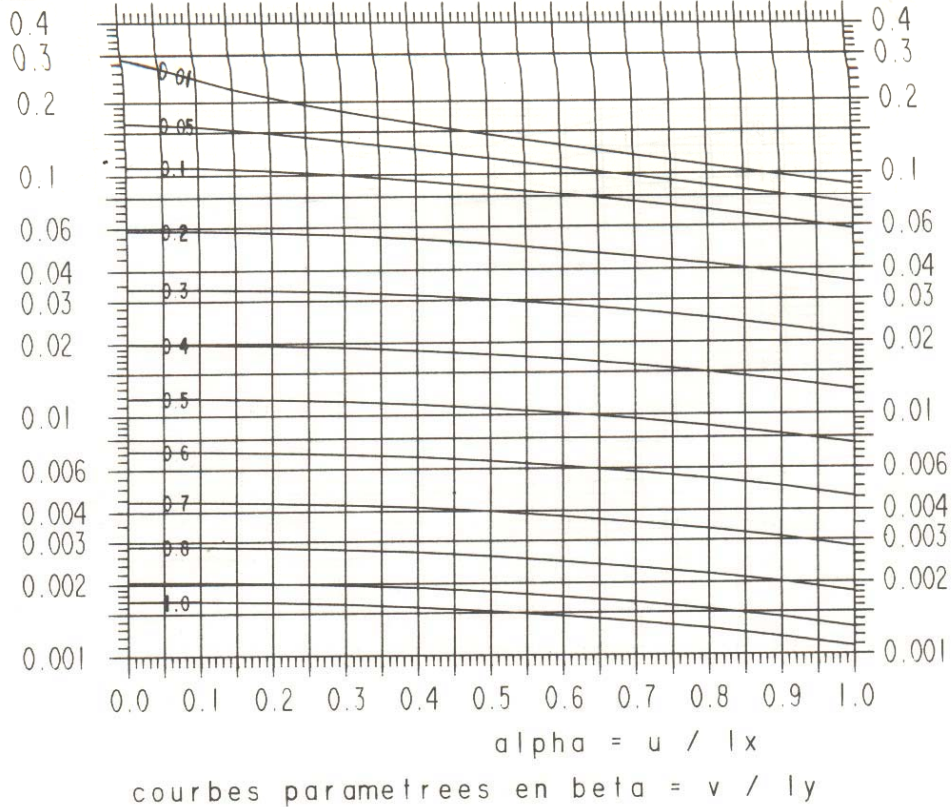
courbes parametrees en beta = v / l_y



M1

M2

courbes parametrees en beta = v / l_y



M2

Annexe 2
au
chapitre 5

Tables de Guyon-Massonnet pour μ
à la fibre centrale ($y=0$)

Les valeurs de μ_0 et μ_1 sont calculées à partir des formules suivantes [11,12]

a) Coefficient μ_0

$$\mu_0 = \frac{L}{2\lambda b (\text{sh}^2 2\lambda b - \sin^2 2\lambda b)} [a' \cdot A + b' \cdot (B_1 + B_2)]$$

$$a' = 2 \text{sh} \lambda (b - y) \cdot \sin \lambda (b - y)$$

$$A = \text{sh} 2\lambda b \cdot \cos \lambda (b - e) \cdot \text{ch} \lambda (b + e) - \sin 2\lambda b \cdot \text{ch} \lambda (b - e) \cdot \cos \lambda (b - e) \cdot \cos \lambda (b + e)$$

$$b' = \text{ch} \lambda (b - y) \cdot \sin \lambda (b - y) - \text{sh} \lambda (b - y) \cdot \cos \lambda (b - y)$$

$$B_1 = \text{sh} 2\lambda b [\sin \lambda (b - e) \cdot \text{ch} \lambda (b + e) - \cos \lambda (b - e) \cdot \text{sh} \lambda (b + e)]$$

$$B_2 = \sin 2\lambda b [\text{sh} \lambda (b - e) \cdot \cos \lambda (b + e) - \text{ch} \lambda (b - e) \cdot \sin \lambda (b + e)]$$

$$\text{avec } \lambda = \frac{\pi}{L\sqrt{2}} \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

b) Coefficient μ_1

$$\mu_1 = \frac{-1}{4 \text{sh}^2 \sigma} \left[\frac{CD}{E} + \frac{FG}{H} + I \right]$$

avec C, D, E, F, G, H, et I les fonctions suivantes

$$C = (\sigma \text{ch} \sigma - 3 \text{sh} \sigma) \text{ch} \theta \beta - \text{sh} \sigma \theta \beta \cdot \text{sh} \theta \beta$$

$$D = (\sigma \text{ch} \sigma - \text{sh} \sigma) \text{ch} \theta \psi - \text{sh} \sigma \theta \psi \cdot \text{sh} \theta \psi$$

$$E = 3 \text{sh} \sigma \cdot \text{ch} \sigma - \sigma$$

$$F = \sigma \text{ch} \sigma \cdot \text{sh} \theta \beta - \text{sh} \sigma \theta \beta \cdot \text{ch} \theta \beta$$

$$G = (2 \text{sh} \sigma + \text{ch} \sigma) \text{sh} \theta \psi - \text{sh} \sigma \theta \psi \cdot \text{ch} \theta \psi$$

$$H = 3 \text{sh} \sigma \cdot \text{ch} \sigma + \sigma$$

$$I = \sigma \text{ch} \sigma \cdot \text{sh} \theta \chi - \text{sh} \sigma \cdot \text{ch} \theta \chi - \theta \chi \cdot \text{sh} \sigma \cdot \text{sh} \theta \chi$$

Dans ces formules, les lettres β, ψ, σ , et χ représentent les quantités suivantes:

$$\beta = \frac{\pi y}{b}; \quad \psi = \frac{\pi e}{b}; \quad \sigma = \pi \theta; \quad \chi = \pi - |\beta - \psi|.$$

En particulier, à la fibre centrale $y=0$ et les coefficients μ_0 et μ_1 deviennent:

a) Coefficient μ_0

$$\mu_0 = \frac{L}{2\lambda b (\text{sh}^2 2\lambda b - \sin^2 2\lambda b)} [a' \cdot A + b' \cdot (B_1 + B_2)]$$

$$a' = 2 \text{sh} \lambda b \cdot \sin \lambda b$$

$$A = \text{sh} 2\lambda b \cdot \cos \lambda (b - e) \cdot \text{ch} \lambda (b + e) - \sin 2\lambda b \cdot \text{ch} \lambda (b - e) \cdot \cos \lambda (b - e) \cdot \cos \lambda (b + e)$$

$$b' = \text{ch} \lambda b \cdot \sin \lambda b - \text{sh} \lambda b \cdot \cos \lambda b$$

$$B_1 = \text{sh} 2\lambda b [\sin \lambda (b - e) \cdot \text{ch} \lambda (b + e) - \cos \lambda (b - e) \cdot \text{sh} \lambda (b + e)]$$

$$B_2 = \sin 2\lambda b [\text{sh} \lambda (b - e) \cdot \cos \lambda (b + e) - \text{ch} \lambda (b - e) \cdot \sin \lambda (b + e)]$$

$$\text{avec } \lambda = \frac{\pi}{L\sqrt{2}} \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

b) Coefficient μ_1

$$\mu_1 = \frac{-1}{4 \text{sh}^2 \sigma} \left[\frac{C D}{E} + I \right]$$

avec C, D, E et I les fonctions suivantes

$$C = \sigma \text{ch} \sigma - 3 \text{sh} \sigma$$

$$D = (\sigma \text{ch} \sigma - \text{sh} \sigma) \text{ch} \theta \psi - \text{sh} \sigma \theta \psi \cdot \text{sh} \theta \psi$$

$$E = 3 \text{sh} \sigma \cdot \text{ch} \sigma - \sigma$$

$$I = \sigma \text{ch} \sigma \cdot \text{sh} \theta \chi - \text{sh} \sigma \cdot \text{ch} \theta \chi - \theta \chi \cdot \text{sh} \sigma \cdot \text{sh} \theta \chi$$

Dans ces formules, les lettres ψ , σ , et χ ont même signification qu'en haut, à savoir

$$\psi = \frac{\pi e}{b}; \quad \sigma = \pi \theta; \quad \chi = \pi - |\beta - \psi|.$$

Ces formules sont utiles lors d'un calcul automatique (programmation sur ordinateur), mais pour un calcul manuel, il est préférable d'employer les tableaux suivants qui sont établies pour $y=0$ tirés de [11,12].

$\theta = 0,10$									
e	- b	-3b/4	-b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu(\alpha=0).10^4$	-2499	-1250	0	1250	2499	Symétrique			
$\mu(\alpha=1).10^4$	-2362	-1171	-19	1161	2385				

$\theta = 0,20$									
e	- b	-3b/4	-b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu(\alpha=0).10^4$	-2486	-1244	-1	1244	2491	Symétrique			
$\mu(\alpha=1).10^4$	-1868	-987	-61	956	2116				

$\theta = 0,30$									
e	- b	-3b/4	-b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu(\alpha=0).10^4$	-2430	-1220	-7	1217	2457	Symétrique			
$\mu(\alpha=1).10^4$	-1401	-787	-102	734	1820				

$\theta = 0,40$									
e	- b	-3b/4	-b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu(\alpha=0).10^4$	-2292	-1161	-20	1151	2372	Symétrique			
$\mu(\alpha=1).10^4$	-1016	-617	-131	546	1563				

$\theta = 0,50$									
e	- b	-3b/4	-b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu(\alpha=0).10^4$	-2040	-1053	-44	1031	2216	Symétrique			
$\mu(\alpha=1).10^4$	-730	-482	-147	401	1356				

$\theta = 0,60$									
e	- b	-3b/4	-b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu(\alpha=0).10^4$	-1690	-903	-77	864	1999	Symétrique			
$\mu(\alpha=1).10^4$	-525	-379	-152	201	1191				

$\theta = 0,70$									
e	- b	-3b/4	-b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu(\alpha=0).10^4$	-1296	-733	-113	675	1753	Symétrique			
$\mu(\alpha=1).10^4$	-379	-299	-150	208	1057				

$\theta = 0,80$									
e	- b	-3b/4	-b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu(\alpha=0).10^4$	-927	--571	-145	497	1518	Symétrique			
$\mu(\alpha=1).10^4$	-274	-237	-144	144	948				

$\theta = 0,90$									
e	- b	-3b/4	-b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu(\alpha=0) \cdot 10^4$	-622	-436	-170	347	1318	Symétrique			
$\mu(\alpha=1) \cdot 10^4$	-199	-188	-134	96	856				

$\theta = 1,00$									
e	- b	-3b/4	-b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu(\alpha=0) \cdot 10^4$	-393	-329	-185	231	1159	Symétrique			
$\mu(\alpha=1) \cdot 10^4$	-145	-149	-124	58	779				

$\theta = 1,20$									
e	- b	-3b/4	-b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu(\alpha=0) \cdot 10^4$	-120	-190	-190	80	940	Symétrique			
$\mu(\alpha=1) \cdot 10^4$	-77	-94	-102	7	657				

$\theta = 1,40$									
e	- b	-3b/4	-b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu(\alpha=0) \cdot 10^4$	-4	-111	-174	0	800	Symétrique			
$\mu(\alpha=1) \cdot 10^4$	-41	-59	-81	-21	567				

$\theta = 1,60$									
e	- b	-3b/4	-b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu(\alpha=0) \cdot 10^4$	32	-63	-146	-45	702	Symétrique			
$\mu(\alpha=1) \cdot 10^4$	-22	-37	-63	-37	497				

$\theta = 1,80$									
e	- b	-3b/4	-b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu(\alpha=0) \cdot 10^4$	35	-34	-116	-71	625	Symétrique			
$\mu(\alpha=1) \cdot 10^4$	-12	-23	-49	-45	442				

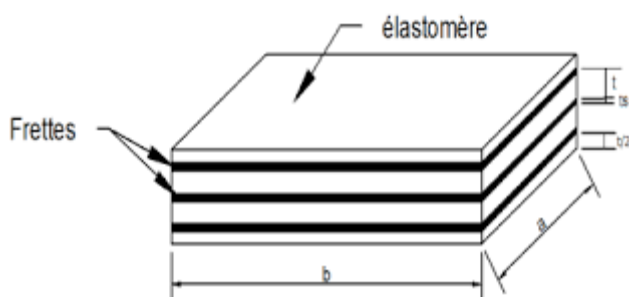
$\theta = 2,00$									
e	- b	-3b/4	-b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu(\alpha=0) \cdot 10^4$	-26	-15	-88	-84	563	Symétrique			
$\mu(\alpha=1) \cdot 10^4$	-6	-15	-37	-47	398				

APPAREILS D'APPUI

Les tabliers de ponts reposent, en général, sur leurs appuis (piles et culées) par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre des efforts essentiellement verticaux, ou, à la fois, des efforts verticaux et des efforts horizontaux, et de permettre les mouvements de rotation (dus aux charges d'exploitation ou aux déformations imposées). Il faut indiquer que les premiers appareils d'appui étaient métalliques, puis des articulations béton ont été utilisées dans les petits ponts en béton armé. Mais à partir des années 1950 l'utilisation des appuis en élastomère va être dominante et avec les appareils d'appui à pot représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts dans le monde.

1. APPAREILS D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE

Les appareils d'appui d'usage le plus courant sont les appareils d'appui en élastomère fretté. Ils sont constitués par un empilage de feuilles d'élastomère (en général, un polychloroprène de marque « Néoprène ») et de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (non apparentes). La liaison entre les tôles et l'élastomère étant obtenue par vulcanisation.

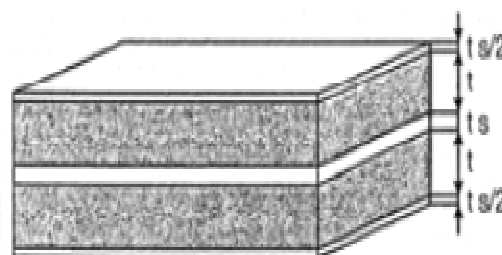


L'épaisseur des frettes est comprise entre 1 et 3 mm, et l'épaisseur des feuilles d'élastomère est, en général, de 8, 10, 12 et 20 mm. Ce type d'appareil d'appui est le plus couramment employé pour les ouvrages de petites et moyennes portées, et, souvent, pour de grands ouvrages: leurs dimensions en plan vont de 100 x 100 mm² à 700 x 700 mm² voire parfois plus. Ces appareils d'appui sont fabriqués aux dimensions définies dans chaque projet particulier et doivent être conformes aux spécifications de la norme en vigueur.

APPAREILS D'APPUI FIXES EN ELASTOMERE FRETTE

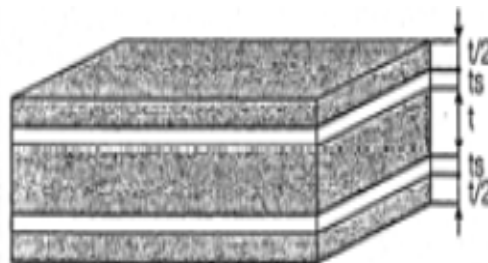
SETUP (Procédé FREYSSINET)

Epaisseur Elastomère t	Acier ordinaire		Acier inox	
	Frette interne	Frette externe	Frette interne	Frette externe
8	2	1	2	1
10	3	1.5	3	1.5
12	3	1.5	3	1.5
20	4	2	4	2



CIPEC

Epaisseur Elastomère t	Acier ordinaire	Acier inox
	Frette interne	Frette interne
8	2	2
10	3	3
12	3	3
20	4	4

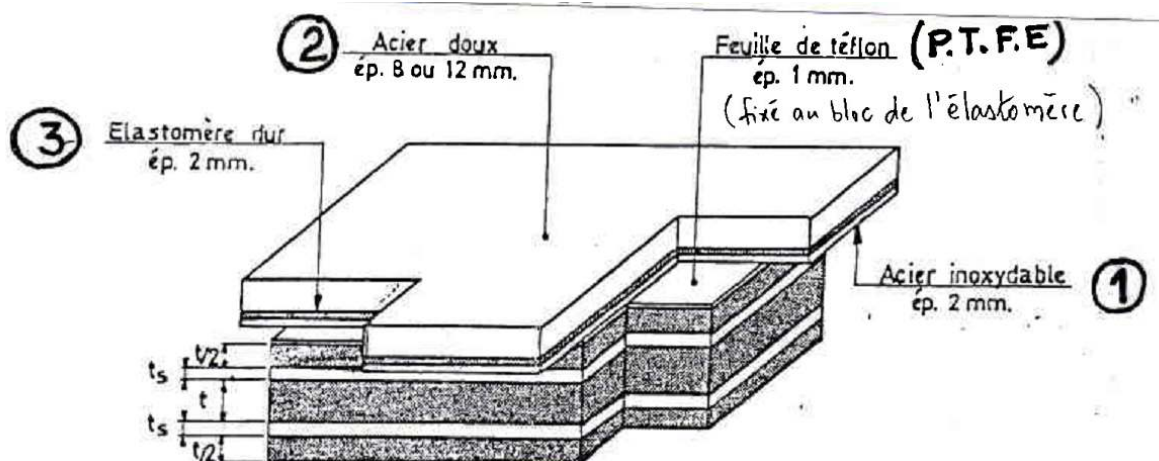


Les 2 demi-feuillets extérieurs, comptent pour un feuillet élémentaire d'épaisseur t . Ainsi un appareil d'appui désigné par **250 x 300 x 3(10+3)** veut s'expliquer comme suit :

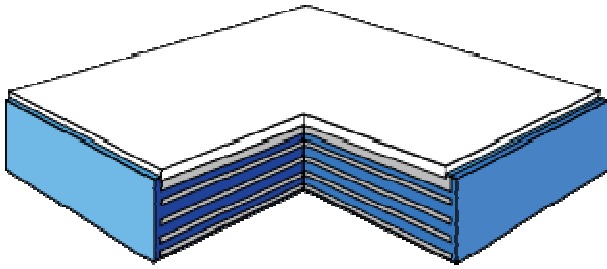
- Sa surface est $250 \times 300 \text{ mm}^2$
- Il comprend :
 - ✓ 2 demi-couches extérieures d'élastomère de 5mm
 - ✓ 2 demi-couches intermédiaires d'élastomère de 10mm
 - ✓ 3 tôles intermédiaires d'élastomère de 3mm

2. APPAREILS D'APPUI GLISSANT EN ELASTOMERE FRETTE

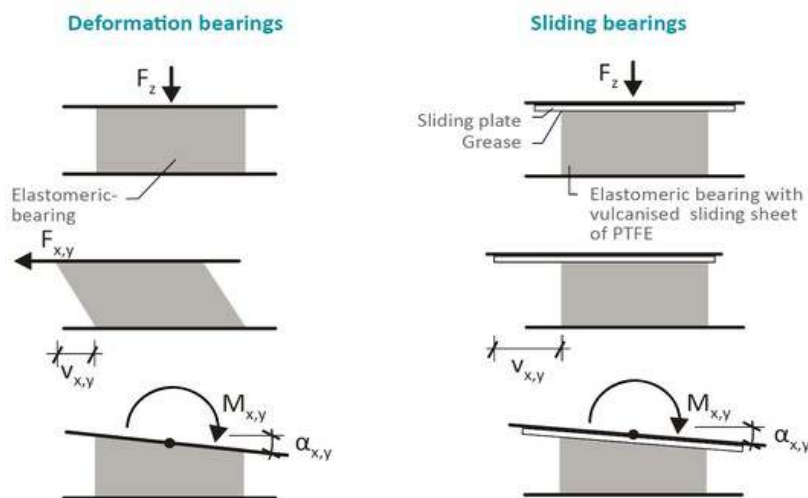
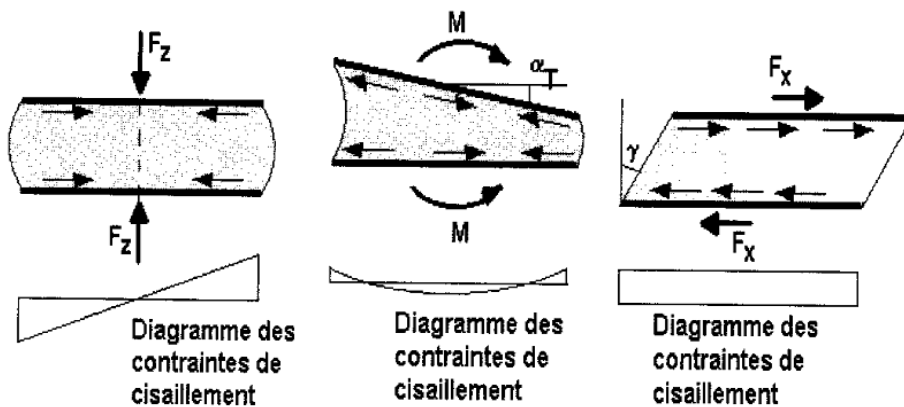
Ces appuis glissants sont utilisés lorsque les déplacements sont importants et lorsque l'on cherche à diminuer les efforts transmis aux structures. Ils se composent d'un bloc porteur en élastomère fretté recouvert d'une feuille de PTFE (**PolyTetraFluoroEthylène**) ou **Téflon**. Le bloc d'élastomère a les mêmes caractéristiques que l'appui élastomère fretté à déformation. La plaque de glissement, scellée au tablier, est constituée d'une plaque d'acier revêtue de PTFE ou d'acier inoxydable brillant. L'épaisseur de la plaque de glissement peut varier de 3,5 mm à 25 mm. Afin de limiter le coefficient de frottement l'appui est lubrifié au moyen d'une graisse silicone.



En moyenne, selon le soin apporté à leur mise en œuvre, la durée de vie de ces appareils varie entre 10 à 15 ans. Il est alors nécessaire de les changer et il faut donc adopter des dispositions au niveau des appuis afin de permettre ce changement dans les meilleures conditions.

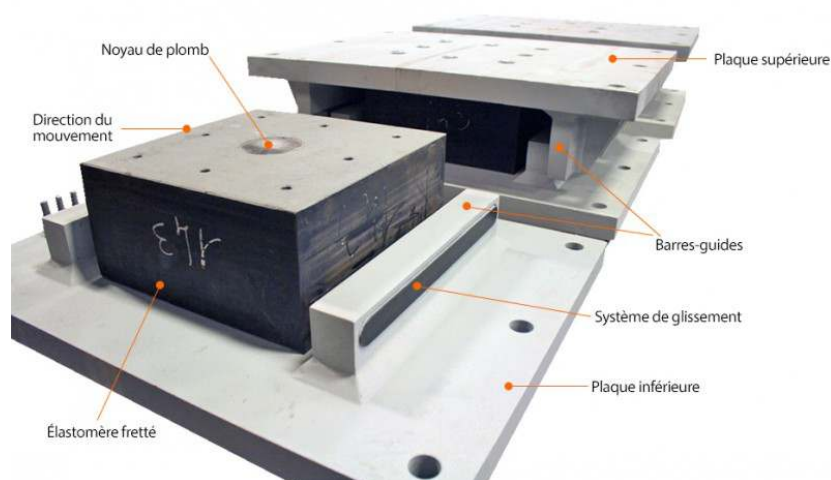


Le principal intérêt de ces appareils d'appui, en dehors de leur coût relativement modéré par rapport aux appareils à pot, réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent: ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations. Mais ces déformations s'accompagnent de contraintes de cisaillement à l'intérieur des feuillets d'élastomère qu'il convient de limiter pour éviter leur détérioration. Pour un appareil d'appui rectangulaire en plan (**a**: petit côté; **b**: grand côté; **t**: épaisseur d'un feuillet), les contraintes conventionnelles de cisaillement engendrées par les différentes sollicitations sont les suivantes:



En effet, si les appareils d'appui sont mal dimensionnés, ils finissent par subir des déchirures par lesquelles l'ozone contenu dans l'air amorce un processus de décomposition.

Un exemple d'appuis parasismiques qu'on peut installer sur le pont est décrit ci-après. Il s'agit d'appuis en élastomère frettés avec noyau de plomb permettant le mouvement dans une seule direction horizontale. Le mouvement dans la direction transversale est restreint par des barres-guides soudées aux plaques supérieures et inférieures. Afin de permettre le mouvement dans la direction longitudinale, ces mêmes barres-guides sont munies d'une interface de glissement à faible coefficient de friction. En service, les charges verticales sont transférées de la superstructure vers les piles par la compression des appuis parasismiques tandis que les charges et mouvements horizontaux sont transférés par sa déformation en cisaillement. La présence du noyau de plomb augmente la force caractéristique du système (force horizontale devant être appliquée à l'appui avant qu'un déplacement se produise). Pour un même déplacement du sol en raison d'un séisme, les forces horizontales transmises à la superstructure sont réduites grâce à la présence du noyau de plomb, permettant un amortissement des charges et par conséquent, un découplage des piles et de la superstructure.

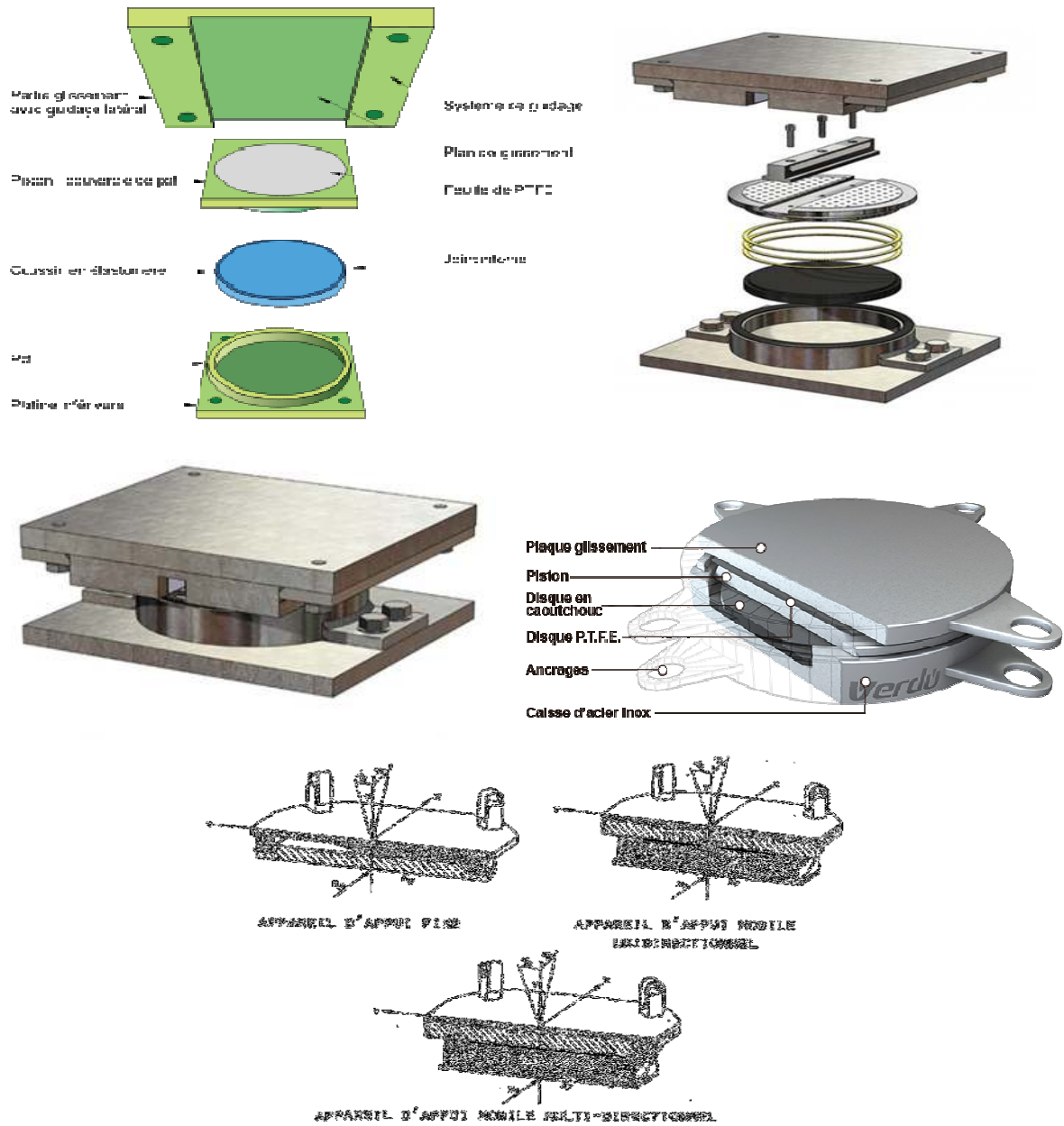


3. DIMENSIONNEMENT (voir en Annexe les prescriptions du Guide de SETRA)

*En moyenne, selon le soin apporté à leur mise en œuvre, la durée de vie des appareils d'appui en élastomère fretté varie de **cing à quinze ans**; il est alors nécessaire de les changer, et il faut donc adopter **des dispositions**, au niveau des appuis, qui permettent ce changement dans les meilleures conditions possibles.*

4. APPAREILS D'APPUI A POT

Le principe de ces appareils d'appui est simple: ce sont des récipients cylindriques en acier (pots) qui reçoivent un piston comprimant fortement un disque de néoprène (20 à 25 MPa). Ils acceptent des rotations (appuis fixes) limitées par le jeu du piston dans le cylindre, ou des translations, lorsqu'ils sont équipés d'un disque de PTFE sur lequel glisse une plaque d'acier inoxydable fixée en sous-face du tablier. Le glissement peut être multi- ou unidirectionnel grâce à l'ajout de clavettes de guidage.



Principe des appareils d'appui a pot fixes ou glissants

Un certain nombre de fabricants commercialisent ces appareils d'appui spéciaux. Citons quelques -unes des principales sociétés : Freyssinet International (appuis Tetron); GHH (appui Neotopf); FIP (appuis Vasoflon); Proceq (appuis Reston); - etc.





Le dimensionnement des appareils à pot se fait en utilisant les notices des fabricants car, pour le moment, il s'agit de produits brevetés. À titre d'information, les appareils d'appui fixes sont dimensionnés pour reprendre un effort horizontal de l'ordre de $0,1N$ si N est inférieur à 5 MN , et $0,05N$ si N est supérieur à 5 MN . Pour les appareils d'appui glissants, le coefficient de frottement varie en fonction de la pression appliquée à l'élastomère. Au stade de l'avant-projet, on peut adopter un coefficient de frottement moyen de 3%.

Par rapport aux appareils d'appui en élastomère fretté, les appareils d'appui à pot sont considérés comme étant d'une qualité, donc d'une durabilité, nettement supérieure. On les prévoit fréquemment pour les grands ouvrages car, malgré leur prix élevé, ils constituent une garantie de bon fonctionnement de la structure pendant de nombreuses années. Par ailleurs, le recours à ces appareils d'appui est nécessaire lorsque les descentes de charge sont très importantes (au-delà de 8 MN), c'est-à-dire lorsque des dimensions de l'ordre de $800 \times 800\text{ mm}^2$ seraient dépassées en cas d'emploi d'appareils d'appui en élastomère fretté.

Il convient, toutefois, de faire attention à leur choix et à leur implantation: comme on ne dispose que d'appareils d'appui fixes ou glissants (uni- et multidirectionnels), il faut veiller à ce que les dilatations du tablier puissent se faire dans toutes les directions sans créer de contraintes ou d'effort parasites.

5. CONCEPTION DU SYSTEME D'APPUIS D'UN PONT

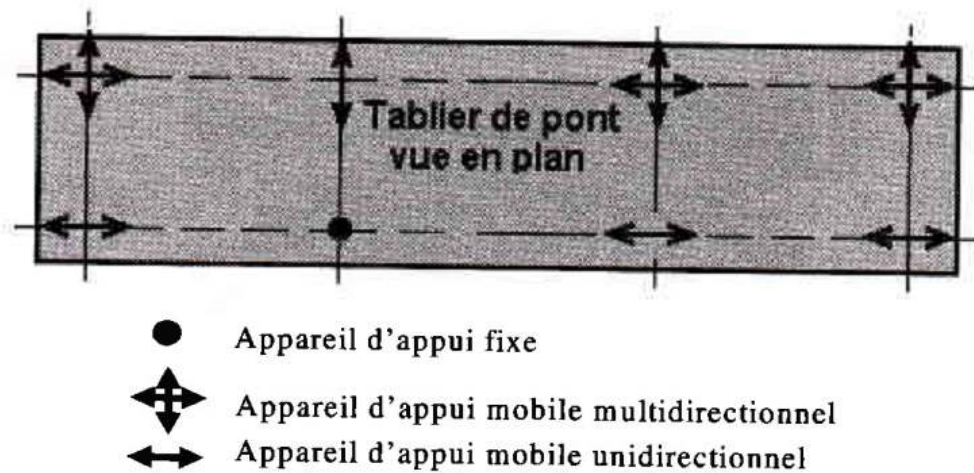
Tout d'abord, rappelons qu'un tablier de pont est un corps solide qui connaît des variations de longueur de diverses origines: température, retrait, fluage, etc. Même lorsqu'un tablier est droit et rectiligne, une différence d'ensoleillement entre ses fibres extrêmes latérales, dépendant de son orientation géographique, peut engendrer des déformations dans son plan. En second lieu, les véhicules circulant sur un tablier de pont engendrent des forces horizontales (forces de freinage ou d'accélération, forces centrifuges) d'intensité telle qu'il est nécessaire de fixer le tablier sur l'un ou plusieurs de ses appuis. Enfin, certaines circonstances spéciales (séismes) ou accidentelles (chocs sur les piles) doivent être prises en compte dans la phase de conception du système d'appuis.

D'une façon générale, il est nécessaire de veiller à ce qu'un tablier puisse se déformer, sous l'effet des différents facteurs, en étant le moins gêné possible. Toute gêne se traduit par des efforts très importants dans certaines pièces du tablier, ou en tête des appuis, ou même

dans les appareils d'appui proprement dits, susceptibles de provoquer des fissurations ou même des ruptures.

Il est clair que pour des ouvrages de portées modestes, le recours à des appareils d'appui en élastomère fretté est la solution idéale puisque ces appareils d'appui absorbent sans difficulté les petites déformations. Il n'en va pas de même lorsque l'on recourt, pour diverses raisons, à des appareils d'appui à pot.

La Figure suivante montre une façon d'implanter des appareils d'appui à pot dans le cas d'un tablier droit à trois travées avec blocage des déplacements longitudinaux sur une pile.

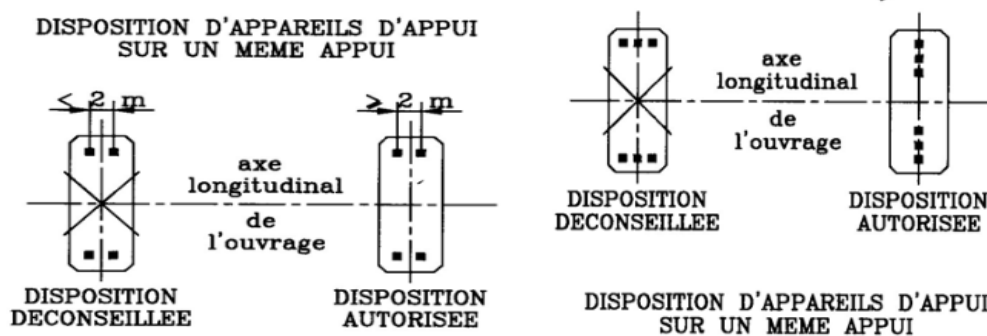


Exemple d'implantation d'appareils d'appui à pot spéciaux pour un tablier à 3 travées

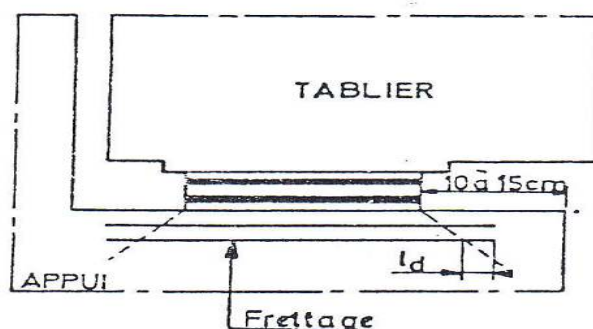
6. MISE EN ŒUVRE DES APPAREILS D'APPUI

Implantation :

- ✓ Les appareils d'appui disposés sur une même ligne doivent être de même nature (susceptibles notamment de présenter un même tassement), étant toutefois précisé que leurs possibilités de translation ne sont pas nécessairement les mêmes.
- ✓ Il est déconseillé de juxtaposer dans le sens longitudinal plusieurs appuis destinés à ne former qu'un seul point de report de charge, par contre il est possible de le faire transversalement.



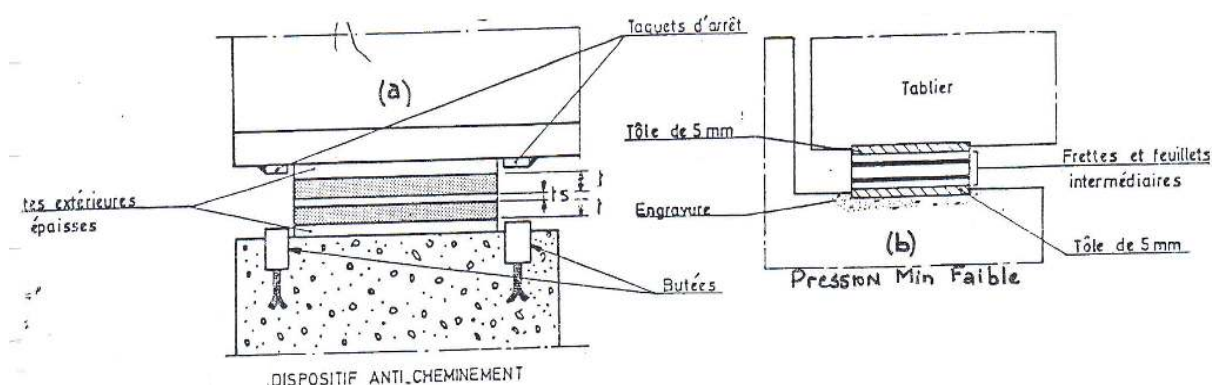
- ✓ Lorsque les appareils d'appui exercent des contraintes de compression importantes sur les appuis, des précautions particulières doivent être prises.



l_d : longueur d'ancrage.

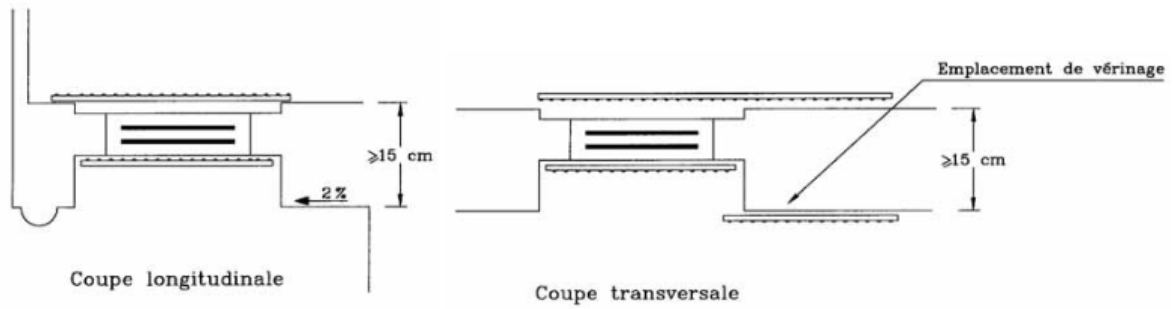
Précautions diverses :

- ✓ On évitera de mettre les appareils d'appui en contact avec les graisses, huiles, essence. Les sommiers des chevêtres devront être conçus de sorte que les ruissellements et les produits agressifs en provenance de la chaussée ne puissent les atteindre. Cette précaution est impérative aux droits des joints de chaussée.
- ✓ Les appareils d'appui doivent être posés sur une surface horizontale et parfaitement plane.
- ✓ Lorsque l'on craint un cheminement transversal du tablier au droit des appareils d'appui glissants, on prévoit des butées servant à le maintenir.



7. REMPLACEMENT D'APPAREILS D'APPUI

Dans le cas de changement d'appareils d'appui sur un pont en service, comme pour toute réparation, quand on dimensionne un appareil d'appui en remplacement, ce dimensionnement sera un compromis entre les règles de calcul du présent document et les possibilités sur l'ouvrage existant (hauteur disponible, dimensions en plan, ...). Pour apprécier les adaptations aux présentes règles, prendre contact avec les bureaux d'études du réseau technique. Un exemple de dispositions constructives rappelant la nécessité du frettage au droit des emplacements du vrinage est donnée dans le schéma suivant :

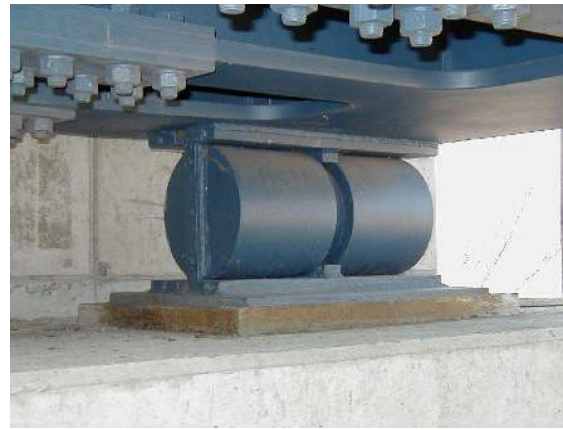
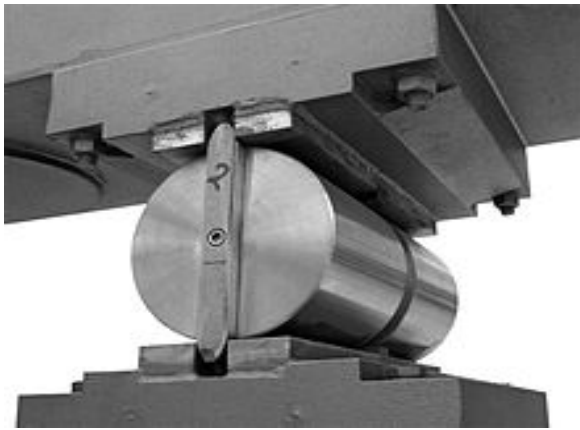


8. APPAREILS A PLAQUES METALLIQUES

Ce sont les dispositifs qu'on trouve surtout sur les plus anciens ponts. On a les appareils à balanciers de différents modèles : *balanciers à contact linéaire*, *balanciers à rotule axiale*, *balanciers à contact ponctuel*. On a également des *appareils d'appui sphériques et cylindres* qui ne sont qu'une variante des appareils précédents.



Ils existent également des appareils à rouleaux qui assurent à la fois le déplacement longitudinal et la rotation d'axe transversal dû à la flexion du tablier. Il existe plusieurs types de dispositifs : *rouleau simple*, *rouleau simple tronqué (ou galet)*, *rouleaux multiple*...



De nos jours, les appareils d'appui en acier spécialement conçus pour certains grands ponts métalliques sont d'emploi de plus en plus rare pour des raisons de coût et d'entretien.

Bibliographie sommaire :

J.A.Calgaro et M. Virlogeux, "Projet et Construction des Ponts, Généralités: Fondations, Appuis, Ouvrages Courants", Presses de l'ENPC, Paris, 2000.

SETRA – Guide technique Appareils d'appui en élastomère fretté : Utilisation sur les ponts, viaducs et structures, 2007.

ANNEXE

Dimensionnement des appareils d'appuis

1 - Introduction

Ce chapitre rappelle les caractéristiques géométriques et mécaniques des appareils d'appui en élastomère fretté et donne leurs règles de dimensionnement et de vérification.

Le comportement des appareils d'appui tel qu'il est décrit dans les paragraphes suivants ne suffit pas pour effectuer une vérification complète. En effet, dans un ouvrage, le tablier, les appareils d'appui, les piles et les culées forment un système dont les différentes parties interagissent. Un équilibre d'ensemble doit être trouvé, sous l'action combinée des charges horizontales et des déformations dues à la température, au retrait, au fluage...

Les interactions entre la structure et l'appareil d'appui sont traitées au chapitre 4 de ce document. Le présent chapitre n'aborde que le comportement et le dimensionnement de l'appareil d'appui lui-même, ainsi que des zones de contact avec la structure.

La norme NF EN 1337-3 (§ 5.3.2)⁹ s'applique à six types d'appareils d'appui tels que définis dans le tableau de la figure 3.1 :

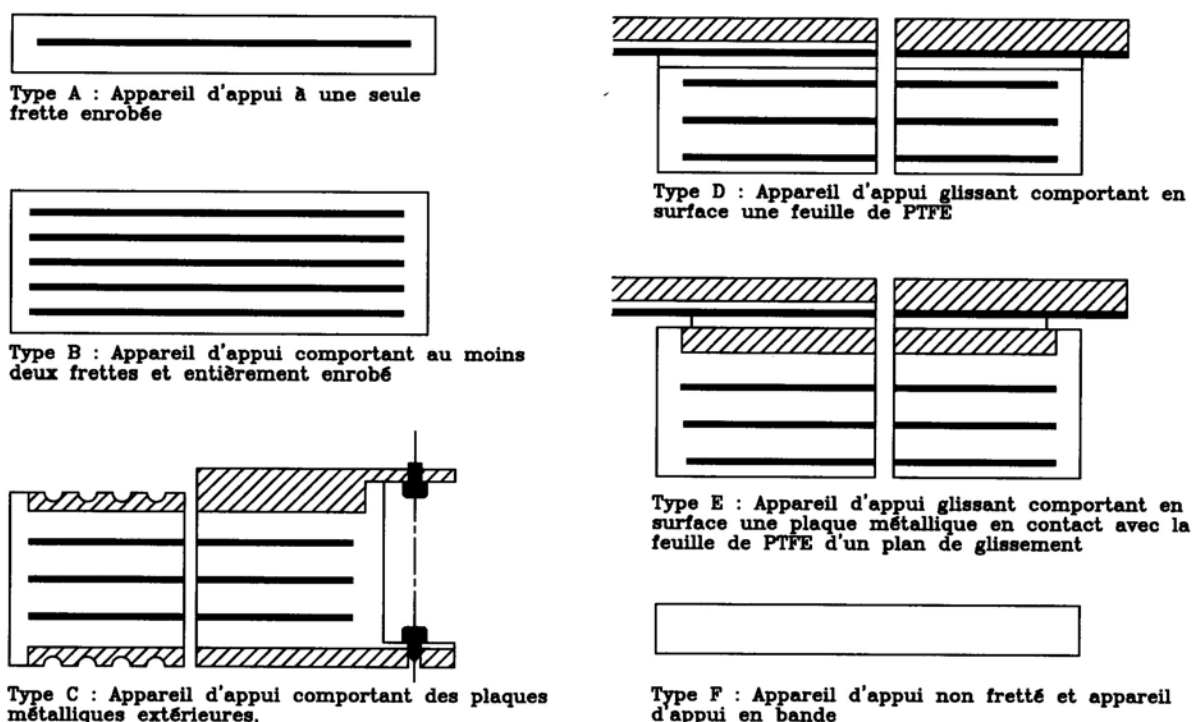


Figure 3.1 : tableau présentant les différents types d'appareils d'appui en élastomère fretté selon la norme NF EN 1337-3

⁹ Dans la suite de ce chapitre, la référence du paragraphe concerné de la norme NF EN 1337-3 sera précisée entre parenthèses en italique gras.

Il est rappelé que le présent guide ne traite que des appareils de type B à E. Les appareils de type A (monofrette) ou de type F (non frettés ou en bande) ne concernent pas le domaine des ouvrages d'art.

La norme NF EN 1337-3 définit des caractéristiques géométriques des appareils d'appui couramment utilisés. En plan, les appareils d'appui sont de forme carrée, rectangulaire, ou circulaire, mais des formes elliptiques et octogonales sont également tolérées. Les règles données dans ce document sont relatives aux appareils rectangulaires. Pour les autres formes, on se reportera à la norme.

Parmi les appareils d'appuis de type B (multi-frettes enrobés sur toutes les faces, cf. figure 3.1), on peut distinguer, conformément à la norme NF EN 1337 :

a) **les appareils d'appui de type B définis au tableau 3 de la norme NF EN 1337-3.** Ils comportent $n+1$ frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieure et inférieure d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2,5 mm (avec une tolérance de $-0, +2$ mm).

b) **d'autres appareils d'appui de type B qui comprennent des demi feuillets extérieurs "actifs"** (cf. tableau en annexe 3 de ce guide). Ces derniers se distinguent par le fait que les enrobages supérieur et inférieur d'élastomère sont plus importants. Il ne s'agit plus d'un simple enrobage de protection, mais d'un demi-feuillet dont l'épaisseur est prise en compte dans les calculs dans les conditions définies à l'article 5.3.3.1 de la norme NF EN 1337-3. Il est proposé de les dénommer avec le nombre de feuillets intermédiaires en mentionnant les deux demi feuillets extérieurs ou les enrobages extérieurs. Ceci donne l'exemple de dénomination d'un appareil d'appui suivant :

$$a \times b ; n(t_i + t_s) ; 2 e$$

ex : 200 x 300 ; 2 (10 + 3) ; 2 x 5,

400 x 500 ; 4 (12 + 4) ; 2 x 6,

Ø 700 ; 5 (16 + 5) ; 2 x 8 pour un appareil circulaire.

La figure 3.2 résume les caractéristiques de ces appareils d'appui définis dans la norme NF EN 1337-3.

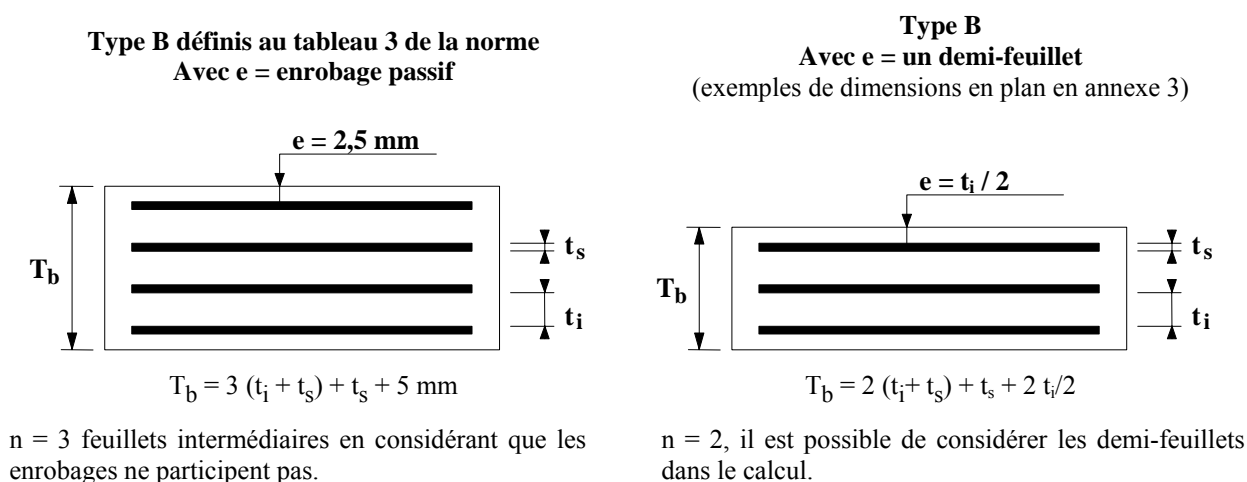


Figure 3.2 : caractéristiques des appareils d'appui visés par le présent chapitre

2 - Caractéristiques des appareils d'appui

2.1 - Définition géométrique

La définition géométrique de l'appareil d'appui de type B de la norme NF EN 1337-3 (§ 5.3.2) est donnée sur la figure 3.3 dans laquelle a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire, D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire. a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.

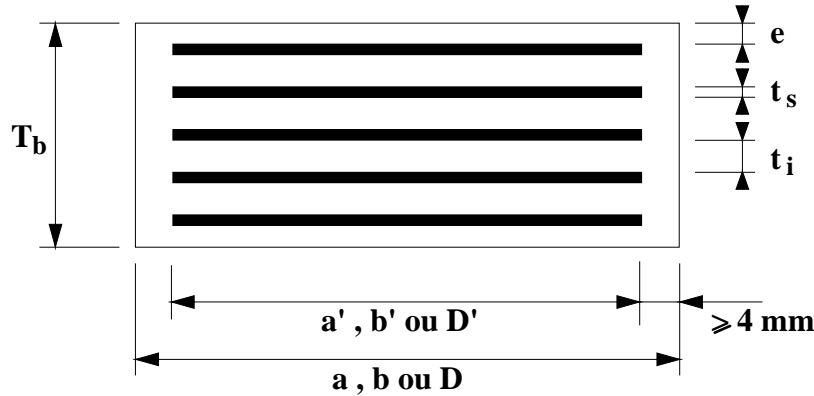


Figure 3.3 : définition géométrique d'un appareil d'appui

En fonction du nombre n de feuillets intermédiaires, on définit trois épaisseurs nécessaires au dimensionnement :

épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui : $T_b = n (t_i + t_s) + t_s + 2 e$

épaisseur nominale totale d'élastomère : $T_e = n t_i + 2 e$

épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement, y compris les enrobages supérieur et inférieur. $T_q = n t_i + 2 e$ si $e > 2,5$ mm

$T_q = n t_i$ si $e \leq 2,5$ mm

En effet, si l'épaisseur nominale de l'enrobage est supérieure à 2,5 mm, elle doit être prise en compte dans le calcul, en deçà elle est négligée (EN § 5.3.3).*

* L'intérêt d'un feuillet d'enrobage compris entre 0,5 et 0,7 fois le feuillet intermédiaire est d'assurer les mêmes fonctions que les feuillets intermédiaires et de mieux s'adapter aux défauts de surface des supports, sans déformer les frettes de proximité. Un feuillet d'enrobage mince ne peut absorber de translation et pratiquement aucune rotation et un défaut de planéité du support peut se traduire par un décollement localisé.

2.2 - Caractéristiques de l'élastomère

(EN § 4.4.2)

Le principal paramètre physique de l'élastomère qui intervient dans le dimensionnement de l'appareil d'appui est son module de cisaillement conventionnel G.

Sauf spécification contraire, la **valeur nominale G du module de cisaillement conventionnel est de 0,9 MPa**. C'est cette valeur qui doit être introduite dans les calculs (cf. § 1.3).

Sous les effets dynamiques, la norme conseille d'augmenter la valeur de calcul du module de l'élastomère (**EN § 5.3.3 – note 2**). Sous l'effet horizontal des charges d'exploitation¹⁰, nous proposons un module Gdyn pris égal à 1,8 MPa dans les calculs. Pour les séismes, on se reportera à l'annexe 1 du présent document.

Il existe un module G à basses températures. Compte tenu des conditions climatiques résidant en France Métropolitaine, il n'apparaît pas nécessaire de le prendre en considération comme le Texte d'Application Nationale le précise. Ceci ne serait valable qu'à partir d'une température ambiante inférieure à – 25°C à partir de laquelle le Polychloroprène commence à cristalliser. Certains pays nordiques, notamment la Finlande, intègrent un module G basse température dans les calculs mais uniquement dans les régions à température inférieure à – 30°C.

2.3 - Caractéristiques des frettes internes

(EN § 4.4.3.1)

L'épaisseur des frettes doit être supérieure ou égale à 2 mm. L'acier utilisé est de nuance S235 ou à allongement de rupture équivalent (il est recommandé, dans ce cas, de demander qu'il soit fourni un certificat du producteur attestant un allongement au moins égal à celui d'un acier S235). La limite élastique à utiliser dans les calculs est donc de 235 MPa (épaisseur inférieure à 16 mm dans la norme NF EN 10025).

2.4 - Caractéristiques des frettes extérieures

(EN § 4.4.3.2)

Pour les appareils d'appui de type C, l'épaisseur des frettes extérieures est de 15 mm pour des feuillets d'élastomère d'épaisseur inférieure ou égale à 8 mm et de 18 mm au-delà. L'acier utilisé est également de nuance S235 ou équivalent.

2.5 - Caractéristiques des plaques de glissement

(EN § 4.4.4)

Les caractéristiques des plans de glissement sont données par la norme NF EN 1337-2.

Les systèmes de glissement se composent généralement d'une plaque en acier inoxydable reposant sur une face de l'appareil d'appui sur laquelle est adhésivée une feuille de polytétrafluoroéthylène (PTFE) (cf. le § 2.2.4 de ce guide). Il s'agit des appareils d'appui de types D et E.

L'épaisseur minimum de la plaque support est donnée par la formule (**EN § 6.9.3**) :

$$t_b = \text{Max} \left(10 \text{ mm} ; 0,04 \sqrt{a_b^2 + b_b^2} \right)$$

Avec a_b et b_b : largeur et longueur de la plaque support en mm.

Le coefficient de frottement μ_d acier-PTFE alvéolé est donné dans le tableau 11 de la norme NF EN 1337-2.

Ce tableau est défini à partir de la formule suivante (**EN 1337 - 2 - Annexe B**) :

$$\mu_{\text{max}} = \frac{1,2 k}{10 + \sigma_p}$$

avec $k = 1$ pour l'acier austénitique (acier inoxydable)

σ_p pression de contact sur le PTFE en MPa

Ces valeurs varient de 3 à 8 % suivant les pressions usuelles de contact. En outre, la pression moyenne sur le bloc (surface A) est limitée à 30 MPa (pour un module G de 0,9 MPa et $k = 1$, cf. § 5.6 de la norme NF EN 1337-3).

Il est précisé que les valeurs données sont fonction de σ_p . Pour une descente de charge donnée, le coefficient de frottement est calculé à partir de la contrainte à l'ELU.

¹⁰ Pour les effets dynamiques verticaux des charges d'exploitation, on utilisera le module G.

Nous attirons l'attention sur la variation notable du coefficient de frottement en fonction de la contrainte de compression sur le PTFE.

Pour simplifier, on ne tiendra pas compte du facteur correctif de 2/3, sauf justification particulière et pour les applications dans les DOM-TOM où la température effective d'appui ne descend pas en dessous de - 5°C.

La vérification de la déformation des plaques de glissement (*NF EN 1337-2 § 6.9.2*), ne s'avère justifiée que pour des applications délicates ou particulières (par ex. pour les appareils d'appui de type E). Dans les autres cas, on pourra se contenter de ne vérifier que les ordres de grandeur.

3 - Dimensionnement de l'appareil d'appui

3.1 - Principes

Le principe de dimensionnement défini dans la norme NF EN 1337-3 consiste à justifier chaque appareil d'appui en fonction des sollicitations et, en conséquence, les tableaux de dimensions (tableau 3 de la norme ou tableau de l'annexe 3 du présent guide) ne sont que des bases de départ du calcul des dimensions de l'appareil d'appui. Ils ne sont donc donnés qu'à titre informatif.

Les règles de dimensionnement et de vérification des appareils d'appui visent à limiter leur distorsion horizontale totale, aux Etats Limites Ultimes, sous l'action des sollicitations verticales et horizontales et des déformations horizontales ou angulaires imposées à l'appareil d'appui.

Pour les appareils de type B, la norme NF EN 1337-3 distingue :

- les appareils d'appui de tailles recommandées, définis dans le tableau 3 de la norme NF EN 1337-3 ;
- les autres appareils d'appui, notamment ceux comportant deux demi-feuillets extérieurs.

Conformément à la NF EN 1337-3, quatre types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appui en élastomère fretté quel que soit leur type :

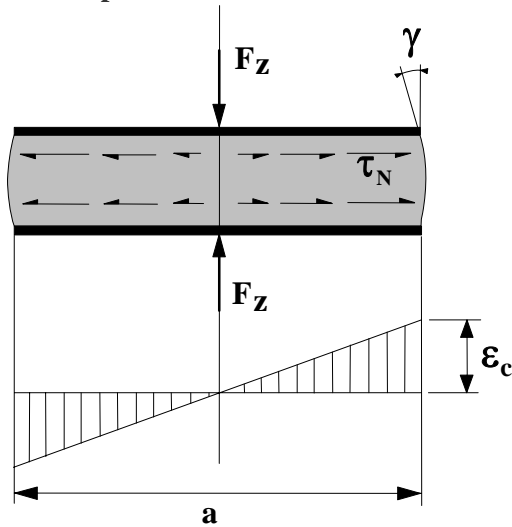
- la distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui est limitée ;
- l'épaisseur des frettes doit être suffisante pour résister à la traction qu'elles subissent ;
- la stabilité de l'appareil d'appui doit être assurée à la rotation, au flambement et au glissement ;
- les actions exercées par l'appareil d'appui sur le reste de la structure doivent être vérifiées (effet direct de l'appareil d'appui sur la structure et effet indirect dû aux déformations de l'appui).

3.2 - Comportement des appareils d'appui

Rappel : la norme NF EN 1337-3 prend en compte dans le calcul le feuillet externe lorsque son épaisseur est strictement supérieure à 2,5 mm.

En pratique, pour la France, l'épaisseur des couches externes est souvent la moitié de celle des feuillets internes. La distorsion sera donc maximum pour ces feuillets internes.

3.2.1 - Comportement sous effort normal



Sous un effort normal centré F_Z , on constate une répartition linéaire de la distorsion ϵ_c liée au cisaillement τ_N dans une couche d'élastomère. La distorsion est maximum au milieu du grand côté b de l'appareil d'appui.

Elle est donnée par la formule (EN § 5.3.3.2) :

$$\epsilon_c = \frac{\tau_N}{G} = \frac{1,5 F_Z}{G A_r S}$$

Dans cette formule :

G désigne le module conventionnel de l'élastomère (§ 3.2.2) avec $G = 0,9 \text{ MPa}$ et A_r est la surface en plan effective.

Figure 3.4 : distorsion de l'appareil d'appui sous effort normal.

Pour calculer A_r , on doit retirer l'enrobage latéral nominal pour obtenir A_1 (égale à la surface des frettes A' diminuée des trous si elles en comportent) et tenir compte des déformations horizontales v_x et v_y provoquées par les efforts horizontaux concomitants de l'effort vertical F_Z .

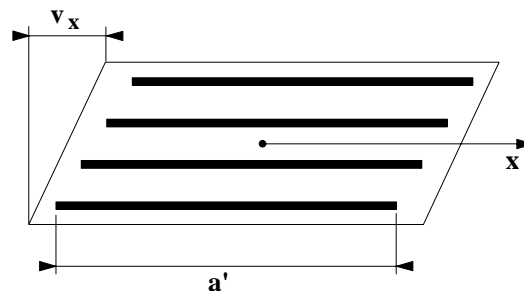


Figure 3.5 : surface réduite sous l'effet des déformations horizontales.

On a alors : $A_r = A' \left(1 - \frac{v_x}{a'} - \frac{v_y}{b'} \right)$ avec $A' = a' \times b'$ (si les frettes ne comportent pas de trous)

Le calcul des déformations v_x et v_y est relativement complexe. En première approche, on pourra souvent négliger l'effet de v_y et utiliser la valeur maximum de v_x .

- S est le coefficient de forme de la couche i considérée :

Pour un appareil d'appui rectangulaire, on a :

$$S = \frac{A'}{l_p t_c} \quad \text{avec } l_p = 2(a'+b')$$

et $\begin{cases} t_c = t_i & \text{pour les feuillettes des couches internes} \\ t_c = 1,4 t_i & \text{pour les feuillettes des couches externes} \end{cases}$

La norme donne également le moyen d'estimer la déformation totale $\sum v_z$ due à un effort vertical F_z (EN § 5.3.3.7) :

$$v_z = \sum \frac{F_z t_i}{A'} \left(\frac{1}{5 G_d S_i^2} + \frac{1}{E_b} \right)$$

Avec $E_b = 2000$ MPa

S_i : coefficient de forme du feuillet le plus épais

$A' = a' \times b'$: surface des frettes

Cette formule se simplifie sous la forme suivante : $v_c = F_z T_0 / A' [1 / (5 G S_1^2) + 1 / E_b]$

Cependant elle n'est pas logique dans la mesure où, en présence de feuillets externes, il est proposé d'appliquer S_i au lieu du S de ces feuillets externes dans le calcul de leur tassement. La formule suivante serait plus rationnelle :

$$v_z = \sum \frac{F_z t_i}{A'} \left(\frac{1}{5 G_d S_i^2} + \frac{1}{E_b} \right) \text{ avec } E_b = 2000 \text{ MPa}$$

Rappelons que, dans cette formule, S désigne le coefficient de forme du feuillet "i" et que, dans le cas d'un demi-feuillet, la valeur de S vaut 2/1,4 fois celle du feuillet intermédiaire.

Les valeurs obtenues avec cette formule sont légèrement inférieures à celles de la norme ce qui sécurise sur la vérification de la stabilité en rotation (Cf. § 3.4.1.3 ci-après) et limite les éventuelles pertes de contact avec le support sous l'effet des rotations.

D'une manière générale, les tassements obtenus avec ces formules sont beaucoup trop importants par rapport au comportement réel de l'appareil d'appui si l'on néglige les mouvements d'adaptation entre 0 et 3 MPa.

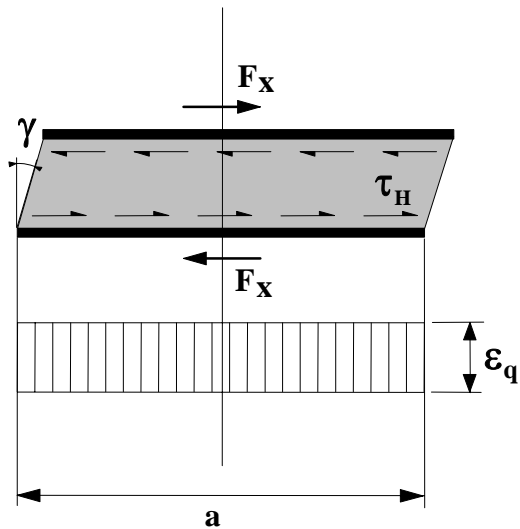
A titre d'exemples, lors d'essais, des variations de pression entre 5 et 15 MPa ont donné les tassements suivants :

Dimensions	Tassements		
	lors des essais	suivant la formule de la norme	suivant la formule modifiée ci-dessus
200 x 300 ; 2 (8 + 2) ; 2 x 4	0,5 mm	1,16 mm	0,98 mm
300 x 400 ; 3 (10 + 3) ; 2 x 5	0,6 mm	1,49 mm	1,32 mm
400 x 500 ; 4 (12 + 3) ; 2 x 6	0,75 mm	1,93 mm	1,76 mm

La norme précise que la déformation verticale n'est à peu près proportionnelle à la charge qu'après un premier tassement que l'on peut estimer à 2 mm. Cette valeur semble trop forte, notamment en cas d'assise sur des platines métalliques. Par ailleurs, l'examen de nombreux essais de tassement indique une très grande dispersion des résultats et cette dispersion est difficilement explicable. De fait, la valeur calculée du tassement selon la norme indique la valeur maximale que l'on puisse obtenir sur un appareil conforme. On observe sur certains essais des valeurs de tassement 2 fois plus petites que celle du calcul normatif vers 8 MPa et au-delà de 15 MPa le raccourcissement peut être 3 fois moindre que la valeur calculée. En conséquence, compte tenu de cette incertitude (et de la note 2 du § 5.3.3.7 de la norme NF EN 1337-3), **pour que la mise en charge des appareils d'appui sur une même ligne soit uniforme, il est fortement recommandé de prévoir une pose par "conjugaison"** (cf. § 3.4.1.3, encadré).

Dans le cas de structures très hyperstatiques et de grande rigidité, il est conseillé de faire des essais pour estimer les déformations réelles des appareils d'appui.

3.2.2 - Comportement sous effort horizontal



Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion ϵ_q liée au cisaillement τ_H dans l'élastomère.

Sous un déplacement v_x ou sous un effort horizontal F_x , la distorsion est donnée par la formule (EN § 5.3.3.3) :

$$\epsilon_q = \frac{v_x}{T_q} = \frac{F_x}{G a b}$$

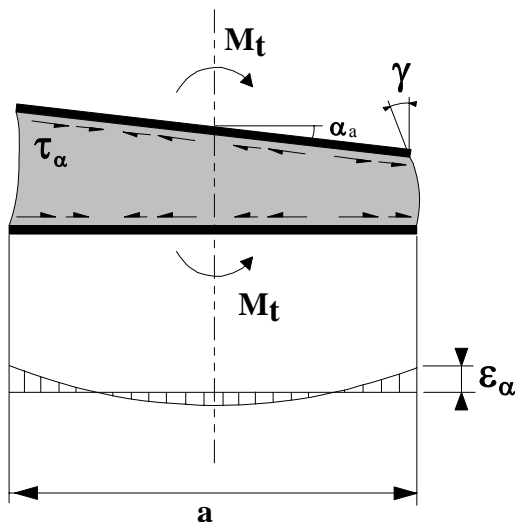
$$\epsilon_q = t g \gamma$$

Figure 3.6 : distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal

Dans ces formules, le module G sera pris égal à 0,9 MPa pour les chargements statiques et à 1,8 MPa sous les actions dynamiques (cf. 3.2.2). Par simplification, pour les ouvrages non exceptionnels, les déplacements sous l'action du vent sont considérés uniquement à état statique.

D'autre part, le projeteur devra composer vectoriellement les efforts longitudinaux et transversaux suivant les combinaisons d'actions du chapitre 4 du présent document (pour obtenir un effort F_{xy}) lorsque le cas se présentera.

3.2.3 - Comportement sous une rotation d'axe horizontal



La valeur de la distorsion ϵ_{α} , sous l'effet de rotations α_a et α_b d'axes perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui, est donnée par (EN § 5.3.3.4) :

$$\epsilon_{\alpha} = \frac{(a^2 \alpha_a + b^2 \alpha_b) t_i}{2 \sum t_i^3}$$

La répartition des distorsions est donnée dans la figure 3.7.

Figure 3.7 : distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal

Le moment de rappel M_t s'obtient en fonction de la rotation α par (EN § 5.3.3.7) :

$$M_t = \frac{G \alpha a^5 b'}{n t_i^3 K_S}$$

Dans cette formule, α est la rotation d'axe parallèle au côté b de l'appareil d'appui et n représente le nombre de feuillets internes.

K_S est donné dans le tableau suivant (cf. NF EN 1337-3, tableau 4) :

b/a	0,5	0,75	1	1,2	1,25	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2	2,5	10	∞
K_S	137	100,0	86,2	80,4	79,3	78,4	76,7	75,3	74,1	73,1	72,2	71,5	70,8	68,3	61,9	60

Figure 3.8 : valeurs de K_S pour un appareil d'appui rectangulaire

On peut également utiliser la formule approchée :

$$K_S = 26,2 e^{-1,2785 \ln\left(\frac{b}{a}\right)} + 60$$

4 - Vérifications du dimensionnement

4.1 - Vérification de base

4.1.1 - Limitation de la distorsion

La distorsion totale en tout point de l'appareil d'appui est limitée à l'Etat Limite Ultime (EN § 5.3.3) :

$$\varepsilon_\tau = K_L (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) < 7$$

Dans cette formule :

- K_L est un coefficient égal à 1,00 dans le cas général. Ce coefficient peut être porté à 1,5 dans le cas des ouvrages ferroviaires uniquement sous charges roulantes ;
- ε_c , ε_q et ε_α sont les distorsions calculées respectivement sous l'effort vertical, les efforts ou déplacements horizontaux et les rotations du tablier.

De plus, la norme (EN § 5.3.3.3) limite la distorsion sous les efforts ou déplacements horizontaux à 1: $\varepsilon_q < 1$.

Cette prescription concerne les efforts et déplacements de courte et longue durée. D'autre part, les cas de chargement à considérer comportent des efforts et des déplacements concomitants dans deux directions perpendiculaires qu'il convient de composer vectoriellement pour cette vérification.

A noter qu'il n'existe pas de limitation pour ε_c seul ou F_z (autre que celle relative au flambement).

4.1.2 - Traction dans les frettes

Les frettes doivent avoir au moins 2 mm d'épaisseur. La norme demande aussi de vérifier l'épaisseur minimale des frettes métalliques à l'Etat Limite Ultime. Pour des appareils d'appui sans alvéoles (non percés), dont les feuilletts sont d'épaisseur constante t_i , l'épaisseur minimale t_s des frettes est définie par (EN § 5.3.3.5 en simplifiant la formule pour ce cas de figure) :

$$t_s = \gamma_m \frac{2,6 F_z t_i}{A_r f_y}$$

avec :

- F_z Effort vertical maximum appliqué ;
- f_y limite élastique de l'acier qui compose les frettes (soit 235 MPa pour l'acier S235) ;
- γ_m Coefficient partiel de sécurité dont la valeur est de 1 dans le texte d'application nationale (cf. § 1.3).

Pour les appareils d'appui dont les épaisseurs de couches d'élastomère varient ou dont les frettes comportent des trous, cette formule n'est plus valable et on se reportera à la norme (EN § 5.3.3.5, formule générale).

Nota : dans le cas d'appareils d'appui fortement sollicités en rotation ou proche de la limite de flambement, il est conseillé, pour les rapports $b/a' < 1,24$, d'augmenter l'épaisseur t_s de 5 à 10 %.

4.1.3 - Condition limite en rotation

La stabilité en rotation de l'appareil d'appui se vérifie à l'Etat Limite Ultime. On doit vérifier (EN § 5.3.3.6) :

$$\sum v_z \geq \frac{(a' \alpha_a + b' \alpha_b)}{K_r}$$

avec :

- α_a et α_b rotations d'axes perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui ;
- K_r coefficient égal à 3 ;
- $\sum v_z$ somme des déformations verticales calculées comme dans le paragraphe 3.3.2.1 de ce guide.

Rappelons que les rotations α_a et α_b doivent inclure les défauts de pose. Celles-ci dépendent beaucoup du soin apporté à la mise en œuvre, de la précision des calculs de déformation pendant la pose, mais également du degré d'homogénéité interne de l'appareil d'appui. Dans la mesure du possible, il sera recherché une méthode de pose conjuguant les surfaces par exemple avec un bain de mortier, un matage ou le béton du tablier coulé en place.

La norme NF EN 1337-3 (§ 7.1.4) n'est pas claire sur les valeurs à adopter pour les défauts de pose, ni sur la façon de les prendre en compte. Les valeurs forfaitaires suivantes sont donc proposées :

- 0,003 radian dans le cas des méthodes de pose dites conjuguées ;
- 0,010 radian pour les structures posées directement sur les appareils d'appui.

Ce défaut de pose sera ajouté à la plus grande des rotations α_a ou α_b .

4.1.4 - Stabilité au flambement

La stabilité au flambement doit être vérifiée à l'Etat Limite Ultime dans les conditions suivantes (EN § 5.3.3.6) :

$$\frac{F_z}{A_r} < \frac{2 G a' S_1}{3 T_e}$$

On appliquera cette formule avec la réaction maximale de la combinaison fondamentale ayant le plus fort rapport F_z/A_r , et avec un module égal à 0,9 MPa.

4.1.5 - Condition de non-glissement

La vérification du non-glissement est assurée, en l'absence de dispositif anti-cheminement, si (**EN § 5.3.3.6**) :

$$F_{xy} \leq \mu_e F_z \quad \text{et} \quad \frac{F_{z,Gmin}}{A_r} \geq 3 \text{ MPa}$$

avec :

$F_{z,Gmin}$ Réaction minimale sous charges permanentes ;

F_z et F_{xy} Réaction verticale et effort horizontal concomitant les plus défavorables ;

μ_e Coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure.

Remarque : sauf dans le cas où l'appareil d'appui ne reviendrait jamais en position de déplacement nul ($v_{xy} = 0$), la surface A_r doit être prise égale à A' pour vérifier la condition $\sigma_m \geq 3 \text{ MPa}$.

Pour le calcul de F_{xy} , on compose vectoriellement les efforts horizontaux provenant de toutes les actions concomitantes résultant des combinaisons d'actions présentées au chapitre 4 du présent document. F_{xy} est donc composé d'efforts permanents ou variables appliqués directement au tablier (effet du vent et du freinage) et d'efforts permanents ou variables provenant de déformations ou distorsions imposées (température, retrait, fluage, dénivellations d'appui, ...).

Le coefficient μ_e est imposé par la norme dans la plupart des cas :

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5 K_f}{\sigma_m} \quad \text{avec} \quad \sigma_m = \frac{F_z}{A_r} \quad (\text{en MPa})$$

$K_f = 0,60$ pour le béton

$K_f = 0,20$ pour les autres surfaces y compris mortier en résine

Nota : l'attention est attirée sur le fait que la plupart des mortiers spéciaux ne sont pas à considérer comme "mortier de résine".

Ce coefficient peut toutefois prendre des valeurs inférieures à celles données ci-dessus ; c'est par exemple le cas d'appareils d'appui posés sur des tôles métalliques peintes, ou sur certaines résines.

4.1.6 - Pression sur les plans de contact

Si la norme prévoit une vérification de la pression de contact entre l'appareil d'appui et la structure, elle n'en donne que le principe, en signalant que cette pression peut ne pas être uniforme (**EN § 5.3.3.7**), cf. tableau 4.4 dans le chapitre 4.

Pour un pré-dimensionnement, on pourra reprendre la valeur usuelle d'une contrainte moyenne sur la surface de frottement d'environ 20 à 25 MPa à l'ELU (moins pour les petits blocs, un peu plus pour les grandes dimensions), étant entendu que la contrainte moyenne finale découlera de la formule globale du § 5.3.3 de la norme NF EN 1337-3. S'il existe un risque de soulèvement, la contrainte finale devra être recalculée. Pour les appareils d'appui de grandes dimensions, des pressions supérieures sont possibles, comme pour les autres types d'appareils d'appui à pressions élevées (appareils d'appui à pot par exemple) ; il est impératif de bien prendre en compte dans la conception des supports, la possibilité de diffusion de la descente de charge sur sa surface réduite.

Pour les appareils d'appui reposant sur des bossages en béton, on pourra vérifier les bossages et le chevêtre de la pile aux Etats Limites Ultimes selon les règles de l'article 6.7 de l'Eurocode 2 (NF EN 1992-1-1). La contrainte sur le béton pourra être calculée en considérant une surface réduite chargée uniformément et en tenant compte non seulement de la distorsion en translation, mais aussi de la rotation et du durcissement éventuel de l'élastomère en fonction de la pression moyenne. Un exemple de calcul est donné au § 3.4.2 avec la méthode de recherche d'un éventuel soulèvement au niveau des supports.

En conclusion, les vérifications à effectuer à l'ELU, sous combinaisons fondamentales, sont récapitulées dans le tableau de la figure 3.9.

Vérification	ELU Combinaisons fondamentales
Limitation de la distorsion ε	$\varepsilon = K_L (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) < 7$ et $\varepsilon_q < 1$
Traction dans les frettes	$t_s = \frac{2,6 F_z t_i}{A_r f_y}$
Limite en rotation	$\sum v_z \geq \frac{(a' \alpha_a + b' \alpha_b)}{K_r}$
Stabilité au flambement	$\frac{F_z}{A_r} < \frac{2 G a' S_1}{3 T_e}$
Non-glissement	$F_{xy} \leq \mu_e F_z$ et $\frac{F_{z,Gmin}}{A} \geq 3 \text{ MPa}$

Figure 3.9 : synthèse des vérifications à effectuer

4.2 – Evaluation des surfaces réelles de contact et des pressions à répartir dans les supports

4.2.1 - Résultats expérimentaux

Toutes les prescriptions données par la norme NF EN 1337-3 sont basées sur un module de cisaillement déduit d'essais de cisaillement pur. Or le comportement d'un appareil d'appui en compression simple est plus complexe. Le module varie en différents points de l'élastomère et n'est pas constant en fonction de la contrainte appliquée. La rotation vient encore compliquer la distribution des cisaillements.

Ce phénomène pourrait être la cause de nombreux soulèvements que l'on a constaté sur des appareils d'appui en place, sous l'effet des rotations imposées par le tablier. En effet, même avec un appareil d'appui correctement dimensionné, les rotations extrêmes peuvent provoquer, sur un bord de l'appareil d'appui, une décompression supérieure à l'effet de la charge verticale centrée. Cette décompression est susceptible de détériorer les appareils d'appui.

Les études expérimentales¹¹ ont permis d'établir les courbes limites de soulèvement en fonction de la rotation α et de la compression $\sigma = F_z / A'$. Ces courbes sont présentées sur la figure 3.10, à titre d'illustration du phénomène observé par rapport au calcul théorique. Elles justifient l'utilisation d'un coefficient d'adaptation K_a qui représente le rapport entre la distorsion due à la compression ε_c et la distorsion due à la rotation ε_α , lorsque le soulèvement se produit. En théorie ce coefficient est de 1,00, mais l'expérience montre qu'il peut varier entre deux valeurs $K_{a \text{ min}}$ et $K_{a \text{ max}}$ (la valeur **maximale** $K_{a \text{ max}}$ varie de 2 à 2,75 respectivement pour une pression moyenne F_z/A_r de 10 à 50 MPa).

Comme expliqué au § 3.3.2.1 (ainsi que dans la note 2 du § 5.3.3.7 de la norme NF EN 1337-3), la grande dispersion des résultats d'essais ne permet qu'une évaluation approximative de la surface **minimale** de contact par le calcul.

¹¹ Notamment les essais effectués au LROP dans le cadre de recherches.

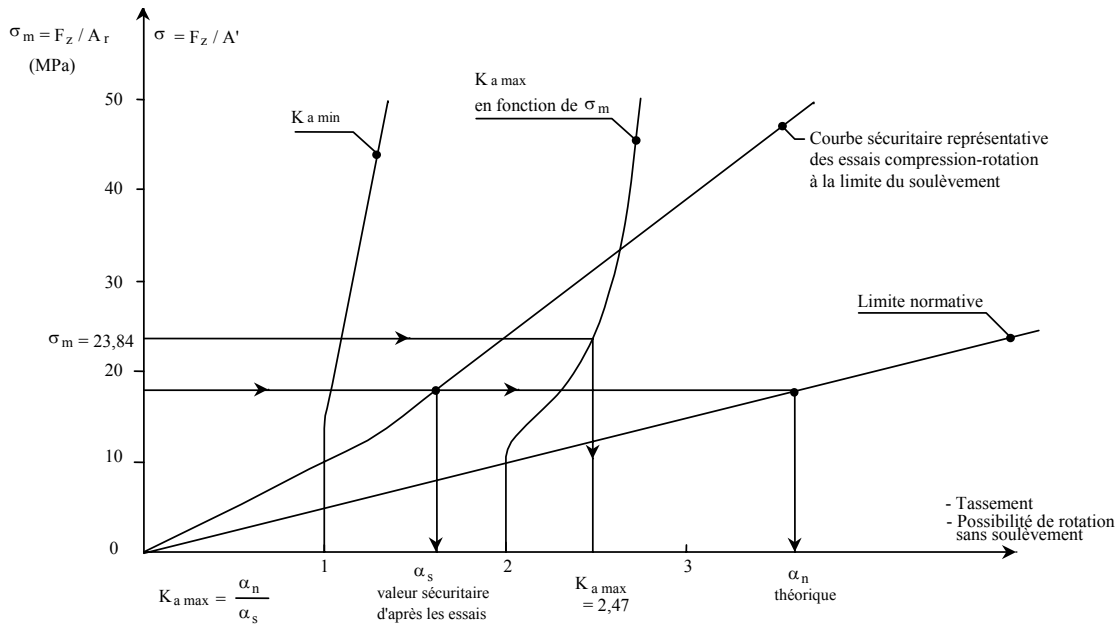


Figure 3.10 : comportement compression-rotation avant soulèvement.
Détermination du coefficient correcteur $K_{a \max}$.

4.2.2 - Méthode d'évaluation proposée

4.2.2.1 - Présentation

La norme prescrit de vérifier que la contrainte **moyenne** en surface réduite est compatible avec la résistance des matériaux d'assise. Cette justification est suffisante pour les matériaux autres que le béton ou les mortiers.

Les règlements concernant le béton (Eurocodes, BAEL, ...) considèrent une vérification plus complexe, consistant à diffuser une **force répartie uniformément sur une surface réduite** de contact. Il y a donc lieu, suivant ces règlements, de vérifier la pression uniforme de contact, la possibilité de diffusion dans la masse de cette force, et de concevoir l'épaisseur et la densité des aciers de fretage.

Nous proposons d'effectuer une évaluation complémentaire plus précise des surfaces de contact entre l'appareil d'appui et son support. Cette méthode est un calcul sécuritaire de la surface minimale de contact à l'aide d'un coefficient $K_{a \max}$ donné par la figure 3.10. Elle tient compte des interactions entre le coefficient de forme, la distorsion, le tassement et le moment de rappel de la norme. Toutes ces relations ayant été simplifiées par rapport au modèle exact de calcul¹², il n'y a donc pas une cohérence parfaite entre toutes ces relations et l'on ne peut donc prétendre à un calcul très rigoureux. Il a surtout été recherché une méthode simple (pas d'itérations) pour obtenir l'ordre de grandeur de la pression à répartir sur les supports et pour déterminer la présence éventuelle d'une perte de contact du bloc d'élastomère pour le cas d'une fabrication présentant une raideur en tassement maximale. Le calcul de la détermination des surfaces soumis à une pression **uniforme** est conduit selon l'annexe informative A de la norme NF EN 1337-2. Les diagrammes simplifiés de pression sont représentés dans le tableau 4.4 du chapitre 4.

4.2.2.2 - Principe de calcul pour déterminer la pression uniforme et un éventuel risque de soulèvement

(Nota : par simplification, il n'est envisagé ici qu'une seule rotation α_a d'axe parallèle au côté b).

- Calcul selon la norme du respect des critères de distorsion,
- Calcul selon la norme de la pression σ_m sur la surface A_r ,
- Détermination de $K_{a \max}$ en fonction de σ_m (cf. figure 3.10),
- Calcul du moment de rappel en tenant compte de la raideur maximale de l'élastomère :

$$M_t = \frac{G \alpha a'^5 b'}{n' t_i^3 K_s} \times K_{a \max}$$

– si les 2 feuillets d'enrobage sont actifs, prendre $n' = n + 2 (e/t_i)^3$, sinon prendre $n' = n$ nombre de feuillets internes,

¹² cf. théories de F. Conversy et M. Topaloff et commentaires de J. Rajade

– si la pose est conjuguée, prendre $\alpha = \alpha_a - 0,003$. La valeur 0,003 rad correspond à la précision "interne" d'une pose conjuguée, phénomène présent dans les observations faites lors des essais de décollement. Dans le cas contraire, prendre pour α la valeur théorique ELU des calculs, augmentée de la précision de pose (à multipliée par 1,35 pour obtenir une valeur ELU).

• Calcul de l'excentrement de la résultante des forces : $exc_{max} = Mt/Fz$.

a) Si la valeur exc_{max} est inférieure à : $a'/6$, il n'y a pas de risque de soulèvement, il peut cependant exister une perte de contact sans un véritable décollement en cas de distorsion provenant du déplacement v_x .

Dans ce cas en simplifiant, la pression uniforme a pour valeur, sur le support le plus sollicité :

$$\sigma_{unif} = Fz / A_{unif}$$

soit, sur une surface de pression uniforme, $A_{unif} = (a' - 2 exc_{max} - v_x) b'$

La surface ainsi définie est celle à prendre en compte pour la diffusion de la force dans les supports (cf. tableau 4.4 du chapitre 4).

b) Si la valeur exc_{max} est supérieure à : $a'/6$, il y a un risque de soulèvement.

Dans ce cas, on calcule forfaitairement un coefficient K_{rs} de réduction de surface de contact par rotation à l'aide des valeurs de distorsions en compression et en rotation avec la formule :

$$K_{rs} = \sqrt[3]{\frac{\varepsilon_c / K_{a\max}}{\varepsilon_\alpha}} \quad (\text{valeur toujours } < 1)$$

ε_α représente la distorsion de rotation sous un angle α .

Le coefficient $K_{a\max}$ est donné dans le tableau suivant (ainsi que dans la figure 3.10) :

σ_m (MPa)	0 - 10	12,5	15	17,5	20	22,5	25	27,5	30
$K_{a\max}$	2,00	2,05	2,17	2,29	2,38	2,44	2,50	2,55	2,58
σ_m (MPa)	32,5	35	37,5	40	42,5	45	47,5	50	
$K_{a\max}$	2,62	2,64	2,67	2,69	2,71	2,72	2,74	2,75	

Figure 3.11 : tableau donnant les valeurs du coefficient d'adaptation $K_{a\max}$ en fonction de la contrainte moyenne $\sigma_m = F_z/A_r$.

La nouvelle surface réduite a pour valeur : $K_{rs} (a' - v_x) b'$, d'où $\sigma_m' = Fz/K_{rs} (a' - v_x) b'$ et la surface minimale de répartition uniforme vaut les 2/3 de la précédente, soit une pression uniforme de :

$$\sigma_{unif} = 3 Fz / 2 K_{rs} (a' - v_x) b' = 1,5 \sigma_m$$

La surface : $2/3 K_{rs} (a' - v_x) b'$ est celle à prendre en compte pour la diffusion de la force dans les supports (cf. tableau 4.4 du chapitre 4).

De fait, nous déconseillons l'utilisation des appareils d'appui en position partielle de décollement sous charges maximales ; cependant, il pourrait être toléré pour les appareils de petites et moyennes dimensions une perte de contact d'environ 10 % en service sous combinaisons fondamentales. Sous charges minimales ou en phase provisoire, un décollement un peu plus important peut être envisagé. Bien entendu la possibilité de diffusion des charges dans les supports sera vérifiée.

Il est toujours préférable d'ajouter un feuillet si la condition de non-flambement reste respectée.

Nota : dans le cas d'une rotation dans les 2 directions de l'appareil, on calcule la surface réduite en 2 fois en employant la même démarche.

LES APPUIS DE PONTS - PILES ET CULEES

La conception des appuis des ponts ne peut pas être dissociée de la conception de tablier, pas plus que de celle des fondations de l'ouvrage, aussi leur consacrer un chapitre particulier peut paraître artificiel.

On distingue les appuis d'extrémités que sont les culées, qui en plus de leur rôle de soutien du tablier, constituent la jonction entre le terrain naturel et l'ouvrage, des piles, qui sont les appuis intermédiaires dont le rôle se limite à transmettre les efforts apportés par le tablier aux fondations.

Nous nous limiterons ici à la description des appuis, piles et culées, des ouvrages les plus courants, en excluant les appuis très spéciaux tels que les pylônes de ponts à haubans, les massifs d'ancrages de ponts suspendus, etc...

Notons que les piles jouent un rôle esthétique essentiel dans l'aspect de l'ouvrage, qu'il soit de taille modeste ou non. L'architecte dispose d'un grand nombre de possibilités, forme, couleur, parement ..., pour affirmer son intention architecturale. Les indications de ce chapitre se limitent le plus souvent aux critères techniques et doivent être considérées comme des valeurs indicatives.

1. CULEES

L'implantation des culées est un point important dans un projet, puisqu'elle conditionne la longueur totale de l'ouvrage. Une fois les culées implantées, il est possible de commencer à ébaucher les premières solutions en implantant les appuis intermédiaires et en dessinant le tablier.

1.1 Fonction des culées

La fonction première d'une culée est sa fonction mécanique qui consiste à transmettre les efforts au sol de fondation tout en limitant les déplacements tant horizontaux que verticaux. Une bonne conception nécessite de bien répartir les efforts entre les différents éléments de la culée elle-même et entre les différents éléments de sa fondation.

Les efforts horizontaux sont apportés d'une part par le tablier, par l'intermédiaire des appareils d'appuis. Ces efforts sont généralement assez faibles. Par contre, les efforts horizontaux engendrés par la poussée des terres peuvent être très importants et il est impératif de limiter les déplacements horizontaux pour éviter de dégrader les appareils d'appuis, les joints de chaussée et le mur garde-grève.

Il apparaît ici l'importance de la connaissance des données géotechniques du sol de fondation dès les premiers stades de l'élaboration du projet.

Outre cette fonction mécanique, la culée doit permettre un accès au tablier, notamment dans les cas des poutres caissons, et également permettre la visite des appareils d'appuis.

1.2 Dimensionnement des têtes de culées

La tête de culée est composée d'un sommier d'appui sur lequel reposent les appareils d'appuis et d'un mur garde-grève en arrière du tablier.

Le sommier d'appui reçoit l'about du tablier. Il doit permettre de disposer les appareils d'appuis, ce qui est évident, et également de mettre en place des vérins hydrauliques pour

permettre le soulèvement du tablier pour permettre de changer les appareils d'appui, dont la durée de vie est moindre que celle du tablier.

La dimension minimale du sommier est la somme :

De la distance du nu intérieur des appareils d'appui au nu du sommier qui ne doit pas descendre en dessous de 10 cm pour éviter le fendage du coin. Cette distance peut être portée à 20 cm lorsque les descentes de charge sont importantes.

De la distance de l'about au nu intérieur des appareils d'appuis (de 50 cm à 80 cm en général).

De la distance entre l'about et le mur garde-grève qui est réduite au strict minimum dans le cas des ponts dalles (quelques centimètres) et qui est couramment de l'ordre de 50 à 60 cm dans le cas des grands ouvrages, pour permettre l'accès à l'arrière du tablier.

Cette distance peut être fortement augmentée dans le cas où l'on prévoit la possibilité de démonter et de remplacer une partie des armatures de précontrainte. Pour permettre d'effectuer les mises en tension, compte tenu de l'encombrement des vérins, on réalise une chambre de tirage, sorte de culée creuse en arrière du tablier. Une telle possibilité est assez courante dans le cas des grands ouvrages en béton précontraint du type caisson (ponts poussés ou ponts construits par encorbellements successifs).

Le sommier d'appui présente une pente de 2 à 3% vers le mur garde-grève, de manière à recueillir les eaux dans une cunette au pied du garde-grève.

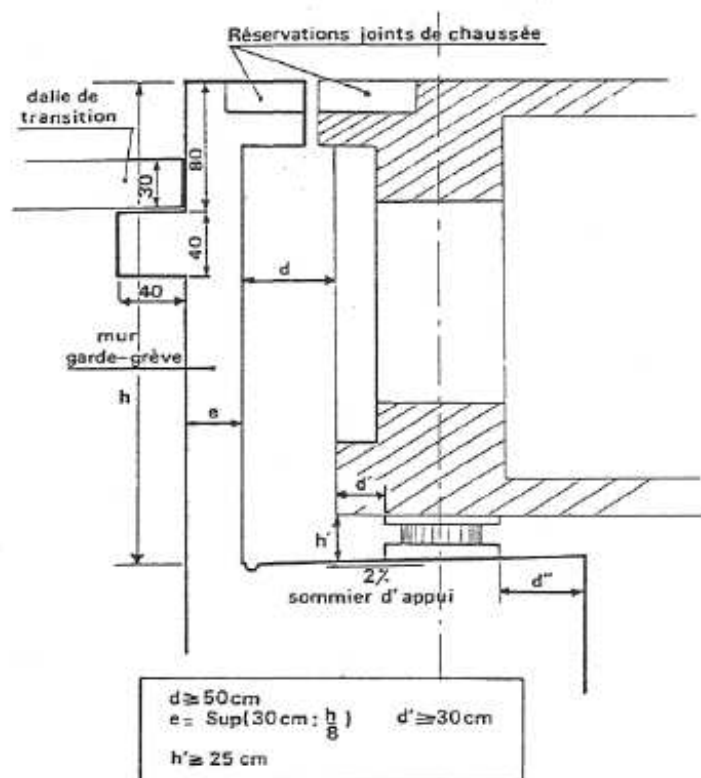


Schéma de principe d'une tête de culée

Le mur garde-grève a pour fonction de séparer le remblai d'accès du tablier lui-même. Il s'agit d'un voile en béton armé dont l'épaisseur est fonction de la hauteur h :

$$e = \max(0,30 \text{ m}; h/8)$$

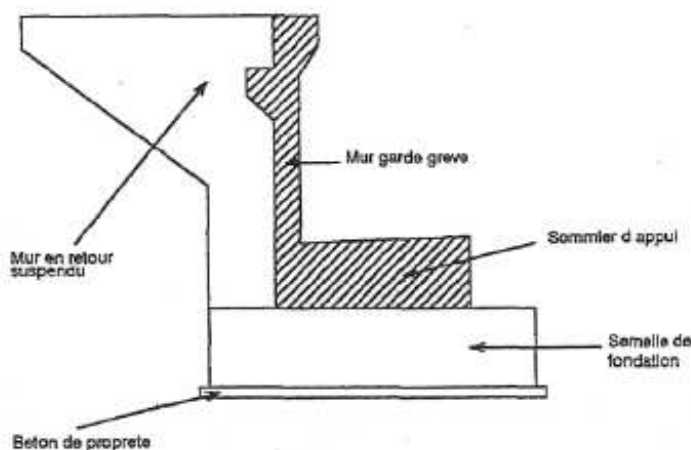
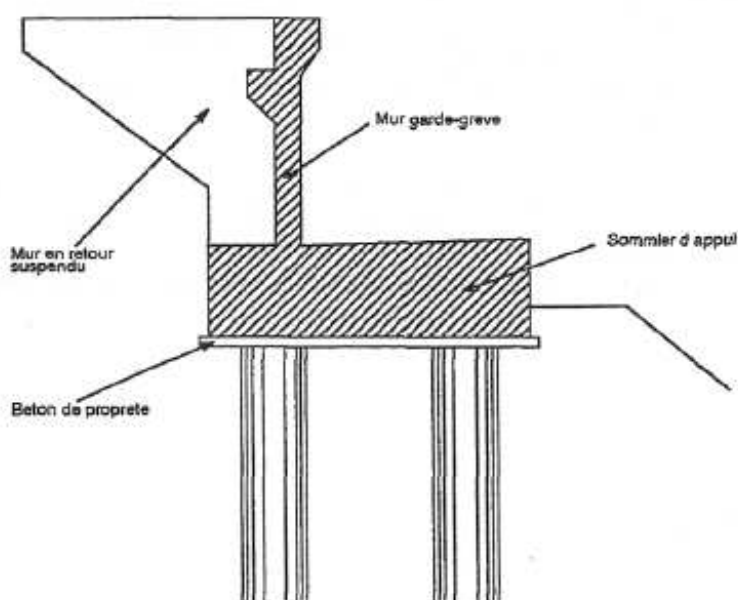
En partie supérieure, une console courte, appelée corbeau, permet de recevoir la réservation du joint de chaussée, du côté du tablier. A l'arrière, un autre corbeau permet l'appui de la dalle de transition, par l'intermédiaire de goujons métalliques, et dont le rôle est d'atténuer la jonction entre un matériau souple, le remblai, et un matériau rigide, le béton du tablier.

La tête de culée est complétée par des murs en retour suspendus à l'arrière du mur garde-grève qui retiennent les terres situées au dessus du sommier d'appui. La corniche est en général prolongée sur ces murs. A l'avant de petits murs-caches masquent les extrémités du sommier d'appui

1.3 Les culées enterrées

On appelle culée enterrée une culée dont la structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès de l'ouvrage. Elle assure essentiellement une fonction porteuse car elle est relativement peu sollicitée par des efforts horizontaux de poussée des terres.

a) Culées sur déblai



Culées pour ouvrages en déblai

Dans le cas d'un ouvrage en déblai, la tête de culée est implantée au voisinage de la crête de talus. Elle est fondée directement en tête de talus lorsque celui-ci présente de bonnes caractéristiques mécaniques (terrain rocheux), ce qui constitue la solution la plus économique. Il convient toutefois de s'assurer de la stabilité globale de la tête de talus à un glissement d'ensemble.

Lorsqu'en surface le terrain ne présente pas les caractéristiques mécaniques suffisantes, la culée est fondée le plus souvent sur deux files de pieux forés ou battus. Une solution reposant sur une seule file de pieux est envisageable lorsque les descentes de charges sont modérées et si les déplacements horizontaux attendus sont faibles.

b) Culées sur remblai

Dans le cas d'un ouvrage en remblai, il est rare que la capacité portante du remblai rapporté, même lorsqu'il a été réalisé suffisamment à l'avance, soit suffisante pour permettre de réaliser une fondation en tête de talus.

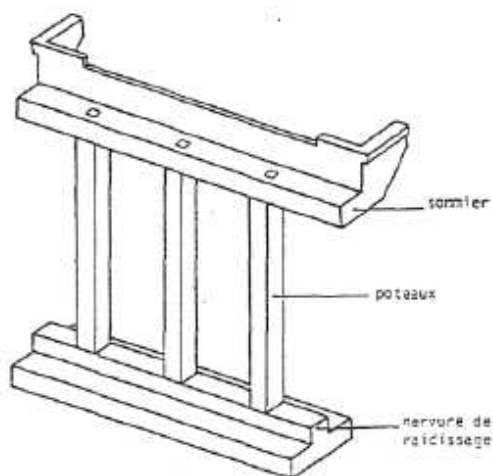
Si le sol présente une bonne capacité portante au niveau du terrain naturel on est amené à descendre à travers le remblai jusqu'à ce niveau et de s'y fonder superficiellement

Le sommier d'appui repose sur des éléments intermédiaires normalement au droit des appareils d'appuis, qui traversent le remblai et transmettent la descente de charge à la semelle de fondation. Ces éléments intermédiaires sont coffrés, ce qui oblige à remblayer après réalisation de la culée.

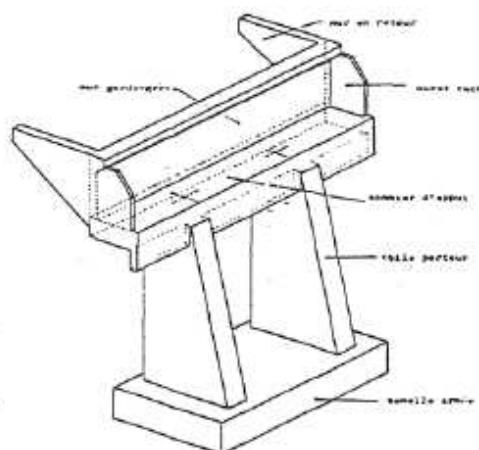
Dans le cas des petits ouvrages, (ponts dalles, PRAD, dalles nervurées), ces éléments intermédiaires sont de simples poteaux de section carrée ou circulaire qu'il est préférable de fonder ces poteaux sur une semelle commune, pour prévenir tout risque de tassements différentiels.

La largeur de la semelle ne descend pas en dessous de 1,50 m, pour des raisons de stabilité, dimension qu'il n'est nécessaire de renforcer que pour les culées dépassant 7 mètres.

Ce type de culée est parfois appelée pile-culée.



Pile culée



Culée sur voiles rectangulaires

Culées enterrées pour ouvrages en remblai

Lorsque les descentes de charges sont plus importantes, et que la hauteur de ces éléments porteurs atteint 8 à 9 mètres, on préfère une section rectangulaire s'élargissant vers la base. Ce dernier type de culée est employée pour les grands ouvrages.

Lorsque le sol en place est de mauvaise qualité sur une profondeur telle qu'il n'est pas économique de le purger, il convient de recourir à une fondation profonde sur pieux ou barrettes. Les pieux ou barrettes sont réalisés à travers le remblai et recevront directement le sommier d'appui : Il n'y a plus de colonnes ou de voiles intermédiaires. Dans ce cas, pour éviter le développement d'efforts parasites, il est nécessaire de pouvoir ériger le remblai suffisamment à l'avance pour qu'il puisse se mettre en place. De plus, du fait des risques liés à ces efforts parasites, il est déconseillé d'avoir recours à une fondation sur une seule file de pieux.

1.3.2 Eléments de dimensionnement des culées enterrées

L'épaisseur du sommier d'appui dépend du type de fondation, superficielle ou profonde et surtout du nombre d'appuis (voiles ou poteaux) et d'appareils d'appuis portés par le chevêtre et de leurs positions relatives.

Dans le cas des piles-culées d'ouvrages courants, cette épaisseur est de l'ordre de 0,60 m puisque le sommier est faiblement sollicité du fait que les éléments porteurs sont placés au droit des appareils d'appui. Les dimensions transversales des poteaux sont voisines de 0,50 m pour les poteaux carrés et de 0,60 m pour les poteaux circulaires. Ces dimensions, valables pour des hauteurs courantes de l'ordre de 5 m, doivent être augmentées proportionnellement à la hauteur pour des hauteurs plus importantes.

Dans le cas des culées sur voiles porteurs des grands ouvrages, cette épaisseur est plus importante, et dépend de la distance entre voiles et des descentes de charges. A titre d'ordre de grandeur, une épaisseur voisine du $1/6$ de la portée du sommier entre voiles constitue une bonne valeur de prédimensionnement et correspond à des épaisseurs de 0,60 m à 1,20 m.

Les voiles porteurs ont une largeur égale à celle du sommier en tête et s'élargissent à la base pour atteindre sensiblement la largeur de la semelle de fondation en pied. Le parement arrière est généralement vertical et le parement avant est incliné, ce qui permet d'excentrer la réaction verticale et ainsi d'apporter un moment stabilisateur s'opposant aux moments de poussée horizontale des terres. L'épaisseur des voiles porteurs est voisine du huitième de leur hauteur, sans descendre en dessous de 0,60 m.

Dans le cas des culées fondées sur pieux, et comme nous l'avons vu dans le chapitre sur les fondations, le sommier d'appui joue le rôle de semelle de répartition et son épaisseur minimale est sensiblement égale à 1,2 fois le diamètre des pieux utilisés.

1.4 Les culées remblayées ou apparentes

Les culées remblayées encore appelées culées apparentes jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse. Le tablier de l'ouvrage s'appuie sur un sommier solidaire d'un mur de front massif qui soutient les terres du remblai. Elle est complétée par des murs en retour suspendus, qui sont préférables du fait de leur effet stabilisateur ou par des murs en ailes indépendants.

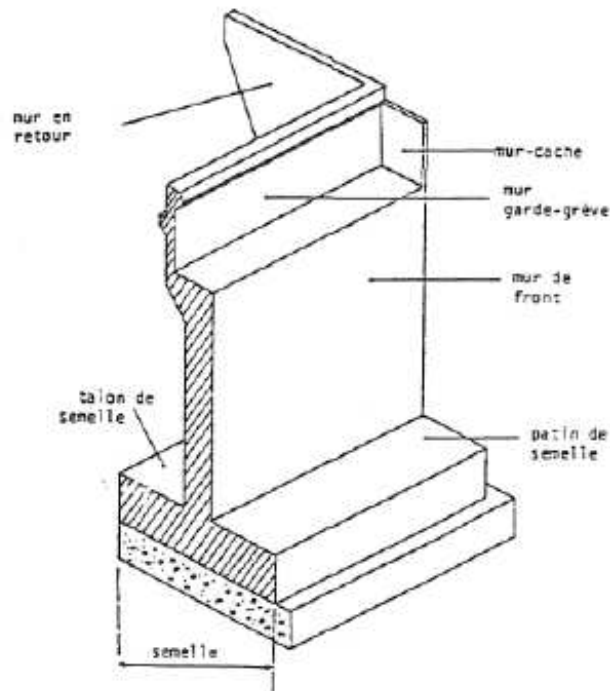


Schéma de principe d'une culée remblayée

Le mur de front est un voile de forte épaisseur (0,80 m à 1,20 m) qui présente une surlargeur au niveau du sommier d'appui, pour pouvoir recevoir l'about du tablier. On peut également envisager un voile plus mince renforcé par des contreforts à l'arrière, solution économique du point de vue de la consommation de matériaux, mais qui complique considérablement les coffrages et qui se justifie rarement.

Une telle culée est généralement fondée superficiellement, compte tenu des efforts horizontaux importants, ce qui limite son emploi au cas des bons sols. Dans tous les cas on ne pourra pas l'envisager si la hauteur du soutènement dépasse une dizaine de mètres.

Dans la pratique son emploi reste limité au cas où l'on souhaite limiter la longueur du tablier au strict nécessaire, ce qui peut être le cas lorsque l'emprise au sol est limitée. En règle générale, il est souvent plus économique de réaliser une culée remblayée malgré l'allongement du tablier qui découle de ce choix.

2. PILES

Une pile comporte deux éléments principaux qui sont le fût et le sommier d'appui. Le sommier d'appui, comme en ce qui concerne les culées doit permettre de recevoir les appareils d'appuis et des vérins nécessaires au soulèvement du tablier (transfert d'appuis ou changement des appareils d'appuis). Ses dimensions dépendent assez étroitement de la géométrie du tablier lui-même.

Le fût a pour rôle principal de transmettre les efforts horizontaux et verticaux apportés par le tablier jusqu'à la fondation. Le corps de pile peut être sollicité directement par des chocs de véhicules ou de bateaux.

La conception des piles dépend de nombreux facteurs.

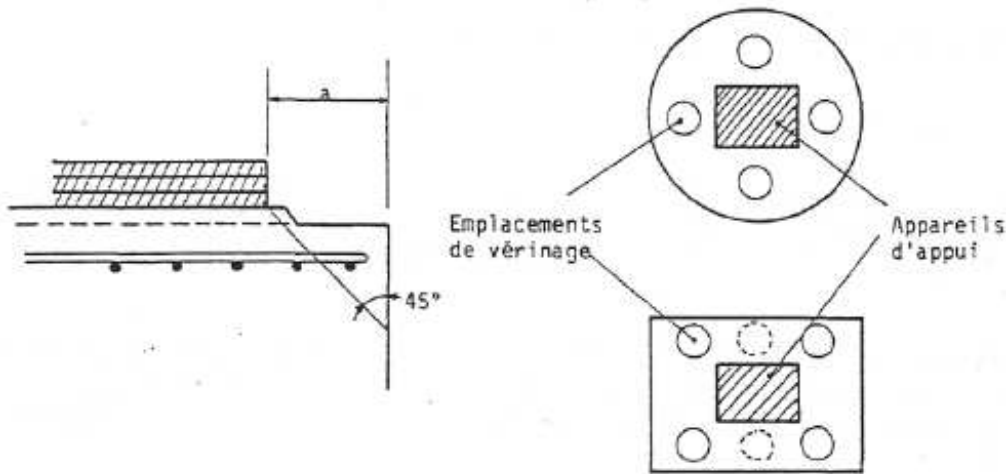
- Le type de tablier peut influencer sur les dimensions de la tête et du fût de pile.
- Le mode de construction du tablier peut imposer des formes particulières ou engendrer des efforts de construction que les appuis devront reprendre.

- Dans le cas de piles de grande hauteur l'effet des efforts horizontaux est accentué et des risques de flambement sont à prendre en compte.
- Des contraintes liées au site telles que des chocs de bateaux

2.1. Dispositions des têtes de piles

Le dimensionnement de la tête de pile doit permettre l'implantation des appareils d'appuis définitifs, éventuellement des appareils d'appuis provisoires et des niches à vérins pour permettre le changement des appareils d'appuis ou le passage des appareils d'appuis provisoires aux appareils d'appuis définitifs. Dans tous les cas, on veillera à ce que le nu de l'appareil d'appui soit éloigné d'au moins 10 cm du nu de l'appui, pour éviter toute épaufrure de l'arête non armée de l'appui.

Dans le cas des ouvrages courants, les dimensions correspondantes sont relativement modestes (0,50 x 0,50 m).



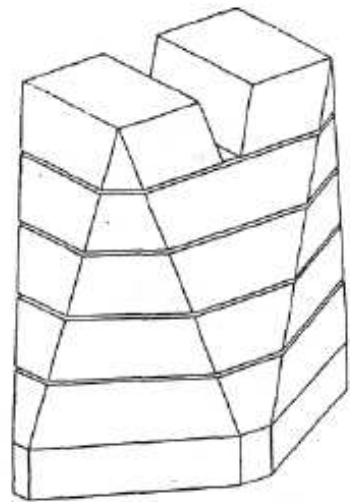
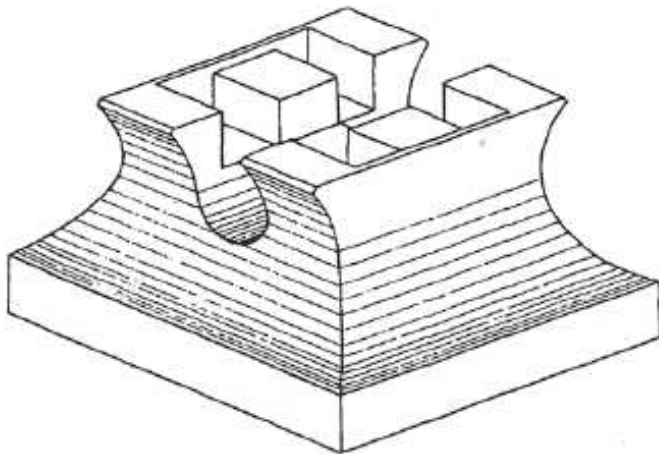
Dispositions des têtes de piles

Dans le cas des grands ouvrages, ces dimensions sont à adapter aux dimensions des appareils d'appui, ce qui nécessite une connaissance de la descente de charge. Les dimensions résultant de l'implantation physique des appareils d'appui ou des vérins doivent être considérées comme des dimensions minimales qui pourront être augmentées si les piles sont de grande hauteur de façon à offrir une surface de travail plus confortable au personnel d'exécution.

2.2. Aspects particuliers

a) Piles massives

Lorsque les piles peuvent être soumises à des chocs de bateaux, il est nécessaire de concevoir des piles massives afin de limiter les efforts locaux dus aux chocs. Dans le cas d'appuis en rivière, la forme des fûts de piles doit être profilée pour favoriser l'écoulement des eaux afin de limiter l'affouillement local.



Exemples de piles massives

Ce type de pile est relativement peu ferrillé (40 à 50 kg/m³)

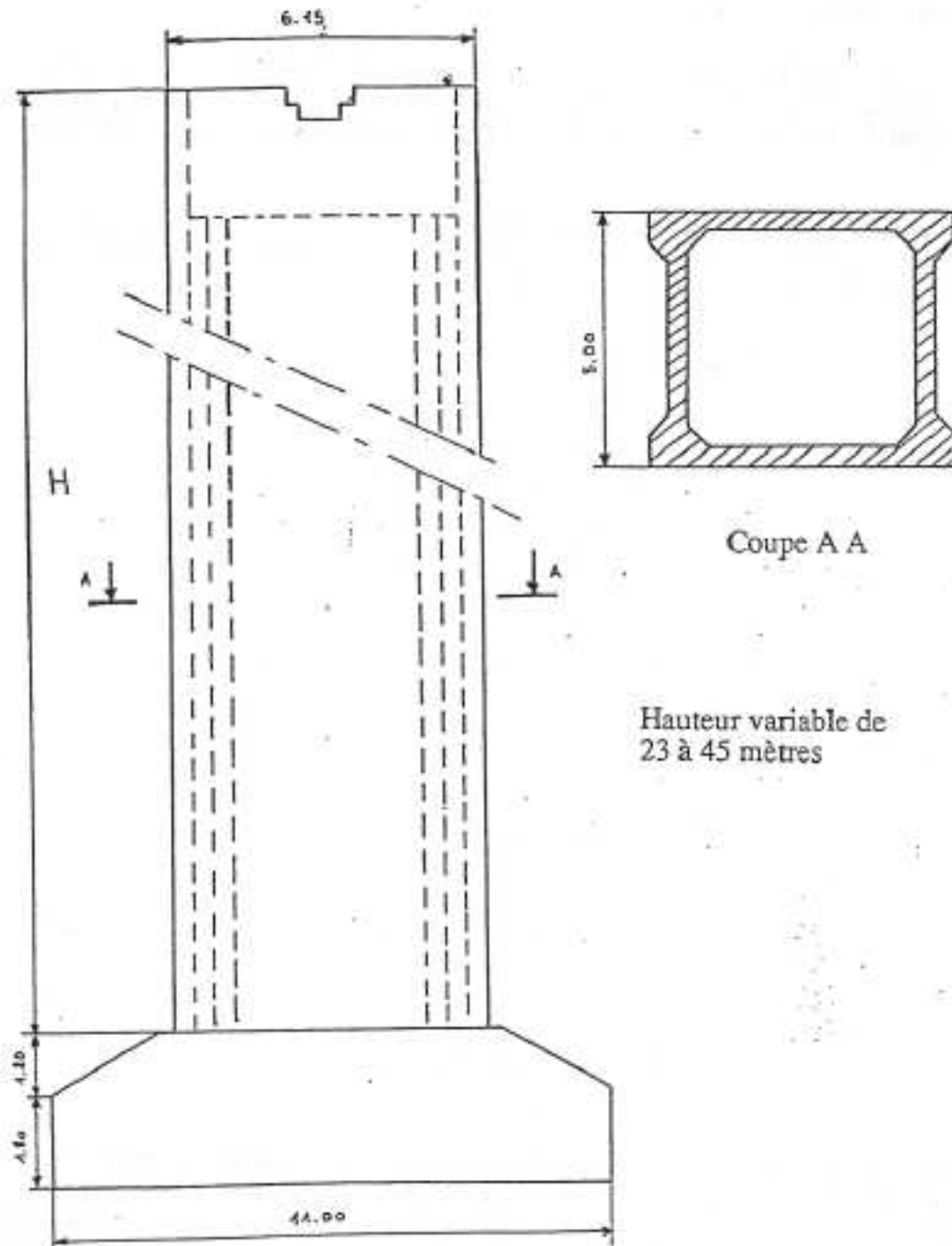
b) Piles de grande hauteur

Dès que la hauteur des piles est importante, au delà d'une quinzaine de mètres, les efforts horizontaux engendrent des moments très importants en pied de pile et il est nécessaire d'adapter l'inertie des piles aux efforts. Ce type de pile doit de plus être justifiée vis-à-vis du risque de flambement.

On a alors recours à des piles en H ou à des piles caisson de section constante ou variable, coiffées en partie supérieure par un sommier d'appui de forte épaisseur (1,00 m à 1,50 m), recevant le tablier. Les dimensions des voiles sont à adapter aux efforts et ne descendent pas en dessous de 0,40 m.

Lorsque ce type de piles est soumis à des chocs, la partie inférieure des piles-caisson est généralement remplie de béton sur toute la zone susceptible de recevoir le choc, pour réaliser un fût massif et assurer une résistance par la masse.

Pont du Gouedic



- Exemples de pile de grande hauteur

Ce type de pile est naturellement fortement ferrillé (100 à 120 kg/m³).

L'accès aux têtes de telles piles s'effectue habituellement par le tablier, en ménageant un "trou d'homme" dans le hourdis inférieur du caisson.

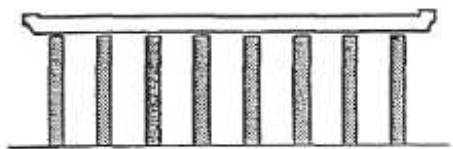
2.3. Particularités liées aux types de tabliers

a) Ponts dalles - Dalles nervurées

Les réactions d'appui de ce type d'ouvrage sont relativement faibles et sont, pour un mètre de largeur du tablier, de l'ordre de 70 t pour les appuis intermédiaires et de 20 t pour les culées.

Les formes habituelles des appuis intermédiaires sont le plus souvent basées sur des voiles quasi-rectangulaires de faible épaisseur.

Il est préférable d'adopter des appuis composés de voiles et non de colonnes, car ils résistent mieux aux chocs de véhicules et ont tendance à dévier le véhicule plutôt que de le stopper, ce qui est plus satisfaisant du point de vue de la sécurité.



Appui composé d'une multitude de colonnes



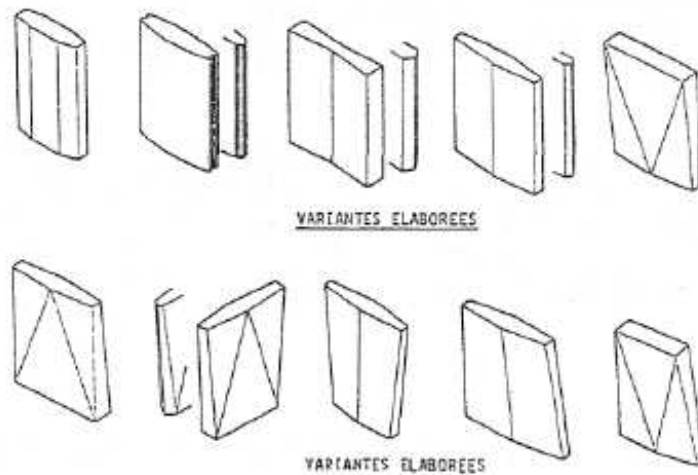
Appui composé de voiles

Mais l'épaisseur du voile dépend également de critères esthétiques, dans le but d'harmoniser l'épaisseur du voile à la hauteur de la pile et à l'épaisseur du tablier. Il convient notamment d'éviter des piles trop grêles dans le cas d'une pile haute ou d'un tablier relativement épais. Ainsi, si du point de vue mécanique, une épaisseur de 0,50 m est généralement suffisante, elle pourra ainsi atteindre 0,80 m dans certains cas.

Du point de vue esthétique également, il est souhaitable d'éviter les voiles uniques dans le cas de tablier très larges, ce qui donnerait un effet de tunnel désagréable. A titre indicatif on aura recours à un voile unique lorsque le tablier est étroit, puis deux voiles à partir de 6 mètres de largeur jusqu'à trois au delà de 12 mètres.

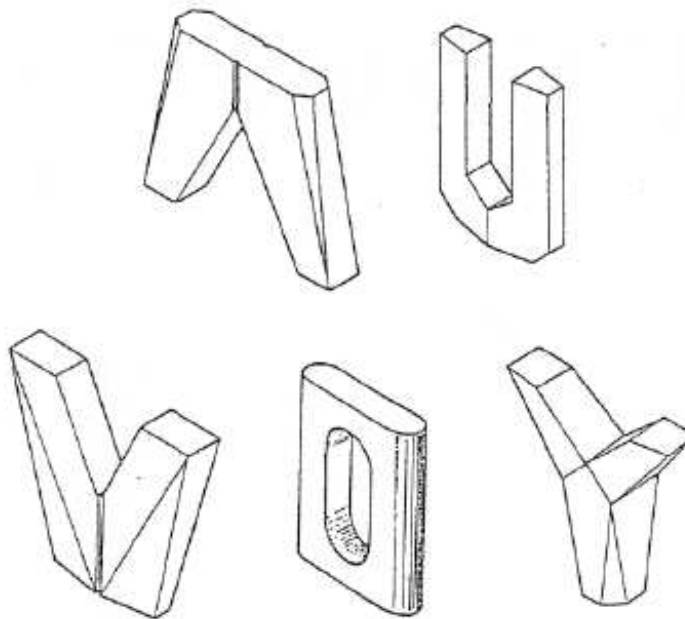
Leurs dimensions précises résultent des dispositions des appareils d'appui (nombre, espacement, distance de l'appareil d'appui au nu de l'appui), et de choix esthétiques permettant d'envisager des formes très diverses. Le dossier pilote PP 73 (Piles et Palées) traite de la question de façon relativement exhaustive, et on s'y reportera pour plus de détails.

La section rectangulaire constitue le modèle de base. Les exemples ci-dessous montrent différentes solutions plus ou moins élaborées permettant d'animer les parements.



Différentes formes de voiles

D'autres formes de piles ont pu être envisagées dans le cas où, par exemple, on cherche à limiter l'emprise au sol ou que des raisons architecturales aient imposé ces choix. Les dessins ci-dessous montrent différentes formes possibles.



Piles particulières

b) Ponts à poutres préfabriquées

Dans le cas des VIPP, les contraintes dimensionnelles de la tête de pile sont relativement importantes puisqu'on doit réaliser deux lignes d'appuis par appui et placer un appareil d'appui sous chaque poutre.

Compte tenu des dimensions courantes des abouts de poutres (environ 0,50 m), les deux lignes d'appuis sont distantes d'un mètre environ. La largeur des têtes de piles est donc voisine de 2 mètres. Transversalement, la largeur totale de la tête de pile est très voisine de la largeur totale du tablier. Dans le cas des ouvrages courbes, la tête de pile présente une forme trapézoïdale en plan.

La forme du fût de pile relève de nombreux critères, d'ordre mécaniques et esthétiques. Du point de vue mécanique, les charges sont relativement modérées et correspondent environ à 2 à 3 t/m² de tablier. Le nombre de fûts dépend de la largeur du tablier. De façon simplifiée, si la largeur du tablier est modérée (nombre de poutres inférieur à 5) les piles sont à fût unique, du type pile-marteau. Si l'ouvrage est large, les piles sont essentiellement du type portique, à deux fûts.

c) Piles-marteaux

Ce type de pile est intéressant à plusieurs titres : Tout d'abord, sa forme est esthétique, mais surtout elle présente une faible emprise au sol.

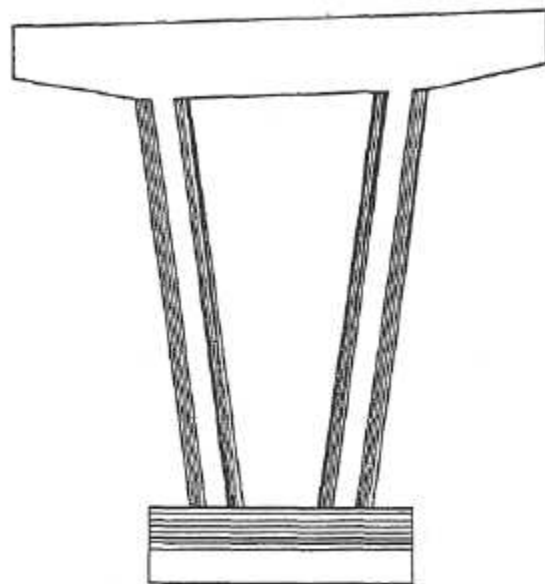
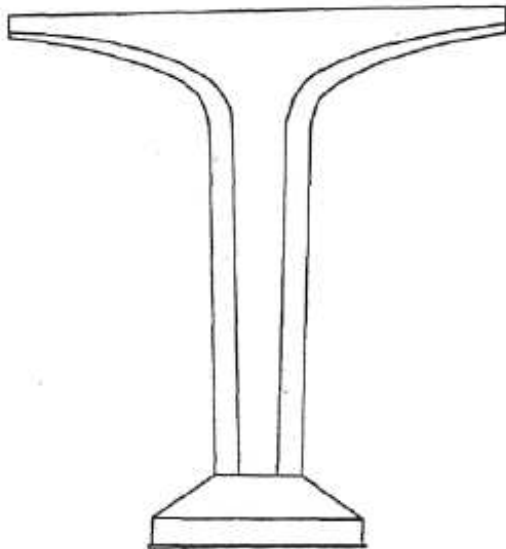
Le fût de pile est sensiblement cylindrique ou assimilable et de dimensions sensiblement constantes avec la hauteur. Pour des hauteurs maximales de 25 mètres, un diamètre de 2,00 convient. Si ce diamètre extérieur de 2,00 m devient insuffisant, on pourra recourir à une forme légèrement tronconique pour ne pas élargir inutilement le chevêtre. Naturellement, un traitement architectural particulier peut leur conférer des formes plus sophistiquées ou comporter des parements ouvragés renforçant la qualité esthétique de ce type d'appui. On rencontre ainsi fréquemment des formes polygonales plus ou moins régulières.

d) Portiques :

Lorsque le tablier est très large, on a recours à des piles portiques de façon à diminuer la portée du chevêtre. La forme des fûts et leur inclinaison peuvent être très diverses que ce soit pour des raisons architecturales ou pour un problème d'emprise au sol.

Pont de Tours

Viaduc d'Arcueil



Pile marteau

Pile portique

Dans le cas des poutres PRAD, de portée plus modeste, on adopte des dispositions semblables lorsque l'on conserve une structure isostatique. Dans certains cas, on rend la structure hyperstatique par réalisation d'un clavage en béton armé au droit des piles intermédiaires. Dans ce cas, on procède à un vérinage du tablier pour le placer sur ses appuis définitifs dans

l'axe de la pile. On peut alors adopter des piles voiles analogues à celles employées pour les ponts dalles, dont la largeur est plus faible.

e) Ponts poussés

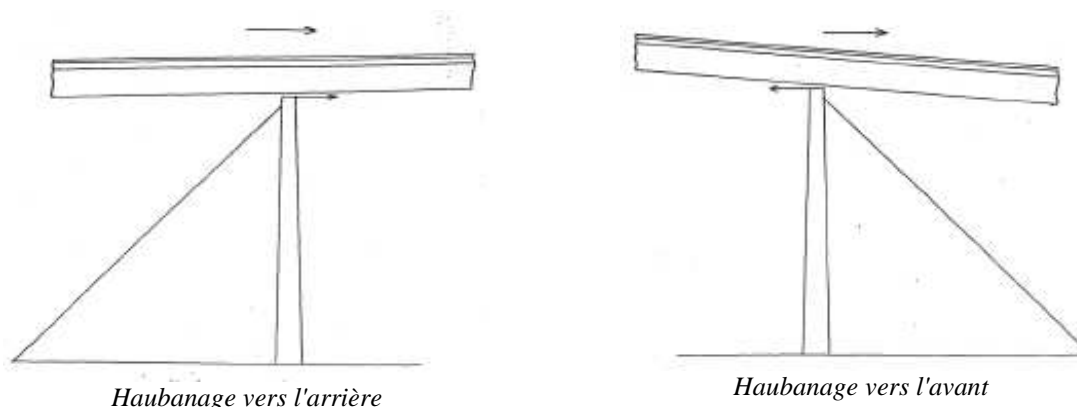
Les têtes de piles des ponts poussés doivent permettre de mettre en place les dispositifs de glissement et de guidage latéral du tablier et des vérins permettant de soulever le tablier.

Les dispositifs de glissements sont disposés sous les âmes des caissons ou sous les nervures et leurs dimensions sont adaptées aux descentes de charge compte tenu du taux de travail limite des plaques de Néoprène-Téflon.

Il convient de prévoir la possibilité de soulever le tablier quelle que soit sa position au cours du poussage, de manière à pouvoir intervenir en cas d'incident. En tout état de cause, un vérinage est nécessaire en fin de poussage pour remplacer les appuis provisoires de poussage par les appareils d'appuis définitifs. Le vérinage s'effectue au droit des âmes.

Lorsque les dimensions des têtes de piles prévues initialement sont insuffisantes, on peut élargir provisoirement la tête de pile par mise en place de consoles serrées sur la pile par des barres de précontrainte, solution qui peut se révéler coûteuse.

Les piles sont soumises à des efforts horizontaux importants au cours du poussage, qui atteignent 1 à 4% de la réaction verticale. La justification des piles et le dimensionnement des dispositifs de glissement et de poussage sont généralement effectués avec un coefficient de frottement de 5%.



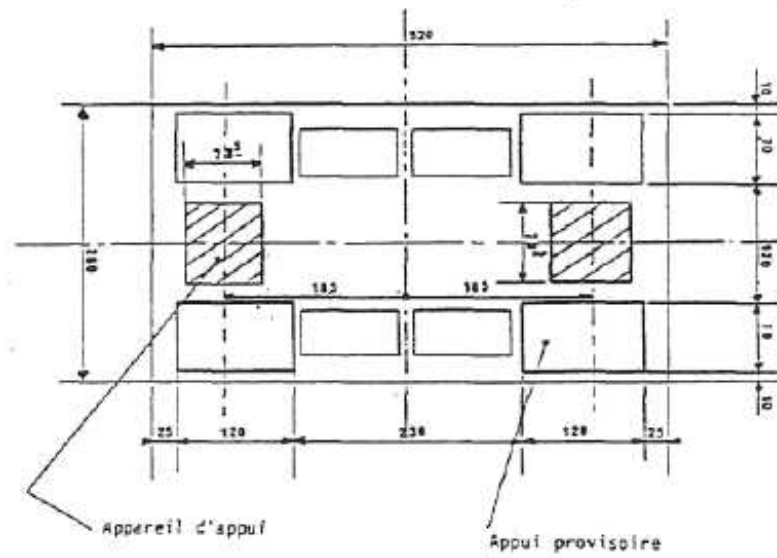
Disposition du haubanage des piles de ponts poussés

Pour ne pas sur-dimensionner inutilement les fûts de piles, et notamment dans le cas de piles de grande hauteur, les têtes de piles peuvent être haubanées en cours de poussage, les haubans étant ancrés dans la semelle de la pile voisine. Ces haubans retiennent les piles vers l'aire de préfabrication dans les cas courants où la résultante de la réaction de poids propre et l'effort de frottement est dirigée vers l'avant. Lorsque le tablier est poussé en descendant une forte pente supérieure à l'angle de frottement, la tête de pile a au contraire tendance à chasser vers l'arrière et il est nécessaire de la hauber vers l'avant.

f) Ponts construits par encorbellements successifs

La conception de la tête de pile est différente selon que les dispositifs de stabilité de fléaux sont mis en place sur la tête de pile ou lui sont extérieurs. Dans le cas d'ouvrage de faible hauteur, il est possible en effet de réaliser des palées provisoires ou de mettre en place des

haubans extérieurs à la pile. Les têtes de pile ont alors une largeur minimale permettant de loger les appuis définitifs et provisoires. Une largeur de l'ordre de 3 m est alors suffisante.



Tête de pile

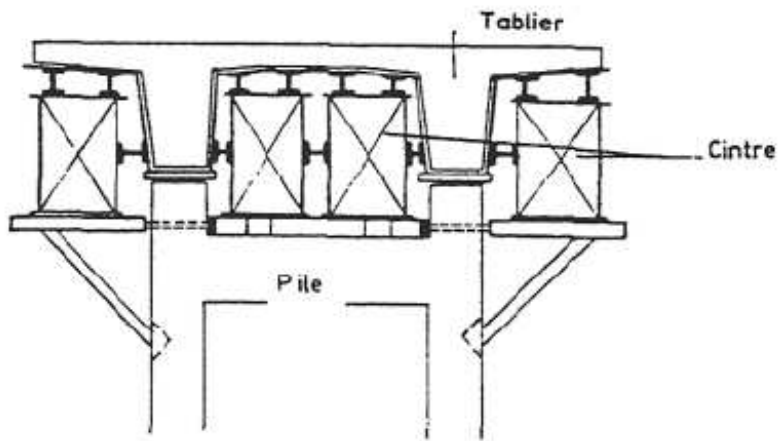
Dans le cas de piles de grande hauteur, ces dispositifs ne sont plus envisageables, et il est nécessaire d'écartier les appuis provisoires pour assurer la stabilité des fléaux. La largeur de la tête de pile atteint alors couramment 5 à 6 mètres. Mais dans ce cas, il est également intéressant d'encastrer le tablier si la souplesse des piles le permettent.

Dans l'autre direction, la longueur de la tête de pile est voisine de celle de la largeur de la base du caisson.

Les descentes de charges deviennent assez importantes, et selon les portées varient de 500 à 2000 tonnes.

g) Ponts construits sur cintres auto-lanceurs

La tête de pile d'un ouvrage construit sur cintre auto-lanceur doit être adaptée dans le cas des cintres par dessous pour permettre le passage des poutres métalliques porteuses. Dans certains cas, la structure porteuse comporte également des poutres latérales qui sont fixées sur des corbeaux serrés sur les piles.



Disposition des têtes de piles

Dans le cas des cintres par dessus, la plate-forme de travail est suspendue aux poutres supérieure et est généralement conçue pour éviter les piles lors de l'avancement du cintre.