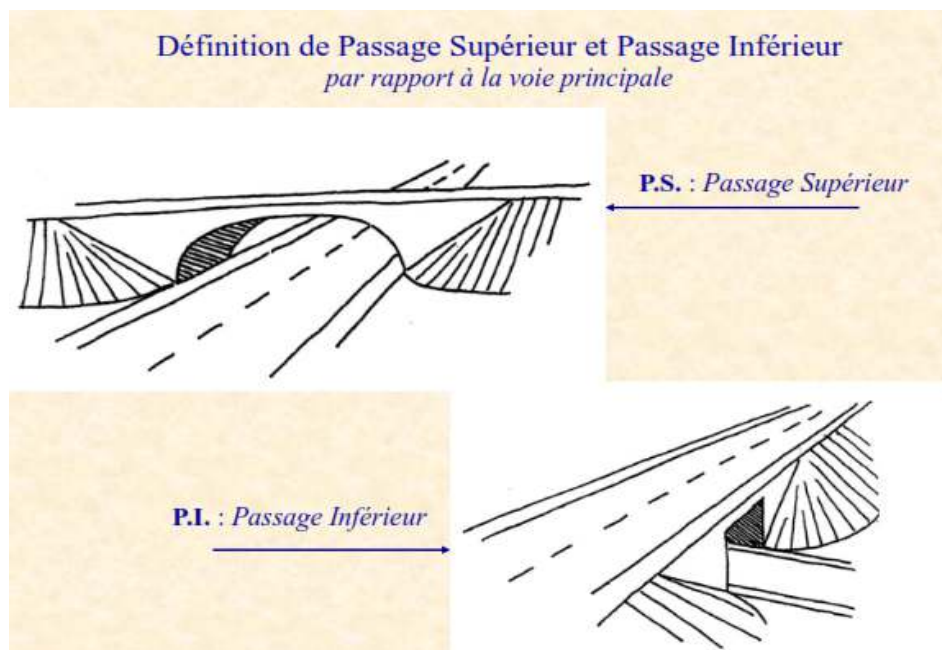


# LES PONTS TYPES DU SETRA - Partie 1

## 1. INTRODUCTION

Les ponts types développés par SETRA (Services d'Études Techniques des Routes et Autoroutes) sont apparus dans les années 60 lorsque le programme de construction des autoroutes françaises s'accéléra, nécessitant la construction d'ouvrages de plus en plus nombreux répondant à des besoins très diversifiés. Le SETRA a mis au point des DOSSIERS PILOTES d'éléments types standardisés qui permettent de dimensionner la totalité des ouvrages dans les moindres détails (fondations, appuis, tabliers, équipements...). De plus, des programmes de calcul ont été développés ce qui décharge le projeteur des tâches souvent fastidieuses que constituent les justifications réglementaires, ce qui a largement contribué à leur succès. Ces programmes sont le plus souvent associés à un programme de dessin fournissant des plans de coffrage et de ferrailage. Initialement adaptés aux règlements de calcul de l'époque (CCBA 68 pour le béton armé et IP1 pour le béton précontraint), ils ont été mis en conformité avec les règlements actuels aux états limites (BAEL et BPEL). Les ponts types sont des structures simples, faciles à entretenir, pouvant être réalisées par des entreprises d'importance moyenne. Ces ponts types sont classés en familles d'ouvrages telles que:

PI-CF	Passage Inférieur en Cadre Fermé
PI-PO	Passage Inférieur en Portique Ouvert
POD	Portique Ouvert Double
PSI-DA	Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Armée
PSI-DP	Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Précontrainte.
PSI-DN	Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Nervurée
PSI-DE	Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Elégie
PSI-BA	Passage Supérieur ou Inférieur à Poutres en Béton Armé
PR-AD	Poutres Précontraintes par Adhérence
VI-PP :	Viaducs à travées Indépendantes à Poutres Précontraintes
PSI-OM	Passage Supérieur ou Inférieur à Ossature Mixte
PS-BQ	Passage Supérieur à Béquilles



**Ponts-types du SETRA**  
**Guides de conception et Programmes de calculs <sup>(1)</sup>**

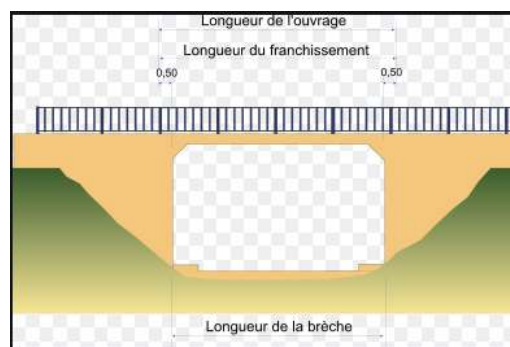
Structure type	Guide	Programme de calcul
Portique de type PIPO	Ponts cadres et portiques - Guide de conception [72]	Programme PIPOEL du SETRA complété par le programme MRBEL pour les ouvrages très biais
Cadre de type PICF	Ponts cadres et portiques - Guide de conception [72]	Programme PICFEL du SETRA
Portique double de type POD	Ponts cadres et portiques - Guide de conception [72] et dossier pilote POD 76 [73]	Programme PODCCBA du SETRA
Pont dalle en béton armé de hauteur constante de type PSIDA	Ponts-dalles - Guide de conception [76]	Programme PSIDAEL du SETRA complété par MRBEL pour les ouvrages biais
Pont dalle en béton précontraint de hauteur constante de type PSIDP	Ponts-dalles - Guide de conception [76]	Programme PSIDPEL du SETRA complété par MRBEL pour les ouvrages biais
Pont dalle en béton précontraint de hauteur variable et/ou à plusieurs nervures de type PSIDN	Ponts-dalles - Guide de conception [76] Dossier PSIDN 81 [77]	Programme MCEPEL du SETRA
Pont à poutrelles enrobées	Ponts-routes à tablier en poutrelles enrobées - Guide de conception et de calcul [78]	Programmes PSIDAEL et PSIPAP du SETRA
Pont à poutrelles ajourées précontraintes (PSIPAP)	Guide de conception et guide de calcul des ponts à poutrelles ajourées précontraintes [79]	Programmes PSIDAEL et PSIPAP du SETRA
Pont à poutres précontraintes de type VIPP	Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension -VIPP- Guide de conception [80]	Programme VIPPEL du SETRA
Pont à poutres précontraintes de type PRAD	Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence -PRAD- Guide de conception [81]	Programme PRADEL en développement au SETRA
Piles et palées	Dossier pilote Piles et Palées 74 [83]	Pas de programme de calcul



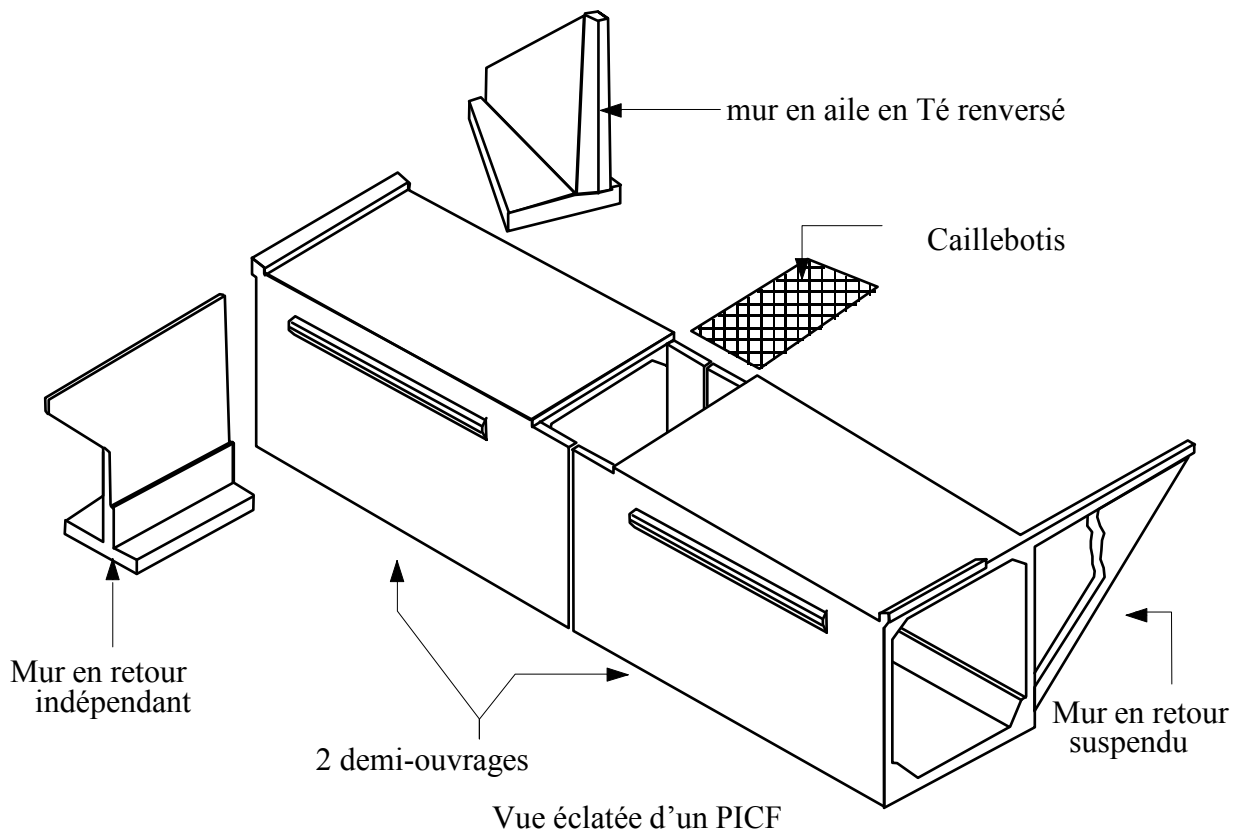
## 2. PASSAGE INFÉRIEUR EN CADRE FERME :

Les Passages Inférieurs en Cadre Fermé (PI-CF) sont des cadres rectangulaires en béton armé ouvrant un passage à travers le talus. Ils sont associés à des murs de soutènement retenant les terres qui constituent le remblai de la plateforme de la voie franchie. Ce type d'ouvrage est très répandu et constitue le passage inférieur le plus courant pour le rétablissement de petites voies de communication. Les PI-CF conviennent pour le franchissement de voies de faible largeur (inférieure à 12 mètres) et que le biais n'est pas trop accusé.

Il s'agit d'un ouvrage à appuis et fondations intégrés. Le radier servant de fondation est coulé sur un béton de propreté. Les piédroits soutiennent les terres et supportent la traverse supérieure coulée en troisième phase qui constitue le tablier. Ces éléments sont reliés entre eux par des goussets, indispensables pour assurer l'encastrement physique des piédroits sur les traverses supérieures et inférieures, et dont les dimensions sont à adapter à l'ouverture du cadre. Des consoles courtes (corbeaux) permettent l'appui de la dalle de transition indispensable pour adoucir le passage entre un matériau souple, le remblai, et un matériau rigide, le béton du cadre.



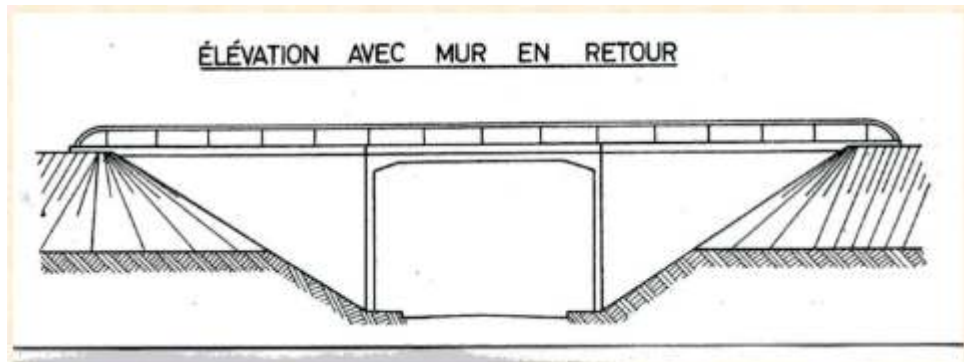
Lorsque la voie portée est large (chaussée autoroutière), on réalise deux ouvrages indépendants, portant chacun une chaussée de l'autoroute. Au niveau de la traverse supérieure, on dispose une grille centrale sous la forme d'un caillebotis métallique sur la zone du terre-plein central de la voie portée, ce qui présente en outre l'avantage d'éclairer l'intérieur du cadre.



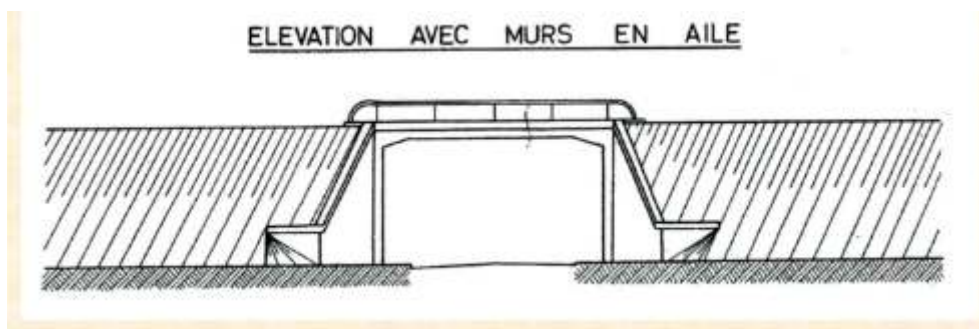
Cette ossature est très résistante étant constituée d'une structure fermée et elle est également très simple à réaliser et peut sans difficulté être confiée à une petite entreprise "locale", non obligatoirement spécialisée en ouvrages d'art.

L'ouvrage est complété par des murs de tête qui soutiennent les terres du remblai de la voie portée. Deux solutions peuvent être envisagées, selon qu'on réalise des murs en retour ou des murs en aile.

Les **murs en retour** sont parallèles à la voie portée, dans le prolongement de la corniche du cadre. Ils sont fondés sur des semelles superficielles lorsque le terrain le permet, ou sont suspendus et liés mécaniquement au PICF, ce qui constitue la solution la plus économique lorsque le chemin franchi est en léger déblai et que, par suite, la voie franchie n'est qu'en léger remblai. Dans un tel cas en effet, les murs n'ont qu'une taille modeste ce qui rend l'ouvrage plus discret ce qui est toujours intéressant du point de vue esthétique.



Les **murs en aile**, quant à eux, sont indépendants de la structure et sont fondés superficiellement, lorsque le sol le permet. L'angle du mur avec l'extrémité de l'ouvrage est généralement compris entre 30 et 60 degrés. Lorsque l'ouvrage présente un biais de franchissement, il est possible de jouer sur l'orientation ou sur les dimensions de ces murs pour équilibrer les surfaces vues, ce qui est plus satisfaisant du point de vue esthétique.



Si ces murs de tête sont de grande hauteur (10 mètres environ), leur coût devient prohibitif et il est souvent préférable d'envisager une solution de type pont dalle.



## 2.1. Domaine d'emploi

Le PICF est employé pour des portées (ouvertures) inférieures à 12 mètres et s'accommode d'un biais supérieur à 65 grades (un ouvrage droit présente un biais de 100 grades). Pour un biais inférieur, il est nécessaire de prévoir quelques adaptations sur la conception, d'effectuer des calculs complémentaires et d'adapter le ferrailage de l'ouvrage.

Sa fondation, sur radier général, ne sollicite que très peu le sol, et la pression admissible peut descendre jusqu'à 1 bar (0,1MPa), ce qui n'exclut pratiquement que les vases, les tourbes ou certains limons et autorise même la fondation sur remblai compacté. Chargeant peu le sol, l'ouvrage est très peu sujet aux tassements différentiels. Il peut, en effet, admettre des tassements différentiels de l'ordre de 10 cm, sous réserve que toutes les dispositions soient prises pour permettre l'ouverture des joints entre le cadre et les murs.

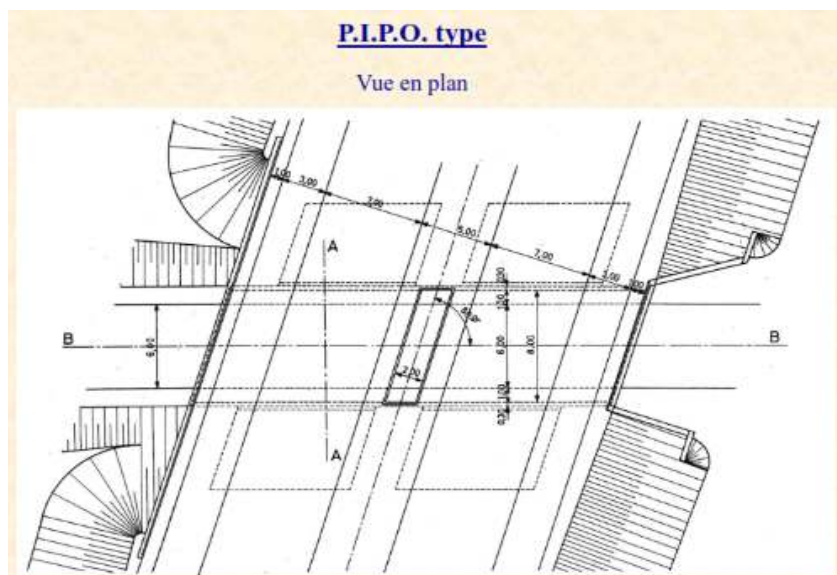
Il peut supporter un remblai modéré (de 2 mètres environ et jusqu'à 3 mètres dans les cas extrêmes), ce qui peut être intéressant lorsque le remblai est plus haut que le gabarit de circulation. Cette solution permet en outre la suppression des dalles de transition ce qui est d'autant plus intéressant que la portée est faible.

En revanche, les cadres fermés sont contre-indiqués dans un certain nombre de cas :

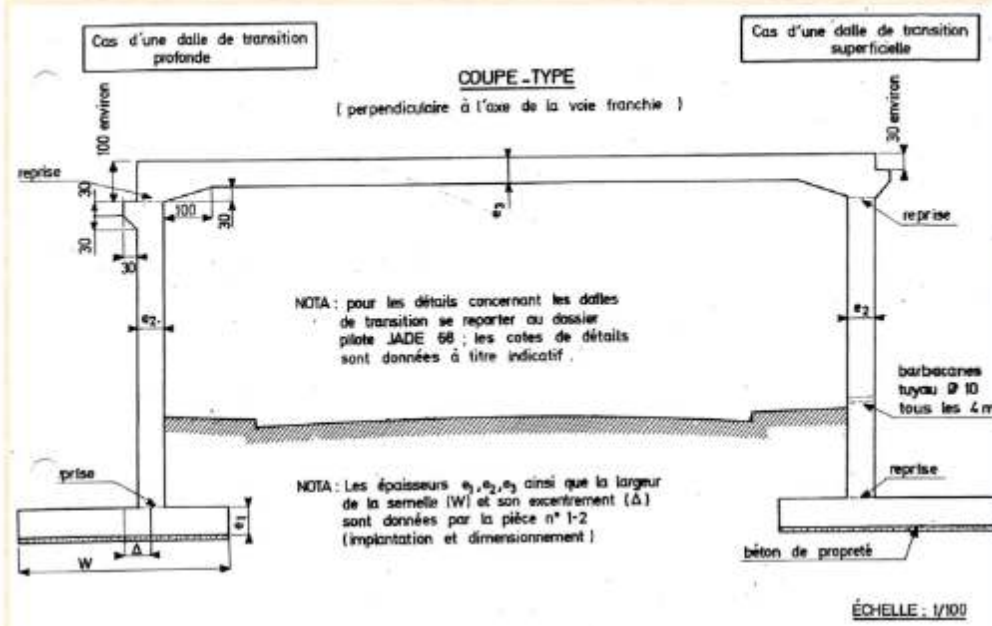
- ✓ Si l'ouvrage est "plat", (rapport de l'ouverture sur la hauteur supérieur à 2), on aura intérêt à réaliser un cadre double.
- ✓ Pour les ouvrages sous fort remblai, on passera à des solutions à voûtes minces ou massives (coulées en place ou préfabriquées) ou à des buses métalliques.
- ✓ Pour des portées voisines d'une douzaine de mètres, ou si le sol de fondation est de très bonne qualité, on pourra envisager une solution de type portique ouvert ou encore un pont dalle en béton armé à trois travées.
- ✓ Lorsque le sol est trop médiocre, on choisira plutôt un portique ouvert fondé sur pieux.

## 2.2. Dimensionnement

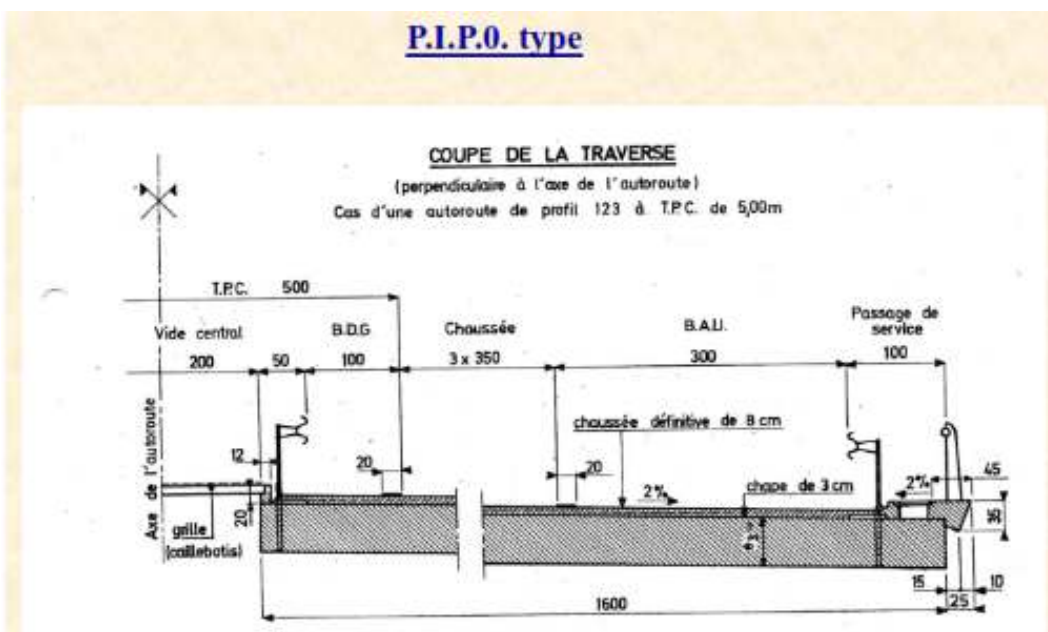
Ces structures robustes et de formes simples, font l'objet des dossiers pilotes PICF 67 du SETRA. Les épaisseurs des traverses et des piédroits dépendent principalement du module de réaction du sol, du biais de l'ouvrage et de l'épaisseur d'un éventuel remblai sur la traverse supérieure. Le guide de conception des ponts cadres fournit formules et abaques de dimensionnement de ces épaisseurs. Pour tous ces éléments, l'épaisseur minimale de 0,30 m correspond au souci d'un bétonnage correct et doit être considérée comme un minimum constructif.



### P.I.P.O. type



### P.I.P.O. type



### **3. PASSAGES INFÉRIERS EN PORTIQUE OUVERT**

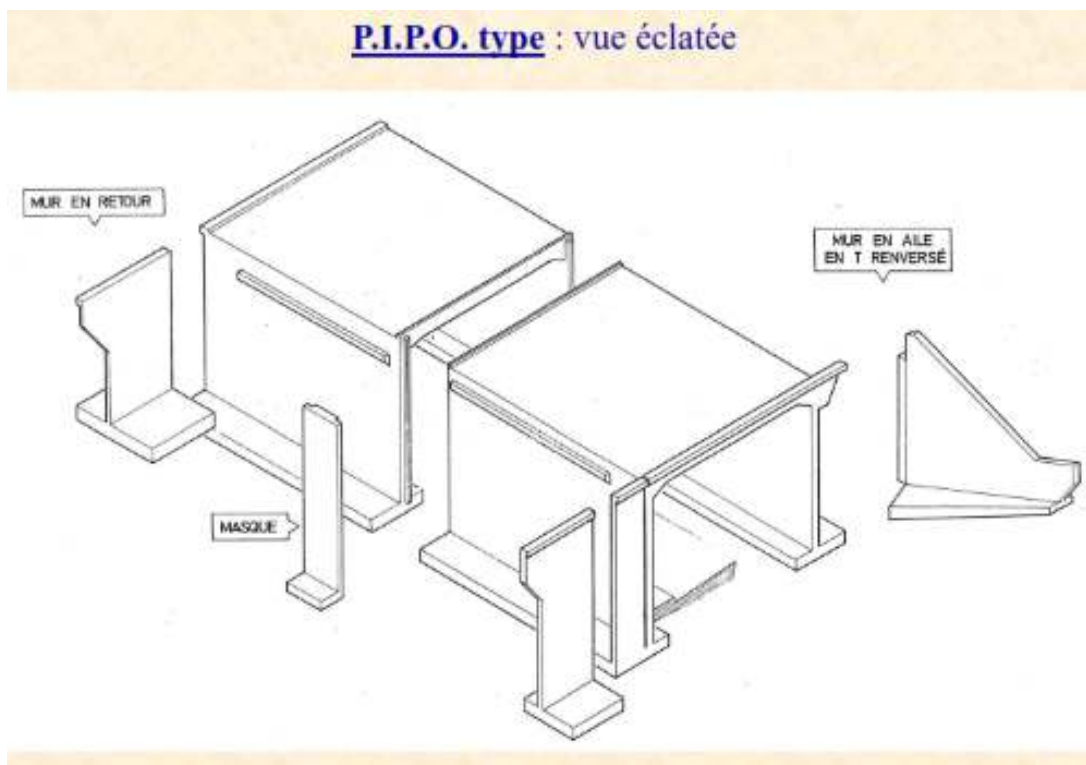
Ce type d'ouvrage, bien que moins répandu que le PICF, permet le franchissement en passage inférieur de voies de largeur moyenne (entre 10 et 20 m), lorsque le biais reste modéré. Les Passages Inférieurs en Portique Ouvert (PI-PO) sont des ouvrages en forme de U inversé. Les piédroits sont reliés par la traverse supérieure par un gousset. Comme le PICF, il s'agit d'un ouvrage à appuis et fondations intégrés.

La traverse constituant le tablier est d'épaisseur constante. Chacun des piédroits fait office de culée incorporée et est fondé individuellement sur semelles superficielles, si le terrain le permet, ou, par l'intermédiaire de fondations profondes (une ou deux files de pieux forés verticaux ou deux files convergentes de pieux inclinés battus), si le sol est de mauvaise capacité portante. Les goussets assurent l'encastrement physique de ces deux éléments entre eux. Leurs dimensions sont à adapter à l'ouverture du portique. Comme pour les PICF, des corbeaux solidaires des piédroits

et coulés en même temps que les piédroits, permettent l'appui des dalles de transition. Lorsque l'ouvrage supporte une voie large (de type autoroutière), on réalise habituellement deux demi-ouvrages séparés par un vide recouvert d'une grille au niveau du terre-plein central.



L'ouvrage est généralement réalisé avec deux reprises de bétonnage. La première à l'amorce des piédroits sur les semelles et la deuxième à l'amorce des goussets piédroit-traverse. L'ouvrage est complété par des murs de tête en aile ou en retour, assurant le maintien des remblais. Ces murs sont indépendants de l'ouvrage dans la grande majorité des cas, la différence de coût entre les murs en aile et les murs en retour conduit à adopter la première solution. Notons cependant que la solution à murs en retour suspendus ne peut pas être envisagée puisque le portique ouvert ne comporte pas de traverse inférieure reprenant les efforts qui seraient apportés par les murs suspendus.



### 3.1. Domaine d'emploi

Le P.I.P.O. assure la relève du PICF à partir de 10 mètres d'ouverture (et même 8 mètres lorsque le sol est bon - pression admissible voisine de 3 bars). Il est employé pour des ouvertures comprises entre 10 et 20 mètres et sans adaptations particulières lorsque le biais reste supérieur à 65 grades. Au-delà de 22 mètres, le P.I.P.O. est très largement concurrencé par un pont dalle précontrainte, à une ou trois travées. Entre 8 et 18 mètres, les domaines d'emploi du P.I.P.O. et du

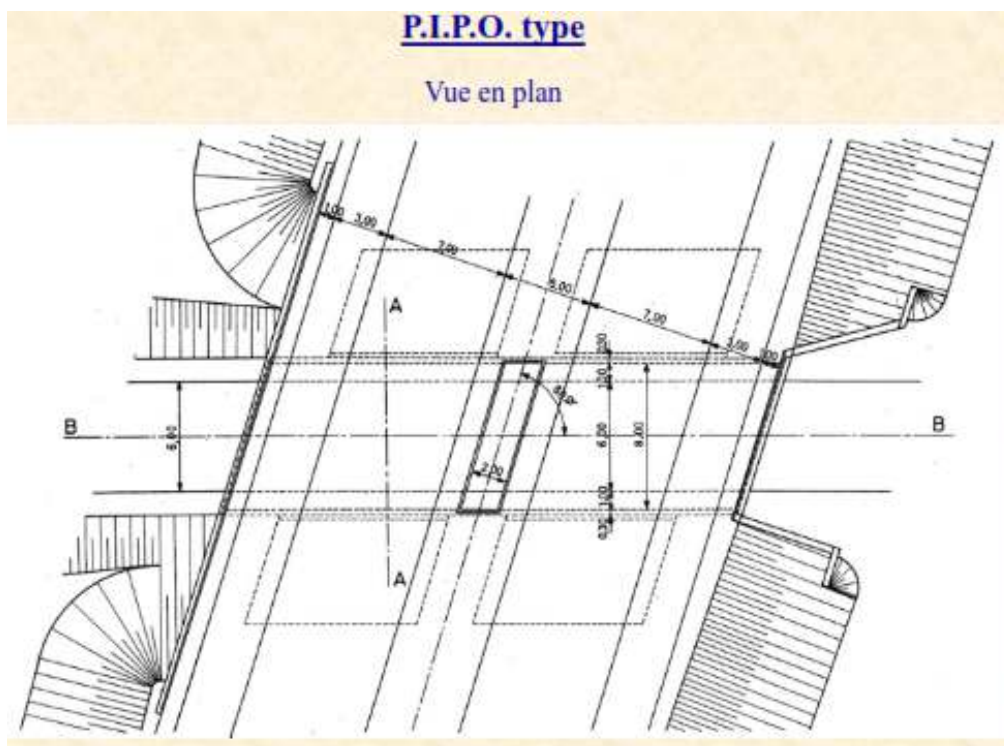
pont dalle en béton armé se superposent. Le PIPO perd de son intérêt pour un ouvrage de grande hauteur (aspect esthétique et économique). Seule l'étude détaillée des différentes solutions permettra de dégager la solution la plus satisfaisante du point de vue économique.

Cette structure est très sensible aux déplacements de ses appuis, en particulier aux tassements différentiels entre piédroits. La fondation sur semelles superficielles est adaptée pour un sol admettant, sans tassement notable et à une profondeur modérée, une pression de 2 à 3 bars. En dessous de 2 bars, on devra avoir recours à des fondations profondes. La solution la plus courante consiste à réaliser une ou deux files de pieux forés verticaux encastrés dans la semelle et travaillant en flexion composée. Leur diamètre est habituellement de l'ordre de 0,80 à 1,20 mètre.

La morphologie du portique ouvert permet pendant la construction de laisser sur place et en service la voie franchie, ce qui constitue un avantage considérable par rapport au cadre fermé, lorsque cette voie ne peut être déviée (voie ferrée, rue fréquentée, cours d'eau).

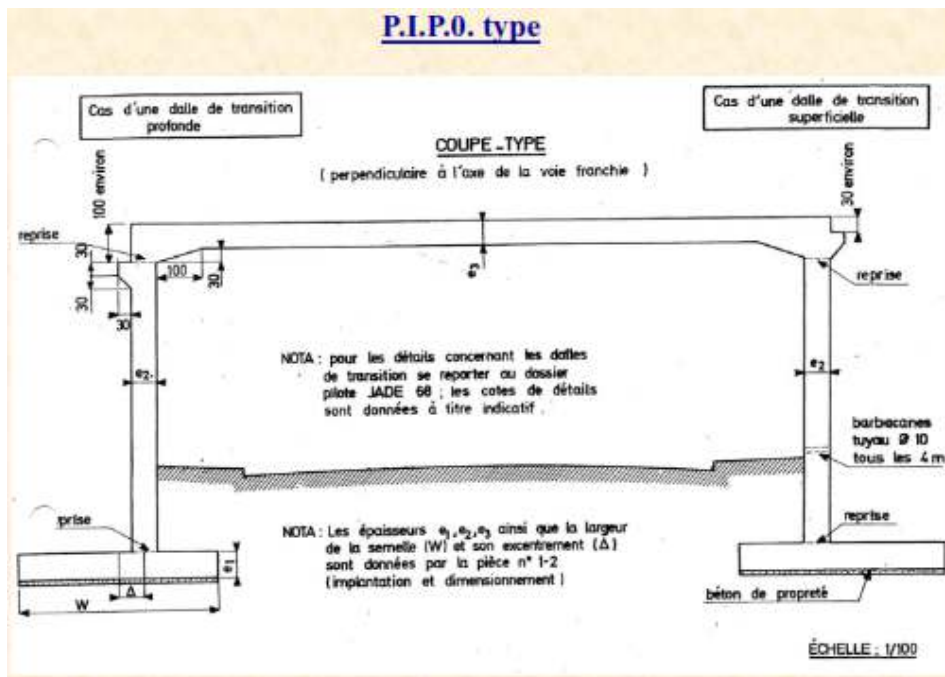
### 3.2. Dimensionnement

La traverse et les piédroits ont généralement la même épaisseur, puisque les efforts les plus importants sont situés à l'angle supérieur. Cette épaisseur varie de 0,30 à 0,65 mètre pour des ouvertures variant de 8,00 à 22,00 m. Le guide de conception des ponts cadres et portiques fournit également formules et abaques de dimensionnement de ces épaisseurs.

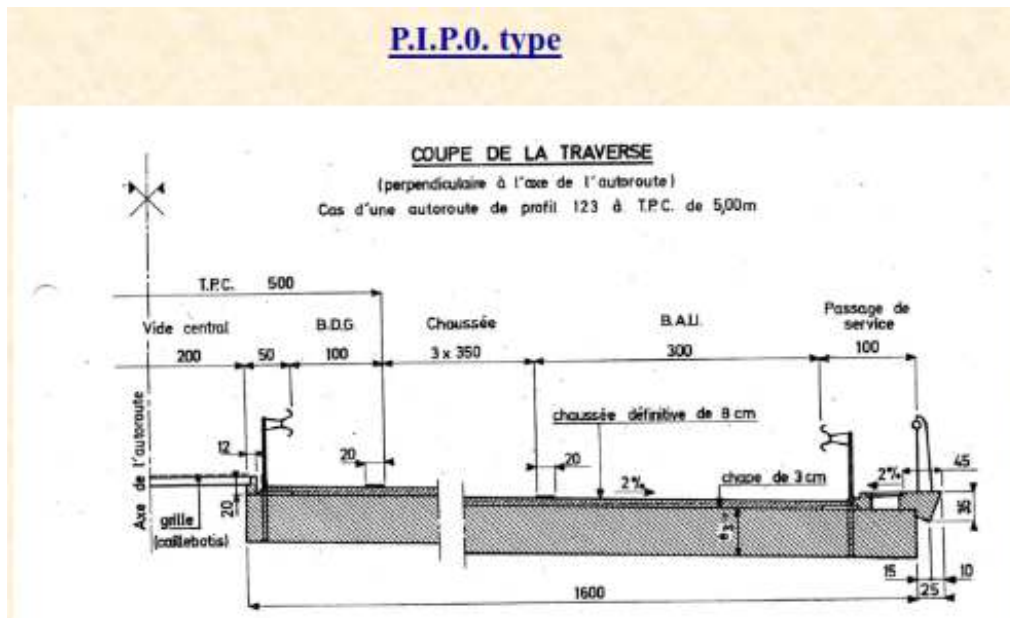




### P.I.P.O. type

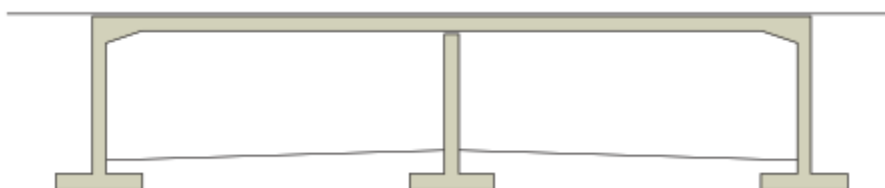


### P.I.P.O. type



#### 4. PORTIQUE OUVERT DOUBLE :

Le Portique Ouvert Double (POD) est constitué d'un portique ouvert dans lequel est créé un appui intermédiaire sous la traverse. Avec ce soutien, la traverse est soumise à des efforts plus faibles pour une même surcharge, ou encore, elle peut franchir une brèche plus importante avec une même section résistante.

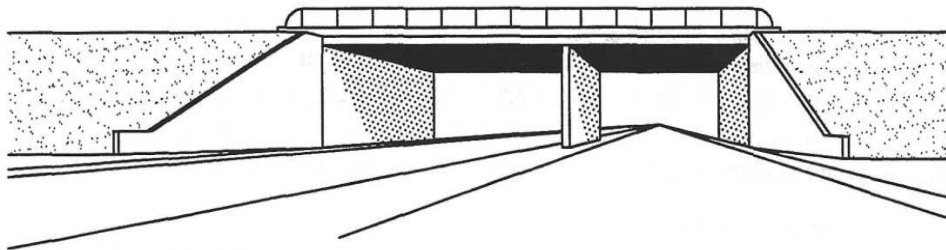


Dans un portique ouvert double on retrouve les mêmes éléments que dans un portique ouvert simple. Les deux piédroits, verticaux, qui font office de culées incorporées, sont prolongés par des murs de tête, en aile ou en retour indépendants du portique et sont fondés sur semelles filantes ou

sur pieux. Les traverses, qui constituent le tablier, sont deux dalles d'épaisseur constante (aux goussets près), encastrées dans les piédroits aux deux extrémités de l'ouvrage. L'optimum, en ce qui concerne la longueur des deux travées, consiste à prévoir des travées sensiblement égales.



Par ailleurs, du point de vue esthétique, une trop grande dissymétrie est à éviter dans la mesure du possible.



POD dissymétrique

L'appui intermédiaire est constitué d'un voile fondé sur semelle ou sur pieux e qui soulage la dalle supérieure. Cet appui intermédiaire est le plus souvent un appui simple par l'intermédiaire d'un appareil d'appui en caoutchouc fretté classique. Selon l'importance des sollicitations au droit de cet appui, il est parfois nécessaire d'épaissir la dalle par deux goussets linéaires.

#### 4.1. Domaine d'emploi

Le portique double multiplie par **2** les possibilités de franchissement par rapport à un portique simple, ce qui correspond donc à une gamme comprise entre **2 x 10 m** à **2 x 20 m** avec un élanement compris entre le 1/25 et le 1/30.

En fondations superficielles, il exige un sol admettant, sans tassement notable, des pressions admissibles de 2 à 3 bars (0,2 à 0,3 MPa). Lorsque le sol est moins bon, il convient de prévoir des fondations profondes sur pieux.

Le POD, dans sa gamme de portée, est naturellement en concurrence avec les ponts dalles (armées pour les petites portées et précontraintes pour les plus grandes). A titres indicatif, on considère que :

- En rase campagne, une solution en dalle dégage mieux la visibilité au-delà de l'ouvrage, à moins d'augmenter les portées du portique ouvert, par rapport au strict nécessaire, ce qui entraîne un coût un peu plus important.
- En milieu urbain, par contre, le POD s'adapte bien car il permet de limiter les emprises au strict minimum.

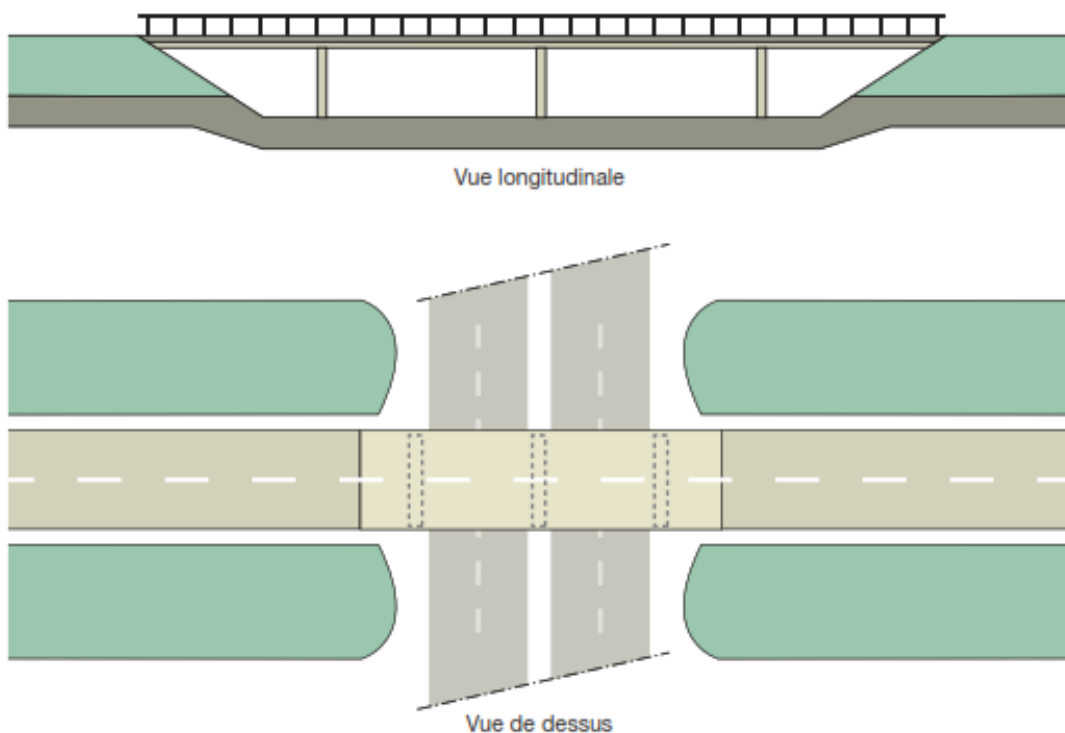
#### 4.2. Dimensionnement

Lorsque les 2 travées sont de portées sensiblement égales, le dimensionnement des piédroits et de la traverse est **identique à celui des PIPO**.

Pour le dimensionnement de la pile intermédiaire, on pourra adopter une épaisseur de 0,50 m, suffisante du point de vue mécanique. Cependant, pour des raisons esthétiques, lorsque les portées deviennent importantes (>15-18m), on devra épaissir cet appui (0,60 à 0,70 m) pour éviter d'avoir une pile intermédiaire trop grêle supportant une traverse relativement

## 5. PONTS DALLES ARMES OU PRECONTRAINS

Les ponts dalles en béton armé ou en béton précontraint représentent la grande majorité des passages supérieurs d'autoroute. En plus de la simplicité de leur forme, les coffrages et le façonnage des ferraillages sont facilement réalisés, ce qui se répercute favorablement sur le coût en main d'œuvre. Ainsi, même si ces ouvrages consomment un peu plus de béton (20 à 30 %) que les ponts à poutres, ils se révèlent particulièrement économiques dans la gamme des portées moyennes. Du point de vue esthétique, leur faible épaisseur leur confère une ligne particulièrement discrète.



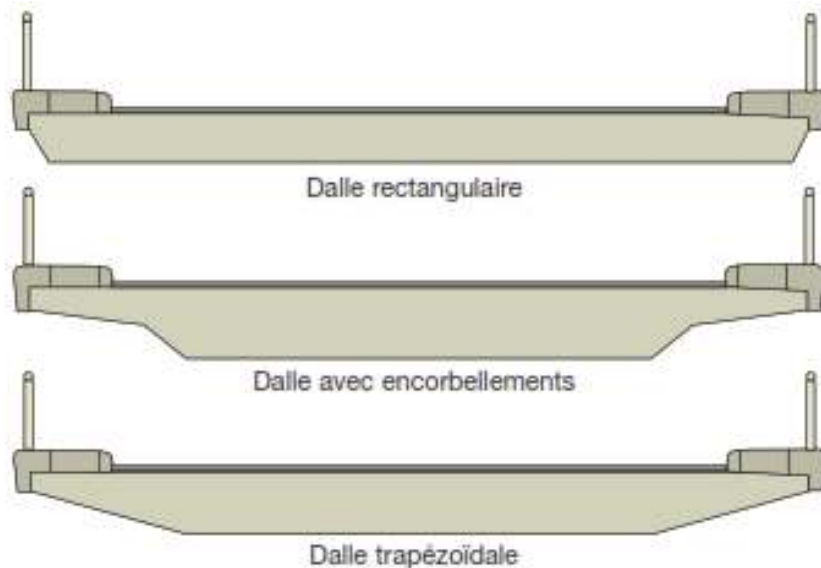
Les ponts dalles font l'objet de nombreux dossiers pilotes du SETRA ; on peut citer :

PSIDA : Passage supérieur ou inférieur en dalle armée de hauteur constante et son programme de calcul associé.

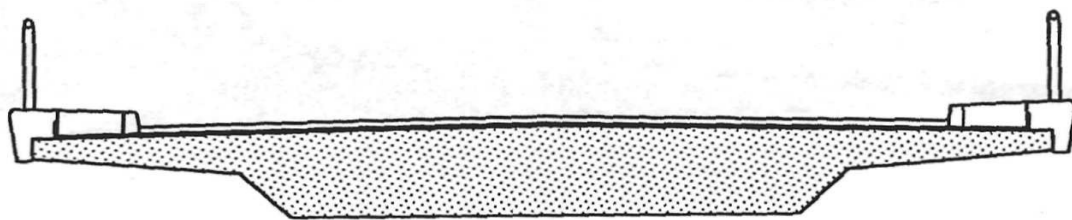
PSIDP : Passage supérieur ou inférieur en dalle précontrainte et son programme de calcul associé.

Le guide de conception des Ponts-Dalles (publication SETRA) rassemble tous les renseignements nécessaires pour un projet d'ouvrage, tant sur le plan technique qu'esthétique. Il comprend notamment de nombreux abaques de dimensionnement.

Il s'agit d'une dalle de hauteur constante dont la coupe transversale du tablier est dans sa forme la plus simple de section rectangulaire (avec ou sans chanfrein d'extrémité). La section rectangulaire convient pour des portées n'excédant pas 15 mètres voire à la limite 20 mètres, car devenant trop lourde. Au-delà de 15 mètres, une section à encorbellement latéraux est toutefois préférable.



La dalle à larges encorbellements latéraux s'impose pour des portées dépassant les 20 mètres et jusqu'à une trentaine de mètres. Elle présente de plus l'intérêt esthétique d'une épaisseur apparente fortement réduite. **Elle est surtout employée pour les dalles précontraintes.**

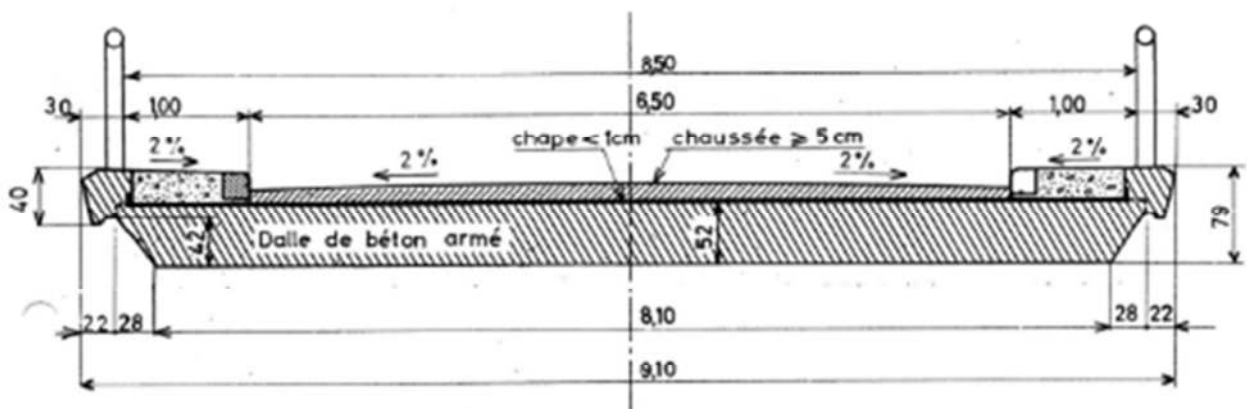


Dalle à larges encorbellements

Les dalles nervurées sont le prolongement des dalles à larges encorbellements vers les grandes portées en couvrant la gamme de portées comprise entre 25 et 50 mètres. Elles font souvent appel à la hauteur variable et comportent plusieurs nervures dans le cas des ouvrages larges.

### 5.1. Domaine d'emploi

Les dalles en béton armé sont utilisées pour les portées les plus modestes qui sont comprises entre 8 et 18 mètres.





Les dalles précontraintes le sont entre 18 et 25 mètres, et moins couramment jusqu'à 30 mètres. Ces ouvrages sont coulés sur cintres.

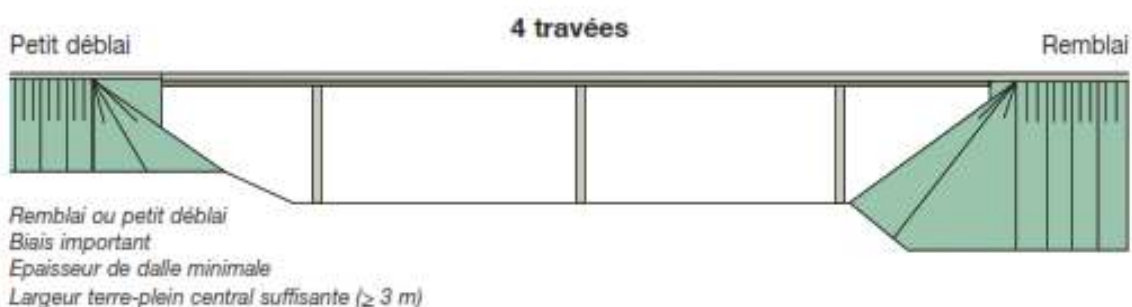


Lorsque l'ouvrage est à **travées multiples**, et que l'implantation des appuis ne pose pas de problème, le respect des élancements économiques conduit rapidement à une ou deux solutions dont il faudra comparer le coût. Dans de nombreux cas, il convient également de comparer à des structures concurrentes (portiques simples ou doubles, ponts à poutres PRAD).

En ce qui concerne le franchissement d'une chaussée autoroutière ou de caractéristiques équivalentes, les solutions à 4, 3 et 2 travées sont utilisées dans les conditions suivantes.

#### 5.1.1. Cas de 4 Travées :

Il s'adapte à toutes les configurations géométriques, sauf peut-être au cas des forts déblais, ce qui conduirait à une travée de rive trop longue si l'on respecte un balancement normal entre travée centrale et travée de rive.



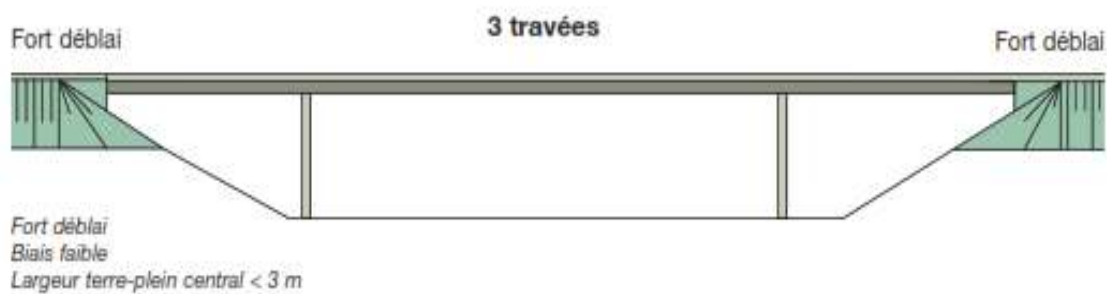
Les portées centrales sont dans ce cas assez faibles, surtout si l'ouvrage est droit, et la dalle armée est compétitive sans modification d'élanement. Cette solution s'impose lorsque le biais de l'ouvrage est important, inférieur à 75 grades, ou lorsque le gabarit nécessite une épaisseur réduite, les dalles sont en effet très minces (0,40 à 0,65 mètre d'épaisseur).

Les dalles précontraintes ne sont à envisager que pour les plus grandes portées, ce qui correspond aux plates-formes très larges (3 voies ou davantage) ou aux ouvrages relativement biais.

### 5.1.2. Cas de 3 Travées :

L'intérêt premier d'une solution à trois travées est la suppression de l'appui intermédiaire sur le terre-plein central, ce qui est intéressant lorsque le terre-plein central est difficilement accessible (autoroute en service). La longueur de la travée centrale est ainsi fixée par les caractéristiques de la plate-forme franchie et par le biais de franchissement. Cette longueur est limitée à une **trentaine de mètres**. Par ailleurs, *pour éviter le risque de soulèvement des appuis de rive*, la longueur minimale de la travée de rive doit être suffisante (60% de la travée centrale). Lorsque le franchissement s'effectue avec un gabarit standard, les longueurs minimales des travées de rives sont habituellement surabondantes par rapport à la longueur nécessaire pour franchir le talus et se sont adaptées que dans les forts déblais ou lorsque la plate-forme est réduite en largeur.

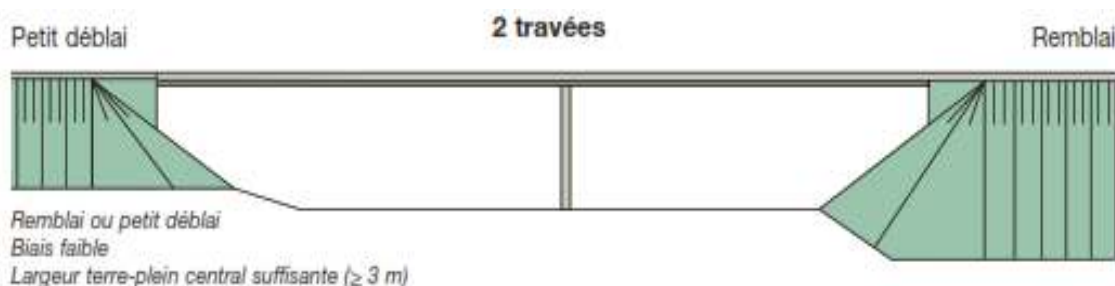
En pratique, pour les chaussées autoroutières classiques, son emploi n'est possible que si le biais reste limité à 80 grades, ce qui correspond à limiter la portée biaisée à 30 mètres.



### 5.1.3. Cas de 2 Travées :

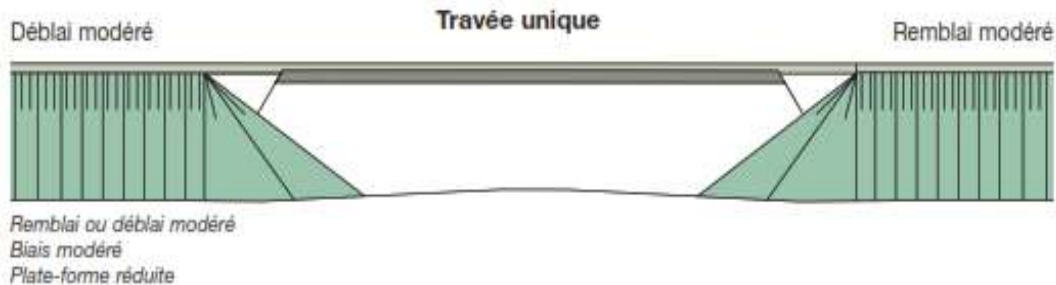
Les portées restent raisonnables en adoptant des piles culées à mur de front ou des culées perchées (semi-apparentes) et lorsque le biais reste supérieur à 70 grades. L'absence de piles en rive offre une vue plus large sur l'environnement, ce qui est particulièrement intéressant lorsque le tracé de l'autoroute est en courbe, et confère à l'ouvrage un certain cachet esthétique. Cela permet également d'élargir la plate-forme par suppression des perrés. En outre, le nombre presque minimum d'appuis peut favoriser la solution en cas de fondations difficiles.

Ce type de tablier s'adapte bien aux franchissements d'autoroutes de plate-forme réduite si le terre-plein central permet l'implantation de l'appui central (> 3m). Les portées seront de 20 mètres environ pour un franchissement droit et de 28 mètres pour un franchissement biais à 50 grades. Une telle solution est généralement un peu plus coûteuse qu'une solution à quatre travées (de l'ordre de 15%) mais présente de nombreux avantages qui peuvent en influencer le choix.



### 5.1.4. Cas de 1 Travée :

Les ponts dalles à une travée sont rares et peuvent être employés lorsque l'on recherche un grand élanement. Il est néanmoins plus courant d'avoir recours à des ponts cadres ou à des portiques, selon la portée de l'ouvrage.



## 5.2. Dimensionnement

Ce type de structure a fait l'objet des dossiers pilotes et PSI-DA et PSI-DP du SETRA. Les guides de conception de ces ponts dalles fournit formules et abaques pour le processus de leur dimensionnement et d'autres recommandations. Le tableau suivant rassemble les élanements recommandés pour les ponts dalles. On rappelle que l'élanement est le rapport de l'épaisseur du tablier sur la portée déterminante.

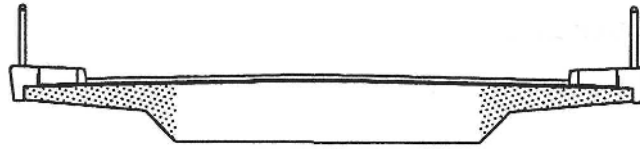
Type d'ouvrage	Elancements conseillés		
	1 travée	2 travées	3 travées
PSIDA	1/20	1/26	1/28
PSIDP dalle pleine	1/25	1/28	1/33
PSIDP larges encorbellements	1/22	1/25	1/28



Le rapport des travées de rive sur la travée centrale ne doit pas descendre en dessous de 0,60 pour éviter les soulèvements d'appui sur culées lorsque la travée centrale est chargée. Il peut être compris être 0,60 et 0,85. Au-delà de 0,85, outre l'aspect esthétique peu satisfaisant, les efforts sont mal équilibrés entre les travées. En fonction de la voie portée, la largeur de la dalle varie habituellement de 5,50 à 16 m. Au-delà de 16 m de largeur, il est préférable de réaliser des tabliers jumeaux séparés.

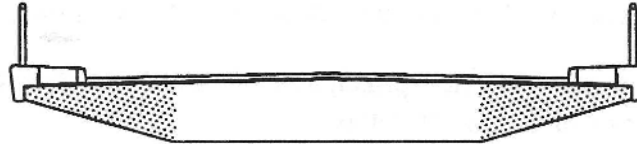
Les encorbellements latéraux diminuent l'épaisseur du tablier et renforcent ainsi la qualité architecturale de ce type de tablier. Du point de vue mécanique, leur présence augmente le rendement géométrique de la section qui reste malgré tout assez voisin de 1/3.

Différentes formes d'encorbellements sont employées. Les plus courantes sont les dalles à encorbellements massifs ou et les dalles à encorbellements minces. Leurs formes simples assurent l'économie du projet (simplicité du coffrage, facilité de mise en œuvre des armatures).



Encorbellements minces

La forme d'encorbellements minces est plus adaptée aux portées les plus importantes, la forme d'encorbellements minces, au profil plus simple, convient mieux aux portées les plus modestes.



Encorbellements massifs

La largeur des deux encorbellements doit rester inférieure à la demi-largeur du tablier. En pratique, ils mesurent chacun 2,00 à 2,50 mètres avec l'extrémité de l'encorbellement d'une épaisseur minimale de 0,20 m. A l'encastrement des encorbellements minces, on ne descend pas en dessous de 0,40 m. Le gousset de raccordement à une largeur voisine de 0,50 m et est généralement réalisé à 45°.

## 6. PONTS DALLES NERVUREES

Les dalles nervurées sont le prolongement des ponts dalles à larges encorbellements dans la gamme des grandes portées. Elles font l'objet du dossier pilote PSIDN du SETRA. Elles ont un domaine d'emploi assez vaste. En effet, elles peuvent être utilisées pour des portées allant de 20 m minimum si l'on recherche une dalle plus économique que la dalle pleine de type PSIDP, à 50 m environ si l'on veut un ouvrage plus mince qu'un pont à poutres.



Dans cette gamme de portées, un des principaux objectifs doit être de diminuer le poids propre. Plusieurs solutions s'offrent au projeteur :

- pour le choix de la coupe transversale entre la dalle à une nervure à larges encorbellements et la dalle à plusieurs nervures larges ou étroites.
- pour le choix de la coupe longitudinale entre la hauteur constante et la hauteur variable (variation linéaire ou parabolique).

### 6.1. Domaine d'emploi

Le tableau suivant rassemble les différentes solutions possibles en fonction de la portée déterminante et de la largeur de l'ouvrage ↙.



	20 m	25 m	30 m	35 m	40 m	45 m
$l < 10$ m	1 nervure hauteur constante			1 nervure hauteur variable		
$10 < l < 16$ m	Sans intérêt	2 nervures larges de hauteur			2 nervures larges de hauteur variable	
	Sans intérêt			2 nervures étroites		
$l > 16$ m	Sans intérêt	3 nervures larges de hauteur			3 nervures larges de hauteur	
	Sans intérêt			3 nervures étroites de		

Ce tableau est directement applicable aux ouvrages à trois travées et plus. Pour les ouvrages à 2 travées, il faut réduire d'environ 10 % les bornes supérieures d'emploi. Le recours à des solutions à trois nervures est à éviter, même s'il est techniquement possible. Pour des tabliers larges, portant généralement des chaussées séparées, il semble en effet préférable de prévoir des tabliers indépendants.

On constate dans ce tableau un chevauchement des domaines d'emploi des diverses structures. Les critères indiqués ci-après, non classés par ordre d'importance, permettent de dégager d'autres éléments de choix :

L'aspect esthétique : Les ouvrages de hauteur variable ont un avantage indéniable en ce domaine, surtout pour les ouvrages à variation parabolique.

Le gabarit à dégager, la hauteur libre ou le volume des remblais d'accès peuvent faire préférer une structure de moindre épaisseur.

Par ailleurs, il faut noter que dans son vaste domaine d'emploi, la dalle nervurée doit être comparée avec les autres structures courantes.

Pour les faibles portées, la dalle nervurée prend le relais de la dalle pleine de type PSIDP mais elle peut également entrer en concurrence avec elle puisqu'elle permet de réduire le nombre d'appuis pour une brèche donnée, ce qui est particulièrement intéressant si l'on doit :

- Eviter une pile en rivière,
- Franchir une autoroute ou une voie rapide en supprimant l'appui sur le terre-plein central,
- Améliorer l'esthétique d'un ouvrage dégageant un sur-gabarit.

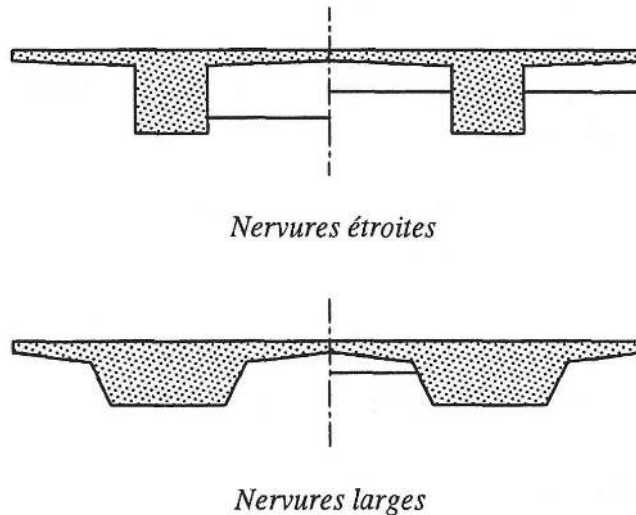
Sur toute l'étendue de son domaine d'emploi, elle est en concurrence avec les ponts à poutres préfabriquées (VIPP) où elle présente l'avantage d'une épaisseur nettement plus faible du tablier (contre 1/17) et offre la possibilité de variation des longueurs des travées ce qui peut se révéler plus esthétique et dans certains cas nécessaire. Par contre elle présente l'inconvénient de nécessiter la présence d'un cintre. Une solution consiste alors à pousser l'ouvrage, possibilité qui pourra être retenue lorsque les cintres sont difficiles à réaliser (trop important ou délicat à exécuter), mais qui est limitée aux ouvrages de hauteur constante.

## 6.2. Dimensionnement

Ce type de structure a fait l'objet du dossier pilote PSI-DN du SETRA. Le guide de conception de ces ponts dalles fournit formules et abaques pour le processus de dimensionnement et d'autres recommandations concernant la forme des nervures, la largeur du tablier, la variation de l'intrados et le balancement des travées. L'objectif étant d'assurer une meilleure performance structurelle. A titre indicatif, on peut citer les points suivants :

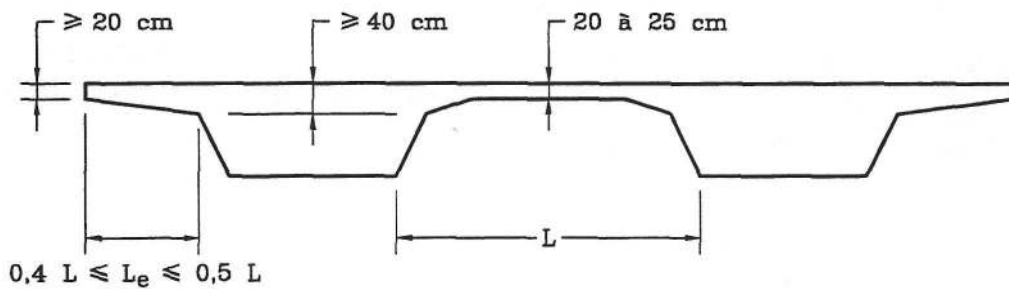
- En dehors de l'aspect esthétique, la forme de la nervure est caractérisée par le rapport de l'épaisseur du tablier à la largeur d'une nervure ( $a$ ) qui doit être compris entre 1/5 et 2. On distingue les nervures larges (ou minces)  $1/5 < a < 2/3$  et les nervures étroites (ou hautes)  $2/3 < a < 2$ . Cette distinction est liée à la différence de fonctionnement vis-à-vis de la torsion, et par conséquent de calcul.

Les nervures étroites ont, à section constante, un meilleur rendement géométrique, mais d'une part, il faut renforcer sensiblement le ferrailage transversal du hourdis et d'autre part, la hauteur importante des nervures a une incidence sur les remblais d'accès. Au contraire les nervures larges ont un moins bon rendement mais nécessitent moins de ferrailage transversal.



Du point de vue esthétique, quelles que soient les dimensions retenues, une forme trapézoïdale des nervures est plus agréable que les nervures rectangulaires.

- Pour les structures nécessitant le recours à une dalle multi-nervurée, on respectera les critères suivants :
  - ✓ La somme des encorbellements doit rester inférieure ou égale à la largeur du hourdis entre nervures. Cette recommandation est indispensable pour assurer une bonne répartition des nervures dans la section transversale en équilibrant la partie de hourdis associé à la nervure par l'encorbellement.
  - ✓ L'épaisseur des encorbellements dépend des superstructures et doit notamment tenir compte de la mise en oeuvre des ancrages des dispositifs de sécurité. L'épaisseur à l'extrémité est de l'ordre de 20 à 25 cm pour atteindre 40 cm à l'encastrement avec la nervure.



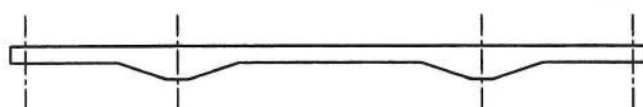
Section transversale

Du point de vue esthétique, l'inclinaison des nervures est plus agréable qu'un parement vertical.

- La largeur du tablier est limitée à environ 20 mètres. Pour les ouvrages larges, lorsque la voie portée comporte deux chaussées séparées, il est plus économique de réaliser deux tabliers indépendants bien que cette solution soit moins esthétique. Le choix définitif dépendra alors de la qualité du site.
- Les élancements recommandés sont rassemblés dans le tableau ci-dessous :

Type d'ouvrage	Elancements conseillés					
	2 travées			3 travées		
	épaisseur constante	épaisseur variable		épaisseur constante	épaisseur variable	
		Sur appui	à la clé		sur appui	à la clé
Nervures larges	1/25	1/20	1/30	1/30	1/24	1/42
Nervures étroites	1/15 à 1/20	--	--	1/18 à 1/22	1/18	1/35

- La variation de l'intrados est linéaire ou parabolique.



Variation linéaire



Variation parabolique

- Pour le balancement des travées, le rapport entre la travée de rive et la travée centrale doit être compris entre 0,6 et 0,9, pour assurer le non soulèvement des culées et une bonne distribution des efforts.

## 7. PONTS DALLES ELEGIES

Les dalles élégies (ou évidées) sont des ouvrages en béton précontraint dont on réduit les efforts de poids propre du tablier par la création d'élargissement dans le corps de la dalle. Ces élargissements sont réalisés par des buses en divers matériaux (métal, carton fibrociment...) et positionnés au niveau du feuillet moyen de la dalle. La présence des élargissements diminue assez sensiblement les efforts dus au poids propre sans grande modification de l'inertie de la section puisqu'on enlève de la matière dans la zone de la fibre moyenne. On peut donc franchir des portées plus importantes que le pont-dalle classique: jusqu'à 25 m en hauteur constante et jusqu'à 35 m avec inertie variable au voisinage des appuis intermédiaires. Ce type d'ouvrage n'est plus réalisé

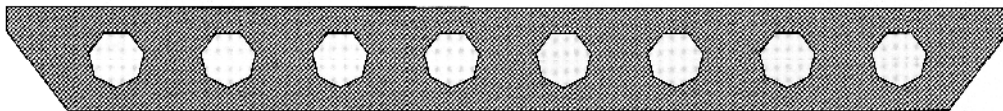
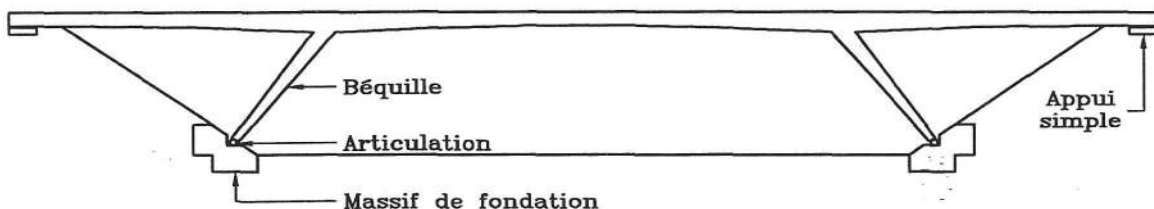


Schéma d'une dalle élégie

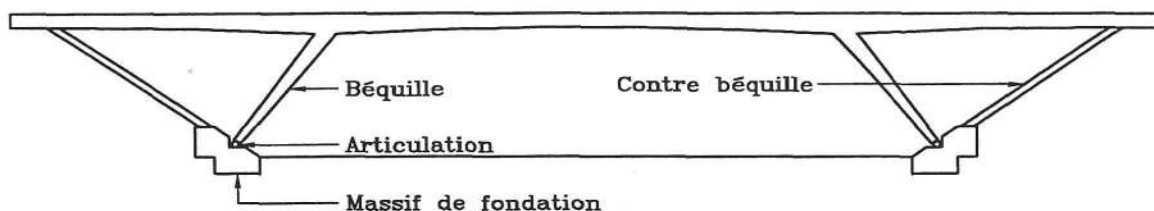
## 8. PONTS A BEQUILLES

Les Passages Supérieurs à BéQuilles (PSBQ) sont assez voisins des ponts dalles ou des dalles nervurées en ce qui concerne le tablier. Ils constituent une solution intéressante pour le franchissement en passage supérieur d'une voie autoroutière par un ouvrage à trois travées. **Ce type de structure est aujourd'hui totalement dépassé** du point de vue de la conception générale.

Cet ouvrage est constitué d'un tablier précontraint de hauteur constante ou variable en dalle nervurée à nervures larges. Les appuis intermédiaires sont des béquilles inclinées à 50 grades environ, qui sont encastrées dans le tablier en tête et qui sont le plus souvent articulées en pied sur un massif de fondations. Les appuis d'extrémité sont des culées classiques fournissant un appui simple ou des contre- béquilles encastrées dans le tablier en tête et le plus souvent encastrées en pied dans le massif de fondation commun aux béquilles et contre-béquilles.



Ouvrage simplement appuyé au droit des culées



Ouvrage encastré sur des contre-béquilles

Du fait de l'inclinaison des appuis, les charges permanentes engendrent un effort normal de compression dans la travée centrale, qui est équivalent à une précontrainte gratuite, ce qui permet de franchir des portées importantes. Ainsi, le fonctionnement de l'ouvrage est intermédiaire entre

le fonctionnement d'un pont à poutres et le fonctionnement d'un pont en arc. Les contre-béquilles sont indiquées dans deux cas :

- ✓ Lorsque les travées de rive sont relativement courtes ( $L < 0,5$ ), les flèches vers le haut qui se produiraient inévitablement au chargement de la travée centrale sont bloquées par les contre-béquilles. Néanmoins, il est préférable d'allonger les travées de rive de manière à réaliser des appuis simples au niveau des culées et d'éviter ainsi la réalisation des contre-béquilles.
- ✓ Par contre, lorsque le sol de fondation en tête de talus est de mauvaise qualité, les contre-béquilles reportent la réaction de culée sur le massif de fondation des béquilles par un simple butonage et produisent un effet favorable en rééquilibrant la réaction de pied de béquilles.

### 8.1. Domaine d'emploi

Le pont à béquilles est particulièrement adapté lorsque la voie franchie est en fort déblai, configuration pour laquelle les ponts dalles à quatre travées sont peu adaptés car présentant un mauvais balancement des travées de rive (travées de rive trop longues). Il permet de plus de dégager un gabarit plus important qu'un ouvrage à appuis verticaux, ce qui peut se révéler particulièrement intéressant dans certains cas.

Par ailleurs, ce type d'ouvrage offre une meilleure visibilité à l'usager du fait de l'inclinaison des béquilles qui disparaissent dans le talus. Cet aspect est appréciable dans le cas où la voie franchie est en courbure prononcée.

Le pont à béquilles offre une qualité architecturale indéniable tant par la finesse du tablier que par l'originalité de ses appuis inclinés, ce qui ne peut que jouer en sa faveur. Du fait de l'inclinaison des béquilles, les réactions apportées au sol de fondation ont une composante horizontale importante. Ce type de structure est très sensible aux tassements d'appuis (tant horizontaux que verticaux), si bien que son emploi n'est possible que dans de très bons terrains. Ce type de structure peut être employé pour des portées de 20 à 40 mètres entre axes de têtes de béquilles avec des dalles à larges encorbellements. Il est possible d'atteindre des portées d'une cinquantaine de mètres avec des tabliers très élancés ( $1/40$  en travée). En ce qui concerne le biais géométrique, il convient d'adopter un biais modéré qu'il est sage de limiter à 80 grades.

### 8.2. Dimensionnement

Ce type de structure a fait l'objet du dossier pilote PSBQ 67 du SETRA Le guide de conception de ces ponts fournit formules et abaques de dimensionnement de ces épaisseurs, des recommandations sur le balancement des travées et la variation de l'intrados de même qu'on y trouve des indications sur la jonction béquilles-tablier et les articulations de pied de béquilles. Ainsi, il est conseillé d'adopter les élancements suivants :

Elancements		Portée centrale 20 - 40 m	
Type d'ouvrage	épaisseur		
Sur appui	Sur	à la	
Nervures larges	1/23 à 1/28	1/33 à 1/38	

Le balancement des travées conditionne l'emploi des contre-béquilles qui sont indispensables dès que le rapport de la travée de rive à la travée centrale est inférieur à 0,50. On réalise plus couramment des ouvrages à travées équilibrées, pour lesquels ce rapport est compris entre 0,55 et 0,7, avec un optimum de 0,6. Les articulations de pied de béquilles sont des articulations

Freyssinet constituées d'un noyau de béton de faibles dimensions (2 cm de hauteur, 10 cm de largeur), comportant des goujons métalliques en fer doux destinés à reprendre l'effort tranchant. Le pied de béquille et le massif de fondation doivent être correctement frettés pour diffuser cet effort concentré de liaison.

Bibliographie sommaire :

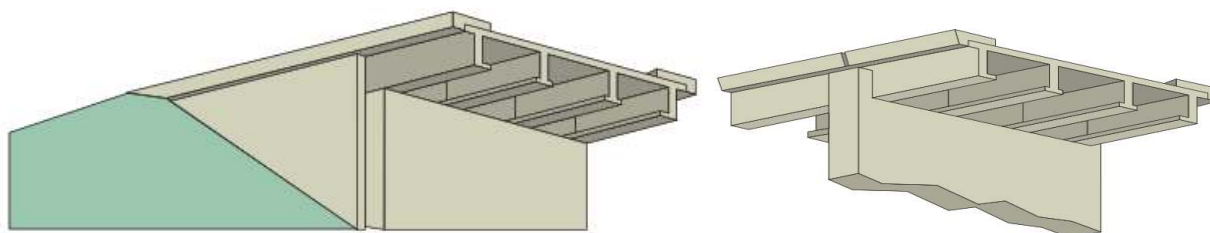
J.A.Calgaro et M. Virlogeux, "Projet et Construction des Ponts, Généralités: Fondations, Appuis, Ouvrages Courants", Presses de l'ENPC, Paris, 2000.

SETRA – Répertoire des textes et documents techniques relatifs.

## LES PONTS TYPES DU SETRA - Partie 2

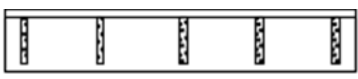



### 1. PONTS A POUTRES EN BETON ARME

Ce type d'ouvrage a été largement employé au début des programmes de travaux autoroutiers, assurant le franchissement d'une chaussée autoroutière. Si cette structure se révèle économique du point de vue de la consommation de matériau, *la complication des coffrages la rend relativement coûteuse en main d'œuvre*. Ils sont d'ailleurs que peu employés de nos jours, très largement concurrencés par les ponts dalles. Le tablier est constitué de poutres longitudinales, espacées de 3 à 4 mètres, qui sont solidarisées entre elles par des entretoises sur appuis et en travées, et par un hourdis formant couche de roulement.



On aurait tendance aujourd'hui à simplifier la forme des poutres en réalisant *des nervures simplement rectangulaires* (sans talons). Les entretoises intermédiaires qui compliquent l'exécution du tablier peuvent être supprimées et ainsi on ne dispose que des entretoises sur appui qui ont pour rôle de servir lors du vérinage. Dans cette nouvelle conception, les poutres sont plus nombreuses et par conséquent plus rapprochées que dans le cas des tabliers précédents. Ainsi, la liaison entre les poutres principales est assurée par le hourdis et par les entretoises d'about.

Le tableau suivant présente une comparaison entre l'ancienne conception et la nouvelle conception des tabliers des ponts à poutres.

	<b>Ancienne conception</b>	<b>Nouvelle conception</b>
<b>Mode de construction</b>	Tout le tablier coulé sur place	Poutres principales préfabriquées
<b>Coupe longitudinale</b>	 avec entretoise intermédiaire	 sans entretoise intermédiaire
<b>Coupe transversale</b>		
<b>Entretoisement du tablier</b>	Avec entretoises intermédiaires ⇒ Tablier rigide <b>indéformable</b>	Sans entretoises intermédiaires (2 Entretoises uniquement sur appui) ⇒ Tablier souple <b>déformable</b>
<b>Répartition transversale</b>	Méthode de Courbon	Méthode de Guyon-Massonnet
<b>Poutres principales</b>	Nombre limité de PP avec grandes sections et largement espacées.	Plusieurs PP de sections plus petites et moins espacées.



Ancienne conception



Nouvelle conception

### 1.1. Domaine d'emploi

Ce type d'ouvrage peut présenter un intérêt dans certaines situations, notamment dans le cas où le coût de la main d'œuvre est moins important ou lorsque l'esthétique n'est pas demandé et notamment en zone rurale (sur les oueds). Longitudinalement, l'ouvrage peut être continu ou à travées indépendantes. Dans le cas d'ouvrages continus, le tablier est moins épais, les piles sont moins larges (une seule ligne d'appuis) et le nombre de joints de chaussée est limité. Cependant, cet ouvrage très rigide, est très sensible aux tassements différentiels et, à moins d'être en présence d'un très bon sol, il paraît préférable de ne concevoir que des ouvrages à travées indépendantes.

### 1.2. Dimensionnement

Ce type d'ouvrage fait l'objet du dossier pilote PSIBA 77 du SETRA. A titre indicatif, l'élançement de la poutraison est compris entre le 1/15 et le 1/17. Il peut atteindre le 1/20 en augmentant le nombre de poutres, lorsque des problèmes de gabarit imposent un tablier plus mince. Pour leurs talons, les dimensions de l'ordre de 0,60 m x 0,25 m sont généralement suffisantes. Les âmes et les entretoises sont dimensionnées vis-à-vis de critères constructifs de bonne mise en œuvre du béton et on ne peut descendre dans la pratique en dessous de 0,20 m de largeur. L'épaisseur du hourdis dépend de la distance entre axes des poutres longitudinales et varie de 0,16 m à 0,22 m lorsque cette distance varie de 2,50 m à 4,00 m.

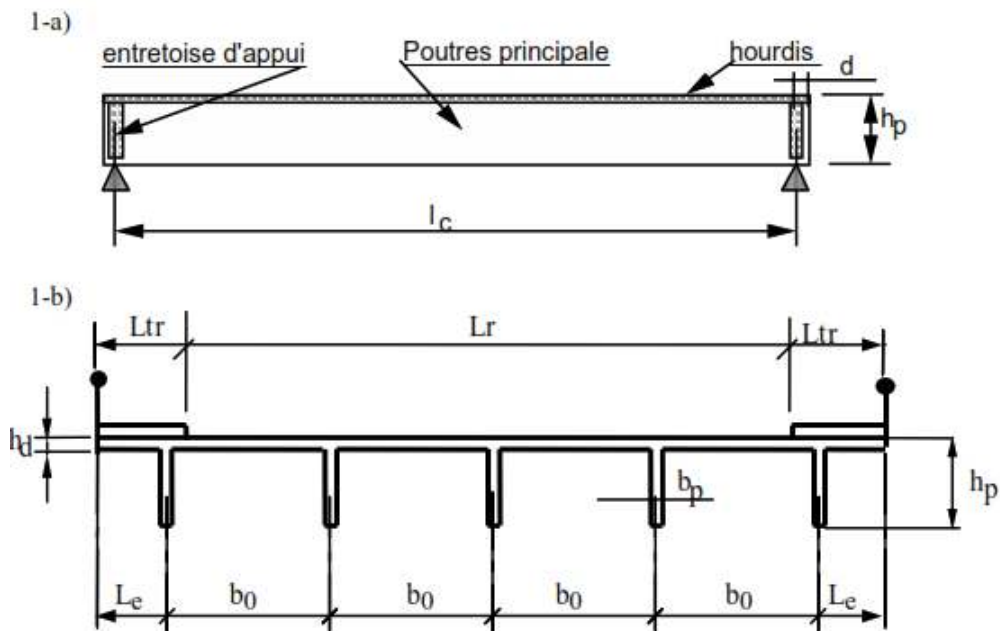


Schéma d'un tablier d'un pont à poutres sans entretoises intermédiaires  
 1-a) Section longitudinale      1-b) Section transversale



Poutres principales :	<p>élancement: <math>\frac{h_p}{l_c} = \frac{1}{17}</math> à <math>\frac{1}{15}</math></p> <p>entraxe: <math>b_o = 1</math> à <math>2,0</math> m</p> <p>épaisseur: <math>b_p = (\frac{1}{5}</math> à <math>\frac{1}{3}) h_p</math></p> <p>about: <math>d = 0,3</math> à <math>0,4</math> m</p>
Entretoises :	<p>épaisseur: <math>b_e = 12</math> à <math>16</math> cm selon l'épaisseur de la dalle <math>h_d</math></p> <p>hauteur <math>h_e = (0,8</math> à <math>0,9) h_p</math>.</p>
Hourdis :	$h_d = 14$ à $20$ cm.
Encorbellement	$Le = b_p/2$ à $b_o/2$ . Souvent on est amené à prendre un encorbellement nul pour éviter l'emploi d'un coffrage en porte à faux

### 1.3. Phasage de construction

Pour les ouvrages anciens, le principe de construction utilisé consiste à bétonner l'ensemble de la structure en une seule phase. En ce qui concerne la nouvelle conception, leurs réalisations consistent à prévoir un phasage de bétonnage analogue à celui des ponts à poutres préfabriquées précontraintes où des poutres préfabriquées en B.A sont posées sur les appuis définitifs et servent de support au bétonnage du hourdis coulé en seconde phase.

#### Comparaison entre les ponts à travées *indépendantes* et les ponts *continus*.

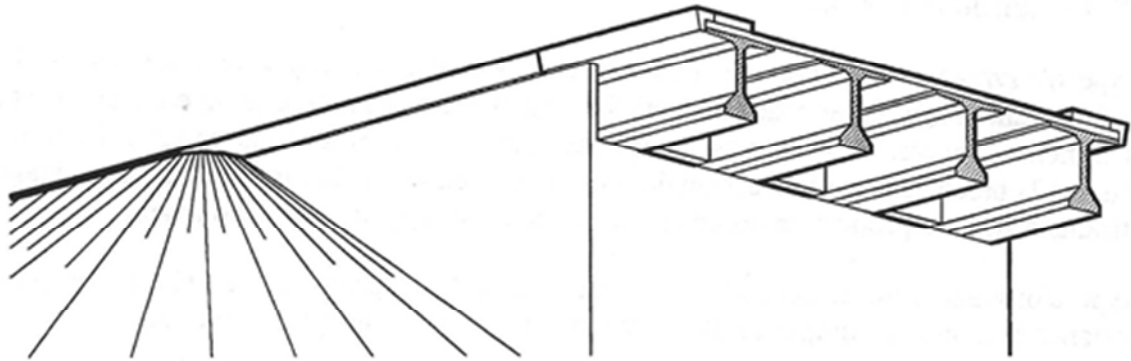
Ponts à travées indépendantes		Ponts à travées continus
Avantages		Inconvénients
1	Possibilité de préfabrication	Pas de préfabrication (généralement)
2	Moins sensibles aux tassements différentiels	Plus sensibles aux tassements différentiels pas recommandé pour mauvais sol ou sur fondations superficielles
Inconvénients		Avantages
1	Tablier plus épais	Tablier plus minces : diminution des moments en travées
2	Charges verticales transmises sur appuis sont excentrées	Charges verticales transmises sur appuis sont non excentrées

#### Avantages et inconvénients de la *préfabrication*.

Avantages	Inconvénients
Rapidité d'exécution des travaux	Prévoir une aire de préfabrication et de
Une bonne qualité du BA : Coffrage métallique	Nécessité d'emploi des engins de mise en place des poutres préfabriquées (grue ou lanceur de poutres).
Dégagement de franchissement sur route ou oued ou chemin de fer (Pas d'échafaudages au sol ou de cintre ou d'étalement).	Pas de continuité

## 2. PONTS A POUTRES PRECONTRAINTES EN POST-TENSION (V.I.P.P.)

Les poutres des VIPP (Viaducs à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées), sont précontraintes par des câbles de post-tension, mis en tension après que le béton ait acquis une résistance suffisante. Ce type de tablier constitue une des premières applications de la précontrainte. Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisiées entre elles par des entretoises d'abouts et une dalle supérieure faible épaisseur, coulée en place en béton armé supportant la chaussée.



Les poutres sont le plus souvent parallèles et équidistantes. Elles comportent une large table de compression formant la membrure supérieure et des talons, constituant la fibre inférieure, ces deux éléments étant reliés par une âme de faible épaisseur. Les poutres ainsi réalisées ont un bon rendement mécanique qui permet à la structure de bien se placer dans la gamme des portées moyennes, à savoir **d'une trentaine à cinquante de mètres**. Comme dans le cas des ponts à poutres en BA, la conception ancienne de la poutraison fait intervenir les entretoises intermédiaires (une à mi-travée, deux aux quarts de travée). Alors que la conception moderne élimine les entretoises intermédiaires en ne laissant que ceux sur appui, de hauteur sensiblement égale à celle des poutres, qui vont intervenir lors du vérinage. Les entretoises d'about permettent ainsi de répartir les charges entre les poutres et de les encastrent à la torsion sur appui.

### ***Principe de construction pour une travée***

La réalisation de ce type de tablier d'une travée comporte les étapes suivantes :

- Préfabrication des poutres sur une aire de préfabrication,
- Mise en tension de quelques câbles de précontrainte, le plus tôt possible, pour permettre de libérer les coffrages,
- Mise en attente des poutres sur une aire de stockage,
- Mise en œuvre d'un complément de précontrainte sur le stock,
- Mise en place des poutres sur appuis définitifs par des moyens de levage adaptés,
- Réalisation en place d'entretoises d'about reliant les poutres,
- Coffrage, ferrailage et bétonnage en place du hourdis,
- Mise en tension d'une deuxième famille de câble de précontrainte lorsque le hourdis a acquis une résistance suffisante et dans certains cas d'une précontrainte transversale.

On réalise ainsi une succession de travées indépendantes, qui sont le plus souvent de portées égales. Les travées sont le plus souvent attelées entre elles par des dallettes de continuité assurant une simple continuité de roulement.

Un point particulier de la construction de ce type d'ouvrage est la mise en place des poutres, ce qui nécessite un matériel de pose et de manutention qui peut être important et qui doit être rentabilisé sur le chantier.

## 2.1. Domaine d'emploi

Ce type d'ouvrage a été largement employé dans les années soixante et soixante-dix. Il est adapté au franchissement en viaduc de brèches importantes, en longueur ou en hauteur, et aux sites difficiles d'accès. Ces viaducs comportent alors des appuis d'une certaine hauteur qui découpent la brèche en une succession de travées indépendantes de longueurs égales dégageant des tirants d'air bien proportionnés en ce qui concerne le rapport hauteur/longueur. Ce type d'ouvrage peut également être utilisé pour le franchissement de brèches de moindre importance pouvant ne comporter que quelques travées, voire une travée unique. Dans le cas où les appuis sont importants (piles de grande hauteur et/ou fondations difficiles), on a intérêt à augmenter la portée pour diminuer le coût total de l'ouvrage.



Il faut remarquer que les tabliers VIPP sont moins employés de nos jours. Les inconvénients esthétiques et la concurrence des techniques de construction des ouvrages continus (encorbellement, ponts poussés, ouvrages métalliques ou mixtes) ont fortement limité son emploi.

## 2.2. Dimensionnement

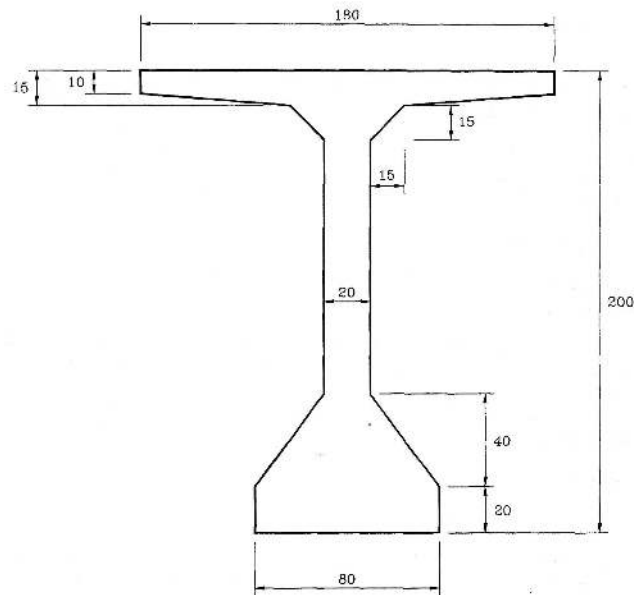
### 2.2.1. Poutres

#### a) Nombre et espacement des poutres

L'espacement courant des poutres est voisin de 3,00 mètres et dans la pratique il varie entre 2,50 et 3,50 mètres, exceptionnellement 4,00 mètres. Le nombre de poutres va donc dépendre essentiellement de la largeur du tablier et de la position des poutres de rive. Dans la mesure du possible, on cherchera à positionner ces poutres de rive le plus près des bords libres, de manière à supprimer la partie de hourdis à couler en encorbellement des poutres de rive, difficile à coffrer.

#### b) Profil des poutres

Le recours à la préfabrication permet d'envisager des formes de poutres assez élaborées, difficiles à coffrer, mais permettant de faire travailler au mieux la matière. Le schéma ci-après donne l'allure habituelle de ce type de poutres pour une portée d'une quarantaine de mètres. L'élançement économique se situe aux environs du 1/17 de la portée, ce qui fixe la hauteur totale du tablier (poutre+hourdis). Le non-respect de cet élançement conduit à des talons très larges et à un poids important des poutres. La hauteur du tablier varie donc habituellement de 1,80 à 2,40 mètres, lorsque la portée varie de 30 à 40 mètres. La hauteur des poutres se déduira du choix adopté pour le type de hourdis et de l'épaisseur même du hourdis.



### c) *Épaisseur des âmes*

En zone médiane, où l'effort tranchant est faible, les âmes sont dimensionnées au minimum constructif dans le but d'alléger le plus possible les poutres. Ce minimum dépend du mode de vibration utilisé (externe ou interne) et indirectement du type de coffrage utilisé pour la réalisation des poutres.

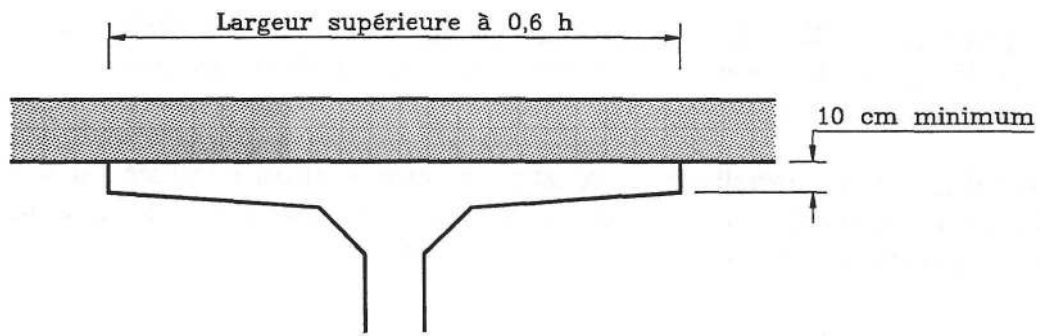
Dans la pratique on emploie souvent un coffrage métallique, la vibration est donc externe et est effectuée par le fond de moule et les joues de coffrage. L'épaisseur des âmes peut donc être réduite au strict minimum et descend couramment à 18 cm ou 20 cm en zone courante. Au voisinage des appuis, les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant, ce qui conduit à réaliser un épaissement d'âme sur une longueur qui peut atteindre le quart de la portée. Au droit de l'appui, l'épaisseur de l'âme atteint couramment 30 cm.

### d) *Tables de compression*

Pour alléger les poutres, on serait tenté de réduire au minimum la largeur des tables de compression. Toutefois, pour prévenir tout risque de déversement pendant les opérations de manutention, on ne descendra pas en dessous d'une largeur voisine de 60% de la hauteur, ce qui conduit à une largeur courante de 1,50 m. On est parfois conduit à augmenter cette valeur (jusqu'à 2,50 m) pour pouvoir placer les poutres directement en rive ou pour diminuer la portée libre des coffrages du hourdis.

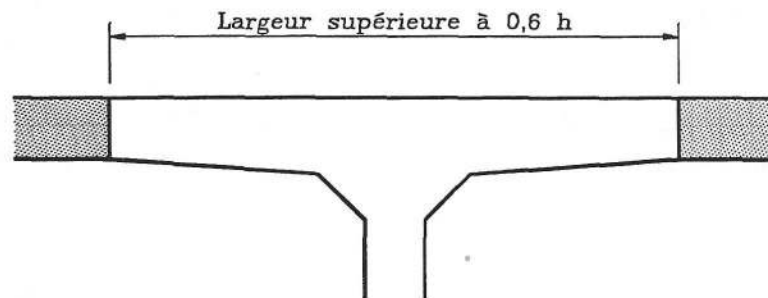
Des tables de compression relativement larges présentent en outre l'avantage de pouvoir augmenter la part de la précontrainte de première famille, plus efficace, sans que la précontrainte totale n'augmente. Les tables de compression sont donc généralement surabondantes vis-à-vis de la flexion longitudinale et leur épaisseur pourra être réduite au minimum. Elle est néanmoins fonction du parti adopté pour le hourdis.

Dans le cas d'un hourdis général coulé par-dessus les poutres, l'épaisseur extrême est aussi faible que possible et dans la pratique elle ne peut descendre en dessous de 10 cm pour des questions de bonne mise en œuvre des ferrillages.



*Table de compression et hourdis général*

Dans le cas d'un hourdis intermédiaire coulé entre les poutres, l'épaisseur extrême de la table est celle adoptée pour le hourdis et dépend donc de l'espacement des poutres.



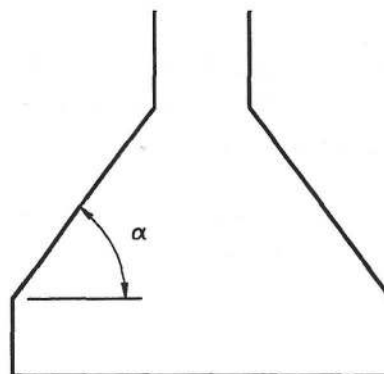
*Table de compression et hourdis intermédiaire*

La face inférieure de la membrure présente une légère pente variant de 1/10 à 1/15. La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur dont les dimensions sont voisines de 0,15 x 0,15 m avec un inclinaison sensiblement égale à 45°.

### e) Talons

Les talons des poutres, constituant la fibre inférieure de la structure sont dimensionnés par la flexion et doivent permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement.

Pour les dimensionnements classiques (ouvrage élancé au 1/17), la largeur des talons varie de 0,60 à 0,90 mètres lorsque la distance entre axes des poutres varie de 2,50 à 4,00 mètres. Par contre, elle est très sensible à l'élancement et varie comme le carré de cet élancement. Le non-respect de l'élancement normal conduit à des talons très larges et à une augmentation rapide du poids unitaire des poutres.



*Forme des talons*

La partie verticale du talon ou pied de talon est comprise entre 0,10 et 0,20 mètres pour des largeurs de talons variant de 0,60 à 0,90 mètres. Le pan incliné du talon doit être relativement pentu pour permettre une bonne mise en œuvre du béton et pour faciliter le relevage des câbles de précontrainte.

## 2.2.2. Entretoises

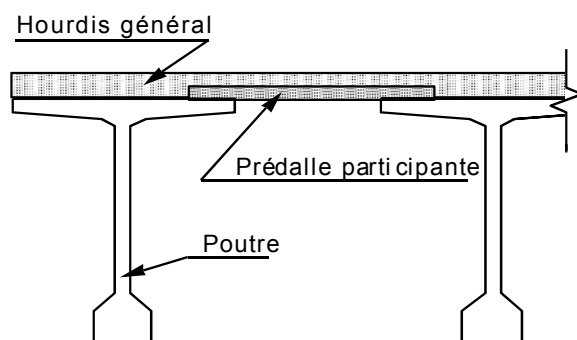
Les entretoises ont pour rôle de répartir les charges entre les poutres et de les encastrent à la torsion sur appuis. A l'origine, tous les ponts à poutres préfabriquées de type VIPP comportaient des entretoises à l'about et des entretoises intermédiaires en travée, à mi-portée et aux quarts de portée (soit cinq en tout). La réalisation en place de ces entretoises complique et ralentit l'exécution du tablier et les entreprises ont cherché à supprimer les entretoises intermédiaires. Le comportement de la structure est alors très différent puisque le tablier devient très souple transversalement. Naturellement, cette différence de comportement doit être prise en compte au niveau des calculs par des méthodes de calcul de la répartition transversale adaptées.

Actuellement, pratiquement tous les ouvrages sont réalisés sans entretoises intermédiaires.

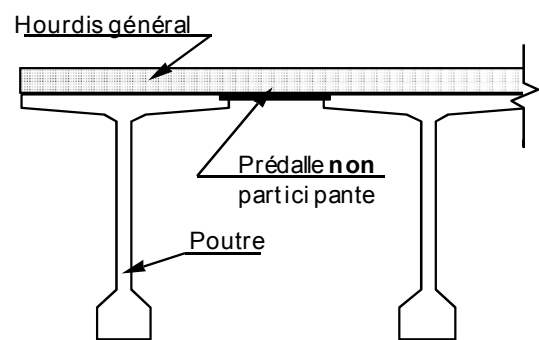
Par contre, la suppression des entretoises d'about n'est pas recommandée. En effet, ces entretoises assurent l'encastrement à la torsion des poutres sur appuis, hypothèse fondamentale des méthodes classiques de calcul de la répartition transversale. En outre, leur réalisation au droit des appuis est moins contraignante qu'en travée. De plus, leur rôle est indispensable pour le vérinage du tablier rendu nécessaire pour le changement des appareils d'appuis, à moins de prévoir des dispositifs particuliers. Le cas de charge correspondant est d'ailleurs souvent prépondérant pour le dimensionnement des entretoises. Enfin, les entretoises sur culées sont indispensables pour assurer une bonne tenue des joints de chaussée d'extrémité.

## 2.2.3. Hourdis

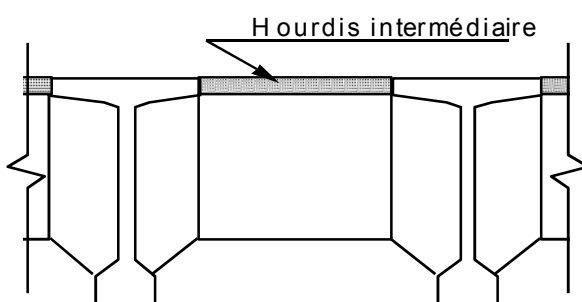
La réalisation des hourdis est facilitée lorsque les poutres de rive sont placées directement en rive et qu'il n'y a pas de hourdis à couler en encorbellement des poutres de rive. Le hourdis peut être choisi de type général en BA réalisé au-dessus des tables de compression des poutres ou bien de type intermédiaire réalisé entre les tables de compression des poutres. Mais dans ce dernier cas, une précontrainte transversale est nécessaire pour assurer le monolithisme de la structure, ce qui rend la conception peu économique.



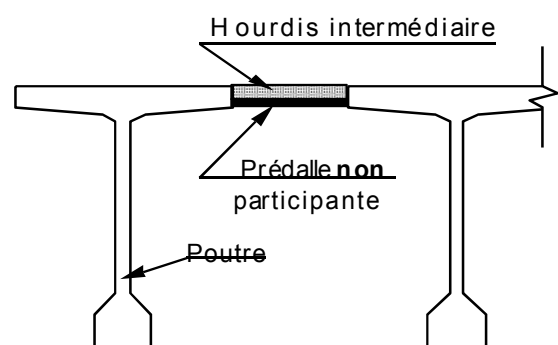
a) coulé sur prédalles participantes



b) coulé sur prédalles non participantes.



a) coulé en place



b) coulé sur prédalles non participantes.

Chaque procédé présente ses avantages et ses inconvénients. Lorsque les prédalles sont de types participants, elles sont en BA épaisses. Dans le cas contraire, elles sont en BA minces, jouant un rôle d'un coffrage perdu. Dans ce cas, les tables de compression des poutres sont larges afin de réduire la portée des prédalles. Le type le plus employé est celui d'un hourdis général en BA coulé sur prédalle non participante.



Poutres précontraintes préfabriquées sur chantier avant la mise en place du hourdis

### ***Epaisseur du hourdis***

L'épaisseur du hourdis est directement lié à sa portée transversale et donc à l'espacement des poutres. Il dépend, à une moindre échelle, de l'existence ou non d'entretoises intermédiaires en travée et du choix fait pour le mode de liaison transversale (précontrainte ou béton armé).

L'épaisseur du hourdis est voisine du 1/16 de la portée transversale. Un dimensionnement rapide permet de retenir les épaisseurs suivantes, en fonction de l'écartement  $e$  des poutres.

0,16 m	pour	$e < 2,75\text{m}$
0,18 m	pour	$2,75 \leq e \leq 3,50\text{m}$
0,20 m	pour	$e > 3,50\text{ m}$

### **2.2.4. Câblage**

Le câblage principal correspond à la précontrainte longitudinale qui est mise en œuvre dans les poutres. Dans certains cas, il peut être envisagé de mettre en œuvre une précontrainte transversale dans les hourdis.

#### ***a) Principe de câblage***

Le câblage longitudinal des poutres comporte deux familles de câbles associées aux deux phases de bétonnage :

Une première famille de câbles est mise en tension sur les poutres seules, assez rapidement après le bétonnage des poutres.

La seconde famille de câbles est mise en tension lorsque le béton du hourdis a acquis une résistance suffisante.

La première famille de câbles, qui sont généralement tous ancrés à l'about, est constituée de câbles de moyenne puissance (section comprise entre 1000 et 1200 mm<sup>2</sup>). Elle représente environ les 2/3 de la précontrainte longitudinale totale. La mise en tension de cette première

famille de précontrainte est en général fractionnée. Une première partie est mise en tension le plus tôt possible (1 ou 2 jours après bétonnage) pour permettre de manutentionner les poutres et ainsi libérer les coffrages. La deuxième partie est appliquée un peu plus tard, lorsque la béton des poutres a le béton a acquis une résistance suffisante pour supporter la totalité de la précontrainte de première famille, ce qui correspond en pratique à une résistance voisine de la résistance à 28 jours.

La deuxième famille de câbles est constituée de câbles relevés en travée, mis en tension sur la section complète poutre+hourdis. Elle représente environ le 1/3 de la précontrainte longitudinale totale. Les câbles utilisés sont de plus petite puissance (500 à 600 mm<sup>2</sup> de section) pour éviter de trop fortes discontinuités d'effort tranchant dans les sections d'arrêt de câbles qui entraîneraient des variations de cisaillements non admissibles, ou nécessiteraient une augmentation de l'épaisseur des âmes.

En ce qui concerne les unités de précontrainte, il convient de déconseiller l'emploi de câbles de trop forte puissance qui pourraient être proposés par l'entreprise et se limiter à des câbles de moyenne puissance de type 12 T 13. En effet, si le nombre de câbles diminue dans de trop fortes proportions, il devient très difficile de répartir correctement les câbles entre les deux familles de précontrainte et de concevoir un câblage régulier, assurant une bonne réduction d'effort tranchant le long de la poutre. De plus, l'ancrage de fortes unités dans des pièces minces apporte d'importants efforts de diffusion. Il paraît donc souhaitable de prévoir au moins trois câbles dans chacune des deux familles de précontrainte, les câbles de deuxième famille étant de petite puissance.



Exemple d'une poutre préfabriquée sur place avec 4 câbles de la première famille

### ***c) Tracé des câbles***

Le tracé vertical d'un câble est généralement constitué d'une partie rectiligne dans la zone médiane, suivi d'une déviation verticale, souvent parabolique, dans l'âme de la poutre. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

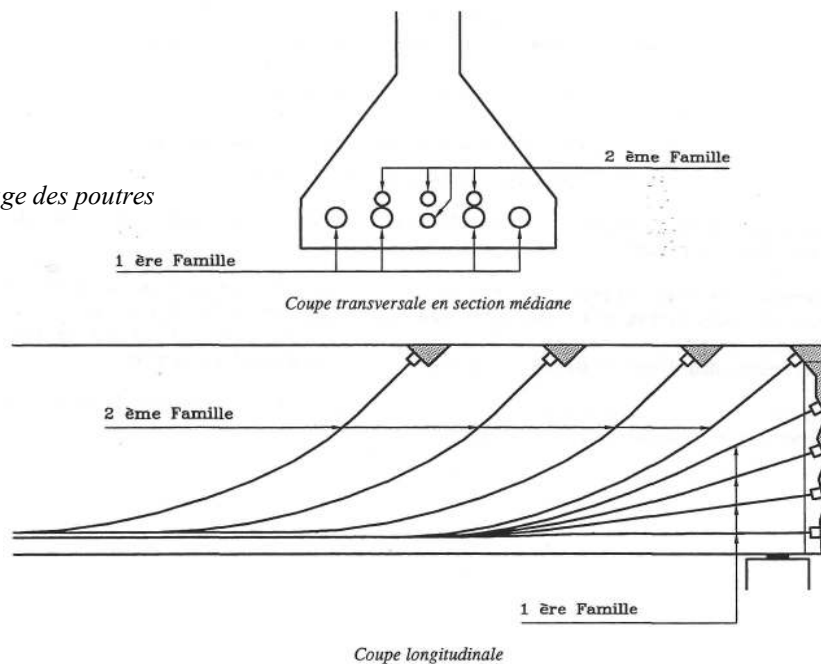
En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, voire nuisible, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi, l'angle de relevage de ces câbles varie de quelques degrés (1 à 2 degrés) pour le câble le plus bas, à une vingtaine de degrés pour le câble le plus haut, ce qui correspond à une inclinaison moyenne de 10 à 12 degrés, apportant une bonne réduction d'effort tranchant. Le câble inférieur est ancré au plus bas.

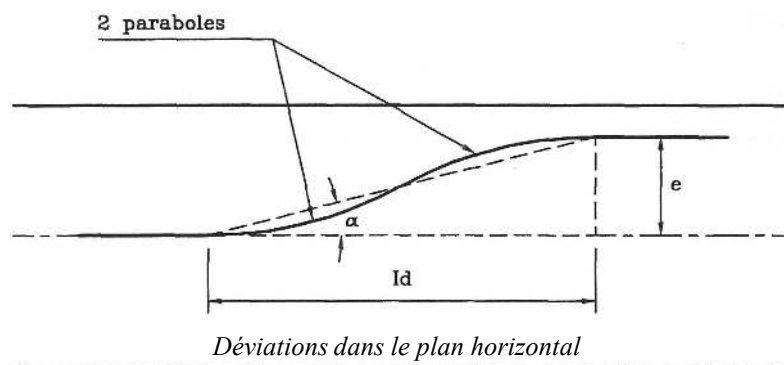


Les câbles de deuxième famille sont généralement tous relevés en travée. Pour faciliter l'exécution, on cherchera à adopter un espacement constant entre points de sortie et à conserver un même angle de sortie pour tous les câbles.

Principe de câblage des poutres



L'angle de sortie des câbles relevés est voisin de 20 degrés, ce qui permet d'une part de limiter la longueur des encoches et d'autre part d'apporter une bonne réduction d'effort tranchant. Habituellement, le câble le plus court sort au voisinage du quart de portée et le câble le plus long est ancré assez près de l'about de sorte que l'ensemble du hourdis soit précontraint. Les déviations en plan nécessaires au centrage du câble dans l'âme avant relevage, sont habituellement réalisées par deux paraboles tangentes. On veillera à ce que cette déviation en plan soit effectuée sur une distance suffisante pour limiter la perte de précontrainte en courbe.



Les déviations dans les plans vertical et horizontal peuvent être séparées ou présenter des zones de recouvrement.

La première solution est préférable du point de vue de l'exécution, puisque les déviations sont d'abord effectuées dans un plan horizontal puis dans un plan vertical. Le réglage des conduits des câbles en est facilité, ce qui réduit le risque d'erreur de positionnement. C'est celle que nous préconisons dans la mesure du possible, même si elle est plus difficile à concevoir.

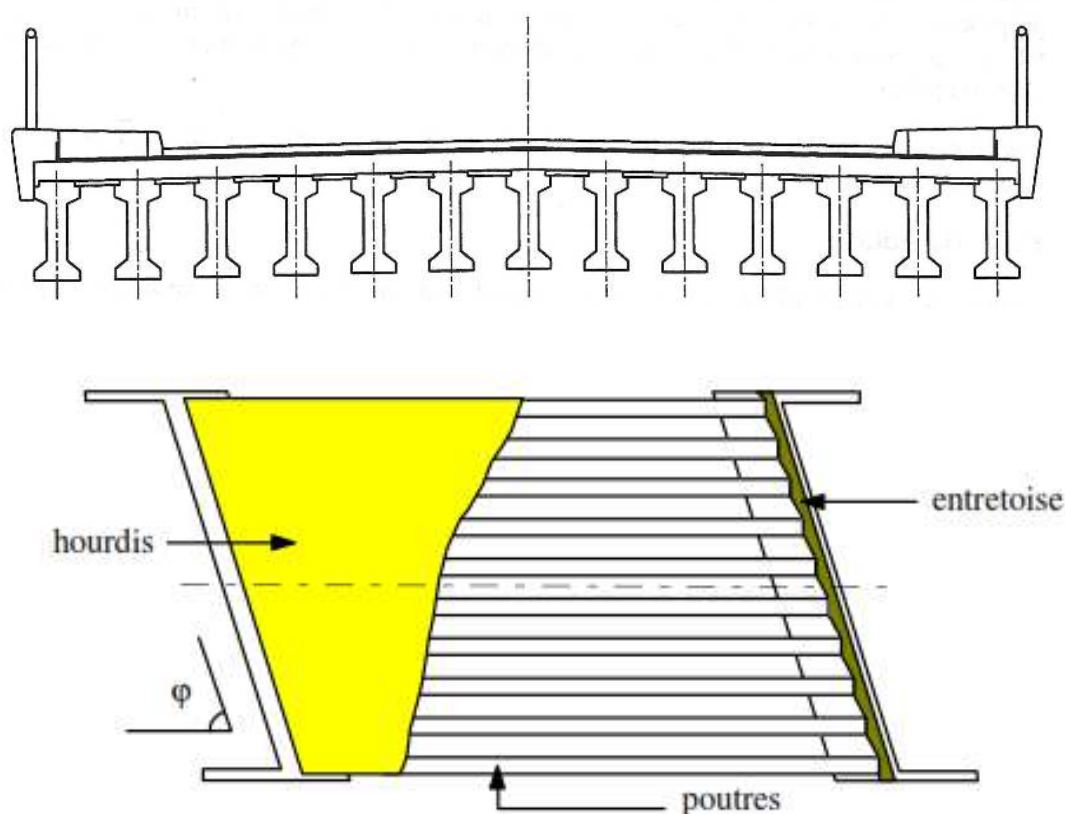
La deuxième solution, plus délicate à mettre en œuvre, présente l'avantage de réduire les pertes de précontrainte au strict minimum.

### 3. LES PONTS A POUTRES PREFABRIQUEES RECONTRAINTEES PAR ADHERENCE (PRAD)

Dans le cas des poutres PRAD (PRécontrainte par ADhérence), la précontrainte est réalisée par des torons adhérents au béton, mis en tension avant bétonnage, et relâchés lorsque le béton a acquis une résistance suffisante. Cette technologie nécessite des installations importantes que l'on rencontre dans des usines de préfabrication spécialisées.

En ce qui concerne les ponts à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence ou par pré-tension, la précontrainte est réalisée par des armatures tendues avant durcissement du béton, par opposition avec le précontrainte par câbles, ou post-tension, utilisée pour les autres procédés de construction. Ce type de structure fait l'objet d'un dossier pilote du SETRA, le dossier PRAD 73, mais à la différence du dossier VIPP n'est pas associé à un programme de calcul électronique.

L'ouvrage est constitué par des poutres régulièrement espacées formant l'ossature longitudinale de la structure.



#### 3.1. Domaine d'emploi

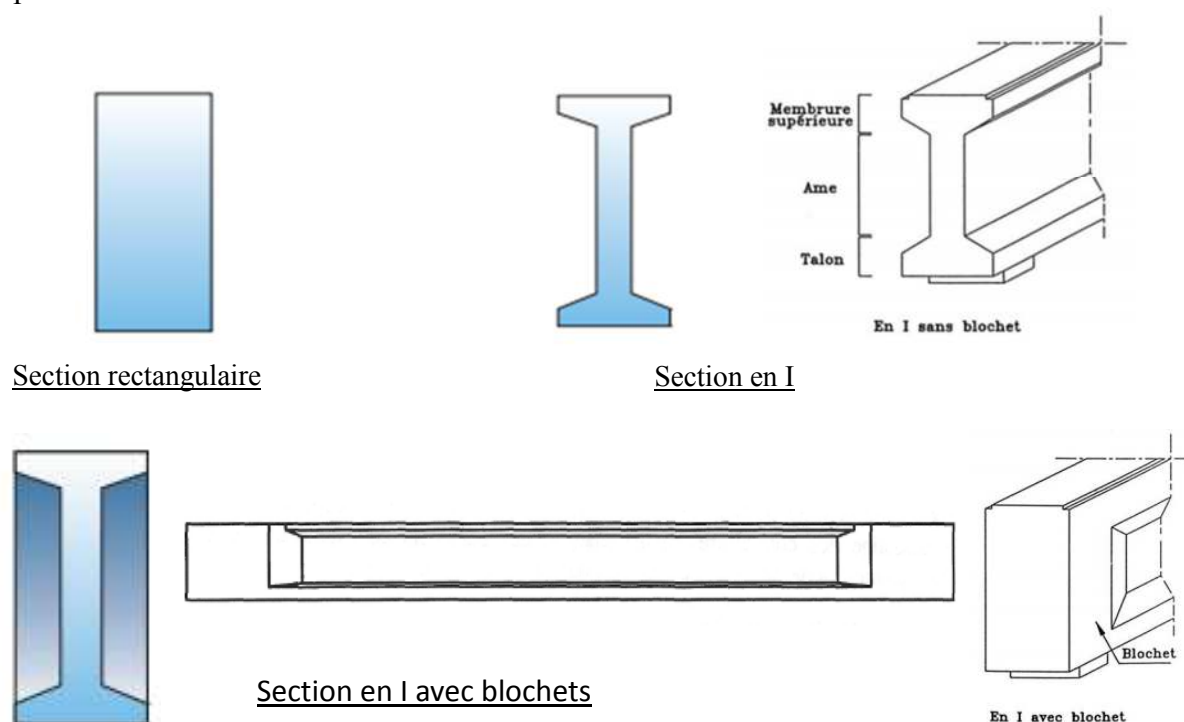
Ce type de structure couvre une assez vaste gamme de portée puisque l'on peut considérer qu'elles s'échelonnent entre 10 et 30 mètres. Il n'y a pas à proprement parler de limite inférieure, mais il est évident que pour les plus petites portées, on pourra avantageusement se contenter de structures en béton armé, ponts dalles, ponts à poutres, portiques ou ponts cadres. On peut donc admettre que le domaine d'emploi privilégié se situe entre 15 et 25 mètres de portée avec un élancement voisin du 1/20. Cette gamme de portée coïncide avec celle des ponts en dalle précontrainte de hauteur constante de type PSIDP. Au-delà, les ponts à nervures ou les ponts à poutres VIPP sont plus adaptés.

Mis à part les avantages liés à la préfabrication, un avantage propre aux tabliers PRAD comme aux ponts à poutrelles enrobées, est la rapidité d'exécution possible, liée à la préfabrication en usine. On peut dire que pour un ouvrage courant comportant une travée d'une dizaine de poutres, la fabrication, le transport et la mise en place des poutres peut être réalisée en quinze jours.

## 3.2. Dimensionnement

### 3.2.1. Poutres

Les poutres ont généralement une forme en double T en section courante pour devenir rectangulaire, à la largeur des talons, aux extrémités, réalisant ainsi un blochet d'âme de faible longueur. Pour les petites portées, elles peuvent être simplement rectangulaires ou trapézoïdales sur toute la longueur. Des sections en forme de U, d'auge ou de caissons se rencontrent parfois. L'espacement transversal courant est voisin d'un mètre.



Les talons de poutres ont une largeur variant de 0,50 à 0,80 mètre, rarement plus. La hauteur des poutres, compte tenu de l'élançement classique varie entre 0,80 et 1,60 mètre. Les âmes sont de faible épaisseur sans descendre au-dessous de 14 cm.

Les poutres étant préfabriquées en usine, les préfabriquants ne disposent que d'un nombre limité de coffrages qui sont proposés sur catalogue. C'est pourquoi il est exclu de définir au stade du marché les dimensions de détail du coffrage des poutres. Certains préfabriquants proposent de véritables catalogues de ponts, dans lesquels le projeteur trouve abaques et tableaux permettant de prédimensionner rapidement l'ouvrage en fonction de la portée et des charges appliquées.

Les poutres de rive sont systématiquement placées en rive pour éviter le coffrage d'un hourdis en encorbellement.

### 3.2.2. Hourdis

Le hourdis est un hourdis général coulé par-dessus les poutres. Son coffrage est le plus souvent réalisé par des coffrages perdus en fibre-ciment compte tenu de la faible portée transversale. Les

prédalles en béton armé sont plus rarement utilisées. Son épaisseur est assez faible et est dimensionnée par le poinçonnement du hourdis (15 à 16 cm).

### 3.2.3. Entretoisement

L'entretoisement, indispensable pour assurer l'encastrement des poutres à la torsion et pour permettre le vérinage du tablier afin de changer les appareils d'appuis, est réalisé de différentes façons.

Compte tenu de la forme rectangulaire des poutres au niveau des abouts, il n'est pas facile de réaliser des entretoises entre les poutres. La méthode la plus couramment utilisée consiste à couler en place un chaînage à l'arrière des poutres, au droit des piles ou des culées. La liaison entre ce chaînage et les poutres est assurée par des armatures passives en attente à l'arrière des poutres.

Le ferrailage du chaînage proprement dit dépend du parti adopté pour le vérinage du tablier, selon qu'il est prévu de soulever l'ouvrage en prenant appui sous les poutres ou sous le chaînage lui-même.

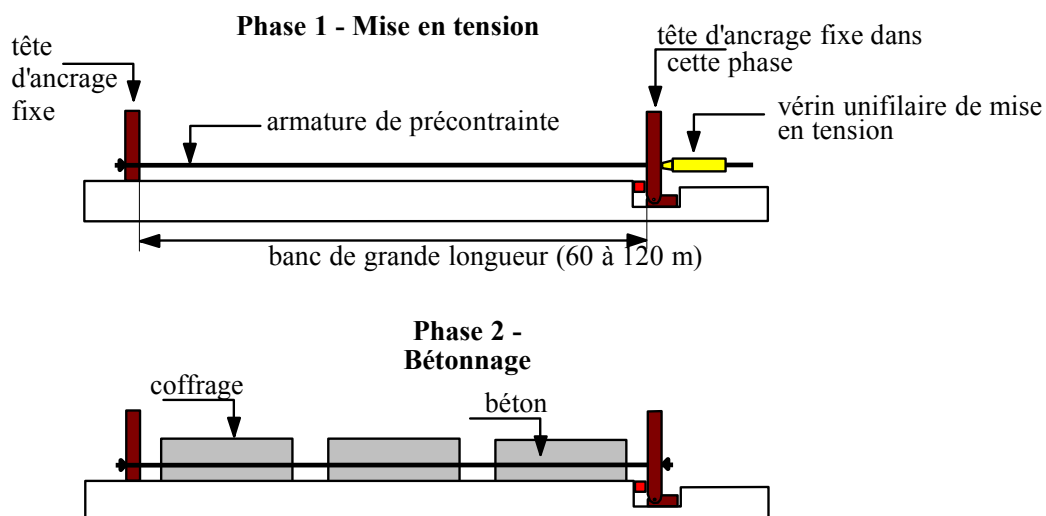
La solution, parfois appelée longrine incorporée, et consistant à renforcer le ferrailage passif transversal dans le hourdis ne paraît pas satisfaisante car elle ne permet pas d'assurer l'encastrement des poutres à la torsion.

Une dernière solution consistant à établir une véritable continuité en béton armé est également employée. Nous l'évoquerons dans le chapitre sur la continuité des structures.

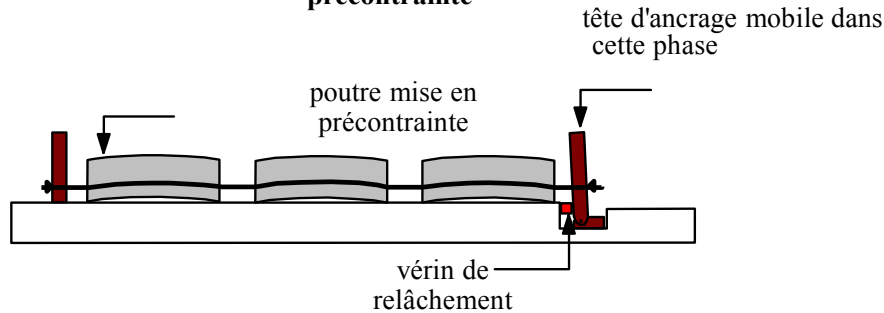
### 3.3. Principe de construction

Le principe de construction est très semblable à celui des ponts à poutres de type VIPP. Les poutres sont préfabriquées en usine sur des bancs de préfabrication. L'installation d'une usine foraine sur le site du chantier est rare. Les poutres sont transportées depuis l'usine de préfabrication jusque sur le site du chantier où elles sont mises en place sur leurs appuis définitifs par des moyens de levage légers. Des entretoises transversales sont coulées en place pour assurer le contreventement des poutres, et la structure est complétée par un hourdis coulé systématiquement par-dessus les poutres.

Les poutres sont préfabriquées en usine sur des bancs de préfabrication pouvant atteindre une centaine de mètres de longueur.



### Phase 3 - Mise en précontrainte



- Banc de préfabrication

Les ferraillements sont mis en place dans les coffrages métalliques. Les armatures de précontrainte sont enfilées à l'intérieur des cages d'armatures passives et sont positionnées grâce à des gabarits métalliques percés faisant également office de coffrage d'about.

Les torons sont fixés à une extrémité du banc sur un ancrage fixe et sont mis en tension, un par un, par l'autre extrémité, puis sont bloqués par des clavettes.

Les armatures de précontrainte ont donc un tracé rectiligne si l'on fait abstraction de la technique des déviateurs de fils, qui n'est plus utilisée en France en raison des investissements coûteux qu'elle nécessite.

Le bétonnage peut avoir lieu dès ces opérations terminées. Le béton employé est de qualité exceptionnelle et est généralement confectionné par la centrale à béton de l'usine. Il s'agit de bétons ayant un faible rapport E/C (0,4 voire moins), ce qui est favorable à l'obtention d'une forte résistance et qui peuvent être mis en œuvre dans de bonnes conditions grâce aux moyens de vibrations importants disponibles et également grâce à l'emploi éventuel d'un fluidifiant approprié. Sa résistance caractéristique à 28 jours atteint couramment 40 à 45 MPa.

Lorsque le béton des poutres atteint une résistance suffisante, on procède à leur mise en précontrainte par relâchement progressif de l'ensemble des armatures. Il est évidemment exclu de procéder à un relâchement brutal des torons. A cette phase, la résistance du béton requise est de l'ordre de 30 MPa. Pour obtenir de telles résistances à un jeune âge du béton, on a parfois recours au traitement thermique du béton, solution moins utilisée aujourd'hui du fait du coût de l'énergie.

La mise en précontrainte peut avoir lieu selon les cas, au bout de 16 heures avec un étuvage soutenu, au bout d'un jour avec un étuvage léger et au bout de 3 jours lorsque les coffrages sont calorifugés ce qui permet un auto-étuvage dû à la réaction exothermique de prise du béton.

Dans les zones voisines de l'about, où les moments fléchissants de poids propre sont faibles, la précontrainte excentrée est néfaste et conduit à l'apparition de fortes tractions en fibre supérieure. Pour pallier cet inconvénient, l'effet de la précontrainte est annulé sur une longueur appropriée, par gainage d'un certain nombre de torons, de manière à reporter l'effort de précontrainte en travée. Malgré tout, il est rarement possible d'éviter les tractions en fibre supérieure qui doivent être reprises par des ferraillements passifs.

Une fois les poutres terminées, elles doivent être mises en place le plus tôt possible de façon à éviter de trop fortes déformations dues au fluage du béton.

### 3.4. LIAISON LONGITUDINALE

Les ponts à poutres sous chaussée sont sujet à de nombreuses critiques pour les inconvénients qu'ils présentent du fait de la multiplicité des joints de chaussée. Outre l'inconfort indéniable ressenti par l'utilisateur au franchissement de chaque joint, le coût initial et le coût d'entretien, surtout lorsqu'il s'avère nécessaire de procéder à un rechargement de la chaussée entraînant la

dépose de tous les joints, sont très importants. Différentes solutions ont été envisagées pour remédier à cet inconvénient que l'on peut classer en deux familles. Continuité mécanique de la structure porteuse, Continuité apparente au niveau du hourdis.

### **3.4.1. Principe de la continuité mécanique**

La continuité mécanique de la structure porteuse est réalisée par clavage des poutres préfabriquées sur appuis intermédiaires et mise en oeuvre d'armatures passives ou actives. Compte tenu du mode de construction, le bénéfice apporté par la continuité ne concerne que les superstructures et les charges d'exploitation, appliquées à l'ouvrage après réalisation de la continuité.

Cette solution a fait l'objet de plusieurs tentatives consistant à réaliser une précontrainte supérieure par des câbles mis en tension dans le hourdis, complétée par des câbles inférieurs filants d'une travée à l'autre et traversant les talons (cas du pont du Lac à Bordeaux). Dans certains cas, des solutions à base de coupleurs situées dans la zone de clavage ont été imaginées.

Les solutions de continuité en béton armé consistent, quant à elles, à prévoir des armatures en chapeaux dans le hourdis et des armatures inférieures en attente dans les talons de poutres.

De façon générale, nous portons un jugement assez négatif sur ce type de continuité qui est d'ailleurs à peu près abandonnée, sauf en ce qui concerne les poutres PRAD, précontraintes par adhérence, dans lesquelles les efforts sont nettement moins importants.

En effet le bilan "avantages-inconvénients" semble nettement pencher du côté négatif.

Un des principaux avantages est évidemment la suppression des joints de chaussée et on peut attendre une légère économie de précontrainte longitudinale et la possibilité de réaliser des ouvrages plus élancés.

Par contre les inconvénients sont très nombreux et rendent le bilan de l'opération discutable. De ceux-là on peut citer :

- Nécessité de prévoir des gaines vides dans les poutres ou d'utiliser des coupleurs dans une zone très sollicitée ou encore de tendre des câbles dans le hourdis,
- Rendre l'ouvrage particulièrement sensible aux dénivellations d'appuis du fait de sa rigidité importante,
- Nécessité de prévoir des appuis provisoires dédoublés et un transfert d'appui par vérinage,
- Incertitude sur la redistribution des efforts par fluage du béton, surtout dans le cas de la solution précontrainte,
- Introduction d'efforts supplémentaires de gradients thermiques et de tassements d'appuis.

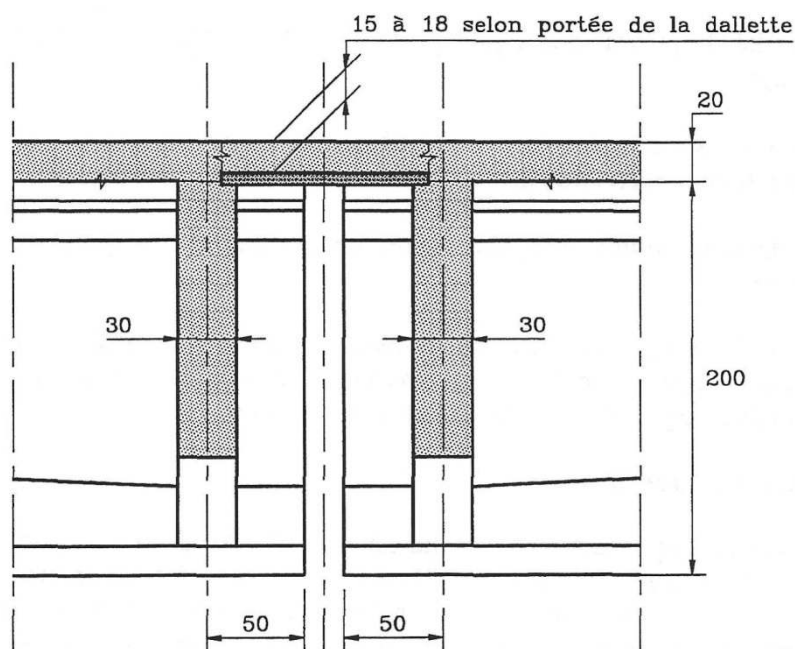
Du point de vue des efforts, l'apparition des moments positifs de gradient thermique et de redistribution par fluage compense la diminution due à la continuité des moments de superstructure et de charges d'exploitation. Le bilan est négatif.

### **3.4.2 Continuité apparente**

La solution la plus classique aujourd'hui et qui est employée de façon quasi-systématique pour les ouvrages neufs, consiste à atteler les travées par le hourdis supérieur. Il s'agit d'une continuité de roulement, qui du point de vue mécanique n'est capable de transmettre que les efforts et les déplacements horizontaux par le hourdis, les rotations de poutres aux extrémités restant libres, la rigidité du hourdis étant négligeable par rapport à celle des poutres.

Elle consiste à assurer une liaison entre deux travées adjacentes en prolongeant le hourdis entre les poutres. Pour permettre une libre rotation des poutres, les poutres et le hourdis sont désolidarisés sur une longueur d'un mètre environ (dans la pratique entre les entretoises d'about des deux travées) par l'interposition d'un élément souple tel qu'une mince couche de polystyrène. Cette réduction d'épaisseur rend la dalle de continuité plus souple ce qui lui permet de subir les rotations différentielles des travées adjacentes. Malgré cette souplesse, la fissuration de la dalle est inévitable et il convient de bien répartir cette fissuration en utilisant des fers de faible diamètre et peu espacés (8 HA 12 par mètre). Dans cette zone, il convient de soigner particulièrement l'étanchéité.

Cependant, l'attelage de travées ne peut être réalisé sur de trop grandes longueurs sans risque de trop solliciter certains appuis. L'attelage des travées a une incidence sur le dimensionnement des appareils d'appuis et des appuis eux-mêmes. On ne peut pas toujours se contenter d'appareils d'appuis en élastomère fretté ordinaires et il faut prévoir des appareils d'appuis glissants sur certains appuis. Dans la pratique on peut atteler sans difficultés quatre à cinq travées, ce qui correspond à une longueur maximale de l'ordre de 150 mètres.



*Principe de la continuité apparent*

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.

P. PAILLUSSEAU, G. LACOSTE et J. MICHOTEY, "Cours de Ponts", 2016.

M. BenOuédou, "LA CONCEPTION DES OUVRAGES COURANTS EN BÉTON ARMÉ ET EN BÉTON PRÉCONTRAINTE : Tome 1", ENIT – 2008.

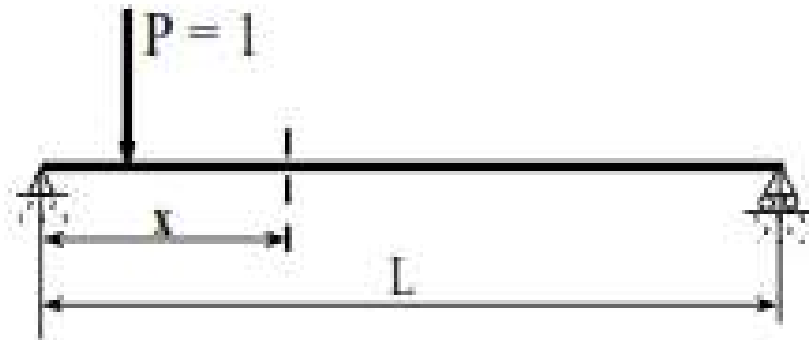




# Rappel de Notions de Ligne d'Influence

## 1-1- Introduction

Les lignes d'influences sont obtenues pour une section donnée  $x$ . Dans le cas des poutres, ces lignes d'influences sont déterminées pour les moments fléchissants et les efforts tranchants. Ils sont obtenus en faisant un balayage d'une charge unitaire ( $P=1$ ) le long de la poutre et en cherchant le moment fléchissant ou l'effort tranchant dans la section  $x$  considérée.



*Figure 1* : Section  $x$  pour une ligne d'influence.

Donc une ligne d'influence est toujours liée avec une section donnée ( $x$ ). On écrit pour les lignes d'influences des moments fléchissants : Li " $M_x$ " et ceux des efforts tranchants : Li " $T_x$ ".

## 1-2- Lignes d'influences des poutres sur appuis simples

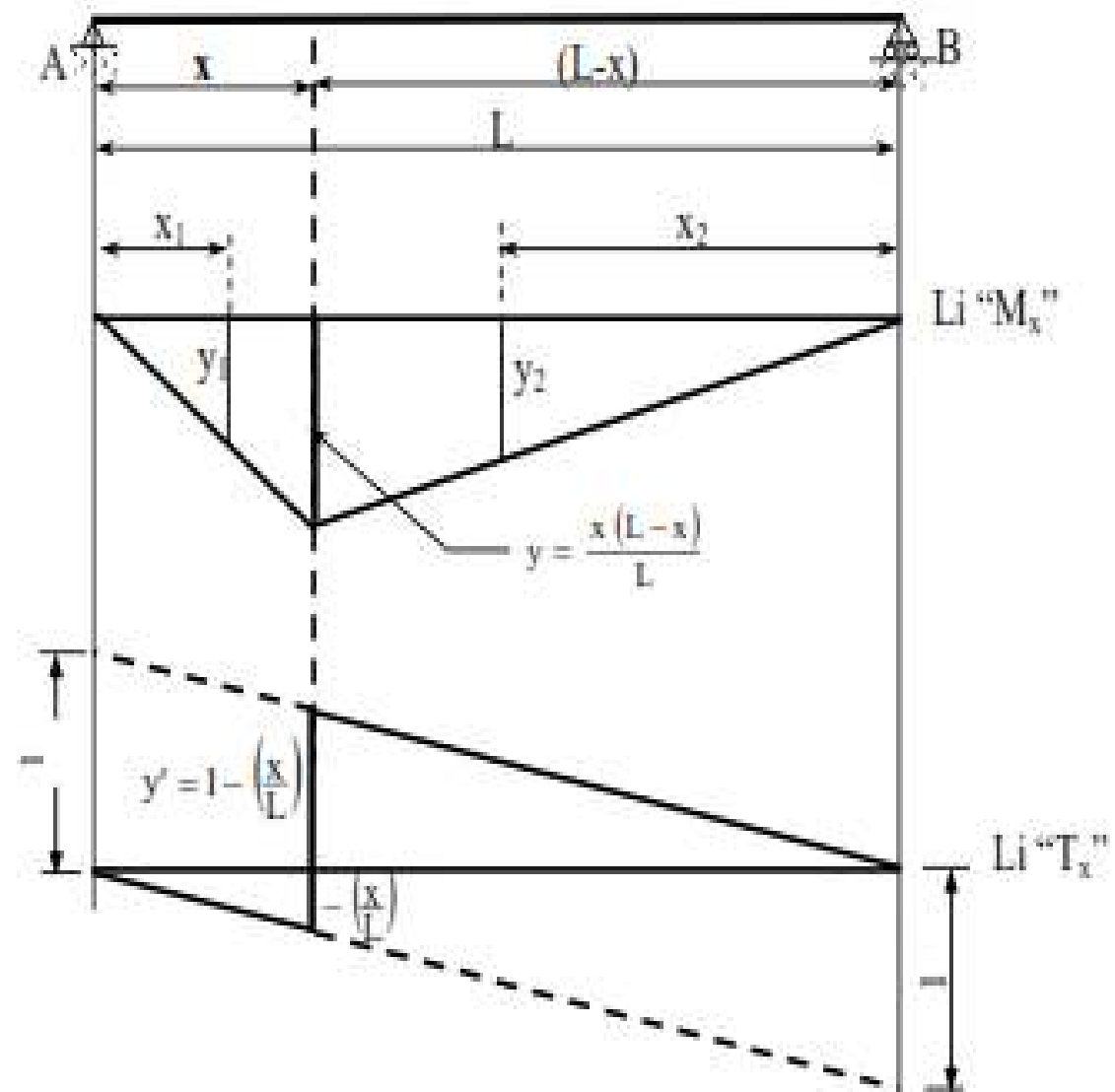
Les lignes d'influences des moments fléchissants et des efforts tranchants sont présentées dans la Figure 2 ci-après. Pour les moments fléchissants, la ligne d'influence d'une poutre sur appui simple est une ligne brisée dont le sommet,  $y$ , est :

$$y = \frac{x(L-x)}{L}$$

Ainsi, les valeurs sont positives et de même signe. Pour les efforts tranchants, la ligne d'influence est formée par deux parties (Figure 2): une partie positive d'extrémité,  $y'$ , tel que :

$$y' = 1 - \left(\frac{x}{L}\right).$$

Et une partie négative d'extrémité :  $\left(\frac{-x}{L}\right)$



*Figure 2* : Lignes d'influences des moments fléchissants et des efforts tranchants dans une section  $x$ .

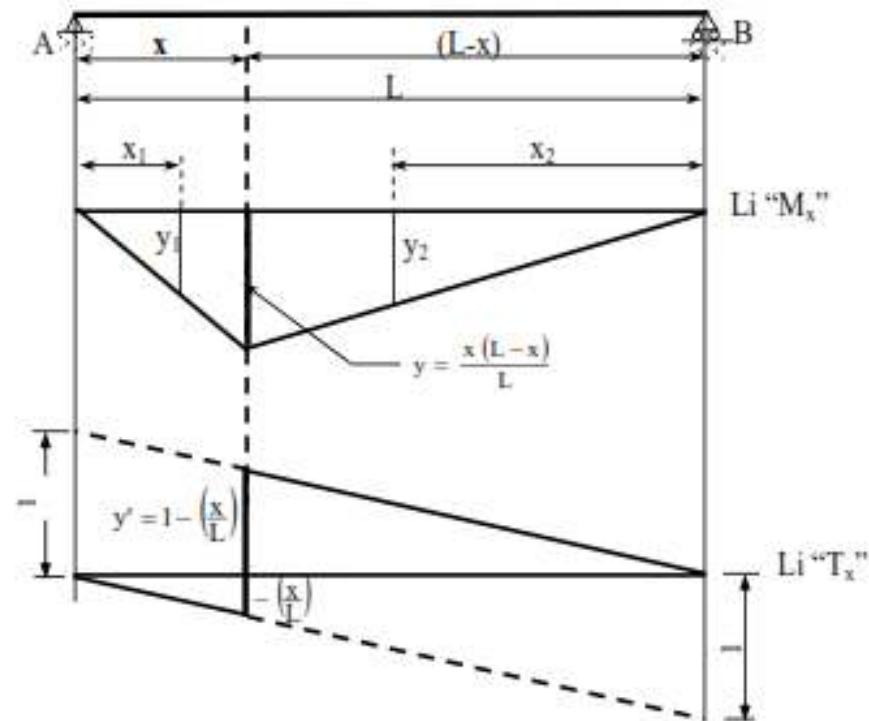


Figure 2 : Lignes d'influences des moments fléchissants et des efforts tranchants dans une section  $x$ .

Les valeurs des ordonnées  $y_1$  ou  $y_2$  sont retrouvées à partir de la règle des triangles semblables (ou Thalès). Ainsi, connaissant  $x$ ,  $y$ ,  $x_1$  on peut retrouver  $y_1$ , c.à.d.,

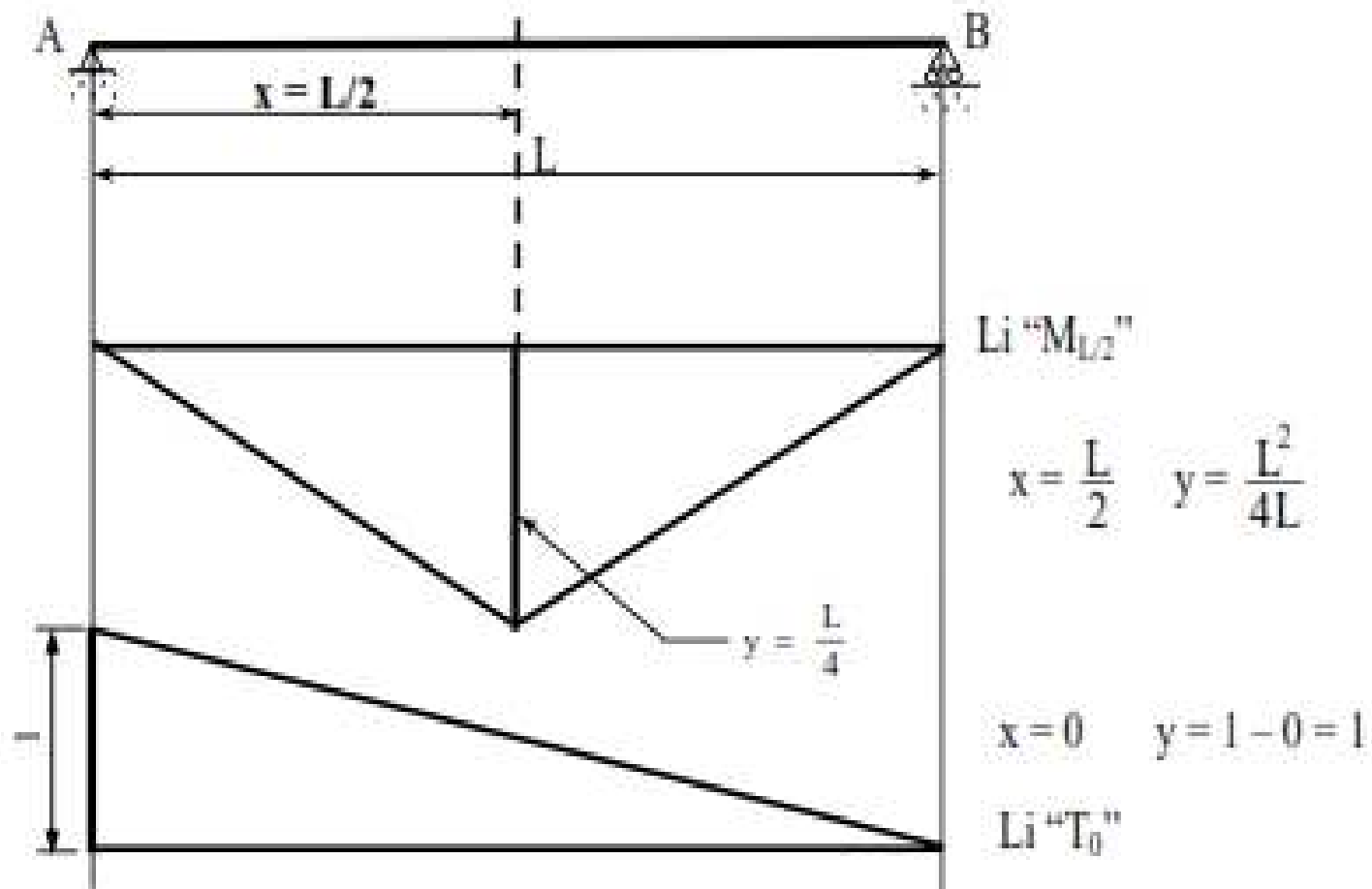
$$y_1 = y \cdot \left( \frac{x_1}{x} \right) \quad \text{avec } y = \frac{x(L-x)}{L}$$

De la même manière, en connaissant  $(L-x)$ ,  $y$ , et  $x_2$  on peut retrouver  $y_2$ .

$$y_2 = y \cdot \left( \frac{x_2}{(L-x)} \right)$$

Pour les valeurs des ordonnées intermédiaires des lignes d'influences des efforts tranchants, nous procédons de la même manière.

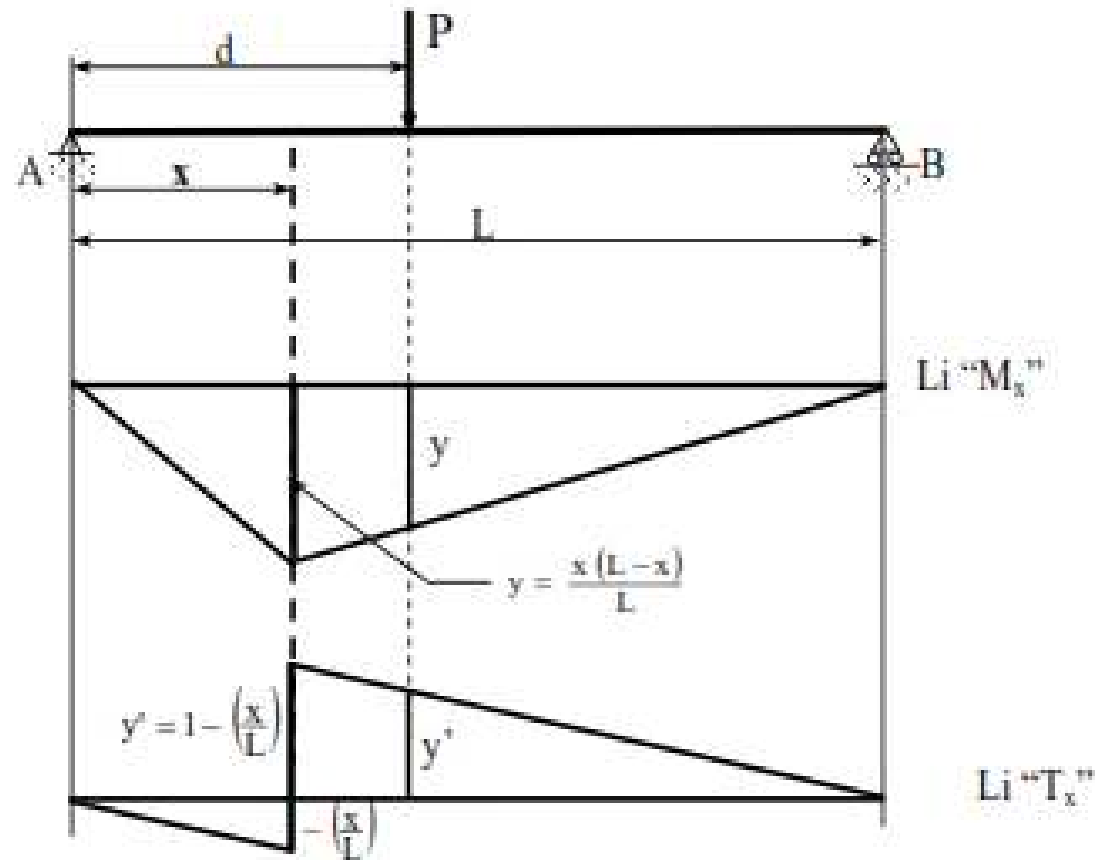
Application des lignes d'influences : Lignes d'influence des moments fléchissants à  $x = L/2$  (au milieu de la travée) et les lignes d'influences des efforts tranchants à  $x = 0$  (Réaction d'appui).



*Figure 3* : Lignes d'influences des moments fléchissants à  $x = L/2$  et lignes d'influences des efforts tranchants à la section  $x=0$ .

### 1-3- Emploi des lignes d'influences.

1<sup>er</sup> cas : Une charge concentrée, P.



*Figure 4* : Charge concentrée P appliquée à une distance d.

Dans ce cas :

$$\begin{cases} M_x = P \cdot y \\ T_x = P \cdot y' \end{cases}$$

y : ordonnée correspondant à P sur la Li de M<sub>x</sub>.

y' : ordonnée correspondant à P sur la Li de T<sub>x</sub>.

2<sup>ème</sup> cas : Plusieurs charges concentrées,  $P_i$

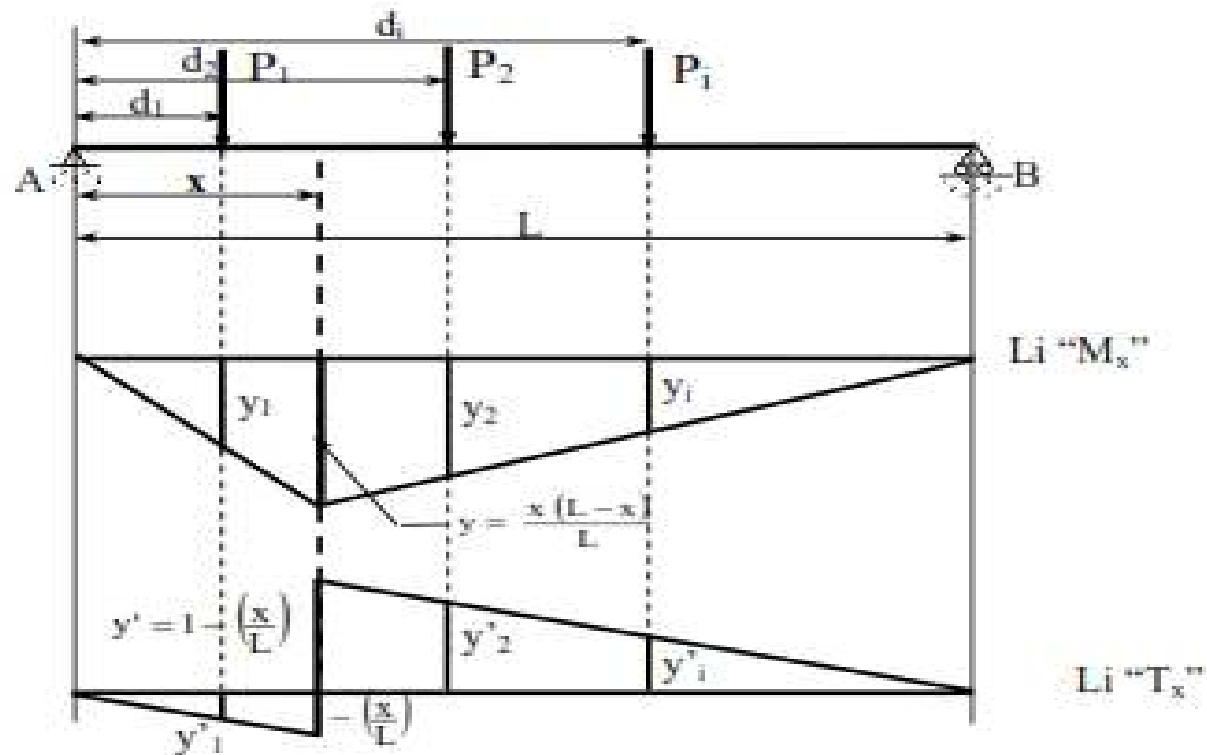


Figure 5 : Plusieurs charges concentrées  $P_i$  appliquée à une distance  $d_i$ .

Dans ce cas, on somme :

$$\begin{cases} M_x = \sum_{i=1}^n P_i y_i = P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + \dots & y_i : \text{ordonnée correspondant à } P \text{ sur le Li de } M_x. \\ T_x = \sum_{i=1}^n P_i y'_i = P_1 \cdot y'_1 + P_2 \cdot y'_2 + \dots & y'_i : \text{ordonnée correspondant à } P \text{ sur le Li de } T_x. \end{cases}$$

3<sup>ème</sup> cas : Charge répartie,  $q$ , sur une longueur  $c$ .

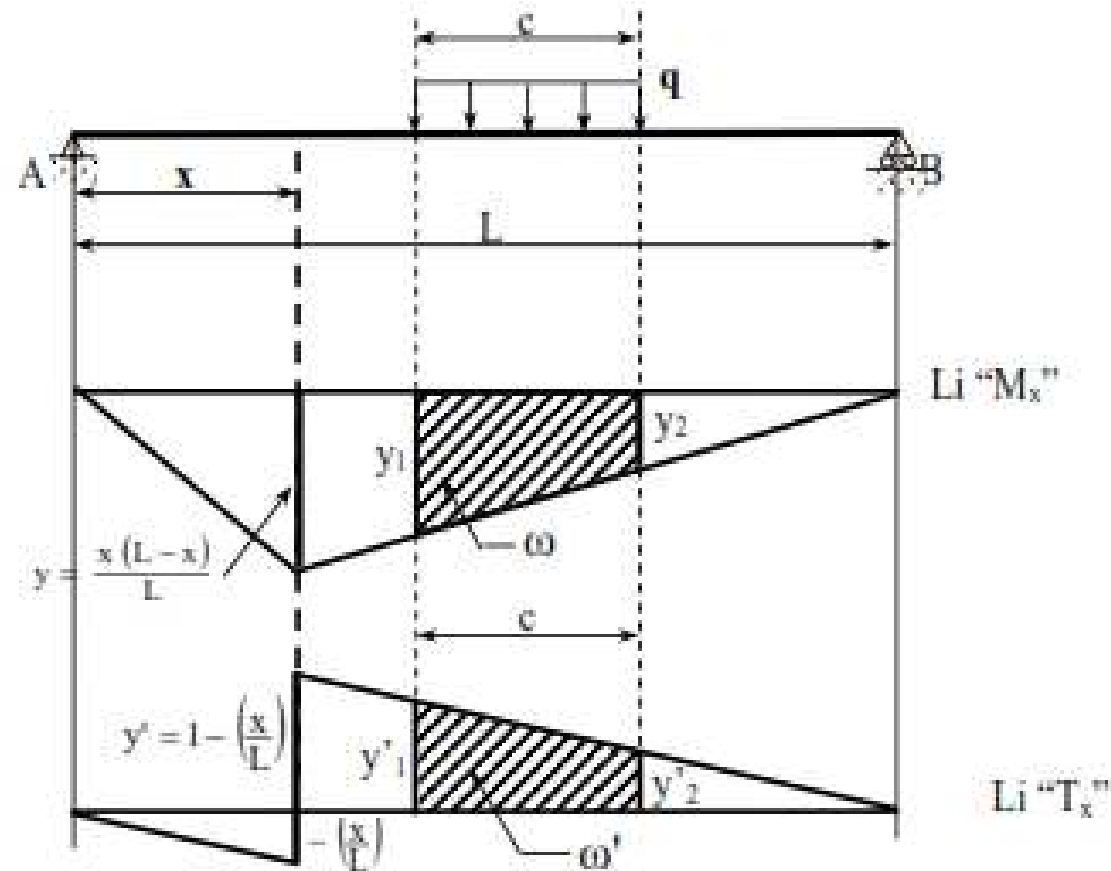


Figure 4 : Charge concentrée  $P$  appliquée à une distance  $d$ .

Dans ce cas :

$$\begin{cases} M_x = q \cdot \omega & \omega : \text{aire de la ligne digne d'influence de } M_x \text{ comprise entre } y_1 \text{ et } y_2. \\ T_x = q \cdot \omega' & \omega' : \text{aire de la ligne digne d'influence de } T_x \text{ comprise entre } y'_1 \text{ et } y'_2. \end{cases}$$

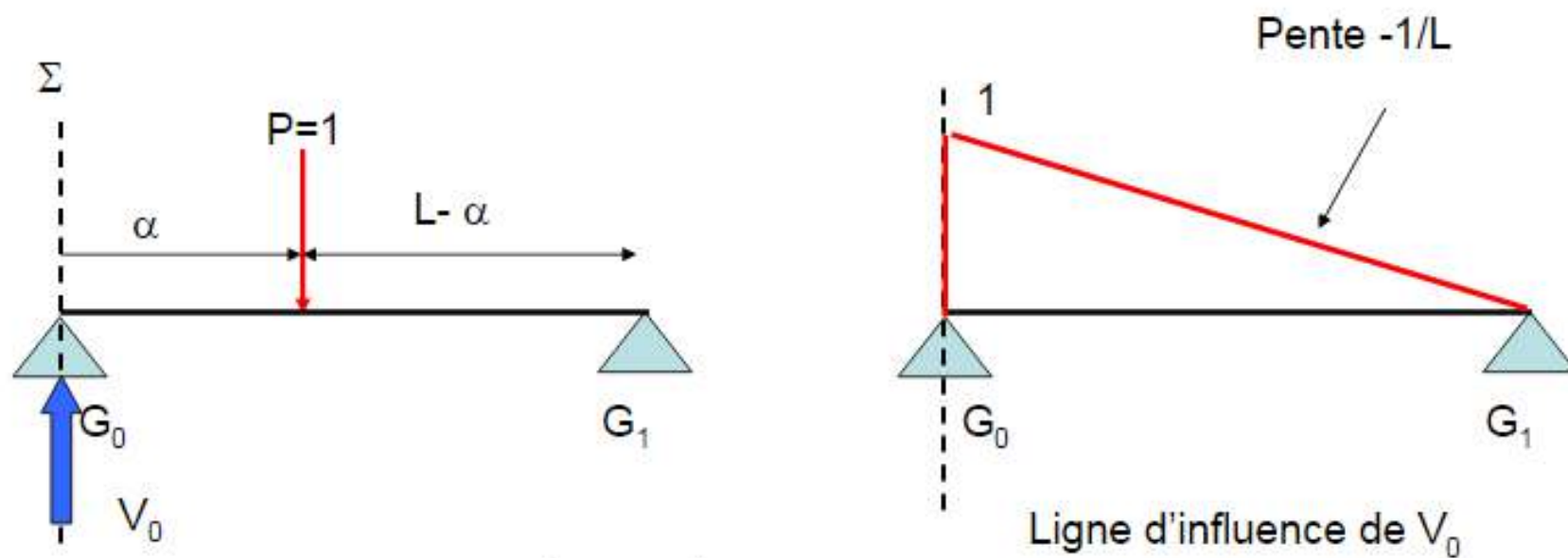
$$\omega = \frac{1}{2}(y_1 + y_2) \cdot c \quad \text{et} \quad \omega' = \frac{1}{2}(y'_1 + y'_2) \cdot c$$



# LIGNE D'INFLUENCE DES POUTRES ISOSTATIQUES

## 1 DEFINITION

- Ligne de d'influence de la réaction d'appui  $V_0$



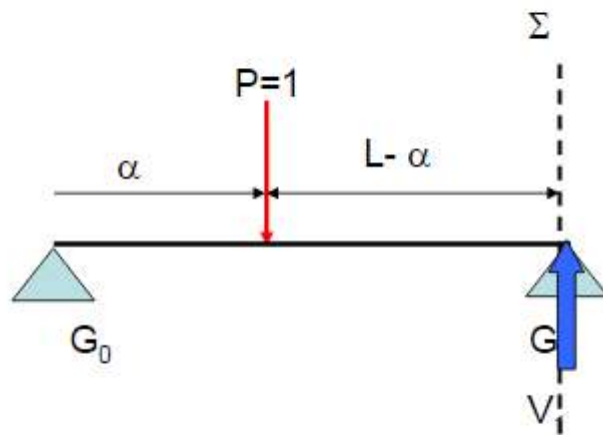
$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow V_0 L - P(L - \alpha) = 0$$

$$\Rightarrow V_0 = 1 - \frac{\alpha}{L}$$

## LIGNE D'INFLUENCE DES POUTRES ISOSTATIQUES

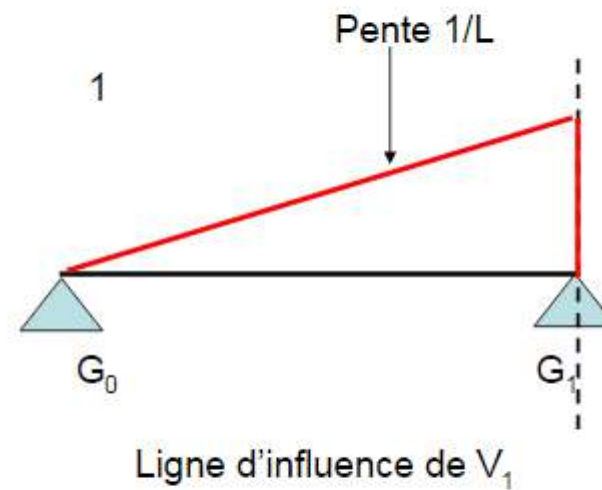
### 1 DEFINITION

- Ligne de d'influence de la réaction d'appui  $V_1$



$$\Sigma M_{/A} = 0 \Rightarrow V_1 L - P \alpha = 0$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{\alpha}{L}$$

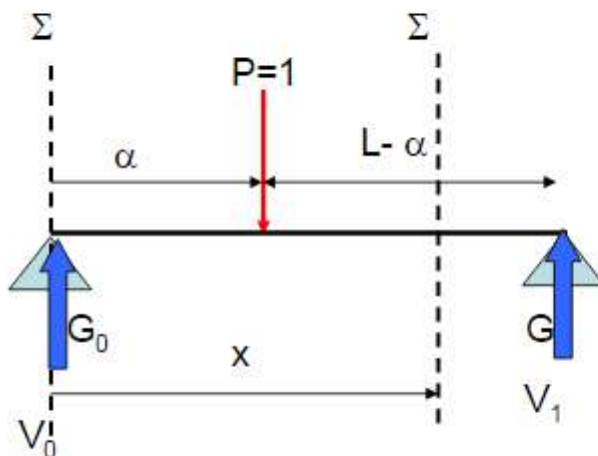


Ligne d'influence de  $V_1$

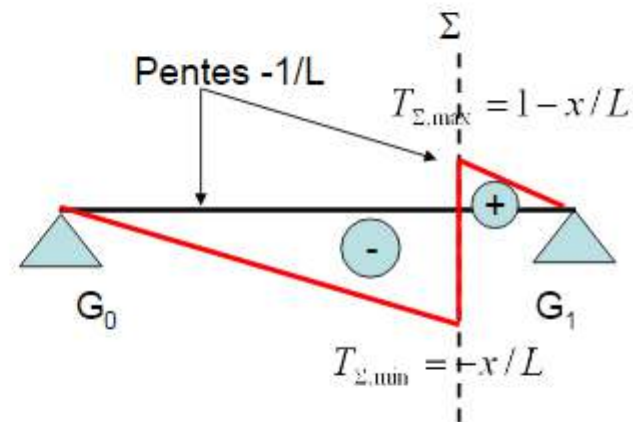
# LIGNE D'INFLUENCE DES POUTRES ISOSTATIQUES

## 1 DEFINITION

➤ Ligne de d'influence de l'effort tranchant dans une section  $\Sigma$  d'abscisse  $x$



Ligne d'influence de  $T_{\Sigma}$



Cas  $\alpha < x$  (charge à gauche de  $\Sigma$ )  
Coupure par les efforts de droite :

$$\Rightarrow T_{\Sigma}(\alpha) = -V_1 = -\frac{\alpha}{L}$$

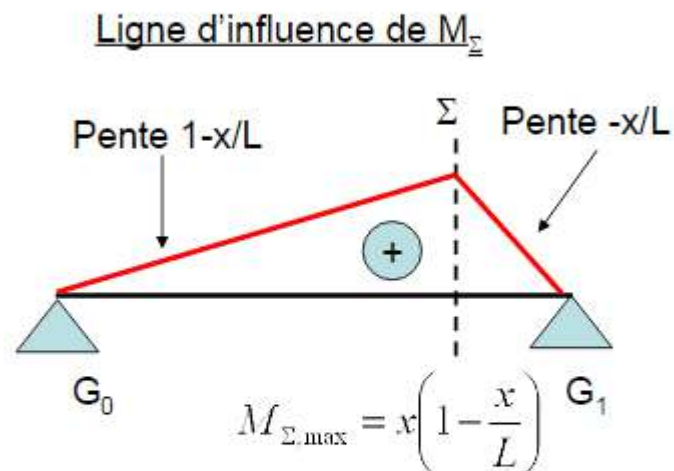
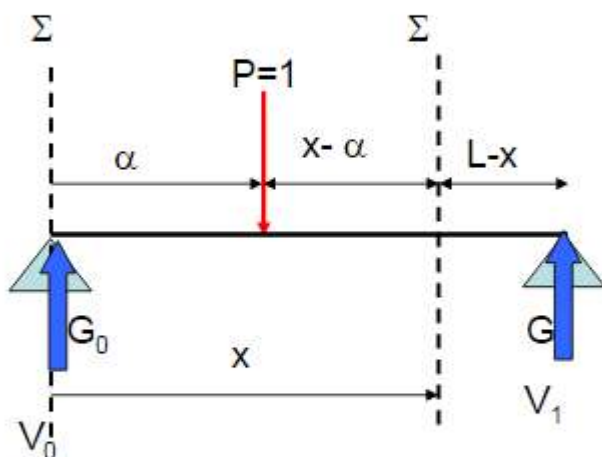
Cas  $\alpha > x$  (charge à droite de  $\Sigma$ )  
Coupure par les efforts de gauche :

$$\Rightarrow T_{\Sigma}(\alpha) = V_0 = 1 - \frac{\alpha}{L}$$

# LIGNE D'INFLUENCE DES POUTRES ISOSTATIQUES

## 1 DEFINITION

➤ Ligne de d'influence du moment fléchissant dans une section  $\Sigma$  d'abscisse  $x$



Cas  $\alpha < x$  (charge à gauche de  $\Sigma$ )  
Coupure par les efforts de droite :

$$\Rightarrow M_{\Sigma}(\alpha) = V_1(L - x) = \alpha \left( 1 - \frac{x}{L} \right)$$

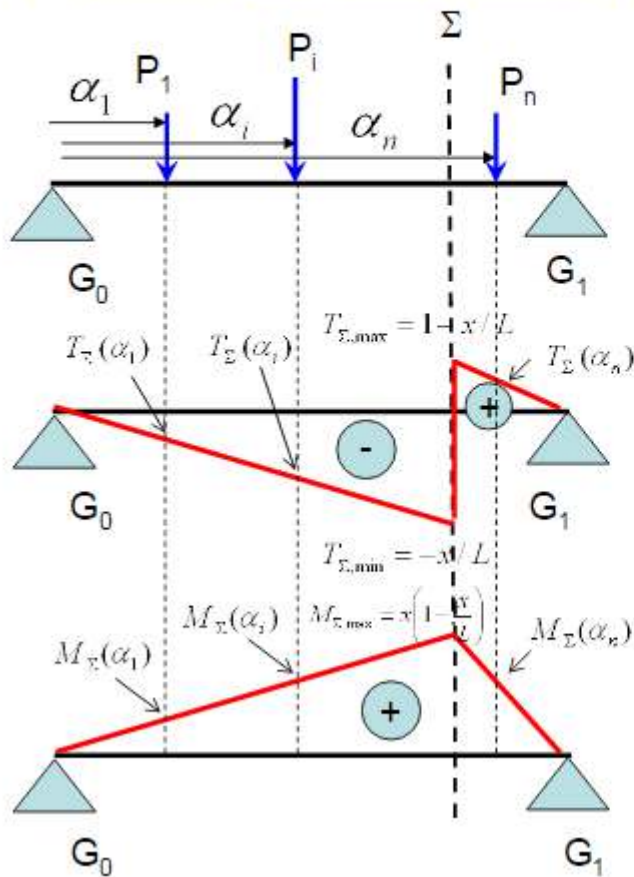
Cas  $\alpha > x$  (charge à droite de  $\Sigma$ )  
Coupure par les efforts de gauche :

$$\Rightarrow M_{\Sigma}(\alpha) = V_0 x = \left( 1 - \frac{\alpha}{L} \right) x$$

# LIGNE D'INFLUENCE DES POUTRES ISOSTATIQUES

## 2 APPLICATIONS

➤ Utilisation pour calculer l'effet de plusieurs charges ponctuelles



Effet dans une section  $\Sigma$  de charges  $P_1, P_i, P_n$  placées en  $\alpha_1, \alpha_i, \alpha_n$

$$T_\Sigma = \sum_i P_i T_\Sigma(\alpha_i)$$

$$M_\Sigma = \sum_i P_i M_\Sigma(\alpha_i)$$

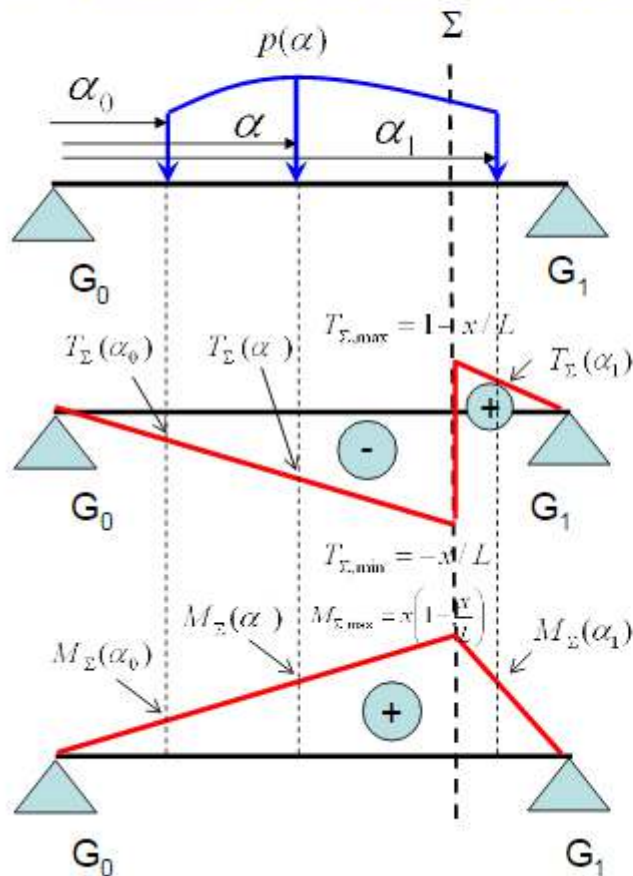
Ligne d'influence de  $T_\Sigma$

Ligne d'influence de  $M_\Sigma$

# LIGNE D'INFLUENCE DES POUTRES ISOSTATIQUES

## 2 APPLICATIONS

- Utilisation pour calculer l'effet d'une charge répartie quelconque



Effet dans une section  $\Sigma$  d'une charge répartie quelconque  $p(\alpha)$  entre les abscisses  $\alpha_0$  et  $\alpha_1$

$$T_{\Sigma} = \int_{\alpha_0}^{\alpha_1} p(\alpha) T_{\Sigma}(\alpha) d\alpha$$

Si  $p$  est constant,  $T_{\Sigma}$  correspond à  $p$  x l'aire délimitée par la courbe  $T_{\Sigma}(\alpha)$  entre  $\alpha_0$  et  $\alpha_1$

$$M_{\Sigma} = \int_{\alpha_0}^{\alpha_1} p(\alpha) M_{\Sigma}(\alpha) d\alpha$$

Si  $p$  est constant,  $M_{\Sigma}$  correspond à  $p$  x l'aire délimitée par la courbe  $M_{\Sigma}(\alpha)$  entre  $\alpha_0$  et  $\alpha_1$

## LIGNE D'INFLUENCE DES POUTRES ISOSTATIQUES

### 3 EFFET D'UN CONVOI – THEOREME DE BARRE

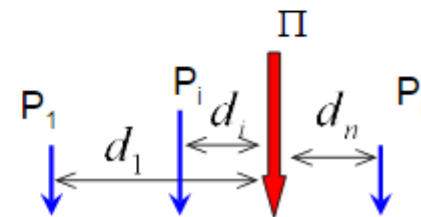
#### ➤ Définition

Un convoi est un ensemble de charges  $P_i$  dont les distances entre elles restent fixes (exemples : camions, trains).

Le convoi peut être caractérisé par sa résultante

$$\Pi = \sum P_i$$

La position de chaque charge  $P_i$  peut être caractérisée par sa distance  $d_i$  à la résultante  $\Pi$



#### ➤ Objectif

L'objectif est de déterminer la position du convoi qui donne le moment fléchissant maximal dans la poutre sur 2 appuis simples que parcourt le convoi et la valeur de ce moment maximal.

## LIGNE D'INFLUENCE DES POUTRES ISOSTATIQUES

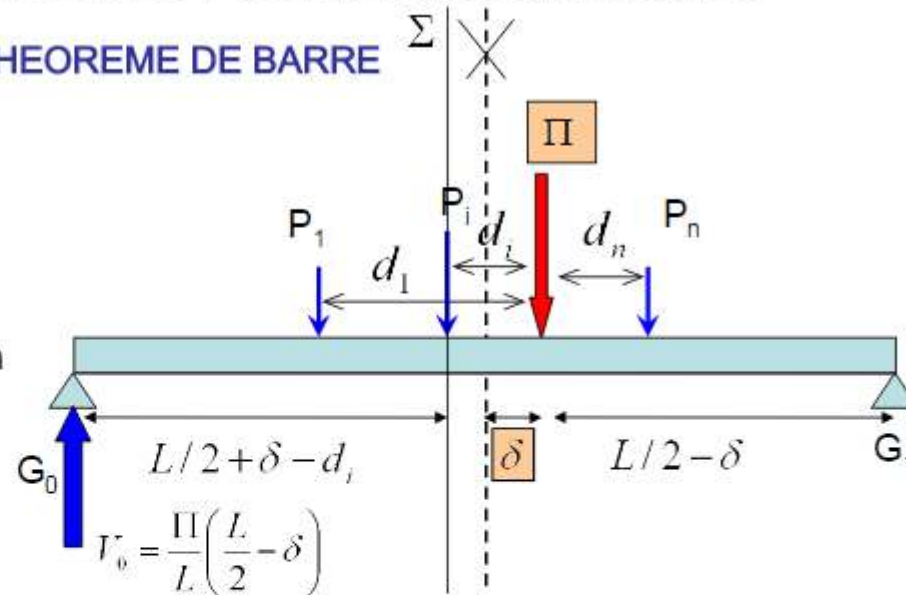
### 3 EFFET D'UN CONVOI – THEOREME DE BARRE

#### ➤ Démonstration

On note  $\delta$  la distance de la résultante à l'axe la poutre.

On calcule la réaction d'appui à gauche en écrivant l'équilibre en  $G_1$  :

$$V_0 = \frac{\Pi}{L} \left( \frac{L}{2} - \delta \right)$$



On calcule le moment dans la section  $\Sigma$  au droit de la charge  $P_i$

$$M_{\Sigma} = V_0(L/2 + \delta - d_i) - \underbrace{\sum_{P_g} P_g(d_g - d_i)}_{\text{Moment des provoqué par les charges à gauche de } P_i = \text{Constante}} = \frac{\Pi}{L} (L/2 - \delta)(L/2 + \delta - d_i) - \sum_{P_g} P_g(d_g - d_i)$$

$$M_{\Sigma} \text{ pour une position du convoi telle que : } \frac{dM_{\Sigma}}{d\delta} = 0$$



## LIGNE D'INFLUENCE DES POUTRES ISOSTATIQUES

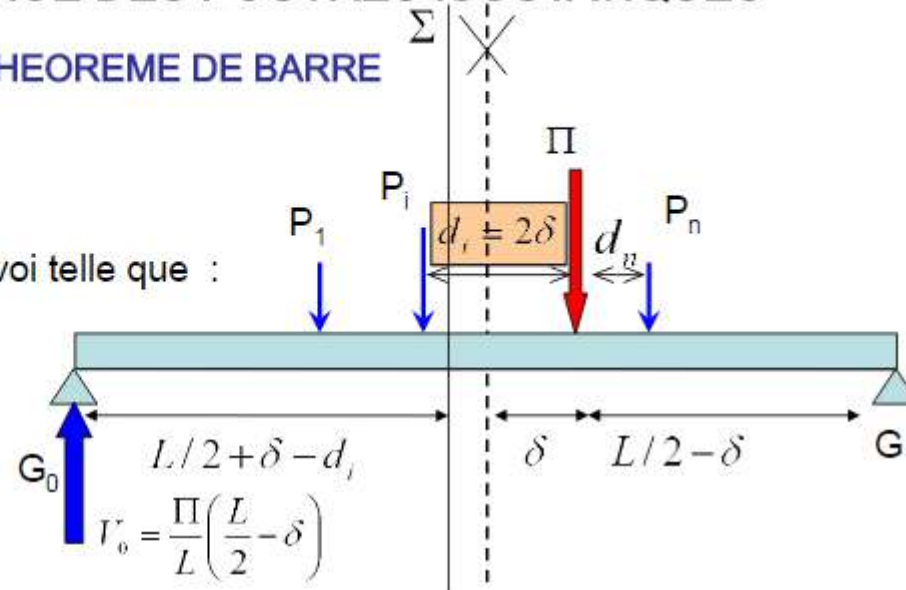
### 3 EFFET D'UN CONVOI – THEOREME DE BARRE

#### ➤ Démonstration

$M_\Sigma$  pour une position du convoi telle que :

$$\frac{dM_\Sigma}{d\delta} = 0 \Rightarrow -2\delta + d_i = 0$$

$$\frac{dM_\Sigma}{d\delta} = 0 \Rightarrow \delta = \frac{d_i}{2}$$



Le moment est maximum en  $\Sigma$  lorsque la charge  $P_i$  et la résultante  $\Pi$  sont placées de manière symétrique par rapport à l'axe de la poutre.

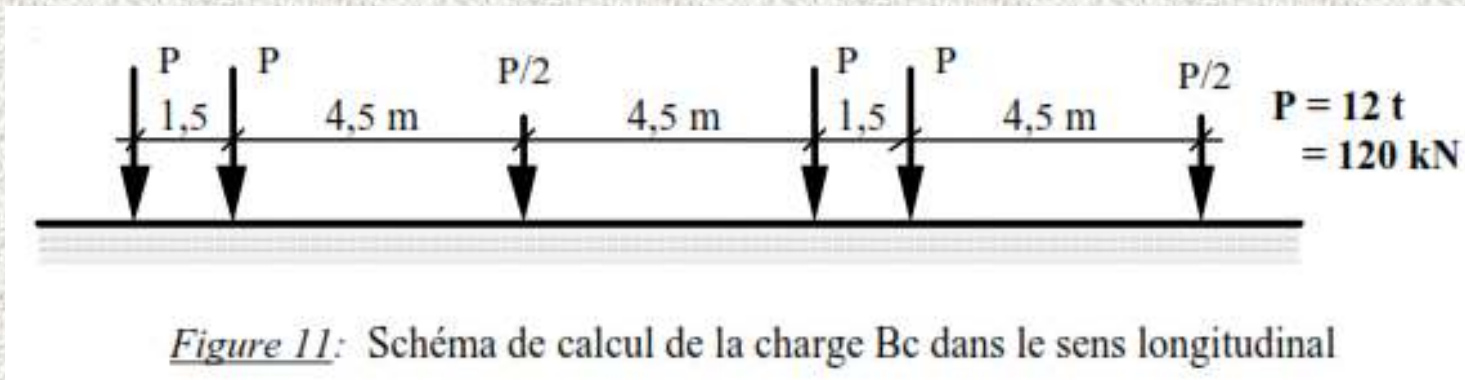
Alors, le moment maxi vaut :

$$M_{\max} = \frac{\Pi}{L} (L/2 - d_i/2)^2 - \sum_{P_g} P_g (d_g - d_i) = \frac{\Pi L}{4} \left(1 - \frac{d_i}{L}\right)^2 - \sum_{P_g} P_g (d_g - d_i)$$

$$M_\Sigma = \frac{\Pi}{L} (L/2 - \delta)(L/2 + \delta - d_i) - \sum_{P_g} P_g (d_g - d_i)$$

### Théorème de Barré:

*"Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale du convoi se trouvent dans des sections symétriques par rapport au milieu de la poutre."*



*Figure 11:* Schéma de calcul de la charge Bc dans le sens longitudinal

Une étude, basée sur ce théorème, a été faite pour le convoi réglementaire Bc [1,12]. Les dispositions les plus défavorable des essieux pour différentes longueurs de travées et les expressions des moments maximaux correspondants sont données dans le tableau N°1 pour le cas de travée indépendante [1,12].

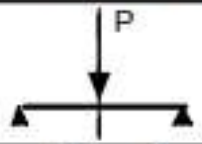
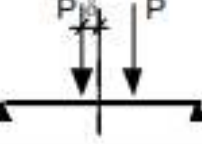
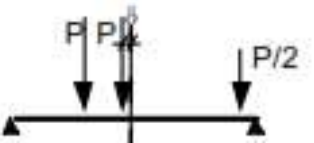
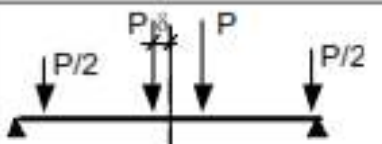
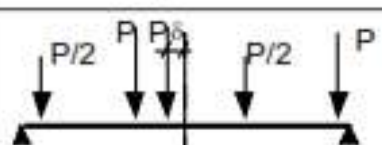
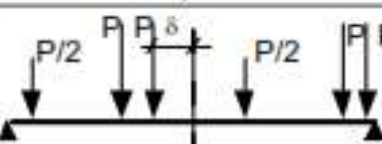
Portées ( Lc en m)	Dispositions des essieux	$\delta$ (m)	Moments maximaux ( $M_{max}$ )
$0 < Lc < 2,56$ m		0	$M = 0,25 P Lc$
$2,56 < Lc < 9,19$		0,375	$M = P (0,50 Lc + \frac{0,281}{Lc} - 0,75)$
$9,19 < Lc < 11,75$		0,15	$M = P (0,625 Lc + \frac{0,056}{Lc} - 1,875)$
$11,75 < Lc < 17,44$		0,375	$M = P (0,75 Lc + \frac{0,422}{Lc} - 3,375)$
$17,44 < Lc < 18,38$		0,844	$M = P (Lc + \frac{2,848}{Lc} - 7,875)$
$18,38 < Lc$		1,725	$M = P (1,25 Lc + \frac{14,878}{Lc} - 13,125)$

Tableau N°1: Expression du moment maximale sous l'effet du convoi Bc dans une poutre à travée indépendante [1,12].

## **1-5- Poutres droites continues**

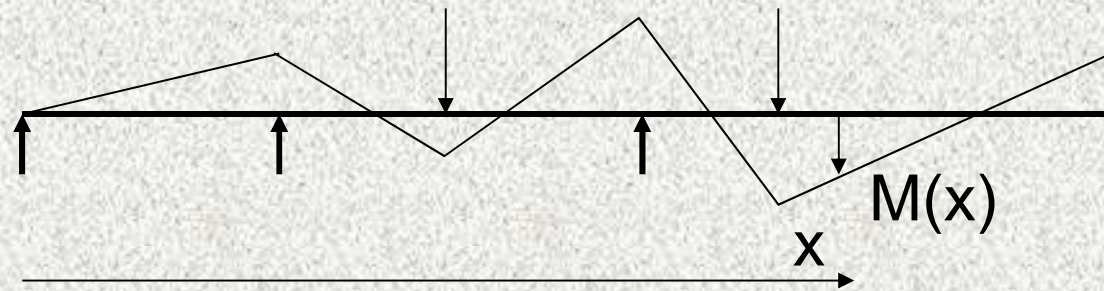
La détermination des lignes d'influence se base sur la méthode des foyers, qui peut être programmé sur ordinateur. Mais en pratique, on peut tracer les lignes d'influences par des logiciels commercialisés tel que « Robot » ou « Effel ».

Les lignes d'influences manuellement, peuvent être obtenues en employant les tables de Billinger [1]. De nos jours, ces lignes d'influences peuvent être obtenues aussi par certains logiciels tel que Robot, Effel, ou SAP2000.

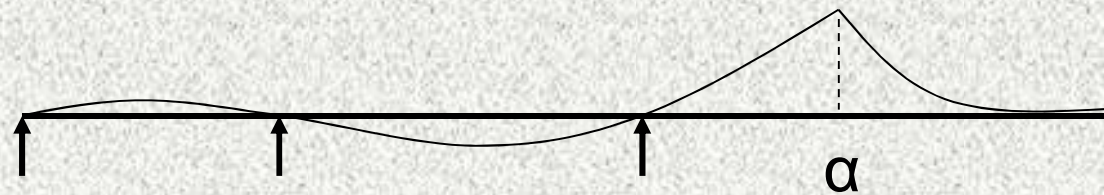
[1] O. E. Billinger, « Tables pour Poutres Continues », Ed. Dunod, Paris, 1950.

# LIGNES D'INFLUENCE

Diagramme de moment de flexion sous un chargement

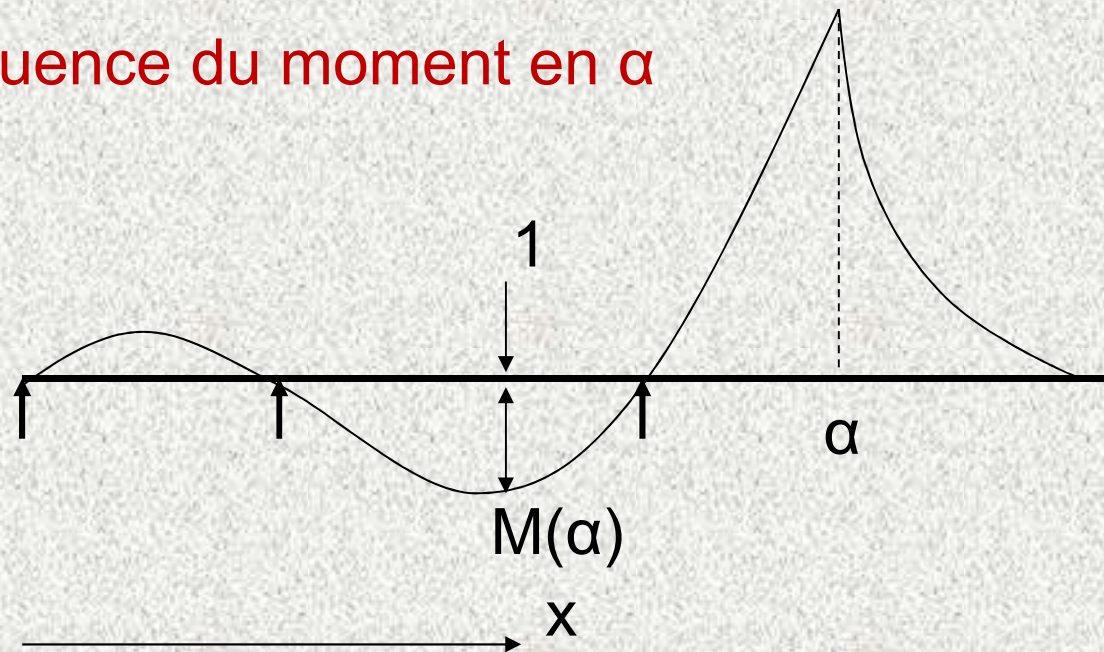


Ligne d'influence du moment en  $\alpha$



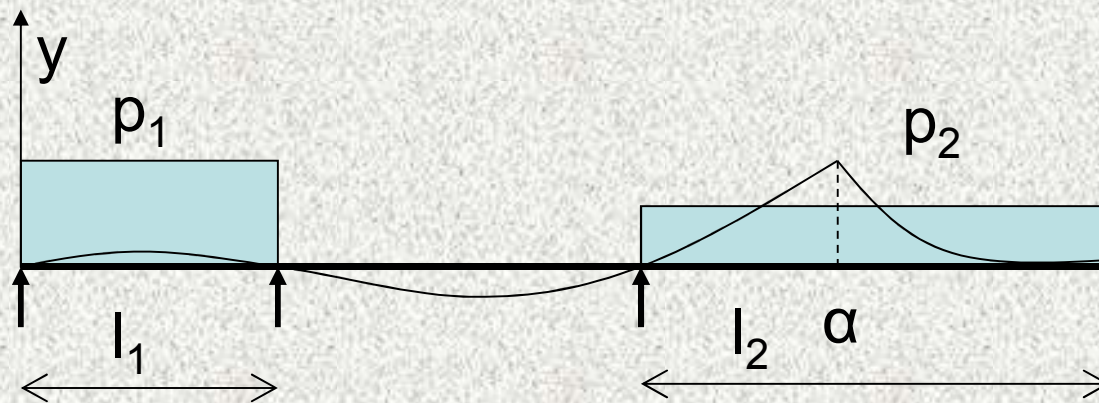
- La hauteur de la ligne d'influence à un endroit  $x$
- donne le moment qui serait généré en  $\alpha$
  - par une force unitaire appliquée en  $x$ .

### Ligne d'influence du moment en $\alpha$



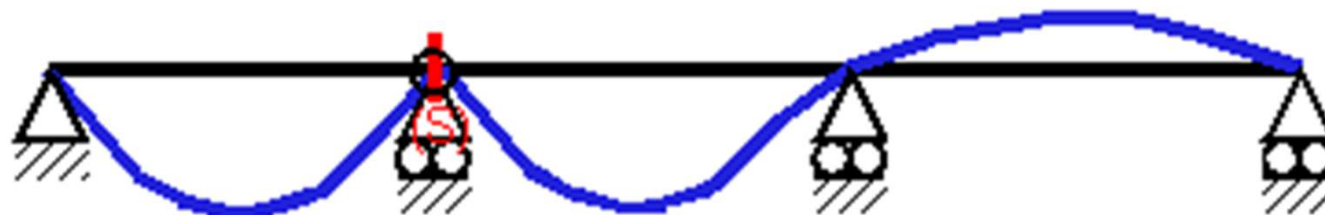
A quoi ça sert?

Trouver les zones à charger par une charge distribuée pour avoir l'effet maximum.



Et, en plus, avoir directement la valeur de l'effet pour ce chargement.

$$E(\alpha) = \sum_{i=1}^2 p_i \int_0^{l_i} Li(t) dt$$



*Analyse de la ligne d'influence du moment sur appui de continuité*



# DONNEES FONCTIONNELLES ET NATURELLES

## 1. INTRODUCTION :

L'établissement d'un projet de pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service à des usagers. On distingue deux sortes de contraintes:

- 1) Les exigences *fonctionnelles et dimensionnelles* qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement. Elles sont fixées par le maître de l'ouvrage en tenant compte de la réglementation des ponts, de ce qui est imposé par les services concernés et des particularités de l'ouvrage.
- 2) Les données *naturelles* qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception. Ces *contraintes naturelles* ne peuvent être modifiées et doivent nécessairement être respectées.

Cependant, la connaissance de toutes ces conditions ne peut s'effectuer sans difficultés. Ainsi, pour connaître le sol de fondation, il faut faire des sondages aux emplacements des appuis. Lorsque ces emplacements ne sont pas fixés à l'avance, il faut donc faire une hypothèse sur le type d'ouvrage, ce qui suppose qu'on ait déjà une idée des conditions de fondation. Il y a là un cercle vicieux dont on échappe par approximations successives. De même que le maître de l'ouvrage lui-même est amené, dans certains cas, à modifier ses propres décisions, en fonction de considérations financières ou autres. Il arrive ainsi que la largeur prévue pour un pont soit augmentée ou diminuée au dernier moment, par suite d'un changement d'appréciation par rapport aux études initiales. Or une modification, même partielle, des dispositions envisagées oblige à refaire entièrement les dessins et les calculs. Il y a là un gaspillage de temps et d'argent qu'il faut éviter au maximum.

Il faut donc que l'auteur du projet s'efforce de connaître dès le départ, d'une manière aussi détaillée et aussi sûre que possible, toutes les conditions qu'il aura à respecter avant d'entamer l'étude de l'avant projet.

## 2. DONNEES FONCTIONNELLES ET DIMENSIONNELLES:

De manière générale, la construction d'un pont s'inscrit dans le cadre d'une opération plus vaste, par exemple une opération routière ou ferroviaire. L'implantation de l'ouvrage résulte donc d'un certain nombre de choix (facilité de circulation, visibilité, confort..) effectués au niveau de la dite opération. Le cadre du projet est donc fixé et il n'est pas toujours possible de le modifier car le coût financier du pont est souvent faible devant celui de l'opération globale.

Remarque: *Les textes normatifs utilisés dans le cadre de ce cours sont notamment ceux de la réglementation française.*

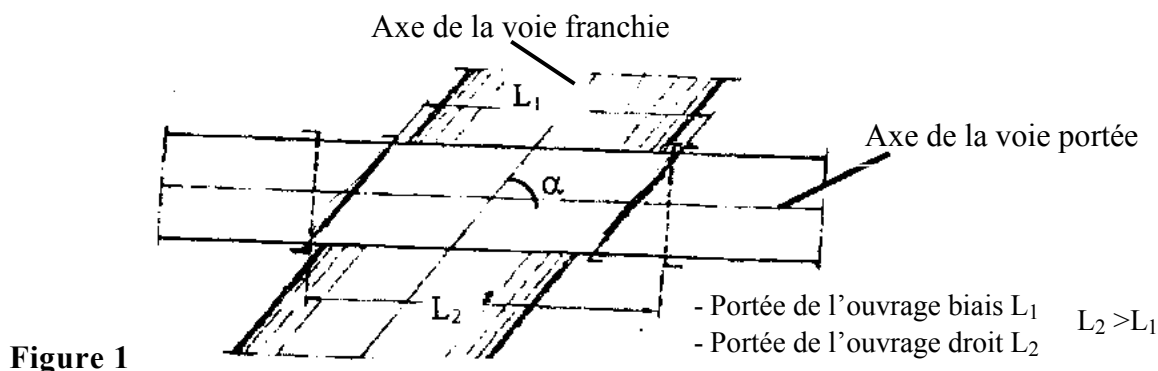
## 2.1. Données relatives à la voie portée :

Les caractéristiques fonctionnelles de la voie portée sont : le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

### a - Le tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques. Cet axe a un caractère conventionnel, il n'est pas forcément l'axe de symétrie de la structure ou de la chaussée.

Dans toute la mesure du possible, il convient d'éviter les tracés en plan qui conduisent à des ouvrages mécaniquement biais ou courbes. Lorsque le tracé de la voie portée est biais géométriquement par rapport à l'obstacle franchi, il est généralement souhaitable de concevoir une structure mécaniquement droite, même au prix d'une légère augmentation de sa longueur droite (Fig.1). De même, il convient d'éviter, si on le peut, de projeter des ponts courbes dont le mode de construction est beaucoup plus contraignant que celui des ponts droits.

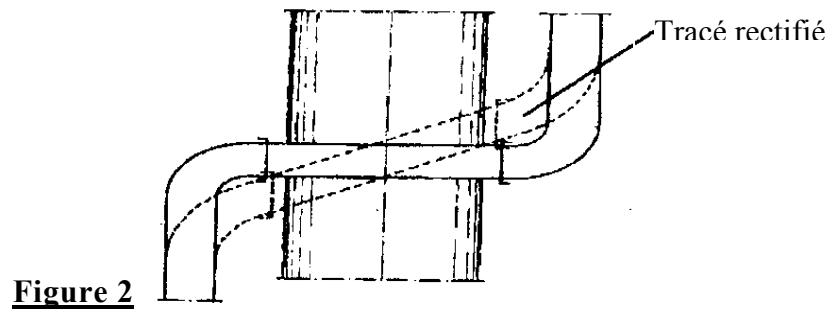


**Figure 1**

Cependant, dans bien de cas, il est nécessaire pour le tracé de la route que le pont ne soit pas droit. Il convient alors de limiter au maximum le biais<sup>1</sup> ( $60^\circ < \alpha < 90^\circ$ ). Si le pont doit être courbe, il convient de faire en sorte que sa courbure soit constante, sinon son exécution sera rendue encore plus difficile. Des explications et des détails sont donnés à ce sujet dans le document CAT75 du SETRA, auquel il est très utile de se reporter.

Il faut aussi se préoccuper, dès le début, de l'étude des conditions de raccordements du pont avec ses accès, lorsqu'il y a lieu de prévoir des carrefours aux extrémités. Ainsi, un ouvrage d'art doit être d'accès facile et présenter une bonne visibilité. Pour cela, il faut éviter les coudes et les virages à trop faible rayon avant l'entrée sur le pont. Il est préférable de rectifier le tracé de la chaussée et de faire un ouvrage biais plutôt que de faire un ouvrage droit, mais encadré par deux virages à faible rayon (Fig.2).

<sup>1</sup> Le biais est exprimé par l'angle formé entre les axes de la voie portée et de la voie franchie



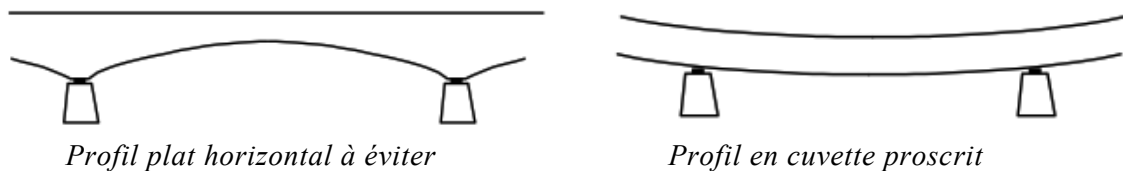
**Figure 2**

### b - Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement) définissant, en élévation, le tracé en plan. Il s'agit également de la coupe transversale de la brèche à franchir sur l'axe du pont et du tracé des accès (dans cette représentation l'échelle des hauteurs est égale à celle des longueurs).

Le profil en long doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi (gabarit à réserver) ou aux contraintes naturelles.

Lorsque les extrémités du pont sont sensiblement au même niveau, il est nécessaire de donner au profil en long un léger bombement, même si ce n'est pas indispensable pour dégager un gabarit. En effet, il faut une pente longitudinale pour assurer l'écoulement des eaux. De plus, pour des raisons architecturales, il faut éviter les ponts plats car ils donnent l'impression d'être en 'cuvette'.



Lorsque le pont se trouve sur une déclivité générale de l'itinéraire, le profil en long n'a pas à être modifié par sa présence et il convient seulement de prendre des précautions dans la disposition des appareils d'appui pour que le tablier ne risque pas de se déplacer

### c - Profil en travers

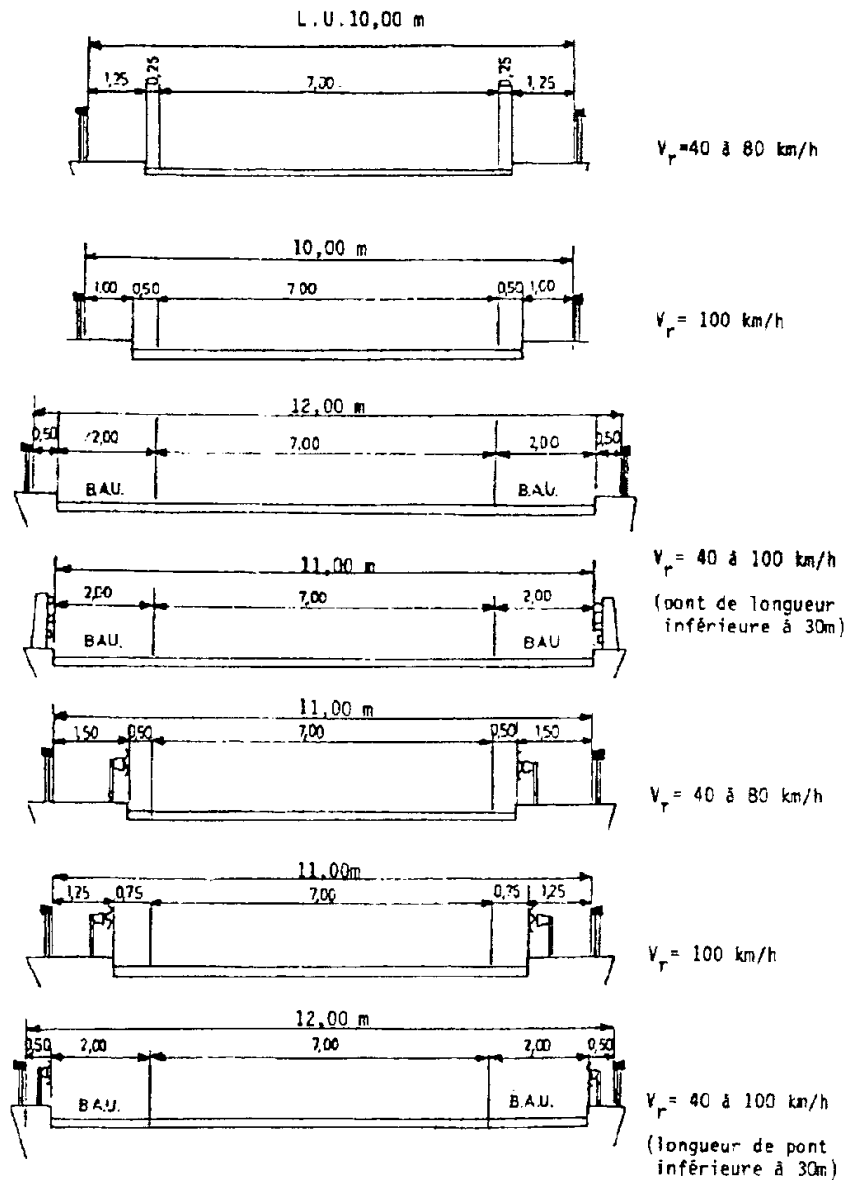
Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Ainsi, il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier (par exemple, de l'élargir) si sa conception n'a pas été prévue en conséquence dès le départ.

La définition des caractéristiques fonctionnelles d'un ouvrage n'est pas laissée à la libre imagination du projeteur. Ainsi pour les ponts routes, les largeurs à donner à la chaussée, et éventuellement aux bandes d'arrêt, aux trottoirs ou passages de services, sont fixées par des textes réglementaires en fonction de chaque catégorie de voies (route nationale, autoroute, route départementale,...) et notamment de la vitesse de référence des véhicules qui l'emprunteront.

Des indications précises sur les profils en travers à choisir dans les différents cas sont données dans le document CAT71 du SETRA auquel il convient de se reporter. Les dessins sur la Figure 3 donnent des exemples de possibilités pour une chaussée de 7 mètres (route nationale) sans bande cyclable.

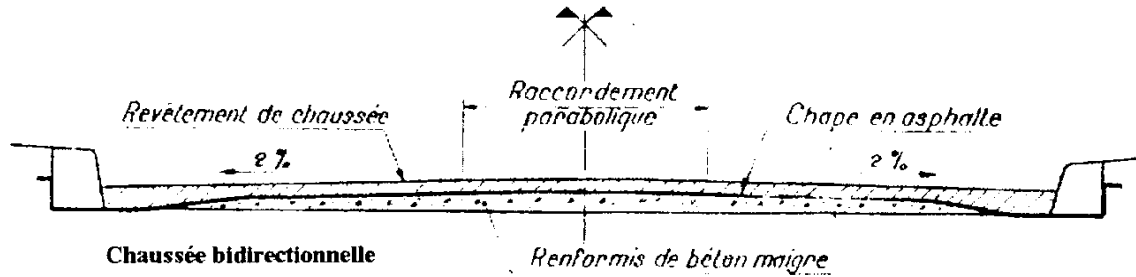
Le profil en travers est globalement caractérisé par sa largeur utile (L.U.), comptée entre nus des dispositifs de retenue extrêmes. Selon le statut de la voie, le profil en travers est constitué éventuellement des éléments suivants :

- La chaussée composée d'un nombre entier de voies de 3,50 m de largeur.
- Le terre-plein central (T.P.C.).
- Les bandes d'arrêt d'urgence (B.A.U.).
- Les bandes dérasées (BDD de droite – BDG de gauche)
- BDG bande dérasée de gauche
- Les trottoirs ou passages de service.

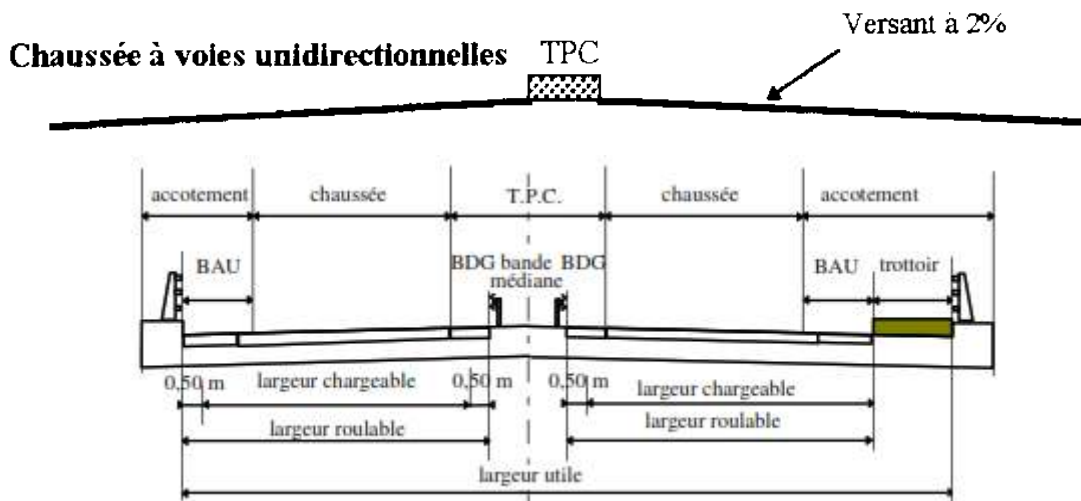


**Figure 3**

Pour un pont droit, le profil normal le plus fréquemment employé est celui comportant deux pentes de sens contraires de 2 à 3% raccordées par un arc de parabole sur une largeur qui peut varier de 0,5m à 1,5m de part et d'autre de l'axe.



Dans le cas de ponts à chaussées séparées (autoroutes par exemple), chaque chaussée unidirectionnelle comporte un seul versant avec une pente uniforme de 2% pour chacune des chaussées.



\* En courbe, la chaussée comporte un dévers d'importance variable suivant le rayon de la courbe et de la vitesse de référence.

Dans le cas des ponts-rails, la caractéristiques du profil en long et du profil en travers sont fixées par la SNCF qui est normalement en possession d'une importante collection de documents spécifiques (notamment notice EF 9 C2 N°1).

## 2.2. Données relatives à l'obstacle franchi :

Lorsque l'ouvrage projeté franchit une voie de communication (route, voie ferrée ou voie navigable), Il convient de respecter les caractéristiques fonctionnelles relatives à cette voie. Dans la plupart des cas, il s'agit de réserver certaines hauteurs d'espace libre sous le pont. Les gabarits à prévoir sont définis par des textes réglementaires applicables à chaque catégorie de voies de circulation.

D'une manière générale, il ne faut pas se fonder uniquement sur la situation actuelle de la vois franchie: il faut envisager dans tous les cas les élargissements à prévoir pour cette voie et fixer la position des appuis en conséquence.

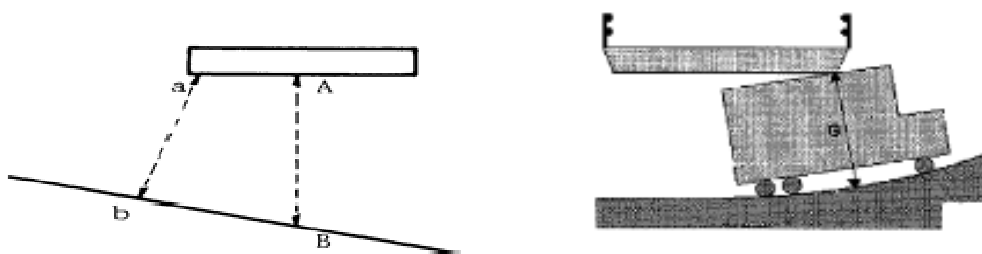
### a - Franchissement d'une route :

Les gabarits réglementaires dépendent de la catégorie de la route; les hauteurs à réserver sont comme suit:

- Pour les *routes nationales* : **4,75 m** sur les itinéraires militaires de 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> classe, **4,50 m** sur les itinéraires de trafic international ; **4,30 m** sur les autres routes nationales.
- Pour les *autoroutes* : **4,75 m**.
- Pour les *voies rapides urbaines* : **4,30 m, 4,60 m** ou **4,15 m** suivant les cas.
- Pour les *chemins départementaux, communaux et ruraux* : **4,30 m**.

De plus à la construction, un supplément de **0,10 m** doit être ajouté à ces valeurs pour tenir compte des variations éventuelles du niveau de la chaussée franchie (rajout d'une couche) et de celui de l'intrados (possible tassement des appuis de l'ouvrage). Par contre on ne tient pas compte de la flèche du tablier sous l'effet des charges.

Ces hauteurs doivent régner sur toute la largeur roulable. La hauteur minimale doit donc être mesurée au-dessus du point haut de la chaussée. Si la voie franchie est en pente, elle doit être mesurée à partir du bord de l'intrados le moins élevé et perpendiculairement à la voie franchie.



On doit ajouter à ce gabarit principal des gabarits latéraux pour le passage des pistes cyclables et des trottoirs. Une hauteur minimale de l'ordre de **2m** doit être réservée.

Dans le cas de passerelles pour piétons ou cyclistes, il est prudent d'augmenter ces gabarits réglementaires de **0,50 m**, car les passerelles sont souvent assez légères et donc beaucoup plus sensibles et vulnérables à un choc de véhicule hors gabarits.



*Passerelle emportée par un véhicule hors gabarit*

Lorsque la voie franchie est en courbe, il peut y avoir lieu d'élargir le gabarit pour améliorer la visibilité.

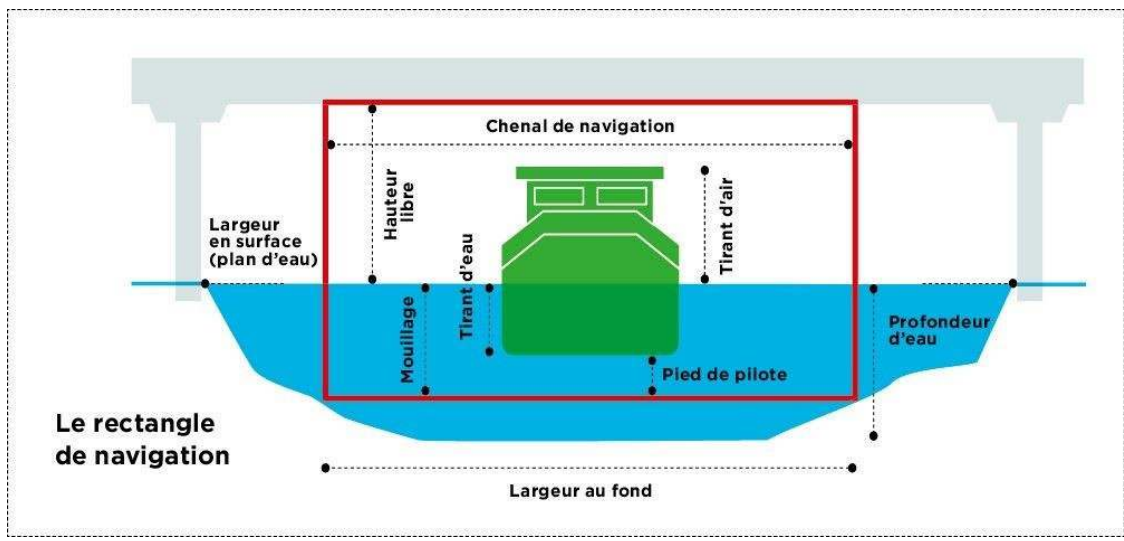
### b - Franchissement d'une ligne de chemin de fer :

Les textes normatifs dans ce cas sont assez complexes car les gabarits à respecter sont  
DONNEES FONCTIONNELLES ET NATURELLES

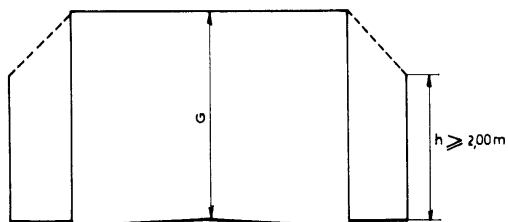
variables en fonction de la nature et du type de voies. A titre de grandeur, le gabarit varie de **4,80 à 5,50m** environ. En pratique, il faut s'entendre avec la SNCFA pour tenir compte des éventualités d'électrification de la ligne, des passages de service à réserver, etc.

c - Franchissement des voies navigables :

Dans ce cas, ce sont les services intéressés de la Navigation qui définissent les gabarits à respecter. Généralement, ils se présentent sous la forme d'un rectangle disposé au-dessus des Plus Hautes Eaux Navigables (P.H.E.N.), dont les dimensions sont très variables selon la nature de la voie et de celle du trafic qui l'emprunte.



**Routes**



Catégorie	Gabarit
Routes Nationales	<b>4,3 à 4,75 m</b>
Autoroutes	<b>4,75 m</b>
Routes Départementales, Communales et Rurales.	<b>4,30 m</b>

Il y a lieu de signaler qu'en cours de construction il convient souvent de respecter les gabarits; mais, dans certains cas, on peut admettre des gabarits réduits si la phase de construction est de durée relativement courte.

**2.3. Actions liées aux données fonctionnelles :**

L'obligation de respecter certaines contraintes d'origine fonctionnelle est liée, dans de nombreux cas, à l'existence d'un risque d'agression de la structure projetée. Les principales actions liées aux données fonctionnelles sont les chocs de bateaux sur piles de ponts, les chocs de véhicules sur piles de ponts en site terrestre et les chocs de véhicules sur dispositifs de retenue bordant le tablier d'un ouvrage.

#### a - Chocs de bateaux contre les piles de ponts :

Dans sa généralité, le problème des chocs de bateaux contre les piles d'un pont est très vaste. Ce genre de risque doit être pris en considération chaque fois qu'un projet de pont franchit une voie navigable ou un site maritime.

Dans la pratique, chaque projet fait l'objet d'une étude spécifique de la protection des appuis et il est clair qu'aucune structure, à moins d'être dotée de proportions monstrueuses, ne peut reprendre à elle seule le choc provoqué par un navire de plusieurs dizaines de milliers de tonnes de port en lourd. Au-delà, on cherche à protéger les appuis par des systèmes indépendants de l'ouvrage proprement dit (îles artificielles, câbles amortisseurs, ...etc).

Des règles simples ont été introduites dans la circulaire N°71-155 du 29 décembre 1971 relative au fascicule 61 Titre II du C.P.C. Ces règles sont reprises dans les règlements BAEL et BPEL actuels. Le choc de bateau sur une pile de pont est assimilé à l'action d'une force horizontale statique appliquée au niveau des P.H.E.N. Dans un but de simplification, cette force peut être soit parallèle au sens du courant (choc frontal), soit perpendiculaire à celui-ci (choc latéral). Les valeurs représentatives à introduire sont les suivantes :

- a) Sur les voies à grand gabarit (catégorie A des voies navigables)
  - 10 000 kN pour les chocs frontaux,
  - 2 000 kN pour les chocs latéraux.
- b) Sur les voies à petit gabarit (gabarit B)
  - 1200 kN pour les chocs frontaux,
  - 240 kN pour les chocs latéraux.

Les actions correspondantes sont classées parmi les actions accidentelles et ne sont donc à considérer que vis-à-vis d'états limites ultimes.

#### b- Chocs de véhicules contre les piles de ponts :

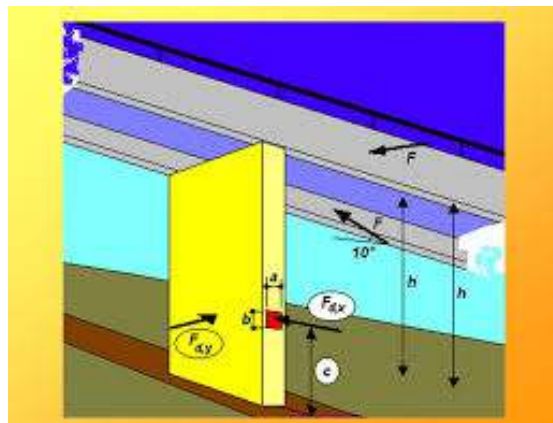
Les chocs de véhicules sur les piles des ponts routiers sont loin d'être rares. Pour s'en prémunir, il convient de dimensionner les appuis susceptibles d'être exposés à des chocs de façon à leur conférer une robustesse suffisante.

Au niveau des justifications, le choc éventuel d'un véhicule sur une pile de pont est assimilé, comme les chocs de bateaux, à une force horizontale appliquée à **1,5 m** au-dessus du niveau de la chaussée. Il est admis, à titre de simplification, que cette force est soit frontale, soit latérale. Les valeurs représentatives à introduire sont indiquées dans le tableau suivant qui tient compte de la vitesse susceptible d'être pratiquée par les poids lourds.





Vitesse estimée des poids lourds de 15 à 19 t (km/h)	Valeur du choc frontal (kN)	Valeur du choc latéral (kN)
90	1000	500
75	800	400
60	500	250



c - Chocs de véhicules sur dispositifs de retenue :

D'une façon générale, tous les dispositifs de retenue (garde-corps, glissières, barrières) transmettent, outre leur poids propre, des efforts aux structures, résultant de la fonction qu'ils assurent. En fait, seules les glissières, et surtout les barrières, conduisent à des dispositions spécifiques et à des justifications particulières. Ce problème est abordé au chapitre consacré à l'étude des équipements.



### **3. DONNEES NATURELLES:**

#### **3.1. Données géotechniques:**

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Ainsi, la connaissance des caractéristiques du sol est toujours indispensable puisqu'elle conditionne le type de fondation des appuis. En outre, elle est souvent décisive pour le choix de la solution pour le franchissement projeté.

Il faut donc procéder à des études géotechniques préalables, au moyen de forages d'identification géologique, de sondages, d'essais physiques et mécaniques sur des échantillons soumis à un laboratoire, etc. Il est nécessaire de faire au minimum un sondage par appui (pile et culée).

Dans ce domaine, le risque le plus grave de conséquences est celui de l'insuffisance des études géotechniques. Cela peut entraîner à l'exécution des modifications et des renforcements très onéreux lorsqu'on découvre trop tard que le sous-sol est différent de ce qu'on attendait.

Il est conseillé dans ce cadre, de se conformer aux recommandations du dossier FOND72 établi par le SETRA et le LPC, qui donne des indications précises sur la procédure sur les techniques à employer.

Les résultats des études géologiques sont interprétés et utilisés pour le choix du type de fondations et leur dimensionnement.

#### **3.2. Données hydrauliques**

Lorsqu'un ouvrage franchit un cours d'eau ou un canal, un certain nombre de renseignements sont nécessaires. Il convient de connaître le régime de ce cours d'eau en particulier le niveau des eaux, le débit et le tracé de la rivière aux différentes crues. Les principaux renseignements sur les niveaux d'eau sont :

- Les **P.H.E.C.** (Plus Hautes Eaux Connues).
- Les **P.H.E.N.** (Plus Hautes Eaux Navigables).
- Les **P.B.E.** (Plus Basses Eaux ou étiage).

La connaissance des P.H.E.C permet de caler le profil en long de l'ouvrage. En effet, il est d'usage de dessiner un pont en plaçant ses appareils d'appui au-dessus de cette cote pour éviter leur détérioration à la suite d'immersions trop fréquentes.

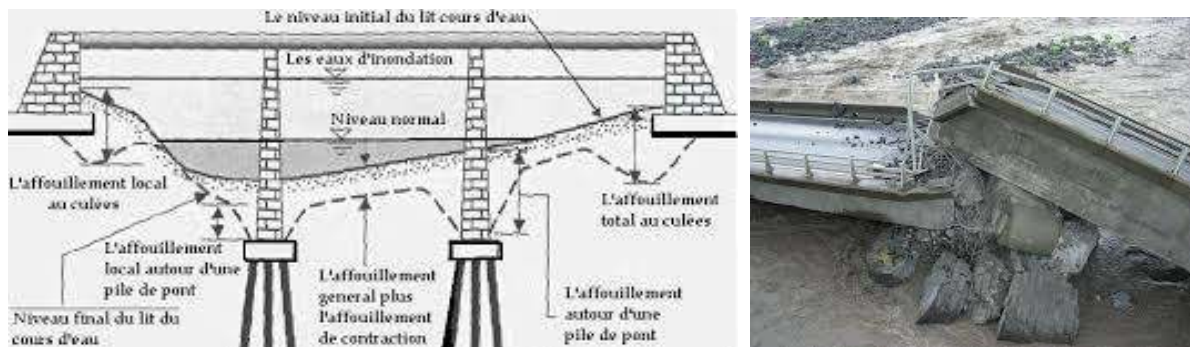
La connaissance des P.H.E.N permet d'établir l'implantation de l'ouvrage en espace (gabarit à respecter).

La connaissance de l'étiage et de ses périodes permet de phaser les travaux de façon que les fondations soient exécutées dans les meilleures conditions possibles.

La présence des obstacles constitués par les appuis a pour effet d'accroître la vitesse du courant et de surélever le plan d'eau à l'amont et il convient de limiter au maximum ces effets. Les débouchés linéaire et superficiel, c'est-à-dire respectivement les sommes de largeurs et des surfaces offertes au passage de l'eau doivent être déterminés en fonction de l'importance et de la fréquence des crues. Lorsqu'il est nécessaire de prévoir des piles

dans le cours d'eau, leur largeur doit être aussi réduite que possible. A l'amont et à l'aval, leurs formes doivent être effilées pour faciliter l'écoulement de la rivière et pour limiter les tourbillons. Ces éléments effilés sont appelés *avant-becs* et *arrière-becs*.

Le plus grand danger qui menace les appuis an rivière provient des **affouillements locaux**, c'est-à-dire des entonnoirs qui se creusent dans le sol à la base des appuis, sous l'effet des mouvements tourbillonnaires de l'eau, ainsi que de l'affouillement général, c'est-à-dire de la mise en suspension de l'ensemble des matériaux meubles constituant le fond du lit pendant les grandes crues. Il faut donc que les bases des fondations des appuis en rivière soient situées assez au-dessous des plus grands affouillements prévisibles pour que leur stabilité reste assurée.



### 3.3. Actions naturelles :

Parmi les autres actions naturelles auxquelles sera soumis le pont et dont les effets doivent être pris en compte, les unes sont toujours à considérer: ce sont **le vent** et les **variations de températures**, d'autres n'interviennent que dans certaines régions, ce sont notamment les **actions sismiques**, ainsi que la **neige** (dont on néglige la charge sur les ponts sauf pour les ouvrages en haute montagne).

#### a - Effets du vent:

Le titre II du Fascicule 61 du C.P.C. admet des hypothèses simplificatrices pour évaluer l'action du vent sur les ponts, dans les circonstances courantes.

Pour les ouvrages en service, la pression normale est fixée forfaitairement  $2000 \text{ N/m}^2$ , lorsque le vent souffle perpendiculairement à l'axe de la chaussée.

Pour les ouvrages en cours d'exécution, cette pression est fixée à  $1250$  ou bien  $1000 \text{ N/m}^2$  suivant que la phase de chantier considérée excède ou n'excède pas un mois.

Sur les piles hautes et minces, il y a lieu de prendre en compte un vent oblique ou parallèle à la chaussée, dont l'intensité est comprise entre  $500$  et  $1250 \text{ N/m}^2$  suivant les cas.

Il convient d'avoir présent à l'esprit que la valeur de  $2000 \text{ N/m}^2$  correspond à une violente tempête; c'est pourquoi, lorsque le vent souffle, le pont n'est supposé porter aucune charge de chaussée ou de trottoir. Les effets du vent et des charges d'exploitation ne sont donc pas cumulables au niveau des justifications.

Dans des circonstances particulières, notamment lorsque :

- l'ouvrage comporte des parties situées à une grande hauteur au-dessus du sol (pylônes de ponts à haubans);
- l'ouvrage est sensible aux oscillations provoquées par l'écoulement de l'air en son voisinage (ponts suspendus et à haubans);
- lorsque l'ouvrage est situé dans une contrée susceptible de connaître des cyclones.

Dans de tels cas, il convient de procéder à des études spéciales. Le calcul doit être fondé sur des analyses scientifiques poussées et tenir compte de données expérimentales, par exemple des mesures faites en soufflerie sur modèle réduit.

Les principaux documents normatifs ou d'application dont il faut se référer :

- ✓ Les règles N.V. 65/78 (Règles Neige et Vent - D.T.U. - Document Technique Unifié).
- ✓ Le Code Modèle F.I.P.-C.E.B. pour les structures en béton (Bulletins n 124/125 du C.E.B).
- ✓ Les *Recommandations pour le calcul des effets dit cent sur les constructions* publié par la C.E.C.M.

#### b - Effets de la température

Les variations de température à prendre en compte sont indiquées dans les règlements de calcul, applicable aux différents matériaux. Ces effets interviennent notamment dans le dimensionnement des *joints de chaussée*.

#### c - Effets de la neige :

Il est rare que l'on ait à considérer des charges de neige sur les ponts. Cela peut se produire dans certains cas particuliers

- Passerelles piétonnes couvertes
- Passerelles piétonnes couvertes ou découvertes en site montagneux.

#### d - Effets du séisme

Le Titre II du Fascicule 61 prescrit de tenir compte des charges sismiques. Celles-ci sont évaluées en fonction de la région où sera implanté le pont.

### **4. Données d'intégration au site :**

Ces données, qui ont pris une grande importance au cours de ces dernières années, sont en relation avec des problèmes d'aspect et de nuisances.

Bien que les considérations d'ordre esthétique soient très subjectives, un projeteur de pont ne peut ignorer l'impact visuel de son ouvrage. La question se pose avec acuité en site urbain, mais, même en rase campagne, il n'est pas admissible de défigurer le paysage par un *ouvrage laid*. A l'inverse, on peut même dire qu'un ouvrage réussi sur le plan architectural contribue, dans certains cas, à l'épanouissement touristique de la zone dans laquelle il est implanté.

Pour les ouvrages courants, on trouve de nombreux conseils dans le document GUEST69 (Guide Esthétique) du SETRA. Enfin, il est surtout important de se préoccuper de l'aspect dès l'origine des études et de ne pas croire qu'on pourra améliorer ultérieurement un ouvrage médiocre au moyen d'aménagements de détails et de décoration.

En ce qui concerne les problèmes de nuisances, l'opinion publique y est maintenant très sensibilisée. Il convient de distinguer les nuisances inévitables en cours d'exécution (bruits, chaussées salies, d'exécution nuit les, vibrations pouvant endommager des constructions avoisinantes, etc.) et les nuisances apportées par l'ouvrage une fois mis en service. Si la population accepte assez facilement les premières, dans certaines limites, elle ne tolère pratiquement plus les secondes. Il s'agit alors essentiellement des problèmes de bruit pour les riverains et de confort pour les usagers.

C'est pourquoi, il est très fréquent de disposer sur les ouvrages en site urbain, des équipements de type écrans **antibruit** ou **antivent** en bordure des tabliers de ponts.



#### 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 essentiels.