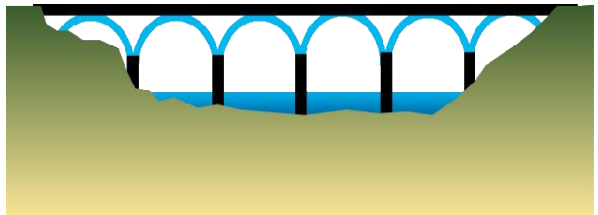
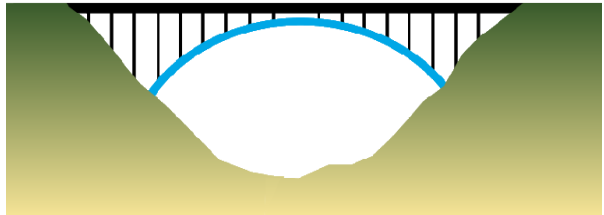
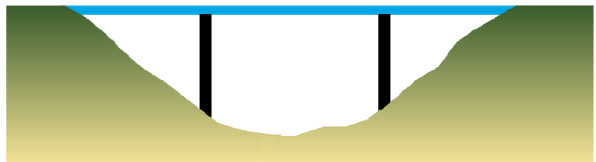


1- Définition d'un pont :

Un pont est une construction qui permet de franchir une dépression ou un obstacle (voie de communication, cours d'eau, vallée, etc.) en passant par-dessus cette séparation. Le franchissement supporte le passage d'hommes et de véhicules dans le cas d'un pont routier ou d'eau dans le cas d'un aqueduc ou pont rails. Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du domaine de travaux publics.

2- Différents types de ponts

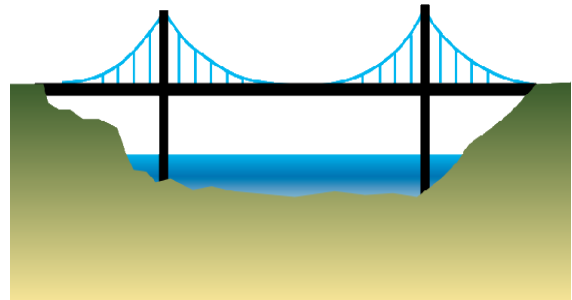
PONTES EN ARC	
Pont à voûtes	
Ce sont les premiers ponts durables réalisés. Ils ne travaillent qu'en compression. Le matériau de construction est la pierre. La voûte est constituée de pierres rayonnantes, comprimées sous la charge des véhicules empruntant le pont. Les efforts se répartissent sur les piles et sur les culées à chaque extrémité.	
Pont à arche	
Dans un pont en arche, la rivière ou la brèche est franchie en une seule fois par une seule arche alors que dans le pont à voûtes, le tablier repose sur des piles intermédiaires. Le pont en arc associe la compression à la flexion.	
PONTES EN POUTRES	
La structure peut être assimilée à une poutre droite. Image de la simplicité, il travaille en flexion.	

PONTS A CÂBLES

Pont suspendu

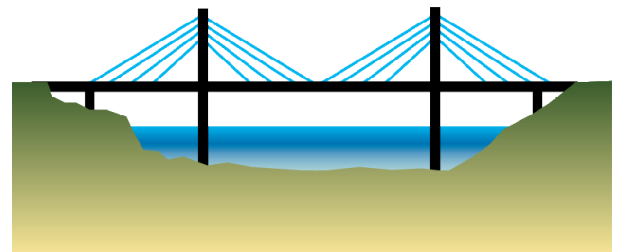
Un pont suspendu est un pont dont le tablier est suspendu à des pylônes par un système de câbles. Il est rangé dans la famille des ponts à câbles, combinant la **traction**, la **compression** et la **flexion** dans un fonctionnement plus complexe que les précédentes familles.

Les pylônes s'élèvent au-dessus du tablier et supportent un ou deux câbles principaux, appelés câbles porteurs, qui vont d'une culée à l'autre, un de chaque côté du tablier. Ces câbles soutiennent le tablier par l'intermédiaire d'un ensemble de câbles verticaux : les suspentes.

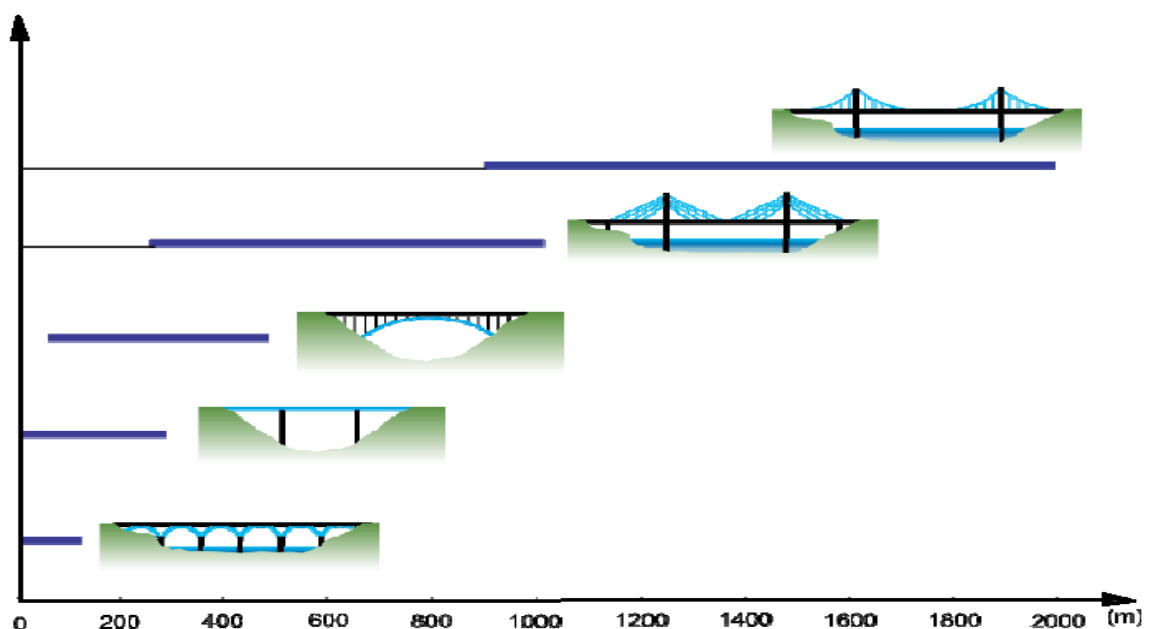


Pont à haubans

Un pont à haubans est un type de pont à câble en acier. Le tablier est maintenu par un réseau de câbles directement tendus entre le sommet (ou une partie proche du sommet) des pylônes et fixés à intervalles réguliers sur le tablier.



3- Plages de portée selon le type de pont



Les ponts à voûtes n'acceptent que des portées courtes.

Record :

- voûte de 72 m pour le pont de Trezzosull 'Adda (Italie, 1377-1416)
- voûte de 54 m pour le pont de Vieille-Brioude (1479-1822)

Les ponts à poutres

Il s'agit du mode de construction le plus répandu pour la plage allant de 5 à 200 mètres de portée.

Record:

- portée de 300 m pour le *Pont Rio-Niterói* au Brésil, construit en 1974.
- portée principale de 200 m pour le *pont de Cornouaille* à Bénodet (1972).

Les ponts à haubans

Ils sont particulièrement adaptés aux très grandes portées, mais il n'est pas pour autant absent du champ des autres portées.

Record:

- portée de 1088 m pour le *pont de Suzhou* (ou pont de Sutong).

Les ponts suspendus

Ils sont incontournables lorsqu'il est nécessaire de franchir des très grandes brèches mais ils sont également utilisés pour des portées plus courtes.

Record:

- portée de 1991 mètres du *pont du détroit d'Akashi* (ou pont Akashi-Kaykio)

Chapitre I: Les ponts à tablier mixte

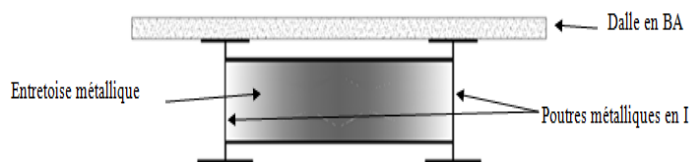
I.1. Introduction:

Le succès du pont mixte tient au bon rendement fonctionnel et structurel obtenu par l'association des deux matériaux acier et béton, et l'addition de leurs caractéristiques et propriétés intrinsèques. On exploitera :

- La résistance à la compression du béton pour constituer la dalle.
- La résistance en flexion de l'acier pour former la poutre.

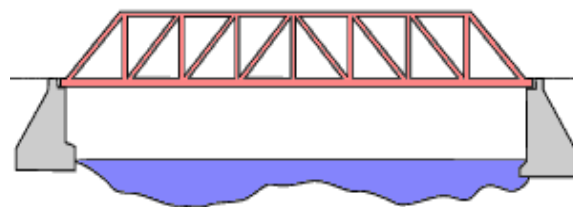
La dalle en béton se conjugue avec les trois formes de poutraison« sous chaussée » : poutres à âme pleine (bipoutres et multipoutres), poutres en caisson, poutres en treillis.

Pour des raisons économique, la tendance est actuellement au développement des bipoutre au détriment des multipoutres et des caissons qui sont des structures plus couteuses.



a) Pont mixte : bipoutres.

b) Pont mixte : Poutres Caisson.



c) Pont mixte : Poutres en treillis

I.2. Les ponts bipoutre mixte:

La majorité des nouveaux grands ponts mixtes sont des ponts bipoutres avec une dalle supérieure en béton armé.

Les ponts bipoutres mixtes sont constitués de deux poutres métalliques en I, généralement de hauteur constante et d'une dalle en béton armé connectée par des goujons (ou des cornières) sur deux poutres principales. Ces poutres sont contreventées par des entretoises.

Ce mode de construction présente plusieurs avantages par rapport aux tabliers traditionnels.

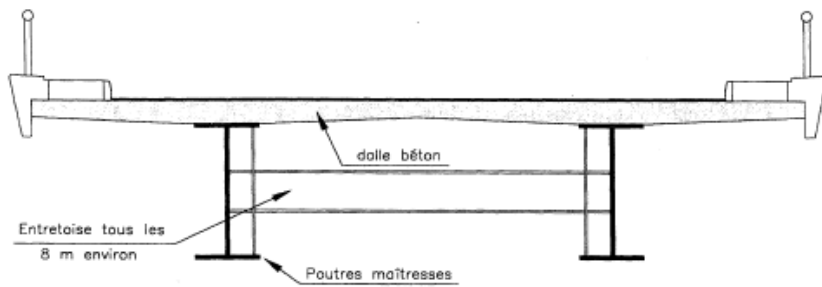
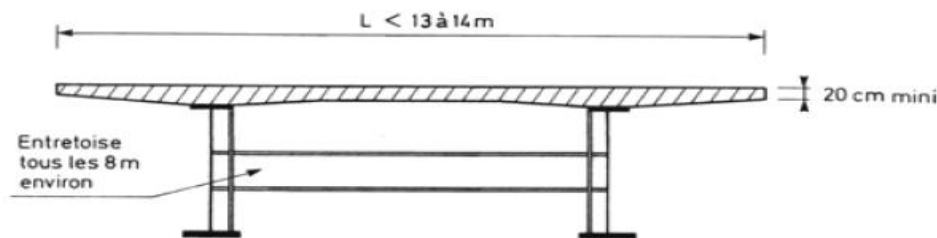


Figure 01: Coupe transversale d'un pont mixte bipoutre

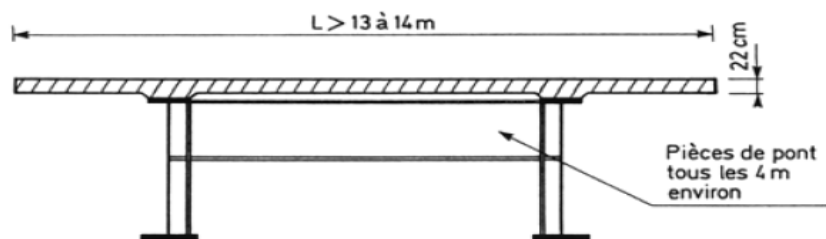
Si le tablier n'est pas très large ($L < 13$ à 14 m), on peut appuyer la dalle seulement sur les deux poutres espacées d'environ 0.55 fois la largeur de la dalle, et reliées par des entretoises.

Si le tablier est assez large ($L > 13$ à 14 m) une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des pièces de pont espacées tous les 4 m environ.



Ouvrage de faible largeur

Figure 02: Coupe transversale d'un pont mixte bipoutre à entretoise



Ouvrage de grande largeur

Figure 03: Coupe transversale d'un pont mixte bipoutre à pièce de pont

Le tablier d'un pont bipoutre mixte est composé de:

a- La dalle: le rôle de la dalle de couverture est de transmettre les charges d'exploitation aux poutres. On supposera que le béton transmet les charges des essieux aux poutres métalliques et qu'elles participent à la flexion d'ensemble de l'ouvrage.

b- Les poutres: Une poutre en I comporte une âme et deux semelles. Elle est soumise principalement à la flexion.

c- Les entretoises: Les entretoises sont des éléments transversaux leur rôle est de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux (Majoritairement lié au vent).

d- Les connecteurs: Les connecteurs sont les éléments qui assurent la liaison entre l'acier et le béton, et d'empêcher le glissement relatif des deux matériaux à leur surface de contact, ainsi que la séparation de la dalle et de la poutre métallique, les connecteurs peuvent être classé en plusieurs catégories :

- Goujons à tête.
- Equerres.
- Butées.

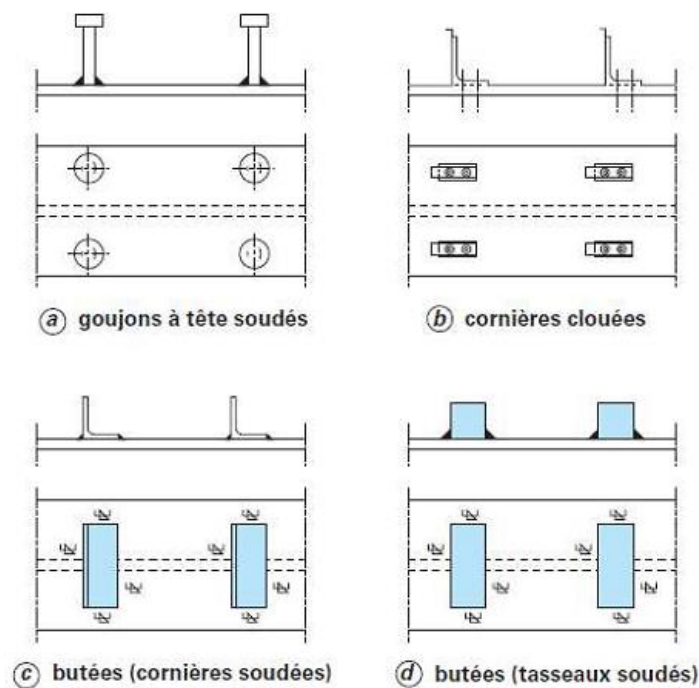


Figure 05: Exemples de connecteurs utilisés dans les sections mixtes acier -béton

I.2.1. Les avantages et les inconvénients:

❖ Les avantages:

- La possibilité de franchir les grandes portées.
- La rapidité d'exécution globale.

- Le gain sur les coûts de construction.
- Offrent de multiples possibilités de conception architecturale.

❖ **Les inconvénients:**

- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de la fatigue des assemblages.
- Ce type d'ouvrage demande une main d'œuvre qualifiée (surtout les soudeurs).
- Les poutres en I sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces du pont.
- Surveillance exigée avec des visites périodiques.

I.2.2. La portée des ponts bipoutres mixte:

Le domaine de portée des ponts mixtes va:

- jusqu'à 110 ou 120 m pour les travées continues (hyperstatique).
- jusqu'à 80 ou 90 m pour les travées indépendantes (isostatique).

Au-delà de ces portées, il est plus économique d'adopter d'autres solutions (pont à haubans ... etc.).

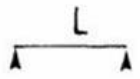
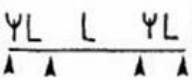
I.2.3. Elancement:

Ψ : Est un coefficient représente un rapport entre **la travée de rive et la travée intermédiaire** qu'il faut le prendre en compte pour équilibrer la distribution du moment (garder un ferrailage presque identique le long du pont), et aussi pour éviter le soulèvement de la travée de rive sous l'effet des charges les plus défavorables.

L'élancement économique des bipoutres mixtes varie selon le schéma mécanique de l'ouvrage (travées indépendantes ou continues), et sa géométrie (rapport des portées, hauteur constante ou variable).

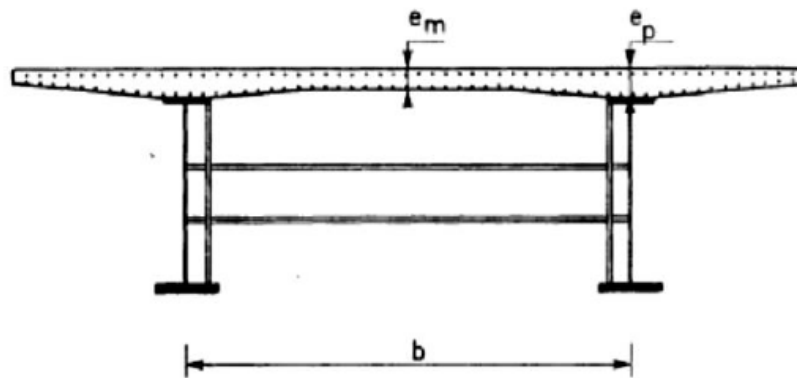
Les valeurs indiquées ci-après correspondent à **l'élancement de la structure métallique** seule (hauteur de la poutre/portée).

$$0,65 < \Psi < 0,8$$

	1/22	
	hauteur constante	hauteur variable
	1/28	sur appui : 1/25 à mi-travée : 1/40 à 1/50

I.2.4. Prédimensionnement:

a- La dalle: Les ingénieurs recherchaient des solutions de dalles légères pour résoudre les problèmes des grands franchissements en pont route. Ainsi est née la dalle mixte, qui est constituée en béton armé, elle assure le rôle de table de compression. Relié à la semelle supérieure des profilés métalliques par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tout glissement relatif du tablier par rapport aux poutres.



Pour le cas d'un ouvrage à entretoise l'épaisseur de la dalle varie entre 23cm et 27cm avec une valeur min de 20 cm. Le tableau suivant donne les valeurs de l'épaisseur de la dalle e_m et e_p .

b	$e_m(\text{cm})$	$e_p(\text{cm})$
5m	24	28
6m	25	30
7m	26	32
8m	27	34

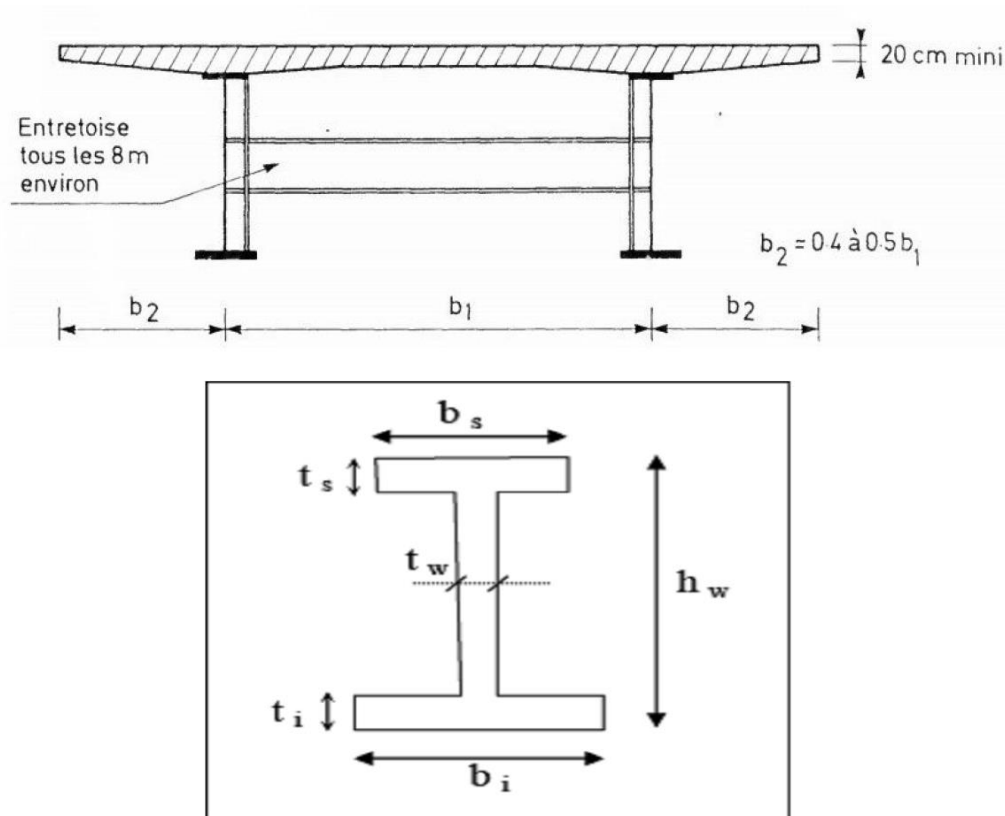
La dalle peut être soit coulée sur place, soit préfabriquée, le coulage sur place est le procédé le plus répandu et doit être fait sur toute la largeur de l'ouvrage.

b- poutres principales:

L'entraxe des poutres b_1 varie entre $0.5 \times$ la largeur et $0.55 \times$ la largeur.

$$0.5L \leq b_1 \leq 0.55L$$

Alors : $0.4b_1 \leq b_2 \leq 0.5b_1$



- **Ame:**

L'épaisseur de l'âme doit être déterminée en tenant compte de trois conditions dont on retiendra que les plus lumineuses :

- les phénomènes de voilements
- les difficultés d'usinage d'une âme trop mince
- l'esthétique

Pour limiter les phénomènes de voilements et le nombre des raidisseurs, on se propose de limiter la contrainte τ à environ 160 Mpa à l'ELU. Il faut donc $t_w > \frac{V_{ELU}}{160 h}$

La condition d'épaisseur impose $t_w \leq 0.005 \times h_w$

La condition d'épaisseur minimale impose $t_w > 12 \text{ mm}$

La condition d'élancement veut que $h_w / t_w < 166$.

- **Semelles:**

Les largeurs des membrures sont fournies par le tableau suivant, en fonction de la portée de l'ouvrage

portée (m)	largeur de la semelle sup. (mm)	largeur de la semelle inf. (mm)
<30	400	500
30 à 50	500	500 - 700
50 à 70	600	800
70 à 85	700	900
85 à 100	800	1 000

L'élancement de la semelle, i.e. le rapport épaisseur – largeur, doit être suffisant afin d'empêcher tout risque de voilement local.

Les conditions s'écrivent en arrondissant au mm supérieur :

$$t_s = \frac{b_s - t_w}{28\varepsilon}$$

$$t_i = \frac{b_i - t_w}{28\varepsilon}$$

Avec $\varepsilon = 0.825$

c- Pièces de pont:

L'espacement des pièces de pont est en général d'environ 4 Mètres, et en utilise généralement des IPE.

- **Ame :**

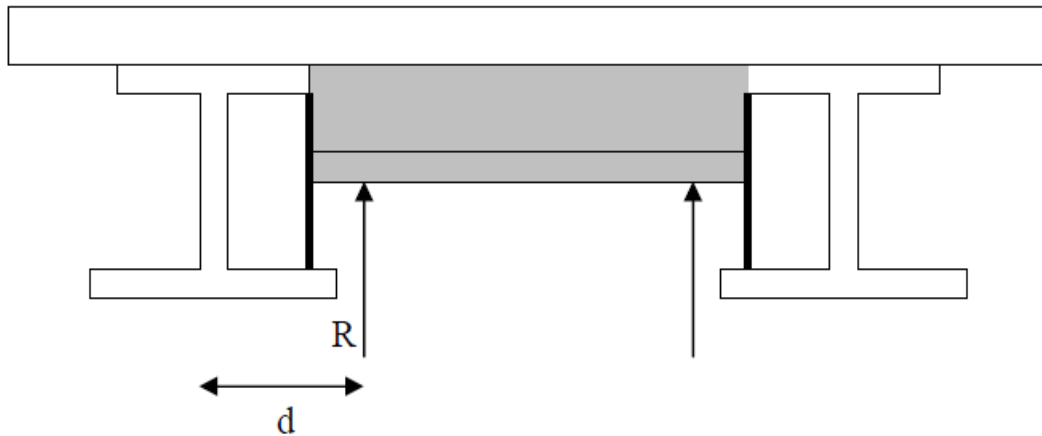
Épaisseur : 10 à 12 mm

- **membrures**

Largeur : 220 à 300 mm

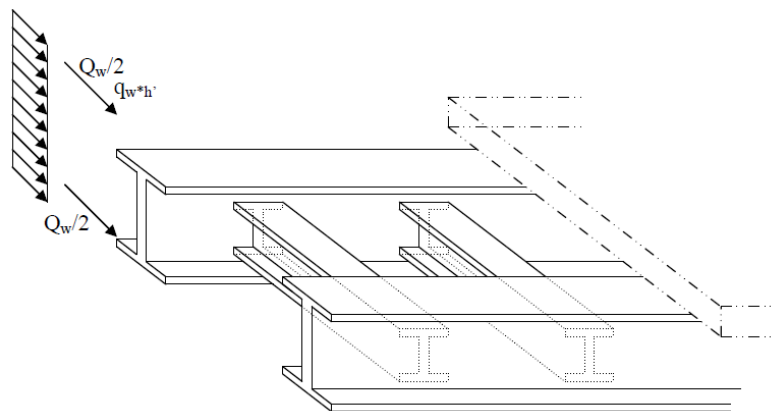
Épaisseur environ 20 mm

N.B. : dans le cas des ponts bipoutres À entretoise, Au droit des appareils d'appui, on n'utilise pas des entretoises mais des pièces de pont. Comme le montre le schéma suivant :



d- Entretoises:

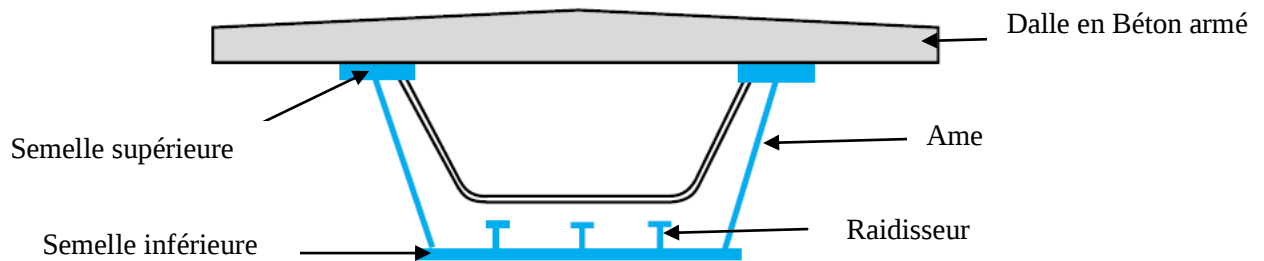
Le rôle des entretoises est de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux (majoritairement lié au vent).



Les mêmes données que pour les pièces de pont sont nécessaires aux entretoises. Leur espacement varie de 6 à 8 mètres environ.

I.3. Les ponts caisson mixte:

Le pont caisson mixte comporte deux âmes, verticales ou inclinées, reliées à leur base par une tôle de fond raidie formant la semelle inférieure. La semelle supérieure, identique à celle du tablier à bipoutres. La semelle inférieure, large et mince, est raidie par des raidisseurs longitudinaux et transversaux.



I.3.1. Cas d'utilisation des ponts caisson mixte:

Plusieurs considérations justifient l'adoption de cette solution :

- Les ponts courbes.
- La réduction des déformations transversales.
- Les tabliers à grands élancements.
- L'aérodynamisme.
- La qualité architecturale.

I.3.2. Les avantages et les inconvénients:

❖ Les avantages:

- Il permet le franchissement de plus grandes portées.
- Il résiste bien à la torsion.
- La simplicité de mise en œuvre.

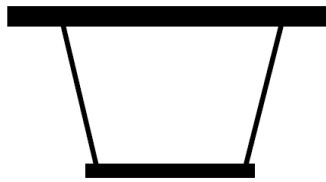
❖ Les inconvénients:

- Il exige une maintenance contre la corrosion.
- Phénomène de la fatigue dans les assemblages.
- Ils sont plus coûteux par rapport aux ponts bipoutres mixtes.

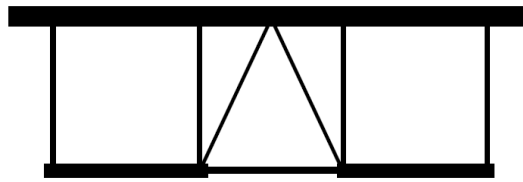
I.3.3. Types des ponts caisson mixte:

- Pont à caisson unique ou mono-caisson: c'est la solution la plus courante, il est souvent associé à des consoles portant les encorbellements.
- Pont à double caisson: Cette conception convient particulièrement bien aux tabliers relativement larges.

- Pont caisson multicellulaire: Il est utilisé dans des cas particuliers de ponts aux tabliers très larges et très élancés.



Pont à caisson unique



Pont à double caisson



Pont caisson multicellulaire

I.3.4.L'entretoisement des tabliers en caisson:

Il existe Trois formes principales d'entretoisement. Leur domaine d'application est en fonction du chargement et des dimensions du caisson

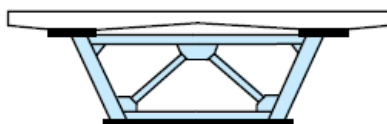
- Caisson à cadre ouvert.
- Caisson à cadre fermé avec pièces de pont
- Caisson à cadre triangulé.
- Caisson à diaphragme.



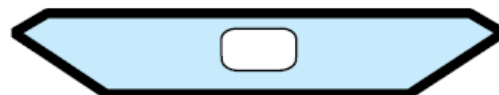
Ouvert



Fermé



Rigide triangulé



Diaphragme

Entretoisement des tabliers en caisson

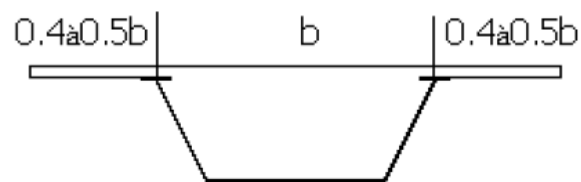
I.3.5. La portée et l'élancement des ponts caisson mixte:

Les valeurs indiquées ci-après correspondent à l'élancement de la structure métallique seule (hauteur du caisson/portée).

Gamme de portée	Elancement		Observation
	Sur appui	A mi-travée	
30 à 140 m	1/30 à 1/35	1/30 à 1/35	travées continues épaisseur constante
	1/20 à 1/25	1/40 à 1/50	travées continues épaisseur variable

I.3.6. Prédimensionnement

a- L'entraxe d'un pont caisson:



Avec :

$$0.5B \leq b \leq 0.55B$$

b- L'épaisseur de l'âme:

L'épaisseur de l'âme de poutre doit respecter les conditions suivantes:

- Résistance à la corrosion.
- Résistance au cisaillement.
- Faciliter la manipulation des tôles lors de la confection des caissons.

L'épaisseur moyenne :

$$t_w(mm) \geq 10 + \frac{BL}{100}$$

B: largeur du caisson (m)

L: la portée du caisson (m)

c- Semelle supérieure:

$$600mm \leq b_s \leq 1500mm$$

$$t_s = 25mm \text{ en travée}$$

$$t_s = 30mm \text{ sur appui}$$

d- La tôle inférieure:

Les tôles de fond présentent en général une épaisseur variable longitudinalement entre:

$$t_i = 20mm \text{ à } 30mm \text{ en travée}$$

$$t_i = 50mm \text{ à } 80mm \text{ sur appui}$$

I.4. Vérification des sections:**I.4.1. Vérification des contraintes de cisaillement:**

La contrainte de cisaillement moyenne due à l'effort tranchant T_y doit satisfaire à la condition suivant :

$$\tau_{max} \leq \bar{\tau}$$

Si cette condition est vérifiée, alors le cisaillement maximal au niveau de la section la plus sollicitée est vérifié.

Avec:

$$\tau_{max} = \frac{T_y}{A_w} = \frac{T_y}{t_w h_w} \leq 100MPa$$

$$\bar{\tau} = 0.45 * fe$$

T_y : L'effort tranchant maximum

A_w : Section du l'âme de la poutre

t_w : Epaisseur du l'âme de la poutre

h_w : Hauteur du l'âme de la poutre

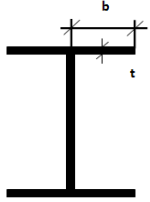
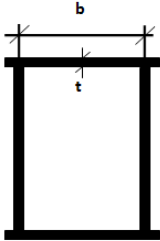
fe : Limite élastique de l'acier de charpente en MPa.

I.4.2. Vérification au voilement:

Le voilement est le phénomène d'instabilité relatif aux plaques minces soumises à des efforts dans leurs plans moyens (compression, cisaillement),

a- Voilement des semelles:

Il faut vérifier que:

Schéma	Condition à vérifier
	$\frac{b}{t} \leq 15$
	$\frac{b}{t} \leq 45$

b- Voilement de l'âme:

Pour éviter le voilement des âmes des poutres deux moyens sont possibles:

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des raidisseurs d'âme.

On vérifiera :

$$\left(S_{\sigma} * \frac{\sigma}{\sigma_k}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2 \leq 1,8$$

σ : Contrainte de compression soit dans la semelle supérieure ou la semelle inférieure.

τ : Contrainte de cisaillement.

σ_k : Contrainte normale critique de voilement.

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 * E}{12(1 - \nu^2)} * \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2 * k_{\sigma}$$

k_σ : Coefficient de voilement, qui vaut:

ψ	+1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -2$
k_σ	4	$\frac{8,2}{1,05 + \psi}$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98(1 - \psi)^2$

τ^* : Contrainte de cisaillement critique de voilement.

$$\tau^* = \frac{\pi^2 * E}{12(1 - \nu^2)} * \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2 * k_\tau$$

t_w : épaisseur de l'âme

h_w : hauteur de l'âme

ν : module de poisson = 0,3

E : module d'élasticité

k_τ : Coefficient de voilement par cisaillement, qui vaut:

Raidisseurs transversaux intermédiaires		Valeurs de k_τ
Sans		5,34
Avec	$\frac{a}{h_w} < 1$	$4 + \frac{5,34}{\left(\frac{a}{h_w}\right)^2}$
	$\frac{a}{h_w} \geq 1$	$5,34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{h_w}\right)^2}$

h_w : La hauteur de l'âme

a : écartement entre les raidisseurs

S_σ : en fonction de ψ

$$S_\sigma = \begin{cases} 1,8 & \text{si } \psi = 1 \\ 1,4 + 0,4\Psi & \text{si } -1 < \Psi < 1 \\ 1 & \text{si } \psi \leq -1 \end{cases}$$

Avec:

$$\psi = \frac{\sigma_{traction}}{\sigma_{compression}}$$

I.4.3. Vérification au déversement:

Le déversement est un phénomène d'instabilité mettant en jeu les caractéristiques de torsion et de flexion latérale de la poutre.

Si σ_f^* est la contrainte critique de déversement, on admet que la sécurité est obtenue si la contrainte σ_f due à la flexion satisfait à :

$$\sigma_f \leq f(\sigma_f^*)$$

Avec:

$$f(\sigma_f^*) = 0,66 * \sigma_f^* \quad \text{si } \sigma_f^* \leq 0,75 * \sigma_e$$

$$f(\sigma_f^*) = \sigma_e \left(1 - 0,375 * \frac{\sigma_e}{\sigma_f^*}\right) \quad \text{si } \sigma_f^* > 0,75 * \sigma_e$$

σ_f : Contrainte calculer sous charge permanente dans la semelle supérieure.

σ_e : Limite élastique de l'acier

I.4.4. Calcul des connecteurs:

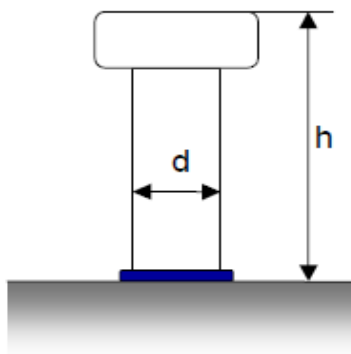
on distingue deux modes de ruine pour ce type de connecteurs:

- La ruine par cisaillement de l'acier en pied, vis à vis de laquelle on a une résistance caractéristique :

$$P_{Rk}^{(1)} = 0.8 f_u \cdot \frac{\pi d^2}{4}$$

- La ruine par écrasement du béton en pied, vis-à-vis de laquelle on a une résistance caractéristique :

$$P_{Rk}^{(2)} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}$$



d : diamètre du goujon

h : hauteur du goujon

f_u : résistance ultime à la traction de l'acier du goujon

f_{ck} : résistance caractéristique à la compression du béton

E_{cm} : module d'élasticité du béton

$$\alpha = 0.2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4, \text{ sinon } \alpha = 1$$

La résistance caractéristique d'un goujon s'écrit alors :

$$P_{Rk} = \min(P_{Rk}^{(1)}; P_{Rk}^{(2)})$$

Finalement la résistance de calcul P_{Rd} vaut:

- à l'ELU: $P_{Rd}^{ELU} = 0.8 \cdot P_{Rk}$
- à l'ELS: $P_{Rd}^{ELS} = k_s \cdot \frac{P_{Rk}}{1.25}$ avec: $k_s = 0.6$

Efforts d'interaction ou de glissement F_G :

$$F_G = \min(F_a, F_b)$$

F_a : L'effort d'interaction ou de glissement dans l'acier (poutre)

F_b : L'effort d'interaction ou de glissement dans le béton

Où:

$$F_a = \frac{A_s \cdot \sigma_e}{1.05}$$

$$F_b = \frac{0.85 \cdot \sigma_c}{1.05} \cdot A_b$$

Avec:

A_s : Surface de section de la poutre

σ_e : Limite élastique de l'acier

σ_c : Résistance caractéristique du béton

A_b : Surface de section de la dalle (largeur efficace)

Donc le nombre des goujons qu'il faut pour une demi-travée égale:

$$N = \frac{F_G}{P_{Rd}}$$