Section VIII

Ponts suspendus

Chapitre I

Câbles des ponts suspendus

Matériaux employés dans la confection des câbles.

Les câbles des premiers ponts suspendus étaient constitués par des lianes, dans les contrées tropicales, par des cordages en chanvre ou autres textiles protégés par une couche de goudron, dans les contrées tempérées. Ces cordages étant très vite détériorés, on leur a substitué, dès que l'on a pu, des chaînes à maillons en fer forgé : il semble établi que les Chinois s'en servaient il y a plus de 2.000 ans.

L'un des inconvénients présenté par les chaînes est qu'elles sont très lourdes : à égalité de poids, un câble neuf en chanvre a une résistance quatre fois plus grande que celle d'une chaîne ; d'autre part, la résistance de la chaîne est détruite si un seul de ses maillons vient à se rompre.

Vers la fin du 18e siècle, on a remplacé les maillons par des barres de fer reliées par des articulations ; à résistance égale, ces barres exigeaient environ 3 fois moins de métal.

On a édifié par ce procédé d'assez grands ponts en Angleterre, en Amérique, puis en France.[1] On s'est également servi, dans quelques cas, de barres formées de plats superposés. De nouveaux essais ont été fait récemment, sur de grands ouvrages.

C'est à partir de 1815 en Amérique, et de 1821, en France (passerelle de Tournon, sur le Rhône, construite par les frères Séguin) que l'on a eu recours aux fils de fer pour constituer des câbles.

Le fer est aujourd'hui remplacé par l'acier.

Les tréfileries fournissent des fils de différents calibres ; ceux qui sont le plus employés dans la construction des câbles de ponts suspendus ont un diamètre variant de $\frac{1}{10}$ en $\frac{1}{10}$ de millimètre de 3,4 mm à 5 mm ; pour les câbles porteurs on emploie surtout des fils de 4,5 mm à 5 mm ; la tendance est même d'employer uniquement des fils de 4,7 mm.

Cependant, pour protéger certains câbles au moyen d'un enroulement à spires contiguës, on se sert également d'un fil fin dont le diamètre est généralement voisin de 2,6 mm.

Fabrication des fils.

Les tréfileries produisent différentes qualités de fils, dont la résistance de rupture varie couramment de 100 à 210 kg/mm², d'après la teneur en carbone du fil machine, et suivant les procédés de fabrication, qui sont variables d'une usine à l'autre, et souvent tenus plus ou moins secrets.

---

[1] Les fermes de suspension du pont de Fourchambault, sur la Loire, détruit en 1940, étaient constituées par des barres de fer.

Les fils proviennent de fil "machine" livré par les forges et laminé à chaud en acier "Martin", ou "électrique", ou plus rarement, "au creuset"; le diamètre du fil machine varie, suivant les fabrications à réaliser, de 5 à 10 mm, contenant 0,40 à 0,85 % de carbone.

Avant tréfilage du fil machine, il faut préparer le métal lui-même, ainsi que sa surface.

On chauffe le fil de 950° à 980° soit en bottes complètes, dans un four à paquet, soit en le faisant passer dans un four continu, avant de le "tremper" dans un bain de plomb à 500°. Il devient plus ductile, et sa résistance varie, suivant les teneurs en carbone indiquées plus haut, de 90 à 135 kg/mm².

On prépare alors la surface, couverte d'oxyde de fer formé au moment où le fil a été chauffé, en l'attaquant par de l'acide sulfurique étendu de 10 fois son volume d'eau, à la température de 60°, et on arrête l'attaque par rinçage à l'eau sans pression. On recouvre ensuite la surface d'une couche de cuivre, de sel d'étain, ou de phosphate destinée à servir d'entraîneur au lubrifiant employé dans le tréfilage. Un passage prolongé dans une étuve à 110° supprime toute trace d'hydrogène occlus et d'humidité.

Le tréfilage est ensuite opéré en plusieurs "passes", suivant la nature du fil et la résistance désirée. La réduction de section (ou écrouissage) $100\frac{S-s}{S}$ (S section du fil machine, s section du fil tréfilé) ne doit pas dépasser 70 à 85 %, pour que les qualités mécaniques du fil ne soient pas trop abaissées. L'écrouissage correspondant à chacune des passes est de l'ordre de 20 à 25 %.

On emploie comme lubrifiant soit du savon sec si la filière est à l'air libre, soit un bain de graisse, si la filière est immergée.

Suivant le diamètre du fil machine utilisé, et celui du fil à obtenir, on peut être dans l'obligation, pour éviter de dépasser la limite d'écrouissage, de recommencer le cycle des opérations indiquées pour le fil machine : trempe, décapage, tréfilage. Mais on peut également commencer par réduire le diamètre du fil machine brut en lui donnant une passe de tréfilage, après le décapage; on lui applique ensuite le cycle des trois opérations.

Pour les fils profilés utilisés dans les câbles de téléphériques, il faut compléter ces opérations par un laminage (souvent deux passes), pour obtenir le profil désiré.

Qualités de l'acier employé (1)

Voici les caractéristiques mécaniques des fils, pour les qualités et les diamètres actuellement employés pour les câbles de ponts suspendus.

Limite d'élasticité conventionnelle	Limite de rupture Kg/mm²	Contraintes couramment admises Kg/mm² (2)	Allongement de rupture minimum (distance entre repères 200 mm)	Diamètre maximum pratiquement utilisable en dixièmes de millimètre	Teneur en carbone du fil machine %
comprise entre les $\frac{75}{100}$ et les $\frac{80}{100}$ de la limite de rupture	120 – 140	35 à 45	4 %	50	0,55 à 0,65
	140 – 160	50	3,5 %	47	0,65 à 0,75

(1) Il n'existe actuellement aucun texte réglementaire sur la question. Les câbles de téléphériques doivent satisfaire aux conditions définies par les "Instructions concernant la construction des téléphériques à voyageurs" (Circulaire T.P. Série B - N° 229 du 15 Octobre 1947).

(2) Il faut être prudent, car la limite d'endurance paraît s'abaisser jusqu'aux 30/100 de la limite de rupture. L'amplitude admissible de variation de la contrainte est d'autant plus faible que cette limite est plus élevée.

Il faut éviter de dépasser les limites indiquées pour le diamètre des fils, pour obtenir la qualité de fil désirée et permettre une bonne exécution du câblage.[1]

Les fils dont la limite de rupture est plus élevée ne sont pas employés pour les câbles de ponts suspendus, mais pour les câbles d'ascenseurs de puits de mine et les câbles de téléphériques. Néanmoins, dans des cas très particuliers où le transport joue un rôle important dans l'établissement du prix de revient de l'ouvrage, il peut être intéressant de les utiliser (portage aux colonies - ponts militaires).[2]

D'après des essais exécutés à l'Ecole technique supérieure de Varsovie par MM. Welter et Bukalski, des fils d'acier soumis à la fois à un effort de traction et à des vibrations voient diminuer leur limite de rupture et leur allongement de rupture; la structure cristalline du métal est altérée dans une proportion encore mal connue. Il peut y avoir là un écueil pour l'avenir de l'utilisation des fils d'acier à très haute résistance.

Epreuves à imposer aux fils et aux câbles.

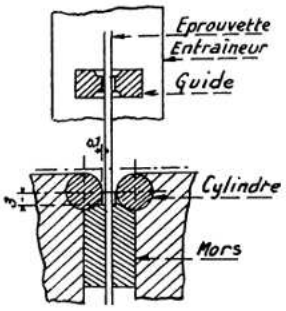
(Voir Norme A 03-701 - Février 1940 - Juin 1940 de l'AFNOR)

Fils.

On les soumet à des épreuves de résistance à la traction, à la torsion et à la flexion alternée; les éprouvettes doivent être prélevées en premier lieu sur les fils en bottes, puis sur les fils extraits des extrémités des câbles (câbles à torsions alternatives).

Les essais de résistance à la torsion sont faits sur des éprouvettes dont la longueur est égale à 100 fois le diamètre du fil, qui est très faiblement tendu initialement, juste assez pour le redresser.

La rupture ne doit pas se produire avant un nombre de torsions de 360° variable avec la nature de l'acier employé et le diamètre du fil. On peut imposer un nombre minimum de 22 torsions pour les fils couramment employés en France; cette épreuve est spécifique de la qualité du tréfilage, et est particulièrement essentielle; elle doit être exécutée au rythme d'un tour par seconde.



Les essais de résistance à la flexion alternée sont exécutés en pliant un fil sur deux cylindres circulaires voisins dans un plan perpendiculaire à leurs génératrices; le rayon de chaque cylindre est égal au double du diamètre du fil. On impose un nombre minimum de 6 flexions à 180°: l'épreuve comporte donc 1 flexion à 90° suivie de 6 flexions à 180°, les branches de l'éprouvette, dont la longueur totale est de 200 mm, restent dans un même plan. La figure ci-contre montre le mode de fixation.

Il n'est pas recommandé d'imposer un grand allongement de rupture, car le métal des fils étant écroui, tout accroissement de cet allongement se traduit par une diminution importante de la résistance à la flexion et à la torsion.

---

(1) Pour un métal donné, la résistance varie considérablement avec le diamètre du fil: des fils très fins sont 25 fois plus résistants que des gros fils. Si l'on arrivait à un fil monomoléculaire, sa résistance serait celle de la traction complète, sans possibilité de phénomènes de glissement.

(2) Le métal des fils utilisés pour les câbles des ponts suspendus des Viaducs de San Francisco à Oakland est de cette nuance: la résistance à la rupture est au moins de 154 Kg/mm² et la limite apparente d'élasticité au moins 105 Kg/mm². On lui fait supporter normalement une contrainte de 57,4 Kg/mm².

Câbles

La résistance d'un câble doit être au moins égale aux $\frac{88}{100}$ de la somme des résistances des fils qui le composent, la résistance de chaque fil étant supposée égale à la valeur minimum minimorum trouvée au cours des essais, et aux $\frac{83}{100}$ de la somme des résistances effectives des fils.

La perte de résistance d'un câble par rapport à la somme des résistances des fils, dite "perte au câblage" est due à ce que la résistance des différents fils n'est pas rigoureusement la même, aux irrégularités du câblage, et aux raccords entre les différents bouts d'un même fil. Un câble à torsions alternatives ne se rompt d'ailleurs nullement comme une barre d'acier : la rupture débute habituellement par celle d'un fil de la couche extérieure, et l'on constate parfois que tous les fils de la couche extérieure sont rompus, alors que ceux de la couche suivante sont encore intacts (1).

En Allemagne, les câbles sont également éprouvés à la fatigue.

Coefficient économique d'un câble.

Résal a défini le coefficient économique d'un câble décrivant une parabole de portée l et de flèche f, comme étant le rapport k entre son poids propre et la charge uniformément répartie qu'il serait capable de porter sans que la limite de sécurité fût dépassée : $k = \frac{p'}{p}$.

Si S est la section du câble, δ son poids spécifique, son poids par unité de longueur est $p' = S\delta$; soit n la limite de sécurité adoptée, p la charge qu'il supporte par unité de longueur, en plus de son poids propre. Il peut donc supporter une traction maximum égale à nS, dûe à la charge totale $(p + p')$.

Il en résulte que si n est exprimée en kg/mm², l en mètres, δ poids spécifique étant égal à 0,008425, environ, on a :

$$k = \frac{1}{950\,\frac{nf}{l^2\sqrt{1+\frac{16f^2}{l^2}}} - 1}.$$

Sa valeur du rapport $\frac{f}{l}$ est généralement comprise entre $\frac{1}{8}$ et $\frac{1}{12}$; nous supposerons $\frac{f}{l} = \frac{1}{10}$. Il vient ainsi, très sensiblement :

$$k = \frac{1}{\frac{88{,}2\,n}{l} - 1}$$

On constate ainsi que, pour une même charge portée p, le rapport des poids respectifs de deux câbles, dont les contraintes admissibles sont 25 et 50 kg/mm², varie de 2,05 pour $l = 100$ m à 2,83 pour $l = 1000$ m.

On peut également en déduire les portées pour lesquelles le câble ne peut porter que son propre poids : k est alors infini, et $l = 88{,}2\,n$ (en mètres).

Pour les grandes ouvertures, et pour les ponts lourds soumis à des surcharges importantes, on voit tout l'intérêt qu'il y a à employer des fils à haute résistance.

Il pourrait en être autrement pour les portées moyennes, ou bien pour des passerelles assez légères ; si, en effet, on a bénéfice à employer des fils à haute résistance, parce que le prix du câble croît moins vite que sa résistance, il y a inconvénient à employer des organes de suspension trop grêles : le moindre défaut de fabrication dans le tréfilage ou le câblage peut réduire notablement la sécurité.

Les câbles de faible diamètre sont d'ailleurs sujets à être détériorés par des

(1) Pour les câbles clos du pont de Rodenkirchen, sur le Rhin, la perte au câblage serait seulement en moyenne de 3,6/100. Der Stahlbau n° 12 Décembre 1955.

chocs accidentels, et la rouille peut les détruire d'autant plus rapidement que leur diamètre est plus petit.

Constitution des câbles

Les câbles des ponts suspendus sont: soit à fils parallèles, soit à fils tordus en hélice alternativement à gauche et à droite autour d'une ou de plusieurs âmes centrales; ils portent alors le nom de câbles à torsions alternatives.

Câbles à fils parallèles

Les câbles à fils parallèles sont ceux qui ont été le plus anciennement employés; comme leur nom l'indique, ils sont constitués par des fils disposés parallèlement.

On les maintient au contact, et on les protège contre l'oxydation, en enroulant autour, à spires jointives, un fil de calibre plus fin, dont la grosseur est fixée d'après le diamètre du câble, de manière qu'il puisse en épouser le contour, généralement circulaire, par flexion, et sans subir une contrainte exagérée.

Le diamètre maximum réalisé a été longtemps celui des câbles du pont de Brooklyn, qui est de 0,40 m; on a fait depuis des câbles beaucoup plus gros, mais on les a construits par un procédé différent.

Procédés de construction.

Les câbles à fils parallèles ont été construits par trois procédés:

1°) Autrefois, on fabriquait les câbles sur le terrain lui-même, à proximité du pont à construire, dans un emplacement permettant de les soulever ensuite pour les mettre en place.

Les fils arrivant roulés en couronnes, on conçoit qu'il était assez difficile de les redresser complètement, de les rendre exactement parallèles et de leur donner la même longueur.

D'autre part, la pression que l'on pouvait exercer sur la surface périphérique du câble, au moyen du fil fin d'entourage formant des manchons isolés était assez faible; lorsque le câble était mis en place et qu'il était tendu, cette pression s'atténuait. Aussi, on conçoit que, lorsque le pont était mis en service, les différents fils du câble étaient au contact, mais sans être pressés fortement les uns contre les autres, et chacun d'eux se comportait alors à peu près comme s'il était isolé.

Il en résulte que, comme le parallélisme n'était pas réalisé rigoureusement, la répartition de l'effort total de traction entre les divers fils était irrégulière, et le taux de la contrainte variait de l'un à l'autre. De plus, la résistance du câble ne pouvait guère dépasser la somme des résistances minima de chacun des fils correspondant aux sections affaiblies (raccords, défauts de fabrication, etc...).

2°) Pour corriger la plupart des défauts qu'on vient de signaler, on construisit ensuite chaque câble à son emplacement définitif, en mettant en place et en laissant se tendre séparement tous les fils sous leur propre poids. Si, en outre, on prenait le soin de mettre le câble en tension préalable en y suspendant le tablier du pont avant de poser sous tension le fil d'entourage formant les manchons isolés, on pouvait ainsi réaliser dans le câble en service une pression intérieure, donnant naissance à une réaction de frottement s'opposant au glissement relatif des fils ; l'influence nuisible des points faibles se trouvait ainsi atténuée.

3°) En Amérique, on groupe actuellement tous les câbles élémentaires en torons construits côte à côte à leur emplacement définitif en un seul, au moyen de puissants vérins, agissant sur des mâchoires convenablement disposées de manière à permettre de donner au câble la forme désirée.

Les câbles élémentaires sont d'abord groupés côte à côte de manière à former une figure de forme hexagonale. On l'amène à la forme circulaire en deux temps ; une première presse fait rentrer les torons d'angle entre leurs deux voisins, dans chaque section où elle entre en action, et le câble est en même temps ceinturé avec un feuillard fortement tendu ; une deuxième presse, beaucoup plus puissante, donne à la section la forme circulaire définitive, tandis que le câble est encore ceinturé à chaque section pressée.

L'opération se fait la nuit, de manière que la température et par conséquent la longueur de tous les câbles à réunir soit aussi uniforme que possible.

Elle est terminée par la pose, sous tension constante, au moyen d'une bobineuse spéciale, du fil d'enroulement, mis en place après achèvement du tablier.

Le câble du pont de Philadelphie, sur la Delaware est formé de 61 câbles élémentaires de 105 mm. de diamètre, constitués chacun par 306 fils ; le diamètre après achèvement est de 760 mm. environ ; la section hexagonale a été amenée à la forme circulaire au moyen d'une presse à 6 plots exerçant chacun une pression de 30 tonnes.

Le câble du pont George Washington sur l'Hudson, à New-York, formé de 61 câbles élémentaires comportant chacun 434 fils de 4,98 mm a un diamètre de 915 mm ; les fils sont en acier Martin à haute résistance (161 kg/mm² après galvanisation).(1)

Défaut capital des vieux câbles à fils parallèles.

Les câbles à fils parallèles, tout au moins ceux qui étaient construits par les deux premiers procédés, et que l'on rencontre encore parfois en France dans les vieux ponts suspendus, n'étaient pas entourés d'un fil de serrage continu ; ils sont assez sensibles à l'oxydation.

---

(1) Des indications détaillées sur la confection des câbles de cet ouvrage sont contenues dans le Génie Civil (15 Août 1931).

L'humidité peut cheminer assez facilement à travers les vides laissés entre les fils, de sorte que l'oxydation pourrait se propager aisément à l'intérieur si l'on ne prenait la précaution de remplir ces vides en enduisant les fils d'une composition grasse et plastique, généralement formée d'huile de lin rendue siccative et épaissie au moyen de litharge en poudre et de noir de fumée.

L'expérience a montré que le résultat obtenu était excellent si l'on avait soin de couvrir la surface extérieure du câble de goudron préalablement désacidifié par addition de chaux vive.

Il faut néanmoins une surveillance attentive pour s'assurer de l'étanchéité de cet enduit, qui parfois fond et s'écoule en été, tandis qu'il durcit, se contracte, et peut se craqueler en hiver.

On reconnaît très aisément les régions oxydées intérieurement d'après l'aspect extérieur du câble : sous l'influence de l'accroissement de volume, dû à la rouille, le câble gonfle dans les parties atteintes, qui forment de véritables hernies, avant que des ruptures de fils s'y produisent.

On a dit fréquemment que de nombreux ponts suspendus ont péri par oxydation des câbles, et parfois après un délai très bref ; en réalité, c'est par rupture des câbles dans les régions où ils s'appuient et s'épanouissent sur les maçonneries des piles, ou bien dans les massifs d'ancrage auxquels leurs extrémités sont reliées, que cela s'est produit. La visite et l'entretien des câbles dans ces régions, avec les dispositifs d'appui ou d'attache que l'on utilisait autrefois étaient à peu près impossibles, et il n'est pas surprenant que des accidents aient pu se produire dans ces conditions.

On a proposé, pour examiner l'état des câbles à fils parallèles, d'y pratiquer des "sondages" ; cette opération est exécutée avec une broche en acier dur, très pointue, que l'on insère entre les fils, de manière à pouvoir les écarter et les examiner séparément. Elle est à condamner de la manière la plus absolue, parce qu'elle détériore le métal, et parce qu'elle ne permet pas de remettre en place, après examen, les fils dans leur situation primitive. Malgré toutes les précautions qu'il est possible de prendre, il reste à l'emplacement du sondage des vides entre les fils, plus importants qu'ailleurs ; ils deviennent des points faibles du câble, où l'attaque de la rouille est rendue particulièrement facile.

L'examen attentif d'un câble dans sa partie courante, et son examen minutieux dans toutes les régions où il est en contact avec des supports suffisent pour renseigner sur son état, sans qu'il soit besoin de procéder à des sondages.

Câbles à torsions alternatives

Les câbles à fils parallèles, encore employés couramment en Amérique,(1) où la puissance de l'outillage permet d'obtenir d'excellents résultats, ne sont plus employés en France, où sous l'impulsion du constructeur F. Arnodin, ils ont

(1) Les câbles à torsions alternatives viennent d'être utilisés récemment aux U.S.A. après avoir été mis en concurrence avec les câbles américains à fils parallèles (Pont de Cheapesake).

été remplacés par des câbles dits "à torsions alternatives".

Le principe de leur construction est le suivant : autour d'un fil rectiligne, formant l'axe du câble, on enroule en hélice une couche de 6 fils de même diamètre dont les spires sont au contact. Puis autour du noyau ainsi constitué, on enroule en hélice de sens contraire une couche de 12 fils de même diamètre et l'on continue ainsi en augmentant de 6 le nombre des fils chaque fois que l'on passe d'une couche à la suivante, en alternant le sens d'enroulement de l'hélice, jusqu'à ce que l'on obtienne la section désirée.

Les sections des fils sont très sensiblement enveloppées par des circonférences dont le diamètre est le « diamètre théorique » du câble.

Le nombre total des fils et le diamètre théorique du câble, s'ils étaient parallèles, seraient donnés par le tableau suivant, en fonction du nombre de couches, le diamètre de chaque fil étant d.

Nombre de couches	Nombre total de fils	Diamètre du câble
0	1	d
1	7	$3d$
2	19	$5d$
3	37	$7d$
n	$1+3n(n+1)$	$(2n+1)d$

Il est à remarquer que, dans cette distribution, un fil n'est pas tangent à tous les fils qui l'entourent.

Le tableau de la page suivante indique les câbles que l'on peut obtenir, conformément aux indications qui précèdent.

Certains constructeurs ont réalisé d'autres séries de câbles, au moyen de fils ayant tous le même diamètre, en constituant la première couche de 3, 4, 5, 7 ou 8 fils ; le vide intérieur est obturé autant que faire se peut, au moyen de fils de remplissage parallèles de faible diamètre, dont la résistance n'est pas prise en compte.

L'approvisionnement de la câblerie et le travail de câblage s'en trouvent simplifiés ; on tend actuellement à ne constituer les couches qu'avec des fils de 4,7 mm. Les deuxième et troisième tableaux indiquent la composition de ces câbles.

Quand on soumet un câble à torsions alternatives à un effort de traction croissant, le faisceau des fils se resserre ; la pression mutuelle des fils en contact va en croissant, aussi bien entre les éléments d'une même couche qu'entre les éléments de deux couches successives, et elle est d'autant plus forte que le rapport $\frac{d}{D}$ du diamètre du fil au diamètre du cylindre sur lequel est enroulée l'hélice que décrit son axe est plus faible.

Les fils étant ainsi serrés les uns contre les autres ne pourraient glisser dans le faisceau, sous l'influence de l'effort de traction qu'ils subissent, sans vaincre la résistance dûe au frottement. Ils se comportent à peu près comme s'ils étaient soudés ensemble.

Diamètre, Section et Poids des Câbles pour Ponts suspendus.

Diamètre des fils en m.m.	37 fils 3 couches			61 fils 4 couches			91 fils 5 couches			127 fils 6 couches			169 fils 7 couches			217 fils 8 couches		
	Diamètre en mm	Section en mm²	Poids du mètre en Kg	Diamètre en mm	Section en mm²	Poids du mètre en Kg	Diamètre en mm	Section en mm²	Poids du mètre en Kg	Diamètre en mm	Section en mm²	Poids du mètre en Kg	Diamètre en mm	Section en mm²	Poids du mètre en Kg	Diamètre en mm	Section en mm²	Poids du mètre en Kg
3,4	23,8	335	2,830	30,6	553	4,667	37,4	826	6,959	44,2	1153	9,714	51	1534	12,924	57,8	1970	16,597
3,5	24,5	355	2,999	31,5	586	4,945	38,5	875	7,372	45,5	1221	10,295	52,5	1626	13,699	59,5	2088	17,591
3,6	25,2	376	3,176	32,4	620	5,231	39,6	926	7,801	46,8	1292	10,893	54,0	1720	14,491	61,2	2209	18,602
3,7	25,9	397	3,353	33,3	655	5,527	40,7	978	8,240	48,1	1365	11,500	55,5	1817	15,308	62,9	2333	19,655
3,8	26,6	419	3,538	34,2	691	5,830	41,8	1032	8,695	49,4	1440	12,132	57,0	1916	16,151	64,6	2461	20,734
3,9	27,3	442	3,724	35,1	728	6,142	42,9	1087	9,158	50,7	1517	12,781	58,5	2018	17,010	66,3	2592	21,838
4,0	28,0	464	3,918	36,0	766	6,453	44,0	1143	9,630	52,0	1596	13,446	60,0	2123	17,895	68,0	2726	22,975
4,1	28,7	488	4,111	36,9	805	6,782	45,1	1201	10,118	53,3	1676	14,129	61,5	2231	18,796	69,7	2865	24,138
4,2	29,4	512	4,322	37,8	845	7,119	46,2	1260	10,623	54,6	1759	14,820	63,0	2341	19,723	71,4	3006	25,325
4,3	30,1	537	4,524	38,7	885	7,464	47,3	1321	11,129	55,9	1844	15,536	64,5	2454	20,675	73,1	3151	26,547
4,4	30,8	562	4,743	39,6	927	7,810	48,4	1383	11,660	57,2	1931	16,269	66,0	2569	21,652	74,8	3299	27,794
4,5	31,5	588	4,953	40,5	970	8,172	49,5	1447	12,191	58,5	2020	17,018	67,5	2688	22,646	76,5	3451	29,075
4,6	32,2	615	5,190	41,4	1013	8,543	50,6	1512	12,739	59,8	2110	17,785	69,0	2808	23,666	78,2	3606	30,380
4,7	32,9	642	5,417	42,3	1058	8,912	51,7	1579	13,300	61,1	2203	18,556	70,5	2932	24,696	79,9	3765	31,713
4,8	33,6	669	5,636	43,2	1103	9,301	52,8	1646	13,876	62,4	2298	19,361	72,0	3058	25,764	81,6	3926	33,085
4,9	34,3	697	5,889	44,1	1150	9,688	53,9	1716	14,457	63,7	2394	20,178	73,5	3187	26,859	83,3	4092	34,475
5,0	35,0	726	6,125	45,0	1197	10,080	55,0	1786	15,055	65,0	2493	21,012	75,0	3318	27,954	85,0	4260	35,899

© Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

Composition des Câbles en fils de 4,7 mm

Tableau de Câblage

N° de série	1	2	3	4 (série normale)	5	6
Diamètre en constitution de l'âme théorique	0	1 fil de 1,7 mm	1 fil de 3,2 mm	1 fil de 4,7	1 fil de 6,5 mm ou 7 fils de 2,2	1 fil de 8,1 ou 7 fils de 2,7 mm
1ère couche	3 fils	4 fils	5 fils	6 fils	7 fils	8 fils
2è "	9 12 -	10 14 -	11 16 -	12 + 1/7 (âme) 19 -	13 20 -	14 22 -
3è "	15 27 -	16 30 -	17 33 -	18 37 -	19 39 -	20 42 -
4è "	21 48 -	22 52 -	23 56 -	24 61 -	25 64 -	26 68 -
5è "	27 75 -	28 80 -	29 85 -	30 91 -	31 95 -	32 100 -
6è "	33 108 -	34 114 -	35 120 -	36 127 -	37 132 -	38 138 -
7è "	39 147 -	40 154 -	41 161 -	42 169 -	43 175 -	44 182 -
8è "	45 192 -	46 200 -	47 208 -	48 217 -	49 224 -	50 232 -
9è "	51 243 -	52 252 -	53 261 -	54 271 -		

Diamètre, Section, Poids des câbles pour Ponts suspendus

Série spéciale en fil de 4,7 mm de diamètre

Nombre de fils	Diamètre en mm.	Section en mm²	Poids au mètre linéaire en kg.	Nombre de fils	Diamètre en mm.	Section en mm²	Poids au mètre linéaire en kg.
61	42,3	1058	8,912	154	67,6	2674	22,583
64	44,1	1136	9,568	161	69,1	2801	23,592
68	45,7	1219	10,267	169	70,5	2932	24,696
75	47,7	1301	10,958	175	72,3	3062	25,791
80	48,8	1390	11,708	182	73,9	3197	26,928
85	50,3	1482	12,482	192	75,9	3331	28,057
91	51,7	1579	13,300	200	77	3472	29,244
95	53,5	1674	14,100	208	78,5	3616	30,457
100	55,1	1715	14,950	217	79,9	3765	31,713
108	57,1	1874	15,785	224	81,7	3912	32,950
114	58,3	1980	16,677	232	83,3	4065	34,240
120	60,2	2090	17,604	243	85,3	4216	35,511
127	61,1	2203	18,556	252	86,4	4374	36,842
132	62,9	2316	19,507	261	87,9	4536	38,206
138	64,5	2434	20,501	271	89,3	4701	39,596
147	66,5	2550	21,479				

Nota: Pour les câbles dont le nombre de fils est: 80-114-154-200-252 (série 2) la section indiquée comprend l'âme de 1,70 mm - ω = 2,27 mm².

: 85-120-161-208-261- (série 3) - id -

- id - de 3,2 mm - ω = 8,04 mm²

: 64-95-132-175-224 (série 5) - id -

- id - de 7 fils de 2,2 mm - ω = 26,6 mm²

: 68-100-138-182-232 (série 6) - id -

- id - de 7 fils de 2,7 mm - ω = 40 mm².

Un défaut local existant dans l'un d'eux (soudure, crique, paille) entraîne bien une diminution de la résistance du câble dans la section directement intéressée. Mais l'effet de cet affaiblissement local ne s'étend pas aux sections voisines comme si les fils étaient isolés, parce qu'ils sont tous assujettis à subir le même allongement, et par conséquent, à subir la même contrainte, à quelque distance de la section affaiblie.

On aura une idée plus précise de ce phénomène, en remarquant que dans les matières textiles (chanvre, lin, coton) les fibres sont très courtes, et qu'il serait par là-même impossible de les utiliser pour la fabrication de faisceaux parallèles. Mais, par l'opération du cordage, qui est analogue à celle qui vient d'être exposée, on obtient les fils, les ficelles, puis les câbles ; la résistance unitaire de ces organes est une fraction importante de celle des fibres elles-mêmes malgré les solutions de continuité qui interrompent à intervalles très rapprochés la transmission directe de l'effort entre une fibre et celle qui lui fait suite.

On comprend ainsi d'ailleurs que les câbles d'ascenseurs, ou de mines, puissent être utilisés sans danger lorsque les ruptures de fils sont déjà relativement nombreuses, sous la réserve qu'elles ne sont pas concentrées au voisinage d'une même section.

Enduits anti-oxydants.

Les fils des câbles à torsions alternatives présentent entre eux des vides ; il faut donc les protéger contre l'oxydation.

En principe, il faut employer deux produits pour les fils :

- l'un fluide, à pouvoir mouillant élevé, adhérant bien à l'acier, constituant un préenrobage.
- l'autre, plus visqueux, complétant la protection et la remplaçant là où ont pu se produire des défauts locaux d'enrobage.

Toutefois, si les fils sont chauffés, pendant l'opération du câblage, à une température de 120° à 150° (par rayons infra-rouges par exemple), on peut se passer de l'enduit de préenrobage.

D'autre part, chaque câble doit être protégé par un enduit résistant efficacement à l'action de la chaleur (ne coulant pas), du froid, (ne devenant pas friable), du vent et de la pluie ; ses propriétés sont donc différentes de celles de l'enduit des fils.

Les produits bitumineux paraissent préférables aux produits à base de goudron : ils vieillissent moins vite, car les huiles dissolvant le bitume sont moins volatiles.

On a cependant employé pendant longtemps, et l'on emploie encore des compositions à base de goudron de houille, désacidifié avec de la chaux vive additionnée de 30 % de son poids de graphite ; il ne doit pas contenir trop de phénols, bien qu'une très faible proportion soit désirable pour obtenir un produit adhérent à l'acier, ni trop d'huiles légères.

De bons résultats ont été également obtenus avec 30 % de goudron désacidifié, 5 % de brai, 5 % de pétrole lampant ; le brai doit être purgé d'anthracène, et contenir suffisamment d'huiles lourdes, notamment d'huiles rouges ; pour les brais de houille, la distillation ne doit pas être poussée au-delà de 360°.

Actuellement, les Sociétés spécialisées dans l'étude des produits noirs peuvent fournir des produits ou des mélanges convenables pour la protection des fils et pour celle des câbles.

Les peintures en usage pour les ponts métalliques ne conviendraient pas, parce que, lorsque le câble serait en service dans un pont, elles s'écailleraient et tomberaient en poussière sous l'action des vibrations, en raison de leur élasticité insuffisante lorsqu'elles sont sèches (1).

On remarquera que les câbles à torsions alternatives opposent à la pénétration de l'humidité une défense propre plus efficace que les câbles à fils parallèles. La forme en hélice des fils a en effet transformé les petits vides cylindriques intérieurs en canaux hélicoïdaux qui se prêtent mal à la circulation de l'eau.

Galvanisation des fils.

On a protégé les fils d'acier par galvanisation pour plusieurs ponts américains, et pour quelques ponts en France, fort peu nombreux d'ailleurs.

Si la galvanisation est faite après tréfilage, son effet est de soumettre le fil à un recuit d'ailleurs irrégulier, et d'altérer ses propriétés mécaniques: sa résistance diminue dans une proportion qui peut atteindre 10 à 15%; le nombre de torsions est réduit de 40%. Si elle est faite sur le fil machine le métal de protection est diffusé dans l'acier au cours du tréfilage, et compromet la qualité du fil.

Il y correspond un accroissement du poids du câble de 3% environ, et une augmentation du prix de l'ordre de 15%.

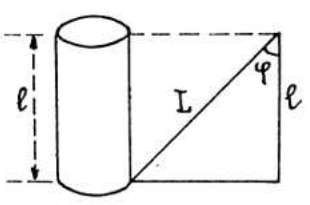
Cette opération coûteuse, qui a été préconisée par certains fabricants et constructeurs il y a quelques années est inutile, et même nuisible; l'expérience acquise montre en effet que les câbles sont intacts après plusieurs dizaines d'années de service, lorsqu'ils ont été recouverts, ainsi que les fils, des produits anti-oxydants couramment utilisés dans les câbleries.

On peut même dire qu'ils constituent la partie métallique des ponts suspendus qui se conserve le mieux et qu'il est le plus facile d'entretenir en bon état (2).

Détermination du pas des hélices dans les câbles à torsions alternatives.

Tous les fils d'un câble doivent avoir la même longueur entre deux sections droites quelconques; dans l'hypothèse contraire, en effet, les fils ne subiraient pas tous la même contrainte pour un même allongement: le coefficient de sécurité du câble serait plus faible que celui sur lequel on compte en supposant implicitement l'égalité de tension de tous les fils.

Soit $\underline{l}$ la longueur d'un élément de câble; φ l'angle que forme l'hélice décrite par la fibre moyenne d'un fil avec les génératrices du cylindre sur lequel elle est inscrite (angle de câblage), L la longueur du fil entre les deux sections; on a $L = \frac{\underline{l}}{\cos\varphi}$, $\underline{l}$ étant le même pour toutes les couches, il résulte de cette expression que L ne sera le même pour tous les fils que si φ est constant.



L'angle de câblage doit donc être constant pour toutes les couches.

(1) On se reportera utilement, sur ce sujet, au Cours de Matériaux de Construction.

(2) On galvanise les fils des câbles utilisés dans les pylônes haubannés de T.S.F.: leur surveillance et leur entretien sont à peu près impossibles; on ne table d'ailleurs que sur la résistance garantie du câble à la rupture, dans les calculs.

© École nationale des ponts et chaussées

On peut exprimer cette condition sous une autre forme, en faisant intervenir le diamètre D d'une couche et le pas b de l'hélice correspondante. On a en effet $\operatorname{tg}\varphi = \frac{\pi D}{b}$; il en résulte que le rapport entre le pas de l'hélice et le diamètre de la couche doit être constant : $\frac{b}{D} = C^{te}$.

Le pas de l'hélice ne doit pas être trop important, car on perdrait une partie des avantages du câble à torsions alternatives indiqués ci-dessus ; il ne doit pas être trop faible non plus, car on imposerait aux fils une contrainte initiale importante, dûe à leur courbure.

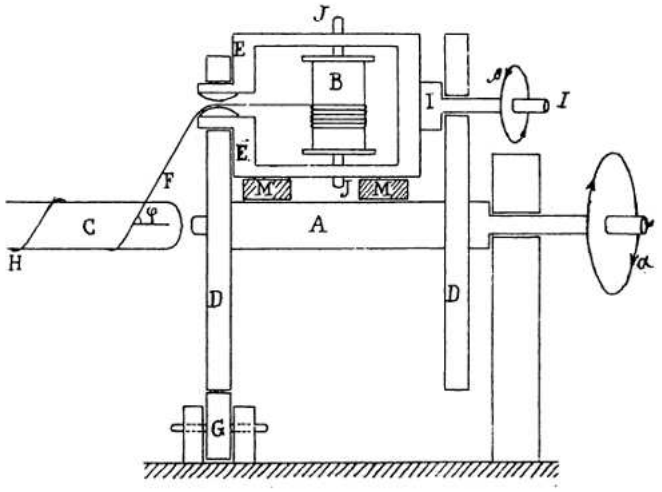
En fait, l'angle de câblage est compris entre 18° et 20°, de sorte que le rapport $\frac{b}{D}$ varie de 9,668 à 8,631.

Machine à fabriquer les câbles à torsions alternatives.

Les câbles à torsions alternatives ne sont jamais fabriqués à leur emplacement définitif, contrairement à ce qui se passe pour les câbles à fils parallèles.

Afin d'éviter que les fils soient initialement soumis à une contrainte dûe à la torsion, leur mise en place dans le câble doit être faite sans qu'ils soient tordus. On utilise à cet effet, une machine décrite ci-après.

Considérons, sur le schéma ci-contre, un fil F, approvisionné sur la bobine B ; il s'agit de l'enrouler sans torsion sur le cylindre C.



Un cylindre A, supporté par un bâti, est solidaire de 2 disques D, entraînés par des galets G dont un seul est représenté.

La bobine cylindrique B peut tourner autour de son axe J ; elle est portée par un cadre EE, lui-même mobile autour d'un axe I parallèle à A, qui est soutenu par les disques D ; cet axe I peut d'ailleurs tourner dans les disques : il est commandé par un dispositif spécial non représenté.

La torsion totale du fil enroulé sur le cylindre C provient de deux causes : la torsion géométrique de l'hélice elle-même, décrite par le fil, et la rotation de l'axe I par rapport aux disques D.

Supposons que l'axe A tourne de l'angle α, dans le sens des flèches ; proposons-nous de déterminer de quel angle β doit tourner l'axe I, dans le sens contraire, pour que la torsion totale de l'hélice, décrite avec un angle de câblage égal à φ, soit nulle.

Soit d le diamètre du cylindre C ; la torsion géométrique constante de l'hélice a pour expression $\frac{2\sin\varphi\cos\varphi}{d}$; pendant que l'axe A tourne de l'angle α, la longueur de fil enroulée en hélice sur le cylindre est $\frac{\alpha d}{2\sin\varphi}$. La

torsion géométrique totale de l'arc correspondant est donc

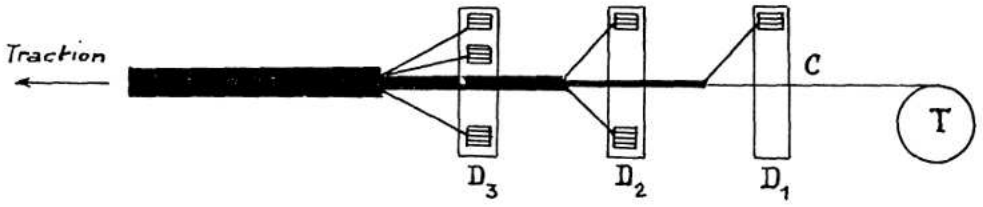
$$\frac{2 \sin \varphi \cos \varphi}{d} \times \frac{\alpha d}{2 \sin \varphi} = \alpha \cos \varphi$$

D'autre part, la torsion imprimée à la même longueur défil par la rotation de la bobine B, pendant le même temps, est β. La torsion totale sera donc nulle si $\beta = \alpha \cos \varphi$.

Comme $\cos \varphi$ vaut 0,960 ou 0,951, suivant que φ est égal à 18° ou 20°, la différence entre les angles de rotation α et β est assez faible; aussi, les machines sont-elles parfois construites de manière à réaliser la condition de l'égalité des angles α et β, c'est-à-dire des vitesses angulaires opposées de l'axe A des disques D, et de l'axe I du cadre E. Cette condition est en effet particulièrement facile à satisfaire; il suffit de rendre invariable dans l'espace la direction de l'axe J de la bobine B. On pourrait, par exemple, la maintenir verticale en utilisant des masses additionnelles M fixées au cadre E; la rotation β pourrait également être commandée par des engrenages.

La machine à fabriquer les câbles, établie d'après le principe qui précède, comporte une succession de plusieurs jeux de disques D, chaque jeu portant autant de bobines B qu'il y a de fils dans la couche qu'il a à approvisionner. Les axes A sont creux, et le câble passe à leur intérieur.

Au début de la confection du câble, le cylindre C est constitué par le premier fil formant l'âme; celui-ci est tiré, vers la gauche par exemple, par un tonneur; il est approvisionné à la droite de l'ensemble formant la machine, sur le touret T.



Après son passage à travers le premier jeu de disques D_1, il en reçoit les fils formant la première couche; après le passage du câble élémentaire ainsi formé à travers le second jeu de disques D_2, il en reçoit les fils formant la deuxième couche et ainsi de suite.

Le croquis ci-dessus indique schématiquement le travail de câblage. Si le nombre de couches n'est pas trop important, on peut obtenir le câble en une seule opération. Sinon, on recommence le cycle des opérations, en remplaçant le fil primitif par l'élément de câble obtenu, et en mettant sur les jeux de disques le nombre de bobines voulu.

L'outillage des fabricants de câbles permet la confection de câbles de 217 fils de 50/10 mm, dont le diamètre est de 85 mm, la section de 4260 mm^2 et le poids de 36 kg environ au mètre courant.

Ces câbles sont transportés à pied d'œuvre en rouleaux; il faut donc que cette opération d'empaquetage soit faite avec un rayon de courbure assez réduit pour que la manutention des colis demeure possible, suffisant néanmoins pour que l'on ne soit pas gêné par la raideur du câble.

Un poids de 20 tonnes correspond sensiblement, pour les câbles de 217 fils de 50/10 à une longueur de 555,00 m, ce n'est donc que pour un ouvrage exceptionnel de très grande portée que l'on pourrait éprouver quelque difficulté à transporter les câbles de la câblerie à l'emplacement du pont. Le plus simple, en pareil cas, serait sans doute de fabriquer les câbles près de leur lieu d'emploi.

Il faut remarquer que, pour ces câbles de grande longueur, on est obligé de raccorder bout à bout chacun des fils constituant le câble. Les tréfileries livrent les fils en bottes pesant environ 65 kg, qui correspondent à une longueur de 424,00 m. pour un fil de 50/10 et de 524,00 m. pour un fil de 45/10 : on pourrait donc construire des câbles de grande longueur sans faire de soudure sur les fils.

En réalité, les bottes ne pesant pas toutes exactement le même poids, les fils correspondants n'ont pas tous la même longueur ; d'autre part, les câbles à fabriquer dans un temps donné par une câblerie n'ont pas tous la même section et peuvent avoir des longueurs très différentes. Aussi, les constructeurs préfèrent-ils employer des bobines portant à peu près le même poids de fil, obtenu en partant, pour chacune d'elles, d'un poids de fil initial variable ; le poids total est obtenu en soudant à la suite le fil de plusieurs bottes. Dans ces conditions, les raccords peuvent être très largement décroisés sur le câble définitif, ordinairement de longueurs de 4 pas des fils de la couche extérieure.

Les raccords peuvent être faits au moyen de très petits manchons portant 2 pas de vis en sens contraire, sur lesquels viennent se fixer les extrémités des fils à raccorder ; c'est le procédé le plus fréquemment employé en Amérique.

En France, on préfère souder les fils par brasure ; ils contiennent d'ailleurs trop de carbone pour être soudés électriquement.

Les extrémités des fils à réunir sont taillées en sifflet sur une longueur de 40 mm. environ, puis sont mises au contact et maintenues par un fil de laiton qui les entoure. La brasure est faite à l'aide d'un chalumeau, et après refroidissement, le raccord est calibré à la lime.

L'expérience montre que la résistance à la rupture par traction de l'assemblage par brasure varie de 55 à 65% de la résistance du fil lui-même ; la rupture se produit généralement en dehors de la brasure, et à peu de distance.

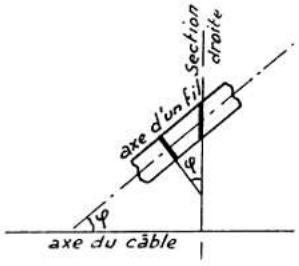
Cette diminution de résistance, qui entraîne une perte de résistance du câble par rapport à la somme des résistances des fils le constituant met nettement en évidence la nécessité de décroiser largement les raccords.

D'autre part, la résistance à la torsion de la brasure est très faible ; tandis qu'un fil de 4,7 mm de diamètre de la nuance 80-120 se rompt habituellement après plus de 23 torsions, la brasure se rompt souvent après une torsion seulement ; par contre, la résistance à la traction de la brasure après une faible torsion paraît légèrement supérieure à celle qu'elle présente avant torsion, sans doute en raison de l'écrouissage du fil, qui a été recuit dans la brasure.

Section et poids au mètre courant d'un câble.

Si l'on considère la section droite d'un câble, chacun des fils qui le constituent est coupé suivant une ellipse, dont la surface est égale à $\frac{S}{\cos\varphi}$, S étant l'aire de la section droite du fil. Avec les angles de câblage employés, la valeur de $\frac{1}{\cos\varphi}$ varie sensiblement de 1,04 à 1,05. La densité du câble non peint serait donc égal à 7.850 x 1,05 # 8243 ; compte tenu du poids des enduits anti-oxydants, il faut prendre 8.425.

Bont métal. 2e vol. f. 26.



L'usage est de calculer la contrainte d'un câble en divisant l'effort maximum de traction T qu'il subit par la somme des sections droites des fils, on "section du câble". En réalité, on devrait prendre en compte l'effort $\frac{T}{\cos\varphi}$; la majoration à faire subir aux résultats habituellement fournis est donc de 4 à 5 %.

Coefficient d'élasticité d'un câble

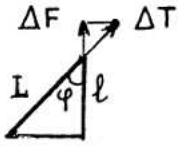
En raison des conditions de leur fabrication, les câbles à torsions alternatives ont un coefficient d'élasticité E' différent de celui des fils qui les constituent E. Il est plus faible, et sa limite supérieure est $E' = E\cos^3\varphi$.

Considérons en effet un élément de câble de longueur l, et un fil appartenant à une couche quelconque, dont la longueur correspondante est L, et ne tenons compte d'aucune autre déformation du câble que celles qui résultent des allongements. Soit E le coefficient d'élasticité de l'acier constituant le fil, E' celui du câble.

Si ΔT est l'accroissement de la traction du fil sous un effort appliqué au câble, son allongement est

$$\frac{\Delta L}{L} = \frac{\Delta T}{ES} \quad , \quad S \text{ étant la section du fil}$$

Soit ΔF l'accroissement correspondant de la traction du câble, mesuré, comme d'usage, sur la section droite du fil, son allongement est



$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{\Delta F}{E'S} \quad (1) \quad \text{avec} \quad \Delta F = \Delta T \cos\varphi$$

Comme $l\,\Delta l = L\,\Delta L$ et que $l = L\cos\varphi$, il en résulte que $\frac{\Delta L}{L} = \frac{\Delta l}{l}\cos^2\varphi$

D'où $$\frac{\Delta l}{l} = \frac{\Delta F}{ES\cos^3\varphi} \quad (2)$$

Et en rapprochant (1) et (2) : $E' = E\cos^3\varphi$

Le câble subit d'abord une déformation permanente appréciable pour un premier effort, nécessaire pour assurer une mise en place des fils les uns par rapport aux autres, qui est en somme un finissage du travail fait par la câbleuse, et pour asseoir les extrémités des câbles dans les culots.

On dispose actuellement de fort peu d'essais ayant permis de déterminer avec une précision suffisante la valeur de E'. Voici les résultats obtenus dans un cas particulier par M. Bonnet, Ingénieur des Ponts et Chaussées (Annales des Ponts et Chaussées Juillet - Août 1956).

Un câble de 1,40 m de longueur entre faces intérieures des culots a été disposé verticalement dans une machine de traction ; il était composé de 192 fils de 4,1 m/m de diamètre ; son diamètre était de 66 mm, son angle de câblage variable suivant les couches et voisin de 19°. Les fils étaient en acier de la nuance 160.180 Kg/mm². Section du câble : 2535 mm².

Ses allongements étaient mesurés à 0,2/1000 près au moyen de déformètres sur trois bases de mesure jointives suivant la longueur, et disposées suivant des génératrices faisant entre elles des angles mutuels de 120°.

La charge initiale, un peu supérieure au poids de l'attelage inférieur mobile de la machine de traction, était de 30 T, faisant travailler le câble à 11,8 Kg/mm² environ. C'était le "zéro" expérimental.

Une charge de 200 tonnes (soit 79 Kg/mm²) a été appliquée au câble à la vitesse de 0,5 à 1 T par seconde. On a constaté qu'elle stabilisait effectivement le coefficient d'élasticité du câble pour une tension comprise entre 0 et 160 tonnes (63,1 Kg/mm²), que les essais correspondants comportent ou non le retour au "zéro".

Mais on constatait en outre, qu'après application de ces charges variables, l'alliage contenu dans le culot tassait encore, moins cependant qu'après la première mise en charge.

Il faut remarquer, d'ailleurs, que le câble ne s'allonge pas instantanément : un délai d'au moins 5 minutes était nécessaire après l'application d'un effort déterminé, pour que les appareils de mesure restent immobiles.

Le module d'élasticité mesuré dans ces conditions est compris entre 1,4 et $1,5 \times 10^{10}$ Kg/m²

Dans les ponts suspendus modernes, dont les câbles travaillent au moins à 30 Kg/mm² sous l'action de la charge permanente, on prend d'ordinaire $E' = 1,6 \times 10^{10}$ Kg/m² pour évaluer l'action des surcharges; cette valeur, sans doute un peu trop élevée, suppose que les câbles ont subi une précontrainte, qui se produit au moment des épreuves de l'ouvrage.

On peut remarquer que, strictement, le coefficient d'élasticité des câbles à torsions alternatives ne peut pas être constant.(1)

Il dépend tout d'abord de l'angle de câblage ; de plus, il dépend du diamètre du cylindre sur lequel sont tracées les hélices que décrivent les axes des fils de chaque couche, lequel diminue tandis que le câble s'allonge.

Le coefficient d'élasticité doit donc varier également avec le nombre de couches et le diamètre des fils ; M. Melan, a montré que le rapport théorique entre le coefficient d'élasticité d'un câble et celui de l'acier serait le suivant

Nombre de couches	Nombre de fils	Angle de câblage $\varphi = 9°$	$\varphi = 18°$	$\varphi = 25°$
1	7 fils	0,962	0,858	0,745
2	19 fils	0,958	0,842	0,718
3	37 fils	0,957	0,839	0,710
> 3	> 37 fils	0,956	0,834	0,702

Il serait désirable que des essais systématiques fussent exécutés afin de déterminer, pour les types de câbles les plus courants, les valeurs moyennes de leurs coefficients d'élasticité.

A l'étranger, on a parfois imposé de soumettre les câbles à une tension préalable importante avant leur mise en place dans l'ouvrage.(2)

---

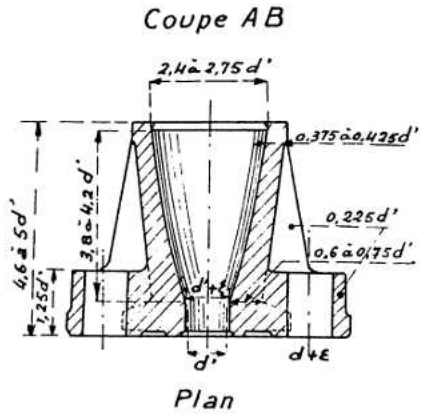
(1) Sur le même sujet, voir le "Génie Civil" du 1er Mars 1956 : "La postcontrainte du béton par câbles torsadés : résultats expérimentaux".

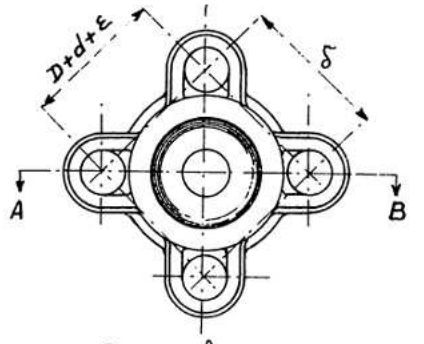
(2) Des essais faits avec des fils de 5 mm en acier à 160 Kg/mm², tendus sous des contraintes variant de 80 à 150 Kg/mm² ont montré que sous allongement constant, il se produit toujours une chute de contrainte (relaxation), d'autant plus rapide que la tension initiale est plus grande ; c'est pendant la première heure que la relaxation est la plus grande, et elle représente une part importante, voisine de la moitié de la relaxation totale, pratiquement obtenue après quinze jours. La chute de contrainte a varié après une heure de 1,3 à 6 Kg/mm² et après dix jours de 3 à 12,5 Kg/mm².

Pour le câble, il se produit à la fois une relaxation du fil et une "relaxation" du câble ; mais même après une stabilisation des propriétés élastiques d'un câble dans un certain domaine, par des tractions dépassant la limite supérieure de ce domaine et des retours à une faible traction, d'une manière alternative, cette stabilisation disparaît lorsque le câble est enroulé sur un touret, ou subit les manipulations nécessaires pour son transport et son emploi.

Culots des câbles - Culottage.

Les câbles sont assemblés entre eux ou avec d'autres organes au moyen de "culots" qui, autrefois, étaient en fonte, et sont maintenant toujours en acier moulé, en raison des efforts d'extension que subissent certaines de leurs parties.





La figure ci-contre représente schématiquement un culot en acier moulé, en fonction du diamètre du câble d', de celui des étriers d, et de celui du goujon D. (voir plus loin).

Les cotes donnent l'ordre de grandeur des dimensions adoptées avec des câbles formés de fils de la nuance 120 - 140.

La distance δ des trous, dans le sens parallèle à l'axe du goujon dépend essentiellement de l'emplacement disponible sur le goujon; il est désirable de la prendre égale à la distance imposée dans le sens perpendiculaire, soit $D + d + \varepsilon$.

La cavité dans laquelle pénètre l'extrémité du câble comporte : un cylindre de révolution vers sa partie rétrécie, de hauteur $\frac{d'}{2,5}$, et une surface ovoïde entre sa grande base et ce cylindre ; ces deux surfaces sont raccordées par un congé : cette forme est préférable à toutes les autres, car elle permet un bon enrobage des fils sur toute la hauteur du culot.

Pour fixer un câble sur un culot, en une section déterminée, on le ligature sur une certaine longueur proportionnelle à son diamètre, et on le coupe au bout de la ligature. On fait à l'arrière une autre ligature. On engage alors le culot sur le câble par son extrémité libre (fig. 1).

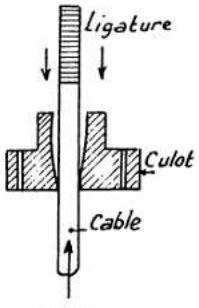


Fig. 1.

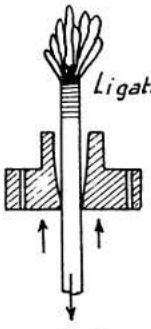


Fig. 2.

On supprime ensuite la ligature terminale, on sépare et on recourbe les fils devenus libres à leur extrémité, de façon à en épanouir le faisceau, qui doit pénétrer ultérieurement, dans la cavité du culot (fig. 2). Cet épanouissement doit être tel que les fils d'une même couche soient également inclinés sur l'axe du câble, et que tous les fils aient la même courbure à l'entrée du culot. L'extrémité de chacun d'eux est recourbée en forme de boucle assez arrondie au moyen d'un tourne à gauche ; le diamètre du tourne à gauche doit être au moins égal à 4 fois le diamètre du fil, et la hauteur de la boucle égale à 10 fois le diamètre du fil. Ces boucles, ont une influence considérable sur la bonne tenue des fils à l'intérieur de la masse de l'alliage qui remplit le culot.

Le câble étant maintenu immobile, on pousse le culot à l'aide d'un vérin hydraulique, de manière à faire pénétrer le faisceau des fils dans sa cavité, jusqu'à une position déterminée à l'avance, et telle que les sommets

des boucles soient à 10 mm. environ du plan de la grande base. Cette opération doit être faite avec beaucoup de soin ; lorsqu'elle est terminée, les fils doivent être légèrement écartés les uns des autres, et ne pas toucher les parois. Ces conditions sont indispensables pour permettre de réaliser un bon enrobage des fils au moyen de la matière qui remplira ensuite la cavité, pour former coin, et s'opposer à l'arrachement de l'extrémité du câble sous l'influence de l'effort de traction qu'il subira. On laisse dépasser une boucle de 2 cm environ en dehors de la face arrière du culot de manière à ce qu'elle serve de témoin, lorsque le câble sera soumis à un effort de traction.

Il faut en outre, avant de commencer le remplissage du culot, que l'axe du câble, à sa sortie, et sur une longueur de l'ordre de 2 mètres coïncide avec l'axe du culot, qui doit être vertical.

On utilise actuellement en France comme matière de remplissage un alliage de plomb (90 %) et d'antimoine (10 %), ou parfois de plomb (88 %), d'antimoine (5 %) et de zinc (7 %) ou bien un alliage de plomb (83,7 %), d'antimoine (9,3 %) et d'étain (7 %), ou encore le zinc pur (1).

Au point de vue de la tenue des fils, le zinc pur est préférable (2) : l'adhérence obtenue est supérieure à celle que procurent les alliages ; sa dureté Brinnell est d'ailleurs 41, tandis que celle de l'alliage ternaire est seulement 21.

Mais les alliages sont utilisés à des températures de 280° à 350°, tandis que le zinc ne fond qu'à une température de 419° et est coulé à près de 500° ; il peut résulter de l'emploi du zinc, pour les nuances de fil d'acier à résistance élevée, un recuit, d'ailleurs irrégulier, altérant les qualités du métal.

On a constaté, en effet, avec les alliages et le zinc, que des fils trempés pendant dix minutes dans le bain de métal en fusion, et soumis après refroidissement à un essai de rupture par traction, présentent très sensiblement la même limite de résistance qu'avant l'immersion. Mais, si le nombre de flexions qu'ils peuvent subir est également à peu près le même, le nombre de torsions est réduit de 40 % environ. Il serait désirable d'avoir un eutectique à point de fusion bas, et à dureté Brinnell élevée : ces deux conditions ne sont pas inconciliables. (3)

On ne saurait trop insister sur la perfection qu'il faut obtenir dans l'opération de coulée de l'alliage ou du zinc : elle était souvent réussie dans le passé grâce à l'habileté d'ouvriers expérimentés ; des accidents ou incidents récents

---

(1) En Allemagne, on utilise soit le zinc pur, soit l'alliage de plomb, d'antimoine et de zinc (66 %, 21 %, 13 %) ; ou 68 %, 18 %, 14 %.

(2) Annales des Ponts et Chaussées 1936-II. Etude sur le culottage des câbles pour ponts suspendus. Magnien et Coquand. Voir également : Le culottage des câbles de ponts suspendus - Gilles (A.P.C. Novembre-Décembre 1944).

(3) L'eutectique a un point de fusion nettement défini, et nettement abaissé par rapport aux constituants : l'eutectique plomb-antimoine (87 % Pb, 13 % Sb) fond à 245° (Pb : 326°, Sb 630°). Il procure une liquéfaction totale à la température minimum ; il a une structure régulière fine, sans gros cristaux, susceptibles, dans un alliage, de nager dans l'eutectique fondu, et de s'opposer au passage du liquide entre les fils.

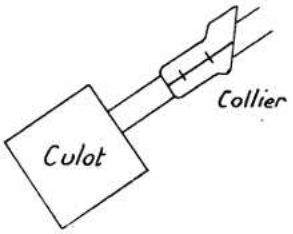
ont montré qu'un contrôle attentif des opérations est indispensable [1].

Le but est de réaliser un coin qui enrobe complètement tous les fils du câble, et remplisse complètement la cavité du culot, à moins de 4% près; on ne peut y parvenir qu'en chauffant lentement le culot et l'extrémité du câble, au four électrique, jusqu'à une température de 170° à 180°, et en coulant d'un seul coup un poids de matière calculé à l'avance.

Il faut enfin que la base du culot côté câble porte une gorge circulaire permettant de réaliser un bourrelet d'alliage, qui s'opposera à la pénétration de l'humidité dans la cavité, lorsque le câble sera en service.

On observe fréquemment, surtout dans les régions basses d'un câble, de véritables gouttes allongées de matière noire, qui contiennent ordinairement de l'eau. Elles proviennent d'un écoulement du revêtement protecteur des fils, et du câble dû soit à la diminution des vides entre les fils sous l'effort de traction du câble, soit à la fluidité excessive des revêtements, sous l'action de la chaleur.

La surface d'un câble ordinaire (non clos) à torsions alternatives n'étant pas étanche, et la durée de son revêtement protecteur n'étant pas indéfinie, l'eau de pluie ou de condensation finit par s'introduire à l'intérieur du câble; tout au moins, la rencontre t-on entre la couche de fils périphérique et les couches avoisantes. Si les fils sont bien protégés, elle ne les attaque pas. Cependant, elle est susceptible de circuler lentement à l'intérieur, entre ces couches, cette possibilité étant accrue par les vibrations auxquelles les câbles sont toujours soumis. Elle peut cheminer ainsi jusqu'aux points bas du câble où elle s'accumule; c'est là, dans les ponts modernes, que l'on rencontre l'entrée des culots. D'autre part, l'eau de pluie ou de condensation qui ruisselle le long d'un câble aboutit au même point, si l'on n'a pas eu la précaution d'écarter cette eau en intercalant un manchon en avant du culot, comme le représente le schéma ci-contre, le serrage étant fait avec interposition d'une matière plastique.



Les fils devant être démunis de leur revêtement protecteur avant l'opération du culottage (par exemple en le dissolvant dans le sulfure de carbone), et ce revêtement ayant disparu par fusion pendant cette opération, au voisinage immédiat de l'entrée du câble dans le culot, les fils sont assez mal protégés dans cette région.

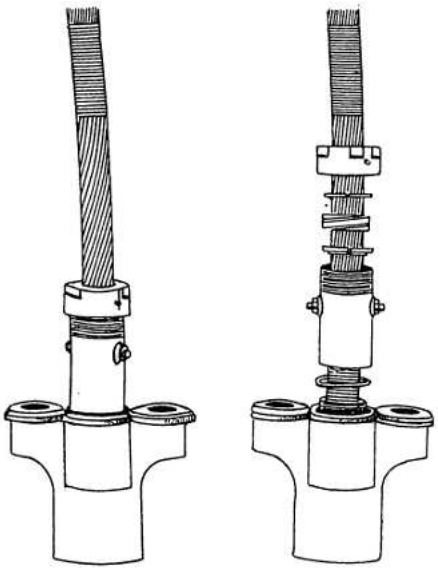
Si le culottage a été médiocrement exécuté, c'est-à-dire s'il subsiste des vides à l'intérieur du culot, et si l'alliage utilisé est à base de plomb (comme c'est souvent le cas), ce dernier étant noble par rapport au fer, il se forme, par l'apport d'eau, rendue conductrice parce qu'elle a dissous un peu d'oxyde, une pile dont l'alliage constitue la cathode, et l'acier du câble l'anode, qui se corrode nécessairement à l'intérieur du culot, C'est une corrosion électrolytique par contact imparfait de deux métaux. Elle est d'autant plus rapide que l'acier

[1] Annales des Ponts et Chaussées 1936 XI. Note sur le même sujet contenant les prescriptions à imposer dans les Cahiers des Charges. Grelot.

est fortement écroui, et sous tension.

D'ailleurs, l'alliage à base de plomb n'adhère guère aux fils d'acier, de sorte que le cheminement capillaire de l'eau le long des fils est possible à l'intérieur même du culot.

Bien que les accidents consécutifs à la destruction des fils à l'intérieur du culot (au voisinage de l'entrée) aient été assez rares, il conviendrait d'utiliser une matière de remplissage pour laquelle l'acier soit un métal noble, et par conséquent cathodique, pour éviter la corrosion électrolytique; le zinc remplit cette condition, l'étain également.



Sur des ouvrages existants, dont l'étanchéité des culots paraissait douteuse, on les a munis d'un dispositif comportant un manchon vissé sur les culots, et muni de graisseurs Técalémit. Les figures ci-contre en donnent un exemple utilisé en premier lieu en Maine-et-Loire. On a constaté, dans certains cas, que la graisse remontait, sous l'action de la pression, à plusieurs dizaines de centimètres au-dessus du manchon.

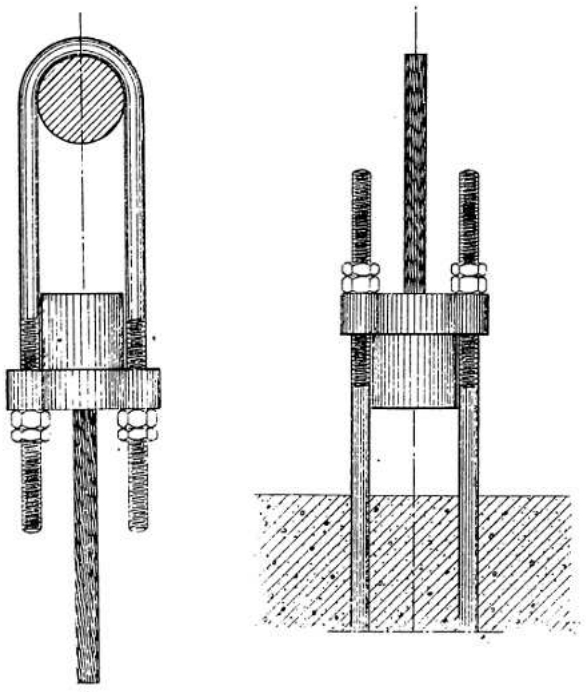
Quoi qu'il en soit, lorsque l'opération de "culottage" est bien faite, on réalise effectivement, avec des culots de dimensions convenables, l'expérience l'a souvent prouvé, un assemblage dont la résistance à la rupture est supérieure à celle du câble lui-même; c'est d'ailleurs une condition indispensable.

Assemblage des culots sur goujon ou sur massif en maçonnerie.

Le culot est traversé par des tiges rondes, terminées par un filetage muni d'un écrou et d'un contre-écrou, par l'intermédiaire desquels se fait la transmission des efforts des culots (ou des câbles) à ces tiges. Elles sont généralement au nombre de 2 ou 4, en acier mi-dur, dont la résistance à la rupture est de 55 à 65 kg/mm², la limite apparente d'élasticité 34 ±2 kg/mm², l'allongement de rupture 18%. On les fait travailler habituellement de 12 à 14 kg/mm² de section à fond de filet, lorsqu'elles sont recourbées et à 16 kg/mm² lorsqu'elles sont rectilignes.

Les tiges peuvent prendre appui sur un goujon circulaire; elles ont alors la forme d'un étrier. Le diamètre du goujon doit être au minimum égal à 3 fois le diamètre des tiges de manière à éviter une contrainte excessive du métal de l'étrier.

Elles peuvent également être ancrées dans un massif de maçonnerie, ou transmettre par adhérence les efforts qu'elles subissent à un massif de béton armé.

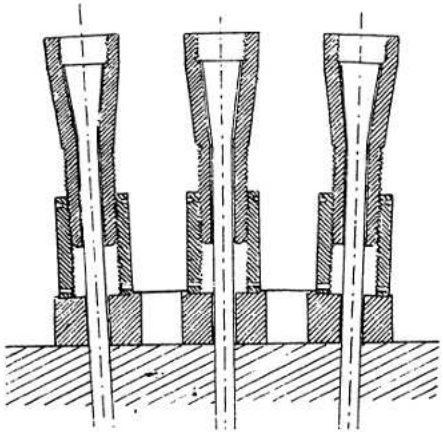


Ouverture dans laquelle passe l'extrémité d'une tige permettant le réglage.

On peut modifier légèrement la longueur d'un câble en déplaçant son culot par rapport aux étriers, au moyen des écrous. Des vérins appropriés permettent de dégager le culot des écrous, en reportant, par exemple, directement l'effort de traction du culot sur les extrémités des tiges ; les écrous peuvent alors être manœuvrés à la main.

Pour les câbles à fils parallèles, on peut adopter des culots analogues ; mais on peut aussi, comme le font les Américains, faire passer l'extrémité du câble sur une selle en acier moulé de position réglable, et la ramener contre le brin du câble amont sur lequel elle est fixée par une ligature. La figure ci-contre représente schématiquement cette selle.

En Allemagne, on a utilisé un culot de forme très différente : l'extrémité du câble est bien épanouie à l'intérieur d'un culot en acier moulé, mais l'épaisseur de celui-ci est constante. Il présente extérieurement, du côté du câble, une partie filetée, qui vient s'ajuster à l'intérieur d'un manchon également fileté, et que la tension du câble bute contre l'obstacle destiné à assurer sa fixité. Le réglage de la longueur du câble se fait en dégageant le manchon de son appui à l'aide de vérins agissant sur des bossages venus de moulage avec la partie extrême du culot ; on peut alors visser ou dévisser le manchon sur lequel on agit par l'intermédiaire d'une clé. L'extrémité du culot porte, d'autre part, un filetage intérieur qui permet éventuellement de réunir bout à bout deux câbles entre eux, au moyen d'une tige filetée à ses deux extrémités, ou de faciliter la mise en place.



Ce type de culot, un peu moins encombrant que les précédents, peut être utilement employé, lorsque l'on doit loger les extrémités de câbles nombreux dans un espace très restreint. La traction du câble est alors équilibrée par la compression d'un obstacle fixe. Dans les autres types de culot, la traction du câble s'exerce sur l'obstacle.

Barres de suspension articulées

Nous avons dit que, dans les premiers ponts suspendus, on avait employé, au lieu de câbles, des barres articulées ; il semble que l'emploi des aciers à haute résistance puisse, dans certaines conditions, ramener l'avantage à la chaîne en barres articulées du point de vue économique ; sa légèreté est alors comparable à celle du câble. Mais l'emploi ne s'en est pas répandu en France : on les utilise surtout en Amérique.

On a construit ainsi une passerelle sur la Sambre, à Namur (Passerelle de Salzinnes, portée 50,60 m).

L'acier employé est un acier au chrome-nickel, contenant 0,10% de carbone, 2,7% de nickel et 0,7% de chrome, trempé à 850° et revenu vers 675° ; il a une limite d'élasticité apparente de 60 kg/mm², une résistance à la rupture de 80 kg/mm², un allongement de 16%, et une résilience de 16 kgm/cm² (éprouvette Mesnager).

A vrai dire, on a ici des chaînes en acier plus lourdes que les câbles couramment utilisés.

Mais il existe des catégories d'acier plus intéressantes, notamment les aciers auto-trempants au chrome-nickel, tels que les pièces trempent uniformément sur toute leur épaisseur. Une variété qui contient 0,35% de carbone, 3,8% de nickel 1,7% de chrome, présente, après une simple trempe à l'air, une limite d'élasticité apparente de 150 kg/mm², une résistance à la rupture de 175 kg/mm², un allongement de 8% et une résilience de 6 kgm/cm².

On peut remarquer que, lorsque l'on emploie les barres articulées, il est possible d'adopter des barres dont la section varie avec les efforts à supporter, tandis que la section d'un câble reste constante. Il y a là une raison d'économie en faveur des barres de suspension articulées ; par ailleurs, comme nous le verrons, l'attache des tiges de suspension est notablement plus simple.

Le pont suspendu Reichsbrücke sur le Danube à Vienne, construit en 1937, comporte des barres de suspension articulées de 10,00 m de longueur d'axe en axe des articulations. Cet ouvrage a sensiblement 373,00 m de longueur ; il est du type à auto-ancrage (voir plus loin), et la travée centrale a sensiblement 241,00 m de portée. La largeur de chaussée est 16,50 m, et chacun des trottoirs a 4,20 m. Les éléments de la chaîne sont de section rectangulaire ; leur largeur est de 1,20 m ; la chaîne comporte alternativement 13 éléments de 22 mm d'épaisseur et 12 éléments de 24 mm. Les goujons de jonction ont un diamètre de l'ordre de 450 mm. ; les éléments sont renforcés au voisinage par des plats dont l'épaisseur atteint 50 mm. Les goujons qui fixent les extrémités des chaînes sur celles des poutres de rigidité ont 930 mm de diamètre. Les chaînes sont en acier St 55.(1)

(1) Zeitschrift der Vereines deutscher Ingnieure 16 avril 1938 - Stahlbau, supplément de Bautechnick du 3 mars 1939.

Chapitre II

Considérations générales sur les ponts suspendus.

Ponts suspendus de construction ancienne.[1]

De très nombreux ponts suspendus ont été édifiés en France pour franchir ses fleuves principaux, d'après le prototype établi par les frères Seguin, à la passerelle de Tain-Tournon, sur le Rhône. Ils permettaient en effet de réaliser à bas prix des ouvrages de grande portée, dont certains existent encore, mais exceptionnellement dans leur état primitif.

Ils étaient constitués de la manière la plus économique, et calculés pour supporter une surcharge de 200 kg/m²; on voit par là qu'ils ne réservaient pas de grandes disponibilités pour la circulation future, à l'époque où ils ont été construits. Presque tous étaient d'ailleurs des ponts à péage, édifiés par des Sociétés qu'un avenir éloigné intéressait moins que des revenus immédiats.

Sans insister sur tous les défauts fort nombreux de ces ouvrages, on en décrira sommairement le principe.

Leur tablier était entièrement en bois; les câbles étaient formés de fils de fer parallèles, ainsi que les suspentes, reliant les pièces de pont aux câbles. Ils ne comportaient pas de poutres de rigidité; le peu de raideur qu'ils possédaient dans le sens vertical provenait de garde-corps, également en bois, assemblés par boulons sur les pièces de pont. Le tablier reposait simplement sur les maçonneries des piles et des culées à ses extrémités, sans appareils d'appui. Les câbles des travées dits "porteurs" étaient fixés soit directement, soit par l'intermédiaire d'autres câbles dits "d'ancrage" ou "de retenue" dans des massifs en maçonnerie, où ils étaient d'ordinaire très difficilement visitables, et périodiquement noyés en temps de crue. La résistance aux effets du vent était à peu près inexistante et plusieurs furent détruits au cours de bourrasques.

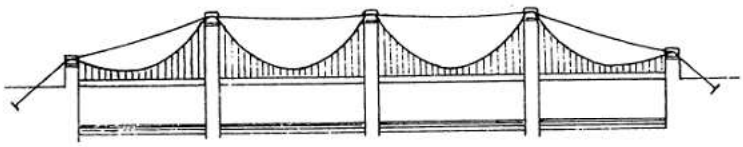
De notables perfectionnement ont été apportés par F. Arnodin dans les dernières années du 19ème siècle; les tabliers furent constitués au moyen de poutres en acier, portant d'abord une couverture en bois, puis une dalle mince en béton, armée de câbles dessinant des chaînettes; le garde-corps était également en métal, formé de membrures et de montants en fers ⊔ et de diagonales en ronds; les suspentes étaient en ronds; au début, les pièces de pont y étaient suspendues; plus tard, elles furent reliées à la membrure inférieure du garde-corps. Les nœuds de ce dernier étaient des goujons d'articulation de la triangulation; les membrures étaient continues, sauf dans les régions où le garde-corps aurait supporté

(1) On trouvera des renseignements plus détaillés dans les éditions précédentes du Cours de ponts métalliques.

dans cette hypothèse les plus grands moments fléchissants : des joints flexibles limitaient les efforts qu'elles pouvaient transmettre. Néanmoins, l'ensemble présentait une certaine rigidité. Les câbles de retenue entouraient, à l'intérieur des massifs d'ancrage, un noyau en maçonnerie, à l'arrière duquel ils étaient fixés à des goujons reliés au noyau, et placés dans l'axe de l'ouvrage. La visite était facile, mais les câbles étaient encore noyés en temps de crues. La suspension comportait à la fois des suspentes verticales dans la région centrale et, vers les extrémités, des haubans obliques reliant le sommet d'une pile au tablier, qui réduisaient dans une certaine mesure la portée des garde-corps formant poutres de rigidité et permettaient d'accroître, sans dépenses supplémentaires appréciables, la raideur de l'ouvrage.

Les ponts ainsi réalisés comportaient une ou plusieurs travées ; dans ce dernier cas, les piles intermédiaires étaient parfois assez nombreuses. Au début, on fixait les câbles de chaque travée à la base des piles l'encadrant, auxquelles on donnait une masse considérable : c'étaient de véritables piles-culées, capables de résister aux efforts de flexion dûs à la surcharge complète de l'une des travées les encadrant lorsque l'autre était à vide. Des circonstances ont souvent conduit à conserver ces piles, lorsque l'on a remplacé la partie suspendue ; l'accroissement des surcharges ne permit plus de conserver cette disposition : les câbles porteurs furent coupés au sommet des piles, et non plus prolongés jusqu'à leur base, et fixés à des chariots de dilatation roulant à leur partie supérieure.

Pour limiter les déplacements de ces chariots, on les relia l'un à l'autre par des câbles indépendants fortement tendus dits "câbles de tête" ne supportant que leur propre poids.



Si l'on suppose que l'une des travées est surchargée à l'exclusion des autres, les chariots de dilatation placés sur les piles qui l'encadrent tendent à se rapprocher, du fait de l'accroissement de la poussée correspondante. Cet accroissement de poussée, duquel se retranche d'ailleurs une diminution de poussée des câbles de tête de la même travée, doit être équilibré, lorsque le mouvement des chariots est terminé, par un accroissement de poussée provenant des câbles de tête et des câbles porteurs associés aux tabliers des autres travées. Ce premier effet est d'ailleurs prépondérant, parce que les câbles de tête, qui, initialement sont fortement tendus, ont une flèche relativement faible ; ils se comportent donc comme des barres de coefficient d'élasticité peu variable.

En définitive, la plus grande partie de l'accroissement de la poussée dans la travée surchargée est équilibrée par un accroissement de tension des câbles de tête, qui est reporté, de pile en pile jusqu'aux massifs d'ancrage.

Le rôle des câbles de tête est donc, d'une part, de reporter jusqu'aux massifs d'ancrage des efforts que les piles en maçonnerie seraient incapables de supporter à leur sommet, et d'autre part, de limiter le déplacement de chacun des chariots à la valeur de l'allongement des câbles de tête, compté à partir du massif d'ancrage le plus éloigné du chariot considéré.

Pour une dépense consentie de métal, ils sont d'autant plus efficaces que

leur tension initiale est plus forte, car leur coefficient d'élasticité apparent est alors plus élevé, et leur allongement plus faible.

F. Arnodin ne tendait guère, initialement, les câbles de tête à plus de 6 kg/mm^2; aujourd'hui, des vérins spéciaux permettent d'atteindre aisément 25 kg/ à 30 kg/mm^2.

On remarquera que, si l'on fait abstraction de tout frottement, dans ce mode de construction, les maçonneries des piles ne se trouvent plus soumises qu'à des efforts verticaux, légèrement excentrés lors du déplacement des chariots; on peut ainsi améliorer la situation des piles dans les vieux ponts suspendus, tout en faisant supporter à ceux-ci une charge permanente et des surcharges notablement plus élevées.(1)

---

(1) Pour le calcul de ces ouvrages, voir "Application de la Résistance des Matériaux au calcul des ponts. (Courbon)".

Ponts suspendus modernes

Si imparfaite que soit la poutre de rigidité Arnodin, insuffisamment rigide, peu correctement construite, et médiocrement reliée à l'ossature métallique du tablier, elle contribue cependant à donner à la suspension une rigidité non négligeable. Elle représente un progrès très intéressant, et très marqué, par rapport aux errements antérieurs.

Il a suffi de constituer cette poutre suivant les principes habituels de la construction des ponts et de leurs assemblages, pour réaliser des ponts suspendus à poutre de rigidité offrant à la circulation les mêmes commodités qu'un pont métallique ordinaire.

Rôle des poutres de rigidité.

Les caractéristiques essentielles des ponts suspendus modernes à poutres de rigidité sont les suivantes:

1°) l'ossature métallique du tablier est assemblée avec les poutres de rigidité comme dans les ponts à poutres droites.

2°) le tablier, comportant habituellement une couverture en béton armé, est suspendu aux câbles par l'intermédiaire des poutres de rigidité elles-mêmes,[1] soit directement, soit par l'intermédiaire de consoles qu'elles supportent.

3°) la poutre de rigidité est une poutre à âme pleine ou triangulée à assemblages rigides.

Il en résulte que les réactions mutuelles des câbles et des poutres de rigidité sont transmises par les suspentes, sans interposition d'éléments plus ou moins déformables et que les poutres ont une rigidité propre; ainsi, elles jouent mieux leur rôle de répartition des surcharges isolées sur la longueur du câble. Enfin l'ensemble formé par le tablier et les poutres offre une rigidité transversale comparable à celle des ponts à poutres droites, qui permet à l'ouvrage de résister efficacement aux actions des charges et aux efforts transversaux du vent; ainsi, il devient possible d'assurer au pont un excellent contreventement longitudinal.

En ce qui concerne ce dernier point, il faut remarquer que, dans les ponts suspendus dont les poutres de rigidité sont fixées sur les pièces de pont par quelques boulons, le contreventement longitudinal de l'ouvrage est particulièrement défectueux: il en résulte, dans des ouvrages importants, une déformation horizontale permanente de l'ossature suspendue, avec concavité tournée du côté d'où soufflent les vents dominants, et torsion des éléments du tablier vers les extrémités de l'ouvrage.

Dans l'exposé qui suit, nous supposerons, pour simplifier, qu'il s'agit d'un pont suspendu à une seule travée, dont la poutre de rigidité est une poutre articulée à ses deux extrémités.[2]

---

(1) Cette idée se trouvait d'ailleurs déjà dans les dispositions adoptées dans certains ouvrages par F. Arnodin notamment au pont des Adelys, détruit au cours de la dernière guerre.

(2) L'articulation remplaçant ici l'appui simple des poutres à travée indépendante est indispensable pour empêcher le tablier de se soulever, sous l'action de certaines dispositions de surcharges.

Remarquons d'abord que la ligne élastique d'une telle poutre surchargée, supposée isolée, ne correspond nullement à la ligne élastique du câble portant les mêmes surcharges, et supposé isolé, ni en ce qui concerne sa forme, ni en ce qui concerne l'amplitude de la déformation.

D'autre part, les déformations élastiques de la poutre isolée augmentent proportionnellement avec la surcharge, conformément à la loi de Hooke, tandis que les déformations verticales du câble isolé dépendent de l'état d'équilibre précédant l'application de la surcharge considérée.

Imaginons, en effet, un câble supportant, dans un état déformé, des charges correspondant à une poussée Q' et telles qu'à une abscisse x corresponde une ordonnée y. Appliquons lui des surcharges produisant une poussée supplémentaire Q; soit μ le moment fléchissant qui se produirait dans la section d'abscisse x de la poutre posée sur appuis simples, de même portée que le câble : la déformation supplémentaire correspondante a pour valeur $v = \frac{\mu - Qy}{Q + Q'}$; elle est donc d'autant moindre, pour une surcharge supplémentaire donnée, que le câble est déjà plus chargé.

Le pont suspendu à poutre de rigidité est donc un assemblage de deux éléments réagissant profondément l'un sur l'autre.

Plus la poutre sera rigide, et plus elle imprimera au système les caractères de sa déformation; par contre, plus la poutre sera flexible, plus les caractéristiques du système non rigide prévaudront.

Mais dans ce dernier cas, et d'après la remarque faite plus haut, le rapport entre la charge permanente et la surcharge est un élément qui influe d'une manière très marquée sur la rigidité de l'ouvrage.

A la limite, si la charge permanente devenait tellement importante que les surcharges ne constituent qu'un appoint insignifiant, il serait possible de se passer de poutres de rigidité. C'est le cas des très grands ouvrages, où les poutres de rigidité ne réduisent que fort peu les déformations de la suspension.

Ces quelques réflexions suffisent pour montrer que le rôle des poutres de rigidité en ce qui concerne la limitation des déformations du câble est très variable, suivant l'importance du pont et suivant sa destination.

Dans les ponts suspendus de portée médiocre, et de largeur moyenne (150,00m et 8,00m, par exemple), l'emploi d'une poutre de rigidité de grand moment d'inertie est indispensable; pour un pont à couverture lourde et de très grande largeur (1.000,00m et 25,00m par exemple) où la charge permanente est considérable, l'importance relative de la poutre de rigidité est beaucoup plus faible.

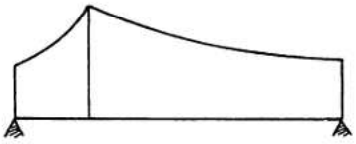
En outre de la limitation des déformations verticales, les poutres de rigidité jouent d'autres rôles importants.

D'abord, ce sont d'excellents amortisseurs des vibrations propres des câbles, parce qu'elles ont des vibrations de période courte, tandis que les

périodes d'oscillations des câbles sont longues ; on pourra donc faire circuler sur un pont suspendu muni de poutres de rigidité convenables des surcharges lourdes, animées de grandes vitesses, ou même le soumettre, sans danger, à des chocs rythmés.

D'autre part, elles répartissent l'action d'une surcharge isolée sur un grand nombre de suspentes ; il en résulte en général un soulagement des câbles, et une plus grande sécurité dans l'utilisation de l'ouvrage pour le passage de surcharges isolées de poids exceptionnel.

La tension des suspentes a été étudiée par M. Godard [1]. Dans le cas d'une surcharge isolée, elle est représentée, si la poutre de rigidité est articulée à ses deux extrémités, par deux courbes en forme de chaînette, se coupant au droit de la charge ; les ordonnées de ces courbes sont toujours positives, et leur courbure est d'autant plus faible que la rigidité de la poutre est plus grande : les suspentes sont donc toujours tendues et sont toutes intéressées par la surcharge isolée [2]



Les poutres de rigidité n'ont que très peu d'influence sur la contrainte maximum supportée par les câbles porteurs.

Le réglage de l'ouvrage est toujours fait de manière que les poutres de rigidité ne supportent aucun effort sous l'action de la seule charge permanente, à la température de réglage.

Mais à charge permanente égale leur action peut accroître la contrainte des câbles, pour certaines dispositions de surcharges, et lors des abaissements de la température, à partir de la température de réglage.

Détermination des câbles et des poutres de rigidité d'un pont suspendu.

Les câbles constituent l'élément porteur. La charge permanente étant évaluée, on détermine leur section de manière qu'ils travaillent à la contrainte de sécurité que l'on s'est fixée, sous l'influence combinée de la charge permanente, et de la surcharge complète de l'ouvrage. [3]

Les poutres de rigidité constituent l'élément limitant les déformations. Pour les déterminer, il convient d'examiner d'abord quel est le rôle que doit remplir l'ouvrage à construire ; il est en effet inutile d'attribuer la même rigidité à un pont-route et à pont destiné à recevoir une voie de chemin de fer ou de tramway ; ou encore où un pont très long et à un pont de portée moyenne.

Pour un pont-route dont la portée est de l'ordre de 200,00 m, la flèche maximum est comprise entre 1/250 et 1/300 de la portée, toutes déformations comprises : elle se produit au milieu de l'ouvrage, pour la surcharge complète et l'accroissement maximum de la température ; pour un pont-rail, ce qui importe davantage est la pente maximum que peut présenter le tablier

---

(1) Annales des Ponts et Chaussées 1894 - fascicule II.

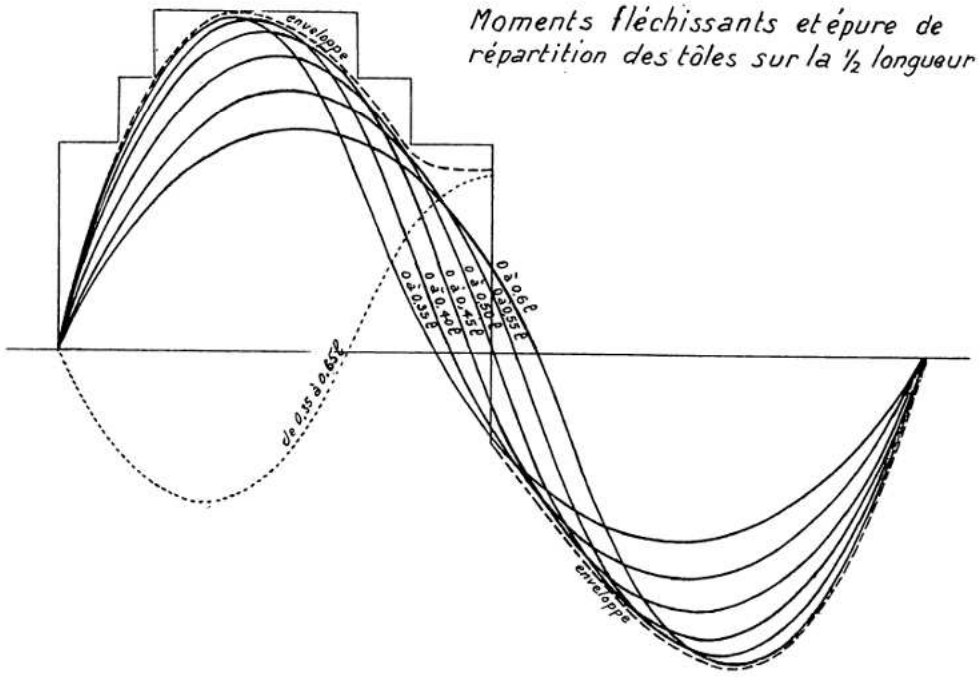
(2) Si la poutre de rigidité était encastrée à ses extrémités, les suspentes voisines de l'extrémité la plus rapprochée de la charge pourraient être comprimées, d'après l'étude signalée ci-dessus.

(3) Il est inutile de tenir compte, dans ce calcul, de l'allongement élastique des câbles et d'un abaissement de la température : les deux effets se compensent en partie et la traction résiduelle ne conduirait pas à modifier la section du câble ainsi déterminé.

déformé en une section quelconque. Dans le cas d'un pont-route très long, la surcharge qui donne la plus grande déformation possible ayant une probabilité de réalisation extrêmement faible, on se fixe souvent une déformation maximum en cas de concentration de véhicules lourds sur une courte longueur.

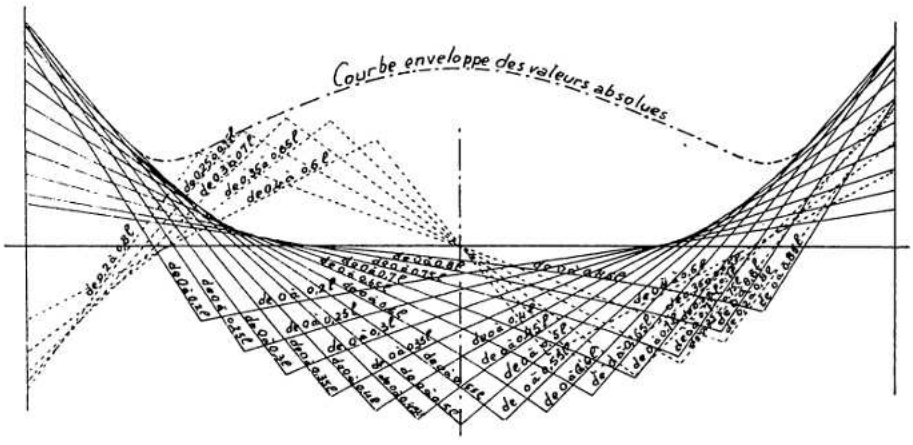
Les théories enseignées dans le Cours de Résistance des Matériaux permettent d'effectuer les calculs correspondants, en tenant compte des conditions les plus défavorables de surcharges et de température, de la déformation élastique du câble, et du déplacement des points d'appui des câbles au sommet des piles.[1]

Moments fléchissants et épure de répartition des tôles sur la ½ longueur



Les courbes ci-contre montrent l'allure des lignes représentatives des moments fléchissants et des efforts tranchants, pour des surcharges uniformes de longueur variable, les appuis des câbles étant supposés invariables. L'indication portée sur chacune d'elles est relative à la longueur de la surcharge correspondante.

Efforts tranchants



La hauteur des poutres de rigidité est assez variable, dans les différents ponts, suivant leur structure, et leur destination; Résal recommandait de fixer le rapport $\frac{h}{\ell}$ entre $\frac{1}{80}$ et $\frac{1}{100}$; on est souvent conduit à l'augmenter assez notablement, notamment pour les ouvrages dont la portée est inférieure à 200 mètres. C'est une question d'espèce, et il paraît impossible de préciser davantage ici.

Dans les ouvrages de 100,00 à 300,00 m. de portée, on a parfois adopté une poutre de rigidité à âme pleine; il est alors très facile d'assurer la résistance de l'ouvrage aux effets du vent, qui sont d'ailleurs plus importants qu'avec une poutre triangulée; mais celle-ci, notablement moins lourde, est préférée

[1] On consultera avec profit l'étude de M. l'Ingénieur Carbon (Calcul des ponts suspendus à poutres de rigidité) A.P.C. Septembre. Octobre. 1943. Voir également: Le Calcul des ponts suspendus à poutres de rigidité - Blaise (A.P.C. Mars-Avril 1946). Tables facilitant le calcul de la poussée - Carbon (A.P.C. Mars-Avril 1948)

pour les grands ponts.[1] Il faut alors prendre soin de relier efficacement la couverture aux poutres pour assurer un contreventement longitudinal satisfaisant.

On a employé parfois de simples poutrelles Grey, disposées latéralement sous les garde-corps, dans de petits ouvrages.

On fera naturellement varier, en exécution, le moment d'inertie de la poutre de rigidité avec l'importance des moments fléchissants qu'elle aura à subir dans les diverses sections ; l'économie correspondante est surtout intéressante dans les grands ouvrages.

De même, on tiendra compte de la variation de l'effort tranchant, pour déterminer la triangulation, si la poutre n'est pas à âme pleine ; ici, l'économie sera très sensible, parce que, comme on peut s'en rendre compte sur les courbes enveloppes, l'effort tranchant varie peu dans la région médiane de la poutre ; vers les extrémités, il est nettement plus important.

On se contente, très généralement pour les calculs des efforts, d'adopter un moment d'inertie moyen, applicable à toute la longueur de la poutre.

On admet ordinairement, pour les poutres de rigidité, une contrainte un peu plus élevée que pour les poutres-maîtresses des ponts à poutres.

Cela tient à deux causes : d'une part, comme il s'agit de ponts de grande portée, il est peu vraisemblable que les conditions de surcharge qui correspondent à la contrainte maximum puissent se trouver réalisées, et que, en outre, ces conditions se trouvent précisément réalisées au moment d'une élévation maximum de la température, qui agit dans le même sens dans les sections les plus fatiguées ; d'autre part la poutre de rigidité n'étant pas un élément essentiel à la sécurité de l'ouvrage, sa détérioration, sa ruine même, en dehors des régions d'attache des suspentes, qui sont d'ailleurs renforcées, ne saurait provoquer celle de l'ouvrage. Il faudrait seulement prendre quelques précautions, pour ne pas interrompre la circulation pendant la réparation.

On admet fréquemment 15 et 16 kg/mm² pour la contrainte des poutres de rigidité, construites en acier Ac 42, si la rigidité obtenue dans ces conditions est suffisante.

On a déjà construit des poutres de rigidité en acier à haute résistance : cette solution est parfaitement légitime dans les très grands ouvrages, comme ceux qui ont été construits en Amérique depuis quelques années ; elle est ordinairement sans intérêt pour les ponts construits en France, dont la largeur et la portée sont trop faibles pour permettre l'emploi de poutres de rigidité n'ayant pas un moment d'inertie relativement important.

L'emploi de l'acier Ac 54 ne se comprendrait, ici, que si l'on désirait réaliser la construction avec un acier peu oxydable : la rigidité obtenue ne serait souvent satisfaisante qu'à la condition de ne pas affaiblir le profil que l'on aurait déterminé en se basant sur l'emploi de l'acier Ac 42.

---

[1] Dans les conditions où le Service Central d'Études techniques établit les poutres de rigidité triangulées, on peut les assimiler, pour le calcul général, à des poutres prismatiques ayant pour coefficient d'élasticité $E = 1{,}8 \times 10^{10}$ kg/m².

Types usuels de ponts suspendus

Le type le plus simple de pont suspendu est le pont à une seule travée.

Le rapport entre la flèche des câbles et la portée varie habituellement de $\frac{1}{8}$ à $\frac{1}{10}$; la proportion la plus harmonieuse est $\frac{1}{9}$.

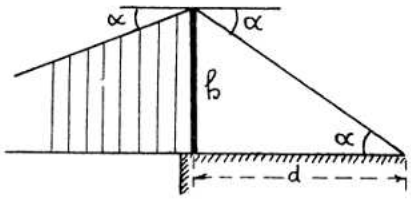
Chaque nappe de câbles passe sur deux portiques élevés sur les rives, sur lesquels elle repose soit par l'intermédiaire d'un chariot mobile sur des galets soit sur une selle invariablement reliée aux pylônes. Les selles ont surtout été employées jusqu'à maintenant lorsque les portiques sont articulés à leur partie inférieure ; lorsqu'ils sont encastrés, les selles conduisent à un montage plus difficile : la traction des câbles porteurs est alors équilibrée à la fois par la résistance des pylônes à la flexion et par la traction des câbles d'ancrage.

On peut soit fixer les câbles sur le chariot, au moyen de culots, de tiges filetées et de goujons, soit les prolonger au-delà du chariot, ou de la selle sur laquelle ils reposent, jusqu'aux massifs d'ancrage auxquels ils sont fixés.

Lorsque les câbles sont interrompus au passage du chariot, on les prolonge par des câbles de retenue, ou d'ancrage, fixés eux-mêmes sur le côté opposé du chariot.

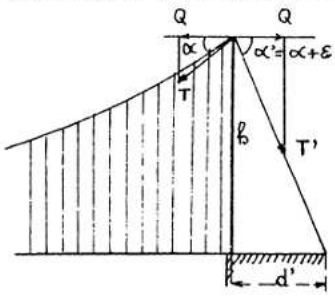
Lorsque l'on emploie un chariot, il est essentiel que, à la température de pose, et sous l'action de la charge permanente, la résultante des tractions des câbles porteurs et des câbles de retenue soit verticale, de manière que le chariot soit en équilibre.

Le plus simple, quand on le peut, est de donner aux câbles de retenue la même inclinaison sur l'horizontale qu'aux câbles porteurs, à l'aplomb de l'axe des portiques. La portée des câbles étant l, leur flèche f, l'angle α mesurant cette inclinaison est tel que $\operatorname{tg}\alpha = \frac{4f}{l}$.



Si h désigne la hauteur des portiques au-dessus du niveau de la chaussée, la distance horizontale entre leur pied et le point où les câbles de retenue traversent le plan horizontal correspondant est $d = \frac{h}{\operatorname{tg}\alpha} = \frac{hl}{4f}$; comme h est plus grand que f, d est supérieur à $\frac{l}{4}$.

Dès que l'ouvrage a quelque importance, cette distance est souvent trop grande pour que l'on puisse réaliser la condition indiquée ci-dessus, qui permettrait d'utiliser comme câbles de retenue les câbles porteurs eux-mêmes, ou tout au moins des câbles de même section, en nombre égal.



Si l'on ne dispose que d'un emplacement tel que l'on doive se contenter d'une distance $d' < d$, pour que la poussée due aux câbles de retenue soit égale à la poussée due aux câbles porteurs, il est nécessaire de donner aux premiers une section plus importante qu'aux seconds. La traction T' qu'ils supportent doit être, en effet, si l'on désigne par T la traction des câbles porteurs :

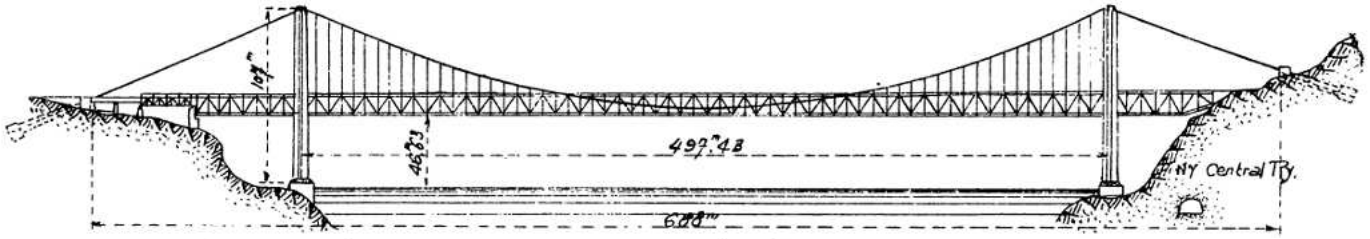
$$T' = \frac{T\cos\alpha}{\cos\alpha'} = \frac{T\cos\alpha}{\cos(\alpha+\varepsilon)} > T$$

Elle croît en même temps que l'angle ε.

Il faut donc ajouter des câbles de retenue supplémentaires ; on les choisit généralement de même diamètre que les câbles porteurs, pour simplifier les détails de la construction.

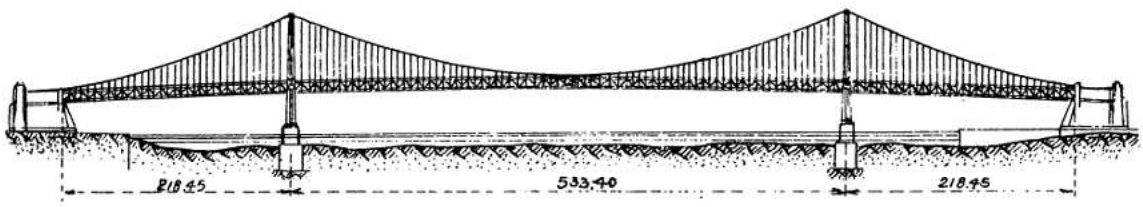
Mais on a parfois intérêt, dans le cas où d' est très inférieur à d, à ne pas maintenir les pylônes sur les rives, et à les en reporter à une certaine distance ; dans le cas de très grands ouvrages, on réduit alors la portée de la travée suspendue, tout en se débarrassant de sujétions gênantes pour la construction des massifs d'ancrage ; on améliore fréquemment ainsi l'aspect général de l'ouvrage. Le pont présente alors trois travées : la travée centrale est seule suspendue, et les espaces entre les culées et les piles sont franchis par des travées indépendantes. Il est recommandable, dans ce cas, de donner aux poutres-maîtresses de ces travées indépendantes la même hauteur qu'aux poutres de rigidité de la travée suspendue, si elles sont en métal.(1)

A titre d'exemple de ce type, nous reproduisons ci-dessous l'élévation du pont de Bear Mountain qui franchit l'Hudson à 60 km environ en amont de New-York, dont la chaussée est placée au niveau des membrures supérieures de la poutre de rigidité, et offre à la circulation une largeur de 11,58 m avec trottoirs de 1,52 m.



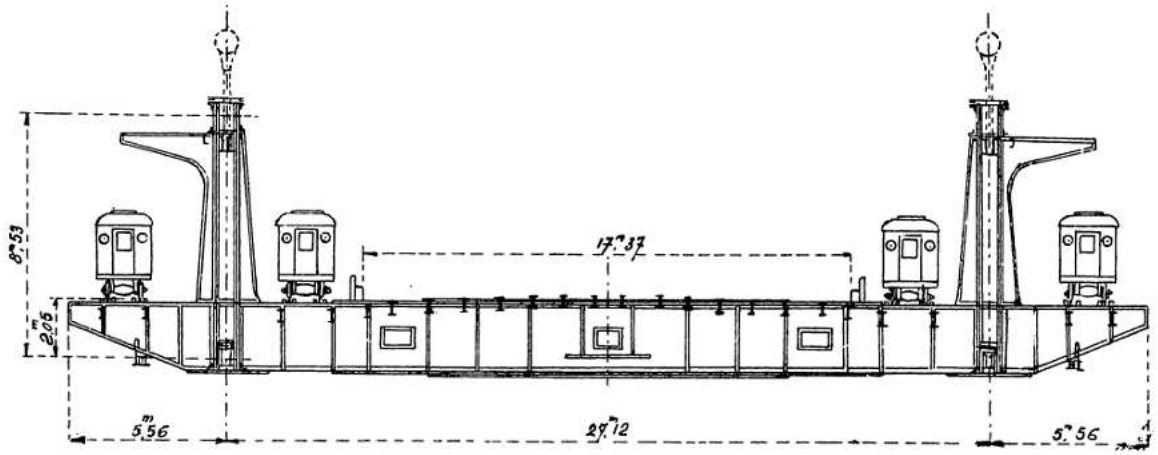
Lorsque les travées latérales ont une portée trop importante pour qu'on puisse la franchir par une travée indépendante sans dépense excessive, ou sans aspect fâcheux, on les suspend aux câbles de retenue, comme au pont de Philadelphie, dont l'élévation est reproduite ci-dessous ; les poutres de rigidité forment trois travées indépendantes les unes des autres : elles sont seulement solidarisées par l'intermédiaire des suspentes et des câbles. La largeur totale du pont est 38,24 m ; il permet le passage de 4 voies ferrées, comme l'indique la coupe transversale ci-contre.

Dans un pareil ouvrage, la flèche des câbles des travées de rive doit être déterminée de manière que, à la température de réglage, les poussées se fassent équilibre sur les piles, dans les trois travées.

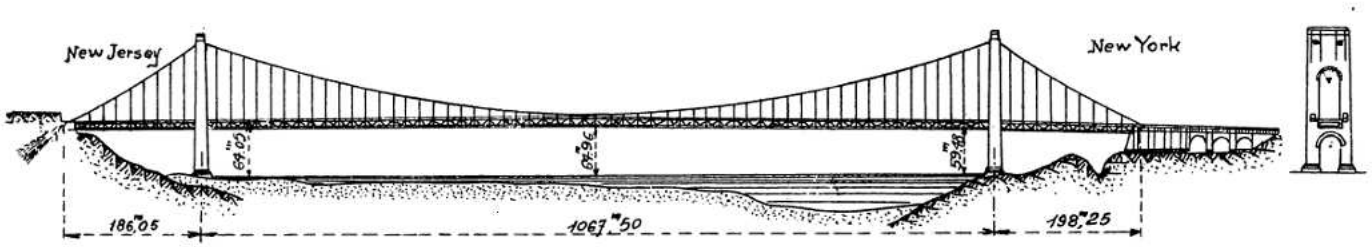


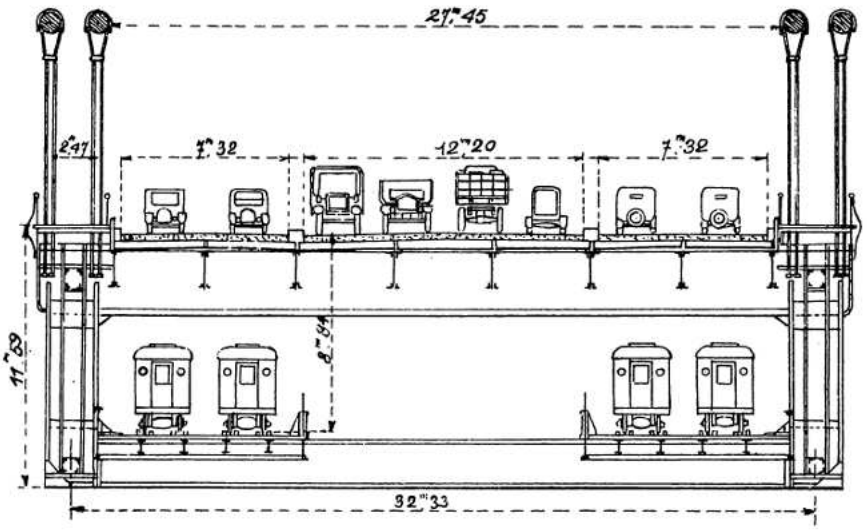
(1) Cette solution est ordinairement beaucoup moins onéreuse que celle qui consiste à avoir une travée unique.

On peut également être conduit à réaliser des poutres de rigidité à travées solidaires: lorsque la travée centrale est très longue, et que le pont est très étroit, on peut ainsi obtenir un tablier résistant aux effets du vent sans renforcement spécial des poutres de rigidité, qui forment en totalité ou pour une part seulement de leur profil les membrures de la poutre de contreventement. Mais on en a réalisé également dans d'autres circonstances[1].



Au même type appartient le pont suspendu sur l'Hudson, à New-York, (Pont Georges Washington) dont nous reproduisons également l'élévation générale et la coupe transversale ; son aspect est bien loin d'être aussi satisfaisant que celui du pont de Philadelphie dont les proportions sont particulièrement harmonieuses.





Le record de la portée est actuellement détenu par le pont de la Porte d'Or sur la baie de San Francisco qui a une travée centrale de 1280,00 m, et 2 travées latérales suspendues de 343,00 m.

Les pylônes de ces ouvrages sont en métal, et encastrés à leur base ; il serait très

(1) Au pont de Rodenkirchen sur le Rhin, dont les travées ont 94,50 m, 378,00 m, 94,50 m de portée et dont les poutres de rigidité sont continues, on leur a imposé des précontraintes pour obtenir une meilleure répartition des moments fléchissants, en utilisant des palans frappés sur les câbles. Dans cet ouvrage, soudé (sauf les joints de montage), la dalle de couverture, d'un seul tenant, est précontrainte et précomprimée.

désavantageux, au point de vue des effets produits par la température, d'avoir des pylônes dont le coefficient de dilatation fût très différent de celui des suspentes : il pourrait en résulter des déformations intempestives du tablier, et des efforts considérables dans les tiges de suspension les plus voisines des pylônes.

Mais, on a parfois prévu des pylônes articulés à leur base ; c'est une disposition rationnelle et économique, qui a été appliquée au pont international sur la rivière Détroit entre Détroit (Etats-Unis) et Window (Canada), de 600,00 m de portée entre pylônes, et, sur une échelle plus modeste aux ponts du Teil et de Serrières, sur le Rhône, et de Marmande, sur la Garonne.

L'aspect de ces pylônes est généralement moins satisfaisant que celui des pylônes encastrés.

Voici les proportions relatives des ponts à 3 travées suspendues récemment construits.

Pont d'Ancenis, sur la Loire — l_o 90 | l 255 | l_o 90 — $\frac{l_o}{l} = \frac{1}{2,833}$

Pont de Rognonas, sur la Durance — l_o 87,50 | l 238 | l_o 87,5 — $\frac{l_o}{l} = \frac{1}{2,72}$

Pont du Viaduc de San Francisco, à Oakland — l_o 353,55 | l 704,10 | l_o 353,55 — $\frac{l_o}{l} = \frac{1}{1,99}$

Dans cet ouvrage, la hauteur de la partie métallique des pylônes est de 151,94 m ; le déplacement maximum prévu pour les sommets des pylônes est 2,12 m, soit 0,98 m du côté de la travée centrale et 1,14 m du côté des ancrages.

Pont Lions' Gate à Vancouvert (Canada) — l_o 187 | l 472 | l_o 187 — $\frac{l_o}{l} = \frac{1}{2,52}$

Pont de la Porte d'Or à San Francisco — l_o 343 | l 1280 | l_o 343 — $\frac{l_o}{l} = \frac{1}{3,73}$

La flèche des câbles de la travée centrale est 1HH,80 m ; le tablier est construit avec une contreflèche de 6,30 m.

Pont de Philadelphie — 218,45 | 533,40 | 218,45 — $\frac{l_o}{l} = \frac{1}{2,44}$

Pont de Bronx-Whitestone — 224,20 | 701,50 | 224,20 — $\frac{l_o}{l} = \frac{1}{3,13}$

Pont Georges Washington — 186,05 | 1067,50 | 198,25 — $\frac{l_o}{l} = \frac{1}{5,56}$ (moyenne)

Pont de Hell-Gate — 204,72 | 420,90 | 204,72 — $\frac{l_o}{l} = \frac{1}{2,06}$

Pont sur la Severn (Angleterre) (en construction) — 304,80 | 1005,85 | 304,80 — $\frac{l_o}{l} = \frac{1}{3,30}$

Ponts à auto-ancrage.

La première réalisation en a été faite à Cologne, sur le Rhin ; l'ouvrage est maintenant détruit ; il comportait 3 travées.

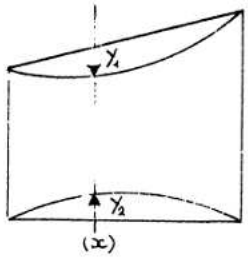
Dans ce système, les câbles passent sur des selles fixées au sommet des pylônes ; ils sont ancrés sur les extrémités des poutres de rigidité des travées de rive ; la composante verticale de leur tension est équilibrée par un lest placé au voisinage de l'ancrage soit à l'intérieur du tablier, soit suspendu à des prolongements des poutres de rigidité en dehors de la zone de fixation des câbles, par une partie du poids du tablier et par des ancrages des poutres dans la culée.

La composante horizontale produit une compression dans les poutres de rigidité.

Les poutres de rigidité ne travaillent pas à la flexion sous l'action de la charge permanente. Leur libre dilatation doit être assurée.

Dans un semblable système, les efforts sur les massifs d'ancrage sont considérablement réduits, et sont très sensiblement verticaux; ces massifs sont donc des culées peu volumineuses, dont les fondations sont plus faciles à réaliser; l'économie qui en résulte est compensée, plus ou moins partiellement, par une dépense supplémentaire importante de métal dans les poutres de rigidité, qui sont comprimées et fléchies; le tablier doit être hors d'état de flamber dans le sens horizontal, le flambement des poutres de rigidité ne pouvant pas se produire dans leur plan.

Si l'on désigne en effet dans une travée quelconque, et dans l'état d'équilibre qui correspond à l'action de la seule charge permanente, par y_1 et y_2 les ordonnées respectives du câble et de la poutre de rigidité rapportées à leur corde dans la section d'abscisse x, on démontre que le moment fléchissant M est lié à ces quantités, à la poussée Q due à une surcharge quelconque, et au moment fléchissant correspondant μ dans la section x de la poutre sur appuis simples ayant même portée que la poutre de rigidité par la relation



$$M = \mu - Q(y_1 + y_2)$$

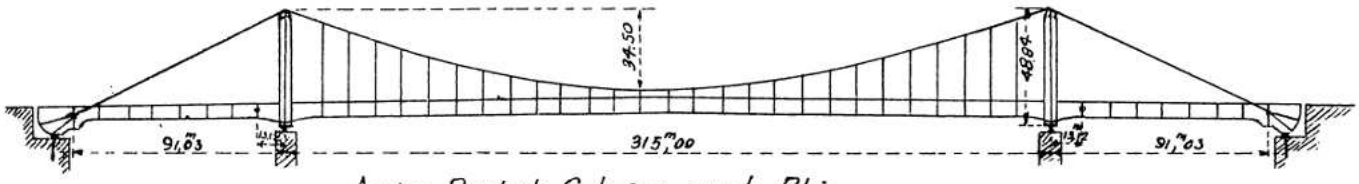
Cette expression est identique à celle que l'on rencontre dans les bow-string.

M est donc indépendant de la déformation du câble (ou de la poutre) qui provient de la surcharge, et reste fini dans le domaine élastique, quelle qu'elle soit; la déformation de la poutre reste donc nécessairement limitée.

Ce type de pont ne paraît devoir être économique, si les poutres de rigidité sont métalliques, que pour des ouvrages assez légers, et de portée médiocre.

Au pont de Cologne, les poutres de rigidité étaient des poutres consoles passant au travers des pylônes métalliques articulés à leur base et établis sur les deux piles en rivière. Les extrémités de la poutre console recevaient, par l'intermédiaire d'une articulation, l'about des travées de rive. Ces travées étaient articulées sur les culées, par l'intermédiaire de bielles d'ancrage, permettant la dilatation.

Pour faciliter le montage, on avait prévu une articulation provisoire au milieu de la travée centrale.



Ancien Pont de Cologne, sur le Rhin.

On peut également réaliser des ouvrages dans lesquels les poutres de rigidité forment trois travées indépendantes; comme elles doivent transmettre l'effort général de compression, elles doivent être reliées par articulations; l'appui sur piles est moins aisé à réaliser.

Suivant les proportions des travées, il peut y avoir tendance au soulèvement des poutres au droit des piles, pour certaines dispositions de surcharges; il faut alors prévoir une butée horizontale contre les piles. Quand les travées de rive sont relativement longues, elles sont également suspendues.

Le pont suspendu de Vienne, sur le Danube, dont la suspension est en chaînons d'acier, est du même type.

l_o 49,50 — l 241,00 — l_o 49,50 $\qquad \frac{l_o}{l} = \frac{1}{4,87}$

La largeur totale est de 24,40 m, le poids total d'acier y compris les pylônes: 12.000 tonnes.

Comme ponts à câbles porteurs, on peut citer, dans le même type de construction:

Le pont de Rivesaltes, sur l'Agly $\quad l_o$ 30,30 — l 90,90 — l_o 30,30 $\qquad \frac{l_o}{l} = \frac{1}{3}$

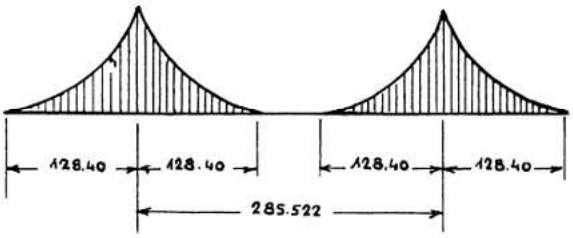
pont-route de 6 m de chaussée et 2 trottoirs de 1m, rétrécis à 0,60 m au passage des pylônes, dont les trois travées sont suspendues. L'ouvrage est léger, les poutres de rigidité ne débordent ni sous le tablier, ni au-dessus des trottoirs, et les câbles sont simplement fixés au voisinage des extrémités mêmes de ces poutres, dont les âmes sont renforcées sur une faible longueur.

Le pont du CD 59 sur la retenue de Donzère - Mondragon qui est à 3 travées solidaires ayant sensiblement les mêmes portées que le précédent, avec une chaussée de 6.00 m et 2 trottoirs de 0,75 m.

Le pont de Chelsea à Londres $\quad l_o$ 52,50 — l 106 — l_o 52,50 $\qquad \frac{l_o}{l} = \frac{1}{2,02}$

Le pont Alexandre Ier à Belgrade $\quad l_o$ 75 — l 261 — l_o 75 $\qquad \frac{l_o}{l} = \frac{1}{3,48}$

Une variante a été réalisée au pont de Duisburg - Rührort et Homberg sur le Rhin dans lequel la partie centrale du tablier n'est pas suspendue aux câbles. Les poutres de rigidité sont des caissons fermés de 1,30 m de largeur. Le pont est assez lourd, puisqu'il comporte une chaussée de 13,00 m, deux pistes cyclables de 1,60 m et deux trottoirs de 2,30 m. La charpente métallique est soudée, les assemblages de montage étant rivés.



Les circonstances peuvent conduire, dans certains cas, à placer une seule pile au milieu de la rivière; on réalise ainsi un pont à deux travées; l'aspect obtenu est souvent peu satisfaisant, surtout lorsqu'il est indispensable de prévoir des câbles de tête.

On peut les éviter soit en utilisant un pylône très étoffé et peu flexible, soit avec deux travées auto-ancrées, les câbles étant fixés sur les extrémités des poutres de rigidité, qui sont butées contre la pile; celle-ci se trouve alors, comme les culées, dans des conditions de stabilité très favorables, le couple auquel elle est soumise sous l'action de surcharges dissymétriques étant constant sur toute la hauteur comprise au-dessous du tablier. Cette disposition est particulièrement favorable en ce qui concerne la stabilité des fondations.

Avantages du pont à trois travées suspendues à poutres de rigidité.

En conclusion, le pont à trois travées suspendues est celui qui présente

l'aspect le plus satisfaisant ; il est en outre plus économique que le pont suspendu à une seule travée, pour les raisons suivantes :

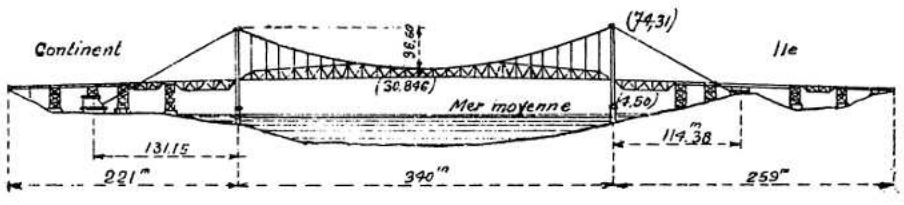
- pour un même rapport de la flèche à la portée, la traction des câbles est plus faible ; leur section est donc moindre.
- les câbles sont plus courts,
- les poutres de rigidité, pour une même déformation générale ou locale, sont plus légères,
- les massifs d'ancrage sont moins importants ; mais l'économie qui en découle est plus ou moins compensée par les dépenses supplémentaires que peut nécessiter l'établissement des piles à une distance importante des rives.

Les proportions qui paraissent les plus harmonieuses sont réalisées lorsque la portée de chaque travée de rive est sensiblement le tiers de la portée de la travée centrale. On y trouve en outre l'avantage que les efforts dans les poutres de rigidité sont du même ordre de grandeur dans toutes les travées.

Il est recommandable de ne pas disposer des appareils de dilatation au sommet des piles, mais d'y prévoir des dispositifs fixant invariablement la position relative des câbles et des piles. L'expérience montre que, dans ce cas et si les pylônes sont encastrés, on peut généralement négliger la réaction horizontale provenant de leur flexion, car elle est du même ordre de grandeur que celle qui résulterait du frottement de roulement d'un appareil mobile, dont on fait ordinairement abstraction.

Type très particulier de pont suspendu (Florianapolis)

On a construit en 1926 à Florianapolis (Brésil) un pont suspendu comportant une seule travée suspendue encadrée par deux travées de raccordement, dont les câbles sont remplacés par des chaînes à barres articulées en acier à haute résistance. On a profité de la rigidité de ces organes pour en constituer, dans la région centrale, la membrure supérieure d'une poutre de rigidité de hauteur très variable.



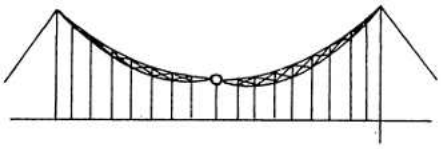
Les auteurs de ce projet indiquent qu'il s'agit là d'un type de pont permettant de réaliser une économie importante, ainsi qu'une augmentation de raideur.

La hauteur de la poutre varie à peu près comme les ordonnées de la courbe enveloppe des moments fléchissants dûs au passage des surcharges et, il semble, effectivement, y avoir là une source d'économie. Mais il paraît peu vraisemblable que la tension maximum des chaînes de suspension soit plus faible que dans un pont suspendu ordinaire à poutre de rigidité indépendante des câbles.

L'aspect de cet ouvrage n'est pas de nature à le faire recommander d'une manière particulière.

Ponts en arc en câbles

On a utilisé dans quelques ponts des fermes de suspension dont chaque moitié est formée de deux câbles, réunis par une triangulation à montants rigides, et croix de Saint-André en câbles. Le type qui a été adopté le plus fréquemment est celui d'un arc à triple articulation renversé.



Il est assez difficile d'assurer le réglage convenable d'un semblable dispositif, car les courbes décrites par les câbles libres n'ont aucun rapport avec le profil en côte de melon qu'il s'agit, en définitive, de réaliser, pour être assuré que les câbles formant les membrures de chaque partie de l'arc seront toujours tendus. Il faut donc rapprocher ou écarter l'un de l'autre les deux câbles jumelés entre l'articulation centrale et le sommet d'un pylône, pour mettre en place la triangulation.

Pendant cette opération, la ferme ne se maintient pas dans le plan vertical initial des deux câbles libres, mais se voile ; elle ne revient à une position sensiblement verticale que lorsque le tablier lui est suspendu. Il en résulte une assez grande incertitude sur les contraintes des différents éléments, notamment en ce qui concerne ceux de la triangulation, qu'il est d'ailleurs difficile de fixer sur les câbles au moyen de dispositifs restant parfaitement fixes en raison des vibrations dûes au passage des surcharges.

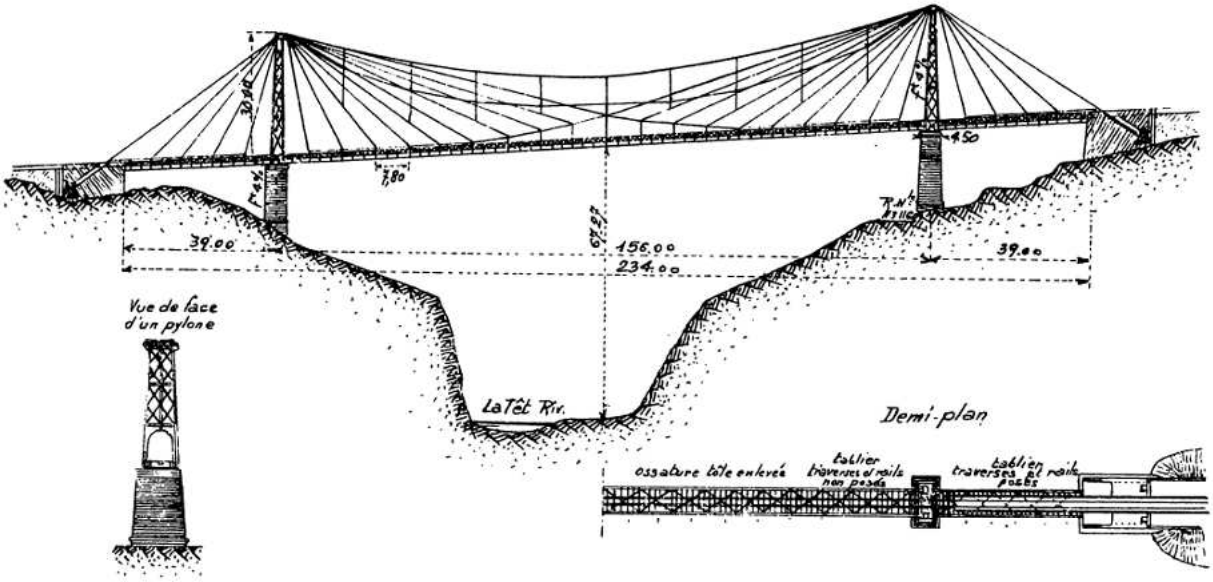
Ponts suspendus du système Gisclard

Les ponts suspendus dont nous venons de parler comportent essentiellement des câbles supportant le tablier sur toute leur longueur : la charge permanente étant à peu près uniformément répartie, leur fibre moyenne décrit une parabole.

Les ponts du système Gisclard, au contraire, sont uniquement composés de haubans : chaque ferme est formée d'une série de triangles juxtaposés, tracés de telle manière que, quelles que soient les dispositions des surcharges, tous les éléments travaillent à la traction. Le tablier est accroché, par une série de suspentes, aux sommets inférieurs des triangles.

Ce type a été imaginé par le Colonel de Génie Gisclard, qui en a fait une application à la Cassagne, sur le chemin de fer à traction électrique de Villefranche à Bourg-Madame. L'élévation de cet ouvrage est reproduite ci-contre, et suffit à faire comprendre ses dispositions d'ensemble ; la partie centrale seule correspond à un pont du système Gisclard ; les travées latérales sont soutenues par des haubans qui équilibrent partiellement les tractions des haubans de la ferme Gisclard. Des câbles de retenue supplémentaires, amarrés à leurs extrémités dans les massifs d'ancrage équilibrent la plus grande partie des efforts.

On a appris dans le Cours de Résistance des Matériaux, à calculer ce genre d'ouvrages, d'après les règles applicables aux systèmes triangulés réticulaires, et à déterminer l'équation de la courbe sur laquelle doivent être placés les nœuds inférieurs, pour qu'il ne se produise pas de renversement d'effort dans les haubans.



Ce système de pont, dont il existe quelques exemplaires seulement à une seule travée, ou à travées solidaires munies de câbles de tête, n'est guère répandu. Son emploi est en effet assez onéreux, malgré son apparente simplicité.

Tout d'abord, l'indéformabilité du système ne serait réalisée que si les haubans étaient rigoureusement rectilignes et inextensibles ; or, un câble dont les extrémités ne sont pas sur une même verticale décrit, sous l'influence de son poids propre, une chaînette dont la flèche varie avec la tension ; le point d'attache inférieur de chaque hauban éprouve donc ici un déplacement corrélatif.

Pour remédier à cet inconvénient qui ferait disparaître l'avantage essentiel que présente à première vue le système Gisclard sur les ponts suspendus ordinaires, on a recours à un système de suspension auxiliaire, dénommé système Ordish, consistant essentiellement en câbles amarrés sur les pylônes de rive, et reliés de distance en distance à chacun des haubans dont la direction s'écarte notablement de la verticale. En les soulageant partiellement de leur propre poids, par le réglage des suspentes correspondantes, la suspension Ordish les redresse, et réduit, en conséquence, les flèches des parties restant libres ; on parvient ainsi à réduire dans telle mesure que l'on juge utile le déplacement vertical du tablier correspondant à la variation de flèche des haubans. Le réglage correspondant est d'ailleurs assez délicat et varie avec la température.

D'autre part, dans un pont de grande portée, on est conduit à espacer considérablement les appuis du tablier ; à chacun d'eux correspond en effet un hauban, et il serait matériellement très difficile d'amarrer au sommet d'un pylône un très grand nombre de ces haubans. Au pont de la Cassagne, on a adopté un espacement de 7,80 m, soit le vingtième de l'ouverture. Il en résulte que l'ossature du tablier est relativement très lourde, et plus lourde toutes choses égales d'ailleurs, que celle d'un pont suspendu ordinaire de même portée.

De plus, pour alléger la suspension en diminuant la section des haubans, on est conduit à donner aux pylônes de rive une grande hauteur, très supérieure à celle qui serait nécessaire pour un pont suspendu ordinaire. C'est ainsi qu'au pont de la Cassagne, la hauteur est le $\frac{1}{5.2}$ de la portée ; elle eût été au plus de $\frac{1}{8.5}$ dans un pont suspendu.

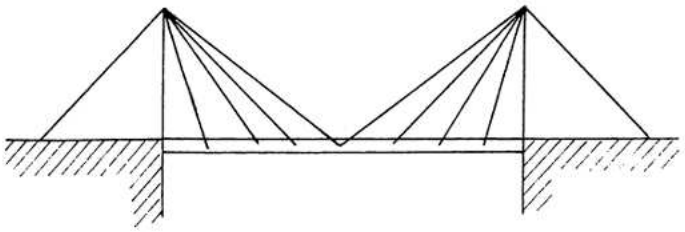
Enfin, les articulations des différents sommets des triangulations sont lourdes, encombrantes, et disgracieuses ; elles sont, en outre, coûteuses.

Le pont Gisclard est, en définitive, plus lourd que le pont suspendu ordinaire, et par conséquent, plus cher ; il est laid pour ceux qui l'empruntent.

Mais il est facile de le monter et de le démonter, et de le transporter en éléments de longueur et de poids assez faibles : son emploi serait intéressant aux Colonies, tout au moins comme ouvrage provisoire, et on en a construit d'assez nombreux exemplaires pendant la guerre de 1914-1918, dans la zone des armées.

On peut remarquer que, en raison du grand écartement des points d'appui du tablier, et des nécessités du contreventement, on est conduit à l'encadrer entre deux poutres de rive, sur lesquelles viennent s'assembler les pièces de pont.

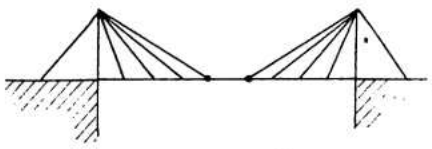
Aussi, on a parfois envisagé la solution consistant à attacher directement les haubans sur ces poutres de rive. On a d'abord disposé d'un nombre de haubans comparable, pour une même portée, à celui d'une ferme Gisclard



Pour une même hauteur des pylônes, l'inclinaison des haubans sur l'horizontale est alors légèrement plus grande que dans les fermes Gisclard, ce qui a pour effet de réduire les efforts de traction auxquels ils sont soumis.

On en trouve une application dans les passerelles à signaux établies dans certaines gares de chemin de fer.

Une variante consiste dans l'emploi de deux consoles haubannées, reliées par une travée indépendante, ce qui permet, à portée égale d'avoir des pylônes moins hauts, des haubans plus courts et par conséquent ayant des variations de longueur plus faibles sous l'action des surcharges et de la température.



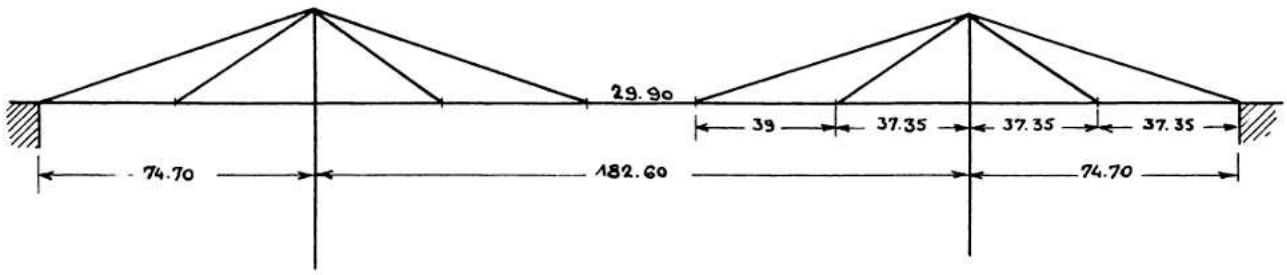
Ce dispositif est économique en ce qui concerne le massif d'ancrage, sollicité par la traction des câbles de retenue et par la poussée des haubans, les pylônes étant supposés sur les rives. On peut l'envisager pour le remplacement des vieux ouvrages de portée médiocre.

Au cours de ces dernières années, de nombreuses études ont été faites en Allemagne et en France pour l'utilisation des ponts à haubans dans le cas des grandes portées et pour des ouvrages neufs. Les ponts correspondants ne comportent

alors qu'un nombre très réduit de haubans, dont les points d'attache sur le tablier peuvent être distants de plusieurs dizaines de mètres. Cette disposition conduit à construire des poutres de rive dont la rigidité est importante, et qui fonctionnent comme des poutres à travées solidaires continues reposant sur les appuis élastiques que forment les extrémités inférieures des haubans. Elles apportent ainsi une contribution non négligeable à la rigidité d'ensemble de la construction. On a ainsi un tablier analogue à celui d'un pont à poutres ordinairement situées sous la chaussée.

Un exemple de ce type d'ouvrage se trouve en France, parmi les ouvrages accessoires du barrage de Donzère-Mondragon, sur le Rhône (C.D. 358). Cet ouvrage, dont la travée centrale a 78,12 m de portée et chaque travée latérale 31 m, est constitué par deux cantilevers symétriques dont les extrémités sont réunies par un joint coulissant. Le tablier est en béton armé. Les haubans sont attachés sur le tablier en des points distants de 12,20 m : il y en a 6 dans la travée centrale et 3 dans chaque travée latérale.

Un autre plus important et entièrement métallique est le Strömsundbrücke (Suède) dont la silhouette est schématiquement reproduite ci-dessous ; il comporte une chaussée de 9,00 m et deux trottoirs de 1,75 m.



L'aspect des ponts à haubans paraît, à beaucoup d'ingénieurs, beaucoup moins agréable que celui d'un pont suspendu à câbles paraboliques et poutres de rigidité.

Emploi des ponts suspendus

Les ponts suspendus sont restés en discrédit jusqu'à ces dernières années, et ils ont encore souvent mauvaise réputation en France, auprès du public mal informé qui les dénomme parfois ponts "mobiles", par opposition aux autres ponts métalliques, qu'il qualifie de "fixes".

Des accidents survenaient d'ailleurs de temps en temps, aux plus vieux de ces ouvrages, à charpente en bois, dont l'entretien est difficile : les ouragans les mettaient à mal, les camions passaient au travers de la couverture qui n'était pas faite pour les supporter (et sur laquelle il leur était d'ailleurs interdit de s'engager). Aussi le public s'imagine parfois qu'un pont suspendu est un ouvrage de caractère quelque peu provisoire, qui ne peut offrir à la circulation ni les commodités, ni la sécurité des autres ponts.

Ces ouvrages peuvent présenter, sans doute, quelques inconvénients inhérents à leur nature, mais la rapide description que nous avons faite des ponts modernes montre qu'ils supportent, tout comme les autres, les surcharges les plus variées, et dépassent aisément en portée libre les plus grands cantilevers.

Les ponts suspendus sont plus sensibles à l'action de la température que les autres ponts métalliques, notamment en raison de l'allongement des câbles de retenue, qui provoque soit des déplacements des chariots placés au sommet des pylônes, soit la flexion ou la rotation de ces pylônes, lorsque les câbles sont invariablement fixés à leur partie supérieure.

En outre, les suspentes ont des allongements thermiques très inégaux, en raison de leur longueur inégale, et il peut en résulter des efforts importants au voisinage des pylônes, lorsque ceux-ci sont en maçonnerie, comme dans tous les vieux ouvrages; on remédie à cet inconvénient en employant toujours aujourd'hui des pylônes métalliques ou en béton armé.

On peut d'ailleurs, quelles que soient les circonstances, déterminer facilement les efforts produits par les variations de la température avec le même degré d'exactitude que lorsqu'il s'agit des surcharges.

Tels qu'ils sont conçus, les ponts suspendus sont, en général, plus déformables, à portée égale, que les ponts métalliques; mais une étude rationnelle peut permettre de leur attribuer toute la rigidité désirable.

Il faut seulement leur donner une contreflèche plus importante qu'aux autres ponts, de manière à prévenir les déformations dues aux accroissements de la température au-dessus de la température de réglage.

En définitive, rien ne justifie, pour les ponts suspendus modernes, la défaveur dont témoignent encore à leur égard certains Ingénieurs. Il existe encore en France des ponts suspendus anciens à plusieurs travées; il est souvent possible de les transformer économiquement en ouvrages modernes, lorsqu'ils possèdent des piles et des culées en bon état. Cette transformation peut même se faire sans gêner beaucoup la circulation, que l'on peut ne pas interrompre complètement, ou détourner.

Lorsque cette transformation ne paraît pas avantageuse, la solution qui consiste à substituer à l'ouvrage existant un pont suspendu comportant une seule travée suspendue de grande portée, et éventuellement deux travées plus courtes l'encadrant, est souvent plus économique que la construction d'un autre pont métallique ou d'un pont en béton armé ou en béton précontraint; elle permet de réaliser des ouvrages qui sont toujours d'une très grande élégance, et qui s'harmonisent remarquablement avec les paysages des grands fleuves de la France.

Chapitre III

Détails de construction des ponts suspendus modernes

Câbles

Les fermes de suspension comportent très généralement aujourd'hui encore, en France, plusieurs câbles paralleles de faible diamètre disposés suivant une seule ou suivant plusieurs nappes superposées ou encore groupés au moyen de dispositifs spéciaux, qui les maintiennent à une distance les uns des autres de l'ordre de leur diamètre. On a recherché très longtemps dans une pareille disposition la possibilité de pouvoir remplacer l'un des câbles sans interrompre complètement la circulation, en se bornant à limiter les surcharges circulant sur l'ouvrage pendant la durée de l'opération.

Cette conception, dont F. Arnodin a été l'apôtre, pouvait être justifiée autrefois, alors que les câbles étaient sujets à périr assez rapidement, en raison de la médiocrité de leur appui ou de leur liaison avec les maçonneries des pylônes ou des ancrages ; il fallait en effet pouvoir les remplacer facilement.(1)

Il n'en est plus ainsi aujourd'hui, puisque l'on sait réaliser rationnellement et dans des conditions de sécurité et de conservation parfaites la liaison des câbles avec les maçonneries.

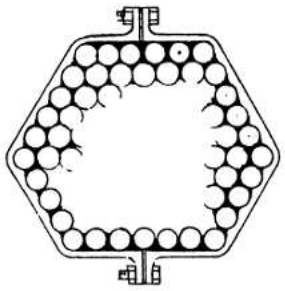
Le principe de l'amovibilité des câbles paraît donc maintenant très dénué d'intérêt ; en tenir compte oblige à prévoir des câbles nombreux, de faible section, ce qui entraîne souvent l'emploi d'un nombre de pièces accessoires de suspension assez important ; ces accessoires, grêles et peu résistants, coûteux, donnent aux ponts suspendus l'aspect d'ouvrages étriqués, composés de pièces de quincaillerie, et l'impression qui s'en dégage n'est certainement pas étrangère au peu de confiance dont ont souvent témoigné les Ingénieurs à leur égard.

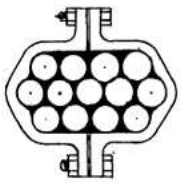
Il faut, au contraire, chercher à employer des câbles aussi gros que possible, de manière à réduire leur nombre, et par conséquent, celui des pièces accessoires de suspension qui deviennent par là même robustes et rigides.

Dans le cas de ponts lourds et de grande portée, il est recommandable de réunir en un seul faisceau d'éléments paralleles les différents câbles ; il existe plusieurs ouvrages en France dans lesquels cette conception est réalisée.

---

(1) Une circulaire du Ministère de l'Intérieur du 27 Décembre 1886 attirait même sur cette possibilité l'attention des Ingénieurs





Au pont de Térénez, sur l'Aulne, la protection du faisceau de câbles a été obtenue au moyen de produits à base de brai de houille stabilisés par soufflage d'air à 200°, plastifiés et dissous dans des solvants appropriés.

S'un de ces produits, la solution E. Bitulac a été déversée sur le faisceau pour obturer les vides entre câbles; un autre, le Bitulatex, qui contient en outre du caoutchouc synthétique formant un film élastique qui évite la trop grande fluidité par temps chaud, a été appliqué à l'extérieur du faisceau, et constitue la peinture d'entretien.

On pourrait améliorer facilement encore les conditions de conservation du câble à éléments parallèles ainsi formé, en l'entourant d'un fil d'acier fin, enroulé en hélice sous tension, comme on le fait dans les ponts suspendus américains pour les câbles à fils parallèles qui, du fait de leur procédé de réalisation ne possèdent que peu de petits vides intérieurs. C'est une solution assez coûteuse, qui n'est guère justifiée que pour des ponts très exposés à l'oxydation, comme ceux que l'on construit sur les estuaires.

Des artifices permettent de donner à la section droite du câble une forme circulaire ; c'est ce qui a été réalisé au pont suspendu de Lion's Gate à l'entrée du port de Vancouver, en remplissant les vides entre les 61 câbles élémentaires au moyen de fourrures en bois de cèdre imprégné ; un fil d'acier doux galvanisé forme frette tout le long du câble.

On a parfois employé à l'étranger, notamment en Allemagne où cet usage est très courant des câbles clos, groupés comme il vient d'être dit ; ces câbles, dont les fils de plusieurs des couches voisines de la surface forment des voussoirs en Z ou cunéiformes, dont les qualités mécaniques diffèrent entre elles et de celles des fils ronds, s'emboîtant les uns dans les autres présentent une surface extérieure lisse, et sont très bien protégés contre l'oxydation, de par leur constitution (1). Mais ils coûtent plus cher que les câbles ordinaires.

Organes intermédiaires entre les câbles et le tablier, ou suspentes.

Les détails de la suspension sont différents, suivant que l'on envisage pour chaque ferme des câbles multiples, ou un seul câble, et suivant la nature des suspentes; ils concernent les suspentes elles-mêmes, leur mode de fixation sur les câbles et leur mode de fixation sur les poutres de rigidité (2).

Les suspentes sont constituées soit par des ronds en acier mi-dur, soit par des câbles à torsions alternatives.

---

(1) Consulter, au sujet des câbles clos les "Conférences sur les téléphériques".

(2) Les dispositions adoptées peuvent être très variées; les figures qui suivent n'ont d'autre but que d'indiquer quelques solutions possibles qui, pour la plupart, ont d'ailleurs été déjà réalisées; mais on peut en imaginer, et il y en a d'autres.

On les calcule généralement en tenant compte de la valeur maximum de l'effort tranchant à l'extrémité d'une pièce de pont. C'est une mesure de précaution qu'il est sage de prendre pour parer à un défaut de réglage éventuel de l'ouvrage. Elle ne conduit d'ailleurs pas à un coefficient de sécurité excessif pour ces organes essentiels, même dans les circonstances normales.

Il est bon de s'en tenir à des contraintes modérées : 16 kg/mm² pour l'acier mi-dur, 18 à 20 kg/mm² pour les câbles, de manière à éviter à la fois un grand allongement, qui se manifesterait par une différence appréciable des déformations verticales de la poutre de rigidité et du câble dans les régions où les suspentes ont une grande longueur, et une sensibilité plus grande aux efforts répétés, quoique tous de même sens, dûs aux surcharges. D'ailleurs, quand il y a plusieurs ronds, ou plusieurs brins de câbles, on n'est pas strictement sûr que leurs tensions sont égales

D'autre part, dans les régions où le câble fait avec l'horizontale un angle supérieur à 17°, environ, on empêche les suspentes de glisser en fixant leurs organes d'attache sur le câble au moyen d'un nombre de boulons suffisant. Cette question est importante et peut avoir des conséquences graves si elle a été négligée, car, au moment des épreuves de l'ouvrage, l'accroissement de tension des cables fait exsuder la matière lubrifiante, et le coefficient de frottement diminue.

L'expérience a montré que, avec 2 boulons de 18 mm, on peut compter sur une résistance au glissement de 4 tonnes; 4 boulons de 18 mm groupés permettent d'obtenir une résistance de 6 tonnes. F. Arnodin indiquait que pour des boulons de 20 mm, en plus grand nombre, la résistance est supérieure à 1500 kg par boulon. Pour des boulons de 25 mm en petit nombre, elle serait de 3 tonnes par boulon. Ces chiffres doivent être utilisés avec un coefficient de sécurité de l'ordre de 3.

Pour les manchons boulonnés sur un câble formé par la réunion de câbles élémentaires, il résulte d'expériences faites en Amérique qu'un coefficient de frottement de 0,15 correspond à un coefficient de sécurité égal à 4 : la contraction des câbles dûe à l'effort de compression assez élevé sous le manchon est la cause de cette valeur élevée. La contrainte des boulons tournés, de 70 mm environ de diamètre était un peu supérieure à 13 kg/mm².

Pour améliorer le frottement entre le câble et le manchon, la surface intérieure de ce dernier portait des rayures transversales (16 rayures pour une longueur de 25,4 mm).

Lorsque le pont est chargé dissymétriquement, le câble, bien qu'il soit associé à la poutre de rigidité par les suspentes, subit non seulement des déplacements verticaux, mais des déplacements horizontaux.

Pour éviter des efforts de flexion dans les suspentes, il est donc nécessaire de leur permettre de tourner autour de leurs points d'attache sur le câble et sur le tablier, dans le plan de suspension. D'autre part sous l'action du vent, les déformations transversales du câble et du tablier sont différentes, dans une même section ; il faut encore que les suspentes puissent tourner à leurs deux extrémités, dans un plan perpendiculaire au plan de suspension. On est ainsi conduit à prévoir des dispositions permettant des déplacements des extrémités dans deux plans rectangulaires.

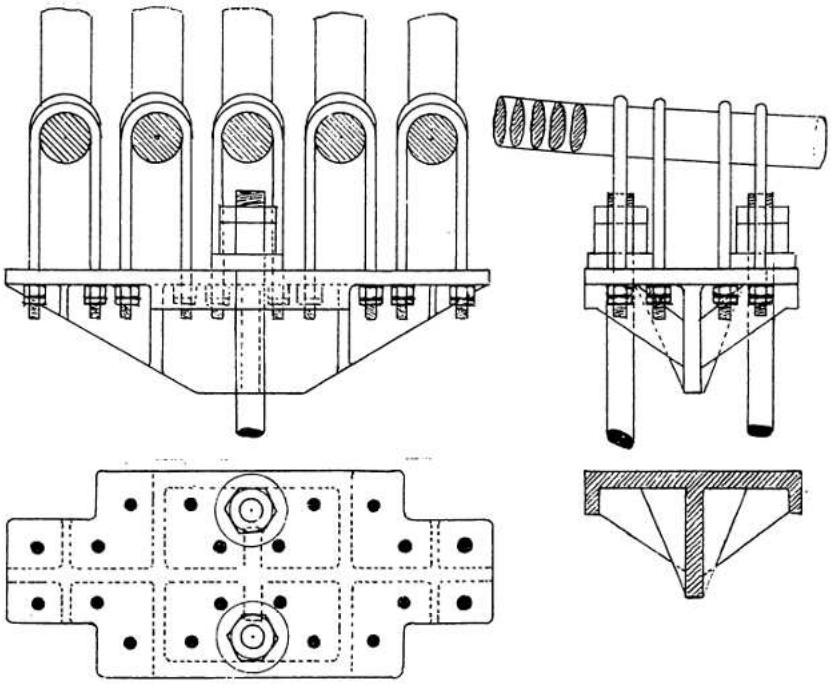
Elles sont plus particulièrement nécessaires dans la région centrale du pont où les suspentes sont très courtes.

Suspentes en ronds

Les suspentes en ronds comportent des parties filetées à leurs extrémités et, si elles sont longues, dans le cours de leur longueur, pour permettre le réglage et l'abouteement ; on a toujours intérêt à refouler à la forge les extrémités avant filetage, de manière que, après filetage, le diamètre à fond de filet soit égal au diamètre du rond. On réalise ainsi une économie de métal, et la résistance de la suspente aux efforts répétés n'est pas affaiblie par le filetage.

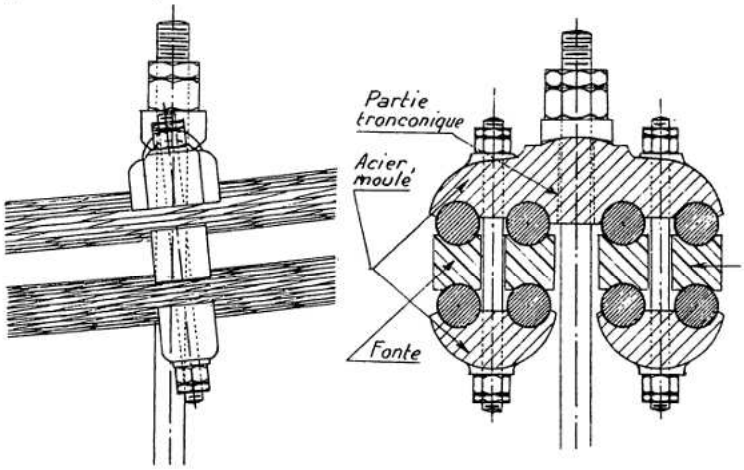
Attache sur des nappes de câbles.

Lorsque l'on a affaire à une ou plusieurs nappes de câbles superposées, il est nécessaire, pour que leurs déformations et par conséquent, leurs contraintes soient les mêmes, que chaque suspente soit reliée à tous les câbles dans une même section verticale, ou tout au moins, dans des sections voisines.



On y parvenait autrefois en les faisant chevaucher par de petits étriers en acier rond, munis à leurs extremités d'un filetage avec écrou et contre-écrou ; les extrémités de ces étriers, dont les longueurs pouvaient être très inégales, s'il y avait plusieurs nappes de câbles superposées, traversaient une pièce en acier moulé, formant le balancier d'appui de l'extrémité supérieure de la suspente, consistant en un ou plusieurs ronds.

Le balancier en acier moulé est préférable à tous les autres dispositifs qui ont été réalisés, parce que c'est une pièce massive, à laquelle il est aisé de donner une grande rigidité, aussi bien dans le sens longitudinal que dans le sens transversal. La répartition de la traction exercée par la suspente entre les chevalets, et, par conséquent entre les câbles, est ainsi assurée dans les meilleures conditions. Néanmoins le réglage reste délicat, et les suspentes ne peuvent pas être facilement articulées à leurs extremités.



Elles sont terminées à leur partie supérieure par un filetage, muni d'un écrou et d'un contre-écrou ; l'appui est pris sur le balancier par l'intermédiaire d'une rondelle entre l'écrou et la table du balancier.

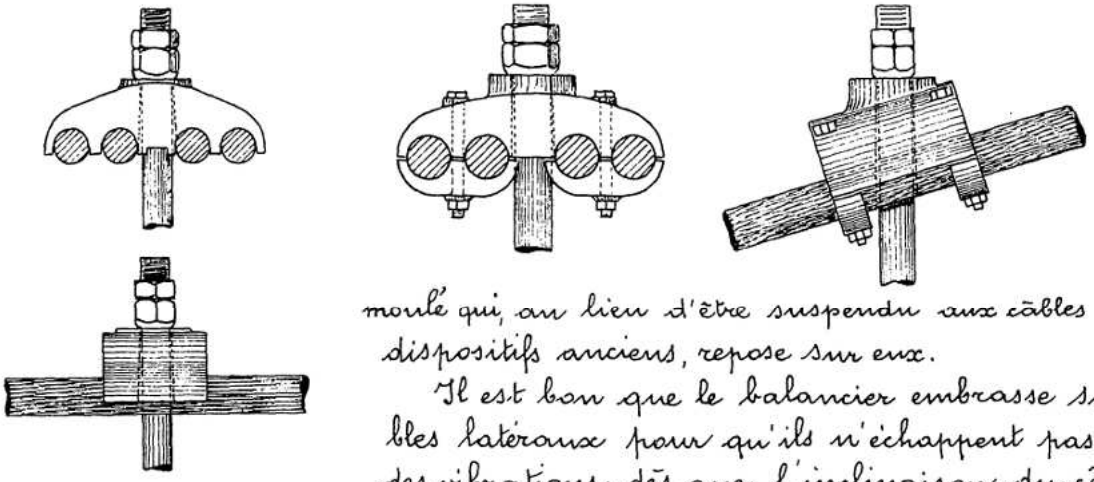
La figure ci-contre représente une disposition qui permet de se passer de chevalets, et qui est particulièrement simple et robuste.

Les câbles sont maintenus en place

dans des logements ménagés à la surface des balanciers, séparés par des cales en fonte qui maintiennent leur écartement et sont disposées pour assurer leur appui sur toute la largeur de l'appareil.

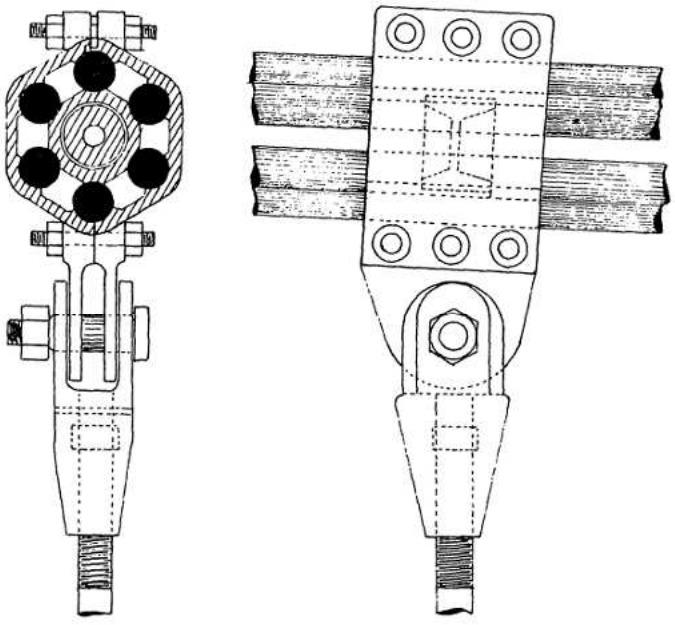
La rondelle sous écrou et la partie du balancier qui la porte sont sphériques.

Un trou tronconique dans le balancier permet les déplacements de la suspente.

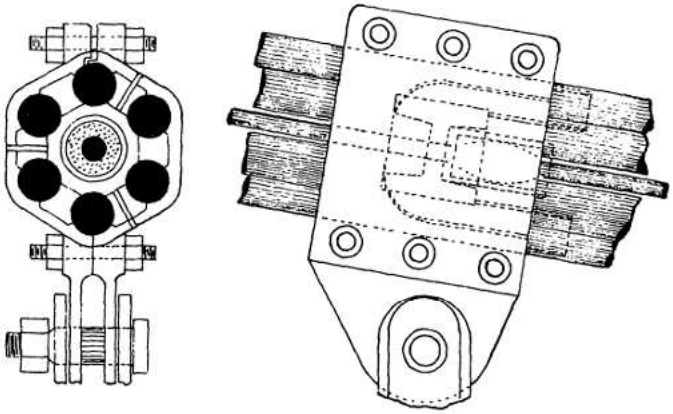


Dans les ponts comportant une seule nappe de câbles, on peut employer un balancier en acier moulé qui, au lieu d'être suspendu aux câbles comme dans les dispositifs anciens, repose sur eux.

Il est bon que le balancier embrasse suffisamment les câbles latéraux pour qu'ils n'échappent pas sous l'influence des vibrations ; dès que l'inclinaison du câble est assez forte, on est conduit à enserrer complètement les câbles, pour avoir une résistance suffisante au glissement.



Lorsque les câbles ne sont pas groupés en nappes, mais sous une forme analogue à celle représentée ci-contre, ils sont serrés par un collier en acier moulé en deux parties contre un noyau de fonte ; le collier porte, à sa partie inférieure des oreilles, traversées par un axe d'articulation, sur lequel est fixée l'extrémité de la suspente, comme il est représenté ci-contre ; la résistance du câble à la torsion étant faible, on a supprimé l'articulation dont l'axe serait perpendiculaire au plan de la figure (à gauche).



Dans les régions où les câbles sont très inclinés, on a même tiré profit de cette disposition pour maintenir chaque collier en place au moyen d'un câble auxiliaire de petite section, qui a été artificiellement renflé aux endroits voulus. Ce câble est disposé suivant l'axe du faisceau, et le collier vient prendre appui contre une coquille en acier moulé dans laquelle le renflement est engagé.(1)

Ce renflement est obtenu par compression d'un court élément du câble,

(1) Une disposition analogue peut être employée si les câbles sont jointifs : le câble auxiliaire est situé sous le câble et est buté contre les joues inférieures du collier entre lesquelles il passe, au moyen d'une bride, contre laquelle vient buter le renflement.

© Ecole nationale

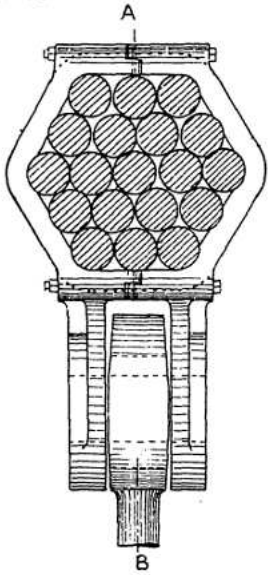
les fils sont alors protégés au moyen de l'alliage habituel.

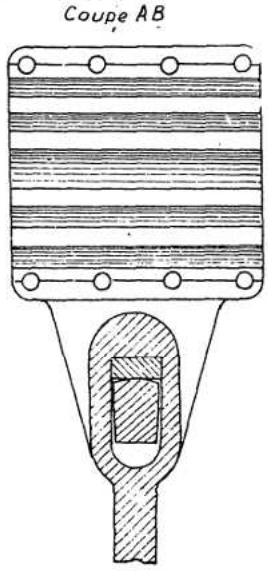
Attache sur un câble unique.

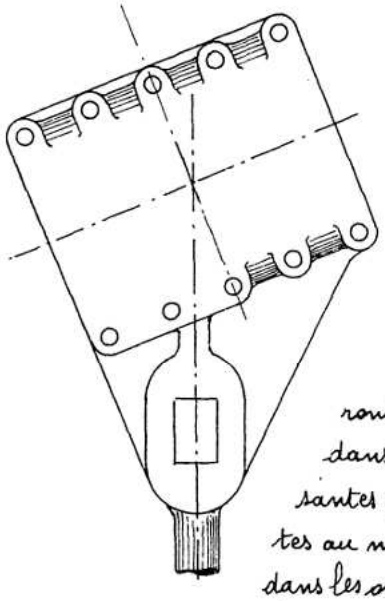
Cette solution n'est pas, à vrai dire, très satisfaisante ; il est beaucoup plus aisé d'employer une suspente en câble. Elle n'a jamais été correctement réalisée, en raison de la complication qui résulte de la présence des axes d'articulation rectangulaires. On la simplifie souvent en supprimant l'articulation d'axe parallèle au câble, comme ci-dessus, et pour la même raison.

L'appareil de fixation des suspentes sur le câble est ici encore un manchon en acier moulé disposé de manière à maintenir au contact des câbles élémentaires, qu'il enserre sur une longueur variable avec l'importance de la nappe, l'effort de traction exercé sur la suspente et l'inclinaison du câble.

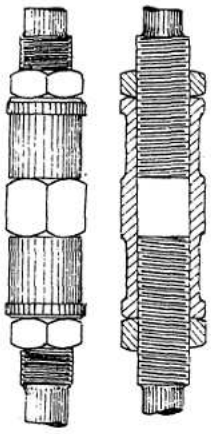
Ces manchons peuvent avoir une section de forme générale circulaire ou polygonale, suivant la disposition donnée aux câbles élémentaires ; il paraît préférable, surtout lorsque l'on emploie des câbles à torsions alternatives, de les disposer de manière à obtenir une figure polygonale, la mise en place des câbles étant plus aisée. Intérieurement, ces manchons sont munis de cannelures, épousant la forme du contour du câble, de manière à assurer le contact et la répartition des pressions dans de meilleurs conditions.







Dans la disposition représentée ci-contre on a remplacé le goujon par une articulation roulante.

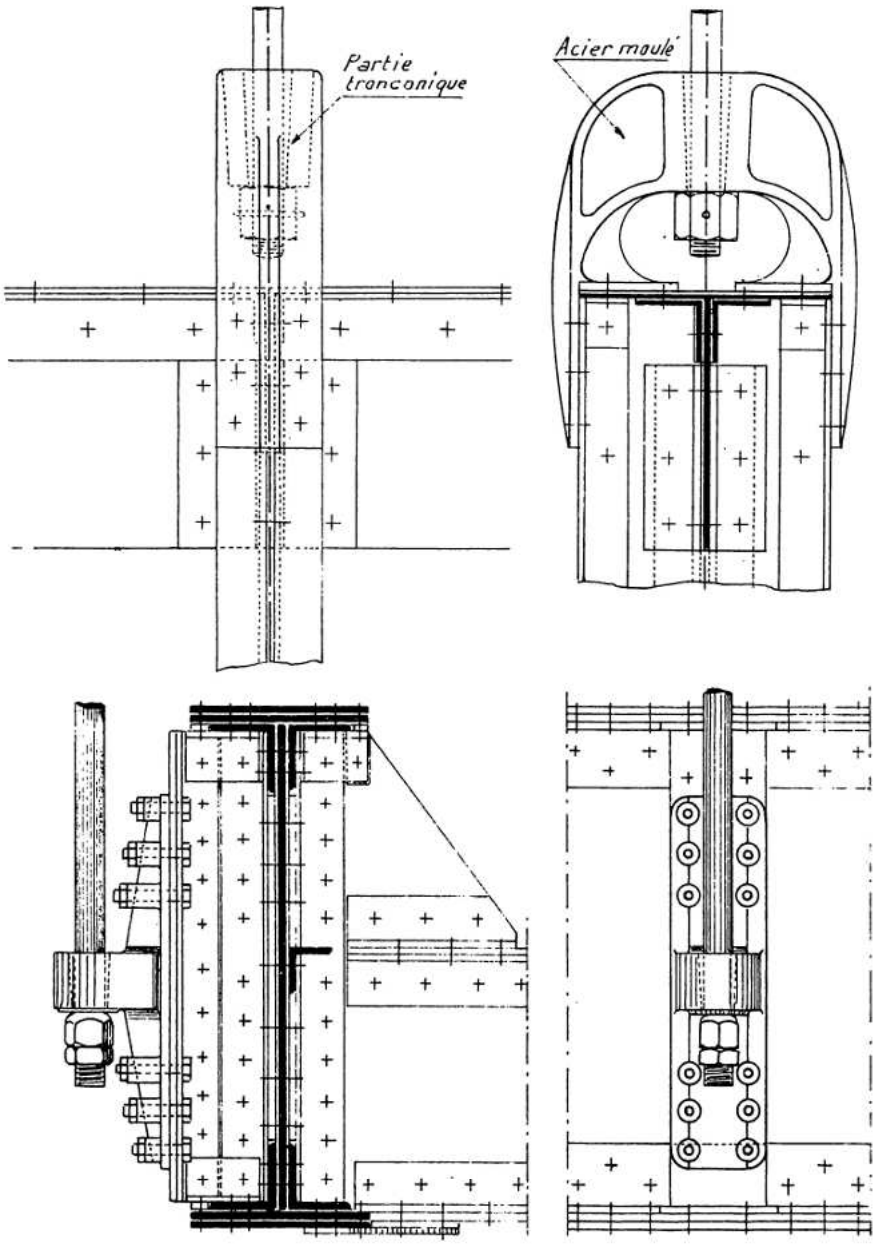


Ses longueurs d'aciers ronds que l'on peut obtenir dans les forges sont insuffisantes pour réaliser les suspentes au moyen d'un seul rond, dans les ouvrages importants ; on obtient la longueur nécessaire en réunissant bout à bout les éléments de la tige au moyen de manchons filetés, les extrémités des barres étant filetées en sens inverse. Ces manchons ont l'inconvénient d'être peu esthétiques, et produisent l'effet de masses additionnelles sur les tiges qui vibrent sous l'action du passage des surcharges et de l'effet du vent.

On doit d'ailleurs toujours prévoir un manchon fileté sur chaque tige, de manière à pouvoir modifier sa longueur au moment du réglage.

Attache sur les poutres de rigidité.

Deux cas sont à distinguer, suivant que la poutre de rigidité comporte une âme simple, ou des membrures à caisson.



Si la poutre de rigidité est à âme simple, on peut fixer la suspente soit à la partie supérieure de la poutre, soit sur une console, par l'intermédiaire d'appareils en acier moulé.

Les deux figures ci-contre indiquent comment ces appareils peuvent être disposés.

Dans la première, l'appareil est muni à sa partie inférieure d'antennes venues de moulage; on les fixe au moyen de boulons sur les montants de la poutre, si elle est triangulée, ou sur les dispositifs de raidissement de l'âme correspondant à chaque pièce de pont, si elle est à âme pleine.

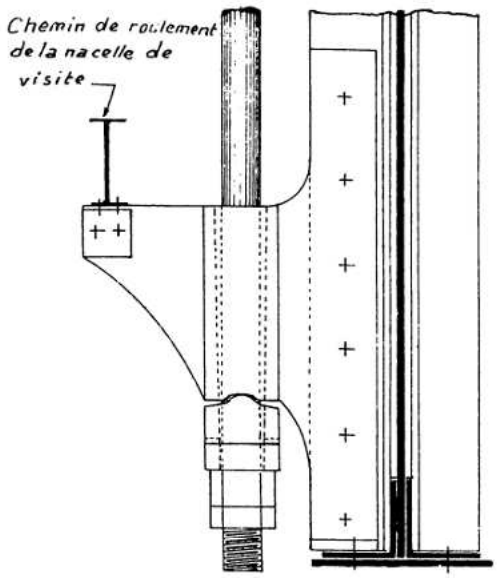
Dans la seconde figure, la console est boulonnée sur un raidisseur de la poutre de rigidité; elle doit être très rigide, et fortement attachée; s'il s'agit, comme ici, d'une poutre de rigidité de faible hauteur, on lui donne une hauteur comparable; s'il s'agissait, au contraire, d'une poutre de rigidité très haute, on donnerait à cette console une hauteur comparable à celle de la pièce de pont, au niveau de laquelle elle serait attachée.

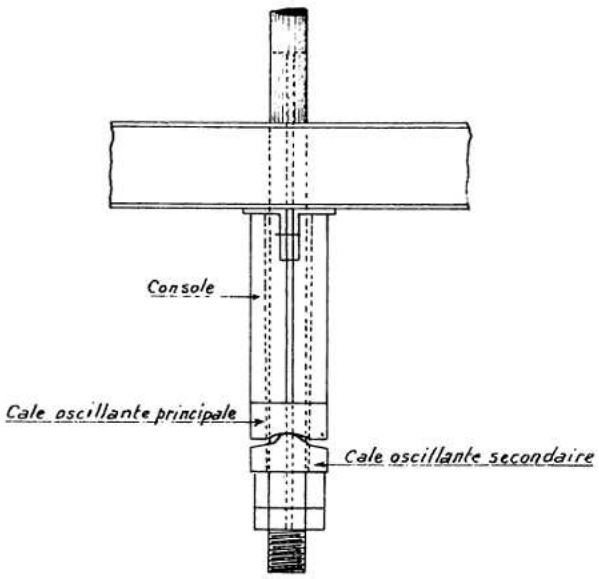
La suspension par console est un dispositif très facile à réaliser, à la condition de bien raidir la section de poutre correspondante; elle permet d'accroître un peu la flèche des câbles porteurs pour une même hauteur de pylônes.

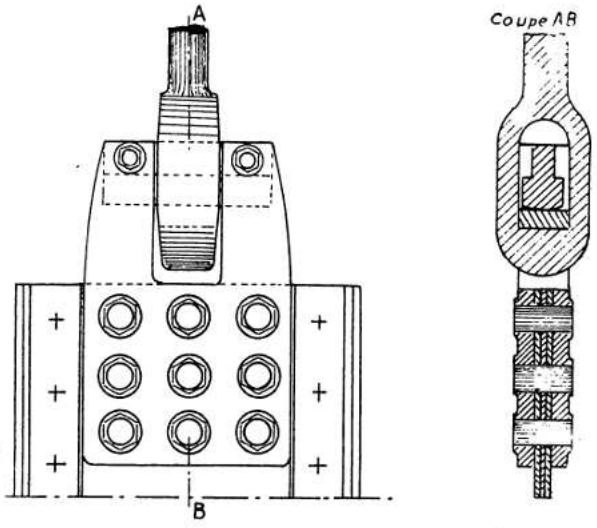
Ces attaches ne peuvent être correctement réalisées qu'avec des boulons tournés, l'appui se faisant sur le corps du boulon (Jeu : 1/10 mm.).

Les articulations réalisées sont sphériques, les surfaces de contact des écrous et des appareils étant taillées en conséquence; des évidements tronconiques permettent le libre déplacement de la suspente, qui n'a qu'à supporter les moments de flexion très faibles provenant des frottements; les mouvements sont d'ailleurs facilités par les vibrations dûes au passage des surcharges.

On utilise également des cales oscillantes superposées, à axes rectangulaires, qui remplissent le même office, comme il est indiqué ci-contre.







On réalise plus facilement, et dans d'excellentes conditions, l'attache des suspentes, lorsque la poutre de rigidité est une poutre à caisson: il suffit en effet de faire passer la suspente entre les bords intérieurs des membrures supérieures, et de la prolonger jusqu'à un appareil en acier moulé relié à la triangulation sur lequel la suspente prend appui par des dispositifs analogues à ceux que l'on a vus pour l'appui sur le collier supérieur.

La figure ci-contre représente l'un d'eux: les remarques faites précédemment pour le cas des poutres à âme simple sont valables dans le cas présent. Il faut toujours avoir soin de prévoir largement le jeu transversal nécessaire pour le libre passage de la suspente entre les bords intérieurs des semelles de la poutre en tenant compte de la déformation horizontale dûe à l'action du vent.

Suspentes en Câbles

On emploie ici également des câbles à torsions alternatives.

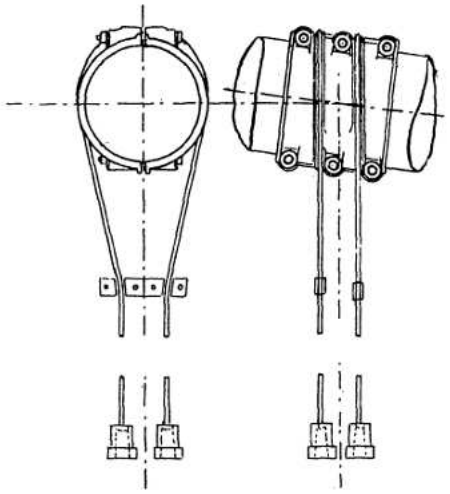
On compte souvent sur la souplesse de la suspente en câble pour supprimer les articulations à ses extrémités: lorsque le câble est terminé par un culot, les fils travaillent à la flexion à sa sortie, et peuvent être détériorés à la longue, au cours des déplacements relatifs du câble porteur et de la poutre de rigidité. Il a paru parfois prudent de prévoir des articulations permettant les rotations aux extrémités dues à l'effet du vent, en raison des grandes déformations qui se produisent pendant la période de montage.

Attache sur les câbles.

En munissant l'extrémité supérieure de la suspente en câble d'un culot traversé par des tiges filetées, on peut la fixer au balancier en acier moulé servant à

transmettre aux câbles porteurs disposés en nappes l'effort de traction correspondant.

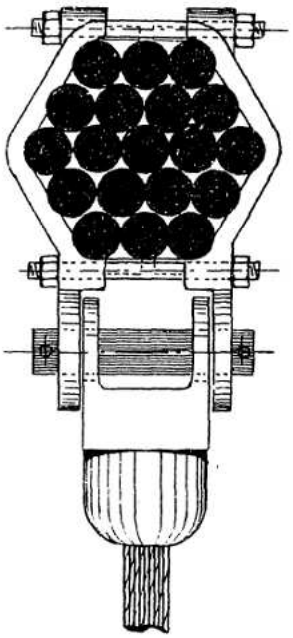
Mais c'est surtout lorsque le pont ne comporte que des câbles groupés autour d'un noyau ou encore un seul ou deux câbles porteurs formés de câbles jointifs que la suspente en câble est utilisée, parce qu'il est extrêmement simple de la fixer au câble porteur: chaque câble suspente est plié en deux brins qui chevauchent un collier en acier moulé enserrant le câble auquel elle doit être fixée ; on les ramène ensuite à l'écartement voulu en les faisant traverser une entretoise en acier. C'est la disposition la mieux adaptée aux grands ponts suspendus, dont la poutre de rigidité comporte des membrures à caisson.



Les colliers portent extérieurement des rainures de guidage, d'orientation variable avec leur position sur le câble.

On remédie à l'inconvénient provenant du tracé brisé imposé au câble-suspente, en ménageant dans l'entretoise des gorges à grand rayon de courbure, munies de bagues en bronze, ou de plomb antimonieux à 10 % pour éviter l'usure des fils sous l'action des frottements. Le réglage doit être très précis pour que les H brins de câble travaillent également.

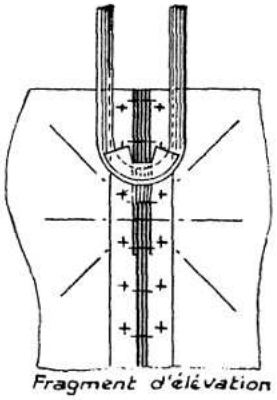
Du fait de la courbure imposée au câble suspente, ce dernier perd une partie de sa résistance par rapport au câble rectiligne, qui varie de 5 à 8 % suivant le rapport du diamètre de la suspente au diamètre du câble porteur.



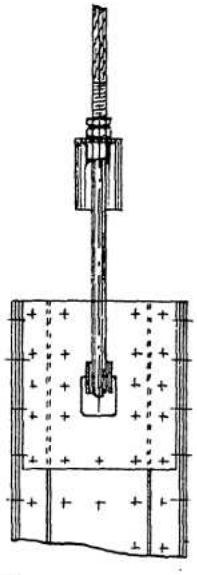
On peut également n'utiliser qu'un seul câble; le culot qui le termine à la partie supérieure est alors muni de flasques qui permettent de le fixer sur un collier analogue à celui est utilisé lorsque la suspente est un rond ; l'appui de ces flasques est un goujon circulaire engagé dans les joues inférieures du collier.

Attache sur les poutres à rigidité.

Cette attache n'est vraiment simple et robuste que s'il est possible de fixer les culots eux-mêmes sur les poutres; sinon, on est obligé de faire traverser les culots par des tiges munies d'écrous et de contre-écrous. Il y a alors fort peu de systèmes d'attache entièrement satisfaisants.



Fragment d'élévation

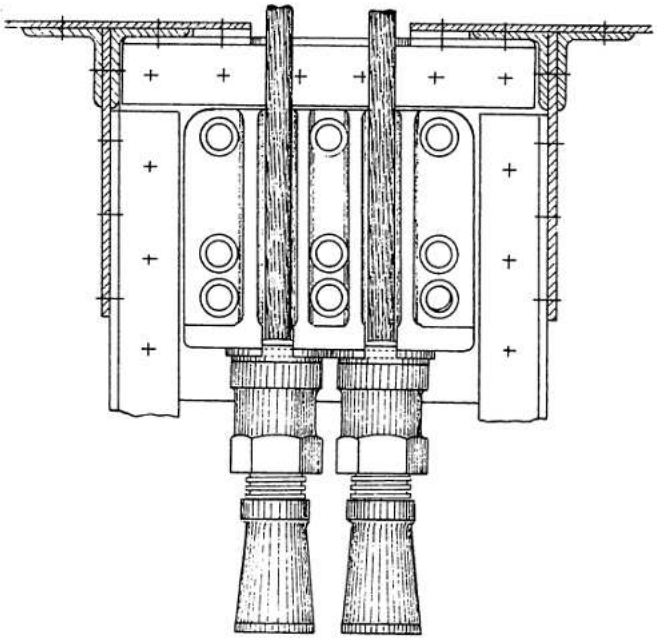


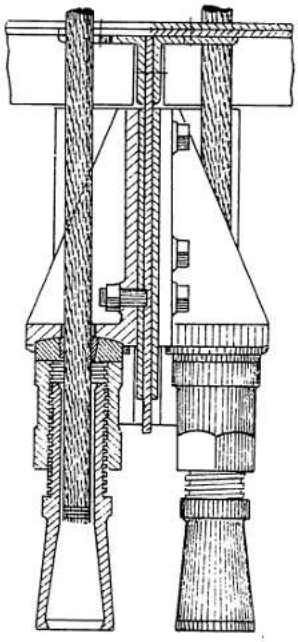
Coupe transversale

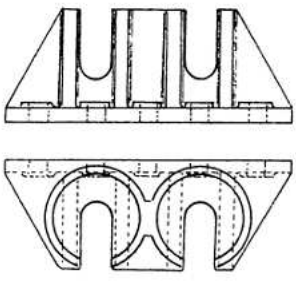
Les dessins ci-contre montrent comment on peut y parvenir dans le cas où la poutre de rigidité comporte des membrures à caisson; pratiquement, d'ailleurs, l'emploi d'un câble porteur unique formé de câbles jointifs ne se conçoit guère que pour des ouvrages d'assez grande portée, pour lesquels une poutre de rigidité à âme pleine ou à membrures à âme simple serait insuffisante. Le câble est fixé par l'intermédiaire d'un culot à deux trous

et d'un étrier qui passe sous une selle usinée en acier moulé prenant appui sur une antenne d'épaisseur convenable, prolongeant le montant ; cette antenne peut d'ailleurs être une pièce en acier moulé en deux coquilles rivées sur la charpente métallique : la selle est alors venue de moulage.

Ce que l'on peut craindre, en particulier, dans un semblable dispositif, c'est que, par suite d'un réglage ou d'un usinage plus ou moins parfaits et des frottements, les deux tiges de l'étrier de fixation travaillent non seulement à la traction (et plus ou moins également), mais encore à la flexion, et que les contraintes maxima supportées soient beaucoup plus élevées que les contraintes moyennes calculées.







Lorsque l'effort de traction de la suspente exige que l'on utilise deux câbles pour la constituer, on peut réaliser un assemblage en utilisant le culot lui-même.

On a représenté ci-contre une solution utilisant des culots à vis ; l'embase des culots prend appui sur des consoles en acier moulé ou en acier laminé soudé fixées sur un diaphragme de la poutre de rigidité.(1)

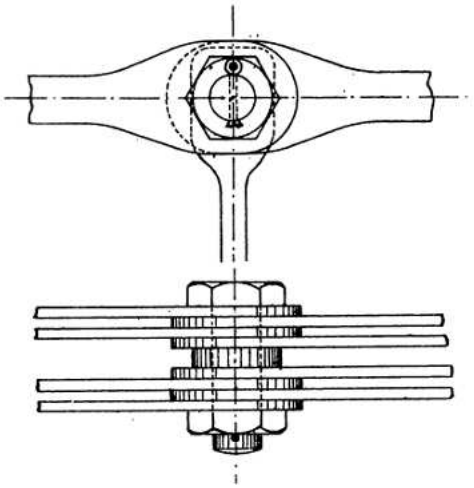
Des solutions analogues peuvent être envisagées si la poutre est à âme simple, particulièrement dans le cas où l'attache est faite sur console extérieure.

Le culottage des suspentes doit être particulièrement soigné, car les culots se trouvent au point bas ; l'obturation de la petite base doit être parfaite, avec les culots ordinaires ; avec les culots à vis, l'embase portante sera munie d'un joint étanche. Cette embase est sphérique, et les consoles d'appui sont usinées à la demande.

---

(1) Cette solution peut être utilisée en fixant des consoles extérieures à la membrure, sur lesquelles viennent s'appliquer les culots ; elle est particulièrement simple si la membrure forme un caisson rectangulaire : les brins des suspentes courtes sont moins déviés.

Suspentes des ponts à chaînes en barres articulées



Dans ce cas, les suspentes sont des barres rondes forgées à leurs extrémités; le gonjon d'articulation des chaînes de suspension pénètre au travers de la tête supérieure de la suspente, qui se trouve ainsi assemblée sur la chaîne de la manière la plus simple.

La fixation de la suspente sur la poutre de rigidité est réalisée suivant l'une des dispositions indiquées précédemment, à propos des suspentes en ronds.

Le principe reste le même quelque soit le nombre des barres qui constitue la chaîne.

Piles

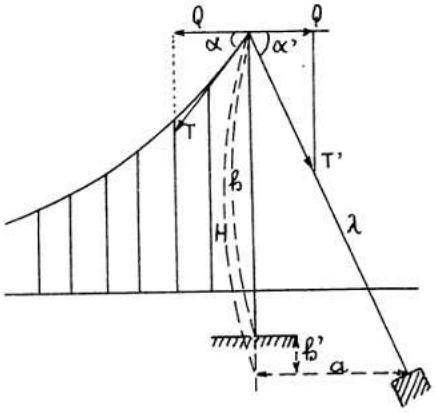
Les piles sont en métal, ou en béton armé, dans la partie, formant généralement portique, située au-dessus du niveau du tablier.

Ces portiques peuvent être encastrés à leur base ou articulés dans une de leurs sections, qui se trouve soit au voisinage du niveau du tablier, soit au voisinage du niveau supérieur de la fondation.

Nous désignerons par pylônes les montants du portique; ils sont sensiblement verticaux.

Pylônes encastrés.

Ils ont à résister: aux efforts de compression dûs aux tensions des câbles porteurs et des câbles de retenue provenant de la charge permanente, des surcharges et des variations de température, soit généralement en outre de leur poids, à $T \sin\alpha + T' \sin\alpha'$, T et T' étant les tractions maxima des câbles porteurs et de retenue, et à des moments de flexion dont la cause première est la modification de longueur des câbles de retenue, dûe aux variations de la température et à l'action des surcharges.[1]



Si l'appareil d'appui des câbles placé au sommet d'un pylône est mobile, on admet parfois que le roulement se fait sans frottement: l'appareil se déplace jusqu'à ce que les composantes horizontales des tractions des câbles porteurs et des câbles de retenue soient égales. Le moment de flexion des pylônes provient uniquement de l'excentricité de l'effort de compression par rapport à leur axe; il est toujours assez faible.

---

[1] Il pourrait se produire également des efforts de torsion, sous l'action de surcharges dissymétriques par rapport à l'axe longitudinal de l'ouvrage, ou de variations inégales de la température pour les câbles amont et aval; dans les conditions habituelles, la rigidité attribuée aux sections successives des pylônes leur permet de résister efficacement à ces efforts.
Les câbles de retenue pourraient être remplacés par ceux d'une autre travée suspendue.

En réalité, pour que l'appareil de dilatation puisse se déplacer, il faut vaincre le frottement de roulement ; l'effort horizontal appliqué à l'appareil est équilibré, tant que le mouvement n'est pas amorcé, par le pylône et le câble de retenue, et l'appareil reste immobile tant que la part équilibrée par le pylône est inférieure à l'effort nécessaire pour vaincre le frottement de roulement. Il en résulte que le pylône travaille nécessairement à la flexion, et dans une mesure qui peut être importante, si l'appareil n'est pas très facilement mobile ; il est donc recommandable d'attribuer aux appareils de dilatation une mobilité plus grande que dans le cas où l'on aurait affaire à un appui de poutre sur une culée pratiquement très peu déformable.

On peut se fixer comme condition que l'appareil se déplace pour une surcharge déterminée placée sur le pont, et en déduire quelle doit être la résistance du pylône à la flexion.

Si l'appareil d'appui des câbles est invariablement fixé au sommet du pylône, la traction supplémentaire des câbles porteurs provenant des surcharges et des variations de la température doit être équilibrée par la traction des câbles de retenue et la résistance à la flexion des pylônes, considérés comme des consoles encastrées à leur base.

La répartition, d'ailleurs variable avec la contrainte subie par les câbles de retenue, puisqu'elle fait intervenir le coefficient d'élasticité apparent de ceux-ci, variable avec leur contrainte, peut être établie d'après le raisonnement suivant.

Soit u_1 le déplacement horizontal du sommet du pylône supposé isolé sous l'action d'une force horizontale[1] égale à l'unité, u_2 le déplacement horizontal de l'extrémité des câbles de retenue, supposés isolés, fixée au pylône. Si on les réunit, la force unité est équilibrée par une fraction k appliquée au pylône, une fraction $(1-k)$ appliquée aux câbles de retenue ; le déplacement commun est

$$U = k\,u_1 = (1-k)\,u_2$$

d'où l'on déduit $\quad k = \dfrac{u_2}{u_1+u_2}\quad,\quad 1-k = \dfrac{u_1}{u_1+u_2}\quad,\quad U = \dfrac{u_1 u_2}{u_1+u_2}$

Ce genre de problème doit en principe être résolu par approximations successives ; mais le résultat est très rapidement atteint, en raison de la forte tension initiale des câbles de retenue dûe à la charge permanente, généralement suffisante pour que leur coefficient d'élasticité apparent soit très peu variable.

Pylônes articulés.

Ils n'ont à résister qu'à des efforts de compression, car on néglige le frottement des articulations de base, et sauf circonstances exceptionnelles, leurs inclinaisons sont toujours assez faibles pour qu'il y ait à se préoccuper des moments fléchissants produits par leur propre poids.

---

(1) On néglige, pour simplifier, la composante verticale de la traction des câbles, dont l'influence est faible sur le déplacement horizontal du pylône ; mais il n'y a aucune difficulté théorique à en tenir compte.

Remarque relative aux effets produits par les variations de la température.

Il peut être nécessaire ici de faire une distinction entre la hauteur dilatable des piles et la distance verticale entre le sommet des pylônes, et le niveau des organes de fixation des câbles sur les massifs d'ancrage.

Si l'on se reporte à la figure précédente, la longueur des câbles de retenue $\underline{\lambda}$ est telle que

$$\lambda^2 = H^2 + a^2 = (h + h')^2 + a^2$$

Sa variation supposée très petite est liée aux variations très petites de $\underline{H}$ et $\underline{a}$ par la relation

$$\lambda \, d\lambda = (h + h') \left(dh + dh' \right) + a \, da = H \left(dh + dh' \right) + a \, da$$

En particulier pour une valeur donnée de $\underline{d\lambda}$, le déplacement horizontal du point de fixation des câbles au niveau du sommet du pylône sera:

$$da = \frac{\lambda}{a} d\lambda - \frac{H}{a} \left(dh + dh' \right)$$

Si la partie de la pile de hauteur h' est en maçonnerie, dont la dilatation est négligeable, et si le pylône est métallique, on a:

$$d\lambda = \lambda \, d\tau \, , \quad dh = h \, d\tau \, , \quad dh' = 0$$

d'où

$$da = \frac{\lambda^2 - Hh}{a} d\tau$$

Action du vent. Les piles et pylônes ont à résister à l'action du vent sur leur propre surface, et sur l'ouvrage : celle-ci se traduit, pour le vent soufflant perpendiculairement aux fermes de suspension, par des forces horizontales appliquées au sommet des pylônes et au niveau des appareils de fixation du tablier sur les piles.

Les pylônes ayant une largeur en élévation relativement faible, tandis que leurs dimensions perpendiculaires au plan des fermes principales sont importantes, il faut examiner leurs conditions de stabilité au cours de la construction, lorsqu'ils sont isolés, et sous l'action du vent soufflant parallèlement au plan des fermes de suspension.

Flambement. Les pylônes munis d'un appareil d'appui fixe n'étant pas libres à leur extrémité supérieure ne peuvent être considérés comme des mâts, à l'égard du flambement dans un plan parallèle à celui des fermes de suspension. S'ils sont encastrés à la base, ils sont assimilables à une poutre encastrée à une extrémité et articulée à l'autre; s'ils sont articulés, ils se comportent comme une poutre articulée à ses deux extrémités.

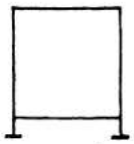
En l'absence d'une traverse supérieure, ils se comportent comme des mâts à l'égard du flambement dans le sens perpendiculaire au plan des fermes de suspension.

Si l'appareil d'appui est mobile, ils se comportent comme des mâts dans un plan parallèle au plan de suspension.

Constitution des pylônes.

Les deux pylônes formant les montants du portique sont ordinairement reliés à leur partie supérieure par une entretoise de grande hauteur qui sert à les contreventer, et à donner au portique une rigidité transversale très importante.

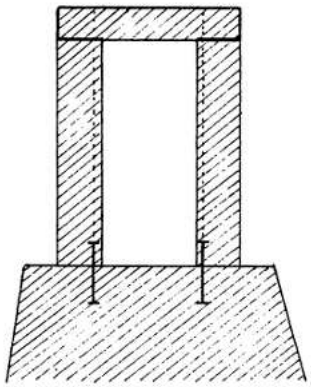
Fréquemment, d'autres entretoises, situées au-dessus du niveau de la chaussée, auxquelles on associe souvent des triangulations, concourent à rendre le portique indéformable.(1)



Si les pylônes sont articulés, on complète le portique par une entretoise placée sous le niveau de la chaussée, à peu de distance au-dessus de la section d'articulation : les longerons d'extrémité du tablier viennent fréquemment s'appuyer sur cette entretoise.

L'entretoise supérieure peut avoir en outre pour rôle essentiel, dans le cas où les suspentes sont verticales, de reporter sur les pylônes les efforts qui lui sont transmis par les câbles.

Dans ce cas, en effet, il est matériellement impossible, si les montants sont verticaux et si l'on ne veut pas accepter une réduction de la largeur du tablier au droit des portiques, que le plan vertical des fermes de suspension coïncide avec le plan axial de chaque pylône.



On conçoit que, plus la rigidité de l'entretoise est importante, plus les efforts sont centrés sur les pylônes : si elle était infinie, les pylônes ne subiraient aucune flexion du fait de l'excentricité des charges.

On peut d'ailleurs calculer les efforts correspondants, et le problème est particulièrement simple lorsqu'il n'y a pas d'entretoises intermédiaires : dans le cas où les pylônes sont encastrés, le portique est une poutre à béquilles encastrées ; dans le cas où ils sont articulés, c'est un cadre reposant sur deux appuis, qui pratiquement équivalent à des encastrements, au sens où on l'a entendu dans l'étude du contreventement des arcs.

On peut disposer les suspentes obliquement par rapport au plan longitudinal axial de l'ouvrage, puisqu'elles doivent être articulées à leurs deux extrémités ; les axes des nappes de câbles peuvent alors se trouver dans les plans de symétrie des pylônes, à leur point de passage sur chaque portique. On remarquera que dans ce cas, ces axes décrivent des courbes gauches.

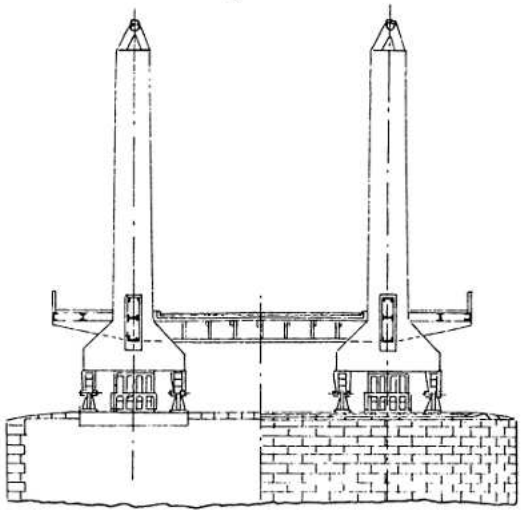
Mais il semble préférable, tant pour la simplicité de la construction que pour obtenir un effet architectural plus satisfaisant, d'incliner légèrement les montants du portique vers l'intérieur de l'ouvrage : les fermes de suspension peuvent être ainsi disposées dans des plans verticaux, et les appareils d'appui des câbles dans les plans axiaux des montants. Dans ce cas l'entretoise supérieure est indispensable.

---

(1) Si le portique est en béton armé, des voiles pleins ou ajourés sont recommandables, et se prêtent particulièrement bien à la décoration.

On peut désirer supprimer cette traverse, pour des raisons d'aspect, et notamment lorsque les pylônes ne sont pas très élevés au-dessus du tablier ; cette solution est rarement adoptée.

Elle a été réalisée au pont de Chelsea, à Londres (du type à ancrages sur poutres de rigidité), comme le montre la figure ci-contre. Les pylônes, indépendants l'un de l'autre, reposent sur un appui central à rotule, très important, et sur deux appareils latéraux à gonjons, qui contribuent à accroître leur stabilité transversale ; ils sont en métal.

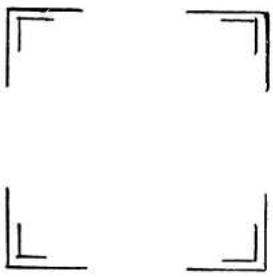


On peut également envisager deux pylônes reliés l'un à l'autre par une entretoise disposée à leur partie inférieure ; le béton armé se prête bien à cette disposition ; la base des pylônes forme articulation roulante.

Il faut que l'entretoise soit spécialement armée pour résister aux efforts de torsion qui pourraient résulter soit des surcharges dissymétriques par rapport aux nappes de suspension, soit d'une inégalité de l'action de la température sur les fermes de suspension ou les câbles de retenue.

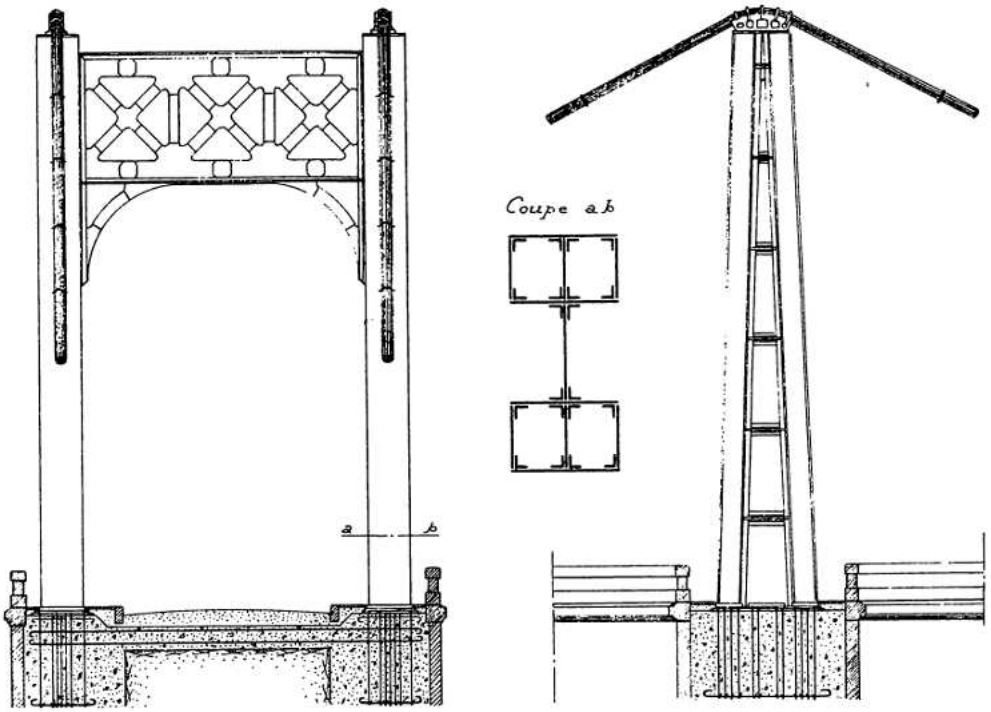
Portiques métalliques.

Les pylônes métalliques, lorsque les portées sont faibles et surtout lorsqu'il s'agit de pylônes de supports de câbles de chantier, sont constitués essentiellement par les 4 arêtiers, en cornières, munies ou non de semelles, et réunies sur les 4 faces soit par une âme pleine, soit par une triangulation ; dans ce dernier cas, il est bon de remplacer à la partie inférieure la triangulation par une âme pleine sur une hauteur de l'ordre de 1,00 m, de manière à former une ossature rigide, apte à résister aux chocs éventuels des véhicules, et de remplir de béton la cavité correspondante.



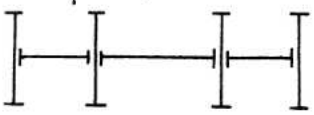
A la partie supérieure du pylône où les efforts sont particulièrement importants et très concentrés, on remplace également les triangulations par des âmes pleines ; on complète l'ossature par des poutres à âme pleine rigides en I, disposées parallèlement aux faces du pylône, de manière à répartir les efforts entre les arêtiers.

Afin de s'opposer au flambement des arêtiers isolés, sur toute leur longueur, on munira le pylône de diaphragmes horizontaux, en treillis ou à âme pleine, de manière à les solidariser ; dans cette hypothèse, on vérifiera en outre que chaque arêtier ne peut pas flamber entre deux diaphragmes.



Lorsqu'il s'agit de ponts plus importants, il n'est plus possible de constituer les pylônes au moyen de 4 arêtiers seulement ; on peut tout d'abord employer deux éléments formant caissons reinis par une âme, comme on l'a représenté sur la figure ci-contre, relative au cas où le pylône doit résister à des moments de flexion déjà assez importants.

On a parfois utilisé, en Amérique, un assemblage de profilés analogue à celui qui est représenté ci-contre.



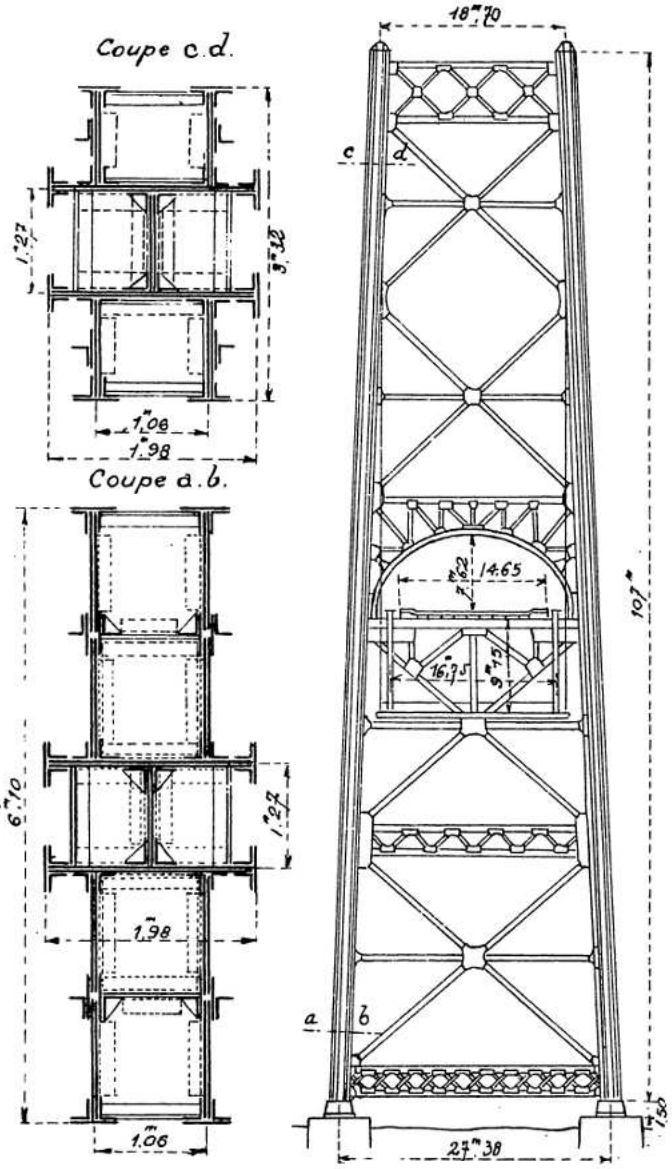
Mais, dans les grands ponts, les pylônes sont construits au moyen de caissons juxtaposés, à âmes pleines, disposés de manière que l'on puisse circuler dans chacun d'eux, et passer de l'un dans l'autre ; leur nombre est variable avec la section considérée.

On a reproduit ci-après les coupes transversales de l'un des pylônes du pont de Bear Mountain, celle du bas étant faite au voisinage de la base, celle du haut au voisinage du sommet, ainsi que l'élévation transversale correspondante.

La grande hauteur du portique a permis, sans nuire à l'esthétique, d'incliner les fibres moyennes des pylônes sur la verticale, de manière à disposer les fermes de suspension dans des plans verticaux.

On peut obtenir, avec des caissons juxtaposés, des aspects très variés, et un élancement apparent très accusé qui permet de donner à la fois aux ouvrages un caractère de grande puissance alliée à une très grande légèreté.

Lorsque les pylônes ne sont pas articulés à leur base, ils doivent être invariablement reliés à la maçonnerie ; à cet effet, s'il s'agit d'ouvrages peu importants, on borde leur partie inférieure de cornières de fort échantillon et on les fixe sur une plaque d'acier épaisse, de manière à répartir aussi uniformément que possible les pressions sur la maçonnerie sous-jacente. Cette plaque est ancrée dans les maçonneries par l'intermédiaire de boulons à longue tige.



Dès que la portée est un peu importante, on utilise des appareils d'appui en acier moulé présentant une grande rigidité.

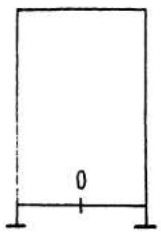
Il peut être intéressant de donner à la section transversale de chaque montant une forme en T, qui se prête bien à la résistance à la flexion dans deux directions rectangulaires.



Dans les grands ouvrages, on ne prévoit pas d'appareils de dilatation au sommet des pylônes métalliques : ils sont encastrés à leur base, et leur flexibilité est suffisante pour permettre les déplacements dûs aux variations de longueur des câbles de retenue.

Quand les pylônes sont articulés, comme la flexion subie par le portique dans le sens transversal est très faible, la semelle du balancier inférieur est toujours disposée horizontalement.

La base du portique est généralement munie d'un balancier en acier moulé portant une cavité cylindrique, qui peut rouler sur un cylindre en acier moulé fixé aux maçonneries ; les centres sont situés au-dessous de la surface de contact, et les rayons sont légèrement différents.



Lorsque les dimensions du portique sont importantes, et qu'il forme un cadre, on peut réduire les effets des variations de la température en coupant l'entretoise inférieure en son milieu 0, et en réunissant les deux moitiés par un dispositif qui, permettant la dilatation, est néanmoins susceptible de transmettre les efforts verticaux.

Portiques en béton armé

L'emploi du béton armé permet d'obtenir des effets architecturaux très variés, et de mettre l'ouvrage en harmonie avec la région dans laquelle il se trouve.

On peut réaliser des pylônes très étoffés et creux assez faiblement armés, et disposer à l'intérieur un escalier, permettant d'accéder à la partie supérieure pour visiter les appareils de support des câbles. Ce seront d'ailleurs des appareils de dilatation, si les pylônes sont encastrés à la base, car l'inertie qui résulte de leurs dimensions est très importante.

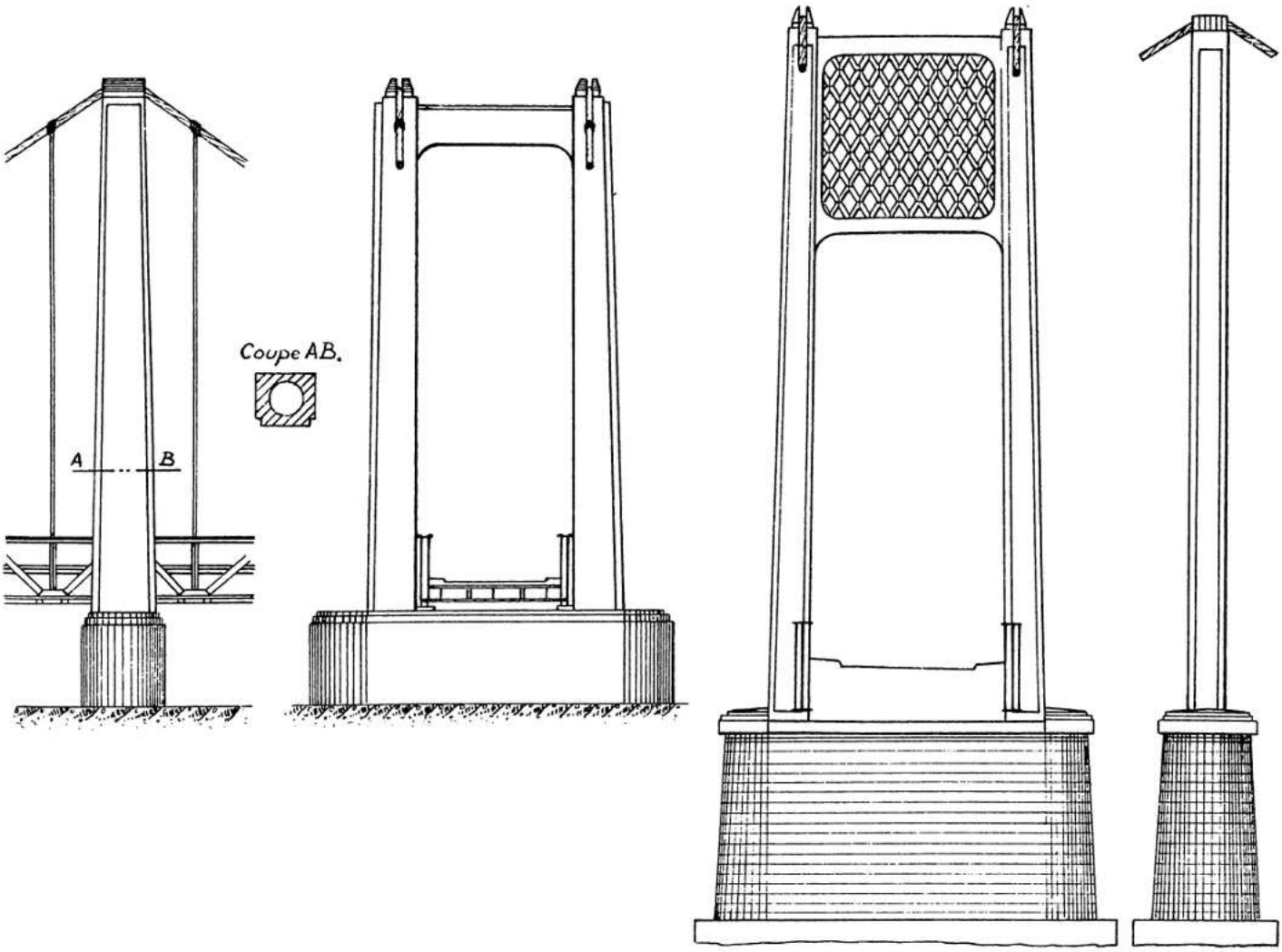
On peut, également, réaliser des pylônes pleins plus grêles, et plus fortement armés, pour obtenir l'encombrement minimum. Il est alors souvent possible de se passer d'appareils de dilatation, et de compter uniquement sur la flexibilité des pylônes pour suivre les variations de longueur des câbles de retenue ; il est parfois nécessaire de réduire les déplacements vers le fleuve, en tendant ces câbles un peu plus qu'il serait strictement utile pour l'équilibre sous la seule charge permanente.

Les figures ci-contre indiquent les deux solutions-types correspondantes.

Très généralement, les portiques en béton armé sont encastrés, au voisinage du niveau du tablier dans les maçonneries des piles, ou même plus bas.

Mais ils peuvent également être articulés ; cette disposition a été réalisée au pont du Teil sur le Rhône, en employant des appareils en acier moulé, encastrés l'un dans le pylône l'autre dans l'infrastructure en maçonnerie. Cette disposition n'est pas recommandable : il est beaucoup plus simple d'employer le béton fretté. Les surfaces en contact, frettées largement peuvent servir de surfaces de roulement ; la construction est plus simple qu'avec l'acier moulé, la surface supérieure pouvant être obtenue par moulage sur une forme réalisée avec un mélange de ciment et de sciure de bois recouvrant la rotule inférieure.

On peut, plus simplement, utiliser des articulations du type Freyssinet, si l'angle de rotation des pylônes reste relativement faible.



Appareils spéciaux à disposer aux extrémités des poutres de rigidité.

Ces appareils ont pour objet de s'opposer aux déplacements horizontaux transversaux des extrémités du tablier sous l'action du vent, et à leurs déplacements verticaux sous l'action des variations de la température et des surcharges.

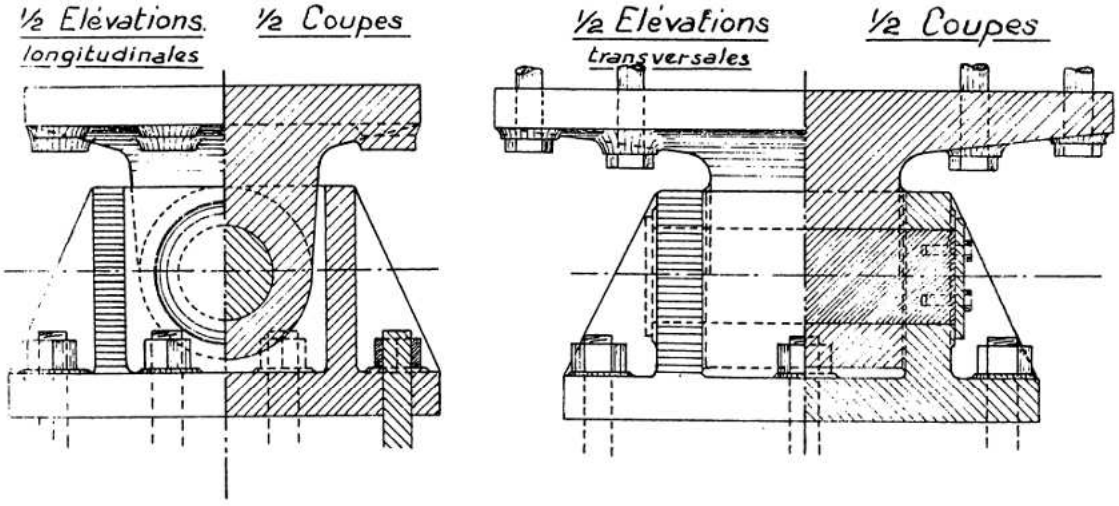
Les derniers doivent être conçus de manière à permettre les rotations de ces extrémités autour d'axes horizontaux, les poutres de rigidité étant articulées à leurs extrémités.

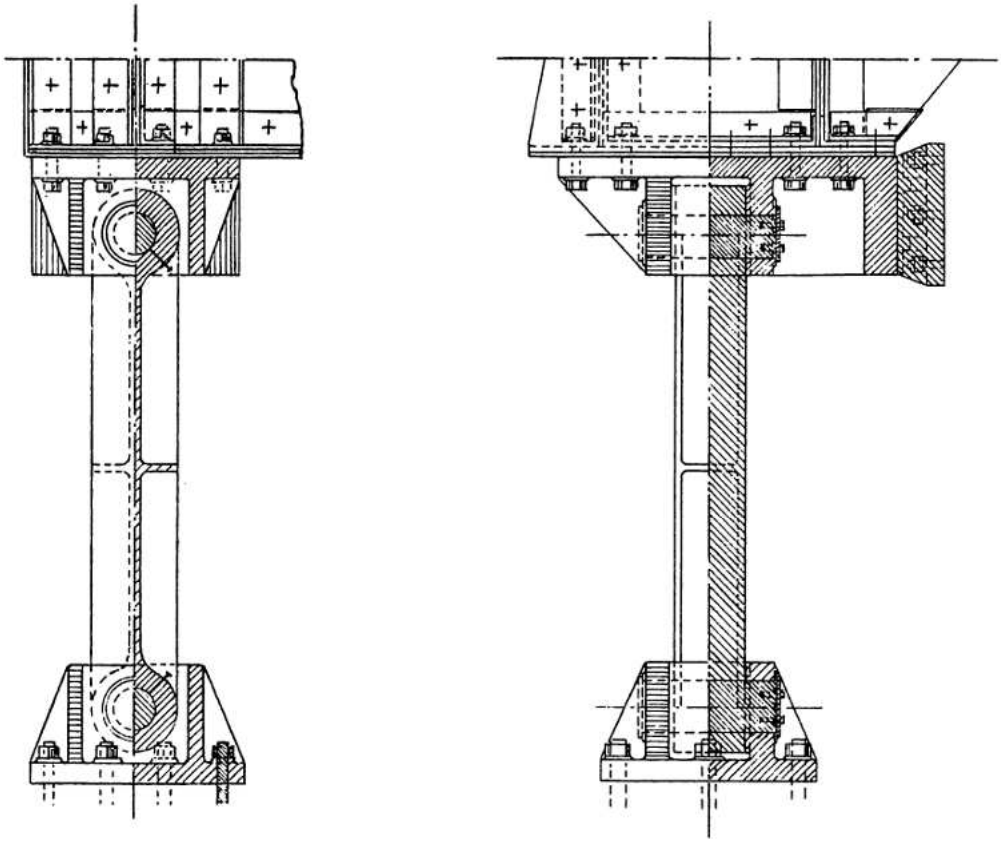
On peut d'ailleurs utiliser des appareils s'opposant à la fois à ces deux natures de déplacements.

De plus, les surcharges dissymétriques produisent un déplacement longitudinal du tablier, consécutif à une déformation dissymétrique du câble. On ne s'en préoccupe guère que dans les ouvrages très importants, en limitant les déplacements du tablier par des tampons amortisseurs disposés aux extrémités, prenant appui sur les piles et les culées, semblables à ceux qui sont utilisés dans les ponts mobiles.

On emploie souvent des appareils mobiles aux deux extrémités du tablier; cette disposition présente l'avantage que, dans un pont très long, les déplacements dûs aux variations de la température sont réduits de moitié, ce qui permet d'assurer plus facilement la continuité de la chaussée. Toutefois, elle n'est pas sans inconvénient: en raison des déformations longitudinales des câbles provenant des surcharges dissymétriques, le tablier est constamment sollicité par un mouvement longitudinal de va-et-vient, qui fatigue les appareils et leurs articulations; il peut même venir buter contre les maçonneries des piles ou des culées.

Il paraît préférable, lorsque les travées sont relativement courtes, de disposer deux appuis fixes à une extrémité et deux appuis mobiles à l'autre: ce serait par exemple le cas des travées latérales d'un pont à 3 travées suspendues. Les appareils fixes, comme les appareils d'appui mobiles doivent permettre des butées transversales, pour équilibrer les efforts dûs au vent. Ils sont essentiellement constitués par deux balanciers en acier moulé, portant un goujon commun; le balancier inférieur porte des butées entre lesquelles vient s'engager le balancier supérieur. Afin de permettre les rotations du tablier sous l'action du



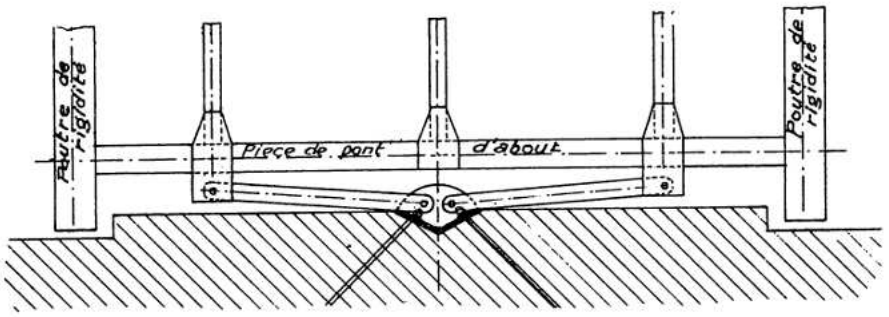


vent, le goujon est monté avec un jeu suffisant.[1]

Les appareils mobiles consistent essentiellement en une bielle, fixée à deux balanciers (type analogue à celui qui est employé dans les ponts cantilever). Le balancier supérieur peut buter contre un autre balancier en acier moulé fixé aux maçonneries : l'une des surfaces de contact est plane, l'autre est cylindrique, à génératrices verticales, pour permettre la rotation du tablier sous l'action du vent.

S'il s'agit de travées de grande portée, comme la travée centrale d'un pont à 3 travées suspendues, les appareils mobiles placés à une extrémité sont de même type que le précédent. A l'autre extrémité, on dispose un appareil d'appui fixe avec butées latérales, comme celui qui est décrit ci-dessus, et un appareil d'appui mobile ne comportant pas d'organe de butée, de manière à faciliter les rotations dues à l'action du vent. Cet appareil peut, sans inconvénient, être muni d'une bielle plus courte que les autres.

Les dispositions peuvent d'ailleurs être très variées suivant l'importance des ouvrages. Voici quelques indications, relatives à des ouvrages de dimensions courantes.

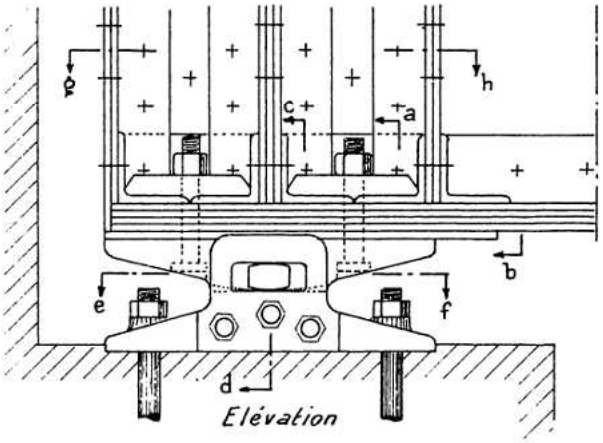


On peut fixer sur la pièce de pont d'extrémité des bielles articulées à leurs abouts, d'une part sur des goussets fixés sur la pièce de pont à l'aplomb des longerons extrêmes, et d'autre part sur un appareil en acier moulé convenablement scellé sur les maçonneries dans l'axe de l'ouvrage.

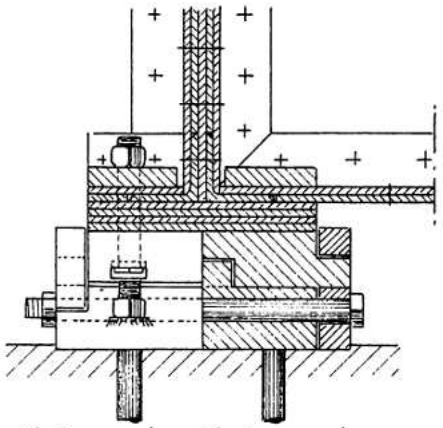
(1) Pour les ouvrages de très grandes portées, il est prudent de prévoir des appareils de dilatation permettant les rotations autour d'axes horizontaux rectangulaires, en raison des déformations dues à l'effet du vent; ces axes sont situés dans le même plan horizontal. Le pendule se compose alors en fait de deux bielles, dont les faces sont rectangulaires.

On a représenté ci-après deux appareils assurant à la fois la fixité de l'extrémité d'une poutre de rigidité dans le sens horizontal, tout en permettant la dilatation.

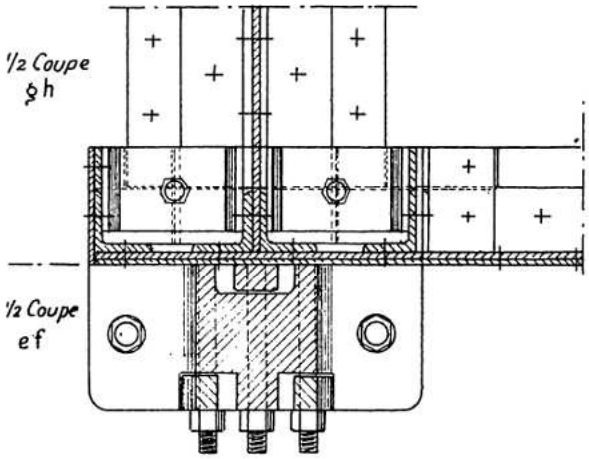
Dans le premier, le balancier supérieur qui peut rouler sur le balancier inférieur ne peut se soulever, car il est terminé latéralement par deux tenons qui s'engagent dans des brides, boulonnées sur le balancier inférieur, portant une ouverture. Cette ouverture est assez longue pour permettre la dilatation.



Elévation

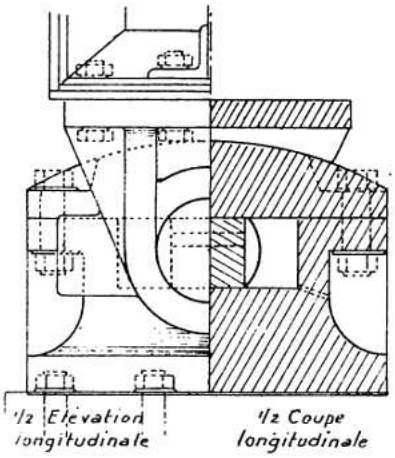

½ Coupe ab ½ Coupe cd

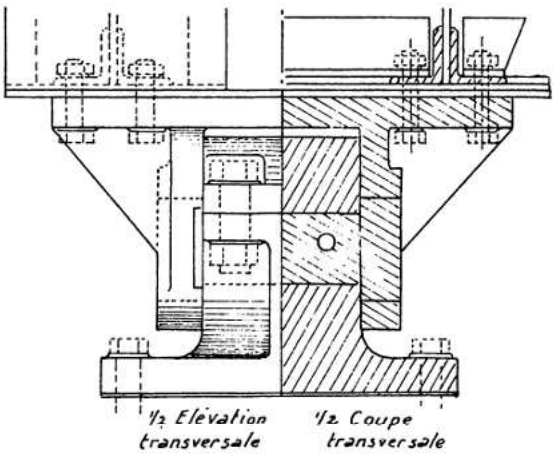
Le balancier inférieur porte une antenne, profondément engagée dans le balancier supérieur, qui s'oppose aux déplacements transversaux de ce balancier, et de l'extrémité de la poutre, qui est boulonnée sur lui.



Dans le second appareil, qui se rapporte à un ouvrage beaucoup plus important, le balancier inférieur est en deux parties, fortement boulonnées l'une sur l'autre; elles enserrent, à frottement doux, un axe en acier carré, terminé à ses deux extrémités par des parties cylindriques, qui sont portées par des flasques du balancier supérieur, boulonné sur la poutre de rigidité.

Le carré, entraîné par ce balancier peut se déplacer à l'intérieur de la cavité close existant entre les deux parties du balancier inférieur, remplies d'un lubrifiant assez consistant.


½ Elévation longitudinale ½ Coupe longitudinale


½ Elévation transversale ½ Coupe transversale

L'appareil s'oppose donc au soulèvement; l'appui du balancier inférieur contre les flasques du balancier supérieur s'oppose aux déplacements transversaux.

On remarquera que ce dispositif forme en même temps un amortisseur, à l'égard des mouvements longitudinaux du tablier dûs aux surcharges dissymétriques.

Ces appareils seraient très simplifiés s'il n'était pas nécessaire de permettre la dilatation.

Il est à peine besoin de rappeler que les balanciers inférieurs doivent être fortement ancrés sur les maçonneries, c'est-à-dire au moyen de boulons dont les tiges offrent une adhérence suffisante, et intéressent un volume de maçonnerie suffisant pour résister avec sécurité aux efforts de soulèvement.

Tous ces appareils sont en acier moulé.

Organes de support des câbles sur les pylônes

Les organes de support des câbles sur les piles peuvent soit se déplacer sur la surface supérieure des portiques, soit leur être invariablement reliés.

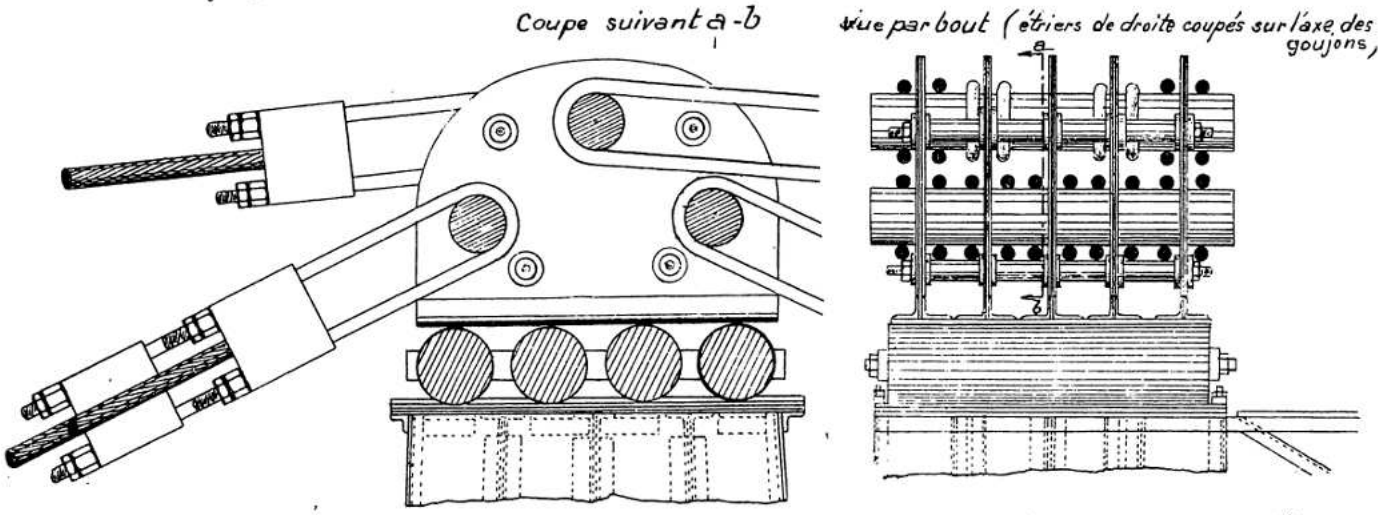
Dans le premier cas, ce sont des chariots de dilatation ; dans le second cas, ce sont des selles en acier moulé, fixées au moyen de boulons.

Les appareils mobiles doivent être surveillés d'une façon particulière ; contrairement à ceux des autres ouvrages métalliques, ils ne sont nullement protégés par la charpente contre les intempéries, le soleil ou le vent. Le graissage initial doit donc être fréquemment renouvelé.

On a parfois placé les rouleaux dans un carter étanche, protégé par une tôle portée par l'appareil en acier moulé, et débordant largement sur tout le pourtour du carter, rempli d'huile fluide de graissage, de manière à éviter toute introduction d'eau par suite de rafales.

Cas où les fermes de suspension comportent plusieurs câbles.

Lorsque chaque ferme de suspension comporte plusieurs câbles, on emploie, pour les ponts de médiocre ouverture, des appareils sur lesquels les câbles sont fixés par des étriers et des goujons, comme le représente la figure ci-contre ; elle se rapporte à un pont

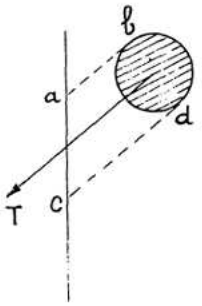


à plusieurs travées, chaque ferme de suspension comportant une seule nappe de câbles porteurs, à laquelle est adjointe une seule nappe de câbles de tête (1)

(1) Les appareils sont nécessairement mobiles quand le pont comporte des câbles de tête et que les pylônes sont encastrés.

On calcule approximativement ce dispositif de la manière suivante ; l'ensemble des tôles verticales servant de support aux goujons doit pouvoir résister aux tractions maxima transmises par l'une des travées, en travaillant à une contrainte moyenne que l'on choisit assez faible (6 à 8 kg/mm² par exemple), en raison de l'inégale répartition des contraintes. De plus, la pression diamétrale moyenne des goujons sur les tôles doit être de l'ordre de grandeur de la contrainte de sécurité que peut supporter le métal à la traction ; enfin, la position des goujons par rapport aux bords des tôles doit être telle que l'on n'ait pas à redouter leur cisaillement.

Soit T l'effort de traction, qui s'exerce sur le goujon, a b et c d les parallèles à T tangentes aux bords du trou correspondant. On admet généralement que, si e est l'épaisseur des tôles intéressées, la contrainte moyenne au cisaillement $\frac{T}{e(ab + cd)}$ doit être inférieure ou au plus égale à la limite autorisée pour le cisaillement du métal.



Les rouleaux de dilatation sont déterminés comme ceux des appareils de dilatation des ponts à poutres ; il est prudent d'abaisser la contrainte diamétrale moyenne admise dans ce cas, si les piles n'offrent pas une grande rigidité ; on sera donc conduit à accroître le diamètre des rouleaux, et à leur conférer ainsi une plus grande mobilité.

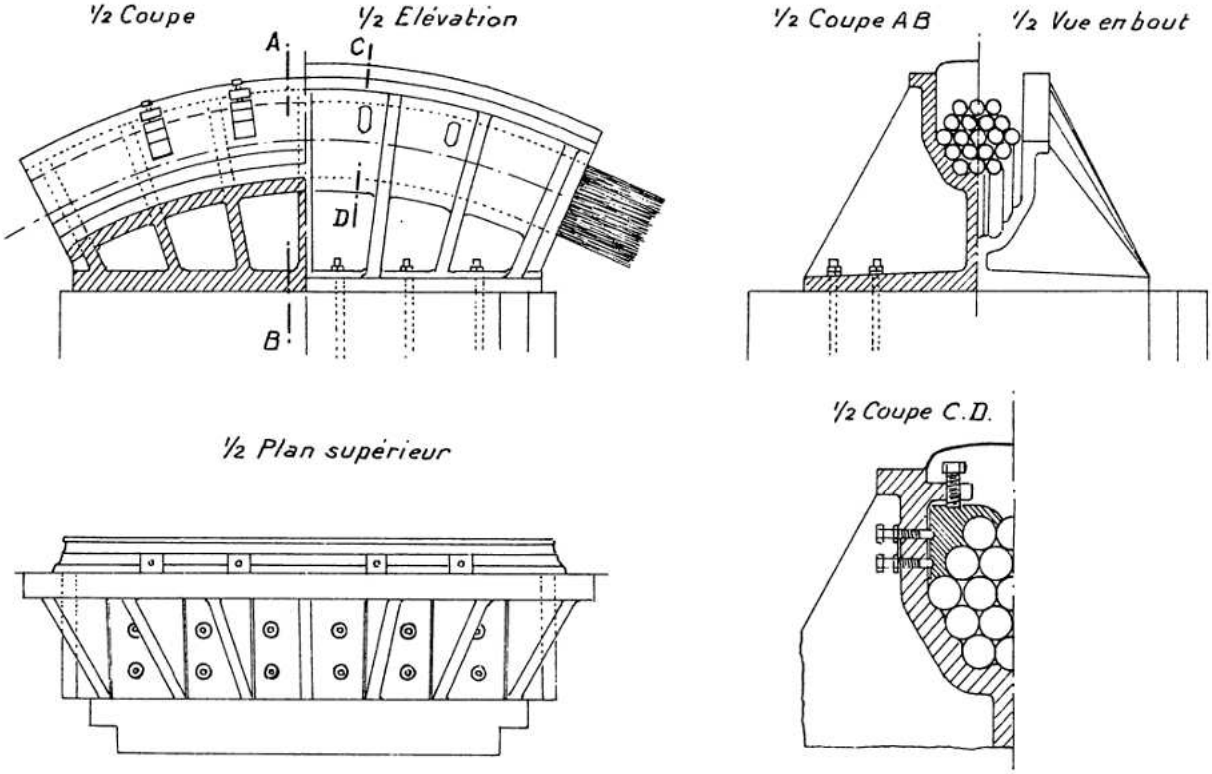
Les appareils de support des câbles doivent présenter une grande rigidité, pour répartir aussi également que possible les charges entre les rouleaux. En outre, on doit toujours s'efforcer de les disposer de manière que les goujons soient aussi rapprochés que possible de leur plan vertical médian ; s'il en était autrement, il pourrait se faire que, sous l'action de la surcharge d'une seule des travées encadrant l'appareil, celui-ci eût tendance à basculer, et à quitter les rouleaux situés du côté opposé à la travée chargée.

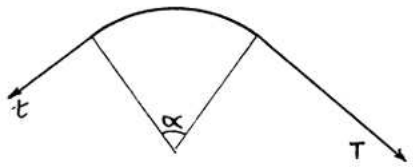
On les construira donc, de préférence, étroits et hauts, plutôt que longs et bas.

Cas où les fermes de suspension ne comportent qu'un seul câble

Lorsque le câble est formé de plusieurs éléments juxtaposés, il prend appui sur les portiques au moyen d'un appareil en acier moulé, qui présente une cavité cannelée de grand rayon de courbure, dans laquelle est placé le câble, protégé par un couvercle vissé en tôle galvanisée. Des coins de serrage maintenus par des boulons s'opposent au déplacement transversal des câbles supérieurs.

Le rapport du diamètre $\underline{\delta}$ du fil au diamètre $\underline{D}$ de la circonférence décrite par l'axe du câble doit être de l'ordre de 1/500 au maximum ($D \geqslant 500\,\delta$). La surface intérieure de l'appareil, sur laquelle le câble prend appui ne doit être ni graissée, ni peinte, de manière à obtenir le maximum de frottement ; on la rend au contraire rugueuse, en y produisant des rayures transversales très rapprochées.





On sait que si un fil repose sur un arc de section droite d'un cylindre circulaire, correspondant à l'angle α, et que si $\underline{t}$ et $\underline{T}$ sont les tensions à ses extrémités ($t < T$), le fil reste au repos tant que $T < te^{f\alpha}$, f étant le coefficient de frottement au repos. D'après des essais faits à l'occasion de la construction du pont Georges Washington, on peut prendre $f = 0,10$ avec un coefficient de sécurité de 3.

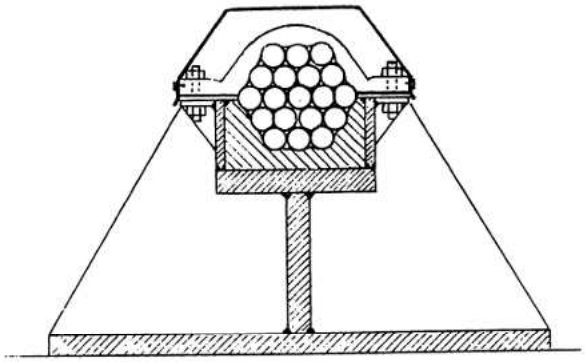
Le câble complet a d'ailleurs une plus grande résistance au glissement que celle qui provient de la simple considération du coefficient de frottement, car le déplacement n'est possible que si les câbles, pressés les uns contre les autres peuvent glisser les uns par rapport aux autres. Les câbles inférieurs ne peuvent guère glisser sur l'appareil.

On observera que les câbles étant fléchis au passage sur ces appareils, les fils travaillent eux-mêmes à la flexion ; mais une certaine égalisation des contraintes se produit dans chaque fil, qui, décrivant une hélice, se trouve tantôt à la partie supérieure, tantôt à la partie inférieure d'un câble.

D'autre part, l'appareil développe des pressions latérales qui produisent une déformation transversale de la section totale du câble. Pour éviter une discontinuité de forme qui serait préjudiciable à l'endurance du câble, il est nécessaire que le tracé de la gorge de l'appareil soit terminé, à ses extrémités, par des congés ; on évitera ainsi, en même temps, les flexions des câbles et des fils qui se produiraient sous l'action des surcharges et des variations de la température si la gorge était à chacune de ses extrémités tracée parallèlement à la tangente de l'axe du câble dans la position correspondant à la charge permanente.

La charge de rupture statique d'un câble est peu modifiée par des pressions latérales ; mais sa résistance à la fatigue peut être considérablement réduite, suivant les conditions de l'expérience. (Voir der Stahlbau N.° 12 - Décembre 1955).

On peut faire une économie d'acier moulé en donnant une forme cylindrique circulaire à la semelle inférieure, et en construisant en conséquence la partie supérieure du pylône.



On peut également employer l'acier laminé soudé pour constituer cet appareil ; la figure ci-contre montre la coupe transversale correspondante : le câble repose sur un bloc de fonte, dont la partie supérieure comporte les cannelures nécessaires au logement des câbles élémentaires. L'ensemble est moins coûteux qu'un appareil en acier moulé.

Emploi de la soudure dans les ponts suspendus.

La soudure peut être et est maintenant employée dans la construction des ponts suspendus, non seulement pour les pylônes métalliques, mais encore pour l'ossature du tablier, et pour les poutres de rigidité. Ceci tient essentiellement à la puissance des engins de levage que l'on emploie pour la mise en place, qui permet d'apporter des ensembles importants entièrement soudés à l'atelier, et au fait que, même dans les ponts à fermes principales rigides, les assemblages de chantier entre ces ensembles sont maintenant ordinairement rivés et non pas soudés.

Massifs d'ancrage

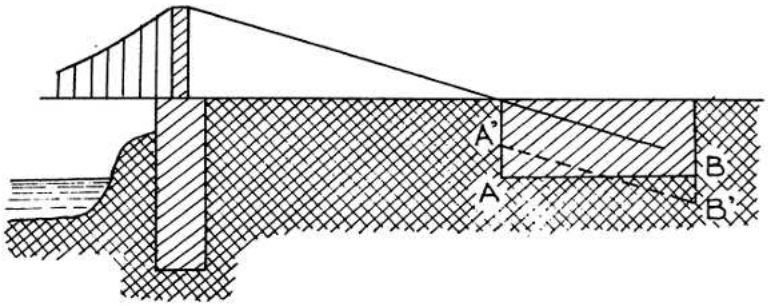
Les massifs d'ancrage sont destinés à équilibrer la traction des câbles de retenue et à assurer la stabilité générale de l'ouvrage. Ils doivent être constitués de telle sorte que leur masse tout entière soit intéressée à la résistance, c'est-à-dire qu'ils n'aient pas tendance à se désorganiser sous l'action des forces très localisées transmises par les câbles.

Indications générales sur la forme et les conditions de stabilité des massifs d'ancrage.

Deux cas principaux sont à distinguer au point de vue de leur stabilité:

Ils peuvent être complètement isolés si les câbles de retenue sont peu inclinés sur l'horizontale, ou reliés aux culées, dans le cas contraire ; ils forment d'ailleurs ces culées dans les ponts à 3 travées suspendues.

Cas où le massif d'ancrage est établi en terrain meuble.



Nous supposerons d'abord ici, ce qui est la circonstance la plus commune, que le massif est établi dans un terrain meuble.

Dans le premier cas, le massif d'ancrage est en équilibre sous l'influence de la traction des câbles, de son poids, des réactions du sol de fondation, et de l'action des terres sur ses diverses faces. Éventuellement, il peut être nécessaire de tenir compte, dans une certaine mesure, des sous-pressions, lorsque les eaux sont susceptibles d'atteindre un niveau plus élevé que celui de la fondation.

Le massif doit avoir des dimensions telles que la pression maximum sur son arête de renversement A (abstraction faite du coefficient de majoration dynamique des surcharges) ne dépasse pas la limite acceptable correspondant à la nature du terrain de fondation, et que la pression minimum sur l'arête B ne puisse s'annuler.

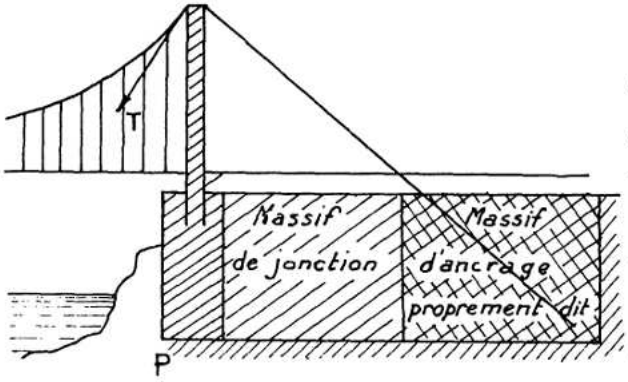
Ce calcul est conduit en tenant compte de la sous-pression minimum ; on néglige ordinairement l'action des terres.

D'autre part, il faut que le glissement du massif sur sa base de fondation soit impossible, dans les circonstances les plus défavorables ; c'est là une condition essentielle, qui doit être vérifiée avec soin. On peut s'imposer les règles suivantes : on suppose que la traction maximum des câbles est la somme de la traction dûe à la charge permanente et du double de la traction dûe aux surcharges (abstraction faite du coefficient de majoration dynamique), et que les sous-pressions sont maxima ; on tient compte de la poussée de Rankine sur le front postérieur, de la demi butée de Rankine sur le front antérieur ; sur les parois latérales, on admet éventuellement que ϖ étant le poids spécifique apparent du terrain, φ l'angle de frottement, la contrainte de cisaillement dûe au frottement a pour valeur à la profondeur h : $\varpi h \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \sin\varphi$.

Le coefficient de frottement du massif sur sa base varie de 0,75 dans les terrains sableux à 0,27 dans les terrains argileux où l'on peut utiliser ce type d'ancrage.

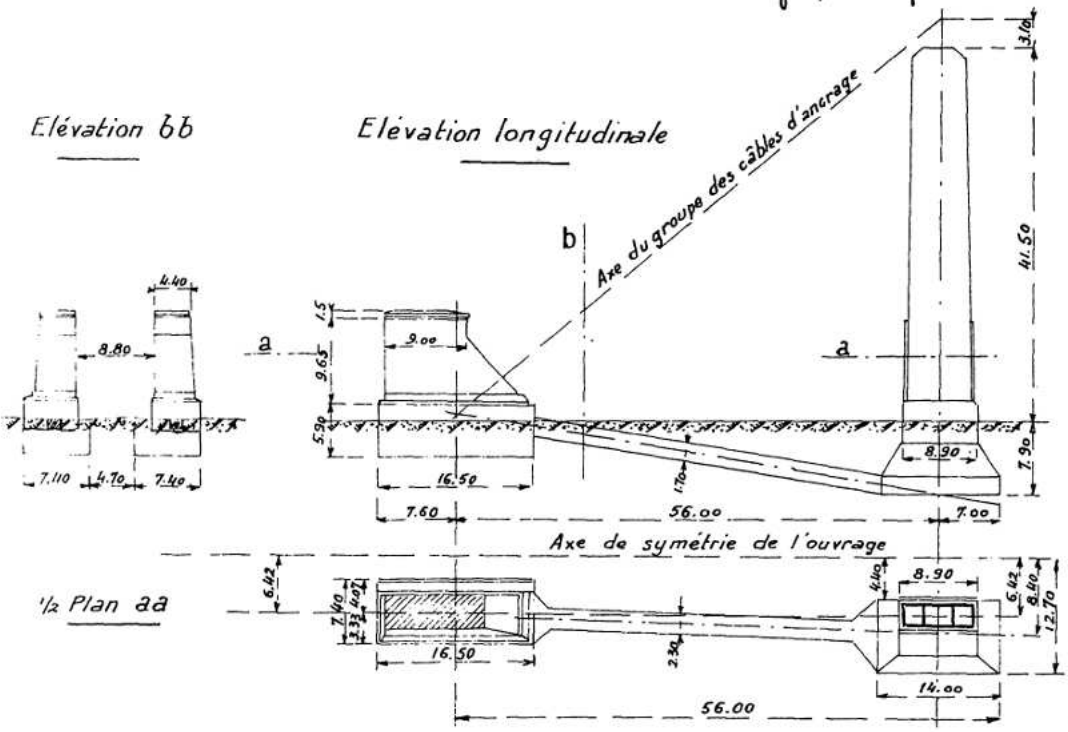
La direction la plus favorable à donner à la base de fondation n'est d'ailleurs pas nécessairement horizontale : il est parfois plus avantageux de la tracer entre l'horizontale et la parallèle aux câbles de retenue.

Dans le second cas, le massif d'ancrage forme, avec la pile et les câbles de retenue, un ensemble qui fait équilibre à la traction des câbles porteurs ; c'est alors sur l'arête de renversement P de la culée que se produit la pression maximum. Si la transmission des efforts est bien réalisée cet ensemble se comporte



comme un système soumis à son propre poids, aux actions du terrain, à la traction T des câbles porteurs, appliquée au sommet des pylônes et, éventuellement, à la sous-pression.

Cette disposition est, généralement, très avantageuse ; elle permet, en effet, de faire concourir le poids du pont suspendu à la stabilité des massifs d'ancrage ; elle permet de réduire leur volume, car on peut fréquemment se contenter de substituer au massif de jonction deux butons en béton, armé de préférence, placés à l'aplomb des fermes de suspension, dont le rôle essentiel est de transmettre jusqu'aux culées la poussée des câbles de retenue.



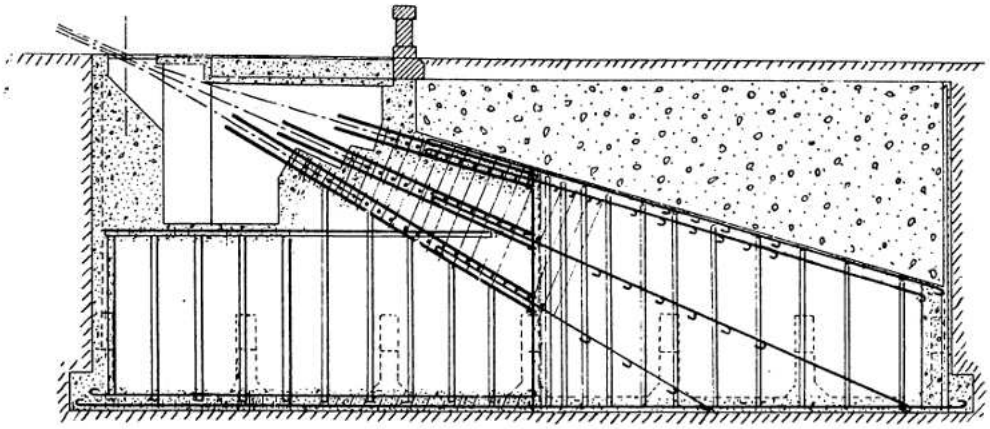
En première approximation, le rôle du massif d'ancrage proprement dit est alors de faire équilibre à la composante verticale de la traction des câbles de retenue.

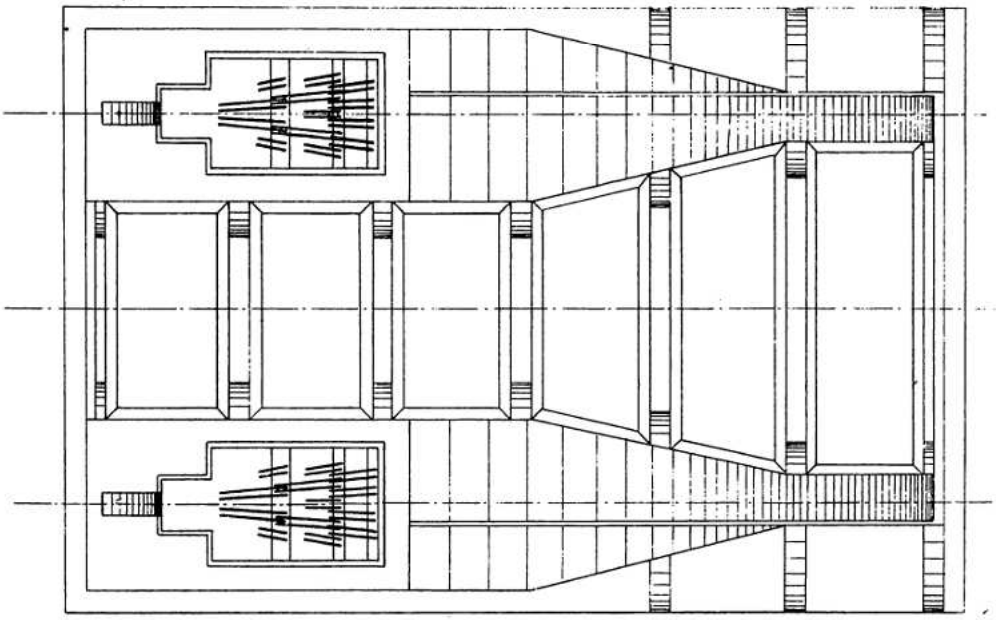
Lorsque les circonstances le permettent, on peut accroître aisément le poids des massifs d'ancrage, en les couronnant, au-dessus du niveau de la chaussée, par des portiques en béton armé ou en maçonnerie que l'on peut utiliser pour la décoration architecturale de l'ouvrage. Cette maçonnerie n'est pas soumise aux sous-pressions, et c'est parfois un avantage très important.

La figure ci-contre montre quel parti on a tiré de ces principes au pont de Cavaillon, sur la Durance, aujourd'hui détruit.

Les massifs d'ancrage sont souvent un élément très coûteux du prix de revient d'un pont suspendu, et il faut les constituer aussi économiquement que possible.

On peut avoir deux massifs pleins, au droit des fermes de suspension. Ils sont armés longitudinalement par les barres d'ancrage qui prolongent les différents câbles et par des armatures de répartition. Si l'on veut utiliser du remblai comme lest, on les relie vers l'avant, par un masque en béton armé, tandis que leur base de fondation est reliée par une dalle nervurée en béton





armé, d'assez forte épaisseur. La coupe transversale du massif d'ancrage affecte alors la forme d'un ⌊⌋ (1).

On simplifie la construction en employant comme lest, en dehors des deux massifs pleins, du béton de chaux, coulé sur la fondation commune aux massifs ; les nervures deviennent alors inutiles.

On facilite la mise en place du béton en substituant aux armatures de répartition des deux rails liaisonnant convenablement les différentes parties de l'ossature résistante.

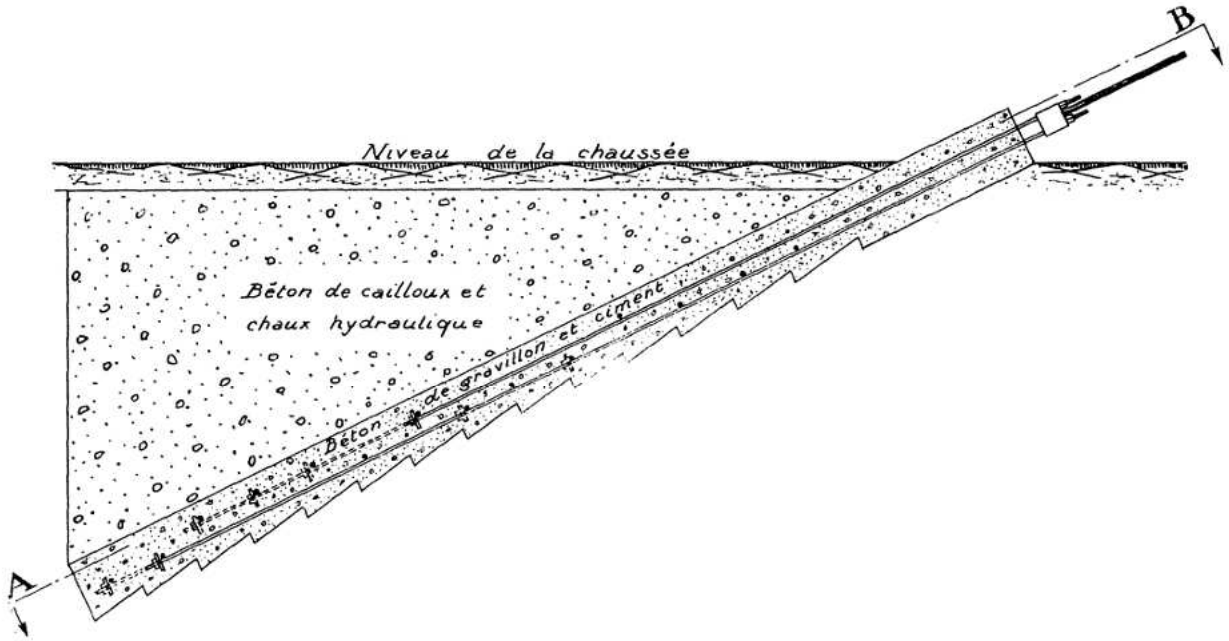
Il arrive que cette forme de massif conduit à des pressions trop élevées à l'avant ; on améliore la situation en pratiquant des évidements à l'avant : il suffirait ici, de laisser vides quelques-uns des alvéoles recouverts d'une dalle en béton armé.

Lorsque le terrain de fondation est bien comprimé, par exemple par une longue circulation antérieure, qu'il est inaffouillable, et que l'on a l'assurance que la partie qui se trouve en avant des massifs d'ancrage ne sera pas remaniée, on peut constituer ceux-ci suivant un principe tout différent, réalisé pour la première fois au pont de Châtillon-sur-Loire (1930-1931).

On supprime toute la partie du massif d'ancrage qui se trouve au-dessous du dispositif d'accrochage des câbles de retenue ; le massif a alors la forme d'un prisme triangulaire, dont les arêtes sont perpendiculaires au plan longitudinal axial de l'ouvrage, comme le représente la figure ci-après.

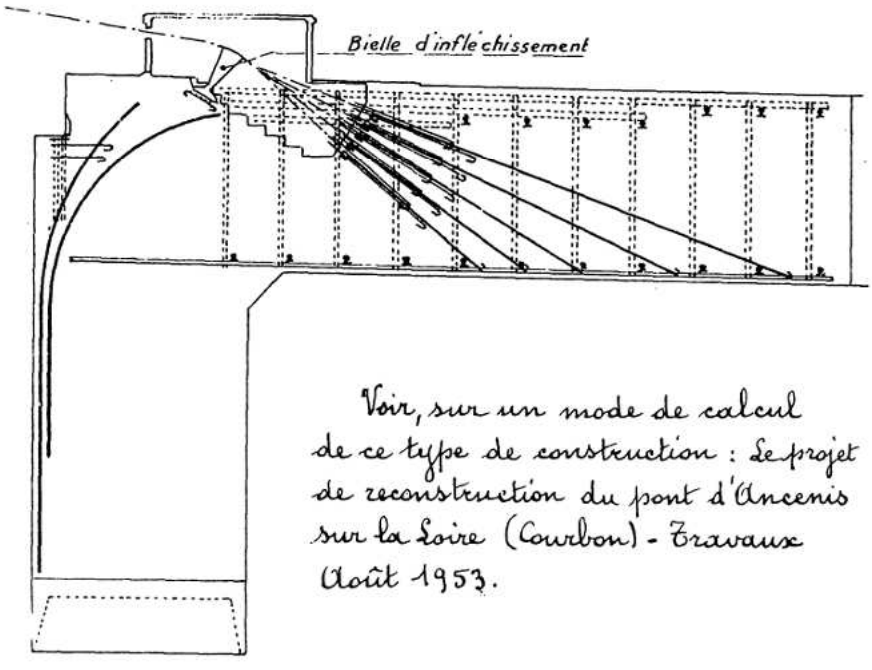
Les câbles de retenue sont prolongés par des tirants en acier, enrobés de béton riche, formant un véritable tapis en béton armé, dont la face inférieure porte une denture disposée de manière à obtenir une bonne répartition des pressions sur le terrain sous-jacent. Sur ce tapis est coulé un massif en béton de chaux dont le poids

s'oppose au déplacement de l'ensemble.



Les dimensions peuvent être déterminées de telle manière que la résultante du poids du système et de la traction des câbles de retenue produise une compression sensiblement uniforme sur la base d'appui.

On conçoit toute l'importance de la qualité du terrain dans un semblable dispositif, qui est particulièrement économique pour des ouvrages d'assez faible portée.



Voir, sur un mode de calcul de ce type de construction : Le projet de reconstruction du pont d'Ancenis sur la Loire (Courbon) - Travaux Août 1953.

On éprouve parfois d'assez grandes difficultés pour construire les massifs d'ancrage parallélipipédiques, ou à base légèrement inclinée sur l'horizontale, en raison de la profondeur de la fondation et des épuisements auxquels on est conduit. On peut alors utiliser un massif composé d'une pile, fondée sur le terrain solide, à assez grande profondeur si c'est nécessaire, et d'un massif horizontal fondé à faible profondeur, même sur un terrain assez médiocre, mais au-dessus du niveau des eaux.

Dans les circonstances les plus défavorables de surcharge et de température, la quasi-totalité des efforts se trouve reportée sur la fondation la plus profonde.

Il arrive parfois que l'on a à renforcer d'anciens massifs d'ancrage, quand on substitue un pont moderne à un ancien ouvrage. Indépendamment des maçonneries qu'il est nécessaire d'ajouter, pour fixer des câbles plus nombreux ou plus importants, il est ordinairement indispensable de se prémunir contre un glissement possible, dû à l'augmentation de la poussée.

Le plus simple est d'associer au massif d'ancrage insuffisant une partie du terrain situé à l'arrière ; on peut y parvenir par deux procédés:

a) au moyen de tirants en béton armé, noyés dans le terrain, on relie le massif à un voile vertical résistant en béton armé situé assez loin à l'arrière, pour qu'il procure une butée efficace.

b) on relie, par une semi-articulation le massif à une dalle en béton armé de 25 à 30 cm. d'épaisseur, donc assez souple ; on peut ainsi tenir compte du poids du terrain supporté par cette dalle.

L'avantage de ce dernier procédé est que l'on peut souvent établir la dalle à un niveau tel qu'elle soit construite à sec.

Quelques précautions sont nécessaires : il faut avoir l'assurance que le poids de remblai que l'on prend en compte est effectivement porté par la dalle, dont la largeur doit être supérieure à la hauteur du remblai ; il faut, en outre, que les forces de frottement s'exerçant sur les faces latérales du remblai effectivement porté soient inférieures aux forces de frottement qui pourraient s'escercer sur la face supérieure de la dalle, dans l'hypothèse d'un mouvement relatif de la dalle et du remblai.

Cas où le massif d'ancrage est établi dans un terrain rocheux.

Dans les vallées rocheuses encaissées, il est parfois possible d'éviter complètement la construction de massifs d'ancrage : les routes suivent le pied des falaises rocheuses, et conduisent à la chaussée du pont sur chaque rive par un virage très court.

Les câbles de retenue passent alors au-dessus des routes, et pénètrent dans le rocher, qui joue le rôle de massif d'ancrage.

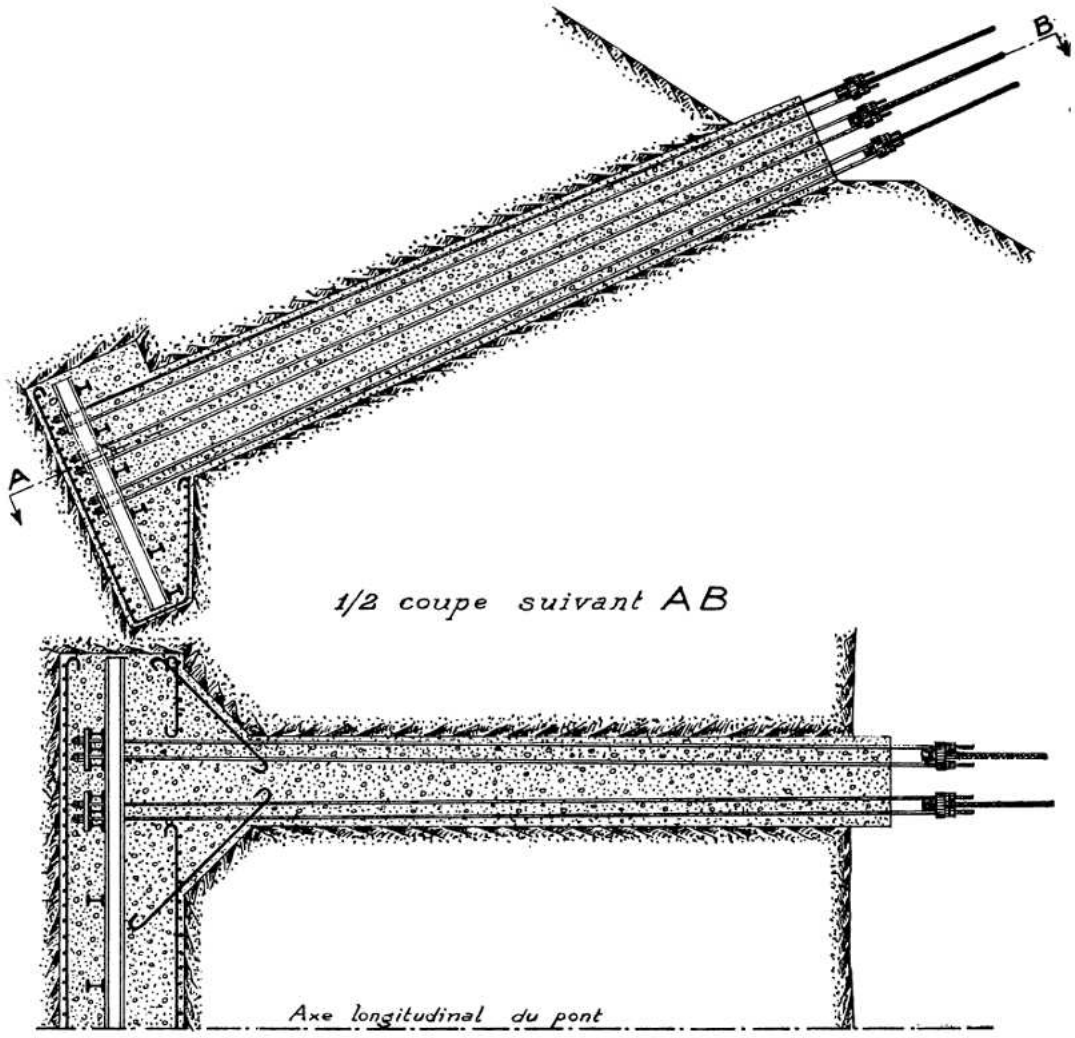
Le plus simple est de remplir de béton des galeries creusées à une profondeur suffisante dans le prolongement des câbles de retenue ; on les réunit souvent entre elles au moyen d'une traverse en béton armé, construite dans une galerie transversale reliant les deux premières.

Les câbles sont fixés à l'extérieur sur des tiges d'ancrage noyées dans le béton et convenablement reliées, à leur partie postérieure, à la traverse en béton armé.

Il faut examiner de près la qualité du rocher, et l'orientation des plans de clivage que l'on peut y rencontrer.

Lorsque le rocher est sain, la solidité de l'ancrage est dûe principalement à la résistance au cisaillement du rocher.

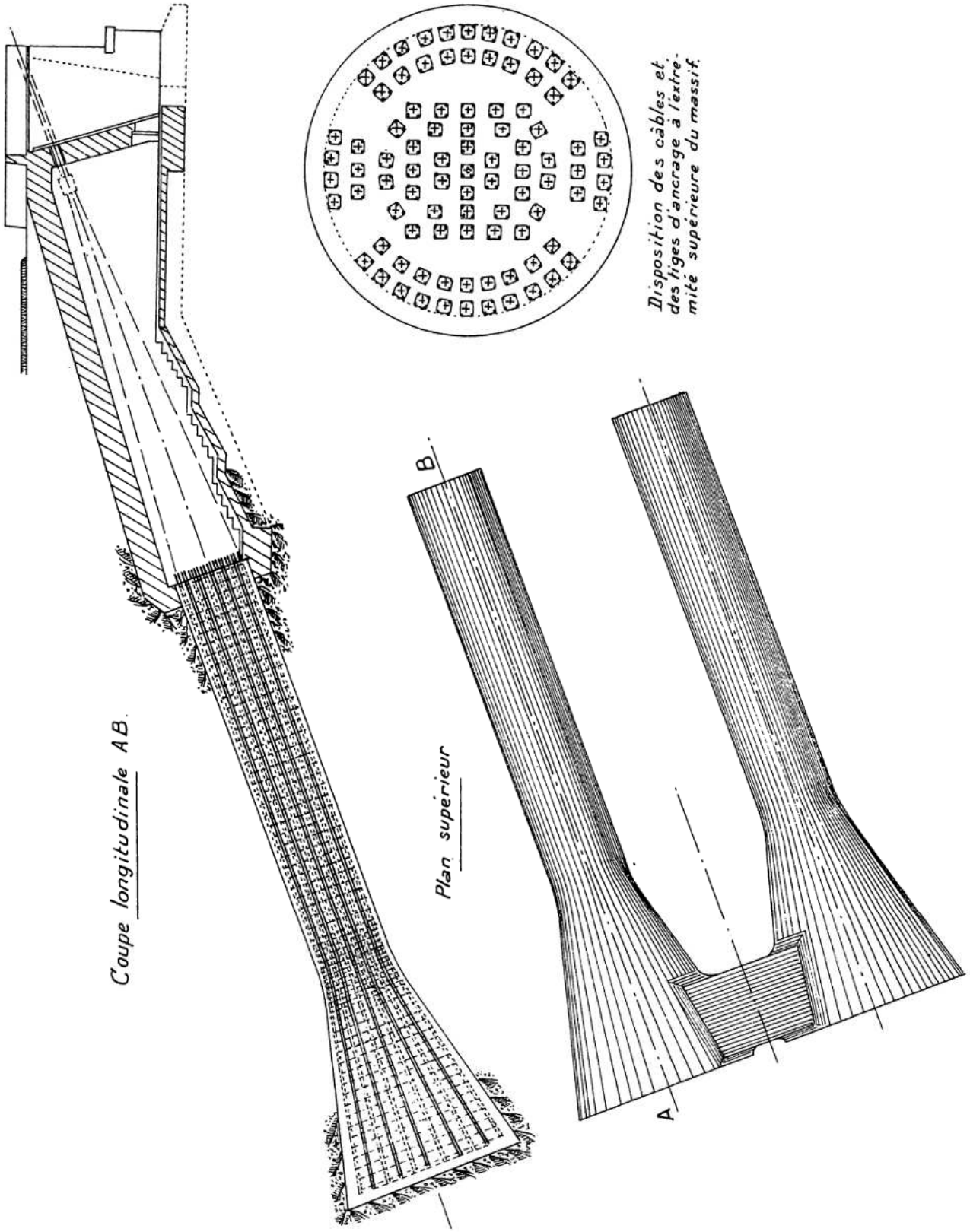
Si la qualité de la roche est douteuse, il est essentiel d'étudier de près les diverses hypothèses de rupture qui peuvent se produire, soit par cisaillement, soit même parfois par glissement.



Quand il s'agit d'ouvrages très importants, on a intérêt à terminer les galeries par des troncs de cône, formant bouchon en béton armé, encastré dans le rocher à grande profondeur. La forme attribuée au massif permet d'intéresser un volume important de rocher à la résistance. Le bouchon tend à faire éclater le rocher, qui doit résister aux pressions correspondantes ; on peut d'ailleurs être conduit à examiner le cas où une rupture pourrait se produire par cisaillement. Le poids des matériaux susceptibles d'être entraînés doit alors être suffisant pour assurer la stabilité.

Il faut avoir soin de disposer les câbles, à leur arrivée sur la face extérieure du massif, de manière à créer des intervalles suffisants pour permettre un bon bétonnage ; les tiges doivent d'ailleurs être arrimées d'une manière convenable pour fixer leur position.

L'emploi du béton précontraint pour la réalisation de tels massifs d'ancrage permet d'ailleurs de simplifier la construction et de faciliter la fixation des tiges traversant les culots. On peut également réaliser un semblable massif sans cônes terminaux, en assurant sa continuité d'une nappe à l'autre, et en "ceinturant" le terrain à l'arrière.

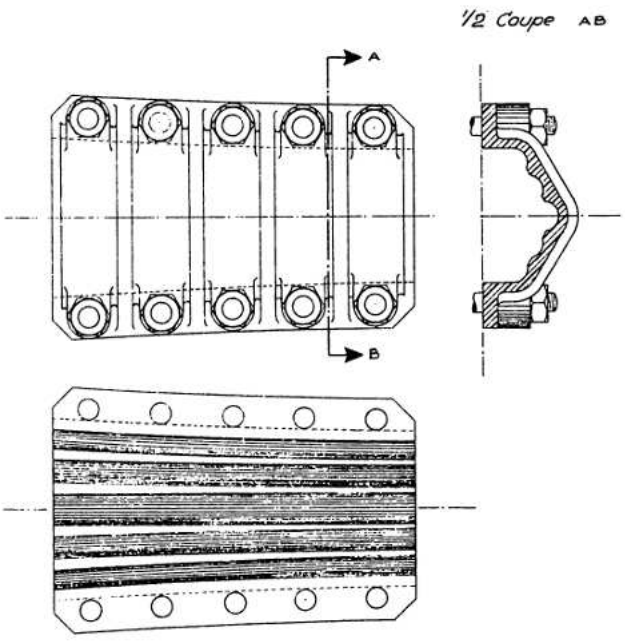


L'étude des conditions générales d'établissement des massifs d'ancrage et de la réalisation des détails de la construction est toujours délicate, et demande à être faite avec beaucoup de soin et de précision.

Amarrage des câbles de retenue sur les massifs d'ancrage.

Le problème que pose l'amarrage des câbles de retenue sur les massifs d'ancrage est le même, que chaque ferme de suspension

comprenne plusieurs câbles ou un seul, alors formé par la réunion de plusieurs éléments. Dans ce dernier cas, en effet, il faut d'abord libérer les câbles élémentaires, pour fixer chacun d'eux sur le massif d'ancrage.



On y parvient, en faisant passer le câble unique dans un[1] manchon en acier moulé, profilé de manière que les câbles élémentaires arrivent au massif d'ancrage avec l'écartement nécessaire pour que l'on puisse les y fixer et les visiter sans difficulté.

Les deux parties symétriques dont est formé ce manchon sont renforcées par des nervures, et boulonnées fortement l'une sur l'autre.

Chaque câble étant terminé par un culot, on fait passer dans les trous de ce culot des tiges rondes terminées par un filetage, que l'on munit d'un écrou et d'un contre-écrou, pour maintenir le culot en place. Les tiges d'ancrage sont en acier mi-dur ; les écrous et contre-écrous sont toujours en acier doux.

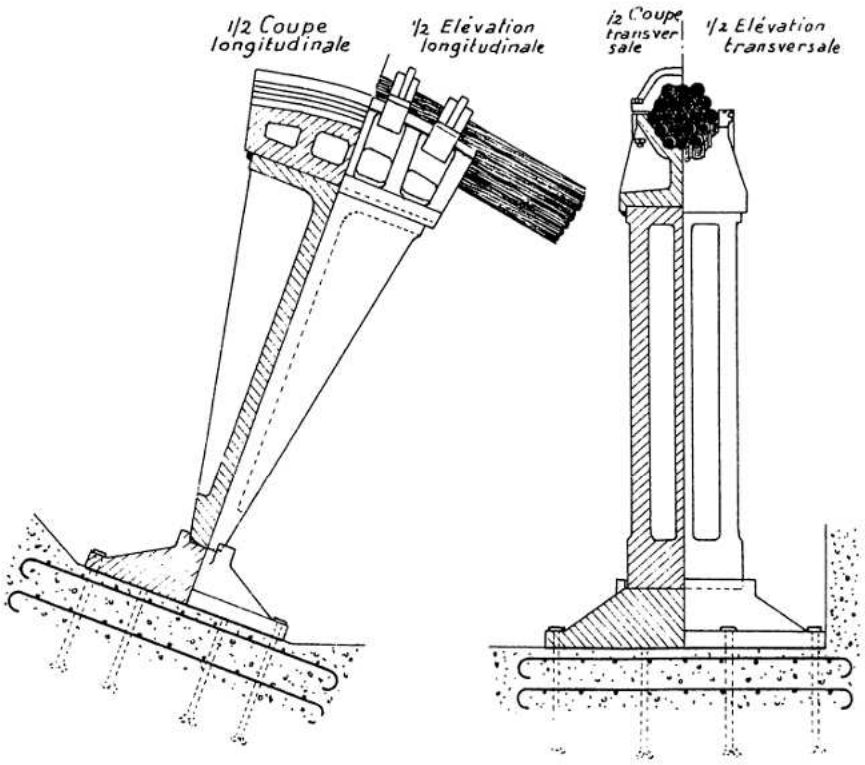
L'ensemble offre une sécurité considérable ; au cours d'expériences plusieurs fois répétées, nous avons pu constater que, avec des écrous de hauteur normale, le dispositif tige filetée écrou simple se rompait toujours par rupture de la tige, à fond de filet. Malgré la déformation permanente de la tige et de son filetage, il était toujours possible de manoeuvrer à la main les écrous après rupture, comme avant.

Les tiges d'ancrage sont noyées dans la masse du massif d'ancrage, sur une longueur suffisante pour que la traction exercée par le câble puisse être équilibrée par l'adhérence de la barre dans le massif.

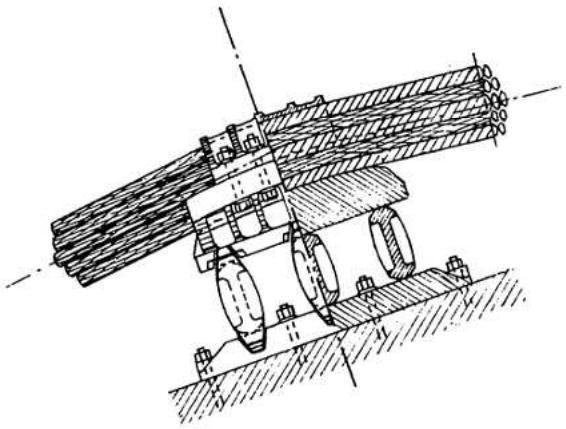
Le trait caractéristique des dispositions représentées sur les diverses figures est que contrairement à ce que nous avons indiqué pour les massifs d'ancrage du type Arnodin, les câbles ne pénètrent pas à l'intérieur des massifs d'ancrage proprement dits.

Ils sont arrêtés soit au-dessus du niveau de la chaussée, soit dans une chambre étanche située immédiatement au-dessous, à l'intérieur de laquelle il est possible de se déplacer, pour visiter leurs extrémités

(1) Il est bon de faire précéder ce manchon profilé d'un manchon cylindrique, qui a pour objet de bien fixer la position relative des câbles avant leur écartement.



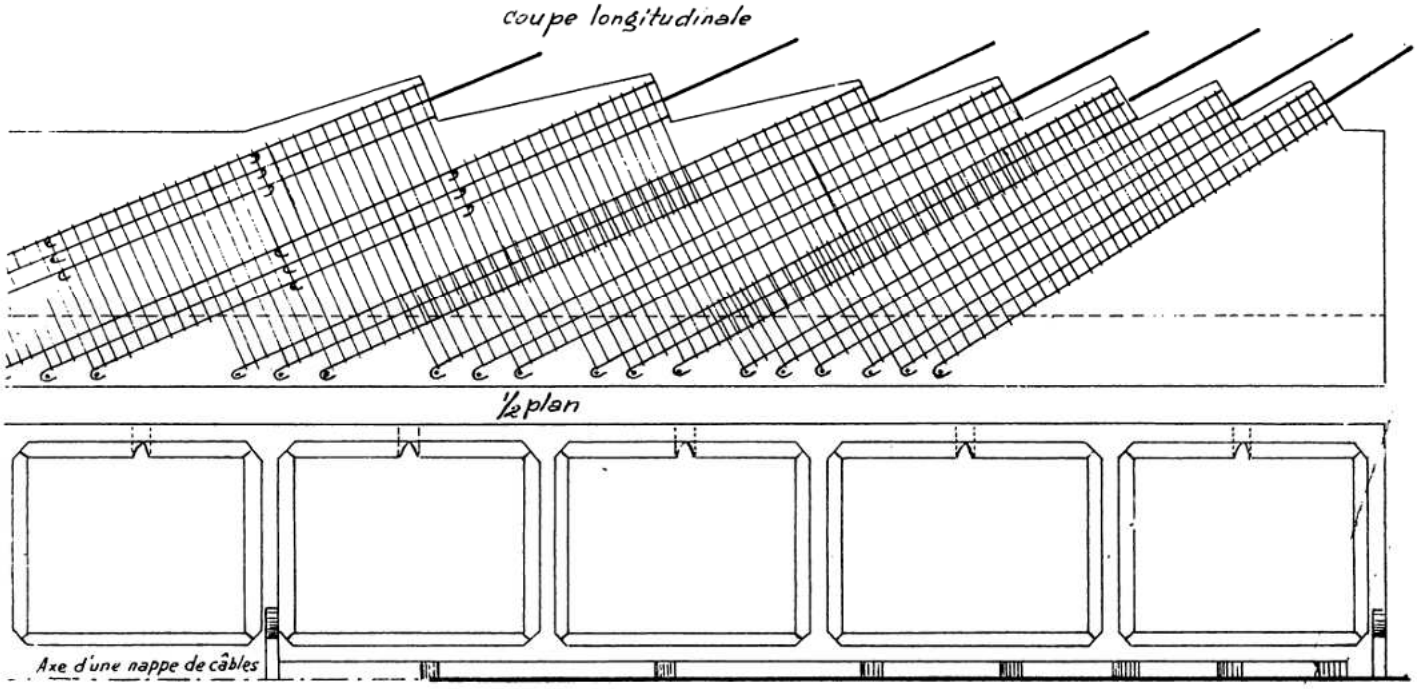
Lorsque les câbles porteurs arrivent sur les massifs d'ancrage à un niveau voisin de celui de la chaussée comme dans les ponts à trois travées suspendues, il est souvent désirable de les infléchir en les faisant passer sur une bielle en acier moulé, articulée à sa base (articulation roulante), située sous le niveau de la chaussée. Ceci permet, notamment, de les faire pénéter sous ce niveau dans une région très voisine du nu des murs de culée, et d'éviter l'encombrement des abords. De plus on limite la longueur libre des câbles porteurs formant retennes à partir de la dernière suspente, et on évite les infléchissements de fils à la sortie des culots, qui pourraient résulter des oscillations des câbles de grande longueur.



La bielle en acier moulé est assez lourde ; on peut la remplacer par un dispositif composé d'un balancier reposant sur deux ou trois galets, roulant sur une plaque d'acier moulé convenablement orientée, fixée à la maçonnerie, si les dispositions s'y prêtent.

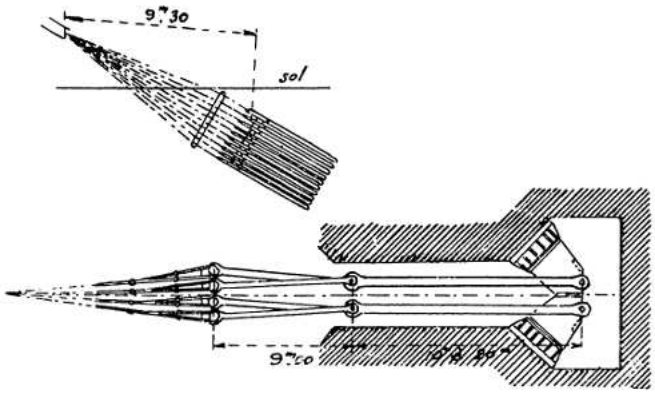
Les dispositions de détail qu'il est possible d'adopter peuvent être très variées suivant les circonstances. Nous en indiquerons encore quelques-unes.

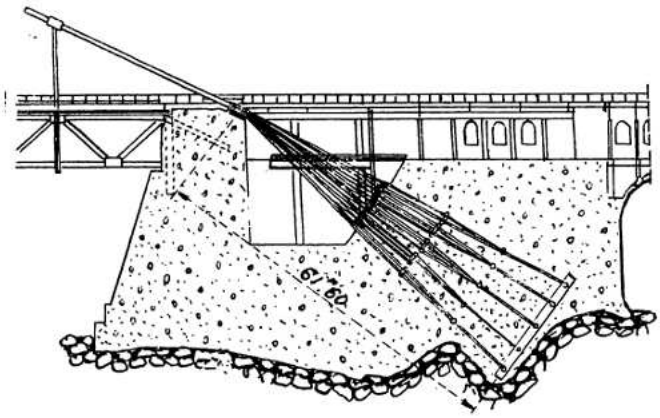
Dans le cas représenté ci-dessous, les circonstances locales s'opposaient à ce que l'ancrage s'étendit en profondeur ; l'eau étant sous-mâtre, la quantité de béton armé devait en outre être réduite au minimum ; l'épanouissement des câbles a été cherché dans le sens de la longueur. Le massif est constitué, au droit de chaque ferme de suspension, par une grosse poutre en béton armé, qui forme l'une des parois longitudinales intérieures d'une caisse cloisonnée en béton armé, dont les cavités doivent être remplies de remblai.



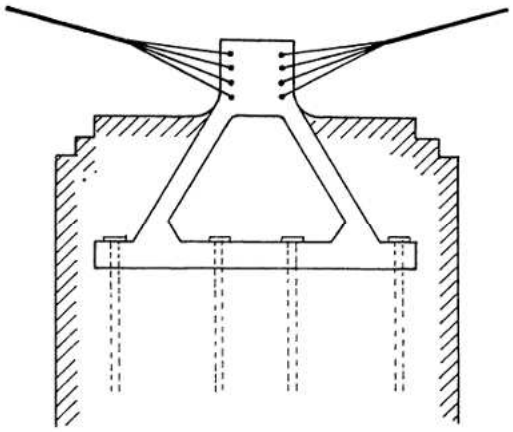
Lorsqu'il s'agit d'un câble formé d'éléments à fils parallèles (câbles américains) chacun d'eux est terminé par un sabot en acier moulé, relié à la maçonnerie des massifs d'ancrage par l'intermédiaire de barres à œil.

A titre d'indication, nous reproduisons le schéma du dispositif d'ancrage du pont de Bear-Mountain, où l'on a profité de la présence du rocher, pour reporter directement sur lui les efforts de traction des câbles de retenue, et celui du pont sur l'Hudson, à New-York, où l'ancrage est réalisé par un massif de béton.





Fixation des câbles de 2 travées contiguës appartenant à deux ouvrages distincts sur un support commun.

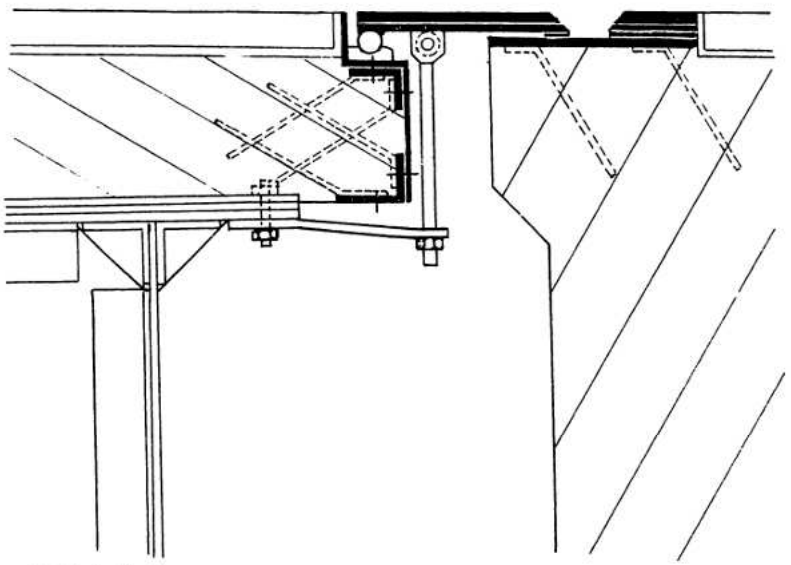


Ce fait se produit assez rarement et les travées contiguës sont alors identiques. Les câbles sont fixés en tête d'un chevêtre en métal, ou en béton armé, noyé dans une maçonnerie de béton armé susceptible de travailler à la flexion sous l'action des surcharges pouvant affecter les travées.

Le massif formant support commun n'a à supporter, comme efforts horizontaux, que les poussées différentielles correspondantes. La figure représente les câbles avec le sens d'inclinaison le plus défavorable pour sa stabilité.

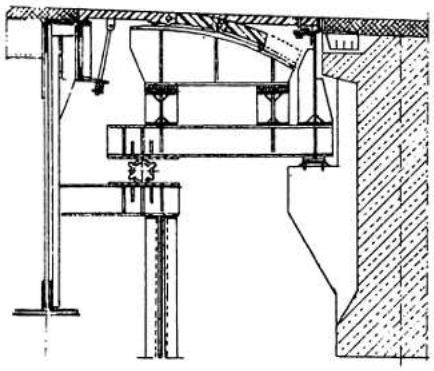
Continuité du tablier des ponts suspendus aux extrémités

Lorsque la portée des ponts suspendus est telle que l'espace vide à la température minimum entre l'extrémité de la chaussée et les maçonneries des piles ou culées peut être franchi à l'aide d'une tôle striée épaisse, on utilise des dispositions analogues à celles des ponts à poutres. On prend souvent la précaution d'assurer la quasi-continuité de la surface de roulement en munissant la tôle striée de bielles de rappel montées sur ressorts, comme l'indique le schéma ci-contre ; on est ainsi assuré que le contact est toujours assuré, malgré les déformations élastiques de la charpente du tablier.



Dans les ouvrages plus importants, on a utilisé des plaques d'acier moulé plus épaisses que les tôles, articulées les unes sur les autres,

pour assurer plus complètement la continuité de la surface de roulement ; un tel dispositif, plus compliqué que les précédents, est représenté ci-contre.

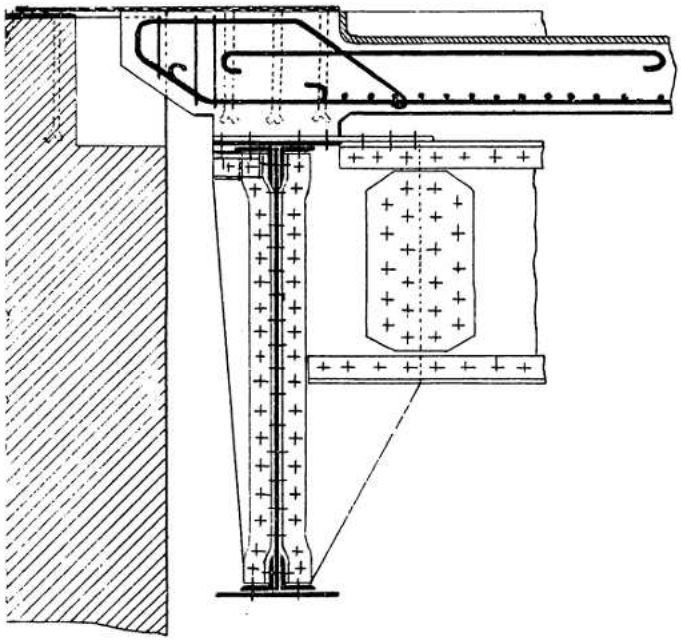


On peut également, dans le même cas, terminer les abouts du tablier suspendu et constituer les extrémités des culées ou des piles au moyen d'organes spéciaux en dents de peigne, qui rentrent les unes dans les autres. Ils peuvent être en fonte, en acier moulé, ou en béton armé. Les Américains, qui utilisent couramment ce dispositif, emploient l'acier moulé.

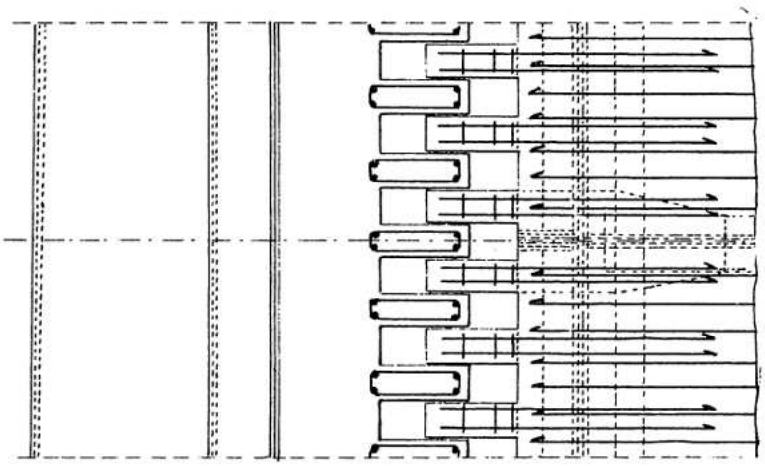
Une tôle épaisse [1], recouvre le peigne fixé au tablier mobile, et glisse sur l'embase du peigne fixé à la maçonnerie de la pile, ou de la culée.

On réserve entre l'extrémité d'une dent et le fond de la cavité lui faisant face un intervalle qui, à la température moyenne, doit être un peu supérieur à la moitié du déplacement à prévoir pour le tablier.

Coupe longitudinale



Plan



(1) Cette tôle n'est pas indispensable si la chaussée n'est utilisée que par des automobiles.

Chapitre IV

Contreventement des ponts suspendus.

Les ponts suspendus possèdent, vis-à-vis des efforts horizontaux dûs à l'action du vent une stabilité propre, parce que la surface offerte au vent par la suspension est généralement très inférieure à celle offerte par la poutre de rigidité et le tablier. Malgré l'inertie transversale du tablier appuyé à ses extrémités sa déformation est ordinairement plus importante que celle du câble, et la pesanteur exerce une action de rappel, qui tend à le ramener à sa position d'équilibre.

Le contreventement longitudinal des ponts suspendus comporte ordinairement une seule poutre dont l'âme horizontale est formée par l'ossature et la couverture du tablier, les membrures par tout ou partie des poutres de rigidité.

Très souvent, dans les ponts suspendus d'assez grande portée, la largeur du tablier est insuffisante pour que les membrures de cette poutre puissent supporter, sans déformations excessives, et sans contraintes exagérées, les efforts provenant du vent. On est alors obligé de renforcer les poutres de rigidité dans la région centrale, où les moments fléchissants dûs à l'action des surcharges n'atteignent pas leur valeur maximum [1]

Les ponts suspendus longs et étroits sont donc dans une situation défavorable en ce qui concerne les effets du vent.

On peut remédier à cet inconvénient, lorsque le pont est à 3 travées, en les rendant solidaires en ce qui concerne la transmission des efforts horizontaux.

Les deux palliatifs qui viennent d'être indiqués (renforcement des membrures, solidarité éventuelle des poutres de rigidité), sont les seuls auxquels on a recours aujourd'hui.

Anciens procédés de contreventement

On les considère aujourd'hui comme des procédés de fortune.

1° Câbles-horizontaux. Ils étaient disposés au niveau du tablier, auquel ils étaient reliés, et ancrés sur les maçonneries; les deux nappes, à courbures opposées,

---

(1) Dans les ponts suspendus construits en France, et déjà un peu anciens, le rapport entre la largeur du tablier et la portée descend parfois à $\frac{1}{50}$

Pour les ponts de très grande portée, construits en Amérique, il varie de $\frac{1}{12}$ à $\frac{1}{20}$, dans les ponts ne comportant qu'une seule travée.

étaient symétriques par rapport à l'axe longitudinal de l'ouvrage, et dessinaient des courbes d'allure parabolique, se recoupant sensiblement au quart et aux trois-quarts de la portée.

2° Haubans obliques. Ils étaient situés dans des plans sensiblement verticaux ; une de leurs extrémités était fixée au tablier, l'autre sur les maçonneries, au-dessous du niveau du tablier.

3° Câbles verticaux. Ils étaient disposés sous le niveau du tablier, dans des plans verticaux ou légèrement inclinés sur la verticale, et dessinaient des courbes d'allure parabolique. Ils étaient reliés au tablier par des suspentes et étaient fixés sur les maçonneries.

Ces deux derniers procédés ont peu d'efficacité à l'égard des effets du vent ; par contre, ils réduisent les déformations sous l'action des charges dissymétriques. En cas d'abaissement de la température, ils surchargent les câbles porteurs par suite de leur raccourcissement.

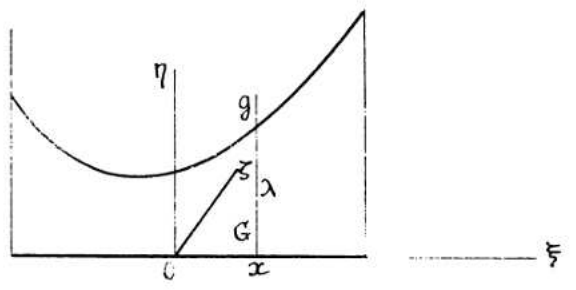
Étude théorique du contreventement

M. Pigeaud a établi une théorie permettant de déterminer les effets produits dans les poutres de rigidité et dans les câbles d'un pont soumis à l'action du vent, en tenant compte de l'action des câbles.

Nous en exposerons le principe sur le cas simple d'un pont suspendu à une seule travée : il serait aisé de l'étendre à d'autres cas.

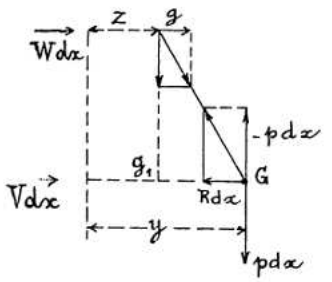
Nous supposerons que les suspentes sont infiniment voisines, écartées de dx ; soit $\underline{\lambda}$ la longueur de la suspente d'abscisse $\underline{x}$.

Par hypothèse, les points correspondants du câble et du tablier, g et G, sont initialement dans un même plan vertical. Lorsque le vent souffle, ils éprouvent des déplacements, que nous supposerons suffisamment petits pour qu'on puisse les supposer horizontaux ; leurs valeurs sont y pour le tablier, $\underline{z}$ pour le câble.



Soit $\underline{V}$ la résultante par unité de longueur des efforts exercés par le vent sur le tablier et la partie de la suspension qui lui est afférente (la moitié de la longueur des suspentes, par exemple). $\underline{V}$ est une fonction peu variable avec l'abscisse, que nous supposerons pour simplifier l'exposé constante sur toute la longueur de l'ouvrage. Mais il n'y aurait pas la moindre difficulté à la supposer variable ; une loi parabolique, par exemple serait plus voisine de la réalité.

Soit de même $\underline{W}$ la résultante par unité de longueur des efforts exercés par le vent sur le câble et sur la partie correspondante de la suspension ; nous supposerons cette fonction de l'abscisse également constante, avec la même observation.



Soit d'autre part p le poids constant du tablier par unité de longueur, et $\underline{R}$ la composante horizontale de la traction des suspentes par unité de longueur ; elle tend à ramener les deux points g et G sur la même verticale.

Le poids correspondant à la suspente $g\,G$ est $p\,dx$; comme le tablier, considéré isolément, ne présente pas une grande rigidité dans le sens vertical, on peut admettre que la traction dans la suspente a pour composante verticale $p\,dx$.

La considération de triangles semblables de la figure ci-dessus montre que

$$\frac{R\,dx}{p\,dx} = \frac{y-z}{g\,g_1}$$

D'après les hypothèses faites précédemment, $g\,g_1$ est égal à λ. On aura donc :

$$R = p\,\frac{y-z}{\lambda}$$

La figure est faite dans le cas habituel où la déformation horizontale du câble dans la section d'abscisse $\underline{x}$ est moindre que celle du tablier dans la même section ; dans cette hypothèse, on voit que l'effort de la traction de la suspente sur le câble s'ajoute à l'action du vent tandis qu'elle s'en retranche pour le tablier.

Si les forces sont comptées positivement dans le sens de l'action du vent, la force qui agit sur le tablier par unité de longueur est $V - R$; sur le câble, elle est égale à $W + R$.

Soit I le moment d'inertie brut de la poutre de contreventement formée par le tablier, que nous supposerons constant. En comptant positivement les déplacements dans le même sens que les forces (contrairement à l'usage de la Résistance des matériaux), on aura

$$E\,I\,\frac{d^4 y}{dx^4} = V - R \qquad (1)$$

Nous assimilerons le câble à un fil, dont la tension est T, et dont chaque élément est soumis à la force $X\,d\sigma$, $Y\,d\sigma$, $Z\,d\sigma$; ses équations d'équilibre sont :

$$\begin{cases} \dfrac{d}{d\sigma}\left(T\,\dfrac{d\xi}{d\sigma}\right) + X = 0 \\ \dfrac{d}{d\sigma}\left(T\,\dfrac{d\eta}{d\sigma}\right) + Y = 0 \\ \dfrac{d}{d\sigma}\left(T\,\dfrac{d\gamma}{d\sigma}\right) + Z = 0 \end{cases}$$

Supposons l'axe des ξ dirigé dans le sens de l'action du vent, l'axe des ξ horizontal, l'axe des η vertical ascendant.

On aura : $X = 0$, $Y\,d\sigma = -p'\,dx$, $Z\,d\sigma = (W+R)\,dx$.

p' étant la charge permanente totale par unité de longueur.

Il en résulte que $T \frac{d\xi}{d\sigma} = C^{te} = Q$

La dernière équation donne alors : $Q \frac{d^2z}{dx^2} = -(W+R)$ (2)

Les équations (1) et (2) forment un système de deux équations différentielles en y et z, dans lesquelles la poussée Q n'est pas connue, car la tension T du câble résulte à la fois de la tension due à la charge p', et de la tension due à l'action du vent. Mais, comme cette dernière est toujours relativement faible, on commencera par supposer que Q peut être confondu avec la poussée due à la charge permanente totale p', qui est une donnée du problème, sauf à revenir ultérieurement sur cette hypothèse.

La connaissance des valeurs de y et z permettra de déterminer les valeurs du moment fléchissant et de l'effort tranchant en un point quelconque de la poutre de contreventement, au moyen des relations :

$$\frac{M}{EI} = \frac{d^2y}{dx^2}, \qquad \frac{T}{EI} = \frac{d^3y}{dx^3}$$

et les conditions d'équilibre du câble.

Pour résoudre ce système, nous le décomposerons en deux autres, en posant $y = y_1 + y_2$, $z = z_1 + z_2$

BIBLIOTECA

avec $\begin{cases} EI \frac{d^4y_1}{dx^4} = V \\ EI \frac{d^4y_2}{dx^4} = -R \end{cases}$ $\qquad$ $\begin{cases} Q \frac{d^2z_1}{dx^2} = -W \\ Q \frac{d^2z_2}{dx^2} = -R \end{cases}$

Soit $2a$ la portée commune de la poutre et du câble. V et W étant des constantes, on peut déterminer très aisément la fonction y_1 quelles que soient les conditions d'appui de la poutre de contreventement à ses extrémités.(1) De même, z_1 peut être facilement déterminé.

Il reste alors à résoudre le système

$$(3) \quad \begin{cases} EI \frac{d^4y_2}{dx^4} = -R \\ Q \frac{d^2z_2}{dx^2} = -R \end{cases} \qquad \text{avec } R = p \frac{y-z}{\lambda}$$

où λ est une fonction connue de x.(2)

---

(1) Dans l'hypothèse où elle est simplement appuyée, on aura, en supposant l'origine des coordonnées au milieu de la portée, et en posant $\frac{x}{a} = m$:

$$EI\, y_1(m) = \frac{Va^4}{24}(1-m^2)(5-m^2)$$

Et de même, en tenant compte de ce que z_1 est nul pour $m = \pm 1$: $Q z_1(m) = \frac{Wa^2}{2}(1-m^2)$

(2) Si λ_0 est la longueur de la suspente au milieu de la portée, et si f est la flèche du câble, on aura, dans le cas où les points d'attache sont au même niveau et le tablier horizontal.

$$\lambda = \lambda_0 + f \frac{x^2}{a^2} = \lambda_0 + f m^2$$

Le plus simple est de substituer à R une fonction de $\underline{x}$, ou de $m = \frac{x}{a}$ qui paraisse répondre aux conditions du problème, et d'intégrer par approximations successives.

Posons $R = K\,p\,F(m)$, K étant une constante arbitraire.

On en déduit : $y - z = \lambda K F(m)$

Si l'on substitue cette valeur de R dans les équations (3) et que l'on intègre, en tenant compte des conditions aux extrémités, on obtiendra en définitive y_2 et z_2 pour toute valeur de $\underline{x}$, ou de $\underline{m}$.

Si la fonction F(m) était précisément la fonction inconnue, les valeurs de l'expression $y - z$, qui peut s'écrire sous les deux formes

$$\lambda K F(m) \quad \text{et} \quad y_1 - z_1 + y_2 - z_2$$

devraient être égales pour toute valeur de m. On devrait donc pouvoir déterminer K de telle manière que cette égalité étant obtenue pour une valeur déterminée de $\underline{m}$, elle le soit en même temps pour toutes les autres.

Supposons qu'il n'en soit pas ainsi; on prendra alors pour nouvelle expression de R.

$$R = k\,p\,\frac{y_1 - z_1 + y_2 - z_2}{\lambda} = k\,p\,\mu(m)$$

y_2 et z_2 ayant été calculées à partir de la valeur de K permettant l'égalité des deux séries de valeurs de $y - z$ pour une valeur déterminée de $\underline{m}$.

La fonction $\mu(m)$ joue alors le rôle de la fonction F(m) précédemment considérée; elle conduira à des valeurs plus approchées de la vérité (1). Et l'on continuera de la même manière, jusqu'à ce que l'on soit arrivé à une différence très petite entre les deux séries de valeurs de $y - z$ pour toutes les valeurs de $\underline{m}$.

Indications sur la forme de la fonction F(m).

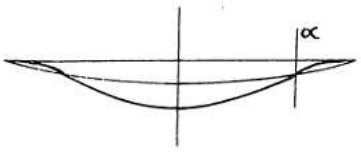
Lorsque le pont est complètement dissymétrique, on peut prendre comme fonction initiale $F(m) = \frac{y_1(m) - z_1(m)}{\lambda(m)}$ et déterminer la constante K de manière que les deux expressions de $y - z$ coïncident pour la valeur maximum de F(m).

Lorsque l'ouvrage est complètement symétrique, F(m) est une fonction paire; de plus, elle s'annule aux extrémités. Si donc la poutre de contreventement est simplement appuyée à ses deux extrémités, on pourra prendre

$$F(m) = \frac{1 - m^2}{1 + \beta m^2}$$

β étant un nombre que l'on peut choisir entier, assez élevé, de l'ordre de $\frac{1}{\lambda_0}$.

Si la poutre de contreventement est encastrée à ses deux extrémités



les fibres de la poutre et du câble déformés se recoupent nécessairement en deux points symétriques. Soit α l'abscisse de la section correspondant au point d'intersection: R doit s'annuler aux environs de $x = \alpha$; si

(1) Nous laissons de côté les difficultés d'ordre analytique que l'on peut soulever à propos de la convergence des résultats obtenus.

l'on pose $\alpha = a\eta$, on pourra prendre

$$F(m) = \frac{(1-m^2)(m^2-\eta^2)}{1+\beta m^2}$$

β étant un entier de l'ordre de $\frac{f}{\lambda_0}$.

Nous allons détailler les calculs dans le cas simple d'un pont symétrique, avec poutre de contreventement simplement appuyée à ses deux extrémités; considérons les équations

$$\begin{cases} EI \dfrac{d^4 y_2}{dx^4} = -K p F(m) \\ Q \dfrac{d^2 z_2}{dx^2} = -K p F(m) \end{cases}$$

Intégrons successivement, en tenant compte des conditions aux extrémités et de la symétrie, et en prenant pour origine des abscisses le milieu du pont ou une extrémité, suivant le cas.

Pour $m = 0$, la fonction $F(m)$ étant paire

$$\frac{d^3 y_2}{dx^3} = 0, \quad \frac{dy_2}{dx} = 0, \quad \frac{dz_2}{dx} = 0$$

Pour $m = 1$, les appuis étant simples et invariables,

$$\frac{d^2 y_2}{dx^2} = 0, \quad y_2 = 0, \quad z_2 = 0$$

On aura ainsi :

$$\begin{cases} EI \dfrac{d^3 y_2}{dx^3} = -Kp \displaystyle\int_0^x F(m)\,dx = -Kpa \int_0^m F(m)\,dm = -Kpa\,F_1(m) \text{ en posant } F_1(m) = \int_0^m F(m)\,dm \\ EI \dfrac{d^2 y_2}{dx^2} = -Kpa \displaystyle\int_a^x F_1(m)\,dx = -Kpa^2 \int_1^m F_1(m)\,dm = +Kpa^2 F_2(m) \text{ en posant } F_2(m) = \int_m^1 F_1(m)\,dm \\ EI \dfrac{dy_2}{dx} = +Kpa^2 \displaystyle\int_0^x F_2(m)\,dx = +Kpa^3 \int_0^m F_2(m)\,dm = +Kpa^3 F_3(m) \text{ en posant } F_3(m) = \int_0^m F_2(m)\,dm \\ EI\, y_2 = +Kpa^3 \displaystyle\int_a^x F_3(m)\,dx = +Kpa^4 \int_1^m F_3(m)\,dm = -Kpa^4 F_4(m) \text{ en posant } F_4(m) = \int_m^1 F_3(m)\,dm \end{cases}$$

et ensuite

$$\begin{cases} Q \dfrac{dz_2}{dx} = -Kp \displaystyle\int_0^x F(m)\,dx = -Kpa\,F_1(m) \\ Q\, z_2 = -Kpa \displaystyle\int_a^x F_1(m)\,dx = +Kpa^2 F_2(m) \end{cases}$$

On établira les tableaux des valeurs des fonctions F_1 à F_4, pour des valeurs de $\underline{m}$ variant de 0,05 en 0,05.

On répétera cette opération pour les fonctions successives que l'on substituera à $F(m)$, comme on l'a indiqué précédemment.

Soit $\Phi(m)$ celle de ces fonctions ayant conduit à un résultat définitif satisfaisant, $\underline{k}$ la valeur correspondante de K.

On aura : $R = k\,p\,\Phi(m)$

Au milieu de la portée, où le moment fléchissant est maximum, il a pour valeur :

$$M = EI\left(\frac{d^2y_1}{dx^2} + \frac{d^2y_2}{dx^2}\right) = a^2\left[\frac{-V}{2} + k\,p\,\Phi_2(0)\right]$$

L'effort tranchant est maximum aux extrémités, et a pour valeur

$$T = EI\left(\frac{d^3y_1}{dx^3} + \frac{d^3y_2}{dx^3}\right) = a\left[V - k\,p\,\Phi_1(1)\right]$$

Quant au sommet du pylône, il est soumis à l'effort transversal

$$a\left[W + k\,p\,\Phi_1(1)\right]$$

Vérification de l'hypothèse faite sur la valeur de la poussée.

La méthode de calcul qui précède suppose que la poussée Q est égale à celle dûe à la charge permanente p'.

On obtiendrait une valeur plus approchée de la poussée en supposant que le câble supporte dans chacune de ses sections la force de composantes:

$$X = 0\ ,\ Y\,d\sigma = -p'\,dx\ ,\ Z\,d\sigma = \left[W + k\,p\,\Phi(m)\right]dx$$

Mais comme il ne s'agit que d'un terme correctif, et que les déformations sont faibles, on pourra admettre que la poussée est la même que si les forces rectangulaires p' et $[W + k\,p\,\Phi_1(1)]$ étaient uniformément réparties sur toute la longueur.

Dans ces conditions, la courbe décrite par le câble serait plane, et la poussée aurait pour valeur:

$$Q' = \frac{a^2}{2f}\sqrt{p'^2 + \left[W + k\,p\,\Phi_1(1)\right]^2} = \sqrt{Q^2 + \frac{a^2}{4f^2}\left[a\left\{W + k\,p\,\Phi_1(1)\right\}\right]^2}$$

On vérifiera si cette valeur n'est pas trop différente de Q, et on appréciera s'il est nécessaire de reprendre les calculs, à partir de cette valeur plus approchée, ce que nous n'avons encore rencontré dans aucune application.

Ordre de grandeur de la déformation transversale. Cet ordre de grandeur est assez variable, suivant l'importance de l'ouvrage. Dans les grands ponts suspendus américains, le contreventement est ordinairement déterminé pour une pression de l'ordre de 150 kg/m².
Voici, pour quelques ouvrages, les résultats correspondants

Pont de Manhattan: portée $l \# 448{,}00$ m déformation transversale $\delta = 0{,}628$ m
Rapport $\frac{\delta}{l} = \frac{1}{714}$

Pont sur la Delaware : $l \# 533{,}00$ m déformation transversale $\delta = 0{,}792$ m
Rapport $\frac{\delta}{l} = \frac{1}{675}$

Pont de Détroit : $l \# 561{,}00$ m déformation transversale $\delta = 2{,}194$ m
Rapport $\frac{\delta}{l} = \frac{1}{256}$

Pont George Washington: $l \# 1067{,}00$ m déformation transversale $\delta = 3{,}475$ m
Rapport $\frac{\delta}{l} = \frac{1}{307}$

Si les poutres n'avaient pas été associées aux câbles, les déformations transversales eussent été les suivantes :

0,731 m , 1,036 m , 3,475 m, 27,431 m

On voit par là toute l'importance que prend l'action des câbles, lorsqu'il s'agit de très grandes portées ; les poutres deviennent beaucoup plus déformables dans le sens transversal, particulièrement parce que la largeur de l'ouvrage est peu variable, quelle que soit la longueur ; les tabliers des ouvrages ci-dessus sont d'ailleurs passablement différents dans leur constitution.

Pour les ponts suspendus de France, à double ou triple voie charretière, le rapport $\frac{\delta}{\ell}$ varie ordinairement entre $\frac{1}{400}$ et $\frac{1}{300}$, pour un vent de 250 kg/m², le dernier rapport concernant d'ailleurs un ouvrage exceptionnel pour notre pays, de 600,00 m. environ de portée ; il s'agit d'ouvrages de conception moderne, et de construction soignée.

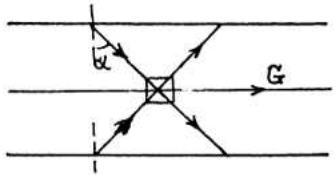
Il ne faut pas attacher de valeur absolue à ces chiffres, qui n'ont que la portée d'une indication très générale, dont il pourrait être légitime de s'écarter dans des cas particuliers.

Répercussion des efforts dûs au vent sur la constitution des poutres de rigidité.

On a indiqué au Chapitre IV de la Section V, à propos de l'étude du contreventement longitudinal unique, que l'âme de la poutre de contreventement formée par la dalle de couverture devait être reliée aux membrures par des assemblages dont la résistance soit suffisante pour transmettre les efforts correspondants.

Il faut insister sur cette idée pour les ponts suspendus qui, étant toujours des ouvrages de grande portée, sont soumis, de la part du vent, à des efforts considérables. La difficulté de construction qui peut se présenter consiste dans la liaison de la dalle et des membrures des poutres de rigidité, lorsque celles-ci sont triangulées.

A moins de renforcer considérablement les montants, auxquels la dalle se trouve souvent reliée, on ne peut transmettre aisément les efforts jusqu'aux membrures, pour les panneaux voisins des extrémités tout au moins. Chaque montant travaille en effet à la flexion dans le sens longitudinal de l'ouvrage, sous l'action de l'effort de glissement longitudinal correspondant à la longueur d'un panneau, qui est reporté sur l'assemblage du longeron, supportant l'about de la dalle, et du montant considéré.



Le dispositif le plus simple pour échapper à cette difficulté consiste à faire supporter cet effort par les diagonales de la poutre de rigidité en y assemblant ce longeron. Dans ces conditions, et dans le cas de la figure ci-contre, si G est l'effort total de glissement dans le panneau considéré, chaque élément de diagonale ne supporte que l'effort $\frac{G}{4 \sin \alpha}$, soit en traction,

soit en compression, et le reporte sur l'élément de membrure auquel il est assemblé, sans qu'il en résulte aucune sujétion de construction.

Effets aérodynamiques du vent sur les ponts suspendus

Tout ce qui précède suppose essentiellement que l'action du vent n'engendre que des efforts statiques, comme le prévoit d'ailleurs le Règlement du 10 Mai 1927. Des incidents et surtout la ruine du pont de Tacoma, le 7 Novembre 1940 ont attiré l'attention des Ingénieurs américains sur la tenue des ponts suspendus sous les effets aérodynamiques que peut produire le vent.

Le pont, en service depuis le 1er Juillet 1940 fut détruit après deux heures d'oscillations provoquées par un vent régulier de 18 mètres/seconde, soit une pression théorique un peu supérieure à 20 Kg/m². Il avait été calculé pour une pression de 123 Kg/m².

Cet ouvrage comportait une travée centrale de 855,00 m et deux travées latérales suspendues de 335,00 m. Avant sa ruine, il supportait à la fois des oscillations horizontales et des oscillations verticales, les deux faces de l'ouvrage subissant d'ailleurs des déformations verticales qui n'étaient pas en concordance, et mettant ainsi en évidence des couples de torsion.

L'importance des oscillations horizontales est explicable par ce fait que la distance entre les axes des poutres de rigidité était de 11,90 m seulement : le rapport de cette distance à la portée est de $\# \frac{1}{72}$, alors que dans les grands ponts suspendus américains il est généralement compris entre 1/31 et 1/35, le pont de la Porte d'Or (Golden Gate) à San Francisco faisant exception avec 1/47 (portée 1280,20 m).

L'importance des oscillations verticales est explicable par le peu de rigidité des poutres; leur hauteur était seulement 2,50 m, soit $\# \frac{1}{340}$ de la portée, alors qu'elle est généralement comprise entre 1/78 et 1/168[1].

On avait observé des oscillations atteignant 1,30 m, et on avait ancré, au moyen de haubans, les travées latérales sur des blocs de béton immergés. Ils furent rompus; en outre, l'attache de fixation d'un manchon reliant le câble au milieu de la poutre de rigidité dans la travée centrale céda, et l'amplitude des oscillations atteignit 8,50 m.

On se préparait alors à effectuer des mesures sur un modèle réduit placé dans une soufflerie, dans le but notamment, de déterminer la forme d'un revêtement aérodynamique dont on se proposait de recouvrir les poutres.

---

[1] Les poutres de rigidité de l'ouvrage correspondant ont d'ailleurs dû être renforcées, par adjonction de véritables poutres triangulées superposées aux poutres primitives (A.P.C. Septembre - Octobre 1947).

Le pont de Bronx - Washington où le rapport est 1/210 constitue une exception : sa travée centrale a 701,00 m de portée et les travées latérales 222,00 m. Il possède 4 haubans reliant le sommet de chaque pile au tablier : on y avait observé un mouvement sinusoïdal des poutres de rigidité d'une dizaine de centimètres d'amplitude, et les haubans ont été ajoutés après coup.

Quelques ponts suspendus, surtout en Amérique, ont causé des préoccupations; le plus grand d'entre eux, le pont de Golden Gate était parfois fermé à la circulation, lorsque soufflaient des vents d'un certain type; après avoir été endommagé en 1951, ses conditions de stabilité ont été transformées après que l'on eût réalisé une jonction entre les câbles et les poutres de rigidité dans la section médiane de l'ouvrage.

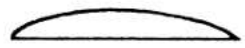
Pour d'autres ouvrages, on a accru la hauteur des poutres de rigidité existantes, en leur superposant de nouvelles poutres assemblées sur elles. Parfois, on a associé des haubans à la suspension normale préexistante. On a également prévu des ouvertures munies de grilles dans le tablier.

L'étude des phénomènes aérodynamiques est un problème extrêmement difficile; elle nécessite la connaissance de la résistance des carènes en hydrodynamique, et celle de la stabilité des ailes d'avion. Elle conduit à considérer les mouvements des ponts suspendus comme des oscillations forcées sous l'action de forces aérodynamiques.

Une théorie de ces phénomènes, beaucoup plus poussée que toutes les précédentes a été établie en 1952-1953 par M. Yves Rocard; elle l'a conduit à des résultats pratiques nouveaux. Auparavant, on disposait de règles empiriques, dites "critères de Steinmann", qui donnaient déjà, entre certaines limites, une bonne probabilité de stabilité. Ces critères d'origine purement statistique, datent de 1943. Ils ne correspondent pas tous à des termes que fait apparaître la théorie, et laissent entièrement de côté la résistance du tablier à la torsion, qui joue cependant un rôle considérable dans la question.

Un pont suspendu à poutres de rigidité possède des périodes d'oscillations propres; il peut vibrer suivant deux modes distincts, en ondes stationnaires.

Si les deux câbles de suspension oscillent en phase, les oscillations sont dites "de flexion", ou longitudinales. Elles peuvent être symétriques (à nombre pair de nœuds): il n'y a pas alors de déplacement horizontal du câble ou du tablier, mais la longueur du câble varie.





Elles peuvent être antisymétriques, (à nombre impair de nœuds): il y a déplacements horizontaux des points du câble, sans variation de sa longueur.





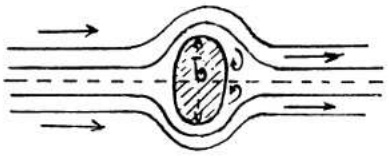
On obtient ainsi deux séries de fréquences d'oscillations; le carré de la fréquence de l'ouvrage est la somme des carrés des fréquences propres du câble isolé et de la poutre de rigidité isolée.

Si les deux câbles de suspension oscillent en opposition de phase, les oscillations sont dites "de torsion" ou transversales; il peut encore se produire des oscillations des deux modes et c'est le seul cas où les ondes sont stationnaires.

En raison de la symétrie de l'ouvrage par rapport au plan vertical passant par son axe longitudinal, les vibrations de flexion et les vibrations de torsion ne sont pas couplées. Si le pont est excité en flexion seulement, il ne se produit aucun mouvement de torsion, et réciproquement.

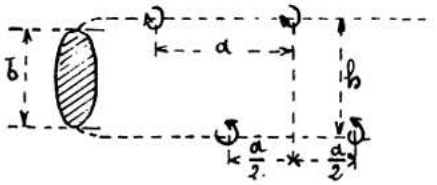
Les phénomènes à étudier deviennent beaucoup plus complexes lorsque les oscillations du pont sont provoquées par les forces dues à un courant d'air régulier, horizontal, dirigé perpendiculairement au plan vertical contenant l'axe longitudinal du pont. Il faut alors considérer simultanément deux effets aérodynamiques.

En premier lieu, on sait que les écoulements hydrodynamiques autour d'un obstacle fixe occupant une largeur b dans le sens transversal au courant, ont des aspects variables avec la valeur du nombre de Reynolds $\mathcal{R} = \rho \frac{V b}{\mu}$ ρ étant la densité du fluide (air dans le cas actuel), μ sa viscosité et V sa vitesse dans une région non perturbée.



Si l'obstacle est symétrique par rapport à la direction de l'écoulement, on observe pour les petites vitesses, correspondant à $\mathcal{R} < 50$ un sillage symétrique et stationnaire. Pour $\mathcal{R} = 50$, on voit apparaître deux enroulements symétriques derrière l'obstacle ; ce sont des tourbillons représentés par des flèches courbes sur la première figure.

Lorsque $\mathcal{R} > 50$, il se détache une allée de tourbillons dits de Bénard - Karman, qui se déplacent à la fois par rapport à l'obstacle et par rapport au fluide. C'est le cas qui se produit pour les ponts suspendus dès que le vent est notable. Les tourbillons alternés se détachent des arêtes de l'ossature métallique ; ils sont accompagnés de réactions latérales alternées, qui s'exercent dans le sens vertical.



La fréquence de ces tourbillons est proportionnelle à la vitesse du vent.

Le pont a ainsi des mouvements qui répondent à l'excitation par tourbillons alternés. Il ne peut pas se produire d'oscillations anti-symétriques, parce que l'excitation aérodynamique verticale est de même sens, à un instant donné sur toute la longueur du pont, mais seulement des oscillations symétriques, comprenant $2n+1$ demi-ondes sinusoïdales qui correspondent à une excitation résultante pour une demi-sinusoïde, les autres s'annulant deux à deux.

La théorie montre que si la fréquence de la force alternée due aux tourbillons est le double de la fréquence propre du pont, on obtient un mode de vibration du pont, qui conduit à des amplitudes sensibles, mais strictement limitées, lorsqu'elles se produisent dans une bande de fréquence étroite autour d'une fréquence de résonance. C'est le cas où l'accrochage de la fréquence des tourbillons alternés se produit le plus aisément sur la fréquence propre du pont. L'expérimentation sur modèle réduit confirme ce résultat.

Les conditions nécessaires pour que l'amplitude des vibrations puisse s'accroître indéfiniment sous l'action des tourbillons alternés ne peuvent pas être réalisées pour les ponts tels qu'ils sont ordinairement construits. La considération des tourbillons alternés ne suffit donc pas, à elle seule, pour

expliquer leur instabilité lorsqu'elle peut conduire à des oscillations catastrophiques.

Or, on constate que lorsqu'un pont suspendu oscille dans un courant d'air régulier, il naît des forces aérodynamiques s'exerçant sur le tablier, qui sont beaucoup plus importantes que les réactions auxquelles les tourbillons alternés peuvent donner naissance. Il en résulte un effet dit "flutter" vocable sous lequel on désigne en général, l'ensemble des mouvements élastiques des constructions flexibles dûs aux sollicitations aérodynamiques.

Cet effet est couramment pris en considération dans l'étude des oscillations de flexion et de torsion des ailes d'avions, et on est ainsi conduit à rechercher dans quelles conditions se produit le couplage de ces deux genres d'oscillations, qui conduit à une rupture dite "explosive".

On conçoit que l'on puisse ainsi parvenir à définir une vitesse critique du vent, au-dessous de laquelle le couplage est impossible, mais au-dessus de laquelle il peut se produire, par rapprochement l'une de l'autre d'une fréquence de vibration de flexion et d'une fréquence de vibration de torsion, une vibration complexe dont l'amplitude va en croissant. Actuellement, la théorie ne permet de définir que la vitesse critique et la forme qualitative de l'oscillation ; ceci permet cependant de retrouver les aspects des accidents connus, et en particulier l'ordre de grandeur de la vitesse du vent lors de la chute du pont de Tacoma.

En définitive, il se produit dans les oscillations forcées des ponts suspendus dans le vent, deux phénomènes simultanés : l'action des tourbillons alternés et l'effet flutter.

La théorie de M. Yves Rocard les étudie séparément[1] ; les résultats expérimentaux montrent que cette simplification est justifiée avec une approximation assez grande. Il semble que les vibrations couramment observées des ponts suspendus dont le comportement est satisfaisant soient dues aux tourbillons alternés (effet Karman pur).

Le couplage flexion-torsion, par effet flutter, permet, à lui seul, de déterminer une vitesse critique du vent susceptible de conduire à la rupture explosive ; c'est déjà une bonne approximation, qui est à améliorer en tenant compte de l'influence des tourbillons alternés sur le phénomène de couplage, ce qui complique singulièrement une question déjà fort difficile. La question n'est donc pas encore résolue, ni théoriquement, ni expérimentalement, et de nouveaux résultats expérimentaux sont nécessaires pour y parvenir. Des essais sont actuellement poursuivis au Laboratoire de l'École normale Supérieure, sous la direction de M. Yves Rocard.

Les conclusions pratiques que l'on peut tirer du stade actuel de la théorie sont les suivantes :

1°) La possibilité de l'apparition de l'effet Karman aux vitesses de vent faibles ou moyennes est liée au paramètre sans dimensions $\frac{V}{N b}$ dans lequel

- V est la vitesse du vent en mètre par seconde.

(1) Annales des Ponts et Chaussées - 1957 - fasc. I et suivants : "Essais sur les théories aérodynamiques, relatifs aux ponts suspendus, et leur application au pont de Tancarville" (M. Chadenson).

- N la fréquence d'oscillation du fondamental flexion en cycle par seconde.
- h la hauteur hors tout de la poutre de rigidité en mètre.

La valeur moyenne de cette expression est 6,5 pour un certain nombre de ponts suspendus. Pour avoir une valeur élevée de V, on est conduit à accroître N et h. Il est difficile de modifier N, qui dépend essentiellement des données auxquelles doit satisfaire l'ouvrage (portée, largeur, surcharges, etc...). Mais on voit qu'il y a intérêt à ne pas construire des poutres de rigidité de trop faible hauteur.

2°) La vitesse critique peut être déterminée à partir de l'expression (effet flutter)

$$\left(\frac{V_c}{\omega_1 l}\right)^2 = \frac{\omega_2^2 - \omega_1^2}{\omega_1^2 \alpha (1+\gamma)}$$

dans laquelle V_c est la vitesse critique de couplage en mètre par seconde
$\omega_1 = 2\pi N$ est la pulsation d'oscillation du fondamental flexion du pont
l est la demi-largeur du pont en mètre
ω_2 est la pulsation d'oscillation du fondamental torsion du pont
α est un coefficient aérodynamique relatif à la forme et au poids du tablier (valeur moyenne 1/50)
$\gamma = \frac{l^2}{2r^2}$, r étant le rayon de giration de la section droite du tablier par rapport à son centre.

Le premier membre permet de constater qu'il est désirable, pour avoir une vitesse critique élevée, que ω_1 soit important, et que le pont soit large ; on peut accroître ω_1 en réduisant la flèche du câble.

Le second membre met en évidence que si ω_2 et r, qui sont liés tous deux à la torsion du tablier, sont importants, on pourra obtenir des valeurs élevées de V_c.

Enfin, on a intérêt à réduire à α, ce qui se passe en particulier, d'après son expression théorique, lorsque le pont est lourd.

La théorie de M. Yves Rocard fait ainsi apparaître un terme important de la stabilité aérodynamique des ponts suspendus, qui est sa rigidité à la torsion ; il était resté inaperçu jusqu'à maintenant. C'est un facteur sur lequel il est assez facile d'agir, sans modifier les données mécaniques de l'ouvrage relatives à la flexion, par un choix convenable de la constitution du tablier. On pourrait même, par ce procédé, améliorer la stabilité aérodynamique d'un pont suspendu déjà en service qui correspondrait à une vitesse critique théorique estimée un peu faible.

En conclusion, on retiendra que l'on doit accroître la rigidité de torsion de la partie suspendue, qui, en raison de la nature de l'ouvrage est beaucoup plus faible, pour une même portée et une même largeur, que s'il s'agissait d'un pont métallique à deux poutres maîtresses d'un autre type. On doit donc éviter les ponts à la fois très longs et très étroits.

L'accroissement de la rigidité verticale du tablier, toujours très notablement plus faible que dans les ponts métalliques d'un autre genre, agit dans le même sens, car il accroît la capacité d'absorption d'énergie de la

construction ; mais il est moins efficace que l'accroissement de la rigidité de torsion.

Enfin, on voit que la présence du terme α, coefficient aérodynamique, dans la formule donnant la vitesse critique exige l'expérimentation sur modèles réduits.

Dans l'état actuel de la technique, c'est, en dernière analyse, à cette expérimentation qu'ont recours les Ingénieurs lorsqu'ils ont à établir des ponts suspendus de dimensions exceptionnelles. Pour l'établissement du projet de pont sur la Severn, en Angleterre, qui comporte une travée de 987 m d'ouverture, les recherches aérodynamiques expérimentales ont été poursuivies pendant cinq ans.

Les recherches qui ont été faites à l'occasion de la construction du pont de Tancarville à 3 travées, (dont la travée centrale a 608 m de portée), ont permis non seulement d'apporter une contribution considérable à l'aérodynamique des ponts suspendus, mais encore de préciser les améliorations que peuvent apporter à leur stabilité des liaisons supplémentaires dans un pont à 3 travées suspendues dont les poutres de rigidité sont des travées indépendantes (1).

En particulier, si l'on réalise la continuité des poutres de rigidité dans les trois travées, si l'on fixe les câbles sur les poutres de rigidité dans la section médiane de l'ouvrage, et si l'on fixe les poutres de rigidité sur les culées à l'une de leurs extrémités, on constate que tout se passe

- au point de vue de la fréquence d'oscillation du fondamental de flexion dissymétrique comme si la travée centrale était une travée indépendante de 276 m de portée (au lieu de 608).
- au point de vue de la fréquence d'oscillation du fondamental de torsion dynamique, comme si elle avait 135 m de portée.

L'efficacité de cet ensemble de liaisons est donc considérable.

---

(1) Voir l'étude correspondante de M. Chaudenson (Génie Civil 15 Juillet 1955).

Section IX

Montage et entretien des ponts métalliques

Chapitre I

Montage des ponts

Indications générales

Transport et mise en place des matériaux.

Les ponts métalliques sont confectionnés à l'atelier :

en pièces complètes : barres de triangulation, pièces de pont, longerons, etc..

en tronçons seulement, lorsqu'il s'agit de pièces plus volumineuses, telles que les membrures.

Ces éléments doivent être préparés ou même assemblés de manière à réduire au minimum le nombre des rivets à poser ou des soudures à exécuter sur le chantier, parce que le travail d'atelier est meilleur que celui que l'on peut faire sur le chantier ; il est d'ailleurs plus rapide, plus économique, et il est plus facile de le surveiller. On estime que, sur le chantier, les soudures sont 25% plus chères qu'à l'atelier.

Cependant, cette condition ne doit pas conduire à faire préparer à l'atelier des pièces trop volumineuses, trop lourdes ou de formes trop compliquées, car elles seraient exposées à subir des avaries pendant le transport ou les manutentions.

On doit tenir compte, d'ailleurs, pour l'étude correspondante, des conditions du transport, de la disposition et de l'organisation du chantier, de ses moyens d'accès, et de l'outillage dont il est pourvu.

Au cours des manutentions, il faut éviter de blesser les pièces de charpente ; on procèdera donc de préférence à leur levage au moyen d'élingues en chanvre, placées à l'extrémité de chaînes en acier.

Sur le chantier, on évitera de réparer les outils à la forge, surtout en ce qui concerne les chaînes et les pièces de levage ; car si la réparation n'est pas faite avec tout le soin nécessaire, la partie qui a été chauffée, pour être ensuite travaillée au marteau, perd une partie de sa résistance et devient fragile.

Les réparations de l'outillage qui intéresse la sécurité doivent être faites à l'atelier.

Présentation des pièces.

Les pièces, approvisionnées sur le chantier, sont transportées, suivant l'ordre fixé par le chef monteur, à la place qu'elles doivent occuper dans la construction. On les présente alors dans la position qui permettra de les assembler avec les éléments déjà montés.

Dans les constructions rivées, on utilise pour rapprocher les pièces des tiges de fer nommées broches, que l'on enfile dans quelques uns des trous de rivets qui doivent se correspondre.

Quand la pièce à mettre en place se présente bien, on la fixe par quelques boulons provisoires passant dans les trous préparés pour les rivets d'assemblage. On procède ensuite au rivetage, en obturant d'abord les trous qui ne sont pas affectés au boulonnage provisoire, et en enlevant au fur et à mesure les boulons, pour leur substituer des rivets.

Si par suite d'une erreur de traçage ou de perçage, les trous de rivets ne sont pas exactement en face les uns des autres, il faut y porter remède, et c'est ici que l'on rencontre la source des malfaçons habituellement constatées.

La plus commune est le brochage, qui consiste à enfoncer à coups de marteau dans les trous une broche conique en acier pour les amener en coïncidence. Il en résulte un écrouissage local de la matière, et parfois des amorces de fissures ; dans tous les cas, la résistance de l'assemblage se trouve affaiblie.

Le seul procédé acceptable pour faire disparaître les discordances des trous de rivets est l'alésage ; il entraîne un accroissement du diamètre du trou, mais il suffit d'employer un rivet de diamètre un peu supérieur à celui qui était prévu.

C'est pourquoi il est prudent de ne jamais prévoir, dans les projets d'ouvrages courants, de rivets de diamètre trop important ; on peut alors, après alésage, employer un rivet dont la pose sur le chantier est encore aisée.

Dans les constructions soudées, il faut éviter le montage des différents éléments au moyen de boulons, même s'ils sont passés dans de petites pattes, rapportées sur les pièces par soudure, à cause de l'altération correspondante du métal de base.

Les trous de boulons, dans les pièces elles-mêmes, doivent être proscrits : leur obturation en fin d'exécution, au moyen de métal d'apport, forme des nids d'inclusion, et peut être l'amorce de fissures.

Le mieux est de réunir les pièces au moyen d'étriers, dont on peut faire varier le degré de serrage, de manière à gêner le retrait le moins possible.

Les opérations de traçage et de perçage à l'atelier peuvent être faites avec une précision de 1 à 2 mm ; une discordance plus grande constituerait une malfaçon, pouvant entraîner le rebut de la pièce.

Il faut remarquer, toutefois, qu'un défaut de concordance de cet ordre n'a guère d'inconvénients en service lorsqu'elle est faite

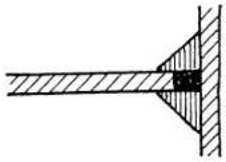
mécaniquement par pression, parce que le métal, fortement refoulé tandis qu'il est au rouge vif, remplit toutes les anfractuosités du trou. Il n'en est pas de même pour les rivets posés à la main, ou même au marteau riveur, parce que la puissance de refoulement est insuffisante, particulièrement pour les rivets longs ou de fort diamètre. La compression du métal est trop faible, et la pose est terminée à trop basse température pour que le rivet remplisse bien son logement.

L'expédition des pièces de charpente d'un pont au chantier de construction ne doit être faite qu'après un montage provisoire à l'atelier; on peut ainsi vérifier que les assemblages sont convenablement disposés, et faire, s'il est nécessaire, des retouches à l'alésoir.

Les opérations de traçage à l'atelier doivent être exécutées avec beaucoup plus de soin pour les constructions soudées pour obtenir finalement un ensemble aussi satisfaisant. Il faut tenir compte du fait de l'importance du retrait, qui diminue, suivant les cas, la largeur ou la longueur de certains des éléments qui doivent être assemblés par soudure.

L'écartement entre deux pièces qui doivent être assemblées par soudure bout à bout, et qui font déjà partie de deux ensembles soudés dont les dimensions finales après assemblage sont fixées à l'avance, ne doit pas être trop important.

La distance entre deux pièces destinées à être réunies par des cordons d'angle doit être aussi faible que possible; il est bien rare que l'on n'ait pas à corriger des écarts de laminage : des vides importants se rencontrent souvent dans les ponts à la jonction des longerons et des pièces de pont. S'ils sont inférieurs ou au plus égaux à 6 mm, on les remplit de soudure. S'ils sont supérieurs à 6 mm, on emploie des cales métalliques pour les compenser. La plus satisfaisante est la cale de la Marine, dont la largeur est égale à celle de la pièce de longueur insuffisante; elle est soudée, en même temps que la pièce, au moyen de cordons d'angle d'épaisseur convenable. Il y correspond, naturellement, une dépense de métal d'apport supérieure à celle qui serait strictement suffisante si le traçage avait été parfaitement exécuté.



Il faut éviter la mise en forme des pièces à froid, notamment si leur rayon de courbure doit être inférieur à 40 fois leur épaisseur, car on risque d'écrouir le métal.

On remarquera enfin que si une certaine souplesse des échafaudages n'a que peu d'importance pour les constructions rivées, parce qu'elle est peut être compensée par des calages appropriés, il n'en est pas de même pour les constructions soudées : le rattrapage régulier des jeux qui pourraient se produire de ce chef est plus délicat à réussir, et s'il est insuffisant, il faut dépenser plus de métal d'apport.

Chauffage des rivets sur le chantier.

On chauffe les rivets soit avec des forges portatives à main, soit avec des petits fours à réverbère, munis d'une soufflerie. L'essentiel est de chauffer les rivets sur toute leur longueur à une température uniforme, et de ne pas les brûler.

La température à laquelle est porté le rivet a, en effet, une importance capitale pour sa bonne tenue ultérieure; si elle est trop élevée, le métal est brûlé: il perd de sa résistance, et de sa ductilité; si elle est trop basse, le métal

est détérioré par écrouissage pendant sa pose, le rivet remplit mal son logement, et le serrage est insuffisant.

Le chauffage des rivets à l'électricité est employé sur des chantiers très importants.

On emploie également l'air comprimé pour le transport des rivets chauffés au rouge blanc. Ce procédé permet de concentrer les opérations de chauffage des rivets sur un petit nombre de points, choisis de manière que l'accès et la surveillance soient faciles.

Vérification des assemblages.

Les conditions dans lesquelles est réalisée la pose des rivets exercent une influence prépondérante sur la durée et sur la stabilité des ouvrages.

En effet, abstraction faite de la destruction des aciers par la rouille, qui s'attaque d'ailleurs spécialement aux rivets dont le métal est écroui, c'est toujours par la rivure que les constructions dépérissent, quand elles ne présentent aucun vice constitutionnel de conception ou de construction. Il importe donc de soigner avant tout les assemblages, en s'assurant avant emploi de la qualité du métal pour rivets, en recourant à la pose par pression toutes les fois qu'on le peut. Il faut exercer sur le chantier une surveillance particulièrement attentive, qui doit comporter la vérification de tous les rivets en place, sans exception, et le remplacement immédiat de ceux dont la tête serait fissurée, ou dont le serrage aurait été reconnu insuffisant, en frappant les têtes à l'aide d'un marteau.

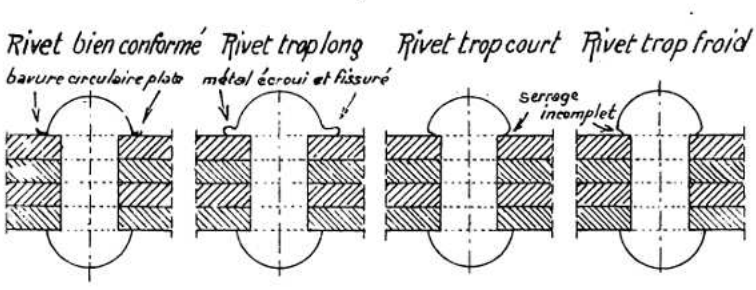
Les éléments à assembler par rivets doivent être, au moment de la pose, parfaitement jointifs et pressés les uns contre les autres par des boulons provisoires de montage serrés à bloc. Il faut pour cela que les faces jointives soient bien planes, aient des surfaces nettes et unies, et une épaisseur régulière. Sinon, la rivure est médiocre, parce que le serrage est irrégulier, et insuffisant.

Rivures mal faites

Résal a classé les rivures mal faites en trois catégories d'après la nature des défauts.

1°) défauts qu'il est toujours possible de découvrir après la pose.

Le relâchement d'un rivet, dont les têtes ne serrent pas les tôles, est souvent mis en évidence par un vice de conformation; on s'en rend compte en frappant la tête de légers coups de marteau, et en appréciant, par habitude, la réaction exercée sur la main, ou la résonance du métal. Il faut une certaine expérience pour y parvenir.

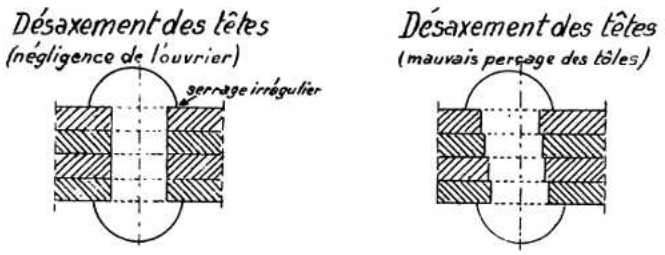


A ce propos, si, pour une raison quelconque, on a dû remplacer un rivet, il convient de

renouveler l'essai de résonance sur les rivets voisins, même s'ils ont satisfait à une première épreuve, parce que la pose du nouveau rivet est susceptible de provoquer le relâchement des voisins. La figure ci-contre permet de se rendre compte de l'aspect des rivets dans les différents cas qui peuvent se présenter.

2°) <u>défauts qu'il peut être difficile de découvrir après la pose</u>.

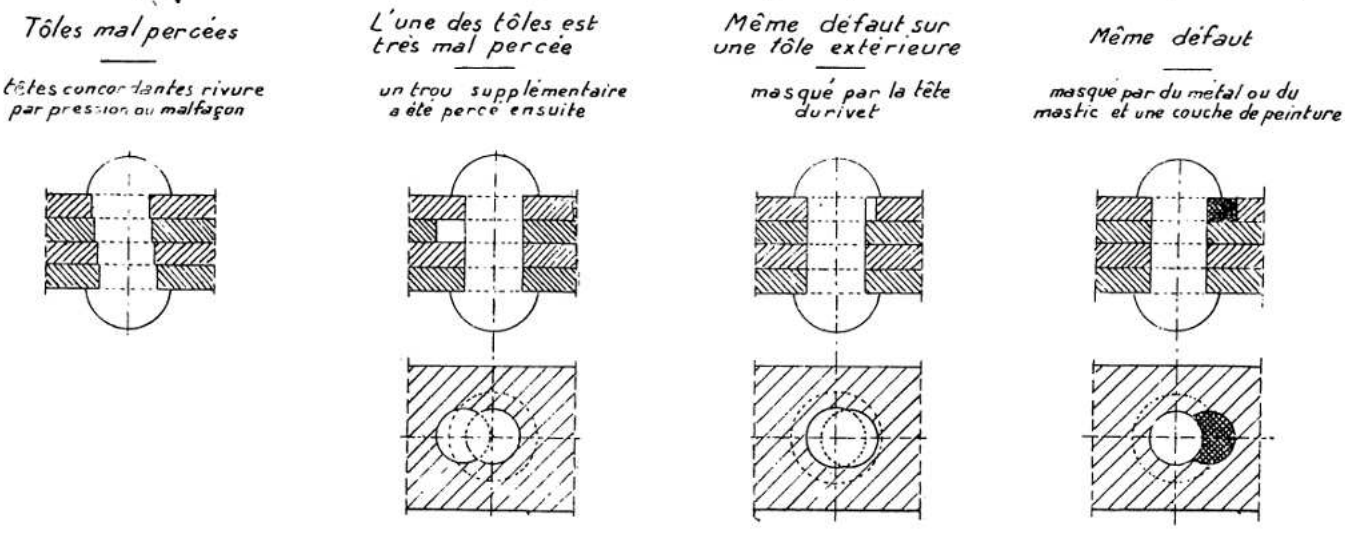
La non concordance des 2 têtes d'un même rivet peut provenir, soit de la négligence de l'ouvrier qui façonne la tête, soit d'un désaxement des trous des éléments empilés les uns sur les autres.



Dans le premier cas, la cause est purement accidentelle, et la faute est révélée par l'espacement inégal des têtes de rivets sur une des faces de l'assemblage; dans le second cas, la cause est permanente pour l'assemblage envisagé, l'écartement des rivets est donc constant; la malfaçon ne peut être révélée que par le repérage des deux têtes d'un même rivet: la ligne des centres des têtes est oblique, et non pas perpendiculaire sur le plan des tôles en contact.

3°) <u>défauts qu'il est matériellement impossible de découvrir après la pose et que, seule une surveillance attentive exercée à l'atelier et au chantier peut permettre de déceler</u>.

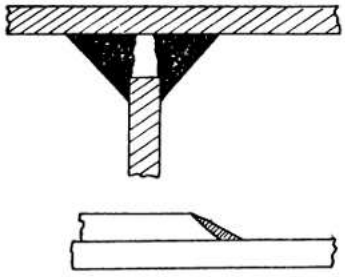
Les figures ci-dessous représentent quelques-uns de ces défauts qui



sont de véritables malfaçons; on a rencontré parfois des têtes de rivets dont une partie était du mastic.

<u>Soudures mal faites</u>

Dans les constructions soudées, il y a également possibilité de malfaçons que l'on ne peut découvrir au simple examen visuel, et qui ne sont facilement révélées qu'au moment même de l'exécution.



Le premier exemple est relatif à l'assemblage de deux pièces à angle droit par cordons d'angle: l'une d'elles était trop courte, et on a négligé de mettre la cale destinée à racheter l'écart de laminage: le vide subsistant à l'intérieur est une cause d'amorces de fissures; d'autre part, la résistance des cordons est très inférieure à celle que leur épaisseur permet d'escompter.

Le second exemple montre un assemblage par recouvrement mal monté: la résistance est également très affaiblie.

Il peut également y avoir "maquillage" d'un cordon exécuté en plusieurs passes, les premières étant mal exécutées, tandis que les passes superficielles sont très soignées.

Aussi bien dans l'examen de la rivure que dans celui de la soudure, il est naturel de faire une différence entre les assemblages essentiels à la solidité et à la durée de l'ouvrage, et les autres; si l'on doit être très rigoureux sur la qualité exigée pour les premiers, on doit être tolérant quand il s'agit des autres.

Résal a très justement indiqué à cet égard l'attitude qu'il convient d'avoir: "En matière de surveillance de travaux, l'extrême "intransigeance est presque aussi nuisible que l'extrême tolérance: elles ne con- "duisent, ni l'une, ni l'autre, à la perfection. Il faut se garder des exigences "excessives, dont on reconnaîtrait soi-même l'inutilité; sinon, on découragera "le constructeur, las de se voir imposer des dépenses improductives et des sujétions "non motivées, et l'on incitera son personnel à user de ruse à l'égard des contrô- "leurs, considérés par lui non plus comme des collaborateurs à l'œuvre com- "mune, mais comme des adversaires malintentionnés et chicaneurs."

Exécution des cordons de soudure.

Dénomination des soudures d'après leur mode d'exécution.

Les soudures portent des noms différents, suivant la position occupée par les surfaces à assembler, et le mode d'exécution qui en découle.

Si ces surfaces sont sensiblement horizontales, et que la soudure puisse être exécutée par dessus, on dit que c'est une soudure "à plat".

Si elles sont sensiblement verticales, et que le joint à souder soit à peu près horizontal, on dit que la soudure est "horizontale"; elle est "verticale" si le joint à souder est vertical.

Si elles sont sensiblement horizontales, et que le soudeur, pour les exécuter, se trouve dans l'obligation de faire jaillir l'arc au-dessus de sa tête, on dit que la soudure est "au plafond". (il y en a environ 60%)

Les soudures "à plat" sont les plus faciles à exécuter; les soudures "au plafond" sont les plus difficiles: tous les soudeurs ne les exécutent pas convenablement. Si elles le sont, leur résistance est équivalente à celle des autres; il vaut mieux les éviter, parce qu'elles sont plus coûteuses. Les soudures verticales montantes sont également difficiles à exécuter.(1)

(1) Pour le renforcement du viaduc d'Austerlitz, le paiement étant fait au centimètre cube de soudure déposée, les prix des soudures, faites exclusivement sur le chantier étaient les suivants (avant 1936) soudure à plat 0f70 - horizontale: 1f05 - verticale 1f25 - au plafond 1f40. Cette progression donne une idée de la difficulté relative d'exécution.

Mode d'exécution des différents cordons de soudure

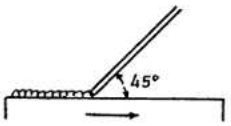
Avant d'exécuter un cordon de soudure, il faut nettoyer vigoureusement les pièces à assembler, dans toutes les régions où doit être déposé le métal d'apport : la soudure n'a qu'une résistance médiocre si les surfaces sont sales, grasses, ou présentent des traces de peinture ou de rouille.

La première passe, (ou le cordon, s'il n'en comporte qu'une seule), doit être particulièrement soignée, afin que la soudure remplisse bien le fond de l'angle dièdre.

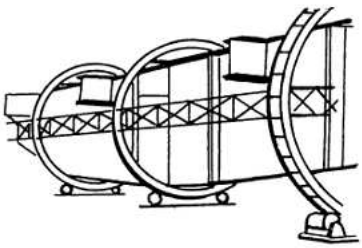
Entre deux passes il est indispensable de nettoyer vigoureusement la surface du métal déposé, pour la débarrasser du laitier et des scories.

On peut d'ailleurs améliorer la résistance d'un cordon en le faisant exécuter par deux soudeurs : l'électrode de l'un prend la place de l'électrode de l'autre lorsque celle-ci est consommée ; on supprime ainsi les sections moins résistantes correspondant à l'interruption de la soudure lorsqu'elle est exécutée par un seul soudeur.

Soudures à plat.



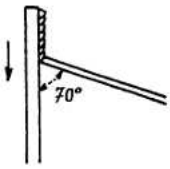
L'électrode est tenue dans le plan vertical contenant le cordon, et est inclinée à 45° dans le sens de l'avancement. Le laitier doit rester en arrière de l'électrode : s'il venait en avant, il se produirait des inclusions, et le cordon serait inégalement résistant. Si par contre, il était trop en arrière, le métal fondu serait mal protégé.



Pour pouvoir exécuter le plus grand nombre possible de soudures à plat, on monte parfois les pièces à assembler de manière à les faire supporter par des cylindres circulaires en tôle, munis de jantes de roulement convenables. On peut ainsi amener successivement chaque soudure dans la position voulue.

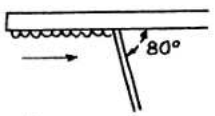
Les poutres du pont de St Cloud ont été soudées sur des dispositifs inclinés, pour réaliser les soudures d'angle extérieures entre deux tôles, formant chacune un angle de 45° avec l'horizontale.

Soudures verticales.



L'électrode est tenue dans le plan vertical contenant le cordon, et est inclinée à 70° sur sa direction dans le sens de l'avancement ; sa pointe doit affleurer le laitier. Celui-ci doit être conduit en avant de la pointe de l'électrode, ce qui est réalisé avec une intensité de courant un peu plus faible que dans le cas précédent. Ces soudures sont d'ailleurs à éviter, en raison du manque de pénétration.

Soudures au plafond.



L'électrode est tenue dans le plan vertical contenant le cordon, et est inclinée à 80° sur sa direction, dans le sens de l'avancement ; le laitier doit suivre la pointe de l'électrode, l'arc étant aussi court que possible. L'ouvrier déplace l'électrode parallèlement à la ligne de ses épaules. La soudure est réalisée avec une intensité de courant intermédiaire entre celles qui sont utilisées pour les soudures à plat et pour les soudures verticales.

Les soudures verticales ne sont admises qu'avec des électrodes de diamètre au plus égal à 5 mm, et les soudures au plafond ne sont guère réalisables qu'avec des électrodes dont le diamètre est au plus égal à 4 mm, en raison de l'importance du bain de métal en fusion, qui aurait tendance à s'écouler trop facilement avec les électrodes plus grosses.

Sauf pour les soudures à forte pénétration, le diamètre des électrodes est ordinairement inférieur ou au plus égal à 6 mm.

C'est plus coûteux que d'employer des électrodes plus grosses, mais on a l'avantage de mieux recuire ainsi les soudures, à cause du nombre de passes plus élevé, et d'améliorer leurs qualités mécaniques On évite ainsi les effets de trempe, à laquelle ont été imputés les accidents survenus depuis 1939. Toutefois, si les électrodes sont très fines, comme dans les soudures au plafond, les passes sont de très faible épaisseur, et il y a risque de formation de troostite, et même de martensite, et par conséquent, aggravation du danger de fissuration.

Soudures bout à bout.

Nous avons attiré précédemment l'attention sur l'intérêt que présente la reprise des soudures bout à bout par la pointe, pour obtenir une meilleure résistance. Voici le mode opératoire préconisé en Allemagne pour les soudures de forte épaisseur: les tôles étant chanfreinées soit au chalumeau, ou à la cisaille, ou par rabotage, ou par machines à couteaux circulaires,



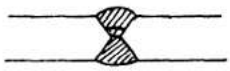
1) On soude, d'un côté, sur le tiers de l'épaisseur



2) On retourne la pièce et on dégage le fond du chanfrein, qui est de qualité médiocre, comparable à celle des cratères d'extrémité d'un cordon d'angle, par fraisage, meulage ou burinage, attaquant à la fois le métal d'apport et le métal de base; la cavité ne doit pas être trop pointue, car on favoriserait le dépôt de scories, ni en forme d'encoche à parois parallèles, car les parois participeraient mal à la fusion; une forme adoucie est préférable.

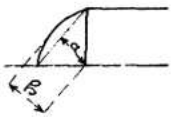


3) On soude complètement la face supérieure.

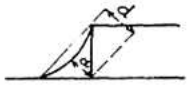


4) On retourne la pièce et on achève le premier cordon de soudure.

Soudures d'angle.



Les soudures d'angle, si elles sont trop bombées sont dangereuses, en raison de l'effet d'entaille; si a est l'épaisseur théorique, l'épaisseur maximum réelle h doit être inférieure à 1,3 a. ($h \leq 1{,}3\,a$)



Par contre si elles sont trop concaves, elles sont particulièrement sensibles aux effets du retrait transversal; l'épaisseur théorique a doit être au moins égale aux 70 centièmes de d ($a \geq 0{,}7\,d$)

Précautions à prendre à l'exécution.

Indépendamment des indications qui précèdent, on peut parfaire l'homogénéité du cordon, et éviter une préfissuration de sa surface, en déposant une couche superficielle supplémentaire, que l'on supprime ensuite par meulage.

Il est peu indiqué de souder lorsqu'il gèle, surtout lorsqu'il s'agit d'exécuter des soudures d'angle, ou des assemblages de pièces fortement maintenues par des assemblages préalables, surtout lorsque l'on ne soude pas pendant les heures les plus froides ; il y a moins d'inconvénient à exécuter des soudures bout à bout d'éléments dont une extrémité est maintenue libre. Mais il est recommandable de réchauffer les parties à assembler, et d'exécuter chaque assemblage sans interrompre le travail.[1]

Effets de l'opération de soudure sur les ouvriers.

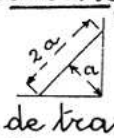
Pendant l'exécution d'un cordon de soudure, des rayons ultra-violets et infra-rouges sont émis en abondance ; ils sont nuisibles pour les yeux des ouvriers. Les premiers peuvent provoquer de fortes inflammations de la conjonctive et de la cornée, qui sont guérissables. Mais les rayons infra-rouges provoqueraient peu à peu des lésions graves de l'iris, du cristallin, ainsi que de la rétine et de la choroïde, si des précautions spéciales n'étaient pas prises. Ils pourraient provoquer la cataracte dite « du feu », qui est actuellement incurable. On en atténue les effets en enlevant le cristallin.

La protection contre ces rayonnements est réalisée au moyen de verres absorbants spéciaux, enchassés dans des boucliers de protection que l'ouvrier tient d'une main, tandis que l'autre dirige l'électrode ; ces boucliers protègent en même temps son visage. On peut également utiliser des masques, moins encombrants, et qui permettent d'exécuter des soudures dans un espace plus restreint.

Pendant l'exécution de la soudure se produit également un dégagement de gaz toxiques et une projection de poussières toxiques, qui peuvent incommoder les ouvriers si l'atmosphère n'est pas suffisamment ventilée. Dans la construction des éléments d'arc en poutres à caisson dont les 4 faces sont à âme pleine, du Pont de Meuilly, l'atmosphère du tube ainsi constitué a dû être aérée au moyen d'un ventilateur disposé à l'une des extrémités sur une paroi provisoire.

Il existe également des masques à ventilation, disposés de manière à chasser les vapeurs ou les fumées hors du masque.

Remarque relative à la quantité de métal dépensé dans un cordon d'angle.



Le volume d'un cordon d'angle dont l'épaisseur théorique est a et la longueur théorique l, est égal à $V = a^2 l$. L'effort qu'il est susceptible de transmettre est proportionnel à al ; cet effort est d'ailleurs la donnée du problème à résoudre pour déterminer l'épaisseur a. Soit F sa valeur ; on devra avoir $F = k a l$ k étant un coefficient numérique.

On a donc : $V = \frac{aF}{k}$, c'est-à-dire que le volume du métal dépensé est proportionnel à l'épaisseur théorique du cordon.

On a donc intérêt à réduire cette épaisseur le plus possible : le produit al

---

[1] La fréquence des ruptures des Liberty-Ships construits pendant la guerre a correspondu à une variation brutale de la température ambiante au cours des 24 heures précédant l'accident : alors qu'aucun accident ne correspondait à la période octobre-septembre, on notait 38 accidents en décembre-janvier 1944, 18 en février-mars, 1 en avril-mai.

étant constant, les soudures fines et longues sont plus économiques que les soudures courtes et épaisses.

Déformations produites sur les pièces assemblées

Ces déformations et les contraintes résiduelles correspondantes sont l'une des plus grandes difficultés que l'on rencontre dans l'exécution des constructions soudées; l'exemple suivant donne une idée de l'importance qu'elles ont parfois : après l'exécution du dernier joint de montage de la membrure supérieure d'une poutre échelle, l'extrémité sur culée s'est soulevée de 0,03 m, alors que le pont était encore sur échafaudage.

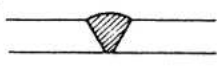
Pour combattre ces déformations, on utilise un certain nombre de procédés opératoires, dont nous allons donner quelques exemples; des essais préliminaires sont souvent nécessaires pour obtenir un résultat satisfaisant dans un cas déterminé.

D'une manière générale, on peut dire qu'il faut régler convenablement l'ordre d'exécution des cordons de soudure et opérer de manière à obtenir une bonne conductibilité des différentes parties à assembler, par exemple en superposant aux pièces à souder des plaques de cuivre, en les enfonçant dans du sable humide, ou en réalisant progressivement une soudure continue par éléments discontinus.

La vitesse avec laquelle le cordon de soudure est déposé intervient également; on a constaté que, pour une électrode déterminée et une intensité de courant donnée, il existe une vitesse optimum telle que pour les vitesses inférieures, il se produit un échauffement beaucoup plus notable du métal de base, tandis que pour des vitesses supérieures, l'échauffement diminue seulement très lentement.

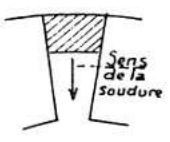
Nous examinerons d'abord les conditions dans lesquelles se produisent les déformations suivant qu'il s'agit de soudures bout à bout ou de soudures d'angle.

a) <u>Soudures bout à bout</u>. Si l'on soude bout à bout deux tôles de même épaisseur, par un cordon perpendiculaire à leur axe longitudinal, on constate que, si elles sont libres, elles se rapprochent l'une de l'autre au cours du refroidissement : il se produit un retrait important, transversal au cordon, qui peut atteindre 3 mm. et même davantage, suivant l'épaisseur des tôles; il n'en résulterait aucune contrainte si le cordon était exécuté instantanément sur



toute sa longueur et si l'écartement des tôles était constant sur toute la longueur de l'assemblage. Dans un joint bien exécuté, en tôles de 10 à 15 mm, écartées de 2 mm, le rapprochement serait ainsi de 1,5 à 2 mm.(1)

Mais, comme la soudure n'est pas exécutée simultanément sur toute la longueur du cordon, les tôles tournent dans leur plan moyen sous l'action du retrait transversal, car lorsque les premières parties sont refroidies, le retrait ne pouvant plus s'y produire, se localise dans les parties restées chaudes. Il se produit en même temps des tractions dans les dernières parties exécutées, et des compressions dans les autres. On est obligé de maintenir les tôles par des points de soudure pour éviter leur rapprochement, et, éventuellement, leur chevauchement.



(1) Le retrait transversal d'un cordon de soudure bout à bout est fonction de sa longueur, et croît avec elle suivant une loi logarithmique; si ρ est le retrait proportionnel, rapporté à la largeur moyenne du chanfrein, ρ_1 le même retrait pour un cordon de longueur unité, l la longueur du cordon et k une constante, on a : $\rho = \rho_1 + k \log_{déc} l$ (Comptes rendus de l'Académie des sciences - 26/2/51 - Campus 6).

Dans ce cas, les deux tôles ne sont pas libres, il s'y produit des contraintes de retrait.

Il se produit également une déformation angulaire, dans la soudure en V, tenant à ce que le retrait est beaucoup plus faible en AB qu'en CD. Si les 2 pièces sont placées, avant soudure, dans le prolongement l'une de l'autre, l'assemblage sera concave du côté CD, après refroidissement.



Enfin, il se produit également un retrait longitudinal, parallèle à l'axe du cordon de soudure, que l'on ne peut éviter; la déformation est gênée par les parties froides des tôles; il en résulte des contraintes internes qui peuvent produire leur gondolement au voisinage de la soudure, notamment lorsqu'elles sont minces.

b) <u>Soudures d'angle</u>. Dans les soudures d'angle en T, d'une âme sur une semelle, par exemple, aucun rapprochement ne peut se produire si l'ajustage est bien fait; dans ce cas, le retrait ferme l'angle dièdre.



Si l'ajustage est mal fait, et si les pièces ne peuvent se rapprocher, il en résulte des tensions de retrait dans le cordon; ces tensions peuvent amener la fissuration du cordon [1]



Si l'on soude symétriquement, pour éviter la fermeture de l'angle dièdre, l'importance du dégagement de chaleur peut déformer la semelle, en raison de son inégale répartition.

En raison des épaisseurs utilisées dans les ponts, il est rare que le retrait longitudinal produise un gondolement des tôles.

On peut classer les procédés destinés à s'opposer aux déformations en 3 catégories, suivant le moment où ils sont utilisés.

I.) <u>Dispositions pouvant être prises avant l'exécution de la soudure</u>.

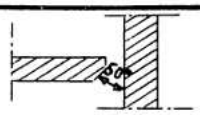
a) <u>d'ordre constructif</u>.

Pour remédier aux inconvénients signalés pour les soudures bout à bout, on dispose les deux tôles qui doivent se trouver dans le prolongement l'une de l'autre sur un support approprié de manière qu'elles présentent une courbure opposée à celle qui résulterait de l'opération de la soudure.



On obtiendrait le même résultat en « pointant » les deux pièces au moyen de points de soudure sur une table rigide en acier, dans la position qu'elles doivent occuper définitivement; la soudure se déforme alors plastiquement (d'où la nécessité de sa ductilité), et une partie du retrait se trouve ainsi compensée. Si des contraintes résiduelles subsistent, il se produit une déformation au moment où on libère les pièces. Un finissage par redressement à froid peut être nécessaire (comme d'ailleurs parfois un rivure).

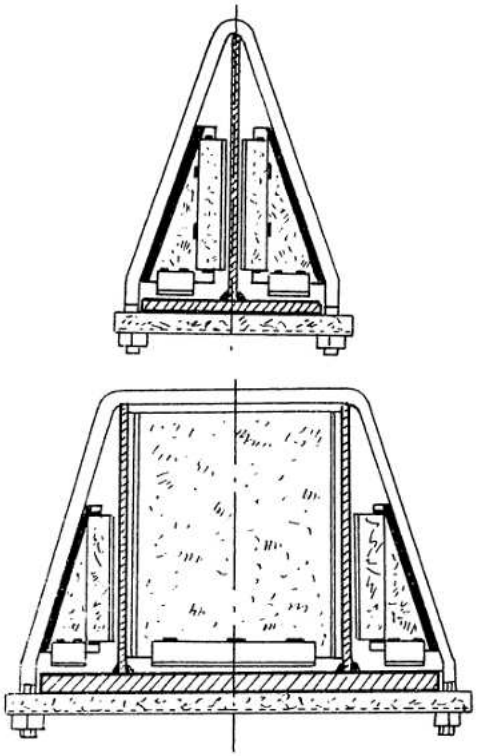
On pourrait encore, si l'épaisseur des tôles le permettait, substituer à la soudure en V une soudure en X dont les deux moitiés seraient faites simultanément. Cette méthode « symétrique » permet d'éviter la déformation angulaire.

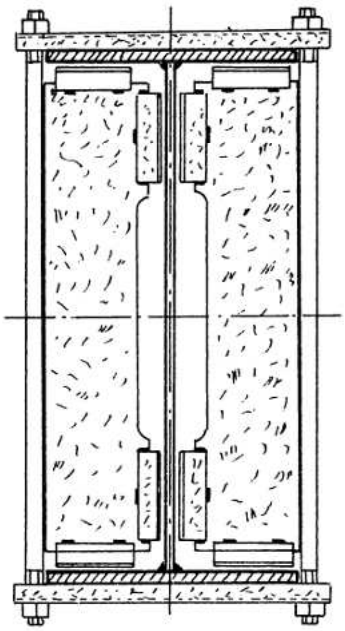


(1) Les assemblages où les tôles ne sont accessibles que d'un seul côté sont donc à éviter; s'il le faut, on chanfreine à 50° la tôle coupée sur la face accessible.

D'ailleurs, on diminue toujours notablement les déformations en disposant les cordons de soudure symétriquement par rapport à l'axe longitudinal de la pièce assemblée sur une autre pièce : toute soudure dissymétrique entraîne une déformation par flexion de la pièce assemblée ; dans un assemblage à cordons symétriques, au contraire, la réalisation progressive des cordons peut être conduite de manière à provoquer, à chaque instant, des déformations par flexion dont les effets se contrarient. (1)

b) <u>d'ordre mécanique</u>.

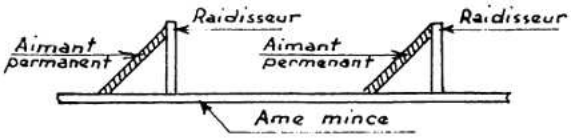


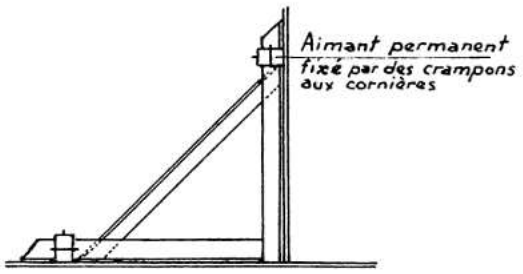


On peut utiliser des dispositifs d'ordre mécanique, tendant à provoquer des déformations préalables, de sens opposé à celles que donnera la soudure, et, de préférence, élastiques. (2)

On peut également maintenir les pièces à assembler dans leur situation définitive en employant des «étaux» adaptés à la forme de l'assemblage, formés de tôles convenablement disposées, comme le montrent les figures ci-contre. Ils sont maintenus au moyen d'aciers ronds filetés à leurs extrémités, munies d'écrous, permettant de réaliser un serrage énergique des pièces à souder.

On peut également maintenir les pièces au moyen de coins, d'aimants permanents diversement disposés





Le serrage peut être obtenu aussi au moyen de dispositifs comprenant des leviers

c) <u>d'ordre thermique</u>.

On peut chauffer les pièces à assembler ; on ne supprime pas complètement les déformations dûes au retrait, mais on réduit notablement les contraintes résiduelles.

Cette méthode n'est évidemment guère applicable aux éléments de charpente importants des ponts.

---

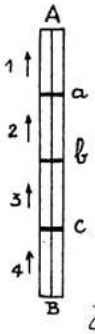
(1) Ce mode opératoire n'est pas possible, par exemple dans le cas où, deux tôles se rencontrant à angle droit, l'une des faces est inaccessible au moment où l'on peut faire la soudure. Il peut, d'autre part, être parfois difficile de faire travailler plusieurs soudeurs en même temps : c'est le cas lorsqu'ils s'éblouissent mutuellement.

(2) On donne aux pièces un rayon de courbure supérieur à 40 fois leur épaisseur.

II – Dispositions pouvant être prises pendant l'exécution des cordons de soudure.

Elles concernent le mode et l'ordre d'exécution des cordons.

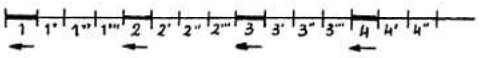
On utilise, en particulier, la soudure "à pas de pélerin" ou "en arrière".



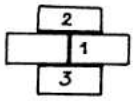
Par exemple, si 2 tôles doivent être réunies par un cordon bout à bout sur toute la longueur AB, on les réunit par des points de soudure écartés de 20 à 30 centimètres, en a, b, c. On exécute ensuite le cordon de a en A, puis de b en a, puis de c en b, enfin de B en c. Ce mode opératoire s'oppose au déplacement angulaire des tôles.

On s'arrange ordinairement pour que la longueur de chaque dépôt corresponde à la consommation d'une électrode.

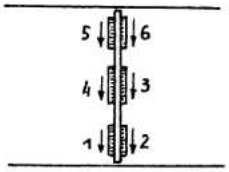
Plus particulièrement, dans le cas de soudures d'angle, et dans le but d'éviter des gondolements de semelles, on emploie une variante de ce mode opératoire dite soudure "à cordons interrompus". Les cordons sont exécutés de manière que, au début, se trouvent réalisés des intervalles correspondant au dépôt de 3 électrodes. Les cordons 1, 2, 3, 4, étant déposés, on dépose ensuite les cordons 1', 2', 3', 4', ... puis 1", 2", 3", 4", ... et enfin 1‴, 2‴, 3‴, 4‴, ... Dans ces conditions, chaque cordon en cours d'exécution est toujours compris entre deux parties assez froides, qui s'opposent aux déformations.



On peut également chercher à exécuter des cordons dans un ordre tel que le retrait transversal soit réparti sur la plus grande longueur possible pour éviter des déformations. Par exemple, les cordons réunissant les 4 tôles ci-contre devront être exécutés dans l'ordre 1, 2, 3 – 2 et 3 étant exécutés simultanément et symétriquement.



Si l'on a à souder un raidisseur d'âme, par cordons discontinus, on adopte l'ordre indiqué ci-contre ; on pose ordinairement tous les raidisseurs situés sur une même face de l'âme, avant de souder les autres, et on en exécute les soudures à plat.



Enfin, il arrive que l'on soit conduit à ne pas exécuter complètement, sur toute son épaisseur, un cordon de soudure déterminé, avant de passer au cordon de soudure suivant, pour limiter les déformations.

III.) Dispositions pouvant être prises après l'exécution des cordons de soudure.

On peut redresser à froid les pièces déformées, en allongeant les fibres comprimées par un martelage dans la zone de la soudure, ou en dehors de celle-ci : le métal d'apport doit alors être très ductile.

Le même résultat peut être obtenu par un forgeage à chaud.

La méthode dite « des chaudes de retrait », qui consiste à chauffer la pièce en des emplacements bien choisis au moyen d'une source de chaleur très localisée[1], puis à la refroidir, est utilisée en chaudronnerie, mais n'est guère praticable pour les charpentes.

Quelques indications générales sur l'exécution des assemblages soudés dans une construction.

On peut dire, d'une manière tout-à-fait générale, que l'ordre d'exécution des assemblages soudés dans une construction devrait être tel que chaque cordon puisse

(1) Le chalumeau oxy-acétylénique peut être employé.

faire librement son retrait ; à cet effet, il est désirable d'aller des parties déjà soudées vers les parties libres, d'introduire de faibles quantités de chaleur par unité de temps, de prévoir des cordons de faible section, et de disposer les pièces à assembler sur des appuis mobiles : ce sera par exemple le cas de deux demi-ponts à réunir par des soudures bout à bout ; on peut aider au mouvement relatif en utilisant des vérins, ou des ressorts tarés.

Si les conditions d'exécution sont telles que les pièces sont maintenues rigidement, il est désirable que le cordon puisse se contracter élastiquement lorsque les pièces sont libérées.

On s'efforcera de prévoir et de corriger les déformations au fur et à mesure de l'avancement du travail. Voici quelques exemples.

Quand on construit une poutre à l'atelier, on exécute d'une part les joints d'âme symétriquement à partir du milieu de la hauteur, vers le haut et vers le bas, d'autre part les joints des semelles, avant d'assembler les semelles sur l'âme. Pour ces dernières soudures, on prévoit un écartement des pièces égal au retrait : la poutre, après soudure a alors exactement la hauteur désirée.

Si l'on a deux I à assembler bout à bout, et si l'on soude les semelles avant les âmes, on enlève à celles-ci toute liberté de déformation au cours de leur soudure : il en résultera de fortes contraintes pouvant amener la fissuration du cordon, et la déchirure du métal voisin. On soudera successivement les semelles tendues, puis les âmes, puis les semelles comprimées.

Si une tôle doit être rapportée entre deux autres par soudure bout à bout, on la courbe légèrement, ce qui facilite le retrait.

Voici, d'après Mr Schaper, l'ordre dans lequel il est recommandable d'exécuter les cordons de soudure d'assemblage d'un pont à poutres droites, en ce qui concerne l'ossature du tablier, pour limiter les effets dûs au retrait.

1- Souder la pièce de pont médiane aux poutres-maîtresses
2- souder les longerons contigus symétriquement de part et d'autre
3- souder les pièces de pont symétriques aux deux extrémités des longerons correspondants
4- continuer les opérations 2) et 3) jusqu'aux extrémités du tablier, sans mettre en place les longerons extrêmes.
5- souder les pièces de pont aux poutres-maîtresses, symétriquement à partir du milieu.
6- souder les pièces de pont extrêmes aux emplacements prévus.
7- mettre en place les longerons extrêmes, d'après la longueur mesurée entre les pièces de pont les encadrant.

Les effets du retrait dans les soudures d'assemblage des longerons sont alors limités à une très faible valeur.

On s'efforcera enfin de respecter les indications générales qui suivent :
- On limitera au minimum strictement indispensable le nombre et l'importance des cordons, en raison des contraintes résiduelles et de l'altération du métal de base.
- On ne cherchera donc pas à exagérer la sécurité des assemblages soudés en ajoutant des cordons supplémentaires.

- On observera que l'importance des cordons à déposer sera d'autant plus faible que l'usinage des pièces à assembler aura été plus précis.
- On évitera de souder, soit par soudures d'angle, soit par soudures bout à bout des tôles trop épaisses; si la première passe est mince par rapport aux tôles, celles-ci, étant relativement à peu près indéformables, on risque une fissuration de la soudure. On préconise généralement d'éviter l'emploi de tôles d'épaisseur supérieure à 25 mm, sauf s'il s'agit d'aciers spécialement traités en vue de la soudure.
- Il est indispensable que, avant d'entreprendre la soudure d'un ouvrage, on ait établi, d'une part, un plan général de soudure, et d'autre part un plan détaillé de soudure de chacun des assemblages (1).

On devra ainsi faire l'étude de l'ordre de succession des assemblages, dans le but de compenser dans toute la mesure possible les déformations et les contraintes de retrait; on précisera également l'ordre d'exécution des cordons et leur mode de réalisation en envisageant des soudures fractionnées, symétriques, simultanées, interrompues. Les soudures exécutées symétriquement doivent l'être à la même vitesse. S'il n'est pas possible de supprimer les contraintes de retrait, on devra s'efforcer d'opérer pour qu'elles soient de sens opposé à celles qui résulteront de la mise en charge (2).

D'une manière générale il faut éviter, autant que possible, que des contraintes préalables s'exercent dans la zone à souder; ceci s'applique, en particulier dans un pont, lorsque la couverture métallique est soudée au tablier. La condition n'est facilement remplie que si l'ouvrage est construit sur échafaudage. Elle pourrait l'être dans une poutre à béquilles dépourvue d'échafaudage, en appliquant des poussées convenables sur ses pieds, et en soudant symétriquement.

Les parties comportant de nombreux cordons de soudures (about de certains ouvrages, tels qu'arcs à tirants, par exemple) devront être recuites; les contraintes résiduelles ne disparaîtraient d'ailleurs complètement que si l'on pouvait pousser le recuit jusqu'à la température où la limite élastique devient nulle; l'acier devient plastique au dessus de 600°, et l'on se tient au voisinage de cette température.

Contrôle de la qualité des soudures

Défauts des cordons de soudure.

Les principaux défauts que peuvent présenter les cordons de soudure sont les suivants, rangés par ordre de gravité croissante.

On peut observer, à la surface, des piqûres, des soufflures, des scories; elles proviennent de la qualité de l'électrode employée; l'importance de ces défauts est négligeable lorsque l'on emploie convenablement de bons matériaux. On peut dire que l'œil est beaucoup plus affecté par l'aspect de la soudure que la résistance du cordon lui-

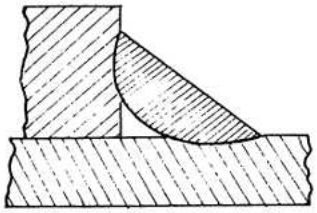
---

(1) Consulter "Les particularités rencontrées dans la soudure des ponts de Neuilly et de Saint-Cloud" - Circulaire Série G N°8 de l'Institut technique du Bâtiment et des Travaux Publics.

(2) Dans le cas de la soudure longitudinale d'une conduite forcée, on fait croiser les bords de chaque virole au cours du cintrage; on les écarte ensuite de la quantité voulue pour l'exécution de la soudure bout à bout; on peut calculer à l'avance la contrainte de compression correspondante: elle compense plus ou moins la contrainte de traction due au retrait du cordon. Ponts métalliques - 2ème Volume - f. 38

même, et qu'une diminution de résistance de 10 à 15% correspondrait à un aspect très alarmant.

Le "défaut d'angle" consiste en ce que le métal fondu n'arrive pas complètement au fond de l'angle dièdre formé par les deux pièces à souder; la résistance de l'assemblage n'est diminuée d'une manière sensible que si ce défaut a une importance anormale.



Le "collage" ou défaut de pénétration peut réduire à fort peu de chose la résistance de l'assemblage; lorsqu'il se produit de gros défauts d'angle, ils sont généralement associés à des défauts de pénétration; le collage ne peut se produire que s'il existe des négligences graves de la part du soudeur et des surveillants.

L'expérience a montré qu'il provient toujours d'irrégularités dans le travail de confection du cordon de soudure: il faut, pour réaliser une bonne soudure, que la longueur de l'arc et son voltage restent constants; l'intensité du courant débité l'étant alors également, il suffit donc d'observer l'ampèremètre pour juger de la régularité du travail.

L'emploi des machines automatiques est précieux pour éviter le collage.

Les "fissures" ont un caractère de gravité très important, puisqu'elles correspondent à une réduction brutale des sections résistantes, et à des concentrations d'efforts dans leur voisinage: les contraintes dues au retrait ont été en effet assez importantes pour provoquer la rupture du métal d'apport ou du métal de base, et parfois des deux.[1] Ce sont des amorces de rupture plus étendues.

Lorsque l'on exécute la coupe transversale d'un cordon de soudure, les défauts se révèlent de la manière suivante: on peut observer

- des soufflures, cavités rondes ou allongées, petites, dont la paroi est lisse et brillante; elles sont dangereuses lorsqu'elles forment des nids nombreux et serrés.
- des inclusions de laitier, dont la forme est quelconque, l'aspect noirâtre: elles sont friables et se détachent facilement
- des fissures, dont la structure est en forme de bâtonnets.
- le collage, qui se révèle sous forme d'une surface plate et sale entre la soudure et la tôle, ou encore en bandes minces entre deux passes successives; ce défaut présente toute une gamme de variétés, depuis l'adhérence complète jusqu'à la simple juxtaposition de deux éléments.

Contrôle des métaux, du matériel et du personnel.

Le contrôle doit tout d'abord s'exercer sur la soudabilité du métal de base, sur les qualités des électrodes, sur leur compatibilité avec le métal de base, sur le matériel employé pour exécuter la soudure, et sur les aptitudes des ouvriers soudeurs.

L'article 98 bis du Cahier des Charges général définit les conditions dans lesquelles ce contrôle doit être fait.

On y remarquera notamment au §a que des précautions spéciales sont prises en ce qui concerne les ouvriers: c'est une sujétion propre aux constructions soudées.

---

[1] Certaines fissures peuvent provenir de fissures microscopiques dues à la coupe à la cisaille, et normales à cette coupe.

L'influence personnelle des soudeurs sur la qualité de la soudure, peut paraître a priori très importante, mais elle ne l'est pas plus que l'influence de la main d'œuvre dans les travaux de forge et de fonderie.

Il est bien exact que tous les ouvriers de charpentes métalliques ne peuvent pas être des soudeurs ; il est donc tout d'abord nécessaire de les sélectionner, par des visites médicales, portant notamment sur l'état des yeux et des bronches.

De plus, il faut, après une sélection par un contrôle psycho-technique, suivi d'une instruction et d'un entraînement progressif de 5 à 6 semaines, écarter parmi les ouvriers qui ont été reconnus aptes au point de vue médical, ceux qui ne peuvent pas obtenir de bons cordons de soudure dans les différentes positions.

Ceci n'exclut pas, ultérieurement, une surveillance continue et un examen périodique technique et médical, permettant de se rendre compte si la qualité des soudeurs n'a pas diminué. Dans les travaux navals, les essais périodiques sont imposés à des intervalles variant de 4 à 6 mois ; on peut en imposer d'autres si les cordons exécutés sont douteux.

Ces conditions étant supposées remplies, l'influence personnelle du soudeur devient moins importante, surtout lorsque le travail est exécuté en série : le profil des cordons obtenus se stabilise : il dépend un peu de l'épaisseur des pièces à assembler, beaucoup de l'électrode employée et fort peu de l'ouvrier.

On a prétendu cependant qu'il est rare de voir un bon ouvrier soudeur âgé de moins de 18 ans ou de plus de 50 ans.

Néanmoins, l'Ingénieur doit concevoir les assemblages pour qu'ils puissent être disposés de manière à faciliter la tâche des soudeurs, en leur permettant de travailler aussi commodément que possible ; en conséquence, ils doivent être tels que l'ouvrier puisse non seulement atteindre le fond de l'angle dièdre d'un assemblage quelconque avec son électrode, mais ait, en outre, assez de place pour la manier facilement, sans avoir à redouter d'établir des courts-circuits par un contact intempestif avec une saillie ou une arête située au voisinage de l'assemblage en cours d'exécution.

Il paraîtra souvent utile de pouvoir suivre de très près la qualité du travail de chacun des ouvriers, soit en identifiant les cordons qu'il aura exécutés au moyen d'un poinçon dont la marque lui sera affectée, soit en tenant un "journal de soudure", dans lequel on indiquera pour chacun des cordons le nom de l'ouvrier qui l'a exécuté, ainsi que les circonstances de l'exécution.

Les Ingénieurs qui ont utilisé le "journal de soudure" sont unanimes pour reconnaître l'effet moral considérable qui en est résulté sur les ouvriers.

Le contrôle sur le chantier doit être plus attentif qu'à l'atelier (conditions matérielles d'exécution, passes plus nombreuses les groupes mobiles ayant une puissance limitée, électrodes moins sèches, etc..).

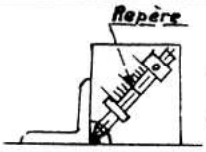
Contrôle des cordons de soudure

Le contrôle de la qualité des soudures s'effectue d'abord pendant la confection des cordons, par une surveillance constante de l'exécution. C'est là un des éléments les plus importants de l'ensemble des opérations de contrôle.

Ensuite, on procède à un examen des cordons de soudure terminés; celui-ci peut être externe, c'est-à-dire non destructeur, ou interne. On le limite aux cordons essentiels à la sécurité de l'ouvrage, en les choisissant judicieusement d'après les circonstances de l'exécution.

Nous nous bornerons aux procédés utilisés pour les ponts métalliques.

Contrôle de l'épaisseur.



On se sert d'un calibre fixe ou d'un calibre réglable, conçu comme il est indiqué ci-contre, la tige réglable se déplaçant dans un écrou au voisinage d'une de ses extrémités et passant d'un guidage à l'autre.

Examen visuel.

C'est l'examen le plus simple, mais qui demande de la part du contrôleur une grande expérience; il ne permet guère que de déceler des défauts relativement grossiers, sans conduire à une certitude, sinon sur l'habileté du soudeur. On peut l'améliorer par l'emploi de lunettes binoculaires spéciales à grand champ, dont le grossissement est de 10 à 25.

Le cordon doit toujours être d'aspect parfaitement régulier; l'irrégularité, qui peut provenir d'un mauvais maniement de l'électrode, est plus ordinairement l'indice d'un courant d'intensité trop faible ou trop forte.

Si elle est trop faible, le cordon est très bombé, sa surface présente de petits gumeaux, il y a risques de collage; si elle est trop forte, le cordon est très plat; la situation est dangereuse si l'on aperçoit des sillons latéraux dans le métal de base, qui révèlent une fusion de ce métal, accompagnée souvent d'amorces de fissures.

Examen sonore.

La méthode consistant à frapper la soudure avec un marteau et à écouter les sons à l'aide d'un stéthoscope spécial n'est pratiquement plus utilisée, en raison de son imprécision.

On utilise parfois la méthode magnéto-acoustique : on aimante faiblement l'assemblage au moyen d'un aimant permanent, et on explore la soudure à l'aide d'une bobine détectrice animée d'un mouvement oscillant et d'un mouvement de rotation. Un écouteur est branché sur la bobine par l'intermédiaire d'un amplificateur. Toute anomalie de la composante du champ magnétique normale à la pièce explorée se traduit par un son.

Examen aux ultra-sons [1].

Les ondes élastiques émises ou reçues par un quartz piézoélectrique peuvent être employées pour contrôler la compacité d'un matériau homogène par transmission, réflexion, ou écho, en mesurant le courant reçu. Les fréquences utilisées variant de 6×10^5 à 25×10^5 hertz. Ce mode d'examen a l'avantage de ne pas être limité par l'épaisseur des pièces

[1] Métaux et Corrosion N° VI – 1946 – Bulletin de l'Association française de propriétaires d'appareils à vapeur : "Quelques méthodes non destructives d'examen des pièces métalliques, R. Hubin – Janvier 1950.

examinées, les ultra-sons traversant la matière sans amortissement sensible. Tout défaut de continuité, si ténu soit-il, s'oppose à la transmission des vibrations et produit leur réflexion. On peut ainsi discerner les fissures du métal de base, les doublages des tôles, les ségrégations.

Il ne semble pas que le procédé soit couramment appliqué aux cordons de soudure dont la rugosité de surface ne permet pas la transmission d'une quantité suffisante d'énergie.

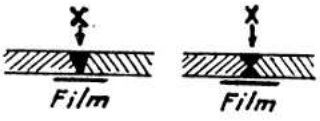
Essai de dureté.

Un essai de dureté peut permettre de juger de la qualité d'un cordon : les valeurs de la dureté doivent être régulières ; lorsque les nombres de dureté de Brinnel sont élevés, c'est que le cordon a été réalisé, ordinairement, au moyen d'un courant d'intensité trop faible[1].

Examen aux rayons X.

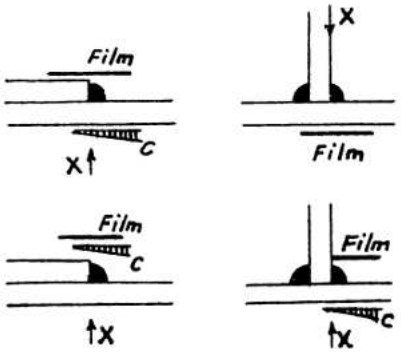
On opère toujours par radiographie, beaucoup plus précise qu'un examen radioscopique ; on peut ainsi examiner à loisir les résultats de l'épreuve. Les films sont obtenus au moyen d'appareils actuellement bien au point, très maniables, et qui peuvent être utilisés aussi bien au chantier qu'à l'atelier, et dans des positions quelconques.

On doit d'abord, faire disparaître la calamine au moyen de brosses métalliques et de jets de sable, ainsi que les irrégularités de la surface au moyen d'un meulage quand l'épaisseur est inférieure à 60 mm.



Pour les soudures bout à bout, en V et en X, les rayons sont dirigés perpendiculairement au plan des tôles ; si l'examen correspondant révèle des défauts, on opère ensuite en exécutant des radiographies dans la direction des plans obliques de contact des tôles et de la soudure.

On remarquera que pour les soudures bout à bout épaisses, l'examen radiographique doit commencer dès les premières passes, plus spécialement prédisposées à la fissuration.



Pour les soudures d'angle, la radiographie est exécutée parallèlement à l'un des plans de soudure ; on utilise un coin en cuivre C pour atténuer l'influence de la variation de l'épaisseur sur la pénétration du rayonnement. C'est la méthode dite de « radiographie compensée » surtout employée en Allemagne. En France, on examine le joint obliquement, le rayon principal étant dirigé dans le plan bissecteur du dièdre formé par les faces des pièces soudées.

Dans l'examen des soudures exécutées « par rapprochement » on dirige le rayonnement dans le plan de la soudure. Le contrôle est basé sur l'apparition plus ou moins accusée de la petite retassure qui se forme toujours dans un tel joint.

L'orientation à donner aux rayons dépend d'ailleurs du flair de l'Ingénieur spécialiste : un défaut soupçonné ne doit pas être caché par une surépaisseur ; un défaut très fin (manque de fusion ou collage) n'est révélé que si le rayonnement est tangent à la surface mal soudée.

---

(1) Ses variations de la dureté peuvent être suivies au moyen d'une bille roulante (Voir la description de la machine et du procédé G C du 15 Janvier 1944).

L'examen des films obtenus est assez délicat, et requiert une grande habitude.

Tout défaut se traduit par une diminution de l'épaisseur du métal, que doivent traverser les rayons X ; il en résulte un noircissement local plus intense du film ; de même, l'inclusion de corps étrangers de composition chimique différente se traduit par un dégradé mettant en évidence la variation du pouvoir absorbant de ces corps par rapport aux pièces elles-mêmes.

Avec une bonne soudure on aperçoit simplement des ondulations de couleur légèrement grisâtre, formées par « la chenille » que figure le cordon de soudure[1] : lorsque le cordon est bon sur sa longueur, il faut porter l'attention sur les régions correspondant au changement d'électrode.

Les inclusions de laitier forment des lignes discontinues grisâtres : elles proviennent habituellement d'un mauvais nettoyage des scories entre deux passes successives ; dans une soudure en V par exemple, il est très difficile d'enlever les scories dans l'angle formé par le cordon de première passe et le chanfrein d'une tôle, en A ; le même défaut s'observe souvent à une reprise sur cratère d'extrémité.



Le « collage » est caractérisé par des traces rectilignes noires, nettement plus foncées que les inclusions de laitier ; elles sont souvent très fines et parallèles à la direction du cordon de soudure.

Les soufflures se distinguent des inclusions de laitier parce qu'elles donnent des images rondes et plus noires.

Pour juger de la valeur d'une soudure, il est recommandable de comparer le film obtenu avec celui d'un assemblage analogue dont les soudures ont été parfaitement exécutées, et qui a été examiné dans des conditions identiques.

La Circulaire TP Série GPI N°. 196 du 11 Août 1949 a envisagé favorablement, mais sous certaines réserves limitant son emploi aux conditions dans lesquelles il a été établi, d'un code de radiographies-types concernant les soudures des ponts et des charpentes. Il comporte 14 radiographies de soudures volontairement mal exécutées, dans le but de mettre en évidence, en les dissociant dans toute la mesure du possible, les défauts les plus courants, dans les limites où l'on peut les considérer encore comme acceptables.

Ce Code a été proposé par la Chambre Syndicale des entrepreneurs de constructions métalliques de France, et ne concerne que les constructions en acier Ac. 42.[2]

En Allemagne, toutes les radiographies d'ouvrages d'art étaient, avant la guerre, soumises à l'examen d'une Centrale de Radiographie, qui se trouvait au laboratoire de Berlin Dahlem.

L'examen radiographique était obligatoire pour tous les cordons bout à bout sollicités en traction et pour une partie des cordons d'angle, pour les ponts de chemin de fer et les ponts d'autostrades.

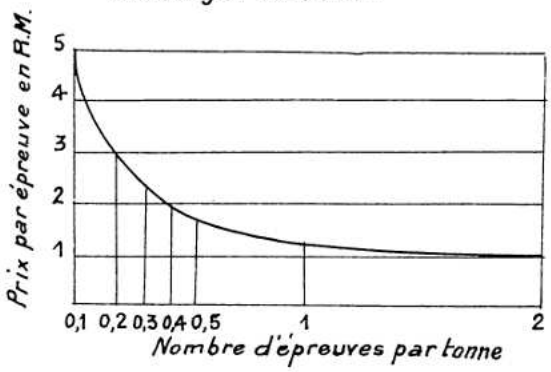
(1) Si les soudures peuvent être meulées suffisamment pour faire disparaître les inégalités de la surface, la radiographie ne révèle plus que les défauts.

(2) L'Institut international de la soudure (IIS) a établi une collection de radiographies où les défauts sont divisés en 6 groupes dans chacun desquels on a distingué 5 degrés de gravité ; les soudures sont réalisées sur des aciers dont l'épaisseur varie de 10 à 30 mm.

Pour mesurer la sensibilité du procédé de contrôle et suivre la variation d'importance des défauts internes, on photographie en même temps que le cordon examiné, une grille formée de fils métalliques de différents diamètres, enrobée dans une plaquette de caoutchouc, chaque grille correspondant à une série déterminée d'épaisseurs.

On peut également évaluer les défauts visibles au moyen des « pénétramètres ». Ce sont des jauges d'épaisseur, constituées par des plaques de tôle d'épaisseur rigoureusement calibrée, et percées de trous de 2 et 3 mm de diamètre, alternativement débouchés et borgnes jusqu'au tiers ou aux deux-tiers de l'épaisseur. Ces plaques sont disposées de manière que les lignes de trous soient aussi voisines que possible de la soudure, et photographiées en même temps qu'elle. En comparant l'intensité des défauts avec les teintes obtenues par les épaisseurs variables de la jauge, on peut déterminer avec assez d'exactitude l'importance de l'épaisseur des défauts.

Prix des radiographies en Allemagne en 1937.



Le prix des radiographies, assez élevé lorsque l'on fait peu d'épreuves, décroît rapidement lorsque le nombre d'épreuves croît; on a représenté ci-contre la variation du prix des radiographies en Allemagne en 1937. On estime que les frais de contrôle correspondants varient entre 1 et 2% du prix total du pont.

On signale que le contrôle exécuté aux ponts de l'île de Rügen (ponts-rails à poutres continues, de 270,00 m de longueur totale) a conduit à « améliorer »

1,5%	des longueurs	des joints de semelles	exécutés	à l'usine
10%	"	"	"	au chantier
14%	"	" âmes	"	à l'usine
18%	"	" "	"	au chantier.

L'examen aux rayons X a été perfectionné par la substitution, à l'examen visuel, de la détermination relative des intensités de noircissement d'un même film par un examen automatique; la méthode correspondante, dite « densimétrique » permet d'obtenir, grâce à une cellule photo-électrique qui introduit dans le circuit de la pile d'un galvanomètre à miroir des variations d'intensité, une courbe ou « densogramme », qui donne une mesure précise de la variation de la transparence.

On peut utiliser également la stéréoradiographie qui permet de localiser la position des défauts dans l'épaisseur du cordon de soudure.

Malgré l'ampleur prise par le procédé de contrôle radiographique, l'unanimité est loin d'être faite sur la qualité des résultats qu'il permet d'obtenir.

Si l'on fait subir aux cordons examinés des essais mécaniques de résistance et de pliage, on constate qu'il n'y a pas de corrélation entre les qualités mécaniques et les défauts radiographiques; cela se comprend si l'on observe que les défauts plans (fissures, collages, ...) difficiles à déceler sont beaucoup plus graves que les défauts à trois dimensions, facilement observables

On peut dire que la radiographie permet de reperer uniquement les défauts géométriques du métal qui a subi la fusion : surépaisseurs, affouillements latéraux, soufflures aux reprises, défauts de pénétration, défauts de liaison, soufflures locales dûes aux électrodes ou à leur mauvaise manipulation ; inclusions de laitier (dont la densité est 2), inclusions et collages d'oxydes (dont la densité est 5).

Mais la radiographie ne prouve rien quand des phénomènes de recristallisation masquent des défauts d'ordre géométrique, ou de densité. Ce cas se produit, en particulier, lorsque l'on sonde en employant des électrodes peu ductiles, ou si le métal de base est de soudabilité douteuse.

On conçoit donc que l'on peut obtenir une bonne radiographie avec une mauvaise soudure. En particulier, une soudure optiquement compacte peut être saturée d'oxygène ou d'azote dissous, invisibles aux rayons X, et dont la présence amoindrit les qualités mécaniques.

Toutefois, le contrôle par les rayons X est beaucoup plus sûr pour les soudures bout à bout que pour les soudures d'angle. Il produit sur les ouvriers l'effet d'un stimulant qui les incite à soigner particulièrement leur travail.

Il n'est ni utile, ni nécessaire de radiographier toutes les soudures ; on portera plus particulièrement l'attention sur les régions difficiles à souder, ou soumises aux plus grands efforts : on y trouvera, pour une construction donnée, des défauts se reproduisant régulièrement.

En France, on ne contrôle que les soudures bout à bout travaillant à la traction pure, et le nombre de radiographies prévues ne dépasse pas ordinairement trois pour dix tonnes de métal mis en œuvre dans un ouvrage, soit sensiblement 1/10 des soudures en cause.

Examen aux rayons Gamma [1].

L'appareillage est plus simple qu'avec les rayons X, puisqu'il suffit d'employer une capsule hermétique en argent ou en platine, logée dans un appareil d'irradiation et entourée de liège, contenant un sel de radium, ou une préparation de mésothérium, ou du tantale. La mise en œuvre est également plus aisée.

On procède également par radiographie.

Les rayons γ sont plus pénétrants que les rayons X, et permettent d'opérer sur des pièces dont l'épaisseur atteint 350 mm. Mais les contrastes sont assez mal accusés, et les défauts peu prononcés sont plus difficilement identifiables. Il faut donc s'efforcer de limiter l'emploi des radio-isotropes au travail de chantier, lorsque l'accès est difficile. L'absence de halo permet toutefois de repérer plus exactement les défauts. A titre d'indication, les variations brusques d'épaisseur appréciables sur les films sont les suivantes :

Epaisseur des pièces	30 mm	50	70	100
Rayons X	0,2 mm	0,5	1	2,5
Rayons Γ	1	1,7	2,2	3,5

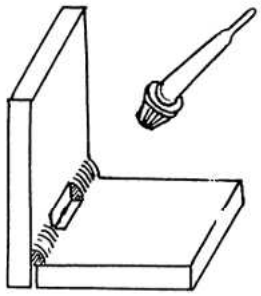
Ce procédé, qui fait actuellement l'objet de nombreux essais en France, est avantageux pour les pièces épaisses, les parois de petites cavités, et les pièces difficilement accessibles.

(1) Consulter à ce sujet : Radiographie industrielle par les rayons γ (Annales des Travaux Publics de Belgique - Décembre 1937.

Examens internes.

Ils sont destructifs, mais permettent de n'affaiblir le cordon que sur une faible partie de sa longueur.

Procédé Schmückler.



Il consiste à pratiquer, à l'aide d'une petite fraise, une entaille allongée dans la soudure. La fraise est commandée par l'intermédiaire d'un moteur électrique de 1/4 de cheval, auquel elle est reliée par un flexible. Elle est maintenue dans une orientation invariable au moyen de supports appropriés.

On peut ainsi examiner la structure du cordon, et observer à l'œil nu les défauts tels que soufflures, scories, manque de pénétration. Ce dernier défaut est d'ailleurs difficile à déceler, car on ne distingue pas facilement le métal de base du métal d'apport.

Un examen macrographique permet d'obtenir des résultats plus précis ; la fraise est alors remplacée par un polissoir. On attaque ensuite le métal au moyen de l'un des deux réactifs suivants, pendant 1 à 3 minutes.

Iode ioduré

H^2O	100 gr
I	10 gr
KI	20 gr

Réactif de Fry

H^2O	100 cm³
HCl	100 cm³
$CuCl^2$	25 gr
C^2H^5OH	50 cm³ (alcool éthylique)

L'iode ioduré permet de différencier le cordon du métal de base sans qu'il soit indispensable de polir l'entaille, mais il ne permet pas de faire apparaître la zone du métal de base altérée thermiquement ; il faudrait pour cela obtenir un poli spéculaire difficile à réaliser sur le chantier.

Le réactif de Fry sépare mal les différentes passes d'un cordon, mais il met en évidence, sans qu'il soit nécessaire d'atteindre le poli spéculaire, la zone du métal de base altérée thermiquement, qui apparaît plus claire.

Quand l'image est jugée bonne, on rince et on sèche ; on peut graisser à l'aide d'huile fine et de vaseline pour éviter la rouille, et donner plus de vigueur à l'image. On examine ensuite à l'œil nu ou au microscope ; les défauts apparaissent de la manière la plus nette. Ces opérations terminées, on rebouche l'entaille au moyen de soudure après nettoyage.

On préconise également des attaques successives par les deux réactifs suivants :

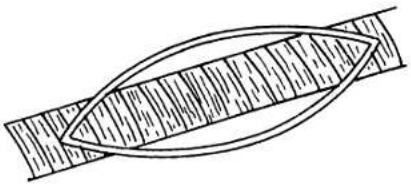
Réactif d'Huart

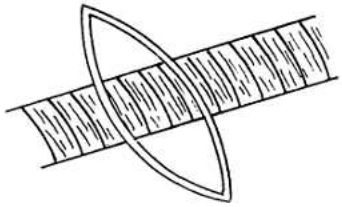
Chlorure de nickel anhydre	16 gr
Chlorure cuivrique cristallisé	8 gr
Acide chromique cristallisé	40 gr
Acide chlorhydrique concentré	140 gr
Eau distillée	100 cm³

Réactif de Sauveur : acide nitrique à 4% dans l'alcool.

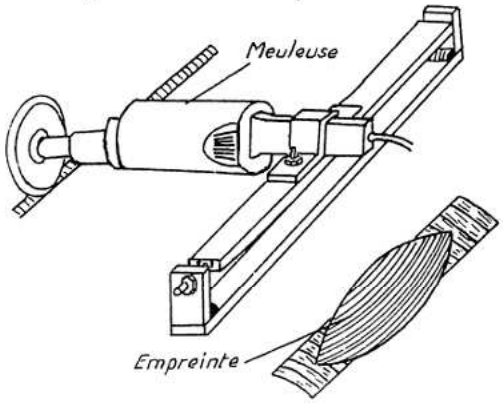
Le procédé Schmückler est facilement utilisé sur les chantiers. Il est assez lent, car on ne peut guère faire plus de 5 à 6 sondages par jour, une fraise pouvant être utilisée pour une vingtaine de sondages, avec nos aciers de construction.

Emploi d'une scie sphérique. Aux Etats-Unis, on utilise une scie circulaire sphérique, qui permet, en descendant dans un mouvement de rotation, de découper dans une soudure bout à bout, un échantillon en forme de bateau, comme il est indiqué ci-contre. On le traite ensuite comme ci-dessus.





Emploi d'une meule biconique. On emploie également une meule portative bi-conique montée sur un dispositif à tourillons fixé par points de soudure sur l'une des pièces portant la soudure à être mue à la main ou à l'eau. C'est une mé-



thode rapide et commode.

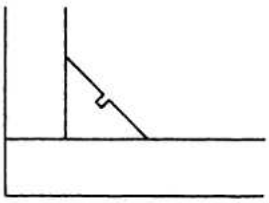
contrôler. La meule peut par l'électricité ;

Autres essais

Essai de texture

C'est l'examen de la cassure faite dans un assemblage, que l'on a localisée par un trait de scie, ou une entaille au burin ou à la tranche. La rupture de l'élément isolé est réalisée à l'aide d'un marteau et d'un appui.





On voit alors tous les défauts de continuité en position, ainsi que le manque de liaison entre les passes. Le type de la cassure, à grain ou à nerf, est précisé.

On peut reconnaître comment ont eu lieu les opérations de la soudure et, s'il y a lieu, les fautes commises, ce qui permet de modifier les conditions de la réalisation.

C'est une épreuve très sûre pour qualifier les soudeurs.

Contrôle de la densité de la soudure (porosité).

Ce mode de contrôle est surtout utilisé par les Américains. La porosité n'a guère d'influence sur la résistance statique des cordons mais les vides sont une cause d'amorces de fissures de fatigue.

L'essai est fait sur une éprouvette prélevée dans un cordon tiré de l'assemblage des tôles témoins, placées en bout des lignes de soudures principales de l'ouvrage; les tôles sont identiques à celles de l'ouvrage, et le cordon est exécuté en même temps que ceux de l'ouvrage. L'éprouvette est un cylindre de 50 mm de long et 16 mm de diamètre. La densité doit être au moins égale à 7,8 ; la densité du métal étant 7,85, il en résulte que le pourcentage maximum d'inclusions pouvant être tolérées est de $\frac{7,85 - 7,8}{7,85} = 0,64\%$.

Contrôle du fini de l'usinage.

Le manque de précision dans l'ajustage des pièces oblige à augmenter le volume des cordons de soudure (parfois, mais plus rarement, à "forcer" les éléments pour les mettre en place) ; dans les deux cas, il en résulte une aggravation des contraintes résiduelles. On aura une idée assez exacte du fini de l'usinage en comparant la quantité d'électrodes consommées avec celle qui était prévue au projet.

Méthodes employées pour réaliser le montage des ponts

Les méthodes employées pour le montage des ponts sont extrêmement diverses en ce sens que l'ingéniosité du constructeur et du chef de chantier interviennent pour une très large part dans les dispositions prises, de même que la puissance de l'outillage.

On peut les classer en 4 catégories principales:

1°) le montage sur place, sur un échafaudage.

2°) le montage sur un échafaudage, en dehors de l'emplacement du pont, et le déplacement de l'ouvrage, entièrement construit, du chantier de construction à son emplacement.

3°) le montage sur échafaudage et la mise en place par lancement.

4°) le montage par encorbellement.

Il faut faire, enfin, une place à part aux ponts suspendus, dont les méthodes de montage sont très particulières et remarquablement simples.

On ne peut d'ailleurs donner ici que des indications d'ordre très général; l'étude des détails est à voir dans les Revues techniques où sont décrits les ouvrages importants.

Toutes les méthodes de montage employées pour les ponts rivés peuvent être utilisées pour les ponts soudés, à l'exception du montage par encorbellement.

Il est essentiel, en effet, que les ouvriers soudeurs puissent travailler dans des conditions de confort suffisantes, et que la surveillance puisse s'exercer d'une manière efficace. L'absence d'échafaudage fait que ces conditions ne sont pas suffisamment remplies.

Le montage sur place et sur un échafaudage, avec ses différentes modalités d'application, se prête le mieux à la construction des ponts soudés.

La mise en place par lancement exige des précautions spéciales, en raison du renversement du sens des efforts dans les barres et dans les assemblages au cours des opérations; il ne semble pas qu'il ait été utilisé jusqu'à maintenant. Les majorations de contraintes ordinairement acceptées pour le métal de base pourraient d'ailleurs entraîner des majorations inacceptables pour la soudure.

Mais on pourrait river les uns sur les autres des éléments préalablement soudés (longerons, pièces de pont, barres diverses des fermes principales) avec mise en place de la charpente par encorbellement ou par lancement.

Montage sur place, sur un échafaudage

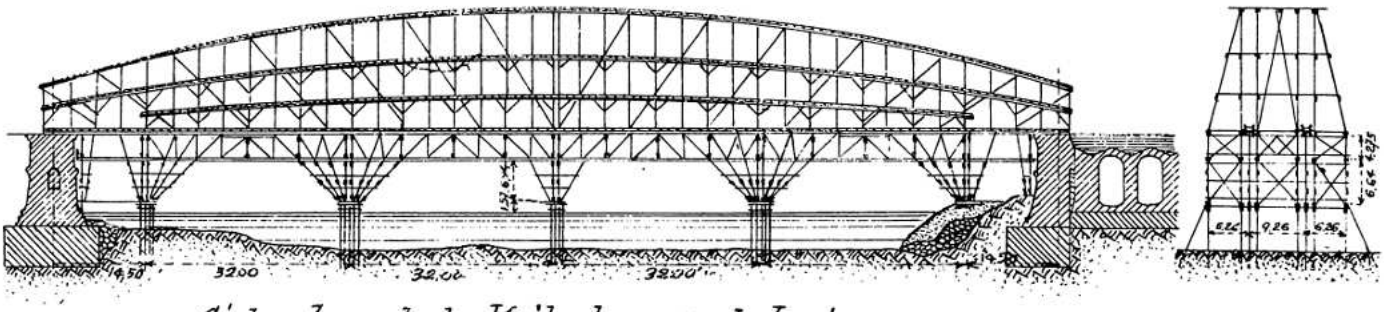
Le montage sur place, sur un échafaudage est la méthode la plus

commode ; mais elle est souvent aussi la plus coûteuse ; elle n'est guère utilisable lorsque l'on doit franchir une vallée très profonde ou une rivière à régime torrentiel, ou sujette aux glaces et aux débâcles, ou dont le fond est vaseux, ou bien est affouillable à de grandes profondeurs.

Ce mode de montage est, par contre, recommandable toutes les fois que le régime de la rivière s'y prête, ainsi que la nature de son lit, surtout si l'on a à mettre en place un certain nombre d'ouvrages analogues, permettant l'emploi de palées démontables appuyées sur des chevalets interchangeables, de diverses hauteurs.

Au cours des opérations de montage, les pièces ne fatiguent pas, et les assemblages sont facilement exécutés ; en particulier, quand le montage provisoire a été fait à l'atelier, tout se passe sans difficultés.

Le plus fréquemment, les échafaudages fixes sont en bois ; les charges à supporter sont beaucoup moindres que dans les ponts en maçonnerie, et la rigidité absolue de la charpente n'est pas indispensable pour les ponts rivés ; il faut y veiller pour les ponts soudés.



Cintre du pont de Kuilemburg sur le Leck.

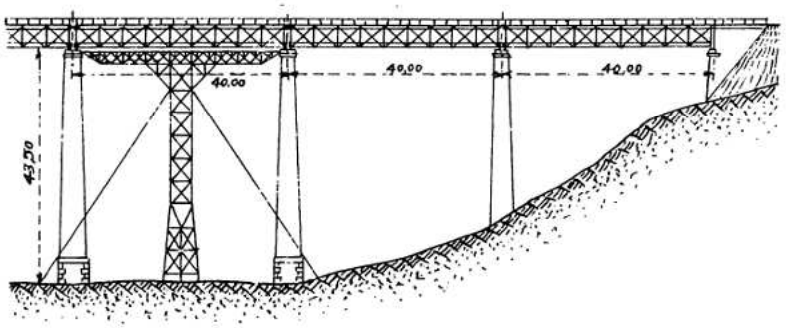
Les échafaudages, portés par des pieux ou des poteaux, sont ordinairement du type à contrefiches isolées ; leur contreventement doit être particulièrement soigné. Le nombre et l'écartement des fermes dépendent de l'importance et de la distribution des charges. On peut placer, sous chaque poutre-maîtresse, soit une ferme, soit deux fermes jumelées de part et d'autre de la poutre. Les voies de roulement des engins de manutention mécanique : wagonnets, grues, ponts-roulants, etc...., doivent être particulièrement bien soutenues.

La plateforme inférieure de l'échafaudage, constituée par des longrines et des poutrelles en bois, doit être, autant que possible, recouverte par un plancher jointif en voliges, muni de rebords longitudinaux pour éviter la chute des rivets et du petit outillage.

S'il s'agit, par exemple, d'un pont à poutres, un plancher est établi à 0,60 m environ au dessous du niveau des membrures inférieures ; elles reposent sur lui par l'intermédiaire de piles de bois à plat, qui permettent de régler facilement, au moyen de cales, la position de chaque élément de membrure, et dont la hauteur est suffisante pour effectuer commodément la rivure. On met en place successivement les membrures inférieures, les barres de contreventement, les barres de triangulation que l'on maintient, si besoin en est, par des organes accessoires en bois ou en métal ; on assemble simultanément les organes essentiels du tablier : pièces de pont, longerons, entretoises, et l'on termine par la

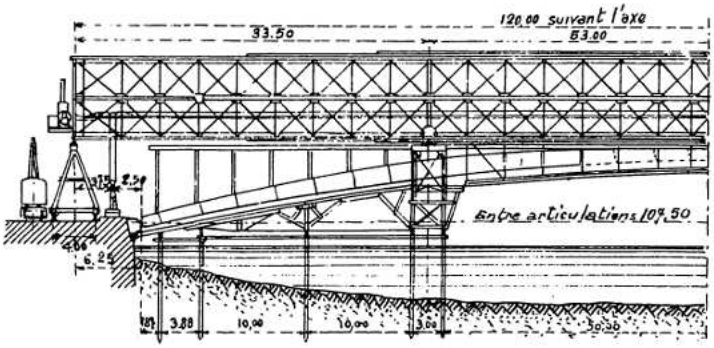
pose des membrures supérieures et du contreventement correspondant s'il y a lieu. Les opérations s'effectuent en général à l'aide d'un portique roulant, muni de treuils et de palans actionnés mécaniquement, qui permettent d'amener à leur emplacement les différents éléments approvisionnés sur le chantier.

On a employé parfois des charpentes métalliques pour supporter le plancher de montage, lorsque la disposition des lieux ne se prêtait pas à l'établissement de supports suffisamment rapprochés pour constituer entièrement l'échafaudage en bois. Nous citerons, parmi les exemples remarquables : le viaduc sur le ravin de la Maien-Reuss, où chaque travée de 40,00m de portée a été montée sur un échafaudage métallique en forme de T, constitué par un seul pylône métallique, portant à son sommet deux consoles symétriques.



On peut établir des échafaudages de grandes portées entre appuis, par l'emploi combiné de câbles en fil d'acier, comme éléments tendus, et de pièces de bois, comme éléments comprimés ; on réalise ainsi des charpentes légères, économiques, rigides et facilement réglables.

On peut également suspendre le plancher de montage à un véritable pont métallique : le pont Alexandre III a été monté dans ces conditions, le pont de montage ayant une portée totale de 120,00m ; cet ouvrage était disposé de manière à pouvoir être déplacé transversalement à l'axe du pont en roulant sur des voies disposées sur les massifs en maçonnerie des culées. Le plancher avait la largeur nécessaire pour monter simultanément deux arcs voisins (le pont en comporte 15). Pendant leur montage, le pont roulant était soutenu temporairement par deux pylônes en charpente sur pilotis, qui divisaient l'ouverture totale de 120,00m en 3 travées solidaires, ayant des portées de 53,00m pour la travée centrale, et 33,50m pour chaque travée de rive.



Ce mode de montage est applicable, avec des variantes dans les détails, à tous les types de ponts.

Ses ponts de Maxau, sur le Rhin, formés d'une suite de travées indépendantes à poutres triangulées Warren simples avec montants ont été construits par parties successives à partir d'une rive, sur une plateforme mobile formant un pont susceptible de se déplacer sur les parties déjà construites, et de prendre par rapport à elles un certain porte-à-faux (Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics N°32 - Nouvelle série Juillet - Août 1948).

Montage sur un échafaudage ou à l'atelier et déplacement jusqu'à l'emplacement de l'ouvrage.

Cette méthode a tous les avantages de la précédente, et présente de nombreuses variantes; elle est applicable aux travées isolées, et on l'emploie, soit lorsque l'on peut déplacer l'ouvrage au moyen d'engins de levage puissants et peu nombreux, soit lorsqu'il n'est pas possible de construire, à l'emplacement définitif, les palées nécessaires pour recevoir un échafaudage. Exceptionnellement, on l'utilise pour construire une travée à l'atelier lorsque l'on dispose des moyens nécessaires pour l'amener à son emplacement. Des ponts complets biais de 86,90 m de longueur, entièrement soudés ont ainsi été réalisés en Allemagne (1).

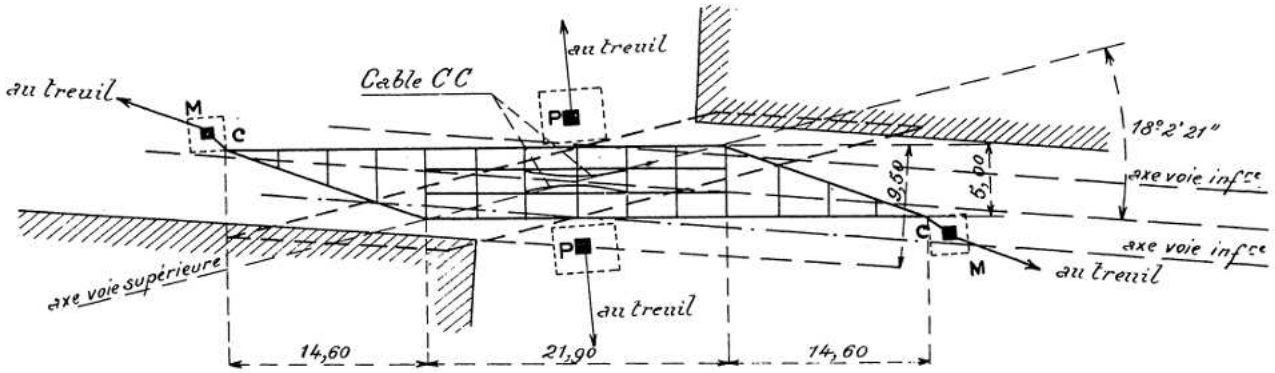
Voici quelques exemples.

Mise en place par conversion.

L'ouvrage étant construit sur la rive, parallèlement à la brèche à franchir, est muni d'un appendice en charpente métallique, à l'extrémité qui doit rester sur cette rive; sous cet appendice est disposé un pivot provisoire; l'autre extrémité, se déplaçant sur des rouleaux, vient prendre appui sur des chalands, dont le déplacement permet ensuite d'amener le pont à son emplacement définitif par conversion. L'opération est terminée par l'enlèvement du pivot, de l'appendice, et la descente de l'ouvrage à son niveau définitif.

Mise en place par levage.

1°) La brèche à franchir est constituée par un terrain accessible en tous temps. On monte le pont sur le terrain, et on le hisse ensuite à son emplacement définif. Une application a été faite à la gare de triage du Port autonome de Strasbourg, à un pont pour voie ferrée, biais à 18° 02', de 9,50 m d'ouverture droite, et de 36,50 m de portée, pesant 135 T.



Le pont a été construit entre les culées, puis levé au moyen du portique PP; afin d'éviter la torsion de l'ossature, les extrémités formant angle aigu en plan étaient supportées par des manfles fixés à des mâts de levage haubannés M,M; les panneaux extrêmes de la partie droite étaient raidis par des cadres provisoires en bois. Après levage, la rotation nécessaire pour amener le pont au-dessus de son emplacement définitif fut obtenue en agissant sur un balancier transversal suspendu au portique, par l'intermédiaire duquel le pont était supporté, les câbles des manfles le reliant soit à la poutre supérieure du portique, soit au pont, se prêtant facilement

(1) Stahlbau · juillet 1955.

à cette rotation. En même temps, on inclinait légèrement les mâts M, convenablement haubannés, et articulés à leur pied. Il suffisait ensuite de laisser descendre le pont sur ses appuis. Le levage était de 6,00m ; l'opération a duré 3 heures.

2° La brèche à franchir n'est pas accessible en permanence. Le pont, monté ailleurs, est amené au voisinage de son emplacement soit par voie de terre, soit par voie d'eau, et mis en place au moyen de grues ; au pont sur le Storström, les parties en cantilever ayant soit 44,00m, soit 75,60m de longueur, pesant au maximum 460 T, ont été mises en place au moyen de grues montées sur pontons flottants, pouvant élever 500T à 30,00m de hauteur.

Cet exemple fait comprendre l'intérêt et l'économie qu'il y a à utiliser des moyens puissants ; on tend de plus en plus à construire à l'atelier des parties très importantes des ouvrages, pour les mettre en place d'un seul temps, par des engins appropriés. On réduit ainsi, en outre, au minimum, le nombre des joints à exécuter sur le chantier.

Mise en place à l'aide d'un échafaudage flottant.

L'ouvrage peut être monté soit directement sur un échafaudage flottant soit sur un échafaudage fixe placé sur la berge, mais disposé de manière que le pont puisse être chargé sur des pontons lestés, que l'on vient placer au dessous ; ceux-ci prennent la charge lorsqu'on les déleste.

L'ouvrage est ensuite transporté à son emplacement définitif, et est mis en place, soit en lestant à nouveau les pontons, si les conditions sont telles qu'il se présente à un niveau supérieur à celui qu'il doit occuper, soit, dans les mers à marée, en profitant de la baisse du plan d'eau pendant le jusant, dans la même circonstance ; si, au contraire, le pont, placé sur les pontons, est à un niveau inférieur à son niveau définitif, on le hisse au sommet des piles à l'aide de vérins.(1)

Le premier et le dernier procédé ne présentent guère d'aléas. Mais le second est plus scabreux, parce qu'il ne permet pas de corriger facilement un incident quelconque de manœuvre ; il a été cependant employé avec succès pour le pont de Moerdyck sur le Hollands-Diep, en Hollande, de 100,00m d'ouverture et ailleurs.

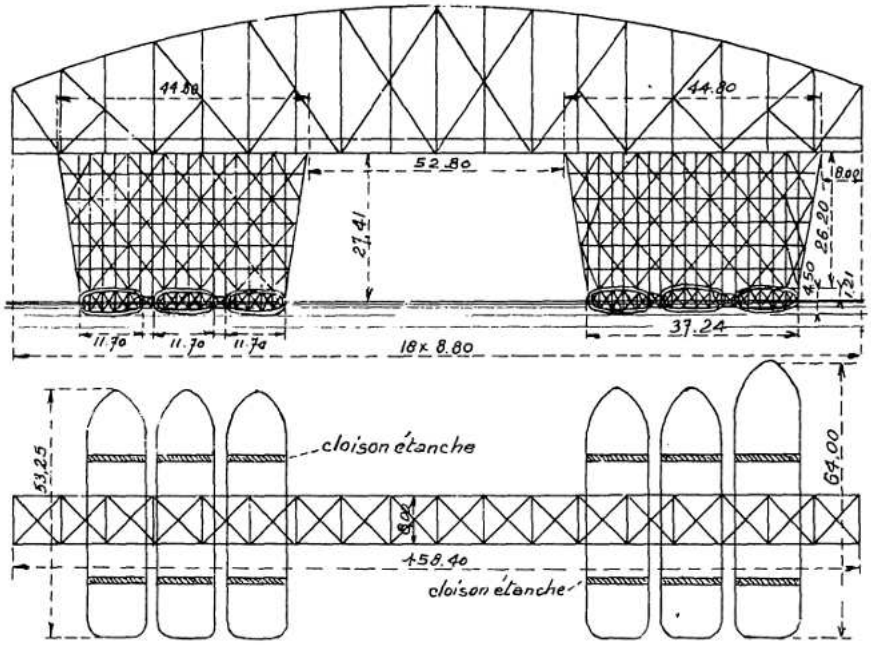
Le dernier procédé a été employé pour la mise en place du pont Britannia, sur le détroit de Menai et du pont de Conway (122,00m d'ouverture).

La mise en place par lestage des pontons a été employée assez fréquemment en Russie, notamment au pont de Syzran sur la Volga (13 travées de 107,00m de portée) et plus récemment au Viaduc de Simbirsk sur la Volga, comprenant 12 travées principales de 160,00m environ de portée.

Pour ce dernier ouvrage, la mise en place d'une travée durait de 4 à 6 heures ; les échafaudages schématiquement représentés ci-contre pesaient 700 tonnes, et les pontons avaient une force portante de 4500 tonnes ; pendant le transport le pont se trouvait à 0,80m au-dessus de sa position définitive. De pareilles opérations ne peuvent réussir que si elles sont étudiées à l'avance dans leurs plus infimes détails, et si l'Ingénieur qui a élaboré le programme de la manœuvre la dirige lui-même.

La mise en place était particulièrement difficile, du fait de la fréquence de vents très violents ; une couche de glace de 0,70m couvrait la Volga et on dût y creuser un chenal de très grande surface, pour le déplacement des pontons, que l'on calait contre les piles et contre la surface

(1) On peut employer des vérins à vis ou des vérins hydrauliques ; dans ce dernier cas, ils peuvent être fixes ou mobiles. On trouvera à ce sujet d'utiles indications dans « Travaux » mai 1942 (Cayla et Carpentier).



gelée du fleuve, afin de les empêcher de se déplacer sous l'action du vent.

Ses chantiers étaient en communication avec l'Observatoire Central météorologique de Pétrograd, qui envoyait régulièrement les résultats de ses observations et signalait les perturbations atmosphériques probables. On avait installé, en outre, une petite station météorologique locale, munie d'appareils enregistreurs, de manière à suivre de plus près le mouvement des vents et d'en prévoir, autant que possible, les variations.

Malgré toutes ces précautions on a dû arrêter, pour l'une des travées, les pontons chargés pendant 24 heures, et les caler contre la couche de glace de la surface du fleuve.

Ces quelques indications suffisent pour montrer avec quels soins minutieux de pareilles opérations doivent être préparées ; l'économie au montage qu'elles permettent de réaliser les rend extrêmement intéressantes.

Mise en place par déplacement latéral.

Il arrive fréquemment que l'on est dans la nécessité de remplacer un pont métallique sous voie ferrée sans interrompre la circulation des trains, sauf à la rigueur pendant un temps très court, une journée ou une fraction de journée.

Si l'on ne peut dévier provisoirement la ligne, on construit l'ouvrage nouveau à côté de l'ouvrage ancien, sur un échafaudage qui se prolonge au voisinage des appuis au-dessous de ce dernier, et sur une distance suffisante au-delà. Sur toute la longueur de ces échafaudages, on établit des chemins de roulement.

Lorsque l'ouvrage neuf est terminé, on l'installe par l'intermédiaire d'autres chemins de roulement sur des galets pouvant rouler sur les premiers chemins ; on installe également l'ancien ouvrage dans des conditions analogues ; on les solidarise, et l'on déplace ensemble les deux ponts, de manière à amener le nouveau à l'emplacement de l'ancien, et celui-ci sur le prolongement de l'échafaudage, où il ne reste plus qu'à le démonter, après l'avoir désolidarisé d'avec l'ouvrage neuf. Ce dernier est alors descendu à son niveau définitif au moyen de vérins.

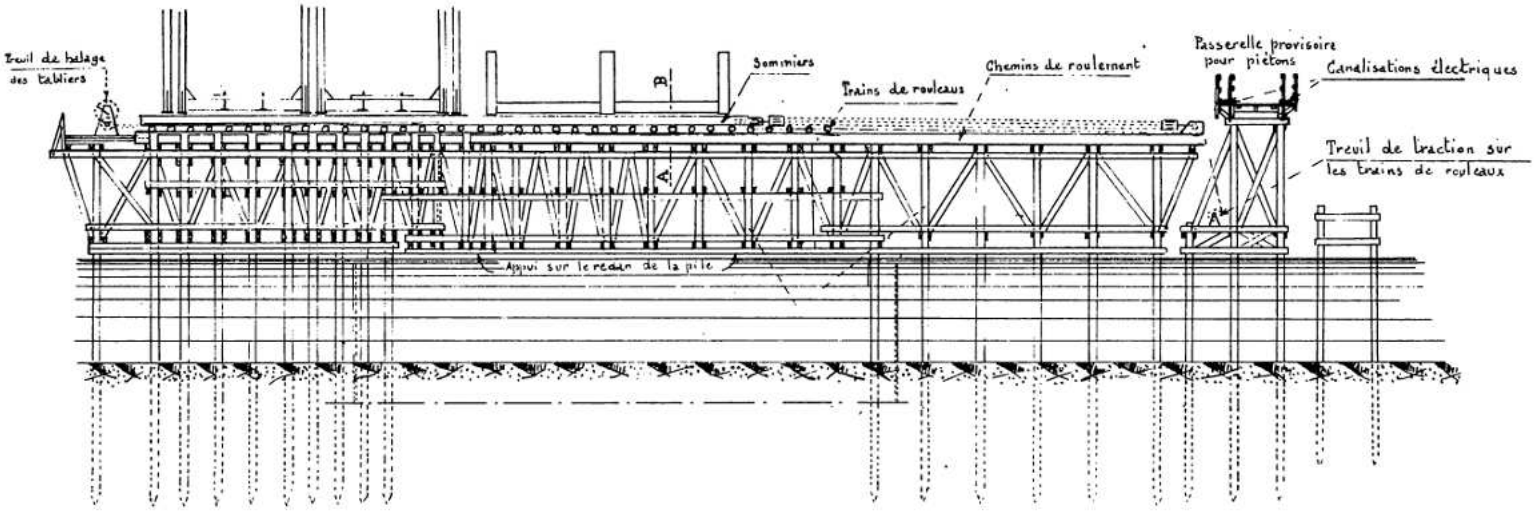
Ce procédé de mise en place a été employé en particulier pour remplacer le pont de Ciron sur la ligne de Bordeaux à Cette ; ce pont étant

constitué par des pantres à béquilles, il a fallu, naturellement, dégager les pieds des béquilles des sommiers, et déplacer le pont après l'avoir soulevé par l'intermédiaire des pantres horizontales.

Il a été employé en 1932 pour la mise en place d'un nouveau pont-rails sur l'Oise, à Pontaise ; il s'agissait ici d'un ouvrage de 110,00m de longueur totale, avec une pile intermédiaire. L'ensemble de l'ossature métallique à déplacer pesait 1700 tonnes, et chacun des ponts, portant 2 voies ferrées était à trois pantres parallèles ; le déplacement total à effectuer était de 15,00m.

Il a été réalisé au moyen de treuils à bras, agissant sur des palans, halant les chemins de roulement supérieurs des galets sur lesquels reposaient les deux ponts.(1)

La figure ci-contre indique schématiquement les dispositions correspondantes.



Rien n'oblige, d'ailleurs, à solidariser l'ancien et le nouvel ouvrage pour les déplacer : la solution est une question d'espèce.

On peut réaliser le déplacement au moyen de vérins disposés horizontalement, invariablement fixés aux chemins de roulement inférieurs des galets, et agissant sur les chemins de roulement supérieurs.

De même que la précédente, cette méthode de mise en place des ponts exige une étude minutieuse des conditions d'exécution, et un personnel de choix.

Montage par lancement

Le montage par lancement consiste à construire le pont sur la rive, dans le prolongement de son emplacement, et à le pousser ensuite en place, en le lançant au-dessus de la brèche qu'il doit franchir.

Cette méthode est surtout employée pour les ponts à travées solidaires.

---

(1) En Pensylvanie, on a utilisé comme organe moteur une pelle mécanique tirant sur le pont par 4 mouffles disposés au droit des poutres. Les déviations dans le sens longitudinal étaient corrigées, pour de faibles déplacements, par un bull-dozer agissant sur les traverses sur lesquelles reposait le pont, à 2 travées solidaires, pour voie ferrée, pesant avec ballast et voie 1150T - Ripage : 17,04m.

Plateforme de montage.

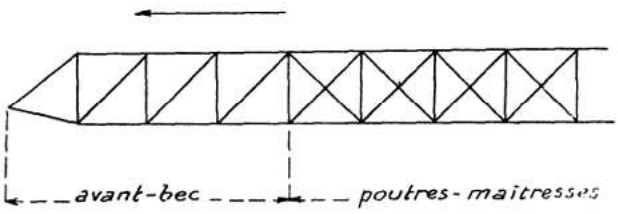
On aménage, en arrière de la culée, une plateforme sur laquelle l'ossature métallique est montée avant le lancement; ce sera par exemple un remblai, une estacade en charpente, ou, parfois, la plateforme en maçonnerie d'un viaduc d'accès.

Mais il n'est pas toujours possible d'obtenir ainsi une longueur suffisante pour y monter le pont tout entier. Il faut alors avoir recours à des artifices; par exemple, on prolongera la plateforme par un échafaudage en bois, au-delà de la culée, en la faisant empiéter d'une ou deux travées sur l'emplacement même du pont; ou bien, on effectuera la mise en place de l'ossature par lancements partiels, en faisant avancer chaque fois l'ossature déjà montée d'une longueur de travée, pour dégager l'arrière de la plateforme, de manière à permettre le montage d'un nouveau tronçon du tablier (Viaduc d'Evaux sur la Tardes).

Pour les ouvrages de très grande longueur, on a quelquefois établi une plateforme de montage sur chacune des rives, à partir desquelles on a procédé au lancement des deux moitiés du pont. On a ensuite réuni les deux abouts opposés de façon à rétablir la continuité de l'ossature métallique. (Pont de Cubzac sur la Dordogne : 2 travées de rive de 60,00 m et 5 travées intermédiaires de 73,60 m); si le nombre des travées est impair, la jonction se fait au milieu de la travée centrale (Pont de Meissac sur la Garonne).

Avant-bec.

Quand le montage sur la plateforme est achevé, on adapte en tête du pont un avant-bec, constitué par deux poutres parallèles, généralement en métal, ou en bois et métal, ou en alliage léger, dont l'avant est triangulaire.



Ces poutres sont entretoisées, et assemblées par boulons ou même par rivets avec le montant extrême de chacune des poutres-maîtresses du pont.

Dans l'étude des ponts à travées solidaires à poutres continues, on a indiqué que le rapport le plus avantageux de la portée l d'une travée de rive à celle L d'une travée intermédiaire est $\frac{l}{L} = \frac{4}{5}$; si l'on donne à l'avant-bec la longueur $\frac{L}{5}$, on voit que la travée de rive qui est en tête pendant le lancement pourra, munie de son avant-bec, couvrir toute une travée intermédiaire. Il est, en général, sans intérêt de prendre un avant-bec notablement plus long.

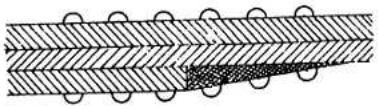
La distance entre axes des poutres de l'avant-bec est ordinairement égale à celle des poutres-maîtresses; si, toutefois le lancement doit être fait vers une travée déjà en place, l'avant-bec doit naturellement être plus étroit, pour pouvoir pénétrer à l'intérieur de cette travée.

A l'extrémité libre de l'avant-bec, la membrure inférieure de chaque poutre forme un plan incliné; la pointe peut être ainsi placée à un niveau suffisamment élevé pour qu'elle atteigne les galets placés sur le support qu'elle aborde, malgré la déformation élastique de la console formée par l'avant-bec et la partie de la poutre qui s'étend jusqu'au dernier appui franchi.

Galets de roulement.

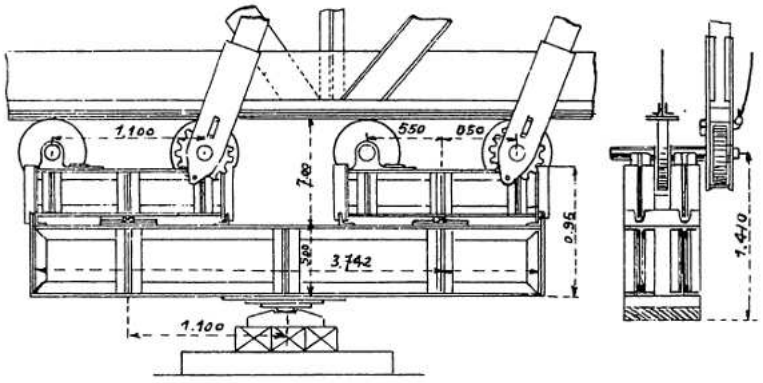
Pendant le lancement, chaque poutre repose sur des galets de roulement en acier dur recuit, dont les axes de rotation sont portés par des bâtis reposant sur les piles et les culées du pont.

Pour que la marche en avant du tablier roulant sur les galets ne soit gênée par aucun choc, on ménage à la surface de ceux-ci, lorsqu'ils sont larges, des gorges dans lesquelles peuvent passer les têtes des rivets. Il est plus simple d'utiliser des galets étroits de plus grand diamètre, sans gorges.

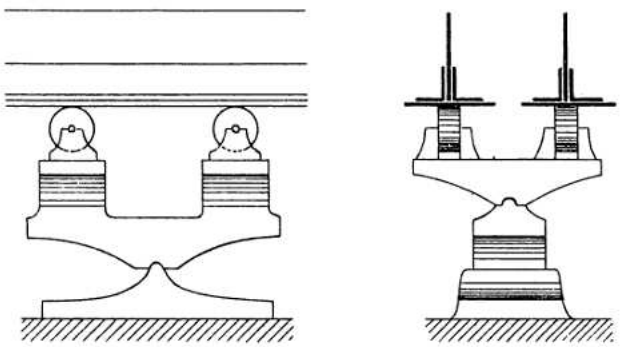


De plus chaque saillie de tôle ou de couvre-joint de la face inférieure de la platebande, en contact avec le galet, est rachetée par un coin métallique, formant plan incliné, que l'on rive sur les tôles.

On limite généralement la charge totale transmise au galet à 1 kg à 2 kg par mm² de la surface diamétrale d a, correspondant à la largeur cumulée a des zones de contact avec les tôles, et au diamètre d du galet. Un galet ayant un diamètre de 500 mm, et une largeur utile a = 100 mm, pourrait donc supporter de 50 à 100 tonnes. Il en résulte que, pour un ouvrage important, il faut plusieurs galets par appui; il est essentiel de les disposer de telle manière que les charges se répartissent également entre eux. On les placera donc par paires aux extrémités d'un balancier oscillant autour d'un axe horizontal; si le nombre de galets doit être supérieur à deux, on monte symétriquement chaque balancier sur les bras d'un autre balancier articulé de la même manière. Dans ces conditions, quel que soit l'instant considéré au cours du montage, les composantes de la réaction d'appui, appliquées à chaque galet, sont égales; de plus, en raison des inclinaisons que peut prendre l'appareil, l'ascension des plans inclinés rachetant les épaisseurs des tôles et des couvre-joints sur l'appareil d'appui, se trouve facilité.



Lorsque l'on emploie des poutres à caisson, on dispose une file de galets sous chaque âme ou bien deux files encadrant chaque âme; et, pour être assuré que la charge se répartit également entre tous les galets, on articule les balanciers dans 2 sens rectangulaires, en réalisant ainsi une articulation à la Cardan.



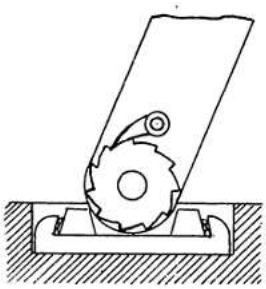
Les "chaises" modernes comportent jusqu'à 16 galets, chacun pouvant porter 40 tonnes.

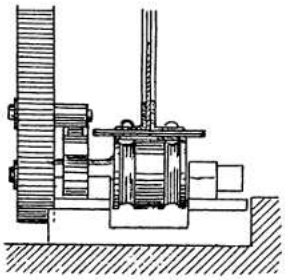
Appareils de manœuvre.

On a parfois utilisé des câbles pour opérer, à partir de la rive opposée à

celle du chantier de montage, la traction de l'ossature métallique, dans le cas de ponts légers et courts ; il est bon de prévoir alors des câbles de traction et des câbles de guidage, indépendants.

Mais, dans le cas de grands ouvrages, ce procédé n'est pas recommandable par ce que la progression n'est pas régulière et se fait par saccades : la tension du câble, très forte avant le déplacement diminue ensuite brusquement dès que le pont s'est mis en mouvement.





On a beaucoup employé autrefois des leviers oscillants, qui agissent sur les galets et commandent leur rotation ; à cet effet, une roue à rochet, calée sur l'axe d'un galet, est actionnée par un cliquet attaché au levier. On imprime au levier un mouvement alternatif autour de l'axe du galet ; la roue à rochet avance d'une dent à chaque oscillation, et entraîne le galet, qui provoque la marche en avant. Ces leviers sont suffisamment longs pour déborder au-dessus des membrures supérieures des poutres-maîtresses, qui sont reliées par un plancher provisoire. On les réunit deux à deux par une barre transversale, que l'on fait mouvoir alternativement soit par des ouvriers, soit par un engin mécanique.

On a réuni parfois entre elles toutes les barres transversales, de manière à solidariser les mouvements de tous les galets.

Résal indique que, dans ces conditions, la résistance à vaincre pour déplacer le pont peut varier entre 5 et 10 kg par tonne à déplacer ; au pont de Cubzac, la vitesse moyenne d'avancement a été de 6,00m à l'heure, soit 0,10m par minute, lorsque le poids roulant a atteint son maximum de 1.700 tonnes.

Pour le lancement du viaduc du Val-St Léger [1], le déplacement était obtenu au moyen de treuils à bras fixés à la culée de départ, agissant sur des câbles passant sur des palans dont un jeu de poulies était fixé au tablier.

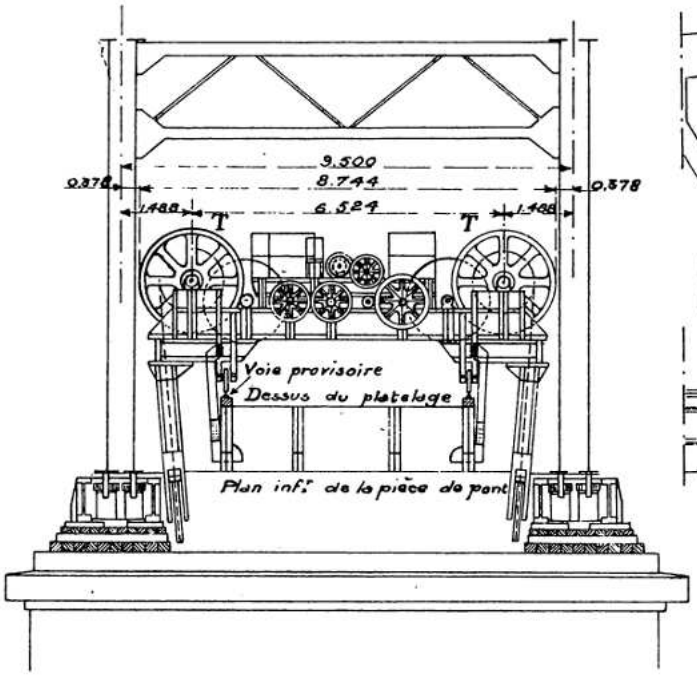
La longueur totale de l'ouvrage est d'environ 258,00m ; la longueur de la plateforme de montage ne permettant pas de construire une grande longueur, le lancement a été opéré en quatre fois, et dura du milieu de mars 1879 au début de février 1880.

Le dispositif employé au pont de Caronte [2] et au pont de Meissac [3] est basé sur le principe suivant.

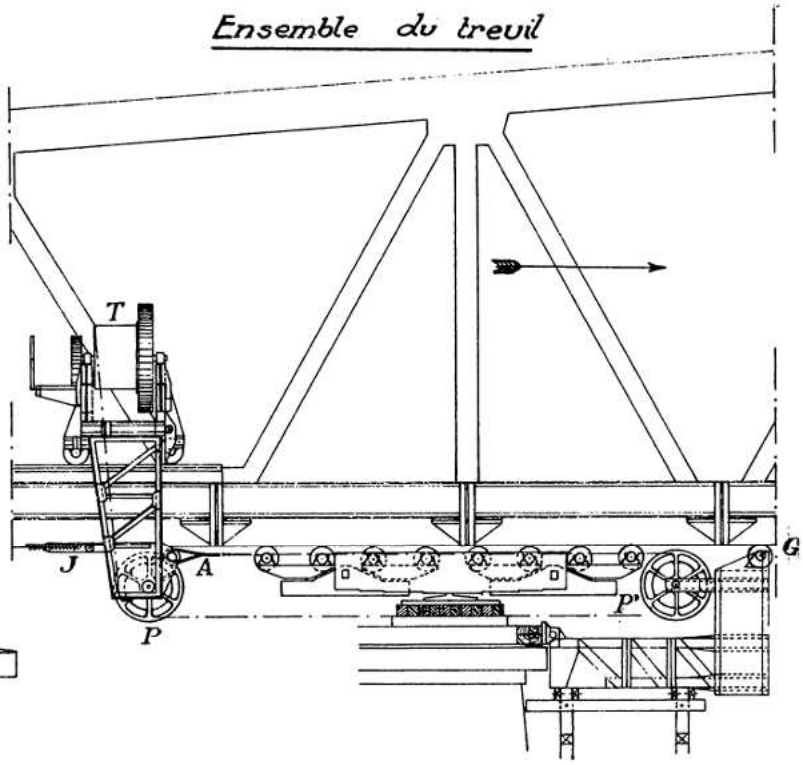
---

(1) Annales des Ponts et Chaussées 1882 - fascicule II.
(2) Annales des Ponts et Chaussées 1915 - fascicules I, II, III.
(3) Annales des Ponts et Chaussées 1932 - fascicule III.

Vue de face



Ensemble du treuil



Un treuil électrique, reposant par des galets sur une voie fixée provisoirement à la charpente métallique, et placé du côté opposé au vide à franchir, comporte deux tambours T, symétriquement placés par rapport à l'axe longitudinal du pont. A chaque tambour est associé un bâti qui porte, à sa partie inférieure une poulie P située sous le tablier ; ce bâti est invariablement relié à la membrure par un joint élastique J.

Le câble qui s'enroule sur chaque tambour vient passer sur la poulie P correspondante, est retourné horizontalement, et passe sur une seconde poulie P', fixée à la partie supérieure d'un bâti relié à la pile ou à la culée de départ, pour revenir se fixer en A sur le bâti qui porte P.

Dans ces conditions, l'enroulement des câbles sur les tambours provoque le déplacement vers le vide de l'ossature à lancer.

Le treuil électrique est ancré sur la charpente du tablier, pour éviter son déversement. De même, la partie verticale du bâti portant la poulie P' est munie d'un galet G s'appuyant sous la membrure inférieure de la poutre, qui s'oppose à son basculement.

Les dispositions employées au pont de Maissac permettaient d'avancer de 30,00 m environ le pont, sans déplacer le treuil électrique.

La vitesse d'avancement était de 12,00 m. à l'heure (0,20 m par minute)[1] ; la résistance à vaincre était évaluée à 45 kg environ par tonne à déplacer ; chaque moitié du pont pesait 1350 tonnes.

Au viaduc de la Rochelle-Pallice qui comporte 12 travées en 2 groupes de 6, pesant environ 3.000 tonnes, la vitesse d'avancement était la même ; l'effort horizontal sur une pile était estimé à 0,035 de l'effort vertical qu'elle avait à supporter.

Pendant la partie du trajet qui correspond à la progression de la partie inclinée de l'avant-bec sur les galets, l'effort à vaincre pour faire avancer

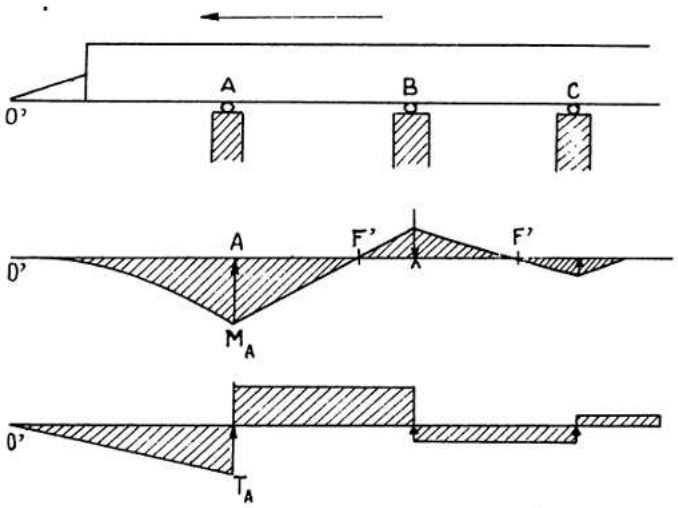
(1) On peut atteindre 25 m/heure.

le pont est plus grand qu'en période normale, parce qu'il faut faire remonter le centre de gravité de toute la partie en porte-à-faux d'une hauteur qui est généralement comprise entre le tiers et le quart de la flèche prise par l'extrémité de l'avant-bec. Le supplément d'énergie nécessaire est d'ailleurs relativement peu important.

Détermination des efforts subis par les poutres-maîtresses pendant le lancement.

Les poutres-maîtresses ne travaillent pas dans les mêmes conditions pendant le lancement, d'une part, et lorsque le pont est en service, d'autre part. Il faut donc s'assurer que les contraintes de leurs différents éléments, déterminées d'après cette dernière considération, ne dépassent pas une limite admissible pendant les opérations du lancement.

Le procédé le plus direct consiste à étudier les poutres comme si elles reposaient sur les appuis successifs A, B, C, ..., sans tenir compte de la partie qui se trouve en console, à gauche de A, représentant le dernier appui franchi. On tient compte ensuite de la présence de la console. Son effet est de produire, dans la section A, un moment fléchissant M_A et un effort tranchant T_A ; on en déduit aisément par une construction graphique le moment fléchissant et l'effort tranchant qui se produisent dans chaque travée, et il suffit ensuite de cumuler les résultats correspondants avec ceux que l'on a obtenus précédemment.



Le plus simple est de construire l'épure qui correspond à la portée maximum de la console et de faire reculer ensuite son extrémité O' de manière à la faire coïncider avec les positions successives qu'elle peut prendre, en déplaçant en même temps parallèlement à elles-mêmes les courbes représentatives des moments et des efforts tranchants dans la console, qui restent valables dans la partie correspondante située à gauche de A. On examine ensuite quels sont les efforts ainsi développés dans les différentes sections.

On opérerait d'une manière analogue pour les différentes barres, s'il s'agissait d'une poutre triangulée.

Précautions à prendre pour assurer la résistance des membrures.(1)

Efforts de traction ou de compression.

Pour diminuer l'importance de ces efforts, au cours du lancement, on commencera par diminuer autant que possible le poids de la partie du pont à

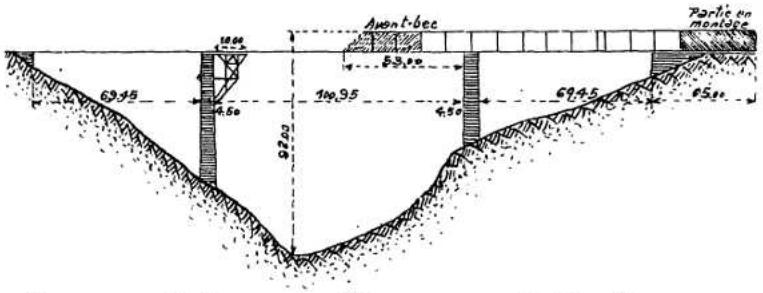
(1) Nous ne parlons ici que des poutres triangulées, pour lesquelles les difficultés sont plus grandes; on en déduirait aisément les précautions à prendre pour les poutres à âme pleine.

lancer ; l'ossature métallique sera donc réduite à ses éléments essentiels : poutres-maîtresses, pièces de pont, auxquels on ajoutera les barres de contreventement provisoires ou définitives nécessaires pour solidariser les poutres-maîtresses et empêcher leur déversement et leur flambement pendant le lancement.

L'avant-bec sera constitué par une charpente aussi légère que possible, ce qu'il est toujours possible et facile de réaliser, en raison des faibles efforts qu'il doit supporter.

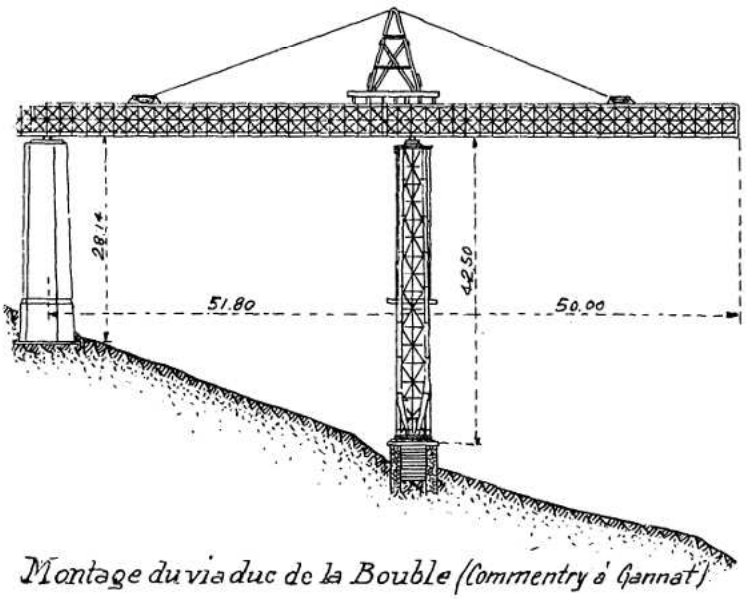
On admet d'ailleurs que les contraintes admissibles pendant le lancement peuvent être notablement plus élevés que celles que supportera l'ouvrage en service ; leur limite dépend des circonstances dans lesquelles s'effectue le lancement. On peut admettre, à moins de circonstances très défavorables, une limite de 16 à 18 kg/mm² pour l'acier Ac 42. de 25 à 27 kg/mm² pour l'acier Ac 54.

Avant de renforcer les membrures, au cas où l'on trouverait des contraintes jugées trop élevées, on pourra penser à modifier légèrement les conditions dans lesquelles s'effectue le lancement, soit en allongeant l'avant-bec, ce qui diminuera le poids maximum de la console au cours du lancement, soit encore en disposant des "balcons" en charpente de bois ou en métal, destinés à diminuer l'ouverture libre d'une travée. C'est en particulier ce que l'on a fait au viaduc d'Evaux, sur la Tardes, où le point d'appui fourni par le balcon était à 10,00 m de la pile, au viaduc de Carante, etc.



Lancement du pont d'Evaux sur la Tardes

On peut également installer à l'aplomb de la section qui serait le plus fatiguée, lorsque l'extrémité de l'avant-bec est sur le point d'atteindre le prochain support, un chevalet supportant des haubans, amarrés de part et d'autre sur les membrures supérieures des poutres-maîtresses qu'elles contribuent à soulager.



Montage du viaduc de la Bouble (Commentry à Gannat)

On peut aussi diviser en deux parties l'intervalle entre deux piles consécutives par un support provisoire, formé d'un pylône en charpente, ou encore envisager l'emploi d'un ponton se déplaçant d'une pile à l'autre, et supportant l'extrémité de l'avant-bec, s'il s'agit de franchir une rivière, ou utiliser un chariot à voie de roulement horizontale, si l'on se trouve au-dessus des terres.

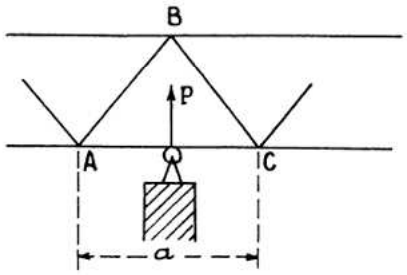
Il serait encore possible de soulager l'extrémité de l'avant-bec au moyen de câbles, passant sur un chevalet installé sur la pile à atteindre, et convenablement

tendus.

On remarquera que certaines parties des membrures tendues quand l'ouvrage est en service, peuvent être comprimées pendant le lancement ; elles doivent être construites de manière à ne pas flamber.

Efforts locaux.

Lorsque le point de contact d'une membrure inférieure et d'un galet de roulement se trouve entre deux nœuds consécutifs, la réaction du galet fait travailler à la flexion l'élément de membrure correspondant. Cette réaction est maximum au moment où l'extrémité de l'avant-bec est peu éloignée d'une pile.



Pour évaluer la contrainte résultant de cet effort de flexion, on considère l'élément de membrure AC comme appartenant à une poutre continue sur appuis invariables formés par les nœuds inférieurs et comportant un nombre très grand de travées ; les moments à considérer sont ainsi :

aux nœuds $0,32 \frac{Pa}{4}$ (fibre supérieure comprimée)

au milieu $-0,68 \frac{Pa}{4}$ (fibre supérieure tendue)

P étant la réaction maximum au milieu de l'intervalle AC, de longueur a.

Généralement, la membrure est une pièce en ⊥ ou en II, offrant peu de rigidité propre ; aussi, la contrainte de flexion correspondante n'est pas négligeable ; elle s'ajoute, dans la section médiane et pour les platebandes, à l'effort général de compression de la membrure inférieure en console.

Pour réduire cette contrainte locale supplémentaire, on peut tout d'abord augmenter le nombre des galets ; la réaction est alors répartie sur une plus grande longueur.

On peut aussi recourir à une poutre triangulée composée, de manière à diminuer la distance de deux nœuds consécutifs de la membrure inférieure.

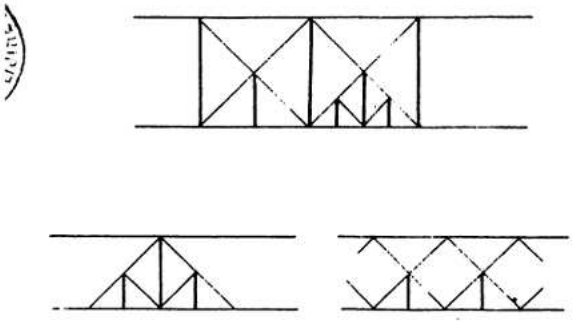
Résal indique que si la poutre composée d'ordre n et si a est la distance mutuelle de deux nœuds consécutifs, le moment maximum négatif peut être calculé par la formule $-0,68 \frac{Pa}{4} \times \frac{n+3}{4n}$ et que l'effort vertical maximum à transmettre par 2 barres de triangulation convergeant sur un galet peut être pris égal à $\frac{2P}{n+1}$.

A titre d'indication, voici quelques caractéristiques relatives à des ponts à triangulation composée Warren qui ont été mis en place par lancement.

Désignation des ouvrages	Ouverture de la plus grande travée mètres	Hauteur d'une poutre maîtresse mètres	Ordre de la triangulation	Intervalle entre deux nœuds mètres
Pont d'Evaux sur la Tardes	104,55	8,30	6	2,00
Pont de Cubzac sur la Dordogne	73,60	8,00	4	2,80
Pont de Saumur sur la Loire	75,00	7,60	4	2,00
Pont sur l'Etang de Carouté	82,50	9,10	5	2,732
Viaduc du Val St Léger, près de Marly	71,25	5,60	4	1,188
Viaduc des Fades sur la Sioule	144,00	11,60	6	3,60

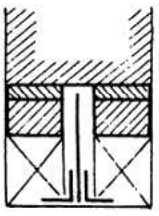
Avec la poutre Pratt munies de contrebarres, il serait plus difficile de réaliser une poutre composée, car il y aurait trois séries de barres parallèles entretoisées, au lieu de deux, devant présenter une rigidité suffisante ; aussi, la plupart des poutres continues de ce type ne comportent qu'une seule triangulation.

Mais on peut toujours utiliser une triangulation complexe comme on l'a représenté ci-contre, à partir d'une poutre à montants et Croix de Saint-André, et d'une poutre à triangulation Warren simple ou double.

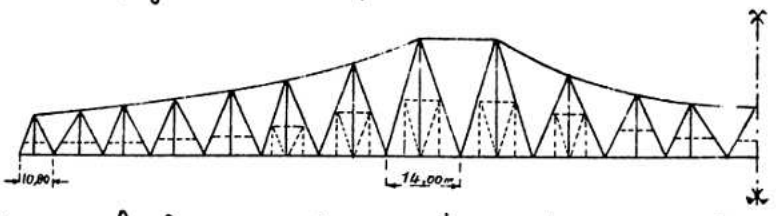


L'inconvénient de ce procédé est que l'on alourdit la poutre, en vue de la mise en place du pont, sans que le renforcement correspondant demeure bien utile lorsque l'ouvrage est en service ; d'ailleurs, un pareil renforcement peut n'être pas nécessaire pour tous les éléments de membrure, et l'on se trouve conduit, néanmoins, pour des raisons d'esthétique, à le réaliser sur toute la longueur de l'ouvrage.

On peut éviter cette dépense inutile, en se bornant à une consolidation provisoire de la membrure inférieure des poutres, au moyen d'éléments que l'on enlèvera après la mise en place du pont. Les pièces comprimées, représentées ci-dessus en traits gras seront, par exemple, en bois, et les pièces obliques tendues auxiliaires seront en tiges d'acier, rond, filetées aux extrémités, de manière à pouvoir être tendues au moyen d'écrous. Il est recommandé d'intercaler entre les poteaux et la membrure des coins, de manière à les mettre en compression ; Résal indique qu'il suffira de limiter la contrainte de compression du bois à $\frac{1}{20}$ environ de celle du métal, pour que ce dispositif provisoire soit, au point de vue de la rigidité aussi efficace qu'une triangulation complexe en métal.



Au pont de Maissac, les pièces de renforcement provisoire étaient toutes en acier; elles sont figurées ici en pointillé. Elles étaient réunies aux diagonales et aux montants par des goussets rivés sur les éléments de la poutre; les pièces provisoires y étaient fixées par des boulons. Après mise en place de l'ouvrage, on a coupé au chalumeau les parties des goussets faisant saillie en élévation sur les éléments conservés de la poutre. On réduisait, en outre, la flexion locale des éléments de membrures en employant de 4 à 16 galets de roulement sur les appuis, suivant le poids à supporter.



Précautions à prendre pour assurer la résistance de la triangulation.

Ce qui est à craindre pour les barres de triangulation n'est généralement pas l'importance des efforts qu'elles ont à supporter, mais le renversement de leur sens, toutes les fois que le panneau auquel elles appartiennent franchit un appui. Ce renversement se produisant pour toutes les barres, elles sont en définitive toutes comprimées, soit pendant le lancement, soit en service.

Ainsi se trouve justifié l'emploi de la poutre à montants et Croix de Saint-André, dérivée du type Pratt.

On remarquera, sur la figure ci-dessus, ne comportant qu'une triangulation Warren, que les renforcements prévus dans les panneaux les plus courts ont pour seul objet de s'opposer au flambement des diagonales comprimées.

Précautions à prendre contre l'effet du vent.

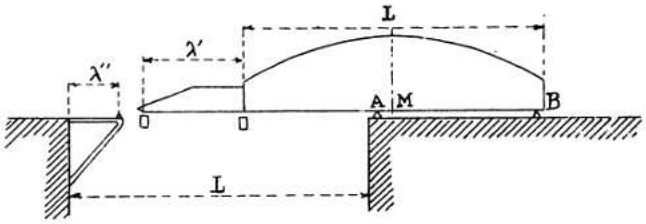
Lorsque l'extrémité de l'avant-bec est en forte saillie sur la pile qu'il vient de dépasser et ne repose sur aucun appui, il se peut que, sous l'influence de rafales de vent successives, la charpente métallique en porte-à-faux se mette à osciller horizontalement; dans ces conditions, la réaction horizontale sur la pile peut atteindre une valeur très supérieure à celle qui résulterait de la pression statique du vent, et dépasser la résistance au glissement dûe au poids transmis à l'appui.

C'est ce qui s'est passé au lancement du viaduc d'Evaux, sur la Tardes; la manœuvre avait été interrompue au moment où l'extrémité de l'avant-bec était en porte-à-faux de 53,00 m; avant que le tronçon devant permettre le lancement ultérieur ait été construit à l'arrière, survint une tempête violente, qui précipita le pont dans la vallée.

On doit donc, lorsque le pont doit être mis en place par lancements partiels, régler les manœuvres de manière qu'à chaque interruption, l'avant-bec soit soutenu par un appui; si la chose n'est pas possible, on prendra les dispositions nécessaires pour s'opposer à un déplacement latéral des poutres sur les galets, en calant latéralement les membrures inférieures pendant chaque arrêt, il peut même être parfois nécessaire de caler également les membrures supérieures.

Lancement des travées indépendantes.

On met parfois en place par lancement les ponts à travées indépendantes; on emploie alors simultanément un avant-bec et un balcon[1], dont les longueurs cumulées doivent représenter au moins la moitié de l'ouverture, de manière que le porte-à-faux des poutres-maîtresses ne dépasse pas leur demi-longueur.

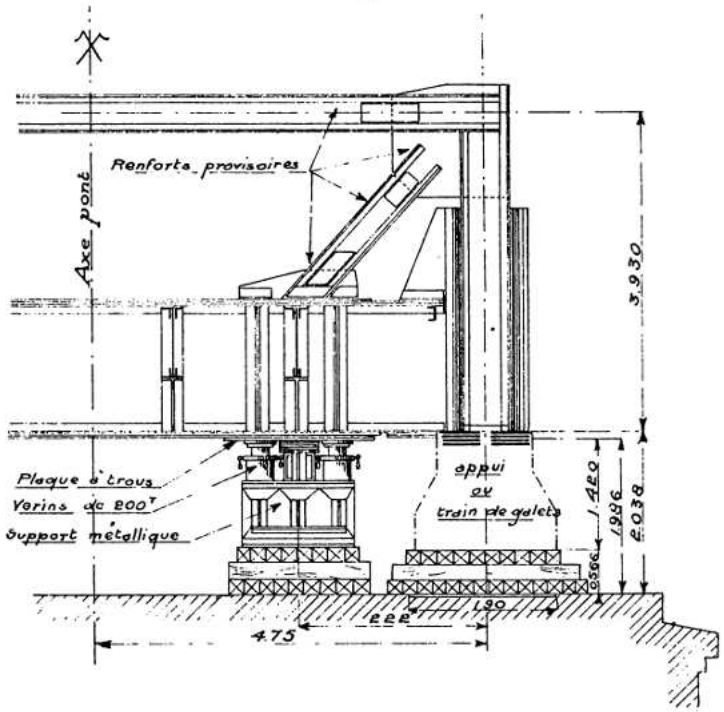


Il est nécessaire de lester la partie postérieure du tablier, de manière que le centre de gravité reste toujours en deçà de l'appareil d'appui à galets. Il faut également munir la partie postérieure des poutres d'un wagonnet ou d'un chariot, roulant sur une voie posée sur la plateforme de montage, comme dans le cas d'un pont à travées continues.

On remarquera que, pendant le lancement, au moment où l'extrémité de l'avant-bec va atteindre le balcon, les barres de triangulation travaillent en sens inverse de celui qui correspond au cas où l'ouvrage est en service. Les efforts correspondants sont d'ailleurs maxima à l'aplomb des galets, au droit du milieu de la poutre, là où ils sont à peu près nuls quand le pont est ouvert à la circulation.

On pourrait éviter l'emploi d'un avant-bec, en établissant un échafaudage sur une certaine longueur, à partir de la culée de départ. Ce procédé a été employé pour la mise en place de ponts atteignant 82,00 m de portée.

Remarque au sujet du niveau auquel le pont est lancé.



Le pont est toujours lancé à un niveau un peu plus élevé que son niveau définitif. On le descend ensuite en place, en utilisant des vérins hydrauliques disposés sur des calages en chêne, convenablement disposés; les vérins prennent appui sur les pièces de pont d'extrémité.

A cet égard, il peut être nécessaire de renforcer provisoirement la charpente métallique dans la région des appuis, comme on l'a représenté ci-contre.

---

[1] ou bien un avant-bec et un arrière-bec.

Montage par encorbellement

Dans le mode de montage par encorbellement, on utilise les parties de l'ouvrage déjà montées comme échafaudages, pour permettre le déplacement des engins de manutention destinés à la mise en place successive des diverses pièces. Des échafaudages volants sont disposés aux extrémités des parties de charpente déjà montées; ils portent l'outillage de chantier nécessaire, et les ouvriers.

Les dispositions prises sont très variables, et le prix de revient de l'ouvrage dépend dans une mesure importante de l'ingéniosité apportée à leur conception; elles nécessitent une étude très approfondie.

Ce procédé de montage, qui permet d'éviter les échafaudages au-dessus du vide à franchir est très employé pour la construction des grands ouvrages du type Cantilever et des arcs; on l'emploie également, mais plus rarement, pour le montage des travées indépendantes; le manque de bois, l'encombrement du fleuve par les débris ont conduit à reconstruire ainsi le pont du Midi sur le Danube à Budapest, qui comporte 4 travées solidaires de 96 m de portée (1947)

Dans toutes les opérations de montage par encorbellement, la jonction de deux parties qui sont montées indépendamment l'une de l'autre est toujours une opération délicate, parce qu'elles sont déformées élastiquement indépendamment l'une de l'autre; il est donc nécessaire de faire agir des forces extérieures, pour réaliser la jonction dans les conditions prévues lors du traçage à l'atelier. Les variations de la température jouent parfois à ce moment un rôle très important.

Nous allons donner quelques exemples, sommairement décrits, de ce procédé de montage.

Montage du pont du Forth (1)

L'élévation de cet ouvrage se trouve Section V - Chapitre II.

On a d'abord mis en place chaque panneau de pile, qui a servi de support pour monter simultanément en porte-à-faux les deux consoles attenantes, en conduisant l'opération de manière que l'avancement soit constamment le même de part et d'autre de la pile; dans ces conditions, le centre de gravité était toujours à l'aplomb du milieu du panneau sur pile.

Au fur et à mesure du montage des fermes principales, on allongeait le tablier, sur lequel était installée une voie ferrée de service, destinée à amener à pied d'œuvre les différentes pièces; une grue, roulant sur la membrure supérieure des fermes, et suivant l'avancement de la charpente, saisissait les pièces transportées à l'extrémité du tablier et les présentait à la place qu'elles devaient occuper. Après l'achèvement des consoles, on a ancré, dans la maçonnerie des culées, les abouts des consoles formant travées de rive.

On a également procédé au montage par encorbellement des travées indépendantes reliant les abouts des consoles dans les deux grandes travées. Dans

(1) Engineering, février 1890.

ce but, on avait encastré provisoirement chaque extrémité de la poutre indépendante sur l'about de la console correspondante. Les deux tronçons de la travée indépendante construits symétriquement, à partir de l'extrémité de chaque console se sont rencontrés au milieu de la portée où on les a assemblés par des rivets. On a ensuite supprimé l'encastrement provisoire, et la liaison s'est trouvée faite par les appareils de jonction, mis préalablement en place.

On remarquera que, pendant la construction des consoles, aucun des éléments de celles-ci ne subit des efforts de sens contraire à ceux qu'il est appelé à supporter en service; et, comme les efforts au cours de montage sont toujours notablement plus faibles, le procédé de montage par encorbellement ne nécessite pas, en opérant ainsi sur un cantilever isostatique, un renforcement de l'ossature métallique.

Viaduc de Garabit.[1]

L'élévation de cet ouvrage se trouve Section VII - Chapitre I.

Le montage a duré près de 4 ans. On a d'abord construit les piles et les culées, puis on a exécuté à la rive, aux deux extrémités, les tabliers latéraux qui encadrent l'arc central: on les a mis en place par lancement, en les amenant en porte-à-faux, de 22,20 m, par rapport aux piles encadrant l'arc; on amarra aux maçonneries des viaducs d'accès l'arrière de chaque tablier.

Deux pylônes, soutenant le câble porteur destiné à amener les matériaux légers, furent installés à l'aplomb des piles encadrant l'arc.

Les extrémités des arcs, vers les retombées, furent construites sur des échafandages fixes, devant les soubassements des piles-culées; on amarra alors solidement ces extrémités à des câbles fixés au tablier, et l'on commença ensuite le montage par encorbellement.

Les pièces correspondantes étaient transportées et mises en place au moyen d'une grue circulant sur l'extrados de l'arc; au fur et à mesure de l'avancement, de nouveaux câbles d'amarrage reliés au tablier supportaient la partie déjà construite. Les dispositions prises étaient telles que la tension des câbles pouvait être réglée à volonté; les deux parties de l'arc en cours de montage se trouvaient toujours dans une position légèrement plus haute que celle qu'elles devaient occuper définitivement. Il suffisait, à cet effet, de tendre successivement chacun des câbles, pour obtenir le relèvement destiné à annuler les abaissements consécutifs au montage.

La jonction des deux parties a été faite en détendant légèrement les câbles, de manière à amener les extrémités des charpentes au contact; elle a été opérée sans qu'il soit nécessaire de faire de retouches au tracé prévu. On a aussitôt détendu complètement les câbles, de manière à éviter les accroissements des contraintes qu'aurait pu provoquer dans l'arc un abaissement brusque de la température.

Viaduc du Viaur.[2]

L'élévation de cet ouvrage se trouve Section VII - Chapitre III.

---

(1) Revue Générale des Chemins de fer - Juin 1883

(2) Revue Générale des Chemins de fer - Janvier et Février 1903.

On a commencé par monter sur un échafaudage les deux travées de rive, comportant la travée de raccordement, et la console côté culée ; il enveloppait complètement la partie métallique, la console étant une poutre à grandes mailles.

La travée centrale a été montée par encorbellement, à partir des piles ; pour maintenir l'équilibre, on avait relié l'extrémité des consoles à des massifs maçonnés établis au niveau du terrain, au moyen de tirants verticaux munis de filetages avec lanternes-écrous, permettant de régler leur longueur, et par conséquent, de déplacer verticalement l'extrémité des fermes au cours des opérations.

Le montage était exécuté à l'aide d'une charpente métallique sur laquelle circulait une grue ; cette charpente pouvait rouler sur la partie de tablier déjà exécutée, et s'avancer en porte-à-faux sur une longueur supérieure à la distance séparant deux montants verticaux. Un échafaudage lui était suspendu et enveloppait la partie de l'arc en cours de montage.

L'accès des ouvriers à la partie inférieure de l'échafaudage suspendu s'opérait au moyen d'une passerelle légère, installée sur les membrures inférieures de l'arc.

Passerelle de la Manutention.

L'élévation de cet ouvrage se trouve Section VII Chapitre III.

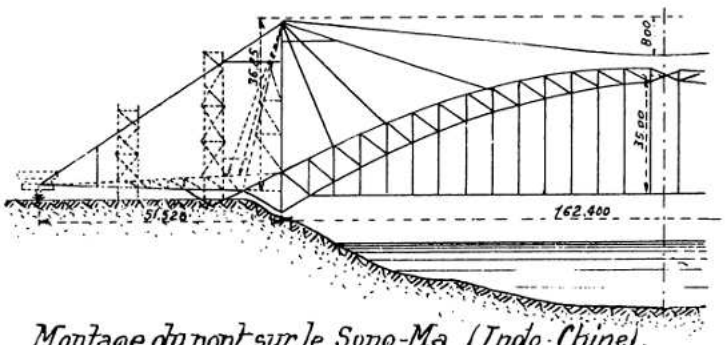
On a commencé par monter les travées de rive sur échafaudages, puis la travée centrale a été construite par encorbellement. Mais, comme la charpente métallique n'avait pas, dans le voisinage de la pile, la résistance et la rigidité correspondant aux efforts produits dans la section d'encastrement du porte-à-faux, on l'a renforcée au moyen de barres métalliques provisoires, boulonnées sur les arcs et sur le tablier, et faisant office de membrures supérieures pendant la durée du travail.

Lorsque la jonction des consoles en montage a été établie, au milieu de la travée centrale, on a enlevé ces barres devenues inutiles dans l'ouvrage définitif.

On voit donc que, ici, on avait réalisé un renforcement temporaire de la charpente au moyen de barres.

Pont sur le Song-Ma.

L'élévation de cet ouvrage se trouve Section V. Chapitre II.



Montage du pont sur le Song-Ma (Indo-Chine).

On avait prévu une articulation centrale provisoire, pour faciliter la jonction des deux moitiés de l'ouvrage, ainsi que le représente la figure ci-contre ; le maintien des deux moitiés de l'ouvrage en cours de montage avait été réalisé au moyen de câbles.

L'emploi des câbles est plus aisé, plus économique, et permet un réglage plus facile au moment de la jonction des parties dont la construction est achevée isolément, que tout autre procédé.

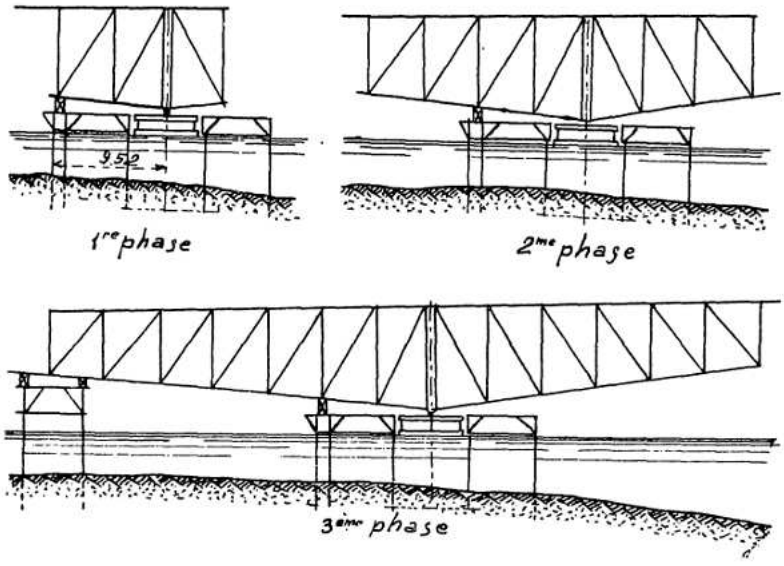
Montage du pont de Pirmil sur la Loire.

L'élévation de cet ouvrage se trouve Section V Chapitre II.

Dans les cantilevers, il est fréquent que lorsque l'on a à monter une double console symétrique, celle-ci ne soit pas encastrée sur une pile, mais repose sur un appareil à rotule.

En pareille circonstance, on réalise, en général, un encastrement temporaire des consoles au moyen de calages; si l'étendue de la pile ne le permet pas, on élargit la surface d'appui au moyen d'une plateforme en encorbellement, soutenue par des contrefiches portant sur le pourtour de la maçonnerie, ou par des pieux battus autour de la pile.

C'est ce dernier mode opératoire qui a été employé pour construire les consoles du pont de Pirmil sur la Loire, à Nantes. On avait calé les membrures inférieures des poutres dans les travées de rive, au droit du second nœud de la triangulation, sur la tête d'une double file de pieux battus parallèlement à l'axe longitudinal de la pile. La base d'appui ainsi créée avait une largeur de 9,52 m.



Afin de réduire au maximum la longueur de la partie montée en encorbellement on avait battu, vers le milieu de chaque travée de rive, une palée en bois, sur laquelle reposaient les membrures inférieures des six poutres parallèles formant l'ossature du pont.

Les grues, nécessaires à la manutention du matériel, amené jusqu'aux piles par des passerelles légères, roulaient sur les deux fermes centrales.

Les six poutres de la travée de raccordement ont été montées par groupes de deux, avec leurs entretoisements, sur un chaland amarré en aval d'une pile. Ce montage terminé, le chaland était amené ensuite au-dessous de leur emplacement, et chaque groupe de poutres était hissé à sa place définitive au moyen de vérins à vis à longue course; le hissage de deux poutres, pesant 100 tonnes, était réalisé en une matinée.

Le montage du pont, commencé en Septembre 1924 a été terminé en Août 1925, malgré une interruption de près d'un mois, causée par une crue.

Le procédé de montage par encorbellement avait été choisi, en raison du danger que pouvaient faire courir à un échafaudage continu les crues et les glaces.(1)

---

(1) Le pont cantilever sur le petit Belt a également été monté par encorbellement, en complétant chaque pile par une console, les piles, qui n'ont à résister qu'à des charges verticales en service, ont été armées pour résister aux moments de flexion pendant le montage. Sept Ingénieurs ont travaillé pendant 18 mois pour étudier le montage; la valeur des appareils et des engins employés sur le chantier a dépassé 6 millions (1933)

Montage du pont de Bir-Lakdar sur l'Oued-el-Kébir.

L'élévation de cet ouvrage se trouve Section V - Chapitre II -

Il a été monté par encorbellement pour éviter le danger causé par les crues.

On a commencé par monter la travée de 25,00 m. située au-dessus de la route, sur un échafaudage léger prenant appui : sur la pile, sur le rocher au voisinage de la culée et sur l'accotement de la route, par laquelle arrivaient les matériaux. On a procédé immédiatement au rivetage, et on a lesté les deux panneaux voisins de la culée avec du béton armé. De plus, l'extrémité des poutres sur culée a été réunie à des ancrages verticaux, de longueur réglable débouchant au plafond d'une galerie d'ancrage à laquelle on accédait à partir de la route.

La travée franchissant la rivière a été entièrement montée en encorbellement; le niveau de son extrémité s'est trouvé, naturellement, inférieur au niveau définitif; aussi, on l'a relevée à l'aide de vérins, pour donner aux poutres le profil prévu dans le tracé à l'atelier.

Le contrepoids en béton armé et les ancrages ont assuré la stabilité de l'ouvrage au cours de ce montage. Mais on n'a pas pris en compte la résistance des ancrages pour modifier la répartition naturelle des efforts dans le pont en service.

Montage du pont sur le Hill van Kull -

L'élévation de cet ouvrage se trouve Section VII - Chapitre II -

Dans le montage de ce pont en arc, de 510,88 m de portée, on a utilisé le procédé par encorbellement, avec appuis provisoires intermédiaires, réduisant le porte-à-faux des parties en cours de montage.

Le pont étant biais par rapport au détroit qu'il franchit, on a dû réserver, pendant la construction, un chenal de navigation dissymétrique. On s'est donc vu dans l'obligation de monter dissymétriquement l'ouvrage, et de réunir, à la fin du montage, les deux tronçons à l'aplomb du milieu du chenal, et non pas à la clef.

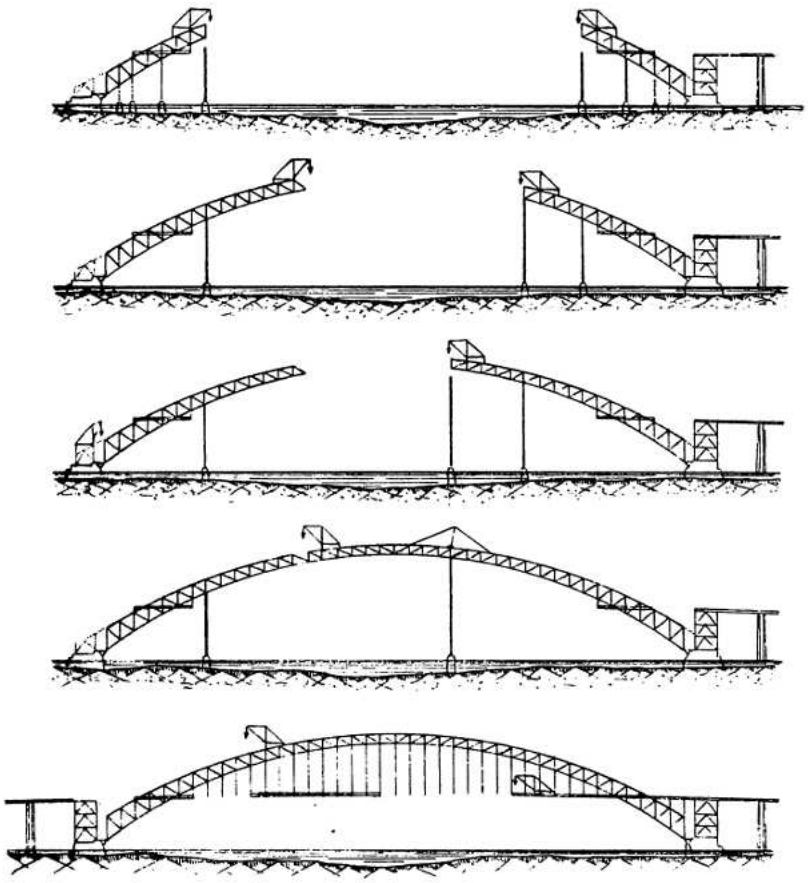
Pour chacun des deux tronçons, le premier élément de membrure inférieure fut mis en place par une grue-derrick prenant appui sur la pile : il reposait alors sur les articulations, tandis que son extrémité libre était portée par un échafaudage muni de vérins. Le second élément fut mis en place de la même manière, son extrémité libre reposant sur un second échafaudage, muni également de vérins.

Au-delà, on construisit, à partir de l'une des rives, 2 panneaux en porte-à-faux, la grue-derrick circulant alors sur les membrures supérieures des fermes principales; on continua de même, le porte-à-faux atteignant 3 panneaux au-delà du troisième appui, puis 7 au-delà du 4e et dernier. Sur l'autre rive 6 appuis intermédiaires furent nécessaires; le dernier élément en porte-à-faux comportait dix panneaux, soit une longueur de 126,00 m dépassant la clef de 75,60 m.

Afin de réduire les efforts dans les membrures, on avait placé à l'aplomb du dernier appui un cadre reposant sur les membrures par l'intermédiaire de vérins; sa partie supérieure était reliée au 3e montant des panneaux le précédant et le suivant au moyen de câbles. L'action des vérins permettait de faire varier leur tension, et de réduire le porte-à-faux réel à 7 panneaux comme sur

l'autre rive.

La hauteur du cadre était réglée de telle manière que la pression des vérins (de 3500 tonnes de puissance) étant ramenée à zéro, on obtienne le contact des membrures inférieures de l'arc dans des conditions telles que le profil définitif soit réalisé. Ce contact était obtenu par l'intermédiaire d'axes d'articulation, placés entre des coussinets portés par les abouts des membrures. L'écart longitudinal avec les prévisions théoriques fut de 13 mm; l'écart transversal était inférieur à 25 mm.



Lorsque, par action sur les vérins, le contact des membrures inférieures eût été obtenu, l'ouvrage était un arc dissymétrique à 3 articulations; il s'agissait de le transformer en un arc symétrique à 2 articulations, par la mise en place du dernier tronçon de membrure supérieure. Cette opération devait être conduite de telle manière que, à la température de réglage, et sous l'action du poids propre de l'arc, la contrainte de l'élément de membrure supérieure à mettre en place fût celle résultant de l'étude du projet.

L'articulation provisoire des membrures inférieures étant disposée de manière que les deux parties de l'ouvrage ne puissent se séparer, on appliqua, au moyen des vérins des deux appuis restant en rivière (4e figure), des forces ascendantes, déterminées de manière que, dans l'arc à deux articulations, les efforts produits dans le dernier élément de membrure à placer soient nuls. On amena alors ce dernier élément, on le perça sur place et on le riva; on bloqua l'articulation provisoire, on annula ensuite l'action des vérins, et l'arc prit sa position définitive d'équilibre.

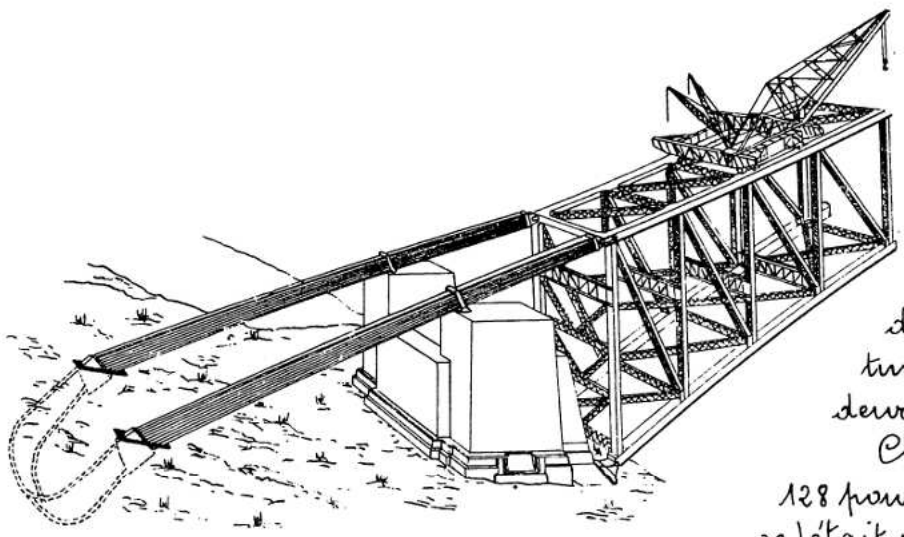
L'écart entre les efforts calculés et mesurés ne dépassa pas 5% pour cet élément.

La section de la membrure supérieure de l'arc a été déterminée d'après les efforts de traction qu'elle devait supporter au cours du montage; elle est supérieure de 9% à celle qui eût été strictement nécessaire pour résister aux efforts auxquels elle doit résister en service.

Montage du pont de Sydney.

L'élévation de cet ouvrage se trouve. Section VII. Chapitre II.

En raison de l'activité de la navigation dans la baie du port de Sydney, le montage a été entièrement fait en encorbellement, sans aucun support intermédiaire, et symétriquement à partir de chaque rive.



L'équilibrage de la partie en porte-à-faux en cours de montage a été obtenu au moyen de câbles, fixés aux extrémités des membrures supérieures de chaque ferme, amarrés sur le terrain servant de massif d'ancrage, au fond d'un tunnel de 42,00 m de profondeur.

Chacun des câbles (il y en avait 128 pour une extrémité de l'ouvrage) était réuni aux membrures par un dispositif réglable.

Pendant le montage, des efforts de tension considérables étaient developpés dans certaines barres de la membrure supérieure, qui devaient être normalement comprimées en service; on a dû les renforcer provisoirement.

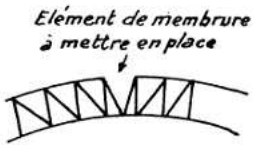
La figure ci-contre indique le processus du montage.

Le clavage de l'arc à la clef a été fait en deux phases : on a d'abord amené au contact les membrures inférieures sur une articulation.

A cet effet, chacune des extrémités des deux moitiés montées en encorbellement, distantes à la fin du montage de 1,00 m environ, était munie d'un coussinet correspondant à un axe d'articulation et d'un dispositif de sécurité consistant pour l'une des moitiés en une forte dent taillée en pointe, laquelle devait pénétrer dans une mortaise pratiquée dans l'autre moitié. On allongeait peu à peu les câbles, en agissant sur les dispositifs de réglage; au premier temps, les dispositifs de sécurité venaient en prise; au second, l'intervalle entre les coussinets était sensiblement égal au diamètre de l'axe d'articulation; on posait celle-ci, et au troisième temps, le contact était établi.

L'ouvrage était alors un arc à triple articulation.

La seconde phase de l'opération a consisté à le transformer en un arc à double articulation. Après avoir muni les coussinets d'articulation d'un dispositif destiné à les empêcher de s'écarter, on appliqua à la membrure supérieure de chaque about de la ferme, au moyen de vérins disposés à l'aplomb des éléments de membrure non en place, une compression égale à celle qui devait résulter, pour ces éléments, et dans l'arc à double articulation, du poids de cet arc seul; cette pression étant atteinte, la distance entre les abouts de la membrure fut maintenue avec des vérins à vis, serrés à bloc. On usina alors deux pièces, ayant pour longueur cette distance, augmentée du raccourcissement qu'elles devaient subir sous l'action du poids mort de l'arc, et après les avoir mises en place, et bloqué l'articulation provisoire, on desserra les vérins.

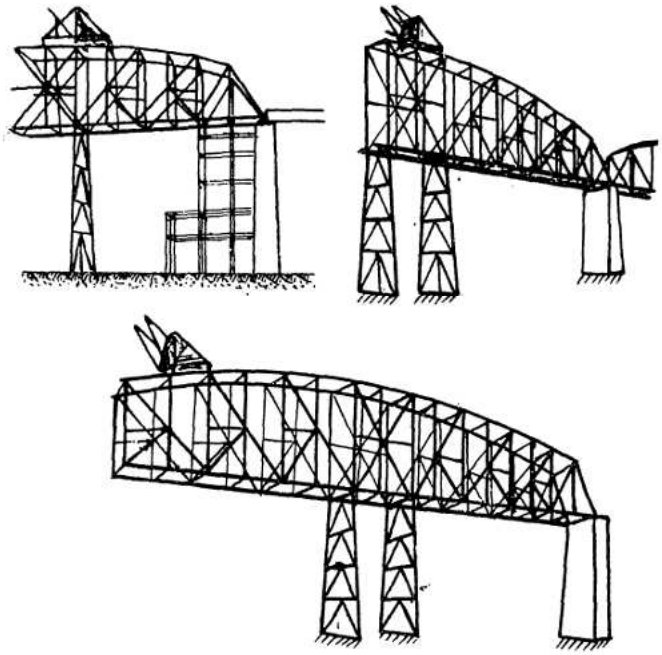


Montage du pont Alfred Smith, sur l'Hudson.

Ce pont comporte, outre des viaducs d'accès, deux travées indépendantes de

183,00 m et de 125,00 m; le montage de chacune de ces travées a été effectué partiellement par encorbellement.

Les 3 premiers panneaux de la poutre furent montés sur un échafaudage, en bois; les panneaux suivants furent montés en porte-à-faux, au moyen d'une grue spéciale, circulant sur les membrures supérieures des poutres; à cette grue était suspendue une plateforme de travail, permettant le montage des membrures inférieures. Au fur et à mesure de l'avancement, cette grue servit à mettre en place deux supports intermédiaires, destinés à permettre de continuer le montage en encorbellement, jusqu'à la pile opposée.

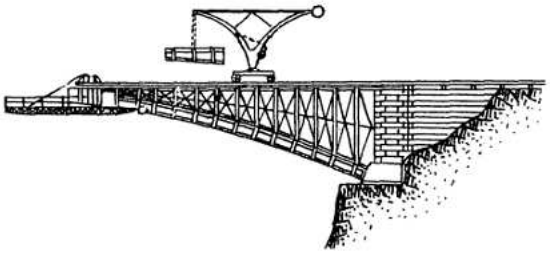


Les efforts de soulèvement susceptibles de se produire à l'extrémité de départ de la travée étaient équilibrés par des tiges d'ancrage, noyées dans la pile et dont la partie supérieure permettait la dilatation. L'appui sur les supports provisoires était réalisé à l'aide de vérins, permettant de rattraper les tassements éventuels.

On ne perça les trous de rivets des diagonales du panneau central (en Croix de Saint-André) qu'après l'achèvement du montage, le pont reposant sur ses appuis définitifs. Dans cette circonstance, leur contrainte est nulle.

Montage du pont d'El Cinca (Espagne).

Ce pont, en arc encastré, à travée unique, de 70,00 m de portée, a également été monté par encorbellement en équilibrant les tractions dans les longerons au moyen de tiges ancrées dans les maçonneries des culées.



Il a été construit par les Établissements Schneider en 1886, et c'est à cette occasion que le mode de montage par encorbellement fut appliqué pour la première fois en Europe.

Observations sur le procédé de montage par encorbellement.

Le montage par encorbellement présente des avantages d'économie puisqu'il permet de supprimer la plupart des échafaudages, sinon la totalité; il est précieux pour les ouvrages de portée exceptionnelle, ou pour ceux qui sont établis au-dessus de précipices, de bras de mer profonds, ou de vallées très encaissées.

C'est souvent le cas des grands arcs, des grands cantilevers.

Ce procédé est également très indiqué pour les ponts à travées solidaires continues, l'encorbellement étant conduit symétriquement à partir de chaque appui intermédiaire. Pendant le montage, les plus grands efforts se produisent sur les appuis; ils sont de même sens que ceux que l'ouvrage supportera en service, et généralement moins importants. Il peut y avoir renversement des efforts vers le milieu des travées, mais ces efforts temporaires sont ordinairement assez faibles.

Par rapport à la mise en place de ces travées par lancement, on a l'avantage de voir appliquer les réactions des appuis là où l'ouvrage a été précisément conçu pour y résister: les renforcements provisoires sont inutiles; au point de vue de l'étude du montage, comme l'ouvrage est construit à son emplacement définitif, un seul état d'équilibre est à déterminer, au lieu d'une suite continue dans le cas du lancement.

Le montage par encorbellement présente quelques inconvénients, que la puissance de l'outillage mis en œuvre permet seulement d'atténuer. Les principaux sont les suivants.

La présentation des pièces et leur boulonnage provisoire sur les éléments déjà montés peut soulever parfois de sérieuses difficultés, en raison de la déformation élastique des charpentes en porte-à-faux, parce que les barres déjà mises en place occupent des positions un peu différentes de celles qui résultent des épures de traçage à l'atelier exécutées d'après l'ouvrage définitif. Il faut alors exercer des efforts sur la charpente pour loger une pièce nouvelle à son emplacement, en contraignant les éléments voisins à se rapprocher, ou à s'écarter.

D'autre part, les ouvriers sont moins à leur aise pour travailler sur des échafaudages volants que sur une plateforme de montage, et la qualité de la rivure peut s'en ressentir.

Enfin, la surveillance et la vérification de la rivure sont rendues difficiles, à moins que l'on puisse accrocher aux membrures inférieures un plancher volant, permettant une circulation facile entre la rive et l'extrémité du chantier.

Combinaison des diverses méthodes de montage et procédés spéciaux

Il va de soi que l'on peut utiliser plusieurs des méthodes décrites ci-dessus pour le montage des diverses parties d'un même ouvrage: au pont de Little Bay (États-Unis) des travées de 61,00 m ont été mises en place à la marée; la partie centrale, comportant 3 travées solidaires, a été mise en place par encorbellement, avec jonction au milieu et rétablissement de la continuité par abaissement des abouts.

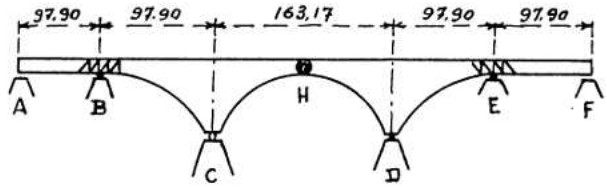
Dans un cantilever comportant une travée indépendante, si la membrure inférieure de celle-ci n'a pas une trop forte courbure, on peut mettre cette travée en place par lancement, les poutres étant sur une des poutres consoles; on peut même faciliter l'opération, si l'on opère au-dessus de l'eau, en employant un ponton flottant pour soutenir la travée indépendante pendant une partie du lancement.

On emploie, parfois, pour les arcs à triple articulation, un procédé de mise en place assez particulier, qui consiste à construire chacune des moitiés de l'arc soit sur un échafaudage, soit à la manière d'un pylône dans la position verticale, ou dans une position voisine de la verticale. Les articulations de retombée étant préalablement mises en place, il suffit alors de faire tourner chacune des moitiés pour les amener au contact sur les articulations de clef.

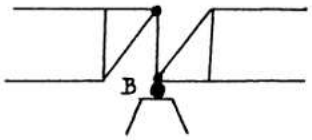
Le procédé est très usité pour la mise en place des cintres en bois servant à la construction des voûtes en béton armé. (Pont de la Caille. Pont de Pansonnas).

On a dit précédemment que les variations de la température étaient utilisées

pour faciliter le montage de certaines parties; en voici un exemple relatif au pont sur la Wilamette River, à Portland (Etats-Unis).



Cet ouvrage comporte 5 travées, en poutres triangulées de hauteur variable. Les travées extrêmes reposent sur les culées par un appui fixe et sur l'extrémité des travées voisines par une bielle verticale permettant la dilatation.



Appuis sur rouleaux B.E.

Chaque travée intermédiaire fait corps avec la moitié de la travée centrale, qui porte en son milieu une articulation. Les appuis intermédiaires B et E reposent sur des rouleaux de dilatation; l'appui C est constitué par un pendule de faible hauteur, tandis que l'appui D est fixe. L'ouvrage est donc librement dilatable.

Pour la pose de l'articulation de clef, on a opéré de la manière suivante: les deux moitiés du pont ont été montées par encorbellement, la moitié de droite à sa place définitive; et la moitié de gauche en retrait vers la rive.

A la fin d'une nuit, on a bloqué l'appui B; le soleil échauffant le pont au cours de la matinée, la dilatation de la moitié de gauche s'est produite de B vers H; à l'heure où la température était maximum, on a réuni les extrémités des deux encorbellements par une pièce boulonnée.

Au cours de la nuit suivante, la contraction a déplacé l'appui B préalablement débloqué vers l'articulation H. On l'a alors bloqué à nouveau de manière à l'empêcher de reculer vers la rive; la dilatation qui s'est produite dans la journée suivante a permis d'amener à l'emplacement voulu les balanciers de l'articulation et on a alors mis en place la rotule. On a facilité cette opération, en utilisant la déformation élastique produite par des grues de montage pesant environ 100 tonnes amenées vers les extrémités des encorbellements.

Une combinaison intéressante du montage sur échafaudage et par lancement a été réalisée en Belgique en 1947-1948 au viaduc de Moresnet, formé de 22 tabliers métalliques indépendants, de 48 m de longueur; la hauteur du tablier au-dessus du terrain varie de 23 à 52 m; il est situé à la partie supérieure des poutres-maîtresses triangulées dans le système Warren, avec montants; elles sont distantes de 4,50 m seulement.

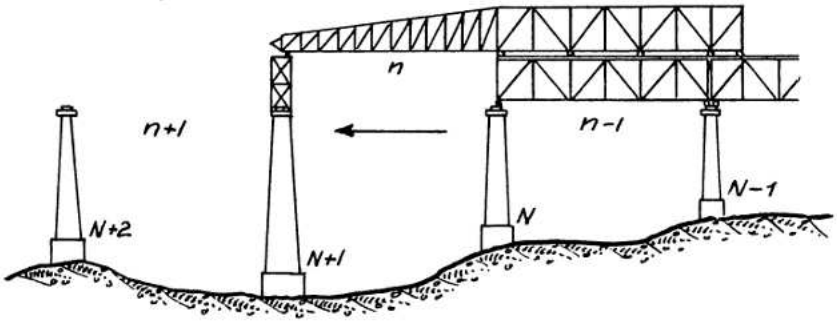
Les appuis sont formés par 16 piles dites "ordinaires" et 5 piles culées, sur lesquelles les tabliers sont ancrés; les travées sont solidarisées par des bielles reliant les membrures inférieures par groupes de deux ou trois, et tous les appareils d'appui sont mobiles.

Une grande partie de l'ouvrage a été détruite en 1945; sa situation au-dessus du terrain a conduit à employer la méthode suivante.

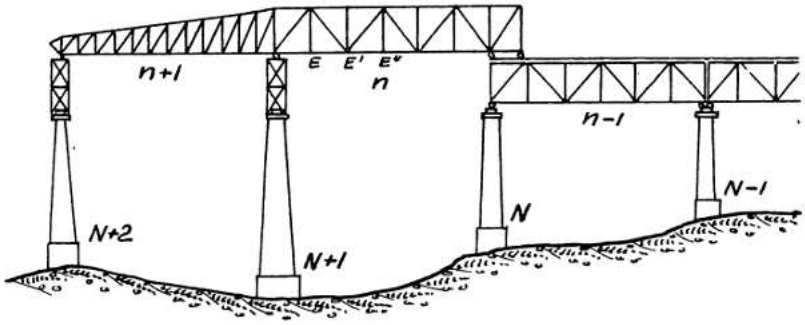
On a commencé par construire un pont de service de 56 m sur la plate-forme de la voie, à l'une des extrémités de l'ouvrage, au moyen d'éléments récupérés parmi les débris; ses poutres-maîtresses sont identiques à celles des tabliers, mais comportent un panneau de plus. Il est muni d'un avant-bec de 50 m environ; le poids total est de 400 tonnes. Un pont-roulant permet le levage et la mise en place des pièces.

Les figures ci-contre montrent le montage de la travée de rang n, la travée $n-1$ étant supposée montée; des supports métalliques provisoires sont construits

sur les piles N+1 et N+2.

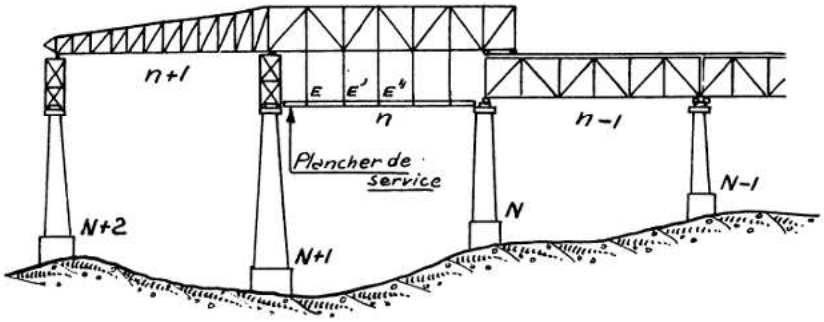


Pont de service avant lancement



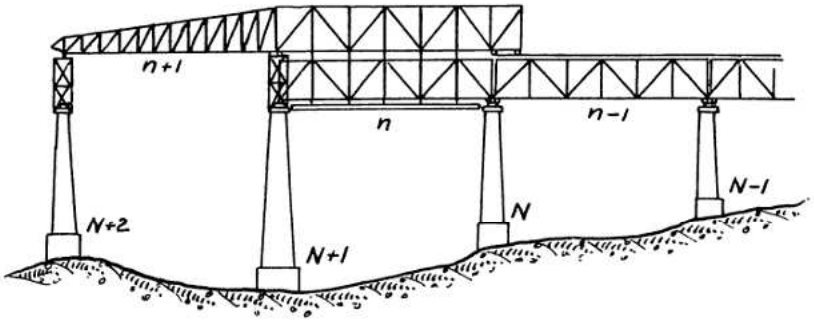
Pont de service après lancement

Une suspente constituée par un fer ⌊ est boulonnée au droit de chaque montant du pont de service ; un plancher de service, dont les entretoises sont les entretoises inférieures du pont de service est établi.



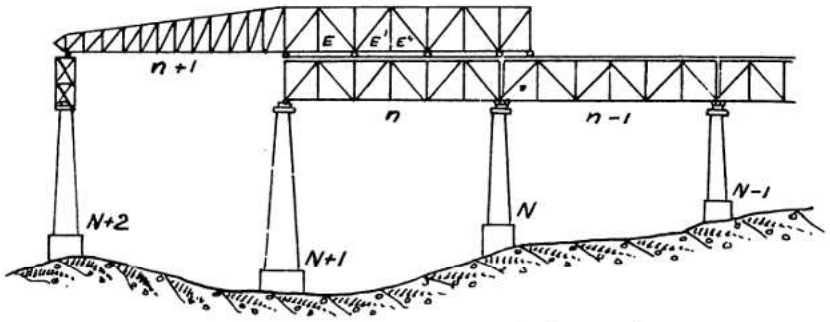
Pont de service après montage du plancher

On construit sur ce plancher la travée n, dont les éléments sont amenés par voie ferrée à l'extrémité arrière du pont de service, où les prend le pont roulant.



Travée montée sur plancher

Après rivetage, le plancher de service est démonté; ses éléments descendus au sol; les entretoises du pont de service sont remises en place ainsi que les galets de roulement : tout est prêt pour le montage de la travée n+1.



Plancher enlevé, pont de service prêt à être lancé

Le lancement du pont de service est réalisé par la traction qu'exerce, sur des câbles fixés sur lui par l'intermédiaire de mouflages ancrés sur la pile N+2, une grue circulant sur les voies posées sur les tabliers déjà montés. Cette grue est également utilisée pour amener les wagons et les matériaux à pied d'œuvre.

Montage et réglage des ponts en arc.

Le montage provisoire des arcs à l'atelier est fait sur une aire horizontale: ils ne subissent alors aucun effort appréciable; lorsque les arcs sont montés à leur emplacement définitif, le raccourcissement élastique dû à la charge permanente se traduit par une réduction de la flèche de construction (1).

Il faut donc, pour que la cote de la clé se trouve au niveau fixé à l'avance, que les arcs soient tracés avec une contreflèche, destinée à compenser le raccourcissement élastique dû à la charge permanente.

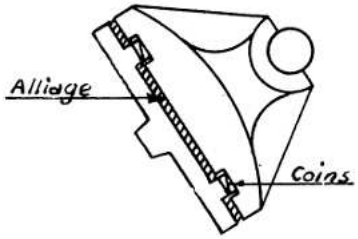
Indépendamment du montage par encorbellement et sur échafaudage, les arcs peuvent être mis en place par des procédés variés, dont voici des exemples:

Au pont d'Argenteuil, sur la Seine (2) (portées 61,05 m et 66,40 m), les arcs à deux articulations ont été mis en place après lancement d'une poutre tubulaire de section carrée, de 4,80 m de côté; un chariot muni de deux treuils circulait sur la membrure supérieure permettant de monter l'arc, à partir de la clé et symétriquement par tronçons de 8 m de longueur (5 tonnes) déposés sur des sellettes suspendues en porte-à-faux à la poutre; les derniers tronçons portaient les deux balanciers et la rotule de chacun des appareils d'appui. L'arc était donc entièrement porté par la poutre de montage.

---

(1) Dans certains cas, on pourrait avoir à tenir compte, également, de la déformation élastique des culées.
(2) Ossature métallique Mai 1948.

Les plaques d'assise des appareils d'appui étaient scellées à l'avance ; entre elles et les balanciers inférieurs on glissait des coins à faible pente, et on les serrait pour libérer les sellettes portant l'arc.



On ripait latéralement la poutre, pour monter l'arc suivant. Tous les arcs montés et contreventés, on construisait sur eux l'ossature métallique.

Le réglage de la position de la clé était fait en agissant sur les coins convenablement graissés, c'est-à-dire en modifiant la longueur de la corde des arcs. Ensuite, les appareils étaient immobilisés en coulant entre la plaque d'appui et le balancier inférieur un alliage de plomb antimonieux à 4 %.

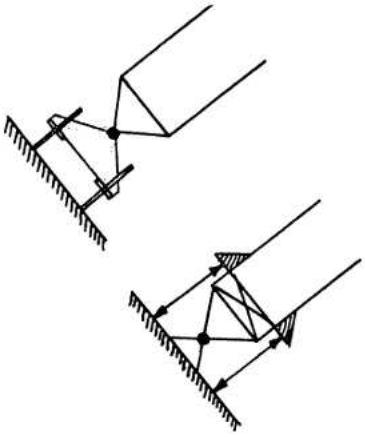
Au pont Marguerite, à Budapest[1] (portées 74,50 m à 88,52 m), les arcs à deux articulations ont été transportés sur le chantier en 6 ou 10 tronçons, et assemblés sur la rive par demi-arcs. Chacun d'eux était ensuite mis en place au moyen d'une grue, et prenait appui sur l'articulation des naissances et, provisoirement, sur une palée en bois établie au droit de la clé. On assemblait ensuite le joint de clé, à laquelle on donnait le niveau voulu au moyen de vérins hydrauliques disposés au sommet de l'échafaudage. On obtenait ainsi un réglage très précis en hauteur.

Un point capital du réglage des arcs réside dans la pose et l'orientation des appareils d'appui aux extrémités ; car si le point de départ est bien établi, le réglage se fait de lui-même en direction et en hauteur, sur toute la longueur.

La mise en place de ces appareils est une opération délicate, qui est faite par le chef monteur lui-même. Les lignes joignant les points semblables des appareils doivent être rigoureusement rectilignes sur chaque appui, et parallèles entre elles sur les deux appuis de chaque arc. Ceci exige un nivellement très précis.

En pratique diverses dispositions peuvent être prises ; en particulier :

a) la position de chaque appareil reste réglable pendant toute la durée de la construction ; à cet effet, les balanciers d'appui ou d'articulation s'appuient sur les sommiers par l'intermédiaire de coins, comme on l'a indiqué ci-dessus.



b) on monte les balanciers sur des boulons scellés dans les maçonneries des piles ou des culées, laissées un peu en retrait ; en manœuvrant des écrous portés par les tiges, on amène chaque balancier inférieur au point voulu. On coule ensuite un béton riche et fin à l'arrière, après avoir disposé les armatures nécessaires ;

c) on interpose des cales entre les extrémités des arcs et les balanciers, mis dès l'abord à leur place définitive ; ces cales peuvent être dégagées à l'aide de vérins convenablement disposés, agissant sur des antennes boulonnées ou soudées sur les membrures des arcs.

---

(1) Ossature métallique, septembre 1948.

d) lorsqu'il y a une articulation à la clef, les balanciers prennent appui sur l'extrémité de chaque moitié de l'arc par l'intermédiaire de cales que l'on peut dégager à l'aide de vérins prenant appui sur l'échafaudage de construction.

Même lorsque le montage est fait sur échafaudage, la présence d'une articulation à la clef, fût-elle provisoire, facilite beaucoup les opérations de réglage.

Le réglage des ponts en arcs encastrés était autrefois particulièrement délicat, car les coins-clavettes sur lesquels prenaient appui leurs extrémités devaient être serrés d'une manière uniforme ; ce serrage, réalisé au moyen de marteaux était terminé par la même équipe d'ouvriers pour tous les appuis.

Le réglage d'un pont en arc doit être fait le matin, parce que la température, dont les variations modifient la flèche, est stationnaire et constante dans toutes les parties de l'arc : il est facile de la mesurer avec précision ; comme elle est inférieure à la température moyenne à l'emplacement de l'ouvrage, il en résulte en outre, pour les arcs à deux articulations, une meilleure répartition des contraintes comme on le verra plus loin.

Arcs à triple articulation.

Le réglage des arcs du pont Alexandre III, qui sont à triple articulation, a été conduit de la manière suivante : on procédait au décintrement d'un arc, muni de son articulation de clef, au lever du jour.

On mesurait la cote de l'articulation de clef ; soit δf l'écart entre cette cote et celle qui résultait des dispositions du projet, pour la valeur de la température que l'on avait observée. Pour ramener la clef à la position voulue, on devait introduire (ou supprimer) des cales en acier entre les voussoirs encadrant la clef, et les coussinets d'articulation. L'épaisseur du calage en cause était évidemment proportionnelle à δf, et il était facile de la calculer, en fonction des éléments de l'arc. On la réalisait ensuite au moyen du jeu de cales approvisionné sur le chantier, et permettant de faire varier cette épaisseur par fractions de l'ordre de 1/2 millimètre.

La mise en place (ou l'enlèvement) des cales était faite à loisir dans le courant de la journée, après que l'on avait remis l'arc sur cintre ; il suffisait alors de vérifier, le lendemain matin, par un nouveau nivellement, si la cote de l'articulation était bien celle qui était prévue, compte tenu de la température, et dans le cas contraire, de recommencer l'opération. On est ainsi arrivé à régler la longueur de l'arc à un demi-millimètre près.

. Avec une portée aussi grande que celle du pont Alexandre III (107,50), il eut été très difficile d'atteindre le degré de précision que l'on a obtenu, sans la présence d'une articulation de clef.

On aurait pu réaliser le calage en agissant sur les articulations des naissances, mais on se serait heurté à de grandes difficultés, et il est douteux que l'on eût aussi bien réussi.

Le réglage d'un arc à triple articulation apparaît donc comme plus aisé que celui d'un arc à deux articulations.

Arcs à deux articulations.

Le réglage d'un arc à deux articulations, non muni d'une articulation provisoire à la clef s'effectue le plus souvent au moyen de cales disposées entre le balancier supérieur des articulations et la section de retombée de l'arc : on dégage l'about de l'arc, muni au préalable d'épaulements provisoires, au moyen de vérins.

Il est bon de s'inspirer de la remarque suivante : supposons, par exemple, que l'arc est à l'état naturel à fibre moyenne parabolique et à section réduite constante. La poussée due à une variation de température produisant l'allongement proportionnel $\delta\tau$ est :

$$Q_\tau = E\,\Omega\,\delta\tau \times \frac{\frac{15}{8}\frac{r^2}{f^2}}{1+\frac{15}{8}\frac{r^2}{f^2}}$$

La courbe des pressions due à la charge permanente est, comme on l'a vu (section VII - Chapitre I), située tout entière au-dessus de la fibre moyenne de l'arc. Si la température croît, la flèche croît, et la fibre moyenne se rapproche sur toute sa longueur de la courbe des pressions.

Pour que ces deux courbes coïncident, il faut donc que la réduction de longueur de la fibre moyenne due à l'effort normal soit exactement compensée par l'allongement dû à une élévation de température ; ceci se produira si les variations de poussées correspondantes sont égales, c'est-à-dire si :

$$\frac{pl^2}{8f} \times \frac{\frac{15}{8}\frac{r^2}{f^2}}{1+\frac{15}{8}\frac{r^2}{f^2}} = E\,\Omega\,\delta\tau \times \frac{\frac{15}{8}\frac{r^2}{f^2}}{1+\frac{15}{8}\frac{r^2}{f^2}}$$

$$\text{ou} \quad \delta\tau = \frac{pl^2}{8f} \times \frac{1}{E\Omega}$$

La hausse thermométrique correspondante sera $\delta\theta = \frac{\delta\tau}{\alpha}$, α étant le coefficient de dilatation.

Si donc le réglage de l'arc est fait, non pas à la température moyenne du climat où il se trouve, mais à une température plus basse de $\delta\theta$, la courbe des pressions due à la charge permanente coïncidera avec la fibre moyenne de l'arc à la température moyenne du climat, et celui-ci ne subira qu'un effort de compression sous l'action de la charge permanente.

Montage des ponts suspendus

Les ponts suspendus sont les ouvrages qu'il est le plus facile de monter, et cette propriété constitue précisément un des avantages qui détermine souvent le choix de ce type d'ouvrage. Ils n'exigent l'emploi d'échafaudages de quelque importance que pour la construction des piles et des portiques.

Mise en place et réglage des câbles.

On commence par construire les piles, culées et massifs d'ancrage, et les portiques.

On met ensuite en place les câbles élémentaires les uns après les autres, à partir de la rive sur laquelle ils sont approvisionnés; ils y arrivent enroulés sur des tourets pouvant tourner autour d'un axe.

L'extrémité qui doit être fixée sur la rive opposée est attachée à un chariot va et vient, qui se déplace sur des câbles de service très légers, fixés aux pylônes, préalablement mis en place; leur faible poids permet de les passer à l'aide d'une embarcation légère, ou par tout autre procédé de fortune.

Les câbles doivent être coupés à la longueur voulue pour que, lorsque le pont sera complètement terminé, ils aient la flèche prévue au projet.

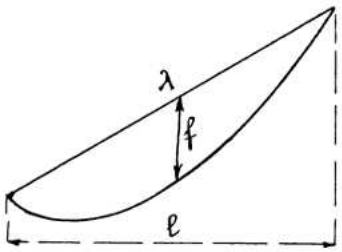
Or, quand un câble est libre, c'est-à-dire lorsqu'il n'est sollicité que par son poids propre, il décrit une chaînette. Lorsque le pont est achevé, la charge permanente supportée par le câble étant uniformément répartie, très sensiblement, il décrit une parabole.

A partir de son état naturel, sans tension, le câble a donc subi deux allongements successifs calculables à l'avance, correspondant, l'un à son poids, lorsqu'il est isolé, et l'autre à la charge qu'il reçoit pendant la construction du pont. L'allongement total correspondant doit être retranché de la longueur théorique du câble, calculée au moyen des valeurs de la corde et de la flèche finales, fixées à l'avance au projet, pour déterminer la longueur à lui attribuer au moment de sa mise en place. Ce calcul ne peut évidemment être fait que par approximations successives, et compte tenu de la température moyenne au moment de la mise en place des câbles.

Dans les ponts de dimensions modestes, tels qu'on les construit en France, le poids de la dalle en béton armé (ou précontraint) formant couverture et relativement élevé par rapport à celui de l'ossature métallique; l'accroissement de flèche des câbles lors de la confection de la dalle est important; pour un pont de 300m, il peut être de l'ordre du mètre. Il est évidemment variable avec la portée, la flèche, la longueur des câbles de retenue, et le fait qu'ils sont libres ou qu'ils portent une travée.

Il faut remarquer ici que si l'on commet une erreur relative importante sur la longueur du câble au cours de sa mesure, on ne pourra pas espérer trouver un résultat précis en ce qui concerne sa flèche.

Il faut remarquer ici que si l'on commet une erreur relative importante sur la longueur du câble au cours de sa mesure, on ne pourra pas espérer trouver un résultat précis en ce qui concerne sa flèche.



En effet, la longueur d'un arc de parabole [1] correspondant à la flèche f et à la corde λ est donnée, approximativement, par la relation :

$$L = \lambda + \frac{8}{3}\,\frac{f^2 \ell^2}{\lambda^3}$$

La variation de la flèche est donc liée à la variation de la longueur du câble, supposées toutes deux très petites, par la relation suivante :

$$\frac{dL}{L-\lambda} = \frac{2\,df}{f}$$

Envisageons un câble dont les points d'attache sont au même niveau, distants de 100,00 m, dont la flèche devrait être égale à 10,00 m, et supposons que l'on ait fait une erreur de 0,10 m en mesurant la longueur du câble. L'erreur commise sur la flèche sera :

$$df = \frac{f}{2} \times \frac{dL}{L-\ell} = \frac{3}{16}\,\frac{\ell}{f}\,dL = 0,1875\,m$$

Ainsi, à une erreur relative de $\frac{0,10}{102,667} = \frac{1}{1027}$ sur la longueur du câble correspond une erreur de $\frac{18,75}{1000}$ sur la flèche, voisine de $\frac{2}{100}$.

Or, ce qui importe, en définitive, c'est que la flèche du câble à vide ait une valeur bien déterminée, pour que le tablier complètement achevé soit au niveau voulu. Il est donc nécessaire de pouvoir corriger, après coup, la longueur du câble; on y parvient quel que soit le type de culot adopté, et même lorsque le pont est achevé, en agissant sur les extrémités filetées des attaches, au moyen de vérins hydrauliques suffisamment puissants et convenablement disposés.

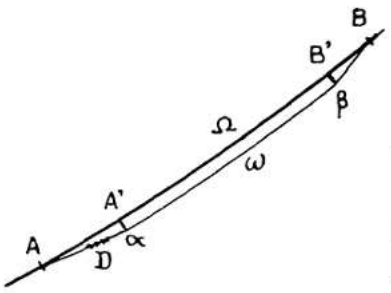
Il est d'ailleurs très délicat de mesurer avec précision la flèche d'un câble, parce qu'il se déforme sous l'action du vent et des variations de la température. Le vent déplace en outre le câble. Aussi, s'est-on ingénié à tourner cette difficulté.

Procédé de réglage dû à F. Arnodin.

Il repose sur le fait que, connaissant a priori la flèche que doit avoir le câble isolé, pour une portée donnée, on peut en déduire la contrainte correspondante, en un point quelconque, et particulièrement au voisinage de ses points d'attache, où le rayon de courbure est plus grand. Il suffit pour cela d'avoir déterminé exactement son poids spécifique, au moyen d'une pesée. Le câble dont la longueur a été mesurée avec autant de précision que possible étant en place, on agira sur les organes de réglage pour obtenir exactement cette contrainte, que l'on mesurera au moyen du "fil témoin" ou "tensiomètre" d'Arnodin.

---

[1] On considère ici l'arc de parabole et non l'arc de chaînette, parce que la formule est plus maniable.



Celui-ci consiste en un fil, fixé invariablement en deux points A et B du câble à régler. Il passe sur deux taquets métalliques identiques très minces fixés perpendiculairement au câble en A' et B', et sa tension est mesurée au moyen d'un dynamomètre D placé au voisinage de l'un des points d'attache.

La forme de la chaînette décrite par un câble libre ne dépend que de sa tension : si donc les deux éléments de courbe $\alpha\beta$ et A'B' sont rigoureusement parallèles, la tension du câble et celle du fil témoin seront les mêmes dans chaque section.

Soit F la force mesurée à ce moment par le dynamomètre, T la tension inconnue du câble au voisinage et en dehors de l'intervalle AB sa variation étant supposée faible sur cette longueur.

En écrivant que les tensions du câble et du fil témoin sont égales entre les taquets, on a sensiblement : Ω étant la section du câble, et ω celle du fil témoin.

$$T - \frac{F}{\Omega} = \frac{F}{\omega}$$

$$\text{d'où } T = \frac{F}{\omega} \times \frac{\Omega + \omega}{\Omega}$$

et comme la section ω du fil témoin est très petite (environ 2 mm²) devant Ω (de l'ordre de 2.000 à 4.000 mm² pour les câbles de ponts suspendus), on aura très sensiblement

$$T = \frac{F}{\omega}$$

L'appareil étant convenablement taré, on pourra procéder à la mesure de la tension par lecture directe.

Mais en réalité, on éprouve quelque difficulté pour apprécier exactement le parallélisme du câble et du fil témoin dans la région A'B', car le câble présente à sa surface des irrégularités, qui dépassent parfois le millimètre ; elles proviennent de ce que la peinture qui enrobe les câbles est visqueuse et qu'elle se répand un peu irrégulièrement.

Quoi qu'il en soit on a là un procédé permettant, d'une manière indirecte de mettre en place un câble avec une flèche déterminée, aux erreurs d'expérience près [1]

Autre procédé de réglage.

On peut également mesurer la tension d'un câble par une méthode d'oscillation, en faisant vibrer un câble de retenue, entre ses points de fixation sur pile et sur massif d'ancrage ; on compte le nombre de vibrations ν pendant un intervalle de temps θ : si N est la fréquence du mouvement vibratoire ($N = \frac{\nu}{\theta}$), L la longueur du câble, m la masse de l'unité de volume, n le rang de l'harmonique, la tension du câble est, d'après la formule relative aux cordes vibrantes :

$$T = \frac{4 L^2 N^2 m}{n^2}$$

---

(1) Ces résultats que l'on obtient par ce procédé sont plus précis lorsque l'on opère sur un câble assez fortement tendu ne portant directement aucune charge, comme par exemple un câble de retenue.
La distance A'B' qui conduit aux résultats les plus précis est alors de l'ordre de 2,00 m ; on pourrait l'augmenter par vent calme, ce qui accroîtrait la facilité des mesures et leur précision ; mais dès que le vent s'élève, le fil témoin oscille, et les mesures deviennent moins faciles.
(2) Annales des Ponts et Chaussées. 1929 - I.

Une application a été faite, en particulier, à propos d'épreuves de ponts suspendus, par M. Comprie, Ingénieur des Ponts et Chaussées.(1)

Cas où le câble est formé par la réunion de plusieurs câbles élémentaires.

Dans ce cas, il faut être assuré de l'égalité de la tension de tous les câbles élémentaires.

On met d'abord en place une première nappe horizontale de câbles; on procède à un premier réglage, et les câbles réglés sont réunis par un dispositif provisoire.

La seconde nappe est disposée de manière que l'axe de chacun de ses câbles décrive une courbe parallèle à l'axe de la nappe inférieure déjà posée, en étant au simple contact avec elle, sans y prendre appui. On liera la seconde nappe à la première, et ainsi de suite, toujours au moyen de dispositifs provisoires.

Après la pose de chacune des nappes, la face des câbles qui sera ensuite inaccessible recevra une couche de protection : des retouches partielles seront faites au préalable, s'il en est besoin, aux endroits où la couche précédente aurait été détériorée pendant la manœuvre de montage.

Les dispositifs provisoires seront retirés après la pose des colliers définitifs.

Remarque relative au cas où les câbles sont continus d'un massif d'ancrage à l'autre.

Le procédé de réglage par fil témoin suppose que l'on peut modifier facilement la longueur du câble mis en place.

Il n'y a là aucune difficulté si les câbles sont coupés au passage des piles et fixés sur des goujons portés par les appareils d'appui.

Mais il n'en est pas de même lorsque les câbles sont continus d'un massif d'ancrage à l'autre. Il faut alors que la position de la section du câble qui doit se trouver à la fin du montage, à l'aplomb de l'axe de chaque pile, par exemple, soit déterminée à l'avance avec une assez grande précision pour obtenir en définitive la flèche désirée.

Toute modification ultérieure ne peut être en effet obtenue que par un déplacement des appareils de dilatation, ou du sommet des portiques, suivant leur mode d'assemblage; elle est obtenue par la manœuvre des dispositifs de réglage de l'extrémité des câbles de retenue.

Le calcul préliminaire permet d'obtenir ici une précision très suffisante, ainsi que différents montages l'ont montré.

En ce qui concerne la position initiale à donner aux appareils de dilatation, deux modes opératoires sont possibles.

On peut d'abord placer ces appareils dans leur position définitive, et les y maintenir au cours du montage, en agissant sur les dispositifs de réglage des câbles de retenue.

On peut également les placer en arrière de cette position à une distance calculée de manière que, sous l'action de l'allongement des câbles de retenue dû à la charge permanente, ils viennent à leur emplacement définitif.

Le plus fréquemment, sous la seule action de la charge permanente, les appareils sont dans l'axe des portiques lorsque ceux-ci sont encastrés à leur partie inférieure; les portiques sont généralement verticaux lorsqu'ils sont articulés à leur base.

Mais il est arrivé que les dispositions ont été prises pour que ces positions ne soient obte-

(1) Annales des Ponts et Chaussées. 1929 - I.

mues que lorsque l'ouvrage est surchargé au maximum.

Si les portiques sont encastrés et ne comportent pas d'appareils de dilatation, ils supportent alors des précontraintes préalables de flexion, que l'on utilise pour éviter des contraintes excessives de traction pouvant provenir des surcharges et de l'augmentation de la température.

On peut craindre, parfois, d'imposer des contraintes excessives aux pylônes encastrés au cours du montage. Pour y remédier, l'appareil d'appui des câbles à leur sommet peut être rendu provisoirement mobile, en le montant sur des rouleaux constitués par des ronds de 30 à 40 mm de diamètre, les efforts à supporter restant modérés. Leur déplacement est réglé au moyen de vérins prenant appui sur des antennes de la plaque de roulement. On conçoit que l'on puisse opérer de manière à centrer constamment les efforts sur les pylônes, qui sont ainsi soustraits à des efforts de flexion importants.

Lorsque le montage est terminé, on bloque les rouleaux en coulant un béton fin sur la plaque d'appui dans la position la plus favorable pour la stabilité ultérieure du pylône.

Montage des suspentes et du tablier.

La longueur à donner aux suspentes doit être calculée à l'avance, en tenant compte de leur allongement sous la charge permanente.

La mise en place des suspentes et du tablier peut être faite soit à partir des pylônes, soit à partir du milieu des travées; mais quel que soit le mode opératoire adopté, le montage doit toujours être fait symétriquement, de manière à éviter de trop grandes déformations des câbles et des poutres; dans le cas des ouvrages à plusieurs travées suspendues, on évite ainsi des déplacements exagérés des appareils d'appui, ou des déformations excessives des piles.

Les suspentes sont mises en place en premier lieu, et commandent l'avancement. Si l'ossature du tablier, limitée au besoin pour le montage aux poutres de rigidité et aux pièces de pont, n'est pas trop lourde, on la divise en panneaux que l'on amène en place tout assemblés par l'intermédiaire de chariots va-et-vient munis de palans, roulant sur des câbles de service[1]; on les assemble ensuite les uns aux autres par boulons tandis que l'on complète l'ossature par les longerons.

Si l'importance du pont est plus grande, on amène d'abord en place les éléments qui doivent être accrochés aux suspentes, c'est-à-dire le plus généralement aujourd'hui les panneaux des poutres de rigidité. On y assemble ensuite les pièces de pont et les longerons et on réunit les panneaux entre eux par des boulons.

Dans les très grands ouvrages, on procède d'une manière analogue, en décomposant au besoin la poutre de rigidité en ses éléments, l'ordre d'amenée des pièces étant déterminé d'après le mode de fixation des suspentes sur les poutres de rigidité. Les pièces de pont sont mises en place au fur et à mesure de l'avancement, puis les longerons.

Dans tous les cas, les éléments de poutres restent boulonnés les uns sur les autres au moyen de couvrejoints provisoires, portant des trous ovalisés, pour leur permettre de suivre aisément les déformations des câbles, qui n'ont aucun rapport avec

(1) ou sur les câbles porteurs eux-mêmes.

celles de l'ouvrage en service, et qui atteignent des amplitudes assez considérables.

On règle ensuite les suspentes pour donner aux poutres de rigidité entièrement en place une contreflèche correspondant à la déformation due à la mise en place de la couverture et de la chaussée ; cette dernière opération terminée, on procède à un nouveau réglage des suspentes, destiné à donner aux poutres de rigidité la forme correspondant à leur tracé et on procède à leur assemblage définitif ; il faut également s'assurer que les suspentes sont bien verticales.

Les opérations de montage de la partie métallique ne demandent qu'un personnel très restreint, et qu'il est très facile d'initier rapidement, à la condition qu'il n'ait pas le vertige. Mais il faut un chef monteur expérimenté.

Il est souvent indispensable de prévoir un contreventement longitudinal provisoire, pendant le montage. C'est notamment le cas lorsque la couverture est une dalle en béton armé devant jouer le rôle de l'âme de la poutre de contreventement qui n'est coulée que lorsque toute l'ossature métallique est en place.

Une variante du montage consiste à établir le tablier à sa position définitive, alors qu'il ne comporte que la charpente métallique ; le montage de la poutre de rigidité est facile, parce qu'elle a été tracée à l'atelier avec la contreflèche correspondant à cette position. On peut alors la river sans difficulté et relever ensuite le tablier au droit de chaque suspente à l'aide de palans fixés sur le tablier et sur les câbles, d'une hauteur égale à la flèche qui sera prise pendant le coulage de la dalle et la mise en place de la chaussée. Lorsque la chaussée est terminée, le profil en long prévu au projet est réalisé. Il faut pour opérer ainsi que les organes de réglage des suspentes aient une course assez longue.

Dans tous les cas, la dalle supporte des précontraintes de faible importance dues à la modification de la courbure après son exécution, car elle est invariablement reliée à l'ossature du tablier.

Dans les très grands ouvrages, on emploie naturellement des moyens exceptionnels ; à titre d'exemple, au pont suspendu sur la baie de San Francisco, à 3 travées de 353,00m, 707,00m, 353,00m, le montage des pylônes a été réalisé au moyen d'une grue « à tête de marteau », avec mât intérieur pivotant, se déplaçant verticalement dans le vide central du pylône ; le chariot mobile roulant sur la traverse supérieure pouvait manipuler 82 tonnes. Les pylônes étaient montés par tronçons de 15,25m de longueur, amenés d'une seule pièce. Le poids d'une selle d'appui des câbles au sommet des pylônes était de 47 tonnes. Le tablier a été mis en place par éléments dont le poids variait de 75 à 210 tonnes. En particulier, on a mis en place des éléments de 18,30m de longueur comprenant 2 panneaux de poutres avec les pièces de pont et le contreventement correspondant.

Montage des ponts Gisclard.

Le montage des ponts Gisclard s'effectue d'une manière analogue, en mettant d'abord en place au moyen des câbles qui y aboutissent, tous les nœuds de la suspension : on utilise une plateforme de montage mobile, suspendue par des trains de galets à des câbles de service prenant appui sur les pylônes.

Un va et vient permet le déplacement de cette plateforme sur toute la longueur de l'ouvrage.

Le réglage précis de ces ouvrages est extrêmement difficile.

Montage des ponts suspendus à autoancrage.

Au pont de Cologne, l'ordre des opérations de montage indiqué ci-dessus a dû être modifié, parce que les câbles porteurs sont fixés à leurs extrémités aux poutres de rigidité.

Les poutres de rigidité furent d'abord montées entièrement, ainsi que le tablier et son contreventement ; on construisit ensuite les pylônes ; on mit alors les câbles en place, puis les suspentes, qui furent enfin fixées aux poutres de rigidité.

Dans les travées latérales, et les deux tiers de la travée centrale, les poutres de rigidité furent montées sur des échafaudages en bois ; dans la travée centrale, ces échafaudages prenaient appui sur deux piles provisoires, au tiers et aux deux tiers de la longeur.

Le montage commença par la mise en place des panneaux d'appui sur les pylones, dont la partie inférieure et l'articulation de base avaient été montées au préalable. Il continua par le montage des travées latérales, et les tiers extrêmes de la travée centrale. Le dernier tiers de la travée centrale fut alors monté symétriquement en encorbellement à l'aide de deux grues, tandis que l'on achevait le montage des pylônes eux-mêmes.

Les poutres de rigidité étaient construites au-dessus de leur niveau définitif, pour tenir compte de l'allongement ultérieur des câbles auxquels il fallait les suspendre ; on put ainsi, à la fin des opérations les fixer aisément sur les suspentes préalablement mises en place.

On pourrait également, dans des ouvrages moins importants, relâcher légèrement la tension des câbles en agissant sur leurs culots d'extrémité, de manière à permettre un déplacement du sommet des pylônes vers la travée centrale, et une légère augmentation de la flèche des câbles. Dans ce cas, le tablier pourrait être immédiatement établi à son niveau définitif.

On peut aussi, dans un pont à plusieurs travées, monter les poutres de rigidité par encorbellement, avec adjonction de haubans provisoires, symétriques par rapport à une pile, et fixés sur les parties de tablier déjà construites et au sommet de la pile (Pont de Duisbourg-Rürbrot et Homberg).

Une autre variante permettant de se passer complètement d'échafaudages pour le montage du tablier suspendu, consiste à mettre d'abord les câbles en place, en les fixant sur des ancrages provisoires assez sommaires, par l'intermédiaire de câbles auxiliaires réglables les prolongeant, et dont on pourra les désolidariser le moment venu, pour reporter successivement la traction de chacun d'eux sur l'extrémité de la poutre. En particulier, si le terrain le permet, une dalle en béton armé orientée à peu près perpendiculairement aux câbles auxiliaires peut, par l'intervention

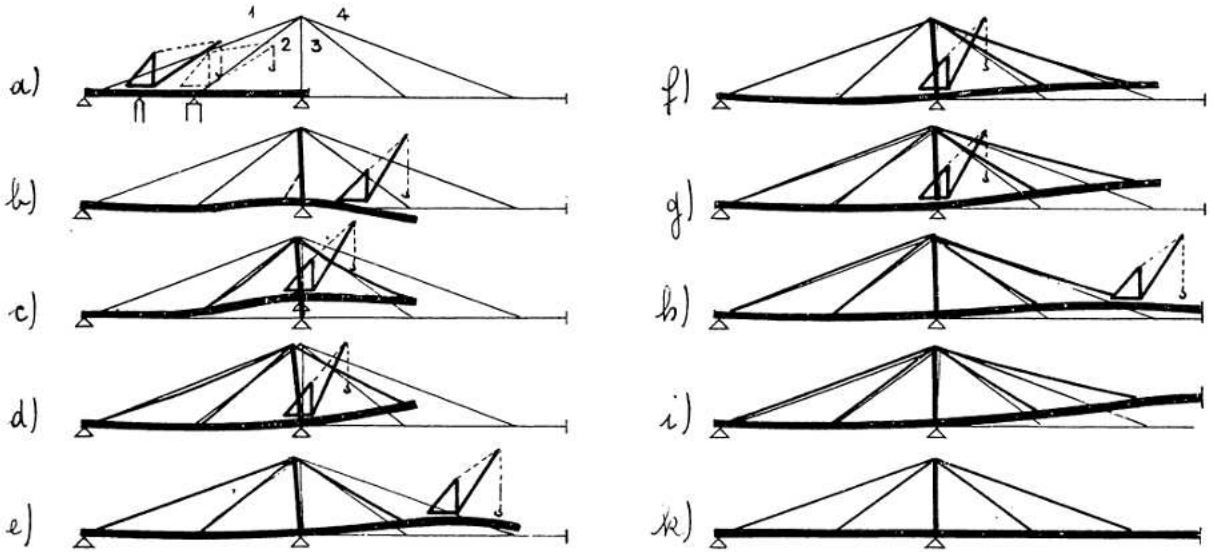
de la butée effective du terrain, jouer le rôle de massif d'ancrage. Les poutres de rigidité sont montées de la manière habituelle, et la fixation des câbles sur elles est faite aussitôt que, par le moyen de quelques entroisements transversaux, on les a mises hors d'état de flamber.

La butée effective du terrain n'étant acquise qu'après un déplacement fini de la dalle, il faut que les organes de réglage des câbles auxiliaires permettent de les raccourcir d'une quantité suffisante.

Montage des ponts suspendus à haubans.

On peut employer des méthodes analogues à celles qui sont employées pour les ponts auto-ancrés.

Les schémas suivants résument le procédé de montage employé pour le pont sur le Skönsund (Suède)



a) Construction par encorbellement jusqu'à la pile

b) Construction par encorbellement jusqu'au point d'attache du hauban 3.

c) La grue de montage est ramenée en arrière; soulèvement de la poutre sur la pile. Mise en place des haubans 2 et 3.

d) Abaissement de la poutre sur la pile. Mise en place du hauban 1.

e) Construction par encorbellement jusqu'au point de fixation du hauban 4.

f) Retour en arrière de la grue. Mise en place du hauban 4.

g) Fixation provisoire du hauban 4.

h) Construction par encorbellement jusqu'au milieu du pont. Jonction.

i) Fixation définitive du hauban 4.

k) Achèvement, et réalisation du pont dans son état définitif.

Il est évidemment nécessaire de déterminer avec assez de précision les longueurs des câbles formant haubans, et de réserver des moyens suffisants pour régler définitivement leur longueur.

Chapitre II

Entretien des ponts

Il est nécessaire de surveiller les ponts métalliques de plus près que les autres ouvrages, et d'entretenir en bon état la peinture qui les protège ; cet entretien est coûteux, et constitue un désavantage par rapport aux ponts en maçonnerie et en béton armé, dont l'entretien, cependant nécessaire, est certainement beaucoup moins onéreux, lorsqu'ils ont été bien conçus et convenablement exécutés.

Le fer et l'acier au carbone sont en effet très oxydables.

On estime que la rouille détruit, chaque année, un poids de ces métaux qui représente, suivant les statisticiens, une proportion comprise entre 25 et 45% de la production mondiale annuelle.

Il va sans dire que les ouvrages d'art et les ponts métalliques, spécialement surveillés, n'interviennent que pour une part infime dans ce pourcentage : la Tour Eiffel a été construite en 1889 ; de nombreux ponts datent d'une soixantaine d'années, comme la Galerie des Machines de l'Exposition de 1878, utilisée actuellement à l'usine de Jœuf pour abriter des dépôts de coke et de minerai ; le pont de l'Europe au-dessus des voies de la Gare Saint-Lazare, construit en 1866 est resté en service pendant 64 ans dans des conditions de conservation particulièrement défavorables, puisqu'il était soumis en permanence à l'action des fumées des locomotives, qui étaient souvent en station sous le tablier.

Ce sont là des constatations de nature à rassurer sur la longévité des ponts métalliques, ordinairement remplacés parce qu'ils ne pourraient supporter les surcharges modernes, et non pour cause de corrosion.

La lutte contre la rouille revêt diverses formes ; on protège l'ossature d'un pont métallique par des enduits, par un revêtement protecteur, ou en employant un métal présentant une résistance efficace à la corrosion.

Principales causes de corrosion. Remèdes correspondants.

La corrosion est produite par les eaux de pluie, et par l'air humide ; l'air humide est particulièrement dangereux lorsqu'il est chargé d'émanations salines, comme au voisinage de la mer, ou de vapeurs acides ou corrosives, comme cela se produit au voisinage de certaines usines.

Elle se produit également lorsque le métal reste en contact prolongé avec des matériaux humides ou des eaux stagnantes, lorsqu'il est soumis à l'action des fumées des locomotives, qui agissent à la fois chimiquement et mécaniquement ; enfin, certains phénomènes électrolytiques, produits par des courants vagabonds dûs à la proximité de canalisations électriques, peuvent la provoquer.

Il y a donc lieu d'examiner successivement lorsque l'on visite un ouvrage :

l'état général de la peinture sur toute l'ossature, ou celui du revêtement protecteur,

l'état des parties de l'ossature dont les dispositions permettent aux eaux

ou aux matières humides de rester en contact prolongé avec elles,
l'état des pièces d'extrémité des tabliers qui se trouvent au voisinage du terrain, ou du ballast,
l'état des pièces soumises à l'action des fumées des locomotives ou des eaux acides.

Dans les constructions rivées, les rivets se corrodent plus rapidement que le métal de base parce qu'ils sont écrouis, et sujets à la corrosion électrolytique sous tension ; la chaîne est formée par l'acier, l'acier écroui et l'électrolyte ; l'acier écroui, le moins noble des métaux en présence, joue le rôle d'anode et est attaqué.

De même, dans les constructions soudées, apparaissent des attaques parallèles aux cordons de soudure bout à bout.

Voici quelles sont les principales causes constructives de corrosion que l'on est amené à constater :

Dans les poutres triangulées légères, l'eau et les matières humides séjournent dans les petites cavités formées par les cornières et la semelle inférieure de la poutre ; les barres de treillis, généralement en plats, périssent par oxydation de leur extrémité inférieure. Le seul moyen d'éviter cette destruction est de boucher les vides au moyen de fourrures métalliques rivées ou soudées.



Dans les poutres à double té jumeaux, employées souvent dans les ponts de chemins de fer, si on recouvre les petites entretoises entre les doubles tés d'une tôle étanche, comme il est arrivé souvent, celle-ci forme le fond d'une cuvette qui retient les poussières et les détritus, et il est difficile d'en assurer le nettoyage et la peinture. On peut y remédier en appliquant à froid, et sur une forte épaisseur, un enduit d'asphalte plastique, composé d'asphalte en poudre et d'huile lourde de pétrole.

Dans les membrures inférieures des poutres à caisson, la boîte formée par les semelles et les âmes favorise le séjour de l'eau, si l'on n'a pas pris la précaution d'y percer de place en place des ouvertures, pour son écoulement ; il vaut d'ailleurs beaucoup mieux séparer l'un de l'autre les deux éléments à simple té formant la membrure : les détritus s'accumulent moins facilement sur les semelles, et le nettoyage est plus facile.

Dans les platelages en tôle des ponts de chemins de fer, les régions où la surface d'une tôle lisse n'est pas absolument plane (ou les tôles striées) favorisent le séjour de l'eau et l'oxydation ; on y remédie soit en perçant des trous, soit en profilant le platelage de manière que les eaux puissent être rassemblées en un certain nombre de points, et évacuées jusqu'aux piles et aux culées si c'est nécessaire ; lorsque le tablier doit être étanche, on peut sonder sur la surface supérieure des tôles une légère armature, et on applique sur l'ensemble une couche de béton riche que l'on recouvre d'un enduit d'asphalte coulé à chaud.

Dans les tabliers qui comportent des poutres enrobées dans la maçonnerie (couverture en voutelettes) ou le béton (ponts à poutrelles enrobées), il peut se produire des décollements, par où passera l'eau. On s'en rend compte, parce

que l'eau qui s'écoule sous l'ouvrage a alors la couleur de la rouille ; pour y remédier il faut vérifier les chapes de protection, et rectifier leurs profils longitudinaux et transversaux de manière à permettre l'écoulement aussi rapide et aussi complet que possible des eaux superficielles ; dans le cas des ponts-routes, la nature et la qualité des matériaux formant le revêtement de la chaussée interviennent également comme un facteur important de la rapidité de cet écoulement.

Dans beaucoup de vieux ponts, les abouts des tabliers étaient en contact direct avec le terrain, et il était à peu près impossible d'y accéder ; il faut les dégager, les nettoyer, les repeindre avec soin, et enfin les isoler, au moyen de murettes étanches, formant garde-grève ; l'essentiel est que ces garde-grève, qui peuvent être en maçonnerie, en béton armé, ou même en fonte ou en acier moulé, soient disposés de manière que les abouts des tabliers soient aérés, et aussi facilement visitables que possible ; quelques dizaines de centimètres d'espace sont nécessaires.

Dans les parties d'ossature soumises à l'action de la fumée des locomotives, l'attaque du métal est extrêmement rapide, et les peintures sont insuffisantes pour le protéger ; avant qu'elles soient sèches, en effet, elles sont attaquées par l'action des fumées sulfureuses.

Sur les ponts en service, on emploie des parafumées, au droit des parties particulièrement menacées ; ils sont souvent constitués en tôle inoxydable (aciers au cuivre) ; mais les essais poursuivis jusqu'à maintenant n'ont pas donné de résultats probants.

On emploie également un revêtement protecteur en béton armé.

Rappelons que, par leur constitution même, les différentes pièces d'un pont soudé sont moins sensibles à l'oxydation que les pièces correspondantes qui seraient rivées ; l'absence de fourrures fait qu'il y a moins de parties peu aisément visitables et d'interstices dans lesquelles le pinceau ne peut facilement pénétrer.

Les ponts soudés sont donc d'un entretien plus aisé et moins onéreux que les ponts rivés.

Préparation de la surface des pièces métalliques avant mise en peinture (1)

La préparation de la surface des pièces métalliques avant leur mise en peinture est absolument indispensable pour que la peinture remplisse efficacement son rôle de protection ; elle consiste en un décapage parfait de ces surfaces, sur lesquelles on peut trouver de la calamine, de la rouille, des vieilles peintures (quand il s'agit d'entretien), des matières grasses, et de l'eau. C'est une opération assez coûteuse, beaucoup plus que la peinture elle-même.

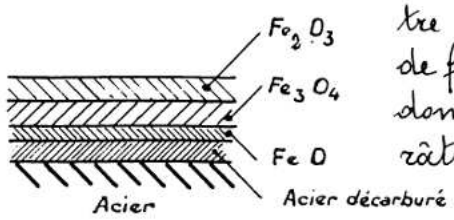
---

(1) Voir AITBTP - Mai 1956, les conférences de MM. J. C. et H. Kabaté.

O.M. Novembre 1952 - La peinture des constructions métalliques et ouvrages d'art - M. Fonteyn.

L'Air Liquide - Avril 1954 - Le décapage au chalumeau par M. C. Matbelin.

La calamine [1] (ou peau de laminage) est une pellicule ordinairement dure et adhérente composée d'oxydes qui ont été formés pendant le chauffage et le laminage à chaud. Au-dessus de l'acier, on rencontre de l'acier plus ou moins décarburé, puis de l'oxyde ferreux (Fe O), de l'oxyde magnétique (Fe_3O_4) qui domine et qui donne à la calamine sa couleur noirâtre, enfin de l'oxyde ferrique (Fe_2O_3).



La densité de ces oxydes est plus faible que celle de l'acier, leur coefficient de dilatation est plus faible que le sien.

Les deux oxydes supérieurs sont stables; mais l'oxyde ferreux peut se décomposer en un mélange de fer et d'oxyde magnétique, ou bien se transformer, au contact de l'air humide, en hydroxyde ferreux puis en hydroxyde ferrique, constituant principal de la rouille.

La pellicule de calamine n'est ni continue, ni d'épaisseur constante, ni homogène; après le traitement à chaud de laminage, elle est plus ou moins fissurée; ses fissures peuvent s'élargir et se développer au cours de l'usinage des pièces; l'humidité les pénètre, la rouille se forme et provoque des décollements. Il faut donc éliminer la calamine.

La rouille contient surtout de l'hydroxyde ferrique, mais également de l'oxyde ferreux et, en atmosphère industrielle un peu de sulfate ferreux, qui sont tous deux nocifs; de plus, elle est poreuse, manque d'adhérence au métal, et est hygroscopique; elle favorise donc l'attaque de l'acier sous-jacent. Il faut également l'éliminer.

Les vieilles peintures forment parfois des zones saines et adhérentes, mais également des zones décollées bien qu'apparemment adhérentes, qu'il faut faire disparaître, car l'humidité peut se condenser dans les espaces libres, et la rouille y apparaître.

Les matières grasses, huiles ou graisses peuvent réagir chimiquement avec certains éléments des milieux de suspension des peintures de la première couche appliquée, en provoquant son ramollissement; pour la peinture elles constituent des zones dites "de refus", où la mouillabilité est mauvaise : il en résulte un manque d'adhérence, et des inégalités d'épaisseur de la couche.

L'eau est la cause essentielle de la corrosion; les peintures employées pour la première couche, dite "couche primaire" qui contiennent des pigments convenables, ont pour objet d'empêcher l'eau qui aurait pu traverser les autres couches d'atteindre le métal. Il faut assurer l'assèchement maximum des surfaces à peindre, avant de commencer le peinturage; le chauffage est souvent employé, et conduit à une meilleure adhérence de la couche primaire, si elle est appliquée immédiatement.

La préparation des surfaces peut être faite soit par des procédés physiques, soit par des procédés chimiques.

---

(1) Ne pas confondre ce vocable avec le silicate hydraté de zinc naturel, qui porte le même nom.

Procédés physiques.

Décapage manuel — Il n'est pas recommandable d'employer un marteau-piqueur, qui risque de provoquer des sillons au fond desquels les impuretés de la surface sont enfouies ; le brossage à la brosse métallique est préférable, si les surfaces ont d'abord été décalaminées, et si la rouille est peu profonde.

Décapage mécanique — Les marteaux-piqueurs mécaniques sont encore moins recommandables ; les brosses métalliques rotatives couchent toujours dans le même sens, sans les enlever nécessairement, les aspérités du métal, et peuvent enfermer des parcelles de rouille et de calamine sous le métal sain. L'aspect obtenu est plus rassurant pour l'œil que pour la bonne conservation du métal.

Sablage — Pour les ponts métalliques, on emploie le sablage à sec, qui consiste à projeter du sable siliceux à arêtes vives sur les pièces à décaper, au moyen d'air comprimé ; on obtient des surfaces parfaitement décapées, granuleuses, favorables à l'adhérence de la peinture. Il est nécessaire de protéger les ouvriers et les machines. Il est indispensable de procéder aussitôt après à l'application de la couche primaire après brossage et époussetage, le métal mis à nu pouvant être rapidement corrodé.

Une variante est le sablage humide, pour lequel on emploie l'eau sous pression ; il n'y a plus de poussières. Si l'on ajoute à l'eau une solution d'acide phosphorique, on obtient, en même temps, une phosphatation inhibitrice de la rouille, qui améliore l'adhérence de la couche primaire.

Décapage métallique — Le sable est remplacé par des particules métalliques à arêtes tranchantes ou une grenaille d'acier angulaire, qui s'usent moins vite. (1 tonne de grenaille remplit le même office que 15 tonnes de sable). Après brossage et époussetage, on applique immédiatement la couche primaire.

Décapage au chalumeau oxyacétylénique. La flamme du chalumeau est réductrice et atteint environ 3000° ; elle échauffe fortement la couche superficielle des aciers à décaper ; la calamine et la rouille sont disloquées et se décollent aisément. L'humidité disparaît par vaporisation. La couche primaire est appliquée, après brossage et époussetage, sur des surfaces encore chaudes, ce qui accroît l'adhérence et la vitesse de séchage. L'opération de décapage est assez rapide pour que le métal ne s'échauffe que peu, et ne se déforme pas d'une manière appréciable ; le procédé n'est d'ailleurs pas utilisable pour des tôles de moins de 5 à 6 mm d'épaisseur.

Quand il s'agit de réfections de peintures, les anciens revêtements brûlent sous l'action de la flamme ; mais il faut (pour les charpentes métalliques) passer deux fois le chalumeau, la première pour le brûlage, la seconde pour l'enlèvement des oxydes et la dessiccation de la surface.

Le chalumeau est muni de buses de modèles différents : buse-rateau pour les grandes surfaces possédant des dards alignés ; buse-ronde pour les surfaces tourmentées ; buse-pointue pour les angles rentrants, les têtes de rivets, etc ..

Procédés chimiques.

Ces procédés ne sont pas utilisés pour des constructions métalliques en place. Ce sont le dégraissage par solvants ou par solutions alcalines, destiné à éliminer la matières grasses par dissolution ou émulsification, et le décapage aux acides conduit de manière à éliminer la rouille et la calamine, sans trop dissoudre le fer.

Peintures

Il faut toujours employer plusieurs couches de peinture pour protéger l'acier: une couche primaire, une couche intermédiaire et une couche de finition. Lorsque le décapage a été fait par des méthodes mécaniques, les aspérités présentées par la surface du métal ont une importance telle que la superficie réelle peut être égale à 4 à 5 fois la superficie apparente obtenue en faisant le produit de la longueur par la largeur d'une tôle, par exemple. La hauteur des creux ou des aspérités peut atteindre 2 ou 3 fois l'épaisseur de certains films de peinture, qui est de l'ordre de 20 à 50 microns, suivant qu'il s'agit de pigments obtenus par précipitation, comme le chromate de zinc, ou par voie sèche, comme le minium. Il y a donc intérêt à prévoir l'application de 4 ou même parfois de 5 couches pour obtenir la disparition complète des aspérités.

L'efficacité de la protection des peintures anti-rouille et leur durée varie d'ailleurs suivant une fonction exponentielle de l'épaisseur totale.

La peinture de la couche primaire doit adhérer très fortement au métal, mécaniquement grâce à la présence des aspérités, et chimiquement, grâce à la constitution du solvant, du diluant et plus spécialement du liant.

L'adhérence de la peinture de la couche intermédiaire avec la couche primaire et la couche de finition ne doit pas provoquer le ramollissement de la première.

Il faut enfin que, toutes les couches de peinture soient appliquées par du personnel qualifié.

Peintures employées [1].

Les qualités à exiger d'une peinture sont: l'adhérence à l'acier nu, la résistance à la pénétration de l'humidité et de l'air, une plasticité suffisante pour s'adapter aux dilatations thermiques de l'acier, la résistance aux détériorations d'origine mécanique, la possibilité d'exercer un effet chimique tel que la formation locale d'effets électriques engendrant la corrosion soit résorbée ou inversée.

Ces propriétés doivent être stables pendant un bon nombre d'années.

Des méthodes d'essais accélérés ont été mises au point pour reconnaître rapidement la qualité des peintures.

Une peinture est formée de quatre éléments: l'huile, le pigment, le siccatif et l'essence.

L'huile est, dans les circonstances ordinaires, de l'huile de lin crue ou cuite; cette dernière est siccative par elle-même, c'est-à-dire qu'elle a tendance à se transformer, en se desséchant au contact de l'air, en une sorte de laque. On emploie, parfois,

[1] Pour plus de détails, voir le Cours de Matériaux de Construction (M. Buriez) et les Art. 37 et 110 du Cahier des charges général.

l'huile de pavot, additionnée d'un siccatif approprié.

Elle sert de véhicule au pigment, qui constitue le fond de la peinture; ce pigment est, en général, soit un oxyde ou un sel métallique, délayé ou broyé dans l'huile de lin, soit un mélange d'oxyde et de sel. Les plus connus parmi ces pigments sont: la céruse[1] (hydrocarbonate de plomb), l'oxyde de zinc (blanc de zinc), le minium (rouge de plomb), l'oxyde de fer, l'oxyde de titane, certains aluminates et silicates de fer, le titanate de baryte, et des mélanges de ces oxydes ou de ces sels avec le sulfate de baryum.

Les siccatifs sont des substances qui jouent en quelque sorte le rôle de catalyseurs; en s'oxydant eux-mêmes, ils favorisent le durcissement et la transformation de la peinture en une véritable laque; ils sont constitués par de l'huile de lin bouillie avec 1/5 de son poids de peroxyde de manganèse pour les tons clairs et 1/8 de son poids de litharge très fine pour les tons foncés.

L'essence est généralement de l'essence de térébenthine; elle fluidifie la peinture, et en facilite l'application; les gommes et les résines qu'elle contient donnent du liant à la peinture.

Avec l'oxyde de zinc et les pigments, autres que la céruse, il ne se produit pas, au contact de l'huile de lin, la saponification que l'on obtenait avec la céruse; cependant, les suspensions qui ne contiennent pas plus de 15% d'huile sont stables; à la longue seulement, elles laissent séparer un peu d'huile. La solidité de la pellicule obtenue est comparable à celle de la pellicule des peintures à la céruse; mais, avec le temps, il se produit un faïençage et des craquelures plus larges.

L'oxyde de zinc se distingue des autres pigments, en ce que ceux-ci se combinent moins bien, ou même pas du tout avec les acides provenant de l'oxydation de l'huile de lin au contact de l'air; les peintures qu'ils donnent ne faïencent pas, mais poudrent (farinent) en vieillissant. Leur résistance et leur durée sont inégales et varient avec la puissance d'adhésion de l'huile et des différents pigments, en relation avec la grosseur de leurs grains, leur nature et leur homogénéité.

Les fabricants de peinture insistent généralement sur le pouvoir couvrant des pigments qu'ils emploient, c'est-à-dire la propriété de cacher le fond sur lequel la peinture est appliquée. Cette qualité, qui est en général la plus vantée dans les prospectus, est l'une des dernières à considérer dans le choix d'une peinture; c'est ainsi que la céruse est le pigment qui, à poids égal, couvre le moins bien; elle permettrait cependant d'obtenir une peinture parfaitement liée, ne filant pas au bout du pinceau.

Quoi qu'il en soit, et si bien composée que soit une peinture, il semble qu'elle ne puisse être efficace pendant une durée supérieure à une dizaine d'années. Cette limite, qui paraît d'ailleurs élevée, est garantie par plusieurs fabricants qui se chargent de l'entretien pendant cette période. Les dépenses de renouvellement sont donc assez fréquentes, et elles peuvent être lourdes pour des ouvrages importants dont

(1) L'emploi de la céruse est interdit par la loi du 20 juillet 1909.

l'accès est difficile.[1] En 1914, on comptait pour les viaducs du Garabit et du Viaur une dépense de 8 à 10f,00 par tonne de métal par période de 5 années.

L'entretien ne comporte d'ailleurs pas nécessairement le renouvellement total de la peinture : on ne fait de retouches au minium que là où les parties métalliques ont été oxydées, après lessivage avec de l'eau légèrement additionnée de potasse, brossage à la brosse métallique, raclage et piquage destinés à faire disparaître toutes les traces de rouille.

Il y a là pour les grands ponts une sujétion sérieuse ; il est en effet difficile de compter sur une surveillance efficace des agents d'exécution, en raison des dangers que l'on court à se déplacer sur certaines parties de ces ouvrages. On est obligé de s'en remettre à la conscience professionnelle des ouvriers pour déterminer, dans certaines régions, quels sont les éléments à repeindre, et pour exécuter correctement le travail.

On aura une idée des difficultés que peut entraîner la peinture d'un grand pont par l'exemple suivant : la peinture à une seule couche du pont de Québec, sur le Saint-Laurent (cantilever de 854,00 m) exige l'emploi de 28,4 m³ de peinture, pour un poids d'acier de 60 310 tonnes ; le travail exécuté au pistolet par une équipe de 40 hommes exige 3 années, pendant chacune desquelles on ne peut peindre que de la mi-mai à la fin de septembre.

Les peintures à base de goudron de houille désacidifié, employées pour les câbles de ponts suspendus, sont également utilisées pour les pièces enfoncées dans le sol ; l'application doit être faite à chaud, et l'enduit doit être complètement exempt d'eau ; souvent, on y ajoute un peu d'asphalte.

Ces peintures sont très durables ; on les emploie parfois pour les poutres de rigidité des ponts suspendus ; mais elles donnent à ces ouvrages un aspect peu esthétique, et elles cachent la rouille : une peinture claire révèle au contraire les parties oxydées.

Parmi ces dernières, les peintures à l'aluminium sont assez employées ; la couche primaire est du minium, la couche intermédiaire du graphite, et la couche de finition de l'aluminium graphité.

Plus rarement, on a appliqué des peintures à base de chromate de zinc, dont l'emploi se développe de plus en plus aux États-Unis.

Signalons enfin que l'on utilise parfois, sous des noms divers, la phosphatation des surfaces métalliques à peindre, pendant ou après la préparation de ces surfaces, avant d'appliquer la couche primaire de peinture, aussitôt après.

---

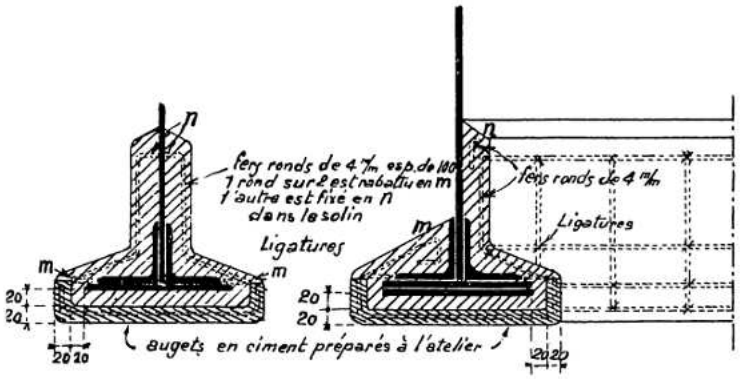
(1) La tour Eiffel pèse environ 7.000 tonnes ; la peinture à une couche, avec les raccords nécessités par les parties oxydées exige environ 35 tonnes de peinture ; c'est tous les 7 ans, 40.000 heures de travail.

Revêtements protecteurs

Béton armé.

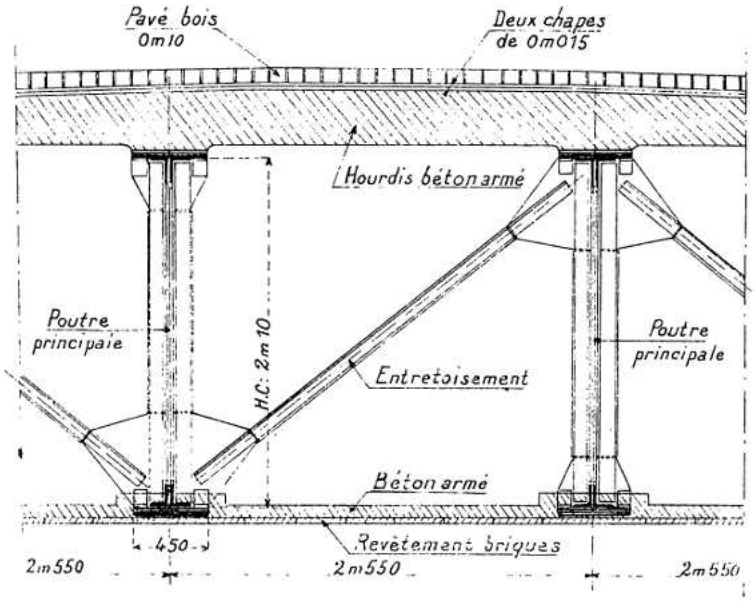
Pour les ouvrages situés au-dessus des voies ferrées très fréquentées, ou pour ceux sous lesquels les locomotives sont amenées à stationner, au cours des manœuvres, la S.N.C.F. a protégé les pièces les plus exposées à la corrosion par un revêtement protecteur en béton armé.

On a représenté ci-contre un type de revêtement protecteur utilisé par la Région Nord de la S.N.C.F. Il se compose essentiellement d'augets en béton armé, préparés à l'avance, et destinés à contenir un mortier plastique; l'auget est mis en place de manière que le mortier soit appliqué fortement au moyen de serre-joints et jusqu'à prise complète, au contact des semelles. Ce mode de protection, qui exige, pour être efficace, un béton bien compact, paraît donner d'excellents résultats.



Le prix de ces enrobages est assez élevé, mais il assure une bonne conservation, et supprime complètement les dépenses de peinture.

Lorsque la couverture est un hourdis en béton armé, on l'associe parfois avec l'enrobage des membrures inférieures des poutres maîtresses, et celui des pièces de pont qui se trouvent alors complètement entourées de béton.



L'ossature métallique du pont de l'Europe, à Paris, dont une coupe transversale partielle est représentée ci-contre, est ainsi entièrement enrobée de béton armé: le revêtement supérieur est constitué par la dalle sous chaussée elle-même; le revêtement inférieur est une dalle mince en béton armé, portée par les semelles des membrures inférieures.

Le béton armé n'étant pas plus que le métal, complètement à l'abri de l'action corrosive des fumées des locomotives, l'enrobage inférieur est protégé par un revêtement de briques.

Métallisation.

La métallisation consiste à protéger l'acier en le recouvrant par un autre métal. Celui qui est le plus fréquemment employé est le zinc, mais on utilise également l'aluminium et le plomb. Il est projeté sur la surface à protéger au moyen d'un pistolet oxy-acétylénique (ou oxy-propane), disposé de manière à permettre simultanément la fusion et la projection; l'appareil comporte donc un chalumeau et un pulvérisateur à air. Le métal de protection est ordinairement employé sous forme de fil.

Les pièces doivent être préparées avec autant de soin que si elles devaient être peintes; on obtient ainsi des revêtements protecteurs très efficaces.

Métaux présentant plus de résistance à la corrosion que l'acier Ac 42.

Certains métaux ferreux opposent à la corrosion une résistance plus efficace que l'acier au carbone. Par exemple, le fer Armco : c'est du fer presque pur, obtenu au four à réverbère, en conduisant l'opération de manière à éliminer complètement toutes les impuretés qui accompagnent généralement le fer. A l'état de pureté, en effet, ce métal résiste très bien à la rouille : la colonne de Delhi, soumise aux intempéries, depuis plus de 2.000 ans, n'est pas encore rouillée.

Les recherches poursuivies dans le but d'obtenir des aciers résistant efficacement à la corrosion ont mis en évidence l'influence favorable de certains métaux, dissous à faible dose dans l'acier liquide; c'est ainsi que le cuivre, à la teneur de 0,25 %, ralentit fortement les phénomènes de corrosion, et notamment de corrosion acide.

Les forges françaises sont, pour la plupart, en situation de livrer des aciers au cuivre, ou au chrome-cuivre, lorsque l'on désire qu'ils présentent une haute résistance; ils sont désignés généralement sous le nom d'aciers "semi-inoxydables" ou "incorrodables" et portent en outre d'autres noms, variables avec leur résistance et la forge d'origine.

On les classe parfois, au point de vue de leur résistance à la corrosion, d'après la perte en fer subie par une éprouvette lenticulaire, immergée pendant 48 heures dans un bain d'acide sulfurique à 30 %, dans des conditions définies par le Cahier des Charges du Ministère de la Marine. La résistance à la corrosion, mesurée par la quantité de fer dissous, est exprimée en milligrammes par centimètre carré de la surface libre de l'éprouvette, et par 24 heures d'immersion.

Les chiffres correspondants varient de 1 à 6 suivant la qualité de l'acier, tandis que pour les aciers Ac 42 Martin et Thomas, on obtiendrait respectivement les chiffres 50 et 150 environ; mais cela ne veut nullement dire qu'il y ait un rapport direct entre ces chiffres et la résistance à la corrosion dans les ponts.

Quel que soit, en effet, l'intérêt que puissent présenter ces chiffres pour la Marine, on ne doit pas oublier que les conditions d'emploi du métal dans les ouvrages d'art sont complètement différentes. Et, comme le classement qu'il est possible d'établir entre différentes nuances d'aciers d'après leur résistance à la

corrosion depend des conditions de l'épreuve d'une part, et des conditions d'utilisation, d'autre part, le classement établi d'après l'épreuve de la Marine n'a aucune valeur pour les ponts.

Il est néanmoins bien démontré que la présence d'une faible proportion de cuivre atténue la rapidité de la corrosion.

Des expériences de longue durée effectuées en Amérique en 1900 (Williams) et en 1913 (Daniel Buck) ont montré que la rapidité de la formation de la rouille aux intempéries est moitié moindre avec les aciers au cuivre.

Les Compagnies de Chemins de fer américaines ont fait porter leurs observations sur 200 wagons construits en 1914 et peints à une seule couche, dont une moitié était en acier ordinaire, et l'autre moitié en acier au cuivre. L'intervalle qui s'écoula entre la mise en service et le remplacement du toit était plus grand de 10 à 15 ans pour les seconds.

Enfin, l'American Society for Testing Materials a effectué de 1916 à 1926 des essais sur des tôles soumises à la corrosion atmosphérique. Le tableau ci-contre indique le pourcentage des tôles éliminées à diverses époques, une tôle étant éliminée lorsqu'elle se trouvait rongée par la rouille de part en part, en un point quelconque.

Durée de l'exposition en mois.	Tôles de 0,79 mm d'épaisseur exposées à Fort Sheridan. Tôles éliminées %		Tôles de 1,58 mm. d'épaisseur exposées à Pittsburgh (1) Tôles éliminées %.	
	Acier ordinaire	Acier au cuivre	Acier ordinaire	Acier au cuivre
24	5	0	18	0
36	16	0	28	0
72	54	0	79	0
108	69	1,5	—	—

Il met bien en évidence la supériorité de l'acier au cuivre au point de vue de la corrosion atmosphérique, la seule qu'il y ait lieu de considérer pour les ponts, à moins de circonstances exceptionnelles.

Cet acier est d'un prix un peu plus élevé que l'acier ordinaire, dans une proportion variable avec la résistance; pour les aciers de la qualité Ac 54 que l'on trouve très difficilement aujourd'hui, la majoration à prévoir est de l'ordre de 10% pour le prix du métal au kilogramme mis en place dans l'ouvrage.

Inspections périodiques des ponts métalliques

Les ponts métalliques doivent être soumis en principe à une visite tous les ans, et à une inspection détaillée au moins tous les 5 ans.

Dans chacun des Services, l'Ingénieur en Chef désigne les ouvrages qui, pour une raison quelconque, doivent être l'objet d'une inspection détaillée tous les

(1) Atmosphère industrielle

ans (ouvrages de construction ancienne, ou sur lesquels le poids des véhicules est limité, etc...). La réglementation générale de ces visites résulte d'une Circulaire ministérielle du 17 mars 1936.

Des procès-verbaux d'inspection doivent être établis suivant les modèles joints à cette Circulaire.

Au cours de ces visites et inspections, on doit examiner non seulement l'état de la peinture, mais encore vérifier l'ossature métallique elle-même, la rivure, la stabilité du tablier sur ses appareils d'appui, celle des appareils sur les sommiers, celle des maçonneries et des fondations. Des nivellements doivent être faits pour déterminer les flèches, et éventuellement, les déplacements horizontaux et verticaux des appuis.

Surveillance de l'ossature métallique.

Dans les tabliers anciens, construits en tôle de fer ou d'acier un peu aigre, il arrive que des cassures se produisent, notamment dans les barres de triangulation ; elles ont généralement pour origine une petite fissure ancienne, que l'on peut découvrir, au moment de la réfection des peintures.

Si cette fissure est perpendiculaire à la direction des forces qui sollicitent la pièce, il faut la remplacer, ou la boucher au moyen de soudure.

Si la fissure est à peu près parallèle à la direction des efforts, on la limite en forant deux petits trous à ses extrémités, et en recouvrant la partie fendue d'un double couvrejoint, s'étendant assez loin de part et d'autre pour que la région endommagée puisse être considérée comme n'entrant plus en jeu dans la résistance de l'ouvrage, on peut également la boucher par soudure.

Dans le cas où la fissure ne serait pas dûe à la structure du métal, il faudrait supprimer les causes qui l'ont provoquée, ou renforcer la pièce.

Surveillance de la rivure et de la soudure.

Les assemblages ne doivent pas se relâcher lorsqu'ils sont bien conçus et bien exécutés; mais les chocs peuvent amener, à la longue, l'ébranlement des rivets.

Il faut porter plus particulièrement l'attention sur les assemblages des barres de triangulation et sur ceux des longerons et des pièces de pont, des pièces de pont et des fermes principales.

On constate parfois des ruptures spontanées de la tête ou du corps d'un rivet, sans cause bien définie : elles sont dûes souvent à l'écrouissage, ou à une mauvaise composition du métal.

Il arrive également que des rivets sont décapités par arrachement des têtes, qui subissent des tractions trop fortes, ou que certains d'entre eux deviennent ballotants: ces derniers se reconnaissent facilement en frappant les têtes avec un marteau : ils rendent un son très différent de celui des rivets sains.

Tous ces rivets doivent être remplacés.

Si ces avaries se produisent de nouveau après remplacement, c'est une preuve que l'assemblage est mal conçu, et il faut s'efforcer de l'améliorer, en étudiant rationnellement les conditions de travail de la rivure.

Lorsque la pose de nouveaux rivets en remplacement de rivets défectueux est reconnue impossible, on procède au réalésage des trous, et on fait emploi de

boulons tournés, dont les filetages sont matés sur les écrous, pour s'opposer à tout desserrage.

Surveillance de la stabilité des tabliers sur leurs appareils d'appui

Il ne doit se produire aucun martèlement des poutres sur leurs appareils d'appui car, à la longue, les balanciers pourraient être détériorés, ainsi que les sommiers, et même les maçonneries sous-jacentes des piles et des culées.

C'est surtout dans les ponts-rails légers que le battement sur les appuis a été constaté; il résulte d'un excès de bourrage du ballast sous les traverses voisines des extrémités du pont.

On peut y remédier en alourdissant artificiellement les ouvrages, ou en ancrant leurs extrémités. De même, les tabliers légers peuvent cheminer sous l'influence du freinage, ou de la réaction horizontale dûe au frottement, au passage des charges roulantes; on y remédie en plaçant sous les membrures inférieures des poutres, des cales qui viennent buter contre les sabots d'appui; elles doivent être disposées de manière qu'elles tendent toujours à presser les sabots vers l'arrière de la culée. Les sabots eux-mêmes doivent être munis, sous leur base, d'une saillie pénétrant dans les maçonneries, et s'opposant au cheminement.

Enfin, il convient de vérifier le bon fonctionnement des appareils de dilatation, et de les maintenir en bon état de propreté et de graissage.

Surveillance des sommiers.

En raison de l'accroissement continu des charges roulantes, les sommiers en pierre de taille, placés sous chaque appui, qui, dans les vieux ouvrages, sont généralement de masse médiocre, se détériorent fréquemment.

On peut les remplacer par un sommier général en béton armé, qui, en raison de sa rigidité, répartit mieux les pressions sur les maçonneries.

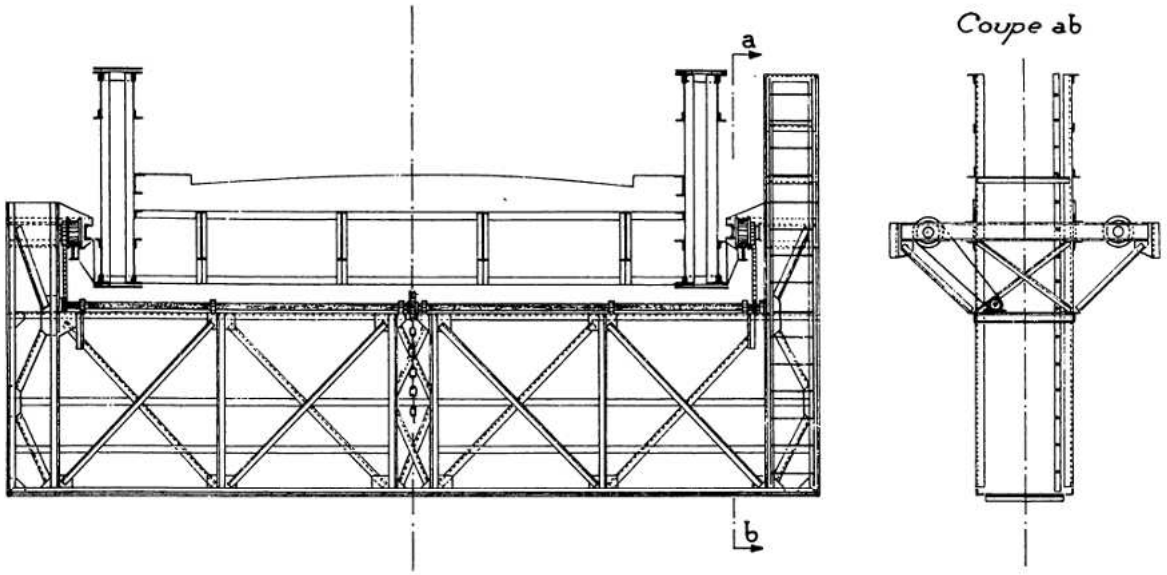
On a également utilisé des amortisseurs en caoutchouc, sous les ponts de chemins de fer.[1]

Moyens d'assurer l'entretien

En raison de l'importance de l'entretien des ouvrages, il convient de prendre à l'avance toutes les mesures voulues pour permettre de faire sans danger la visite de toutes les parties de l'ouvrage et d'accéder commodément à celles dont la conservation est indispensable à la sécurité.

Dans les ponts à poutres, et dans les ponts suspendus, on ménagera, à cet effet, des passerelles de visite mobiles permettant au personnel de se déplacer plus commodément et plus rapidement. La figure ci-contre représente une passerelle permettant de visiter les pièces de l'ossature du tablier et les parties inférieures des poutres.

(1) Annales des Ponts et Chaussées. Etude sur les vieux ponts en fer IX. 1936. Vallette



Le plancher est supporté par une ossature métallique légère, à laquelle on accède par une échelle latérale, à partir de la chaussée de l'ouvrage. Cette ossature porte des galets roulant sur des I fixés à des consoles extérieures aux poutres-maîtresses, établies au niveau de leurs membrures inférieures.

Le déplacement longitudinal de la passerelle est obtenu au moyen d'un treuil à chaîne manœuvré à bras, qui entraîne deux galets moteurs par l'intermédiaire de Chaînes de Galle et de pignons.

Au viaduc du Viaur, on a disposé sous le tablier une voie de roulement constituée par deux [soutenus par des étriers de suspension fixés au tablier ; un chariot monté sur quatre galets circule sur les ailes inférieures de ces [, et à ce chariot est suspendue une passerelle qui peut tourner autour d'un axe vertical ; on visite ainsi le dessous du tablier et toutes les parties extérieures des membrures supérieures.

Les parties intérieures des membrures peuvent être visitées en circulant dans l'intérieur des caissons qui les constituent ; des échelles fixes, rivées sur les semelles sont destinées à faciliter cette visite. Des trous d'homme permettent de franchir les barres de treillis aux points où elles sont reliées aux membrures, et des paliers munis de garde-corps permettent la visite complète des nœuds.

Enfin, on a prévu à l'avance des trous partout où l'emploi d'échafaudages volants légers est indispensable pour la visite de la rivure et de la peinture.

Au viaduc de Garabit, on peut circuler sans difficulté dans la membrure inférieure des arcs. Toutes les piles sont munies d'échelles fixes pour permettre la visite, et une passerelle est disposée sur les contreventements inférieurs du tablier.

Au viaduc de Caronte, qui est très exposé à cause du voisinage de la mer, pour le plus petit des viaducs d'accès au pont tournant, qui comporte 2 travées de 51,20 m de portée, et dont les poutres ont 5,20 m de hauteur, on a disposé une passerelle sur la poutre de contreventement inférieure ; pour l'autre, composé de 8 travées de 82,50 m, dont les poutres ont 9,10 m de hauteur, en outre d'une passerelle semblable, deux passerelles latérales sont fixées extérieurement aux poutres,

et à mi-hauteur, de sorte que l'on peut les explorer commodément dans toutes leurs parties.

Les portiques des ponts suspendus sont toujours munis d'échelles intérieures ou extérieures ou de dispositifs spéciaux permettant d'accéder à leur sommet, pour la visite et l'entretien des appareils d'appui et des portiques eux-mêmes.

Les organes de visite doivent être disposés de manière que le public ne puisse ni y accéder, ni les utiliser.

Index bibliographique de descriptions d'ouvrages

A P C	Annales des Ponts et Chaussées
G C	Génie Civil
O M	Ossature métallique devenu "Acier"
R G C F	Revue Générale des Chemins de fer
T	Travaux
T M C	Technique moderne - Construction.

La bibliothèque possède tous les articles cités dans cette bibliographie sauf, p. 366, celui marqué du signe O.

Les ouvrages dont le nom est souligné sont soudés.

Travées indépendantes

Pont de Chemin de fer sur le Song-Ma (Tonkin) G C 8 Mai 1909
Viaduc de Simbirsk, sur la Volga G C 27 Novembre 1920
Pont Alfred Smith sur l'Hudson G C 22 Août 1925
Pont-rails à treillis entièrement soudé à Chicopee Falls (E.U.) G C 26 Janvier 1929
Pont-route métallique, soudé à l'arc électrique à Lowicz (Pologne) G C 14 Septembre 1929.
Nouveau pont-route à charpente soudée de Lowicz (Pologne) G C 18 Juin 1932
Note sur le tablier métallique soudé d'Ourscamps A P C 1937-VII
Pont sur le Storström G C 5 Février 1938 - 20 Avril 1940
Pont de Sydney à Newcastle sur la Hawkesbury River. OM.- Février 1947. Engineering 10 Juin 1949.
Pont de Szeged - OM Octobre 1949
Nouveau pont de Lanaye sur le Canal Albert - OM. Mars-Avril 1951.
Pont de Vera Cruz - G.C. 15 Décembre 1953.
Passerelle à poutre unique (Die Alleestrassenbrücke in Wanne-Eickel). Der Stahlbau. Janvier 1955.
Pont route sur le canal Wesel-Dotteln à Dorsten (arc à tirants en câbles). Der Stahlbau 11-1955.

Ponts à travées solidaires continues

Pont du Val Saint-Léger APC 1882 II
Viaduc de la Tardes GC 9 Août 1884
Pont et viaduc de Cubzac GC 11 et 25 Juillet 1885
Viaduc du Manoir, sur la Seine GC 9 Septembre 1893
Viaduc du Mars et de la Sumène GC 12 Août 1893
Viaduc des Fades APC 1903-III — 1910-I
Viaduc hélicoïdal d'accès au pont d'Austerlitz GC 7 Décembre 1907
Viaduc sur l'étang de Caronte APC 1915 I-II-III
Pont de Sciotoville sur l'Ohio GC 31 Août 1918
Reconstruction du pont sur le Tarn, à Moissac APC 1932-III.
Viaduc sur la Cèze A.P.C. 1937 V
Pont N.° 3 de la Sortie Paris-Nord de la S.N.C.F. O.M. Mai 1937
Pont sur le Hörström G.C. 5 Février 1938 - 20 Avril 1940.
Le nouveau pont de St. Cloud G.C. Avril 1942
Pont à poutres continues soudées de 457 m de longueur - Engineering 11 Avril 1947.
Pont Arpad sur le Danube à Budapest - OM. Octobre 1947.
Pont Eiffel à Conflans - T Avril 1948.
Pont de Silésie-Dabrowna sur la Vistule à Varsovie - OM. Novembre 1949.
Pont de Cologne-Deutz - OM. Décembre 1949 - GC 15 Février 1950 - Bautechnik VII-IX-X-XI-1949. - ZVDI 15 Octobre 1949.
Aqueduc de Filettole-Livourne - OM Septembre 1949.
La reconstruction du pont de Ballrigny - TMC Janvier 1951.
Pont de Düsseldorf-Neuss sur le Rhin. Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure 11 Janvier 1952 - OM Mars 1953.
Nouveau pont de chemin de fer en acier soudé - OM - Mai 1952.
Pont sur la Weser entre Barkhausen et Porta - Der Stahlbau - Mai 1955.
Pont route d'Oissel, sur la Seine - T.M.C. Octobre 1952.
Pont de l'Harteloire à Brest - TMC. - Février et Mars 1953.
Le projet de reconstruction du pont de St. Mathurin, sur la Loire (Courbon) - T. Juin 1953.
Pont Jean Richard sur la Saône à Chalon-sur-Saône. T.M.C. Juin 1953 - Janvier 1954.
Pont des Ardennes sur la Meuse à Namur - OM - Juillet-Août 1954.
Pont de Collonges sur la Saône TMC - Décembre 1954.
Pont de Pont de l'Arche sur l'Eure et la Basse-Seine - T Avril 1955.
Eine Brücke mit vollständig geschweisten Fachwerk-Hauptträgern und Rohrdiagonalen - Der Stahlbau 9-1956.

Ponts à travées solidaires semi-continues

Pont des Hachachta sur le Chéliff (Algérie) GC 26 Février 1898 - 3 Février 1900
Pont de Frans sur la Saône, à Villefranche GC 31 Octobre 1903.
Pont sur le détroit de Carquinez GC 16 Janvier 1926.

Ponts Cantilever

Pont sur le golfe de Forth GC 21 Mars 1885 - 28 Décembre 1889 - Engineering Février 1890.
Pont de Tolbiac GC 16 Mars 1895
Passerelle d'Oberschöneweide sur la Sprée, près de Berlin GC 3 Mars 1900
Pont de l'île Blackwell GC 30 Juillet 1904
Viaduc de Passy GC 25 Juillet - 1er Août 1908
Pont de Queensborough GC 26 Décembre 1908
Pont Doumer sur le Fleuve Rouge à Hanoï GC 3 Avril 1909
Pont de Québec GC 10 Septembre 1910 - 17 Novembre 1917
Pont de Pirmil sur la Loire, à Nantes GC 9 Avril 1927
Pont Rama VI sur la Menam à Bangkok GC 24 Décembre 1927
Pont de l'Ile Seguin sur la Seine à Billancourt GC 18 Juin 1932
Pont sur le Petit-Belt GC 5 Octobre 1935
Viaduc de San Francisco à Oakland GC 5 Décembre 1936
Pont de Pont-sur-Yonne T Décembre 1942.
Pont de Howrah sur le Gange, à Calcutta, G.C. 15 Mars 1948.
Le Pont la Feuillée sur la Saône, à Lyon. G.C. 1er Novembre 1950.
Pont Corneille à Rouen - T. Avril 1952
Pont d'Anvers, à Strasbourg - TMC Juillet 1952

Poutres à béquilles

Pont-rails soudé au-dessus du Boulevard Ney à Paris RGCF Septembre 1937
Pont N° 3 soudé à la sortie de Paris-Nord. OM Mai 1937
Pont de fer à Tournai soudé. Annales des Travaux Publics de Belgique - Octobre 1954.

Ponts en arc à tablier supérieur

1°) Arcs articulés.

Viaduc de Garabit RGCF Juin 1883
Pont Luiz Ier à Porto GC 26 Juin 1886
Pont Washington sur le Harlem River à New-York GC 23 Janvier 1892
Construction du pont Alexandre III (triple articulation) APC 1898 I-II-IV
1899-I — 1900-I
Pont sur le Niagara GC 24 Septembre 1898
Viaduc de l'Assapos (triple articulation) (Grèce) GC 14 Août 1909
Pont sur le Faux Nam-Ti au Yun-nan (triple articulation) GC 1° Février 1910
Pont sur le Niagara, de 195,00 m de portée GC 28 Novembre 1925
Le nouveau pont de Neuilly sur la Seine (soudé) (GC 1er février 1943)
La reconstruction du pont d'Argenteuil A.P.C 1949-I.

2°) Arcs encastrés

Viaduc de Blaauw-Krantz GC 20 Décembre 1884
Pont de la Cerveyrette, à Briançon, GC 12 Décembre 1891
Pont du Kornhaus à Berne GC 26 Novembre 1898
Pont Henry Hudson OM Septembre 1938
Pont Rainbow sur le Niagara Engineering 13-27 février 1942.

3°) Arcs semi-encastrés

Pont Morand sur le Rhône, à Lyon GC 25 Juillet 1891
Pont Lafayette sur le Rhône, à Lyon GC 22 Août 1891
Pont du Midi sur le Rhône, à Lyon GC 5 Mars 1892
Reconstruction des ponts Morand et Lafayette à Lyon APC 1893-II
Pont-route de Nogent-sur-Marne GC 9 Décembre 1899

Ponts en arc à tablier suspendu

Pont de Bonn sur le Rhin GC 20 Mai 1899
Pont de Düsseldorf sur le Rhin GC 27 Mai 1899
Le viaduc d'Austerlitz (Métro) GC 29 Avril 1905
Pont de la Roche-Bernard APC 1912-V
Pont de Hell-Gate sur l'East River à New-York GC 31 Janvier 1914-20 Novembre 1915
Pont sur le Kill Van Kull, près de New-York GC 31 Août-23 Novembre 1929-
12 Décembre 1931.

Pont de Sydney GC 7 Mai 1932
Pont de Birchenough's sur la Sabi (Rhodesie du Sud) OM Octobre 1937
Pont de Vianen sur le Lek OM Septembre 1949 - GC 15 Décembre 1949

Ponts à arcs équilibrés

Pont Mirabeau à Paris GC 9 Mai 1896
Construction du viaduc du Viaur APC 1898 I-II — 1899 I-IV — 1901 - III
Passerelle de la Reinvention GC 28 Mai 1900
Viaduc du Viaur GC 2 et 9 Mai 1903 RGCF Janvier et Février 1903
Pont Troitsky sur la Néva, à St. Pétersbourg GC 23 Janvier 1904

Ponts en arc renversé

Pont de la Tour à Londres GC 28 Août 1897
Pont de Manhatta GC 30 Juillet 1904.

Ponts suspendus à câbles.

Pont de Brooklyn GC 1er Juin 1883 et 23 Mars 1884
Ponts de Williamsburgh Manhattan et de Queensborough on Blackwell Island GC 30 Juillet et Août 1904 - 8 Mars 1913.
Pont suspendu de Fribourg APC 1912 - IV
Pont de Bear Mountain sur l'Hudson GC 21 Mars 1925
Pont de Philadelphie C 19 Mars 1927
Pont George Washington sur l'Hudson à New-York GC 30 Juin 1928 - 15 Août 1931 - 9 Avril et 9 Octobre 1932
Epreuves des ponts suspendus des oueds Ykem et Cherrat APC 1929 - I
Pont de Steubenville (I) GC 5 Janvier 1929
Pont de Fort Lee sur Hudson à New-York GC 15 Août 1931
Pont sur la Golden Gate GC 9 Septembre 1933
Pont de Serrières, sur Rhône GC 16 Décembre 1933
Pont de San Francisco Oakland GC 15 Septembre 1934 - 5 Décembre 1936 - 13 Août 1938
Ponts de la baie de S. Francisco OM Juin 1936
Pont de la porte d'Or San Francisco GC 20 Mars 1937
Pont de Bronx-Whitne sur l'East River à New-York GC 23 Décembre 1939
Pont de Lion's Gate Vancouver (Colombie britannique) OM Mars 1940

Renforcement du pont de Bronx Whitestone - The Engineer 20 Juin 1947.
Pont sur la Delaware - Engineering News-Record, 19, 26 Janvier et 2 Février 1950.
Pont de Cologne-Rodenkirchen sur le Rhin - Die Bautechnik - Juillet 1950 et suivants.
Projet de pont suspendu entre l'Italie et la Sicile - GC 15 Octobre 1951.
Pont de Cologne-Mülheim - Der Stahlbau - Décembre 1951 - Der Bauingenieur - Avril 1952.
Recherches expérimentales sur la stabilité aérodynamique des ponts suspendus -
Proceeding of the Institution of civil engineers - Mars 1952.
Projet de reconstruction du pont d'Ancenis sur la Loire (Courbon) TM. C. Août 1953.
Les travaux de reconstruction du pont d'Ancenis sur la Loire TMC Septembre 1953.
La transformation du pont de Brooklyn GC 15 Février 1954
Pont de Térénez sur l'Aulne TMC - Avril et Mai 1954.
Pont de Rodenkirchen sur le Rhin - "Acier" 6/1955 - Stahlbau 7/155 - 2 et 3/1956.
Pont de Duisburg-Rübrot et Homberg (autoancré) - Stahlbau 6-7/1955 - 4 et 5/1956.

Ponts suspendus à chains

Pont Elisabeth à Budapest GC 15 Octobre 1904
Pont de Cologne Zeitschrift der V.D.I 7-14-21 Août 1920
Pont de Florianopolis GC 26 Novembre 1927
Pont de Vienne, sur le Danube Zeitschrift der V.D.I 16 Avril 1938

Ponts Gisclard - Ponts à babans

Ponts du Haut-Ogooué dans le Congo français GC 27 Août 1904
Pont de la Cassagne GC 20 Février 1909 - 9 Avril 1910
Pont sur la Luzège GC 31 Mai 1913
Pont cantilever suspendu rigide de Lézardrieux GC 4 Juillet 20
Les ouvrages d'art du Canal de Donzère-Mondragon - TMC - Juillet 19
Der Strömsundbrucke (Suède) - Stahlbau 4-1954; 5-1956.

Mise en place des ponts (1)

Déplacement latéral

Ripage du tablier du viaduc de Chouars GC 24 Décembre 1887
Remplacement des travées métalliques d'un pont de chemin de fer sur l'Elbe, près de Magdebourg GC 6 Juin 1908
Ponts-rails sur l'Oise à Pontoise R.G.C.F. Avril 1933.

Lancement

Viaduc de Gorabit GC 15 Mai 1883 (travées d'accès)
Viaduc de la Tardes GC 24 Janvier 1885
Viaduc de la Saulenvre GC 14 Décembre 1889 - 1er Mars 1890
Viaduc de Millecot, au Chili GC 28 Février 1891
Pont Sépine, à Paris GC 4 Septembre 1897
Lancement de ponts au moyen de chalands GC 5 Décembre 1908
Procédé moderne de lançage de grands ponts métalliques. La Technique moderne construction - Août 1949.

Mise en place par flottage

Travée de 159,0 m de portée sur l'Ohio, près de Pittsburgh GC 8 Novembre 1890.
Pont sur le Hawkesbury (Australie) GC 25 Avril 1891
Viaduc de Sinbirsk sur la Volga GC 27 Novembre 1920

Montage par encorbellement

Viaduc du Viar GC 2 et 9 Mai 1903
Viaduc des Fades, sur la Sioule GC 29 Mai 1909
Viaduc sur la Iller GC 20 Novembre 1910
Pont sur l'Isère GC 18 Février 1922
Pont de Middletown sur le Connecticut GC 29 Avril 1939

(1) Voir également les références données dans le Cours à propos des différents modes de montage.

Procédés spéciaux

Remplacement sans échafaudages des travées métalliques des ponts GC 30 Août 1913
Pont en arc de Old Trails, sur le Colorado GC 30 Décembre 1916
Montage d'un tablier métallique sur la Sambre, à Jeumont APC 1934-III
Montage du pont restauré sur le Lek, près de Vianen. O.M. Septembre 1949.

Accidents

Viaduc de la Tardes GC 9 Août 1884
Pont de Donardenez GC 3 et 10 Janvier 1885
Ruptures de ponts pendant les épreuves GC 15 Avril 1893
Effondrement du pont de Québec GC 4 Avril 1908
Nouvel accident du pont de Québec GC 14 Octobre 1916
Rupture du pont-route soudé de Hasselt, sur le Canal Albert GC 11 Juin 1938 - 4 Mars 1939.
Accidents des ponts du Canal Albert (Ponts soudés) OM Février 1939.

Divers (1)

Recherches expérimentales sur la déformation des ponts métalliques (Rabut) GC 9 Décembre 1893 - 6 Janvier - 10 Février - 31 Mars 1894.
Considérations sur l'esthétique des constructions métalliques (Résal) APC 1918-VI
Réparation et renforcement du viaduc en fonte de la Voulte, sur le Rhône APC 1924-V
Réparation, par soudure à l'arc électrique, du pont de Suresnes APC 1925-II
Réparation d'avaries causées à des ponts en fonte, à Paris APC 1925 VI
Réparation et renforcement du viaduc de Chasse, sur le Rhône APC 1926-III
Renforcement par soudure du pont du métro à la station "Bastille" GC 29 Août 1931
Réparation du pont tournant de Brest APC 1938-V
Renforcement du pont d'Austerlitz sur la Seine GC 30 Août 1941

(1) Les travaux de soudure à l'arc électrique sont soulignés.