

**Société Coopérative de
l'Association des Elèves des Ecoles Spéciales
de l'Université de Liège.**

**COURS
DU GÉNIE CIVIL**



PONTS

Notes publiées avec l'autorisation de Monsieur le Professeur GEORGE

IMPRIMERIE LITHOGRAPHIE

AUG. PHOLIEN

57, RUE SUR LA FONTAINE, 57

LIÈGE

Cours de ponts

Chapitre I

Dispositions générales des ponts.

§ 1. ~ Définitions. ~ Un pont est un ouvrage destiné à faire franchir un obstacle par une voie de communication. Cette définition très générale englobe aussi les tunnels, mais on envisage généralement le sens plus restreint du franchissement d'un obstacle constituant une dépression.

On appelle pont route, pont rail et pont canal un pont livrant passage à une route, à une voie ferrée ou à un canal, quel que soit l'obstacle franchi. Un pont livrant passage à un courant d'eau constitue un aqueduc. Un pont pour piétons constitue une passerelle.

On appelle pont fixe un pont dont les parties constitutives ne subissent d'autres mouvements que les déplacements élastiques et thermiques très petits. Les ponts mobiles sont au contraire des ponts dont certaines parties du tablier peuvent subir des déplacements importants; ils sont étudiés dans une partie spéciale du cours. Les ponts franchissant une vallée s'appellent viaducs; ils sont généralement de grande longueur.

Dans la technique des chemins de fer, on appelle passage supérieur un pont par lequel une route franchit un chemin de fer et passage inférieur un pont par lequel une route passe sous un chemin de fer.

Les ponts comportent des appuis entre lesquels il existe des espaces appelés perkins ou encore passes pour un pont établi sur une voie navigable. Les parties du pont couvrant les perkins s'appellent arcs dans les ponts en maçonnerie ou d'une manière générale en arcs (arçons pour les petites portées) et travées pour les ponts à poutres droites. Les appuis extrêmes s'appellent culées, les appuis intermédiaires pires. Des piles minces en charpente s'appellent aussi palées. L'ensemble des appuis constitue l'infrastructure; ce qu'ils portent est la superstructure ou tablier.

On distingue encore d'après la disposition l'axe longitudinal du tablier les ponts droits dont l'axe rectiligne est normal à celui de l'obstacle à franchir; les ponts biais dont l'axe rectiligne est oblique à celui de l'obstacle, les ponts courbes dont l'axe est courbe.

Les tabliers peuvent être en palier ou en déclivité. Dans ce dernier cas, si le tablier est courbe, on a un viaduc béli-coidal.

Le tablier porte la voie proprement dite, qui est plus ou moins différente de la voie courante.

Le tablier se compose d'une série d'éléments de support dont les principaux, parallèles à l'axe du pont, sont les longerons ou poutres maîtresses ou arcs ou voûtes selon le type de pont. Ces éléments principaux portent le tablier par le moyen des pièces de pont, entretoises ou traverses, en principe \perp aux pièces principales. Enfin, dans certains cas, il y a encore des longrines \perp aux pièces de pont et supportées par celles-ci.

Les entretoises et longrines, qui constituent les éléments du tablier proprement dit sont toujours nécessairement sous la voie, dont ils sont graduellement séparés par une chape, couche de protection du tablier contre l'humidité de la voie lorsque

le tablier est étanche.

Les pièces principales qui portent le tablier peuvent être sous la voie, le pont est alors à tablier supérieur, la voie est complètement dégagée. Mais elles peuvent aussi en partie ou presque en totalité se trouver au dessus du tablier, qui est alors moyen ou inférieur. Les pièces principales limitent la voie. Si elles se trouvent tout à fait à l'extérieur, on dit qu'elles sont en garde corps. On les dispose fréquemment à la séparation des trottoirs d'avec la chaussée ou la voie proprement dite ; les trottoirs sont alors dits en encorbellement. La même disposition peut d'ailleurs être employée pour un tablier supérieur.

§ 2. Dispositions de la voie sur le pont.

La disposition de la voie sur un pont route est déterminée par le nombre de voies de véhicules et l'importance des trottoirs. Ces éléments dépendent de la destination, de l'importance et de l'emplacement du pont. Dans les villes, les ponts assurent généralement la continuité de voies très fréquentées, le tablier doit donc être de grande largeur. Les ponts de routes interurbaines ont généralement la largeur de la route même. Comme il a été dit dans les cours de routes, il faut compter 3 m. de chaussée par voie de véhicule ; la largeur de la chaussée sur le pont doit être un multiple de 3.00 m. La largeur des trottoirs peut être de 1 à 2.00 pour les routes interurbaines (correspondant aux accotements), elle doit être plus grande pour les grands ponts des villes, et peut atteindre de 3 à 5.00 ou plus, selon les circonstances. Une passerelle pour piétons a une largeur variant généralement de 1.5 à 3.00 (2 à 4 personnes de front).

Le tablier des ponts routes est unique dans le sens de la largeur,

c'est - à - dire non subdivisé en tabliers indépendants accolés . Une telle subdivision du tablier entraînerait des déplacements élastiques relatifs qui désorganiseraient la voirie , qui est nécessairement continue , et qui gêneraient la circulation , que doit pouvoir se faire sur le pont d'une manière quelconque .

Pour les ponts rails , la largeur du tablier est déterminée par le nombre de voies , leur écartement et le gabarit qui détermine l'intervalle entre les voies et la distance des garde - corps sous voies extérieures . En outre , il y a généralement une ou deux passerelles latérales , pour la circulation du personnel et d'ailleurs peu larges (passage d'un piéton isolé) . Le nombre des voies sur le pont en ligne courante est en principe égal au nombre de voies de la ligne , donc généralement 2 , parfois 1 , 3 ou 4 . Au voisinage des gares , les ponts se trouvent parfois sous des faisceaux ou lignes de changements de voies , la largeur peut alors devenir très grande .

Les tabliers des ponts rails peuvent être subdivisés . Par exemple , pour une double voie , on accole deux tabliers à simple voie ayant chacun une passerelle extérieure . Pour la quadruple voie , on peut avoir 2 tabliers à double voie ou de préférence , 4 tabliers à simple voie avec passerelles extérieures aux tabliers extérieurs .

Ce système rend les tabliers indépendants et permet donc d'entretenir ou de réparer facilement les divers tabliers en interrompant provisoirement la circulation sur une des voies . Les effets de déraillements éventuels sont réduits . Théoriquement , il y a économie de matière , car la section totale des longerons est la même , mais les traverses de moindre portée en exigent moins . La disposition accolée des tabliers n'entraîne généralement pas de surcharge , même si les pontes sont en garde - corps , sauf si les pontes sont très hautes et à contreventement supérieur . Dans un tel cas , la grande importance

des longerons par rapport aux entretoises, la surcharge inéportante du tablier et des enlées rendent la subdivision antieconomique.

Mais pour les petites portées et pour tous les ponts à voie supérieure, il est avantageux de diviser les tabliers en les rendant indépendants par voie. On évite ainsi aussi les fatigues secondaires de torsion ou de cisaillement alternées qui résultent des surcharges excentriques au passage des trains tantôt sur une voie, tantôt sur l'autre. Ces actions secondaires, dont on ne tient pas compte dans les calculs, donnent lieu en réalité à des fatigues considérables et tendent à désorganiser les ponts. Dans les ponts métalliques, les rivures se desserrent et le pont ferraille, vieillit prématurément. Dans les ponts en maçonnerie qui ne sont pas couverts d'un haut remblai réparateur des efforts, la voûte se sépare en deux tronçons suivant l'axe de l'intervalle des 2 voies (ponts de la ligne de l'Emblève). Cette subdivision se produit donc d'elle-même sous les effets de la circulation, ce qui montre qu'elle est rationnelle. En principe, elle ne change rien à la stabilité du pont. Mais il est évidemment préférable de créer la subdivision pendant la construction, dans toutes les règles de l'art, plutôt que de la laisser se former par rupture de matériaux.

Dans les voûtes sous haut remblai la subdivision n'est pas nécessaire à ce point de vue, mais elle n'est pas inutile cependant, elle permet notamment la construction par anneaux successifs, donc avec moins de centres et évite des fissures transversales de retrait dans le cas d'emploi de béton; elle crée en somme des joints de retrait.

La subdivision ne peut être appliquée par contre pour les tabliers inférieurs à pontres de grande hauteur et contrairement supérieur, encore qu'il y ait des exceptions à cause des grands avantages de la subdivision, si le surcroît de

dépense est acceptable. On l'évite aussi pour les ponts sous les faisceaux et croisements de voies où l'on préfère un tablier continu de grande largeur permettant une disposition quelconque des voies, en vue des extensions ou modifications de faisceaux. On peut de la sorte opérer sur le tablier comme sur une assiette ordinaire de gare.

Pour les ponts canaux, je renvoie au cours de voies navigables. Pour les aqueducs, au cours de travaux hydrauliques.

§ 3. - Ponts franchissant une route.

Dans le cas d'une route, l'ouverture du pont est déterminée par la largeur de la route entre les fossés extérieurs. Il n'est pas recommandable de rétrécir les accotements, encore moins la chaussée, sous le pont. On ne gagne par rapport à la route que la largeur du fossé que l'on fait passer en aqueduc sous les accotements, au pied des culées.

Pour les routes ordinaires, la portée est donc généralement faible, de l'ordre de 10 m.

Le type de pont est surtout déterminé par la hauteur disponible et le tirant d'air, c'est-à-dire la distance verticale entre les points supérieurs des 2 voies qui se croisent et la hauteur qui doit être réservée entre la chaussée et la partie inférieure du pont pour le passage des véhicules. Comme tirant d'air pour une route importante, il faut compter 5.00 à 5.50 m. On ne peut laisser moins que tout à fait exceptionnellement. La hauteur des fils de trolley au dessus du sol est généralement 5.00. La hauteur indiquée suffit toujours pour le cas où il y a une voie ferrée sur la route. Pour les chemins ruraux, on peut descendre jusqu'à 3.50 m. Au dessus des trottoirs, la hauteur peut varier de 2.50 à 3.00 m. Pour des passages de piétons 2,5 m. suffisent, avec une largeur de 1,50 à 2.25 pour 2 ou 3

personnes de front.

Dans le cas de routes de largeur exceptionnelle, il faut parfois des appuis intermédiaires. Il y a généralement moyen de les disposer facilement parce que de telles routes comportent généralement plusieurs voies charretières séparées par des pistes ou terre-pleins sur lesquels on peut disposer les appuis. Ceux-ci, de faible hauteur, peuvent aussi généralement recevoir de faibles dimensions transversales, notamment la forme de colonnes, favorable tant pour l'aspect que pour le dégagement du passage.

Lorsque la voie qui franchit la route est en remblai, les culées auront généralement des murs en ailes, parfois des murs en retour, notamment pour réaliser un effet décoratif ou réaliser une liaison des 2 voies par escaliers. Si la route est en déblai, les culées ont des murs en retour.

§ 5. - Ponts franchissant un chemin de fer. (Passage supérieur).

La hauteur et la largeur du passage sont déterminées par le nombre et la disposition des voies et le gabarit. Il faut en général H. 80 de hauteur libre au dessus de la surface de roulement des rails, en tenant compte du chevauchement en courbe. Pour une voie, en alignement droit il faut au moins H. 50 m. de largeur et ^{4 à 4,20 m} 8,00 pour la double voie. Pour de multiples voies et des entrées en gare, il faut souvent beaucoup plus et il est parfois nécessaire de disposer des appuis intermédiaires. Ils doivent être aussi minces que possible et se disposent de préférence sur des extrémités de quais ou dans des espaces importants libres entre les voies. Sinon, entre 2 voies rapprochées, il faut régler l'intervalle de ces voies en tenant compte de l'appui et du gabarit. Aux entrées de gares, comme les ponts peuvent constituer des goulets s'opposant à un élargissement ultérieur

des faisceaux, il est bon de prévoir l'avenir dans la conception de l'ouvrage.

§ 6. Ponts franchissant les cours d'eau.

La détermination des dimensions principales d'un pont franchissant un cours d'eau est beaucoup plus complexe et demande une grande attention.

On point de vue de la navigation, si la voie est navigable, il faut un tirant d'air suffisant, de 4.50 m. au moins par rapport à la flottaison maximum et une largeur en rapport avec la capacité de la voie d'eau et le gabarit des bateaux. Ces points sont définis plus en détail dans le cours de canaux de navigation auquel je me réfère. Je me borne à répéter que le pont ne peut pas constituer un passage rétréci de la voie navigable mais doit avoir autant que possible le même débouché superficiel que la voie navigable à flottaison normale. Enfin, dans l'ouverture, il faut tenir compte du chemin de balage d'au moins 2.50 à 3.00 m. Ces conditions suffisent pour les canaux, mais pour les cours d'eau naturels ou à courant, il faut encore tenir compte des plus hautes eaux navigables, généralement conventionnelles. Il faut que le tirant d'air et la vitesse de l'eau sous le pont permettent encore la navigation à ce niveau.

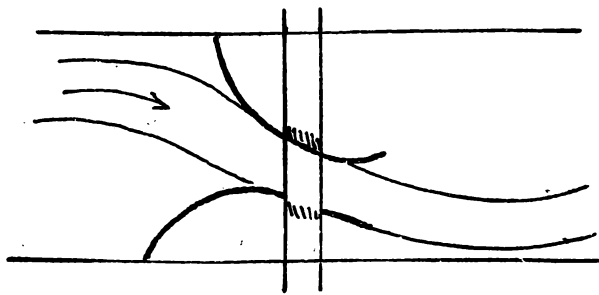
Une autre condition essentielle est celle du remous. Les ponts constituant généralement des sections rétrécies dans les cours d'eau, surtout à cause des appuis intermédiaires. Il en résulte un accroissement de vitesse sous le pont qui exige un relèvement du plan d'eau en amont, que l'on appelle remous. Ce remous est d'autant plus grand que le débit est plus élevé et peut devenir considérable en crue. Il aggrave donc les effets des crues, notamment les inondations. Il faut limiter le remous à une mesure

modérée et inoffensive en assurant au courant une section d'écoulement sous le pont égale à la section normale du cours d'eau. Cela s'obtient surtout par des ponts sans appuis intermédiaires ou comportant peu de piles, de faibles épaisseurs et très finement profilés en vue de rendre la contraction insignifiante (Voir cours d'hydraulique appliquée).

L'aspect de la question est assez simple lorsque le lit est régulièrement concave et que le cours d'eau ne sort pas de ce lit en crue. Mais certains cours d'eau ont un lit majeur étendu et peu profond; il n'est pas possible d'étendre la condition précédemment énoncée à l'ensemble du lit majeur. Mais il faut noter qu'en crue, le courant principal et la majeure partie du débit correspondent toujours au lit mineur; dans le lit majeur, la vitesse moyenne est réduite, il se produit des mouvements divers, obliques et tourbillonnaires, même des zones d'eau morte. Le débit se calcule en divisant le lit dans le sens de la largeur en zones de profondeurs comparables, dont on détermine les vitesses et débits séparément.

Si on le peut sans remous excessif et sans courants obliques dangereux, on concentre tout le débit dans les arches centrales correspondant au lit mineur. Cette solution peut convenir surtout dans les rivières très larges à faible pente, donc dans les cours inférieurs des cours d'eau à régime tranquille (Exemple: pont de Moerdijk sur le Hollandsch Diep présentant une ouverture de 1480 m. pour une largeur de rivière de 2300 m). Il est bon alors d'établir en rivière en amont et en aval du pont des ouvrages guidant les eaux vers le débouché rétréci et évitant les courants transversaux rapides le long des levées d'approche et des culées, car il peut arriver alors qu'en cas de crue ces levées soient affouillées ainsi que les culées, qui peuvent être déchaussées vers l'arrière et sur les côtés et se déverser. Des digues basses submersibles et des épis plongeants

peuvent convenir. Au voisinage immédiat du pont, on établit parfois des guideaux, sorte de levées longitudinales en terre à murs arrondis ou plongeants protégés contre l'érosion par des dispositifs de protection de pied (encrochements, fascines etc) et par des revêtements appropriés des talus et qui ont pour objet de tenir les courants transversaux éloignés des levées d'accès et des culées du pont. Ces digues sont arasées à 0,50 m. au dessus des plus fortes culées, éventuellement en s'évasant. La disposition plongeante est préférable pour leur conservation; les murs sont trop exposés à la destruction par affouillement. Ces guideaux sont indépendants de préférence. Si on les constitue par épanouissement des levées d'accès, celles-ci peuvent être mises en danger en cas où l'épanouissement serait emporté. Si l'ouvrage est biais, il peut être utile de prolonger le guideau amont de l'angle obtus jusqu'au lit majeur, l'autre étant largement évasé. Ces dispositifs peuvent convenir pour



un cours d'eau relativement tranquille.

Pour des cours d'eau à crues plus violentes, l'ouverture du pont ne peut généralement être limitée au lit mineur; il faut

en outre des arches d'inondation ou de décharge, encore appelées parfois arches sèches, parce qu'elles sont à sec le plus souvent. On peut avoir des arches de décharge isolées dans les levées d'accès ou bien la levée d'accès peut être remplacée par des arches d'approche fondées dans le lit majeur et formant un vrai viaduc. Cette dernière disposition est évidemment plus coûteuse mais il est évident qu'au point de vue hydraulique elle est la meilleure, puisqu'elle apporte la moindre modification au lit majeur du cours d'eau. Les directions du courant sont souvent mal connues dans le lit majeur, il peut y avoir des

courants obliques et des tourbillons mais il est bien certain que moyennant des précautions ordinaires, les piles dans le lit majeur ne sont pas plus exposées que dans le lit mineur, c'est même généralement le contraire. Le danger de divagation du lit qui peut déchausser des arches semble aussi moindre qu'avec les arches isolées car il n'y a aucun appel d'eau avec mise en vitesse et cette crainte paraît ne pas devoir exister si l'emplacement du pont est convenablement choisi.

Les arches de décharge isolées sont dans une situation plus précaire. Le rétrécissement du lit majeur provoque un remous sous le pont, il en résulte qu'il y a une charge motrice dans ces arches de décharge. Cette charge motrice peut d'ailleurs être accrue par les déformations du plan d'eau qui, dans un fleuve étalé dans un large lit majeur, n'est généralement pas horizontal. Il peut donc exister un remous important sous les arches de décharge et une grande vitesse. On exprime ce phénomène en disant qu'il y a un appel d'eau. Cet appel d'eau provoque des courants obliques et des tourbillons au voisinage de l'arche de décharge, qui peuvent provoquer des affouillements et des déchaussements. Ces phénomènes sont d'autant plus importants que le débouché de l'arche de décharge est plus grand. Monsieur Résal estime, d'après les accidents survenus ou des observations faites, qu'il est préférable de donner aux arches de décharge un débouché insuffisant plutôt qu'excessif. Dans ce dernier cas, il peut notamment se produire une tendance à dérivation du courant principal vers l'arche de décharge, qui met le lit mineur en danger, ainsi que les culées et piles établies dans ce lit au voisinage. Un débouché insuffisant peut toujours se corriger dans la suite et ne peut avoir de conséquences graves, le débit des arches de décharge devant toujours être relativement petit. Il est préférable de prévoir un débouché central suffisant pour écouler toutes les crues sans remous excessif. Pour arriver au meilleur

résultat il est bon de fixer le lit aux environs du pont, ce qui se fait en choisissant un emplacement favorable et en établissant le long des rives du lit mineur des digues basses avec des épis obliques disposés dans le lit majeur pour empêcher les grandes vitesses et les affouillements. Ces épis seront disposés de manière à guider progressivement les eaux vers les arches de décharge. Les ponts sur les torrents doivent laisser le débouché complet, sans appuis dans le lit du torrent.

Enfin, un autre élément important est celui du passage des glaces et embâcles. Lorsque les glaces sont abondants et les embâcles fort à craindre, il faut prévoir le minimum d'appuis en rivière, afin d'opposer le moindre obstacle au passage des glaces et d'éviter des obstructions pouvant donner naissance à des embâcles. Les poussées qui se développent sous les ponts dans ces conditions peuvent les mettre en danger. Il ne faut pas perdre de vue ce caractère dans les pays froids. En outre, il faut munir les piles de brise-glace vers l'amont.

Il faut que le tirant d'eau soit aussi élevé que possible pour éviter une submersion partielle ou totale du tablier en cas de crue. Pour les ponts sur les grands cours d'eau, il faut 2.50 m. au minimum.

Tableau des revanches minima d'après Séjourné.

Ouverture,	0,60-0,70	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00
Revanche	0,25	0.35	0.60	0.80	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50

pour des ruisseaux. Pour les torrents, il faut la plus grande revanche possible.

Dans la traversée des vallées profondes ou larges par des viaducs, la division en arches ou travées est généralement peu influencée par des conditions générales afférentes à ces vallées, mais dépend de ces circonstances particulières : nature des terrains, voies de communications, cours d'eau, constructions, etc... Le niveau est

imposé par la voie sur le tablier et la hauteur disponible est généralement ad libitum.

§ 7.- Calcul du débouché d'un pont au point de vue hydraulique.

On peut employer les formules du remous lorsqu'on connaît les débits. On peut procéder à des expériences sur des modèles réduits. On peut aussi se baser sur le débouché de ponts existant sur le même cours dans des conditions analogues. Il faut éviter l'erreur contre laquelle Résal met en garde d'adopter sans examen le même débouché que pour un pont existant dont le remous est admissible. Le remous ne dépend pas seulement du débouché du pont, mais aussi de la section du cours d'eau, dont l'influence est d'autant moins sensible que le rétrécissement est plus important. D'autre part, des conditions locales : configuration du lit, des rives, des terrains riverains, etc, font que le même remous ne peut pas être admis dans tous les ponts. Il faut donc être prudent dans les déductions que l'on peut faire des comparaisons, ne s'en servir que comme d'indications générales ou susceptibles d'éclaircir sur certains points : débit, nature des affouillements, etc. On peut être plus sûr évidemment si les conditions des ouvrages comparés sont identiques.

À défaut de renseignements hydrométriques, on cherche à se servir de données hydrographiques et hydrologiques déduites de cartes, de l'étude du terrain et de la région, d'observations sommaires ou d'enquêtes ou encore de données générales. Nous avons fait voir dans le cours d'hydraulique appliquée que l'on peut en effet pour certaines régions envisager des débits spécifiques ou des hauteurs d'écoulement ou des coefficients de ruissellement appliqués à des hauteurs moyennes de pluie qui ne présentent que de faibles variations pour des bassins d'étendue comparable.

On y trouve des chiffres pour divers types de bassins ainsi que pour des bassins de petites étendues diverses. Seulement, les débouchés doivent être établis en vue des crues et la constance des facteurs spécifiques est moindre à ce point de vue. On peut aussi procéder par comparaison avec des ouvrages existants lorsque les bassins sont dans des conditions hydrologiques hydrographiques identiques. On prendra des débouchés proportionnels aux étendues des bassins. Encore faut-il que l'ouvrage qui sert de terme de comparaison soit bien établi. Ces méthodes sont généralement trop précaires pour l'établissement d'un grand pont, mais on est souvent obligé d'y recourir, faute de mieux, pour les ponceaux.

Il faut, pour les ponceaux, écarter les débits des crues tout à fait extraordinaires, qui peuvent résulter de pluies locales d'une intensité exceptionnelle, de trombes d'eau, etc. La destruction d'un pont par une telle crue constitue un accident imprévisible en vue duquel il n'est pas utile de dimensionner le pont. Il faut envisager les crues ordinaires et s'inspirer de la comparaison des ouvrages voisins ayant donné satisfaction.

Enfin il existe des formules empiriques, telles celles de M. Séjourné. Si S est la surface du bassin versant en hectare et $2l$ la largeur d'ouverture

$$\begin{aligned} \text{pour } S < 4 & \quad 2l = 0.60 \text{ m.} \\ S = 4 \text{ à } 400 & \quad 2l = 0.30 + 0,16 \sqrt{S} \\ S = 400 \text{ à } 20000 & \quad 2l = 0,17 \sqrt{S} . \end{aligned}$$

Les coefficients correspondent aux conditions de la région centrale de la France, ils devraient éventuellement subir des modifications dans d'autres régions. La formule de M. Lannusse est plus générale:

$$2l = \alpha \sqrt{S' (3i + i_m)}$$

i est la pente moyenne aux abords de l'ouvrage en m. par kilom.
 i_m est la pente moyenne du cours d'eau entre son origine bien définie et l'ouvrage. Si le lit est ramifié à son origine, on

prend la pente moyenne proportionnelle aux longueurs.
Le coefficient $\alpha = 0,15$ en pays boisé retardant le ruissellement
0,20 en pays argileux, peu perméable, mais cultivé
0,25 en pays argileux, imperméable et nu.

Enfin, faute de mieux, on peut encore admettre 1 m. de débouché linéaire par kilomètre de longueur jusqu'à 5 à 6 km.

§ 8. - Emplacement des ponts. -

Il est influencé par le tracé de la voie portée comme de la voie ou de l'obstacle franchi. A ce point de vue, la question du pont est subordonnée à celle plus générale du tracé d'une voie de communication. Mais inversement, un pont influe toujours à son tour d'une manière sensible par les conditions auxquelles doit satisfaire son emplacement, sur le tracé de la voie.

On évitera les ponts biais ou courbes qui allongent beaucoup l'ouvrage, en augmentant le prix et les difficultés de construction et donnent parfois lieu à des incertitudes au point de vue technique. Ils ont d'autres inconvénients en rivière, que nous examinerons plus loin.

Eventuellement on effectuera des détournements de voie ou de cours d'eau pour réduire ou supprimer le biais.

Ensuite, il faut un terrain de fondation aussi favorable que possible. Pour cette raison aussi, il arrive que l'on détourne une voie, ce qui permet lorsqu'il s'agit d'un cours d'eau de construire le pont à sec en terrain vierge.

Pour le reste, un pont franchissant une route, un chemin de fer, une gorge ou une vallée profonde est surtout tracé d'après l'alignement général de la voie qu'il porte, compte tenu évidemment des circonstances locales.

Pour un pont construit dans un cours d'eau, il y a lieu de tenir compte encore d'une série de points en relation avec le régime du

J. G. Ponts.

cours d'eau. D'une manière générale, la construction d'un pont ne doit pas troubler le régime du cours d'eau. Très souvent on effectue aux abords du pont des ouvrages destinés à améliorer le lit du fleuve. Ces ouvrages sont en principe indépendants du pont mais ils peuvent lui être favorables comme nous l'avons vu. La construction d'un pont constitue donc souvent une occasion de correction locale d'un cours d'eau. Cette correction, notamment la fixation du lit, est souvent très utile sinon indispensable si l'emplacement n'a pas naturellement les qualités requises. Ces corrections peuvent consister notamment en détournements ou dérivations, dont il a été question déjà.

Une question importante est celle des fondations, à cause du danger d'affouillement. Les terrains meubles et divisés sont particulièrement dangereux à cet égard, de nombreux ponts ont été emportés par affouillement des piles. M. Résal cite des affouillements de 11 m. de profondeur au pied des piles du pont de Carascon sur le Rhône après une crue d'une vitesse de 11.00 m. par seconde. Même les terrains cohérents et même rocheux peuvent présenter à la longue, bien qu'exceptionnellement des phénomènes analogues, tels que les "marmites de géants" (voir hydraulique appliquée). On recherchera de préférence les terrains cohérents peu affouillables. L'importance des vitesses et l'orientation des courants joue un rôle marqué. Il faut établir les piles dans les moindres profondeurs et éviter les courants obliques, donc placer les piles // au courant. Ceci est un grand inconvénient pour les ponts biais. Comme palliatif on peut placer des soubassements dans l'axe et les surmonter de piles biais, mais le débouché est nécessairement réduit. Une autre difficulté provient de ce que la direction du courant peut varier avec l'état des eaux. Cet inconvénient se présente surtout aux points d'inflexion du lit mineur, qui ont en outre le désavantage d'avoir un lit peu fixe et un mauvais chenal de navigation.

Il est donc favorable de placer les ponts aux sommets des courbes du lit. Le lit y est fixe, car la rive concave est facile à protéger par la culée et les perrées. Les courants sont de direction constante et il y a de bonnes profondeurs pour la navigation à la culée de rive concave. Les piles peuvent être établies aux faibles profondeurs. La largeur du lit est généralement grande, mais bien calibrée.

Contrairement à ce que l'on pourrait croire, il n'est pas favorable de fonder un pont dans un élargissement local du cours d'eau car à égalité de débouché, le remous est plus considérable. Des circonstances spéciales peuvent bien entendre imposer ce choix. Il peut être avantageux au contraire d'établir les ponts dans les sections rétrécies, les rapides.

Un point assez délicat est l'établissement d'un pont sur plusieurs bras d'une rivière ou au voisinage d'un confluent. Il est notamment difficile dans le premier cas d'assurer en toutes circonstances la répartition naturelle des débits entre les divers bras. Il peut se produire des remous différents, modifiant la répartition des débits. Le bras où le remous est le plus faible prendra plus que son débit normal. Il faut alors proportionner les débouchés en vue d'un certain débit et pallier aux effets néfastes pour d'autres débits par des ouvrages appropriés, digues et épis submersibles pour réduire le débit d'étiage sans modifier celui de crue, digues insubmersibles pour réduire le débit de crue. Il vaut mieux se placer à l'amont ou à la pointe de l'île.

Il est défavorable de construire un pont immédiatement en aval d'un confluent ou d'une île. En cas de crues non concordantes, il peut se produire des renversements de courant, des courants obliques et des tourbillons sous le pont, qui peuvent donner lieu à des affouillements dangereux. Il faut aller assez loin en aval pour être à l'abri de ces influences.

Un pont à l'amont d'un confluent est aussi mal placé,

car en cas de crues non concordantes, il peut y avoir un véritable déversement à grande vitesse sous le pont dans le sens normal du courant ou en sens inverse. Les 2 hypothèses sont également dangereuses, bien entendu surtout s'il y a des piles en rivière. Il faut aussi tenir compte éventuellement du voisinage immédiat d'autres ponts, notamment faire coïncider la direction des arches marinières.

Sur les torrents, on choisira de préférence les gorges étroites de manière que la violence du courant empêche l'obstruction du débouché. Il n'y a qu'une seule arche. Il est très défavorable d'établir un pont sur un cône de déjection, à moins que le torrent ne soit plus très actif et le cône fixé. On établit des digues en guideuse fixant le lit de préférence à des arches de décharge. Mais il vaut mieux, si possible, traverser le cône sous le torrent.

Pour les viaducs et aqueducs, il n'y a rien de particulier à dire, l'emplacement est déterminé par le tracé, mais comme des petites déviations sont aisément possibles, on recherchera le meilleur terrain de fondation.

§ 9. - Aspect des ponts et raccordement aux abords.

Les ponts sont des ouvrages auxquels il convient toujours de donner un aspect convenable en accord avec leur destination et leurs abords. Je n'envisage pas spécialement la décoration des ponts, qui est en somme artificielle et souvent conventionnelle, elle résulte des circonstances le plus souvent indépendantes de la technique et sur lesquelles je ne puis m'étendre, je renvoie notamment au cours d'architecture. Il n'est pas douteux que la ligne du pont est essentielle pour sa beauté, la décoration la plus riche ne parvient pas à embellir un pont mal proportionné et, par contre, un pont bien établi et sobriement exécuté, bien que soigné dans les détails donne souvent l'aspect le plus satisfaisant.

Le site joue évidemment un rôle important sur l'aspect qu'il convient de donner au pont mais j'estime d'une manière générale qu'il convient de rechercher l'impression de légèreté, surtout pour les grands ponts et, bien entendu, sans le moindre sacrifice de sécurité, mais par suppression des organes inutiles, lourds et coûteux. Dans les grands ponts, l'importance prépondérante du poids mort par rapport aux surcharges permet cet allègement. Dans les petits ponts, il faut au contraire chercher la rigidité par des dispositifs appropriés. La légèreté ne doit s'entendre que dans le sens de suppression d'organes superflus, pour autant bien entendu qu'ils ne soient pas remplacés par de plus lourds.

La bonne division en arches ou travées d'après l'ouverture totale et la hauteur disponible ainsi que l'aménagement des abords sont aussi essentiels pour l'aspect d'un pont.

Il résulte de l'expérience française que la bonne proportion pour les viaducs élevés à arches multiples égales est $l = 0,4H$.

Les arches sont égales si la vallée est en évasement uniforme. Si elle présente une gorge centrale abrupte, on la couvre d'une grande arche satisfaisant à la même relation que ci-dessus, et on y accolé de part et d'autre de petites arches qui y satisfont également. Il semble que ce rapport corresponde au cube minimum de maçonnerie. Pour les hauteurs inférieures à 30 m. pour éviter les fondations trop nombreuses, surtout si elles sont difficiles, on prendra à la rigueur $l = 0,5H$.

L'épaisseur des piles aux naissances sera $0,20l$. L'épaisseur du tablier à la clef de voûte sera $h = 0,95 + \alpha(1 + \sqrt{l})$.

$\alpha = 0,15$ pour les ponts routes ; $0,17$ pour les chemins de fer à voie étroite.

$\alpha = 0,19$ pour les ponts rails à voie normale.

Les piles sont verticales jusqu'à 40 cm. sous les naissances, puis ont un front de $\frac{1}{40}$ en moyenne (voir plus loin). Ces indications

permettent de tracer la silhouette d'un viaduc.

En cas de circonstances spéciales, on augmentera l'ouverture; exceptionnellement on la diminue, sauf pour les très grandes hauteurs. Éventuellement on établit une arche unique de grande portée, si la gorge est très profonde par rapport à sa largeur; si le terrain du fond de la vallée est mauvais pour les fondations, si l'ouvrage est plus économique et si on veut lui donner un aspect particulièrement imposant.

Dans les grands viaducs on établit parfois des piles culées. Leur aspect est souvent désavantageux. Si l'on veut éviter les flexions de piles, il semble plus avantageux pour l'aspect de superposer éventuellement plusieurs cours de routes comme dans les aqueducs romains.

Les ponts rails sont généralement horizontaux ou en légère déclivité. Les ponts routes se font de préférence en dos d'âne par raison d'aspect. Les rampes limites sont 0,02 à 0,03, on raccorde par un raccordement parabolique. Si il y a plusieurs arches à cause du dos d'âne les ouvertures décroissent du milieu vers les rives. Au contraire les ponts rails et les ponts canaux au: sont des arches égales.

Dans la traversée d'une large vallée submersible, on établit généralement de grandes arches dans le lit mineur, limitées à deux piles culées près des rives. Dans le lit majeur on établit de petites arches jusqu'aux culées. Le nombre des arches est indéfini s'il est grand, s'il est petit un nombre impair donne le meilleur aspect. Une pile unique en rivière, avec deux arches donne généralement un aspect peu satisfaisant.

L'épaisseur des piles varie généralement entre 0,10 à 0,125 l pour des ponts en route ou arc, éventuellement beaucoup moins pour les ponts à poutres sous poussées. Des piles très grêles, si elles sont hautes, peuvent cependant donner un effet déplaisant. Il faut d'ailleurs assurer la stabilité aux efforts longitudinaux.

Il faut, bien entendu, tenir compte du point de vue économique dans la division du pont en travées. Pour un pont en maçonnerie, le mieux est de procéder par essais en dimensionnant d'après des formules empiriques.

Pour un pont métallique, il faut que le prix des travées soit voisin de celui des piles pour donner la dépense minimum.

En effet, le prix C des culées peut être considéré comme indépendant. Le prix P des piles l'est aussi sensiblement. Le prix des travées est proportionnel sensiblement au carré de la portée. Donc, s'il y a n travées et $(n-1)$ piles, le prix est

$$T = 2C + (n-1)P + nK \left(\frac{L}{n}\right)^2$$

L étant l'ouverture totale.

Le minimum correspond bien à

$$P = K \left(\frac{L}{n}\right)^2.$$

La forme d'escalier, des poutres principales ou des arcs, des garde-corps, contribue évidemment beaucoup à l'aspect, mais un examen d'ensemble serait trop long, les points de vue seront traités en particulier.

Les abords du pont se font souvent en rampe. La disposition des rampes dans l'axe du pont ou latéralement au pont mais d'un seul côté est défavorable. La double rampe latérale est la plus belle disposition, elle permet un évasement de l'entrée du pont, qui se prête très bien à une décoration raisonnable et qui est favorable à la circulation, des sens de circulation peuvent être éventuellement séparés. Les ponts sur les fleuves à la traversée des villes ont généralement des accès suivant leur axe et latéralement des 2 côtés. L'absence de cette disposition, notamment le passage de quais ou rues sous les ponts est souvent d'un très mauvais effet. Ce dispositif devrait être réservé aux seuls ponts de chemins de fer, pont canaux, etc, à cause de leur destination spéciale, mais non aux ponts de voirie. Dans le cas où cette disposition s'impose, il est possible

d'en sauver l'aspect et même d'obtenir une bonne impression en construisant des culées munies d'escaliers décoratifs. (Bruxelles).

Ponts en maçonnerie.

Chapitre II

Étude générale des ponts en maçonnerie

§ 1. - Dispositions générales. -

Les ponts en maçonnerie sont constitués en règle générale par des voûtes en berceau, c'est-à-dire cylindriques, reposant sur des culées et éventuellement des piles intermédiaires. La partie la plus haute des voûtes s'appelle clef ; les parties les plus basses naissances, intermédiairement, à mi-hauteur les reins. La distance horizontale des naissances, généralement établies au même niveau, est l'ouverture et la distance verticale de la clef à la ligne des naissances est la flèche. La surface inférieure de la voûte est l'intrados ou double, la surface supérieure l'estrados. L'ouverture et la flèche se mesurent généralement par rapport à l'intrados. Le rapport de la flèche à l'ouverture mesure le surbaissement. Théoriquement, il faudrait effectuer ces mesures sur la fibre médiane de l'arc de la voûte, on obtiendrait ainsi la portée et la flèche de l'axe, dont le surbaissement est généralement un peu plus faible, numériquement plus grand. Dans sa forme la plus simple envisagée ci-dessus, une voûte forme donc un segment d'anneau cylindrique, que l'on appelle souvent anneau, dont les faces

terminales sont les têtes. Le niveau de la voie est défini par l'épaisseur du revêtement de l'extrados à la clef ; sa distance à l'extrados croît de la clef aux naissances. Dans les petits ouvrages, la différence est rachetée en remblayant les reins de la voûte, éventuellement en partie avec du béton maigre. Entre les terres et les maçonneries, pour éviter l'humidification des maçonneries, on dispose une chape aussi imperméable que possible et on veille à l'écoulement des eaux d'infiltration par des crépines métalliques traversant les maçonneries.

Dans les plans des têtes, pour maintenir les terres, il faut surmonter les voûtes de murs de soutènement que l'on appelle tympan et qui sont terminés par une tablette appelée corniche ou couronnement, qui porte le garde-corps, sauf si les trottoirs sont en encorbellement.

Ce dispositif à tympan plein avec remplissage est très lourd, il convient pour les petits ouvrages, le poids contribue à la stabilité notamment en vue des surcharges mobiles. Pour les grands ouvrages, ce supplément de poids n'est plus utile, mais plutôt nuisible, on élégit alors la voûte.

Les élégissements peuvent être transversaux ou longitudinaux. Les élégissements transversaux peuvent être cachés par un tympan plein, qui n'est d'ailleurs plus qu'une masque et peut être léger. Mais généralement ils sont tous apparents et sont constitués par des arcades en maçonnerie (voûtes) ou béton armé (boudis) portées par des parois transversales. Ces arcades règnent depuis les naissances jusqu'aux reins, où la hauteur le permet et portant le tablier proprement dit. Parfois, notamment si le tablier est en béton armé, les parois sont remplacées par des lignes de colonnes. Quelques ponts importants construits dans les dernières années présentent de grands élégissements transversaux constitués par une voûte franchissant l'espace entre les

H. G. Ponts.

reins de 2 voûtes voisines au dessus de la pile intermédiaire. Ce dispositif est certes efficace mais il n'est pas très rationnel en ce sens qu'il ne paraît pas avantageux de disposer une voûte au dessus d'une pile où l'appui peut être réalisé très facilement. Il est préférable d'élégir la pile en soi et de constituer de part et d'autre de cette pile de grands élégissements allant de la pile aux reins sans appuis intermédiaires, ce qui est très facile avec le tablier en béton armé.

Les élégissements apparents jouent un grand rôle dans l'aspect du pont, ils donnent une impression de légèreté. Mais ils doivent être bien proportionnés et appropriés aux dispositions de l'ensemble. Les arcatures conviennent bien surtout lorsqu'il y a plusieurs arches voisines identiques ou presque; leurs dimensions s'établissent par des considérations analogues à celles des viaducs. L'effet est moins heureux lorsqu'une grande voûte à arcatures est suivie de voûtes moyennes sans arcatures.

Les élégissements longitudinaux sont à tympan plein. Ils consistent à établir un tablier entre les 2 tympans, au moyen de voûtes ou de boudis en béton armé reposant éventuellement sur des parois longitudinales intermédiaires. L'inconvénient des voûtes est d'exercer des poussées vers l'extérieur sur les tympans. Il faut donc leur donner de fortes épaisseurs ou bien munir les voûtes de tirants métalliques vers les naissances, pour compenser l'effet des poussées. Le boudis en béton armé évite ces inconvénients. Le boudis en béton armé sur colonnes est à vrai dire une combinaison des deux systèmes d'élégissement.

On point de vue de la résistance de la voûte, le mode d'appui est essentiel. On distingue les voûtes inarticulées, semi-articulées et articulées et, dans les 2 derniers cas, à 2 ou 3 articulations.

À vrai dire, la différence entre ces trois types n'est qu'une question de degré, car les articulations employées sont plus ou

moins imparfaites, les semi-articulations encore davantage et les voûtes inarticulées ne sont pas à vrai dire encastrées si l'on tient compte de la faible capacité d'extension de la maçonnerie et de la possibilité toujours latente de fissuration.

§ 2. - Formes d'intrados des voûtes.

Les formes d'intrados sont les plus diverses ; elles sont principalement définies par le surbaissement et en second lieu par les charges. A vrai dire, les charges définissent plutôt l'axe médian de la voûte, l'intrados en dérive par la considération des épaisseurs nécessaires pour éviter des contraintes excessives. Le progrès des méthodes de calcul a fait, pour les grandes voûtes, adopter cette dernière manière de procéder dans les dernières années. On parvenait, on déterminait généralement au préalable le tracé de l'intrados, souvent par des considérations d'aspect. Ensuite on déterminait les épaisseurs, souvent empiriquement, et on vérifiait la stabilité du système par des méthodes spéciales. Éventuellement, on corrigeait après coup le tracé d'intrados pour qu'il corresponde mieux aux lignes des pressions, cette opération s'appelle combrer l'intrados. On procède encore de cette manière pour les petites voûtes de faible ouverture et faible surbaissement.

Les tracés les plus habituels anciennement et pour les petites voûtes sont effectués au moyen de courbes circulaires. S'il y a un centre, on a une voûte en arc de cercle. L'ouverture est la flèche d'intrados déterminent le rayon. Le surbaissement est variable. Le plein centre correspond au surbaissement le plus faible $\frac{1}{2}$. Pour les voûtes d'un surbaissement plus grand, on emploie souvent l'arc de panier, courbe circulaire à plusieurs centres, c'est-à-dire formé d'arcs de cercle tangents de rayons différents. L'aspect de ces courbes est souvent peu satisfaisant à cause des

discontinuités de courbures. Elles s'atténuent lorsque le nombre de centres est très grand. Le nombre des centres doit être d'autant plus grand que le surbaissement est plus grand. Pour arriver à un tracé satisfaisant, on est obligé de se servir de tables telles que celles de Michal, établies en vue de rapprocher l'anse de panier le plus possible d'une ellipse. Dans ces conditions, les grands ingénieurs français constructeurs de voûtes sont d'avis qu'il est préférable d'adopter franchement l'ellipse. Nous nous rangeons à cet avis et n'insistons pas sur le tracé des anses de panier que l'on trouve dans tous les manuels et aide-mémoire.

Pour les voûtes surbaissées, on peut employer l'ellipse surbaissée, la parabole, des arcs de développante de cercle, de cycloïde, etc, des ogives circulaires surbaissées, etc. On peut avoir par rapport au plein centre des voûtes surbaissées en ogive, en ellipse et en parabole. Ces courbes sont souvent déformées, cambrées en vue de correspondre à la ligne des pressions. M. Séjourné a fait grand usage de ce moyen pour la construction de ses ponts. Ces questions sont de l'ordre de l'étude de détail, mais ne sont pas essentielles pour les principes, je renvoie aux ouvrages spéciaux.

En règle générale, on emploie pour les petites voûtes des courbes simples : cercle, ellipse, parabole. Pour les grandes voûtes, on détermine l'axe d'après la courbe des pressions et l'intrados d'après les épaisseurs. Ultérieurement, on remplace éventuellement cet intrados par une courbe plus satisfaisante pour l'œil, à la condition qu'elle soit très voisine du tracé théorique et ne modifie pas la répartition des contraintes d'une manière sensible.

§ 3. - Épaisseurs des voûtes. -

Les épaisseurs des voûtes se comptent théoriquement normalement

à l'axe entre l'intrados et l'extrados. Pratiquement on les compte souvent normalement à l'intrados. La différence n'est pas considérable. Le tracé de l'extrados est déterminé par celui de l'intrados et les épaisseurs. Il lui est parallèle si l'épaisseur est constante, ce qui est la règle générale pour les petites voûtes. Pour les grandes voûtes, l'épaisseur est généralement variable. Les grands constructeurs comme M. Séjourné, en ont le plus souvent usé ainsi. Les avis sont partagés au point de vue de l'aspect; en réalité c'est une question d'habitude; le public n'est pas encore habitué à la variation des épaisseurs, qui est une tendance moderne, mais qui est susceptible de donner une impression de légèreté et de mettre en relief l'action de l'arc.

Les épaisseurs des voûtes s'établissent le plus souvent au préalable par des formules empiriques, déduites de l'expérience. Il en existe de nombreuses, nous envisagerons uniquement les formules du type de celles établies par M. Croizette-Deshayes pour l'épaisseur à la clef

$$l_0 = a + b \sqrt{l}$$

l étant l'ouverture en mètres; mais avec les coefficients de M. Séjourné:

$$l_0 = \alpha (1 + \sqrt{l}) \mu$$

Pour les voûtes inarticulées, on a pour les valeurs de α

	Valeurs extrêmes	valeur moyenne
ponts routes	0,12 à 0,18	0,15
ponts rails à voie normale	0,15 à 0,21	0,18
ponts rails à voie étroite	0,14 à 0,20	0,17

Pour les voûtes semi-articulées à trois semi-articulations

ponts routes	0,11 à 0,07	0,09
ponts rails à voie normale	0,15 à 0,10	0,13

Pour les voûtes articulées à trois articulations

Ponts routes, articulation sur plomb	0,12 à 0,08	0,10 } moy. gén. 0,09
» » » roulantes	0,12 à 0,06	
» » » tournantes	0,10 à 0,04	

Ponts rails à voie normale	valeurs extrêmes	valeur moyenne
articulation sur plomb	0,135 à 0,125	0,13
" roulantes	0,17 à 0,07	0,13

Il n'y a pas de valeurs de μ données pour les voûtes à deux articulations qui sont une création récente de M. Freyssinet. Il semble que l'on peut se guider d'après les voûtes semi articulées.

Pour les pleins centres $\mu = 1$ ($\sigma = \frac{1}{2}$)

Pour les arcs surbaissés $\mu = 1,33(1 - \sigma + \sigma^2)$ ($\sigma < \frac{1}{2}$)

Pour les ellipses $\mu = \frac{4}{3 + 2\sigma}$ (")

σ est le surbaissement = $\frac{f}{l}$.

Pour les voûtes inarticulées, l se mesure suivant l'ouverture aux naissances et le surbaissement par rapport à l'intrados.

Pour les voûtes à 3 articulations, on a toujours $\mu = 1,33(1 - \sigma + \sigma^2)$, l est la portée mesurée entre les articulations des naissances et le surbaissement se mesure pour la rotule de clef par rapport à celles des naissances. M. Séjourné a établi un tableau des valeurs de μ pour divers surbaissements d'après les formules ci-dessus.

L'épaisseur aux reins $e_r = \lambda e_0$ pour les voûtes inarticulées.

Pour les voûtes en plein centre, les reins sont au milieu de la montée et $\lambda = 2.00$.

Pour l'ellipse, les reins sont au milieu de la montée et $\lambda = 1 + 2\sigma$.

Pour les arcs d'ouverture angulaire supérieure à 120° , on prend les reins sur les rayons écartés de part et d'autre du rayon vertical de clef de 60° et on prend $\lambda = 2$.

Cette règle est justifiée par le fait que si l'on suppose la voûte simplement comprimée et soumise uniquement à des charges verticales, l'effort normal est $N = \frac{H}{\cos \omega}$. Si $\omega = 60^\circ$ $\cos \omega = \frac{1}{2}$ et $N_{60} = 2H$. Pour avoir même pression unitaire qu'à la clef, il faut donc

$$e_r = 2e_0$$



$$N = \frac{H}{\cos \omega}$$

Lorsque l'ouverture est moindre, ce qui correspond à

$$b < \frac{1}{2\sqrt{B}}$$

les reins sont aux naissances et on a

$$\lambda = 1 + 12b^2.$$

Pour les voûtes articulées, on a toujours $\lambda = 1 + 12b^2$ pour l'épaisseur aux naissances. Pour l'épaisseur à la partie la plus renflée, on a :

$$e'_r = \lambda' e_0.$$

Pour le facteur λ' , on n'a pas de spécifications bien déterminées. D'après les ponts exécutés, on constate une valeur moyenne de 1,40 ; mais il y a cependant une tendance, au point de vue de l'aspect, à réduire.

Pour les grandes voûtes encastrées surbaissées, on applique souvent la formule $e = e_0 \frac{1}{\cos \omega}$ qui donne un renforcement continu de la voûte depuis la clef jusqu'aux naissances. C'est, pour les voûtes encastrées, une forme très favorable.

En règle générale, on établira un schéma d'après les dimensions ci-dessus et on corrigera dans le sens voulu d'après les calculs de vérification.

Les formules ci-dessus sont établies surtout pour les grandes voûtes. Pour les petits ouvrages, nous donnerons plus loin des spécifications plus particulières.

§ II. - Considérations générales sur la résistance des voûtes. -

Les voûtes constituent, au point de vue de leur résistance, des arcs. Nous n'envisagerons ici que des voûtes en berceau, en supposant une répartition uniforme des charges dans le sens transversal, de sorte que le problème de stabilité est plan ; Que l'arc soit maçonné ou articulé, il exerce sur ses appuis, du fait des contraintes dues au poids propre et aux surcharges extérieures,

aux actions thermiques et aux actions internes telles que le retrait etc, des réactions obliques dont la composante horizontale ou poussée est généralement importante et prépondérante dans les arcs surbaissés. La poussée joue un rôle capital dans la stabilité de la voûte et, comme les grandes voûtes sont toujours à tablier supérieur sans tirants, toute la poussée est reportée sur les appuis qui doivent être capables d'y résister sans déplacement important. Un déplacement important des appuis équivaut à une réduction sensible de poussée et peut mettre la voûte en danger. Les arcs à trois rotules sont moins sensibles que les autres aux déplacements des appuis, mais cela n'est vrai cependant que dans d'étroites limites. Des déplacements importants modifient les contraintes internes dans un sens généralement dangereux.

Donc un point essentiel de la stabilité des voûtes est l'immobilité et la rigidité des appuis. On conçoit donc que les appuis prennent dans ces ouvrages une importance exceptionnelle.

Le calcul des arcs se fait d'après les méthodes de l'élasticité, c'est-à-dire en partant d'un état naturel fictif non contraint, correspondant à une certaine fibre moyenne. On peut évidemment faire des réserves au sujet de l'application des théories de l'élasticité, basées sur la loi de Hooke $\sigma = E \epsilon$ aux maçonneries, alors que les expériences ont prouvé que ces maçonneries satisfont à la loi de Brach.

$$\sigma = \frac{\sigma^n}{E},$$

n étant > 1 . D'autre part, E varie selon qu'il s'agit de traction ou de compression. Dans la maçonnerie des voûtes, on n'admet généralement que de la compression; il faut donc considérer les valeurs correspondantes. n est relativement peu variable pour les matériaux pierreux et béton et varie de 1,11 à 1,16

environ. Pour les compressions de service, qui sont toujours une fraction assez faible du taux de rupture, on peut admettre la loi de Hooke

$$\delta = \frac{\sigma}{E}, \quad \text{---}$$

et les méthodes basées sur la théorie de l'élasticité. Les observations et mesures des déformations des ponts justifient cette hypothèse d'une manière satisfaisante.

Il y a une autre objection plus grave aux théories de l'élasticité, c'est qu'elles supposent un état naturel fictif non contraint et que tous les calculs se font par rapport à cet état en négligeant les effets de toutes les déformations, tant élastiques que thermiques et permanentes (retrait) sur les contraintes internes. Dans la résistance des matériaux, on justifie ce point de vue d'une manière générale en admettant que les déformations sont trop faibles pour influencer les tensions internes. Ce point de vue est admissible à la rigueur pour des constructions métalliques qui, vu les hautes résistances tant de traction que de compression, admettent des excentricités assez grandes de l'effort normal, que les déformations ne peuvent modifier que faiblement. Mais, dans les voûtes en maçonnerie, on n'admet généralement pas d'extension; il faut que l'effort normal reste dans le noyau central. Les excentricités sont donc faibles et les déformations totalisées élastiques, thermiques et permanentes (retrait) peuvent être de l'ordre de grandeur des excentricités admissibles. Par exemple, au pont semi-articulé de Morbegno (Italie), on a trouvé un abaissement de la clef de 33 m/m pour un écart de température de 34° observé d'août 1904 à janvier 1905, chiffre qui vérifie les résultats des calculs (37 m/m pour le granit avec $\alpha = 8 \times 10^{-6}$ comme coefficient de dilatation thermique pour le granit).

L'épaisseur moyenne de la voûte est 1.75 m. Au pont semi-articulé de Manderkingen, on a trouvé un abaissement total moyen de la clef de 145 m/m à -3°, y compris les effets thermiques, le décintrement ayant eu lieu à la température moyenne de 10° env.

L'épaisseur moyenne de la voûte est 1.40 m., 1.00 m. à la clef. De tels déplacements sont susceptibles de faire sortir les actions normales du noyau central et de modifier sensiblement les contraintes, même dans les arcs à trois rotules, où la courbe des pressions est cependant obligée de suivre l'abaissement de la clef et où les effets thermiques et les déformations permanentes sont donc moins sensibles.

Les calculs des arcs par la théorie de l'élasticité sont déjà, en négligeant les effets des déformations, d'une complication assez grande. Tenir compte des déformations comme dans certains problèmes de flexion composée, par exemple le flambage, etc, paraît impraticable dans l'état actuel des méthodes. L'application des méthodes de l'élasticité a du moins conduit à reconnaître ces influences, c'est un de ses grands mérites. Elle a ainsi incité des constructeurs ingénieurs à rechercher des moyens d'exécution éliminant les effets des déformations permanentes, les plus importantes. Elle a attiré l'attention sur les effets thermiques et les précautions à prendre en vue de les limiter. Ces points seront exposés plus en détail dans l'étude du décentrement, mais il importe de connaître, avant d'aborder les méthodes de calcul, les réserves que comportent les hypothèses fondamentales.

On constate d'ailleurs par l'application que les erreurs accidentelles dont le tracé graphique de l'axe des voûtes et des funiculaires des charges peuvent donner lieu à de sensibles différences dans les tensions. Il est donc d'une manière générale recommandable d'employer des méthodes numériques pour la détermination de ces éléments et d'effectuer les calculs avec soin.

Ces réserves justifient la condition considérée parfois comme draconienne de proscrire les extensions dans les voûtes non armées.

En fait, ce n'est qu'un élément de sécurité destiné à tenir compte des imperfections signalées. Les effets des déformations thermiques ou permanentes peuvent donner lieu à des extensions

qui se manifestent par des fissures, généralement aux reins (pont de Morbegno précité, à la clef des voûtes d'évidement aux naissances).

La loi de répartition autorisée dans les sections normales des voûtes est la loi du rectangle, du trapèze ou du triangle.

Donc, d'une manière générale

$$\chi = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M}{I/v}$$

Dans l'étude, pour ne pas devoir tenir compte de N et de M, on considère généralement les moments par rapport aux antipôles des fibres extrêmes, qui sont d'ailleurs les extrémités du noyau central.

On a alors

$$\chi = \frac{M_0'}{I/v}$$



Quant aux efforts tranchants, les effets sont généralement négligeables.

L'étude des déformations élastiques est examinée plus loin.

Les charges à envisager sont principalement le poids mort total. Il est prépondérant et c'est d'ailleurs indispensable car les charges mobiles font varier la ligne des pressions. Or l'espace de variation disponible est limité à la région centrale et est donc très faible à moins d'avoir des épaisseurs exagérées de voûtes. L'effet prépondérant des charges fixes a pour effet de fixer la ligne des pressions, que les surcharges mobiles ne peuvent déplacer que faiblement de part et d'autre d'une position moyenne. D'autre part, on sait que l'écart entre la ligne des pressions et l'axe de l'arc détermine les moments fléchissants en sens et grandeur.

Il en résulte par déduction logique que, pour réduire les contraintes maxima et les épaisseurs des voûtes, il faut faire coïncider l'axe avec la ligne des pressions correspondant aux charges fixes. M^r Gay estime que pour assurer la stabilité des très grandes voûtes minces, il est nécessaire de les tracer en forme de funiculaire des charges et il ajoute que cette forme

n'est pas d'un aspect déféctueux, car, étant une forme d'équilibre, elle doit laisser à l'œil une impression d'harmonie. Donc, la forme des grandes voûtes est déterminée par les charges fixes. On vérifie après coup si les contraintes supplémentaires dues aux charges mobiles ne sont pas excessives. On étudie aussi les déformations dues aux charges fixes et mobiles, en vue des épreuves et du décentrement, ainsi que les effets des variations de température.

Parmi les surcharges, il ne faut pas seulement considérer les actions verticales mobiles (charges roulant sur le tablier), mais aussi les efforts longitudinaux (freinage) et les efforts latéraux (vent). Ces derniers efforts sont d'ailleurs généralement peu importants. voir note.

§ 5. - Dispositions relatives du tablier et de la voûte. -

Généralement la voûte se compose d'un seul anneau régnant sur toute la largeur du pont. Cependant, dans les ouvrages nouveaux, les trottoirs sont généralement en encorbellement, au moins en partie et beaucoup d'anciens tabliers ont été élargis par des encorbellements construits après coup.

Nous avons vu que l'obligation de conserver la ligne des pressions dans la région centrale oblige à donner aux voûtes une certaine épaisseur minimum. Par suite des grandes largeurs des anneaux, il en résulte que les fatigues calculées dans les voûtes sont généralement très inférieures aux contraintes maxima admissibles. Monsieur Séjourné a indiqué la voie à suivre pour augmenter, sans sortir des limites de sécurité, l'utilisation des matériaux dans les voûtes : il faut en réduire la largeur. Sauf variation de l'influence relative des charges fixes et des surcharges mobiles, cette réduction de largeur n'influe pas sur les lignes des pressions, donc sur les épaisseurs. Les contraintes sont ainsi en

quelque sorte inversement proportionnelles aux largeurs des anneaux.

Pour arriver à ce résultat, on peut faire un usage important des encorbellements. Certains ponts ont des trottoirs en porte à faux de H.00. On a construit des ponts de chemin de fer à simple voie n'ayant que 2.50 m. de largeur portant des tabliers à encorbellements d'une largeur totale d'environ 5.00 m. On peut concevoir pour un pont à double voie que l'on construise de la sorte deux anneaux indépendants dont les axes se trouvent sous les voies et à tabliers indépendants. Cette disposition est d'ailleurs favorable, ainsi qu'il a été exposé dans le chapitre relatif à l'étude des ponts en général. Les viaducs de la ligne de l'Omblère, dont la mise en service ne remonte guère à plus d'un demi-siècle montrent d'une manière très apparente une division longitudinale axiale de la douelle par une fissure profonde.

Pour les ponts - route, M. Séjourné a le premier construit les ponts à deux anneaux minces portant un tablier en béton armé prenant appui sur les 2 anneaux, directement ou par le moyen d'arcatures.

Cette disposition a été depuis fréquemment employée en France pour les grands ouvrages, ainsi qu'en Amérique. Au pont Adolphe de Luxembourg, (1899 - 1903) le vide entre les anneaux est de 5.92, les anneaux ont 5.33 m. de largeur chacun. L'ouverture est de 72.00. Le pont des Amidonniers à Toulouse (1903 - 1911) a deux anneaux de 3.25 avec un espace intermédiaire de 10,00, la largeur totale du tablier est 29.00. Le pont Wilson à Lyon (1912 - 1916) a deux anneaux de 5.05 avec un espace intermédiaire de 10,80... Ces ponts et tous les autres du même type sont des ponts routes. Certains portent des voies de tramway ou de chemin de fer d'intérêt local. La disposition paraît moins favorable pour les ponts de chemin de fer que la précédente, le vide central étant nécessairement faible et le tablier en

Béton armé couvrant tout le pont entraînant une forte dépense. Il faudrait en tout cas que le tablier en béton armé soit appuyé d'une manière non rigide sur les anneaux, sinon les mêmes inconvénients se présenteraient qu'avec l'anneau unique. D'ailleurs, dans le pont des Amidonniers, le tablier est aussi disposé d'une manière permettant les dilatations et les déformations élastiques, bien qu'il s'agisse d'un pont route.

L'inconvénient des ponts à deux anneaux à grand intervalle est l'importance considérable que prend le tablier en béton armé, à cause de la grande portée et des lourdes charges. Ce tablier est donc très lourd et d'autre part très coûteux, de sorte que l'économie par rapport à un anneau unique devient problématique. La construction à Villeneuve sur le Lot, par M. Freyssinet, d'un pont de 96.25 m. à deux anneaux de 3.00 de largeur seulement, avec un espace de 8.90 m., a montré que l'on peut sans danger construire des anneaux minces, jusqu'à un rapport de la largeur à la portée inférieure à $\frac{1}{32}$. Dans ces conditions, on accroît l'économie en divisant encore davantage les anneaux, de manière à réduire la portée des tabliers en béton armé. Ces tabliers relativement minces peuvent être alors fixés invariablement aux voûtes sans crainte de décrochement, à cause de leur flexibilité. On peut envisager ainsi un dispositif à trois ou quatre anneaux. Ce dernier nombre permet notamment d'exécuter le pont par moitiés successives dans le sens de la largeur et de mettre le premier demi-pont en service indépendamment de l'achèvement de l'autre. C'est le système que j'ai proposé pour le pont de Coronmeuse à Liège. La largeur totale des anneaux est la même que s'il y avait deux anneaux, mais le tablier en béton armé est beaucoup plus simple et léger. Grâce aux trottoirs en béton armé, la répartition des charges sur les divers anneaux est uniforme.

Ce dispositif n'est guère applicable aux ponts de chemin

de fer à cause de la faible largeur afférente à chaque voie.

Mais un autre dispositif très intéressant a été employé récemment par M. Freyssinet au pont Coudelier sur la Sambre entre Erquelimes et Charleroi. Le pont à deux voies est divisé en 2 ponts indépendants, les 2 rameaux ont 3.50 m. de largeur.

Chaque rameau porte 2 tympans pleins minces en béton armé. Ces trois cloisons sont couvertes d'un tablier en béton armé supportant la voie. L'ensemble forme un véritable arc en caisson en béton armé, dont la voûte représente la membrure comprimée mais ne possède pas de stabilité propre. Quasi le pont Coudelier constitue-t-il à vrai dire un pont en béton armé, mais le principe en est applicable d'une manière générale aux voûtes.

L'idée de faire travailler les tympans avec la voûte est des plus fécondes et des plus utiles. Dans les ponts ordinaires, les tympans non armés, qui font corps avec la voûte, constituent dans les ponts de chemin de fer des éléments de très grande rigidité par rapport à la voûte proprement dite. Sous les effets du passage des trains, il en résulte des déchirures longitudinales dans la voûte le long de la face interne du tympan. Ces déchirures sont très apparentes dans les viaducs de la ligne de l'Amblève.

Cette observation justifie complètement le système du pont Coudelier, qui mérite de se répandre. Un autre système analogue consiste en un rameau de voûte portant un tablier en béton armé par le moyen de parois transversales armées, l'ensemble est considéré comme un arc à poutres rigides sous treillis (Vierendeel).

Dans les ouvrages sous haut remblai, qui sont d'ailleurs généralement de faible ouverture, la voûte règne nécessairement sur toute la longueur du passage, elle peut cependant être divisée, notamment pour le retrait.

§ 6. Répartition transversale des charges.

Dans le cas de la voûte à un anneau de grande largeur, on peut généralement admettre une répartition transversale uniforme du poids propre, mais il n'en est pas de même des surcharges, surtout dans les ponts de chemin de fer, à moins que le pont ne supporte un haut remblai assurant une répartition quasi uniforme. Cette observation milite en faveur de la division des ponts de chemin de fer en anneaux séparés par voie, pour chacun desquels la répartition est certaine.

Dans les ponts-routes à tablier unique sur plusieurs anneaux, la répartition se fait aisément d'après la division du tablier. La division de la voûte en anneaux, qui constitue en somme une division du pont en maçonnerie en éléments coordonnés, analogue à celle qui existe dans les ponts métalliques permet donc une meilleure détermination de la manière dont travaillent les voûtes et constitue, en ce sens, un progrès.

§ 7. Voûtes articulées et articulations.

Les voûtes articulées à 3 articulations, imaginées en France, ont été construites surtout en Allemagne. En France, M^{re} Freyssinet a récemment mis en honneur les voûtes à deux articulations. Les ponts à voûtes articulées ne diffèrent pas de ceux à voûtes inarticulées en dehors de la présence des articulations qui sont des éléments qui n'influencent que sur la répartition des efforts internes dans les voûtes et leurs déformations.

Nous étudierons donc les effets des articulations à propos du calcul des voûtes. Les articulations doivent résister à l'effort normal et à l'effort tranchant.

Les types d'articulations sont :

1^o) à lame de plomb

On place dans le joint une lame mince de plomb, régnant sur toute

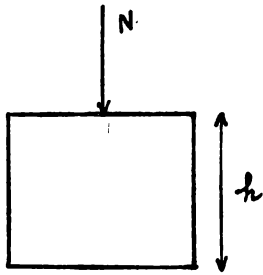
largeurs du joint et couvrant généralement le tiers ou le quart central de l'épaisseur (région centrale). Le contact ne se fait donc que dans la région centrale et la résultante dans le joint est à coup sûr dans la région centrale. On fait usage de la propriété de ductilité du plomb. Celui-ci s'écrase davantage du côté où les pressions sont les plus fortes, ce qui tend à uniformiser la compression.

Néanmoins, l'articulation est imparfaite, l'alignement exact de la résultante est inconnu. On emploie des lames minces, de 5 à 20 mm d'épaisseur. La résistance à l'écrasement augmente lorsque l'épaisseur diminue. Sous de fortes pressions, le plomb s'étale, augmente sa surface de sorte que finalement la pression unitaire s'élève peu et l'écrasement s'arrête. On emploie du plomb trempé ou à 5% d'antimoine, qui augmente la résistance du plomb d'environ 400%. Les pressions par cm^2 atteignent jusqu'à 115 kg, en moyenne 60 kg environ dans l'hypothèse de répartition uniforme. On admet que les pressions locales peuvent être doubles. Le plomb antimoineux permet d'élever les limites à 200 - 250 kg et 400 - 450 kg. L'épaisseur la plus courante est de 20 mm, qui permet d'introduire des outils dans le joint, soit pour le nettoyer, soit pour l'obturer.

Dans l'articulation au plomb, le frottement du plomb sur la maçonnerie résiste seul à l'effort tranchant.

2°) Les articulations roulantes ou à genou consistent en un joint profilé suivant 2 surfaces cylindriques de courbures légèrement différentes, l'une d'elles étant éventuellement plane. Elles sont basées sur le principe que le contact entre 2 corps sur une surface partielle permet des compressions sensiblement supérieures à celles qui correspondent au contact suivant toute la section droite. Cela résulte de ce que la dilatation transversale est empêchée par la matière non comprimée entourant la zone comprimée, et qui forme frette.

Il en résulte aussi qu'il naît des tensions internes \perp à la direction des pressions, dont le maximum serait $0,42 \frac{N}{h}$ d'après



Voir AIB n° 3 1925
Photoélasticité Baes

les expériences de Krüger, h étant la hauteur du bloc // à la pression, N la pression par cm. d'arête de contact.

En contact de 2 cylindres de rayons différents suivant une génératrice, il se produit une déformation qui produit une zone de contact d'autant plus grande que la matière est plus ductile et que

l'effort de compression est plus grand. Cette surface de contact est d'ailleurs irrégulière et discontinue, ainsi que le montrent les expériences. Celles-ci n'ont pas permis d'établir de relation très précise entre la pression et la largeur de contact pour une matière déterminée. On se sert surtout des formules de Hertz établies d'après la théorie de l'élasticité et qui sont les suivantes.

Soient deux cylindres de rayons R_1 et R_2 , de coefficient d'élasticité $E_1, 10^5$ et $E_2, 10^5$, de coefficients de Poisson ν_1 et ν_2 . La largeur de la zone de contact est

$$2e = \frac{H}{100 \sqrt{10\pi}} \sqrt{\left(\frac{1-\nu_1^2}{E_1} + \frac{1-\nu_2^2}{E_2}\right) \frac{N}{\frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_2}}} \quad (R_1 < R_2)$$

La compression maximum est

$$\sigma = \frac{H}{\pi} \frac{N}{2e},$$

N étant la pression normale totale par cm. de longueur de génératrice.

Les formules sont en fonction du kg et du cm.

Si les 2 cylindres sont en une même matière

$$2e = \frac{H \sqrt{2}}{100 \sqrt{10\pi}} \sqrt{\frac{(1-\nu^2)}{E} \frac{N}{\frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_2}}} = \frac{H}{\sqrt{E}} \sqrt{\frac{N}{\frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_2}}}$$

$$\text{et } \sigma = 1,273 \frac{N}{2e} = X \sqrt{E} \sqrt{N \left(\frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_2}\right)}$$

Pour $\nu = 0,25$

$\eta = 0,009772$

$x = 130,244$

0,30
0,009628
132,248

0,333

0,009515

133,809

On voit que l'influence du coefficient de Poisson, assez mal connu, est faible, une légère erreur est sans influence. On adopte généralement les valeurs moyennes.

Pour 1 cylindre roulant sur un plan $R_1 = R$ et $R_2 = \infty$, on a

$$2e = \frac{0,0096}{\sqrt{E}} \sqrt{NR} \quad \text{et} \quad \sigma = 1,273 \left(\frac{N}{2e} \right) = 132 \sqrt{E} \sqrt{\frac{N}{R}}$$

Ces formules sont applicables à tous les appareils à rouleaux, notamment aux plaques de glissement bombées et aux rouleaux de dilatation des ponts.

On peut envisager aussi les formules de Höpcke, qui avec les mêmes notations sont

$$\sigma = 25 \sqrt[3]{\frac{9}{10} \frac{N^2 E}{R} \left(\frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_2} \right)}$$

$$2e = \frac{3N}{2\sigma} = 0,02 \sqrt[3]{\frac{30 N h}{E \left(\frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_2} \right)}} \quad \text{en Kg et cm.}$$

Si une des surfaces est plane

$$\sigma = 25 \sqrt[3]{\frac{9 N^2 E}{10 R h}} \quad 2e = 0,02 \sqrt[3]{\frac{30 N R h}{E}}$$

Si au lieu d'un bloc, on a un rouleau de dilatation sur un plan, $R = h$ et

$$\sigma = 25 \sqrt[3]{\frac{9 N^2 E}{10 R^2}}$$

d'où

$$N h = P = \frac{8}{3} E R \sigma \sqrt{\frac{\sigma}{E 10^5}}$$

ce qui est la formule de Résal des rouleaux de dilatation (le σ sous le radical étant remplacé par la limite d'élasticité).

Ces articulations se font en pierre dure (granit, porphyre), en béton fretté et en métal.

Pour les pierres, E est très variable, notamment avec les pressions. On cite des valeurs variant de 1,43 à 11,02 pour les granits de provenances diverses.

Pour certains porphyres, on cite de 6,6 à 8,8, pour certains calcaires 6,8.

Pour le béton, E varie de 1,8 à 3,1, avec comme valeur moyenne environ 2 ou 2,1. Les allemands emploient souvent 1,4 ou 1,5. Il est recommandable de faire procéder à des essais complets avant toute application. Car les résistances admissibles sont aussi très mal déterminées.

Les expériences montrent que lorsque le rayon R d'un bloc augmente, le produit $2e \times \sigma_{rupt.}$ augmente, mais $\sigma_{rupt.}$ diminue et tend vers la résistance de rupture du matériau en cubes, tandis que pour les faibles valeurs de R , il peut être triple et double. Il résulte que les formules de Hertz donnent les résultats se rapprochant le plus des expériences.

Pratiquement, on a employé du granit, du béton et du béton fretté. Les charges sont très variables, on a atteint jusqu'à 1100 kg. pour N et 538 kg. pour σ . Il semble qu'on puisse admettre en toute sécurité pour σ $\frac{1}{6}$ à $\frac{1}{7}$ de la résistance de rupture en cubes. Pour le béton, N atteint jusque 2700 kg. et σ jusque 200 kg. avec une valeur moyenne de 120. On n'atteint pas de chiffres plus élevés avec le béton fretté, ce qui est paradoxal. La question est en somme mal élucidée et ce genre d'articulation ne semble pas particulièrement recommandable. On interpose souvent dans le joint des bandes minces de plomb ou des feuilles de cuivre pour répartir les pressions. Dans le cas de blocs en béton simple ou fretté, les surfaces de contact sont souvent en mortier riche de ciment 1-2 ou 1-1 (en vol.) 1 parfois sur 10 cm d'épaisseur ou sur une plus grande profondeur dans l'étendue de la région de contact.

Pour les articulations en métal, à cause de l'emploi fréquent dans les constructions, les coefficients des formules de Hertz sont

beaucoup mieux connus. On a pour

la fonte	acier doux	acier coulé	acier spécial forgé
$E = 16$	21	21 à 21.5	21

$\sigma = 5000 \text{ kg/cm}^2$	6500 kg/cm^2	8500 kg/cm^2	9500 kg/cm^2
6000	8000	10.000	12.000

Il y a plusieurs types d'articulations roulantes métalliques. Celles en acier coulé se font parfois d'une venue, les pièces de contact étant supportées par une base chargée, consolidée par des nervures en équerre. Il est préférable d'avoir des pièces d'appui spéciales en acier dur reposant sur des sommiers pleins, en acier coulé ou forgé, ou formé par des tôles consolidées par des fers laminés très rigides.

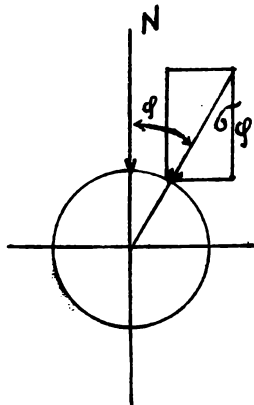
Ces rotules ne sont qu'imparfaites, celles en matériaux pierreux notamment ont de grandes surfaces de contact, de sorte que l'alignement de la résultante n'est guère fixé. Elles ont donné lieu à des accidents lors du décentrement par suite de l'insuffisante résistance au glissement d'une pièce d'articulation sur l'autre. La résistance à l'effort tranchant n'est assurée que par le frottement. Aussi, loin de les graisser, opération qui a favorisé souvent les accidents, on les munit de goujons rapportés ou de rainures et languettes disposées dans l'axe et destinées à résister au cisaillement.

3°). Il est apparent dans ces conditions qu'il faut préférer les articulations tournoyantes, qui sont les plus parfaites. Elles sont identiques à celles des ponts métalliques et se composent d'axes en acier dur portés par deux coussinets, de la forme habituelle des coussinets, en acier coulé à nervures ou bien des sommiers en acier coulé ou forgé formant coussinet, ou bien des coussinets en acier forgé sur sommiers en charpente. Le danger de glissement est écarté. La sollicitation de l'axe est simple et consiste en compressions radiales, que l'on rapporte à la compression superficielle maximum dans l'alignement de la résultante.

On a, par cm. de longueur

$$N = \int \sigma_{\varphi} r \cos \varphi d\varphi$$

En admettant que $\sigma_\varphi = \sigma \cos \varphi$ et que le contact ne s'opère que dans les angles centraux de 45° symétriques par rapport à la direction de N , on a



$$N = 2 \sigma r \int_0^{\frac{\pi}{4}} \cos^2 \varphi d\varphi = 1,285 \sigma r =$$

$$= 2 \int_0^{\frac{\pi}{4}} \frac{1 + \cos 2\varphi}{2} d\varphi = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} (\sin 2\varphi)_0^{\frac{\pi}{4}} = 1,285$$

d'où $\sigma = \frac{0,78 N}{r}$ et $r = \frac{0,78 N}{\sigma}$.

On admet $\sigma = 1000 \text{ kg/cm}^2$ pour l'acier coulé, 1200 kg/cm^2 pour l'acier forgé.

On peut admettre jusqu'à 1500 et 1700 kg pour les aciers spéciaux. Le ϕ minimum est 7 cm. Il est avantageux de graisser les axes, le glissement n'est pas à craindre. La rotule résiste par cisaillement à l'effort tranchant. Le frottement donne lieu à une excentricité de la réaction qui devient tangente à 1 cylindre de rayon r_f .

Pour les charges pas trop fortes, on pourrait parfaitement employer des axes en pierre dure polie ($\sigma = \frac{\sigma_{rupt}}{\sigma}$) ou en béton extra dur fretté. On pourrait les graisser ou éventuellement interposer une mince chemise de plomb ou de cuivre. Si l'on veut éviter des articulations métalliques, la solution des axes en matériaux pierreux paraît préférable à celle des articulations roullantes dans les mêmes matériaux.

H^o) L'articulation Messager, aussi appelée semi-articulation, est à vrai dire du béton armé, mais elle s'emploie aussi dans les routes non armées en béton. Elle consiste à réduire d'une manière très sensible la hauteur du joint et de l'armer de barres en fer rond disposées en X, le point de croisement étant au milieu du joint.

Les armatures sont calculées de manière à supporter seules, sans contraintes excessives, la réaction totale. Si $2n$ est le nombre

de barres, d leur diamètre, σ_a leur contrainte pratique

$$N = 2n \frac{\pi d^2}{4} \sigma_a.$$

On ne tient donc pas compte de la faible obliquité des barres. Il faut aussi que l'adhérence des barres soit suffisante pour éviter le glissement, donc, en appelant l leur demi longueur

$$N = 2n \pi d l \tau$$

d'où

$$l = d \frac{\sigma_a}{4\tau}$$

Pour $\sigma_a = 900$, $\tau = 4,5$ (kg/cm^2) $l = 50 d$.

L'excentricité de la réaction par rapport au croisement des barres dépend de l'angle de flexion, donc de la largeur du joint évidé, on prend généralement 5 fois le ϕ des barres. Monsieur Mesnager envisage comme limite

$$N = 150 \text{ tonnes par m. c.}^2.$$

Les expériences de l'inventeur ont montré qu'avec les taux habituels de contrainte (il envisageait à l'époque 800 kg/cm^2), la longueur libre des barres peut atteindre 10 fois leur diamètre.

Les armatures doivent aussi résister à l'effort tranchant en cas de charge dissymétrique.

5°) La semi articulation ou articulation Freyssinet dérive de la précédente, mais les armatures croisées sur l'axe ou longitudinales passant par le milieu du joint n'ont plus pour but de transmettre la pression, mais seulement de résister à l'effort tranchant. La pression est transmise par le joint rétréci en béton, qui repose sur des sommiers fortement frettés. Ce béton fretté forme à son tour frette pour le joint comprimé, qui travaille à un taux élevé, vis à vis d'après l'inventeur de f_0 à 250 kg/cm^2 dans les applications réalisées et pouvant en principe atteindre la pression de rupture du béton non armé. Dans cet état, le béton soumis à forte compression agit comme un corps plastique ou semi fluide. Le déplacement

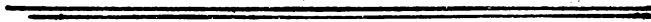


extrême de la courbe des pressions est limité par l'écart entre la résistance de rupture du béton

non armé et la pression moyenne dans la section rétrécie. Si celle-ci est la moitié centrale de la section rétrécie. Si la pression moyenne est la pression de rupture, le déplacement est nul, l'articulation fonctionne comme un verin hydraulique à rotule. La sécurité s'exprime par le rapport de la pression de rupture du béton non armé à celle du béton armé, qui peut être portée à 1000 kg/cm^2 par des frettes en quadrillages superposés de barres fixes normales aux pressions. Il faut en outre des barres // aux pressions, pour éviter le gonflement des jointes du joint d'articulation et des barres de flexion transversale pour assurer l'épanouissement des pressions.

En somme, l'articulation Freyssinet est une articulation roulante en béton sous joint ouvert, ce qui empêche que le fonctionnement de l'articulation soit dérangé par les poussières, etc.

Si une rupture se produit, on a l'articulation roulante à joint ouvert.

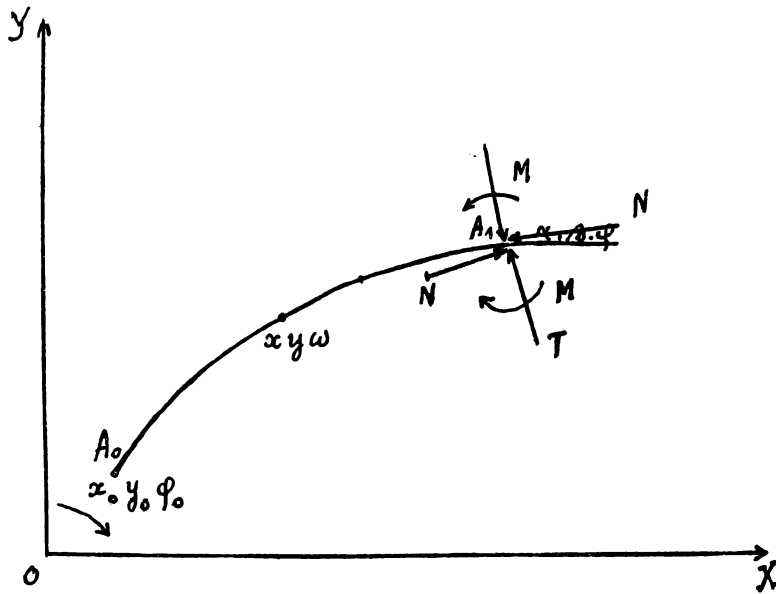


Chapitre III.

Méthodes de calcul des voûtes

§ 1. - Rappel de l'étude de la déformation des arcs par le théorème de Castigliano.

Les conventions de signes adoptées pour les différentes quantités sont définies dans le schéma ci-joint. Les moments positifs sont donc



ceux qui tendent à donner à une pièce droite disposée suivant l'axe des x une courbure positive. Les efforts normaux positifs correspondent aux compressions. La convention de signes des déplacements angulaires correspond au sens direct.

D'une manière générale, nous ne tenons pas compte de la courbure des arcs dans l'étude élastique (arcs à grande courbure).

Considérons un segment d'arc $A_0 A_1$ en équilibre sous l'effet des liaisons. Soient Δx_0 , Δy_0 et $\Delta \phi_0$ les déplacements élastiques et calorifiques du point origine et X_0, Y_0, M_0 les éléments de réduction des actions extérieures d'un côté de cette section. Si nous appliquons en A, une force F ou un couple C fictifs et réels et que nous appelons $\Delta \lambda$ et $\Delta \phi$ les déplacements correspondants, on peut écrire d'après le th. de Castigliano, en observant que x_0, y_0 et ϕ_0

doivent équilibrer \mathcal{F} et \mathcal{C} .

Théorème général de l'élasticité (B. de Fontvirolant)

$$\Sigma [\mathcal{F}\lambda + \mathcal{C}\varphi] = \int \left(\frac{M}{EI} \pi_6 + \frac{N}{E\Omega} \pi_6 + \frac{T}{G\Omega} \zeta \right) ds$$

Le th. de Castigliano peut s'écrire

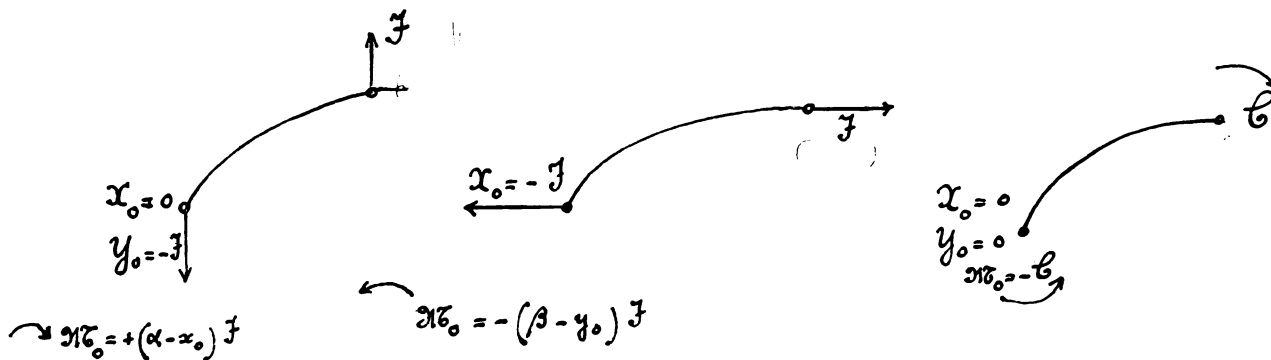
$$\Delta \lambda d\mathcal{F} = d\mathcal{C}$$

La même relation s'applique à toute force ayant subi un accroissement, c'est-à-dire que

$$d\mathcal{C} = \Delta \lambda d\mathcal{F} + \Delta x_0 \frac{dx_0}{d\mathcal{F}} d\mathcal{F} + \Delta y_0 \frac{dy_0}{d\mathcal{F}} d\mathcal{F} + \Delta \varphi_0 \frac{d\pi_6}{d\mathcal{F}} d\mathcal{F}$$

Les liaisons extérieures sont supposées rigides.

N.B. Le th. général de l'élasticité ci-dessus conduit au même résultat final, mais en substituant $\frac{x_0}{\mathcal{F}}$ à $\frac{dx_0}{d\mathcal{F}}$ etc, il donne directement les formules de Bresse (voir R. des M. de B. de Fontvirolant)



$$\Delta \lambda d\mathcal{F} + \Delta x_0 dx_0 + \Delta y_0 dy_0 + \Delta \varphi_0 d\pi_6 = d\mathcal{C}$$

$$\Delta \varphi d\mathcal{C} + \Delta x_0 dx_0 + \Delta y_0 dy_0 + \Delta \varphi_0 d\pi_6 = d\mathcal{C}$$

d'où

$$\Delta \lambda = \frac{d\mathcal{C}}{d\mathcal{F}} - \left(\Delta x_0 \frac{dx_0}{d\mathcal{F}} + \Delta y_0 \frac{dy_0}{d\mathcal{F}} + \Delta \varphi_0 \frac{d\pi_6}{d\mathcal{F}} \right)$$

$$\Delta \varphi = \frac{d\mathcal{C}}{d\mathcal{C}} - \left(\Delta x_0 \frac{dx_0}{d\mathcal{C}} + \Delta y_0 \frac{dy_0}{d\mathcal{C}} + \Delta \varphi_0 \frac{d\pi_6}{d\mathcal{C}} \right)$$

Si la force \mathcal{F} est verticale, on voit que

$$\frac{dx}{d\mathcal{F}} = 0 \quad \frac{dy_0}{d\mathcal{F}} = -1 \quad \frac{d\pi_6}{d\mathcal{F}} = +(\alpha - x_0) \quad (1)$$

Si la force F est horizontale

$$\frac{dx_0}{dF} = -1 \quad \frac{dy_0}{dF} = 0 \quad \frac{d\mathcal{N}_0}{dF} = -(\beta - y_0)$$

Pour le couple \mathcal{C}

$$\frac{dx}{d\mathcal{C}} = 0 \quad \frac{dy_0}{d\mathcal{C}} = 0 \quad \frac{d\mathcal{N}_0}{d\mathcal{C}} = -1$$

Donc, au point A, les déplacements sont

$$\Delta \alpha = \frac{d\mathcal{C}}{dF_x} + \Delta \alpha_0 + (\beta - y_0) \Delta \varphi_0$$

$$\Delta \beta = \frac{d\mathcal{C}}{dF_y} + \Delta y_0 - (\alpha - x_0) \Delta \varphi_0$$

$$\Delta \varphi = \frac{d\mathcal{C}}{d\mathcal{C}} + \Delta \varphi_0$$

Comme $\mathcal{C} = \frac{1}{2} \int \left[\frac{M^2}{EI} + \left(\frac{N^2}{E\Omega} - 2\delta \chi N \right) + \frac{T^2}{G\Omega} \right] ds$ intégrer par rapport à ds
 on voit que :

$$\left. \begin{aligned} \frac{d\mathcal{C}}{dF} &= \int \left[\frac{M}{EI} \frac{d\mathcal{N}}{dF} + \frac{N}{E\Omega} \frac{d\mathcal{N}}{dF} + \frac{T}{G\Omega} \frac{d\mathcal{C}}{dF} - \delta \chi \frac{d\mathcal{N}}{dF} \right] ds \\ \frac{d\mathcal{C}}{d\mathcal{C}} &= \int_0^1 \left[\frac{M}{EI} \frac{d\mathcal{N}}{d\mathcal{C}} + \frac{N}{E\Omega} \frac{d\mathcal{N}}{d\mathcal{C}} + \frac{T}{G\Omega} \frac{d\mathcal{C}}{d\mathcal{C}} - \delta \chi \frac{d\mathcal{N}}{d\mathcal{C}} \right] ds \end{aligned} \right\}$$

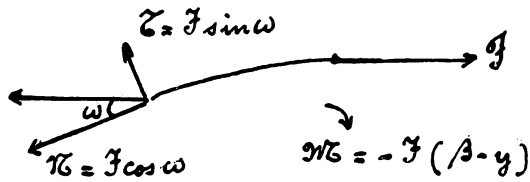
dans l'intervalle $A_0 A_1$, car en dehors de cet intervalle, les dérivées sont nulles. En effet, x_0, y_0 et \mathcal{N}_0 équilibrent exactement F , de telle sorte que en deca de A_0 et au delà de A_1 , les $\mathcal{N}, \mathcal{N}_0$ et \mathcal{C} sont nuls.

Dans ces expressions, $\mathcal{N}, \mathcal{N}_0$ et \mathcal{C} sont les éléments sollicitants dans une section quelconque du tronçon $A_0 A_1$ en équilibre sous l'effet d'une force F ou d'un couple \mathcal{C} fictif; M, N et T les mêmes éléments dans une section quelconque sous l'effet des forces extérieures réelles et compte tenu des liaisons.

δ le coefficient de dilatation thermique et t l'accroissement de température.

a) Déplacement horizontal. Considérons agissant au point A une force fictive horizontale $F=0$. En une section quelconque x, y, ω :

$$\mathcal{N} = -F \cos \omega \quad \mathcal{C} = F \sin \omega \quad \mathcal{N}_0 = -F (\beta - y)$$



donc :

$$\frac{dX}{dF} = -\cos \omega \quad \frac{dZ}{dF} = \sin \omega \quad \frac{dM}{dF} = -(\beta - y)$$

et

$$\Delta \alpha = \Delta \alpha_0 + (\beta - y_0) \Delta \varphi_0 - \int_0^1 \frac{M}{EI} (\beta - y) ds - \int_0^1 \frac{N}{E\Omega} \cos \omega ds + \int_0^1 \frac{T}{G\Omega} \sin \omega ds + \delta t \cos \omega (1_0 - 1_0)$$

(b) Déplacement vertical ~ Considérons au même point une force

verticale fictive $F = 0$. On a

$$X = -F \sin \omega \quad Z = -F \cos \omega \quad M = F(\alpha - x)$$

$$\frac{dX}{dF} = -\sin \omega \quad \frac{dZ}{dF} = -\cos \omega \quad \frac{dM}{dF} = (\alpha - x)$$

donc :

$$\Delta \beta = \Delta y_0 - (\alpha - x_0) \Delta \varphi_0 + \int_0^1 \frac{M}{EI} (\alpha - x) ds - \int_0^1 \frac{N}{E\Omega} \sin \omega ds - \int_0^1 \frac{T}{G\Omega} \cos \omega ds + \delta t \sin \omega (y_0 - 1_0)$$

(c) Déplacement angulaire ~ Enfin considérons un couple fictif $C = 0$.

Il en résulte $X = 0 \quad Z = 0 \quad M = -C$.

$$\frac{dX}{dC} = 0 \quad \frac{dZ}{dC} = 0 \quad \frac{dM}{dC} = -1$$

et

$$\Delta \varphi = \Delta \varphi_0 - \int_0^1 \frac{M}{EI} ds \quad (\text{Formules de Bresse générales})$$

Ces formules sont tout à fait générales. Elles se simplifient du fait que dans les arcs en maçonnerie et béton armé, à section rectangulaires pleines on peut négliger les déformations dues aux efforts tranchants et supprimer les termes en T. En outre, les déformations élastiques dues aux efforts normaux sont toujours faibles vis à vis de ceux dus aux moments fléchissants, et négligeables si les arcs ne sont pas très surbaissés. En ne tenant compte que des moments et en séparant les déplacements thermiques

$$\Delta \alpha = \Delta \alpha_0 + (\beta - y_0) \Delta \varphi_0 - \int_0^1 \frac{M}{EI} (\beta - y) ds$$

$$\Delta \beta = \Delta y_0 - (\alpha - x_0) \Delta \varphi_0 + \int_0^1 \frac{M}{EI} (\alpha - x) ds$$

$$\Delta \varphi = \Delta \varphi_0 - \int_0^1 \frac{M}{EI} ds$$

Les dilatations thermiques ont pour expression :

$$\Delta \alpha = \delta t \cos \omega (s_1 - s_0) + (\beta - \gamma_0) \Delta \varphi_0 t$$

$$\Delta \beta = \delta t \sin \omega (s_1 - s_0) - (\alpha - x_0) \Delta \varphi_0 t,$$

car, d'après les liaisons, l'effet thermique se répercute sur $\Delta \varphi_0$.

L'application de ces formules ne présente pas de difficultés en principe. Pour les intégrations, on transforme les intégrales en fonction de x ou y par les relations

$$ds = \frac{dy}{\sin \omega} = \frac{dx}{\cos \omega}$$

Pour les arcs très surbaissés, ω est faible et on admet $dx = ds$ et on néglige les intégrales en dy ou ayant $\sin \omega$ en facteur.

§ 2. Interprétation graphostatique des formules de déformation (Voir la Statique graphique de M. Lévy)

Sous leur dernière forme la plus simple, ne tenant compte que des moments, on voit que si l'on suppose une pièce droite qui soit la projection horizontale de l'arc et chargée en son origine d'une force verticale $\Delta \varphi_0$ et sur toute sa longueur des charges verticales réparties $\frac{-M}{EI \cos \omega} dx$.

$\Delta \varphi$ est représenté par l'effort tranchant en un point de cette pièce ainsi chargée.

$\Delta \beta - \Delta \gamma_0$ est représenté par le moment fléchissant (en signe contraire).

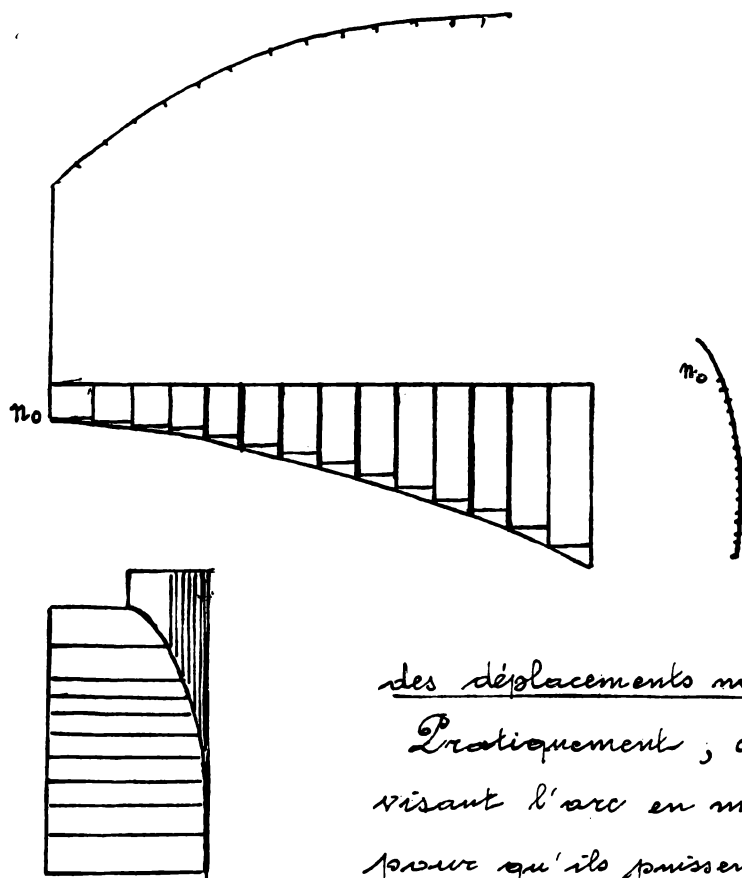
Ces 2 éléments peuvent se déterminer par le polygone des forces et le polygone funiculaire ou par intégration graphique.

On peut opérer de même pour les déformations horizontales on considère la projection verticale de l'arc chargée des $\frac{-M}{EI} \frac{dy}{\sin \omega}$ et de $\Delta \varphi_0$ à l'origine.

L'étude complète des déformations demande donc une double épure.

On peut n'en faire qu'une en considérant les formules

$$\left. \begin{aligned} \Delta \eta &= \Delta \eta_0 - (s_1 - s_0) \Delta \varphi_0 + \int_0^1 \frac{M}{EI} (s_1 - s) ds \\ \Delta \varphi &= \Delta \varphi_0 - \int_0^1 \frac{M}{EI} ds \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{dont la signification} \\ \text{cinématique est évi-} \\ \text{dente en coordonnées} \\ \text{curvilignes } (n, s) \end{array}$$



On développe l'arc suivant une horizontale et considère le développement comme une pièce chargée normalement à l'origine de $\Delta\varphi_0$ et sur toute sa longueur des charges réparties $\frac{-M}{EI} ds$. Le diagramme des efforts tranchants de cette pièce est celui des $\Delta\varphi$, le diagramme des moments est celui des déplacements normaux à l'arc (en signe contraire).

Pratiquement, cette construction se fait en divisant l'arc en une série de segments assez courts pour qu'ils puissent être confondus avec des droites.

Le développement de l'arc revient donc à celui d'un polygone, pratiquement possible avec précision.

Le funiculaire obtenu donne les déplacements normaux totaux, et par différence les déplacements normaux partiels correspondent aux rotations élémentaires des côtés du polygone. En portant successivement ces déplacements normaux partiels orientés, c'est-à-dire \perp aux cordes élémentaires, on obtient la courbe ou le polygone des déplacements normaux qui figure les déplacements vrais des différents points choisis sur l'axe et, par leurs projections, les déplacements verticaux et horizontaux. Une seule épure conduit donc à la détermination complète des déformations. Mais, notamment par suite du développement, la précision est généralement moins grande.

Nous venons de voir que l'on peut déduire les déplacements partiels verticaux et horizontaux des déplacements normaux. Mais les directions étant connues, il suffit de déterminer 1 seule des grandeurs. Généralement, on trace l'élastique des déformations verticales. On peut

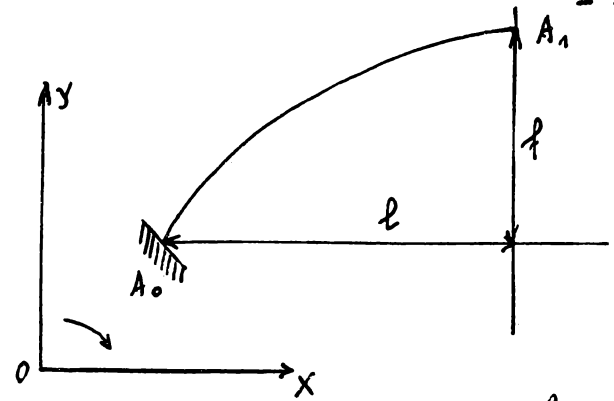
en déduire les déformations horizontales en déduisant les déplacements normaux partiels des déplacements verticaux par projection sur les normales. La projection horizontale du polygone des déplacements normaux donne les déformations horizontales.

Les méthodes graphostatiques sont entachées des erreurs inhérentes à toute méthode graphique. On considère que l'imprécision peut être assez grande dans le calcul des arcs, surtout très surbaissés et en maçonnerie. Pour les études importantes, il faut toujours préférer le calcul numérique des intégrales aux méthodes graphiques et effectuer les calculs avec précision, selon la remarque déjà faite à propos de l'étude générale de la résistance.

Un autre désavantage de la méthode graphostatique est de ne pas tenir compte des effets normaux. M. B. de Fontviolant a démontré que l'on peut, pour en tenir compte, substituer à l'axe central les lignes conjuguées obtenues en portant de part et d'autre de l'axe central, dans toutes les sections, un segment égal au rayon de gyration central r . On substitue alors aux moments centraux les moments M' par rapport aux points conjugués situés sur ces lignes et à I le moment $I' = 2I$. On effectue sur l'ensemble des 2 lignes conjuguées, avec les M' et I' , les mêmes opérations que sur l'axe central avec les M et les I . C'est une propriété qui a quelque analogie avec celle des antipôles pour les tensions.

M. B. de Fontviolant a montré aussi que l'on peut à l'aide de 3 lignes conjuguées, tenir compte aussi des T , ce qui n'est guère usuel.

§ 3. - Arc isostatique encastré. - Ce cas, bien qu'exceptionnel, peut se rencontrer dans la construction en béton armé. Au point de vue théorique, il sert de système isostatique fondamental à certains arcs hyperstatiques étudiés dans la suite. Il n'y a pas de poussée et l'étude statique se fait comme pour une pièce droite encastrée, compte tenu du poids propre.



Au point de vue des déformations, l'étude est très simple du fait qu'en prenant l'origine à l'encastrement

$$\Delta x_0 = 0 \quad \Delta y_0 = 0 \quad \Delta \varphi_0 = 0$$

donc

$$\Delta \alpha = - \int_0^\beta \frac{M}{EI} (\beta - y) ds$$

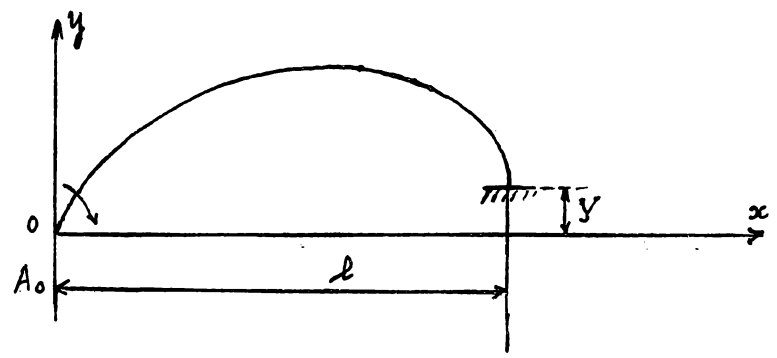
$$\Delta \beta = \int_0^\alpha \frac{M}{EI} (\alpha - x) ds \quad \Delta \varphi = - \int_0^\alpha \frac{M}{EI} ds.$$

Pour l'étude graphostatique, on envisage donc une pièce droite projection horizontale de l'arc et encastree à l'extrémité correspondant à l'extrémité libre de l'arc. Elle est chargée verticalement des $\frac{-M}{EI \cos \omega} dx$.

Les variations de température ne produisent pas de déformations anormales; les dilatations sont celles exprimées par les formules générales:

$$\Delta \alpha = \delta X l \quad \Delta \beta = \delta X f.$$

§ H. - Arc isostatique sur 2 appuis - Ce cas également



est théorique, c'est le système isostatique qui sert de base à l'étude de l'arc hyperstatique à deux rouleaux. L'étude statique est identique à celle de la poutre droite sur 2 appuis,

il n'y a pas de poussée.

L'étude des déformations est simple en prenant pour origine l'appui à rotule. On a donc

$$\Delta x_0 = 0 \quad \Delta y_0 = 0 \quad \Delta \varphi_0 \neq 0 \quad \Delta \beta_0 = 0$$

Mais, à l'extrémité supportée par l'appui à dilatation $\Delta \beta l = 0$.

Donc
$$- l \Delta \varphi_0 + \int_0^l \frac{M}{EI} (l - x) ds = 0.$$

$$\Delta \varphi_0 = \frac{1}{l} \int_0^l \frac{M}{EI} (l-x) ds \quad \checkmark$$

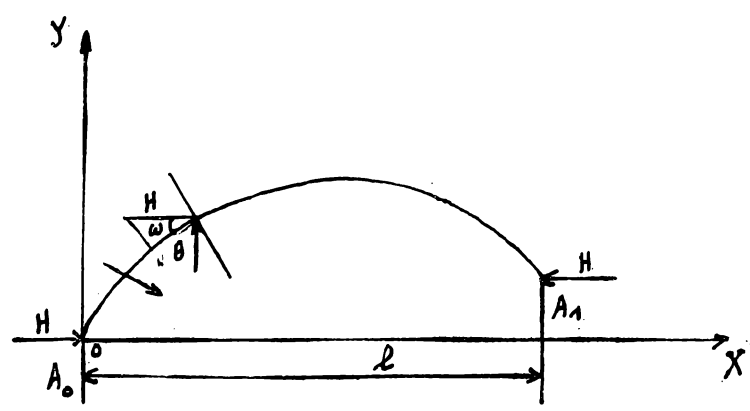
et
$$\Delta \alpha = \frac{\beta}{l} \int_0^l \frac{M}{EI} (l-x) ds - \int_0^\beta \frac{M}{EI} (\beta-y) ds$$

le
$$\Delta \beta = -\frac{\alpha}{l} \int_0^l \frac{M}{EI} (l-x) ds + \int_0^\alpha \frac{M}{EI} (\alpha-x) ds$$

$$\Delta \varphi = \frac{1}{l} \int_0^l \frac{M}{EI} (l-x) ds - \int_0^\alpha \frac{M}{EI} ds$$

$ds = \frac{dx}{\cos \omega}$

On part de une graphostatique, on doit donc considérer la projection horizontale de l'arc comme pièce sur 2 appuis simple chargée



des charges verticales $\frac{M}{EI \cos \omega} dx$.

Pour les déformations thermiques, comme $\Delta \beta l = 0$, on voit que

$$-l \Delta \varphi_0 + \delta x Y = 0$$

d'où $\Delta \varphi_0 = \delta x \frac{Y}{l}$

et :

$$\Delta \alpha = \frac{\beta Y}{l} \delta x + \delta x \alpha = \left(\frac{\beta Y}{l} + \alpha \right) \delta x$$

$$\Delta \beta = \left(\beta - \frac{\alpha Y}{l} \right) \delta x$$

Généralement

$$Y=0 \text{ et } \Delta \alpha = \alpha \delta x \quad \Delta \beta = \beta \delta x$$

§ 5. - Calcul de l'arc hyperstatique à deux rotules.

Ce système est fréquent en béton armé et vient d'être appliqué par M. Freyssinet à de grands arcs non ou, plutôt partiellement armés. Son étude est donc d'intérêt pratique. L'indétermination statique est simple. Elle est levée par application du théorème de Menabrea (encore appelé du travail minimum des forces de liaison surabondantes).

On considère comme liaison surabondante la poussée H à la rotule de droite. L'indétermination est donc levée par $\frac{d\sigma}{dH} = 0$, ce

qui donne une équation analogue aux équations de déformation établies précédemment. On peut opérer par cette méthode et effectuer les calculs, notamment pour l'étude des effets du poids mort, etc..

On voit donc

$$\int_0^l \left[\frac{M}{EI} \frac{dM}{dH} + \frac{N}{E\Omega} \frac{dN}{dH} + \frac{T}{G\Omega'} \frac{dT}{dH} \right] ds = 0$$



Où $M = \mu - Hy$ $N = \theta \sin \omega + H \cos \omega$ $T = \theta \cos \omega - H \sin \omega$

μ et θ désignant le moment fléchissant et l'effort tranchant de la projection horizontale de l'arc considéré comme pièce sur 2 appuis simples. Donc:

$$\frac{dM}{dH} = -y \quad \frac{dN}{dH} = \cos \omega \quad \frac{dT}{dH} = -\sin \omega$$

Donc

$$-\int_0^l \left[\frac{\mu}{EI} y - \frac{\theta \sin \omega \cos \omega}{\Omega} \left(\frac{1}{E} - \frac{k}{G} \right) \right] ds + H \int_0^l \left[\frac{y^2}{EI} + \frac{\cos^2 \omega}{E\Omega} + \frac{\sin^2 \omega}{G\Omega'} \right] ds = 0$$

$$H = \frac{\int_0^l \left[\frac{\mu y}{EI} - \frac{\theta \sin \omega \cos \omega}{\Omega} \left(\frac{1}{E} - \frac{k}{G} \right) \right] ds}{\int_0^l \left[\frac{y^2}{EI} + \frac{\cos^2 \omega}{E\Omega} + \frac{\sin^2 \omega}{G\Omega'} \right] ds}$$

$$\frac{H}{\Omega} < 1$$

En négligeant les N et T on a

$$\Omega' = \frac{5}{6} \Omega$$

$$H = \frac{\int_0^l \frac{\mu y}{I} ds}{\int_0^l \frac{y^2}{I} ds}$$

En négligeant les T et les termes en $\sin \omega$ dans les arcs sans sauts (remarque générale)

$$H = \frac{\int_0^l \frac{\mu y}{I} ds}{\int_0^l \frac{y^2}{I} ds + \int_0^l \frac{\cos^2 \omega}{\Omega} ds}$$

Trace la ligne d'influence spécifique sous l'effet des charges verticales mobiles

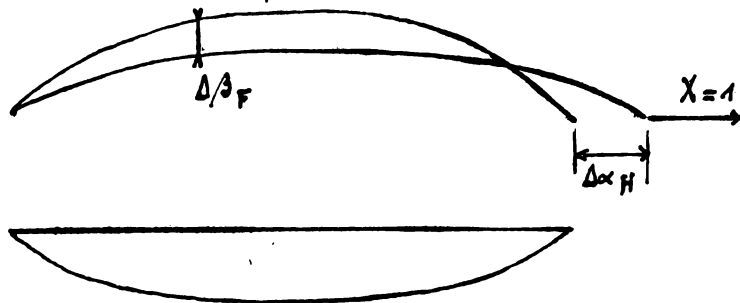
$$\mu_1 = \frac{h-x}{l} \dots - (x-\alpha) \text{ le dernier terme pour } x > \alpha$$

Donc

$$h = \frac{\int_0^x \frac{\alpha y}{I} ds - \frac{\alpha}{l} \int_0^l \frac{\alpha y}{I} ds + \alpha \int_x^l \frac{y}{I} ds}{\int_0^l \frac{y^2}{I} ds + \int_0^l \frac{\cos^2 \omega}{\Omega} ds} \quad (\alpha = \text{abscisse de la charge mobile.})$$

On peut établir la ligne d'influence de la poussée H par l'équation précédente $\frac{d\mathcal{E}}{dH} = 0$ établie en fonction des coordonnées variables d'une charge verticale mobile égale à l'unité. Par le calcul des intégrales, on peut tracer la ligne d'influence point par point.

Mais, en vertu du th. de D'Erasswell, cette ligne d'influence n'est autre chose que l'élastique des déformations verticales de l'arc sous l'effet d'une force horizontale $X = 1$ agissant suivant une rotule.



Les échelles sont déterminées par

$$H = F \frac{\Delta\beta_F}{\Delta\alpha_H} \cdot \gamma$$

Où nous avons vu comment tracer l'élastique des déplacements verticaux.

Elastique = Courbe de $\Delta\beta_F$ = Ligne d'influence de H .

Où nous pouvons en déduire

$\Delta\alpha_H$ graphiquement par le polygone des déplacements normaux.

Les variations de température développent également des poussées.

Considérons le cas commun de l'arc à deux appuis de niveau. La dilatation empêchée est $\delta t l$, il en résulte une poussée $H X = \frac{\delta t l}{\Delta\alpha_H}$.

C'est à fait analogue à l'arc à deux rotules est l'arc à tirant à liaisons isostatiques. L'inconnue statique est la tension H du tirant au lieu de la poussée H et s'obtient de la même manière.

Seulement, dans $\frac{d\mathcal{E}}{dH} = 0$, il faut tenir compte du travail de déformation du tirant. Dans ces conditions, la relation établie plus haut pour définir l'échelle de l'élastique comme ligne d'influence devient

$$H = \frac{F \Delta\beta_F}{\Delta\alpha_H + \frac{l}{E \Omega_t}}$$

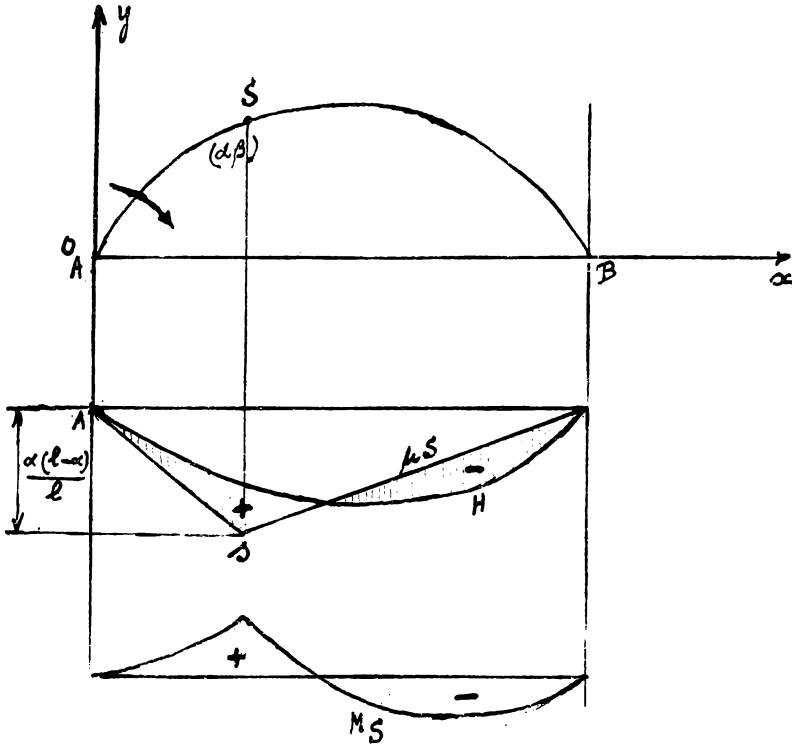
l étant la longueur, Ω_t la section du tirant. $\Delta\alpha_H$ doit être calculé en tenant compte des efforts normaux.

Dans le premier membre de l'équation $\frac{d\mathcal{E}}{dH} = 0$, il suffit en effet d'ajouter le terme

$$\int_0^l \frac{H}{E \Omega_t} \frac{dH}{dH} dx = \frac{H}{E \Omega_t} l.$$

Dans un tel arc, une élévation uniforme de température ne produit pas de tensions. Si l'arc seul s'échauffe, le tirant restant à température fixe, il s'y développe une tension :

$$H_k = \frac{\delta k l}{\Delta \alpha_H + \frac{l}{E \Omega t}}$$



(En somme, selon la règle habituelle, il faut considérer ici H comme une force intérieure et alors le déplacement à envisager est celui des 2 forces H égales et opposées. Si la coupure est en A_0 , on a donc le déplacement de $A_1 = \Delta \alpha_H +$ le déplacement de A_0 , qui est $\frac{l}{E \Omega k}$)

Ces éléments permettent de déterminer complètement la résistance de l'arc. Les réactions verticales d'appui sont les mêmes que celles d'une pièce sur 2 appuis simples.

Appelons μ le moment correspondant à un point de l'arc considéré comme pièce sur 2 appuis simples. On voit que

$$M = \mu - H \beta.$$

Pour l'effort tranchant, on a :

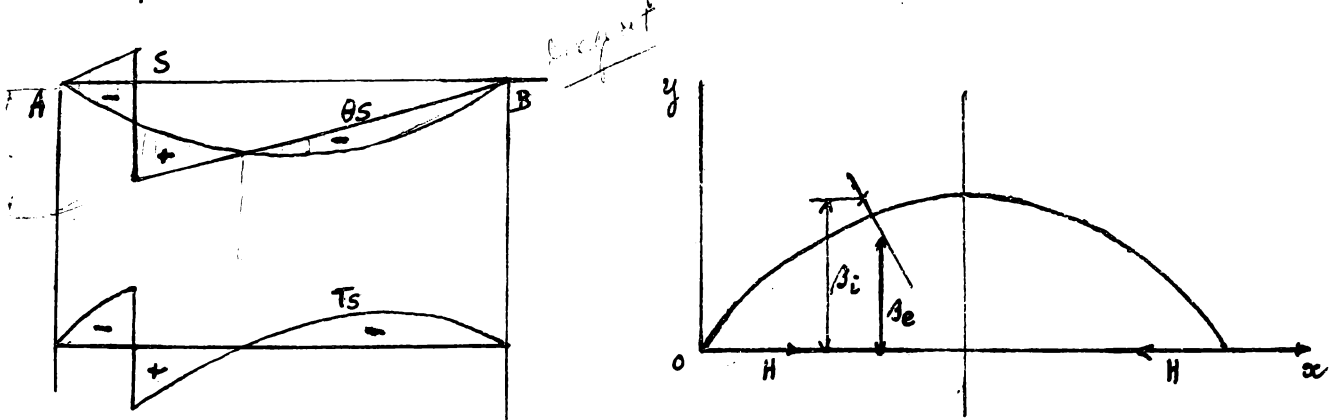
$$T = \theta \cos \omega - H \sin \omega = \sin \omega [\theta \cot \omega - H],$$

θ étant l'effort tranchant au point correspondant de la pièce droite sur 2 appuis simples de même portée. La ligne d'influence de T en une section déterminée s'en déduit facilement, en conservant le multiplicateur $\sin \omega$, constant au point considéré.

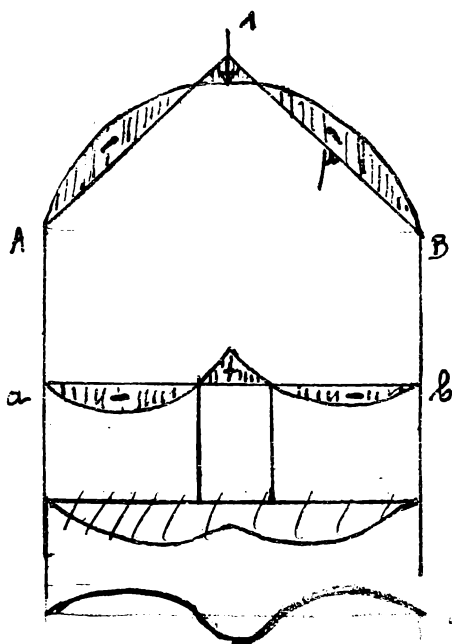
On peut donc tracer la ligne d'influence du moment central ou des moments relatifs aux antipôles des fibres extrêmes en 1 point quelconque, donc les lignes d'influence des tensions d'intrados et d'extrados en 1

section quelconque. Les tensions thermiques dans une section sont : à l'extrados une tension $\frac{Ht\beta_e}{I/r}$, à l'intrados une compression $\frac{Ht\beta_i}{I/r}$. Elles sont maxima à la clef.

Enfin, les déformations s'étudient comme pour l'arc isostatique sur 2 appuis, mais en tenant compte des forces de liaison, déterminées



ainsi qu'il vient d'être indiqué. On considère généralement comme critère de déformation les mouvements verticaux de la clef. D'après le théorème de Maxwell, la ligne d'influence spécifique des mouvements verticaux de la clef est l'élastique des déformations verticales de l'arc hyperstatique sous l'effet d'une charge verticale $\equiv \alpha 1$ placée à la clef. Cette élastique peut être tracée comme il vient d'être dit et élucide généralement toutes les questions pratiques relatives au décaissement, aux épreuves, etc. Graphiquement cette élastique



est définie très simplement, c'est la funiculaire des moments de la projection horizontale de l'arc considérée comme pièce sur 2 appuis chargés des $\frac{-M}{EI}$ ds dont la représentation est particulièrement simple dans ce cas. Il résulte de la forme de l'élastique qu'une force verticale ne peut entraîner de soulèvement de la clef, surtout en tenant compte des N.

Les mouvements de la clef dus aux effets thermiques se déterminent comme suit : A une augmentation

de température t correspond une dilatation totale empêchée égale à $\delta t l$ (dans un arc supposé symétrique). Il en résulte une poussée H définie par $\frac{d\mathcal{E}}{dH} = 0$ ou, sous la forme la plus générale

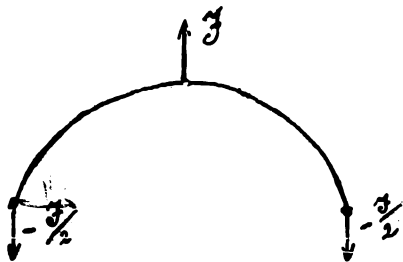
$$\int_0^l \left[\frac{M}{EI} \frac{dM}{dH} + \frac{N}{E\Omega} \frac{dN}{dH} + \frac{T}{G\Omega'} \frac{dT}{dH} \right] ds - \delta t \frac{dN}{dH} \int_0^l ds$$

Où $M = -Hy$ $N = H \cos \omega$ $T = -H \sin \omega$

$$\frac{dM}{dH} = -y \quad \frac{dN}{dH} = \cos \omega \quad \frac{dT}{dH} = -\sin \omega$$

donc $H \left[\int_0^l \left[\frac{y^2}{EI} + \frac{\cos^2 \omega}{E\Omega} + \frac{\sin^2 \omega}{G\Omega'} \right] ds \right] - \delta t l = 0$

$$H = \frac{\delta t l}{\int_0^l \left[\frac{y^2}{EI} + \frac{\cos^2 \omega}{E\Omega} + \frac{\sin^2 \omega}{G\Omega'} \right] ds} = \frac{\delta t l}{\Delta_{dH}}$$



Considérons ensuite une force fictive verticale à la clef $\mathcal{F} = 0$.

Les réactions d'appui sont $\frac{\mathcal{F}}{2}$

et $\mathcal{M} = -\frac{\mathcal{F}}{2} x$ $\mathcal{N} = -\frac{\mathcal{F}}{2} \sin \omega$ $\mathcal{T} = -\frac{\mathcal{F}}{2} \cos \omega$ pour le $\frac{1}{2}$

arc de gauche.

$$\frac{d\mathcal{M}}{d\mathcal{F}} = -\frac{x}{2} \quad \frac{d\mathcal{N}}{d\mathcal{F}} = -\frac{\sin \omega}{2} \quad \frac{d\mathcal{T}}{d\mathcal{F}} = -\frac{\cos \omega}{2}$$

Comme il y a symétrie

$$\Delta_{\mathcal{F}} = 2 \int_0^{\frac{l}{2}} \left[\frac{M}{EI} \frac{d\mathcal{M}}{d\mathcal{F}} + \frac{N}{E\Omega} \frac{d\mathcal{N}}{d\mathcal{F}} + \frac{T}{G\Omega'} \frac{d\mathcal{T}}{d\mathcal{F}} \right] ds - 2 \delta t \frac{d\mathcal{N}}{d\mathcal{F}} \int_0^{\frac{l}{2}} ds$$

$$\Delta_{\mathcal{F}} = H \int_0^{\frac{l}{2}} \left[\frac{xy}{EI} - \frac{\sin \omega \cos \omega}{\Omega} \left(\frac{1}{E} - \frac{k}{G} \right) \right] ds + \delta t \mathcal{F}$$

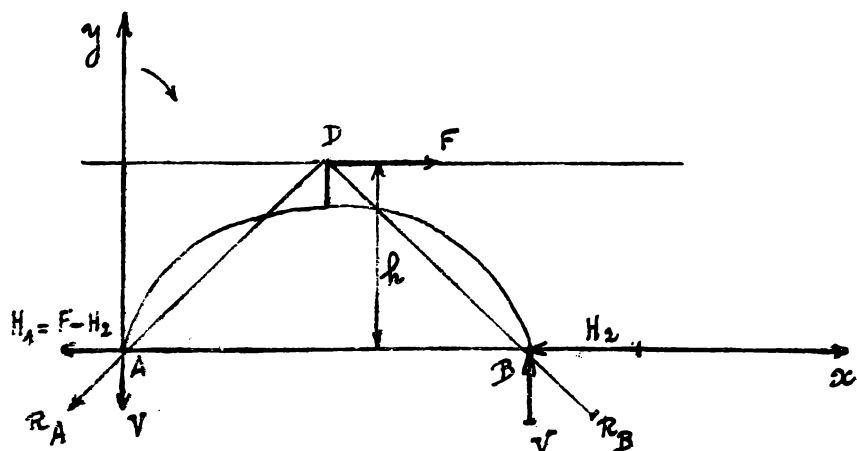
$$\Delta_{\mathcal{F}} = \delta t \mathcal{F} + \frac{\delta t l}{2} \frac{\int_0^{\frac{l}{2}} \left[\frac{xy}{EI} - \frac{\sin \omega \cos \omega}{\Omega} \left(\frac{1}{E} - \frac{k}{G} \right) \right] ds}{\int_0^{\frac{l}{2}} \left[\frac{y^2}{EI} + \frac{\cos^2 \omega}{E\Omega} + \frac{\sin^2 \omega}{G\Omega'} \right] ds}$$

En négligeant les T et les N , on obtient

$$\Delta f_k = \delta T \left[f + \frac{l}{2} \frac{\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{xy}{I} ds}{\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{y^2}{I} ds} \right] = \delta T f \left[1 + \frac{l}{2f} \frac{\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{xy}{I} ds}{\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{y^2}{I} ds} \right]$$

On voit que le soulèvement de la clef sous l'effet d'une augmentation de température est d'autant plus grand que le surbaissment est plus grand.

Un déplacement horizontal des appuis joue le même rôle qu'un abaissement de température (s'il y a écartement), il en est de même d'un retrait interne éventuel.



Il reste à examiner l'effet d'une action horizontale, par exemple de freinage, que l'on considère généralement comme agissant au niveau de la clef ou même au dessus. Les trois

équations résolvant le système sont

$$V = \frac{Fh}{l} \quad H_1 + H_2 = F \quad \frac{dG}{dH_2} = 0$$

avec

$$\left. \begin{aligned} M &= -\frac{Fh}{l} x + (F-H_2)y + F(h-y) \\ N &= -\frac{Fh}{l} \sin \omega - (F-H_2) \cos \omega + F \cos \omega \\ T &= -\frac{Fh}{l} \cos \omega + (F-H_2) \sin \omega - F \sin \omega \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{les derniers termes} \\ \text{s'ajoutent à} \\ \text{droite de la clef.} \end{array}$$

donc

$$\frac{dM}{dH_2} = -y \quad \frac{dN}{dH_2} = \cos \omega \quad \frac{dT}{dH_2} = -\sin \omega$$

Donc

$$\int_0^{\frac{l}{2}} \left[\frac{-M}{EI} y + \frac{N}{E\Omega} \cos \omega - \frac{T}{G\Omega} \sin \omega \right] ds = 0$$

Après développement on obtient

$$H_2 = \frac{F}{2} + \frac{Fh}{l} \frac{\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{y}{EI} ds - \frac{1}{l} \int_0^{\frac{l}{2}} \left[\frac{xy}{EI} - \frac{\sin \omega \cos \omega}{\Omega} \left(\frac{1}{E} - \frac{h}{G} \right) \right] ds}{\int_0^{\frac{l}{2}} \left[\frac{y^2}{EI} + \frac{\cos^2 \omega}{E\Omega} + \frac{\sin^2 \omega}{G\Omega} \right] ds}$$

En négligeant T et N

$$H_2 = - Fh \frac{\frac{1}{l} \int_0^l \frac{xy}{I} ds - \int_{\frac{l}{2}}^l \frac{y}{I} ds}{\int_0^l \frac{y^2}{I} ds} + \frac{F}{2} = \frac{F}{2}$$

Car $\frac{1}{l} \int_0^l \frac{xy}{I} ds - \int_{\frac{l}{2}}^l \frac{y}{I} ds = \frac{1}{l} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{xy}{I} ds - \frac{1}{l} \int_{\frac{l}{2}}^l \frac{(l-x)}{I} y ds = 0$

signe inversé

par raison de symétrie.

On peut envisager, comme le point d'action des forces de freinage est mal défini, qu'elles agissent suivant l'alignement défini de F et considérer le point d'action comme mobile. On peut déterminer les lignes d'influence. Mais observons que R_A et R_B se coupent toujours sur l'horizontale de F. Il en résulte que la position la plus dangereuse correspond à une force de freinage qui agirait au droit d'un appui, par le moyen d'un pilier rigide par exemple.

Enfin, pour l'étude des appuis, on détermine soit la ligne d'influence de $tg \alpha = \frac{V}{H}$, soit la ligne des intersections des réactions d'appui, qui donne le même résultat. Cette ligne se déduit des lignes d'influence de V et de H. Elle jouit des propriétés suivantes, qui peuvent être utiles pour le tracé des lignes d'influence.

1°) L'ordonnée d'influence du moment par rapport à un point quelconque est nulle sur la verticale du point de rencontre de la ligne des intersections avec la droite joignant le point à la rotule la plus voisine.

2°) L'ordonnée d'influence de l'effort tranchant en une section est nulle sur la verticale du point de rencontre de la ligne d'intersection avec la parallèle menée par l'une des rotules à la tangente à la fibre moyenne de l'arc au centre de la section considérée.

Ces propriétés sont évidentes.

De nombreux auteurs ont étudié des cas spéciaux, pour une forme d'axe déterminée (parabole ou arc de cercle), et des sections déterminées, par exemple $I = \frac{l^3}{12} = Cte$ (épaisseur constante)

ou $T \cos \omega = C l_s$ etc....

On peut alors établir des formules explicites et des tableaux des diverses intégrales. (Voir Bresse, Résal, Ligotaud, etc....).

Le professeur Timochenko a particulièrement développé cette étude, en tenant compte des moments, des efforts normaux et tranchants et des effets de la courbure. Il a montré que pour les arcs à sections rectangulaires, les effets de la courbure et des efforts tranchants sont toujours négligeables.

Ceux de N le sont également pour les ordonnées d'influence de H pour des surbaissements jusqu'au $\frac{1}{12}$. Ils le sont moins pour les effets thermiques; ils deviennent alors sensibles pour des surbaissements $< \frac{1}{8}$ surtout pour des sections de grande hauteur relative ($\frac{e}{l} > \frac{1}{20}$). Ils sont presque négligeables pour les hauteurs usuelles ($\frac{e}{l} < \frac{1}{20}$).

Lors des études rapides d'avant-projet, il est utile de se référer aux formules de M. Timochenko pour les arcs paraboliques assez surbaissés (ou bien aux formules et tableaux de Bresse pour les arcs circulaires de section constante). Elles sont établies dans les hypothèses $I \cos \omega = I_c = C l_s$; en outre vu le grand surbaissement, on confond N avec H (ce qui revient encore à considérer $\Omega \cos \omega = \Omega_c = C l_s$) et on ne tient pas compte des effets de T.

Dans ces conditions, l'ordonnée de la ligne d'influence de H en un point (α, β) est

$$h = \frac{5}{8f} \left(\alpha - 2 \frac{\alpha^3}{l^2} + \frac{\alpha^4}{l^3} \right) \frac{1}{1+k} \quad (1)$$

k est un coefficient approximativement égal à $\frac{15}{8} \frac{I_c}{\Omega_c f^2}$ pour les arcs surbaissés = $\frac{1,25 e^2}{8 f^2}$ lorsqu'on tient compte du terme correctif dû aux efforts normaux. Pour $\frac{f}{l} \approx \frac{1}{7}$ à $\frac{1}{9}$, $\frac{1}{1+k} = 0,98$ environ.

M. Müller - Breslau assimile la courbe de h à une parabole de hauteur $\frac{3}{16} \frac{l}{f} \frac{1}{1+k}$ d'où

$$h = \frac{3}{16} \frac{\alpha (l - \alpha)}{f l} \frac{1}{1+k}$$

L'aire de cette parabole est :

ls. Louts.

$$\frac{2}{3} \times \frac{3}{16} \frac{l}{f} \frac{1}{1+k} \times l = \frac{1}{8} \frac{l^2}{f} \frac{1}{1+k}$$

Donc la poussée due à une charge uniforme p couvrant toute la corde de l'arc est

$$H_p = \frac{pl^2}{8f} \frac{1}{1+k}$$

(Pour un arc à trois rotules, c'est $H_p = \frac{pl^2}{8f}$).

L'ordonnée correspondante de la ligne des intersections est

$$y = \alpha \frac{V}{H} = \frac{\alpha(l-\alpha)}{l \frac{3}{4} \frac{\alpha(l-\alpha)}{fl} \frac{1}{1+k}} = \frac{4}{3} f(1+k) = \text{cte.}$$

Donc la ligne des intersections est une horizontale, qui permet de déterminer très aisément les lignes d'influence.

La poussée résultant d'un accroissement de température est

$$H_k = \frac{15}{8} \delta t \frac{EI_c}{f^2} \frac{1}{1+k}$$

L'équation de l'élastique des déformations verticales sous l'effet d'une charge verticale $F = l$ à la clef peut s'écrire, d'après Timochenko, pour les arcs surbaissés $\Delta \beta_1 = \frac{1}{48EI_c} (3l^2 - A\alpha^2) + \frac{5}{48} \frac{fl^2}{EI_c}$

$$\Delta \beta_1 = \frac{1}{48EI_c} \left[l^3 - 6l \left(\frac{l}{2} - \alpha \right)^2 + 4 \left(\frac{l}{2} - \alpha \right)^3 \right] + \frac{5}{48} \frac{fl^2}{EI_c} h$$

h étant l'ordonnée d'influence correspondante d'après la formule 1. (pour l'abscisse variable α).

Il en résulte que le soulèvement vertical de la clef dû à une élévation de température égale à t est

$$\Delta f_k = \delta t f \left[1 + \frac{l}{2f} \frac{75}{192} \frac{l}{f} \frac{1}{1+k} \right]$$

ou encore
$$\Delta f_k = \delta t f \left[1 + \frac{l}{2f} \frac{3}{8} \frac{l}{f} \frac{1}{1+k} \right] \text{ (pour les arcs surbaissés)}$$

On remarque d'après cela que les déformations thermiques d'un arc à deux rotules sont moindres que celles d'un arc à trois rotules, avec une différence à la clef de $\frac{3}{16}$ à $\frac{4}{16} \frac{l^2}{f}$ soit envi-
ron $\frac{1}{16} \frac{l^2}{f}$.

Pour l'axe avec tirant joignant les naissances, on a les mêmes formules, mais le devient égal à $\frac{15}{8\beta^2} \left[\frac{I_c}{\Omega_c} + \frac{I_c}{\Omega_x} \right]$.

Il résulte des tableaux de M^{rs} Timochenko, Ligeaud etc., que pour des arcs en maçonnerie profilés suivant le funiculaire des poids morts, H dépend peu des dimensions internes de l'arc, mais surtout de f et de l et notamment de $\frac{f}{l}$. Il en est de même de la poussée et des mouvements thermiques. Mais les tensions thermiques croissent rapidement avec l'épaisseur de l'arc.

En effet, à la clef où elles sont maxima, on a

$$\sigma_c = H_k \left(\frac{1}{l_c} \pm \frac{6f}{l_c^2} \right) = \frac{15}{8} \beta k E \frac{e_c^3}{12f^3} \frac{1}{1+k} \left(\frac{1}{l_c} \pm \frac{6f}{l_c^2} \right) \quad e_c$$

$$\sigma_c = \frac{5}{32} \frac{8kE}{1+k} \left(\frac{e_c}{f} \right)^2 \left(1 \pm 6 \frac{f}{l_c} \right)$$

donc σ augmente en même temps que $\frac{e_c}{f}$.

Les arcs minces en béton armé sont donc dans de meilleures conditions que les arcs épais non armés pour résister aux effets thermiques, tant par suite de leur flexibilité que par suite de leur armature permettant des tractions. Enfin, les arcs en maçonnerie de brique sont moins sensibles que ceux en béton, parce que $E\delta$ est plus petit (5 à 10 fois moindre).

§ 6. - Arcs doublement encastres. - C'est le système le plus courant des voûtes, bien que, selon l'observation de M. Sijouané, la maçonnerie ne résistant pas en principe à l'extension, les voûtes soient plutôt des arcs maîculés qu'encastres. L'encastrement parfait ne peut guère se concevoir qu'avec du béton armé, mais pratiquement, on est cependant réduit à l'hypothèse de l'encastrement parfait. Le système est triplement hyperstatique. Voici comment il est résolu d'une manière générale, d'après M^{rs} B. de Fontvilaine.

Supprimons l'encastrement A de gauche et substituons y les réactions verticale V_A , horizontale H et le moment d'encastrement M_A .

En vertu des th. de M. Castiglione, on a :

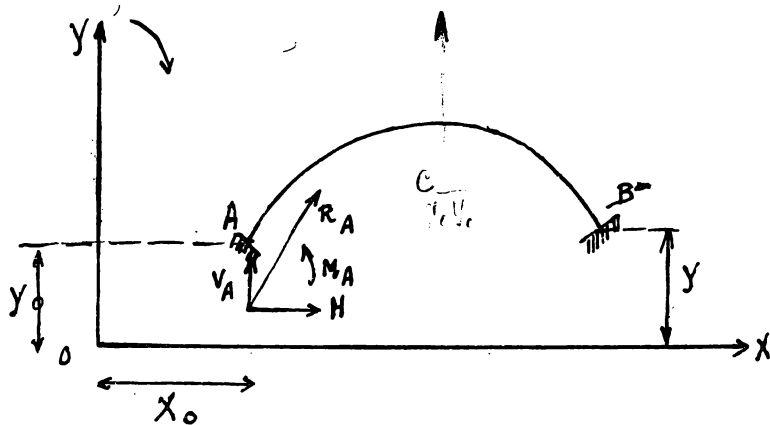
$$\frac{d\mathcal{E}}{dV_A} = 0 \quad \frac{d\mathcal{E}}{dH} = 0 \quad \frac{d\mathcal{E}}{dM_a} = 0$$

avec
$$\mathcal{E} = \frac{1}{2} \int_0^l \left[\frac{M^2}{EI} + \frac{N^2}{E\Omega} - 2\delta k N + \frac{T^2}{G\Omega'} \right] ds$$

Donc
$$\int_0^l \left[\frac{M}{EI} \frac{dM}{dV_A} + \left(\frac{N}{E\Omega} - \delta k \right) \frac{dN}{dV_A} + \frac{T}{G\Omega'} \frac{dT}{dV_A} \right] ds = 0 \quad (1)$$

$$\int_0^l \left[\frac{M}{EI} \frac{dM}{dH} + \left(\frac{N}{E\Omega} - \delta k \right) \frac{dN}{dH} + \frac{T}{G\Omega'} \frac{dT}{dH} \right] ds = 0 \quad (2)$$

$$\int_0^l \left[\frac{M}{EI} \frac{dM}{dM_a} + \left(\frac{N}{E\Omega} - \delta k \right) \frac{dN}{dM_a} + \frac{T}{G\Omega'} \frac{dT}{dM_a} \right] ds = 0 \quad (3)$$



On a $N = V + V_A \sin \omega + H \cos \omega$
 $T = \theta + V_A \cos \omega - H \sin \omega$
 $M = \mu + V_A (x - X_0) - H (y - Y_0) + M_a$
 V_A, θ et μ étant les effets aux maux, les efforts tranchants et les moments fléchissants correspondant à l'arc iso :

statique encastré à droite.

On a donc
$$\frac{dN}{dV_A} = \sin \omega \quad \frac{dN}{dH} = \cos \omega \quad \frac{dN}{dM_a} = 0$$

$$\frac{dT}{dV_A} = \cos \omega \quad \frac{dT}{dH} = -\sin \omega \quad \frac{dT}{dM_a} = 0$$

$$\frac{dM}{dV_A} = x - X_0 \quad \frac{dM}{dH} = -(y - Y_0) \quad \frac{dM}{dM_a} = 1$$

En substituant, il vient

$$-V_a \int_0^l \left[\frac{(x - X_0)(y - Y_0)}{EI} - \frac{\sin \omega \cos \omega}{\Omega} \left(\frac{1}{E} - \frac{1}{G} \right) \right] ds + H \int_0^l \left[\frac{(y - Y_0)^2}{EI} + \frac{\cos^2 \omega}{E\Omega} + \frac{\sin^2 \omega}{G\Omega'} \right] ds - M_a \int_0^l \frac{y - Y_0}{EI} ds \quad (2')$$

$$= \delta k l + \int_0^l \left[\frac{\mu (y - Y_0)}{EI} - \frac{V \cos \omega}{E\Omega} + \frac{\theta \sin \omega}{G\Omega'} \right] ds$$

$$V_a \int_0^l \left[\frac{(x-X_0)^2}{EI} + \frac{\sin^2 \omega}{E\Omega} + \frac{\cos^2 \omega}{E\Omega} \right] ds - H \int_0^l \left[\frac{(x-X_0)(y-Y_0)}{EI} - \frac{\sin \omega \cos \omega}{E\Omega} \left(\frac{1}{\cos \omega} - \frac{1}{\sin \omega} \right) \right] ds + M_a \int_0^l \frac{x-X_0}{EI} ds \quad (1')$$

$$= \delta t (y-Y_0) - \int_0^l \left[\frac{\mu(x-X_0)}{EI} + \frac{\nu}{E\Omega} \sin \omega + \frac{\theta}{E\Omega'} \cos \omega \right] ds$$

$$V_a \int_0^l \frac{x-X_0}{EI} ds - H \int_0^l \frac{y-Y_0}{EI} ds + M_a \int_0^l \frac{ds}{EI} = - \int_0^l \frac{\mu}{EI} ds \quad (3')$$

Ces trois équations permettent de déterminer V_A , H et M_a et le problème est alors statiquement déterminé. Ces équations se présentent sous une forme complexe. On les simplifie en négligeant les T et les N dans les arcs peu surbaissés, ou les T et les $\sin \omega$ dans les arcs surbaissés. En outre, il y a intérêt à prendre comme origine des axes (qui restent parallèles à eux-mêmes) le centre élastique de l'arc, dont la position est telle que

$$\int_0^l \frac{x}{I} ds = 0 \qquad \int_0^l \frac{y}{I} ds = 0$$

$\int_0^l \frac{x}{I} ds = X_0 \int_0^l \frac{1}{I} ds$
 $\int_0^l \frac{y}{I} ds = Y_0 \int_0^l \frac{1}{I} ds$

C'est le centre de gravité de l'arc matérialisé suivant l'axe dont chaque élément aurait la masse $\frac{ds}{I}$. Si nous prenons de tels axes, nous devons dans les équations ci-dessus mettre en évidence les termes en X_0 et Y_0 . En tenant compte de ce que :

$$\int_0^l \frac{x}{I} ds = 0 \qquad \text{et} \qquad \int_0^l \frac{y}{I} ds = 0$$

et, en outre, si l'axe est symétrique

$$\int_0^l \frac{xy}{I} ds = 0.$$

on obtient les relations

$$H \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \left(\frac{y^2}{EI} + \frac{\cos^2 \omega}{E\Omega} \right) ds = \delta t l + \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \left(\frac{\mu y}{EI} - \frac{\nu \cos \omega}{E\Omega} \right) ds$$

$$\rightarrow V_a \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{x^2}{EI} ds = - \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{\mu x}{EI} ds$$

$$\rightarrow M_a \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{ds}{EI} = - \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{\mu}{EI} ds$$

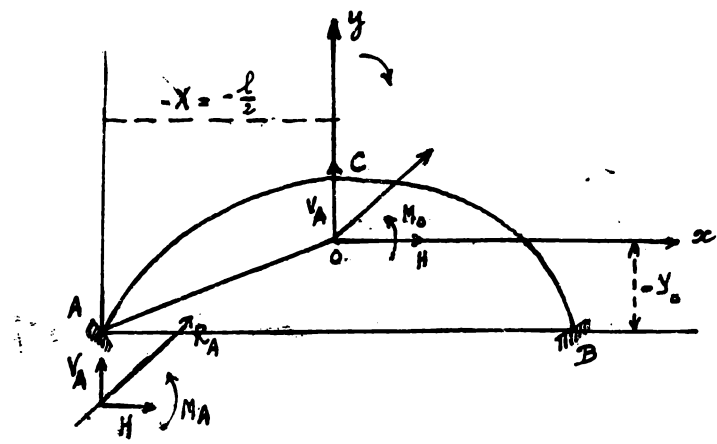
(en tenant compte dans ces équations de la 3').

Par ces équations, on détermine les coordonnées.

Dans ces relations

$$M_a = M_A + V_a X_0 + H Y_0 \qquad \text{et} \qquad X_0 = -\frac{l}{2}$$

$$Y_0 = \frac{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{y}{I} ds}{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{1}{I} ds}$$



puisque l'arc est symétrique M_0 est le moment d'encastrement rapporté au centre élastique O. C'est comme si, selon la représentation de M'Guiller-Breslau on remplaçait l'encastrement en A par un levier indéformable AO à l'extrémité O, duquel agissent

seules les réactions d'encastrement H, V_A et M_0 . Les équations ci-dessus sont à une inconnue et déterminent immédiatement H, V_A et M_0 .

$$H = \frac{+ \delta X l + \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \left(\frac{\mu y}{EI} - \frac{V \cos \omega}{E\Omega} \right) ds}{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \left(\frac{y^2}{EI} + \frac{\cos^2 \omega}{E\Omega} \right) ds}$$

$$V_A = - \frac{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{\mu x}{EI} ds}{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{x^2}{EI} ds}$$

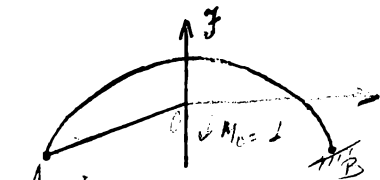
$$M_0 = - \frac{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{\mu}{EI} ds}{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{ds}{EI}}$$

L'expression de H est la même que pour l'arc à deux rotules, car $V = \theta$ où $\omega = \theta \tan \omega$, θ étant les efforts tranchants correspondant à la projection horizontale de l'arc considérée comme pièce droite encastree en B. Les M_0 sont calculés par rapport à la même pièce. Il y a donc seulement identité d'expression sous la forme ci-dessus.

En substituant dans les expressions ci-dessus à μ et V leurs valeurs en fonction des coordonnées variables x et y et ω et d'une force verticale mobile égale à l'unité, on obtient les équations des lignes d'influence de la poussée spécifique h , de la réaction verticale spécifique v_a et du moment spécifique en O, m_0 .

On peut établir une méthode graphostatique d'établissement des mêmes lignes d'influence en considérant la représentation de M'Guiller-Breslau précitée.

Supposons le levier AO indéformable et indéformablement fixé à l'arc



en A soit soumis en O à un couple $M_0 = 1$. Il en résulte un moment constant $\mu = 1$. Cherchons le déplacement du point O suivant une direction quel-

conque, par exemple verticale. Appliquons en O une force fictive verticale $F = 0$.

$$\Delta \beta_0 = \frac{d\mathcal{E}}{dF} = \int_0^B \left[\frac{M}{EI} \frac{d\mathcal{M}}{dF} + \frac{N}{E\Omega} \frac{dN}{dF} + \frac{T}{G\Omega'} \frac{dT}{dF} \right] ds$$

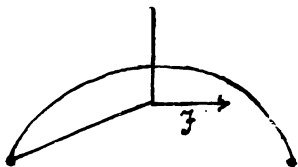
En négligeant les T et les termes en $\sin \omega$ il vient simplement

$$\Delta \beta_0 = \int_0^B \frac{M}{EI} \frac{d\mathcal{M}}{dF} ds = \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{1}{EI} x ds = 0$$

car $M = \mu = 1$ et $\mathcal{M} = Fx$ et d'autre part $I = \infty$ entre A et O. car la barre est indéformable

Donc le déplacement vertical de O est nul. On démontrerait de même que le déplacement horizontal est nul, il suffit de considérer une force $F = 0$ horizontale. On a

$$\mathcal{M} = -Fy \quad \text{et} \quad \Delta x_0 = \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{y}{EI} ds = 0.$$



Donc, sous l'effet d'un couple appliqué en O au système, le point O ne se déplace pas. Inversement, sous l'effet d'une force appliquée en O au

système, la droite indéformable OA, donc la section A ne subit aucune rotation.

Supposons enfin en O une force $H = 1$ et cherchons le déplacement vertical de O. La même formule que précédemment est applicable en considérant une force verticale F égale à 0. On a

$$M = \mu - Hy = -y \quad \mathcal{M} = Fx \quad \frac{d\mathcal{M}}{dF} = x$$

Donc
$$\Delta \beta_0 = - \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{xy}{EI} ds = 0 \quad \text{par raison de symétrie.}$$

Donc sous l'effet d'une force horizontale en O, le déplacement vertical de ce point est nul et vice versa une force verticale n'imprime à ce point aucun déplacement horizontal.

Dès lors et en vertu du théorème de Bressewell :

a) la ligne d'influence de h est l'élastique des flèches verticales de

l'arc supposé encastré en B sous l'effet d'une charge horizontale égale à 1 agissant en O

$$H = F \frac{\Delta \beta_F}{(\Delta \alpha_H)_0}$$

b) la ligne d'influence de V_A est l'élastique des flèches verticales de l'arc supposé encastré en B sous l'effet d'une charge verticale égale à 1 agissant en O

$$V_A = F \frac{\Delta \beta_F}{(\Delta \alpha_V)_0}$$

c) la ligne d'influence de M_0 est l'élastique des flèches verticales de l'arc supposé encastré en C sous l'effet d'un couple égal à l'unité agissant en O

$$M_0 = F \frac{\Delta \beta_F}{(\Delta \alpha_M)_0}$$

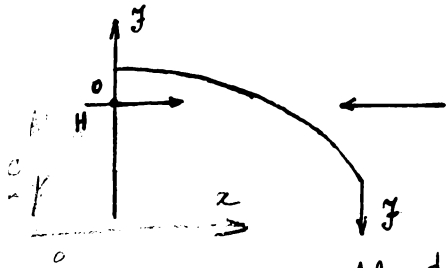
On en déduit que pour une augmentation de température t , la poussée thermique qui résulte de l'empêchement de dilatation est

$$H = - \frac{\delta t l}{(\Delta \alpha_H)_0}$$

V_A et M_0 sont nuls. Donc, sous l'effet d'une augmentation de température, il se produit une poussée horizontale agissant au niveau du centre élastique de l'arc. Ceci détermine complètement la sollicitation de l'arc sous l'effet d'une augmentation de température, d'un déplacement horizontal des appuis ou d'une déformation interne, par exemple le retrait.

On voit notamment que les effets élastiques d'une élévation de température sont différents de ce qu'ils sont dans l'arc à deux rotules. La poussée est généralement plus grande [car $(\Delta \alpha_H)_0$ est plus petit que dans l'arc biarticulé] mais les moments antipolaires sont aussi plus grands. En outre, il y a extension à l'extrados et compression à l'intados comme dans l'arc biarticulé au dessus de l'horizontale passant par le centre élastique, tandis que c'est l'inverse en - dessous. L'élastique thermique présente donc 2 points d'inflexion sur l'horizontale du centre élastique.

Les mouvements thermiques de la clef se déterminent comme pour l'arc biarticulé. Ils sont purement verticaux dans l'arc symétrique, par raison de symétrie. Considérons donc une force verticale



$\gamma_3 = \frac{d\omega}{ds} = \left(\frac{1}{R} + \frac{d\omega}{ds} \right) \sin \omega$
 fictive $F = 0$ agissant à l'extrémité B du demi-arc de droite considéré comme encastré à la clef. Le déplacement de B est $\Delta f_k = \delta f_k + \frac{\delta \mathcal{C}}{F}$

$$-\Delta f_k = \frac{d\mathcal{C}}{dF} = \int_0^{\frac{l}{2}} \left[\frac{M}{EI} \frac{d\mathcal{C}}{dF} + \frac{N}{E\Omega} \frac{d\mathcal{C}}{dF} + \frac{T}{G\Omega} \frac{d\mathcal{C}}{dF} \right] ds - \delta k \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{d\mathcal{C}}{dF} ds$$

On négligeant les termes en T et $\sin \omega$, on a

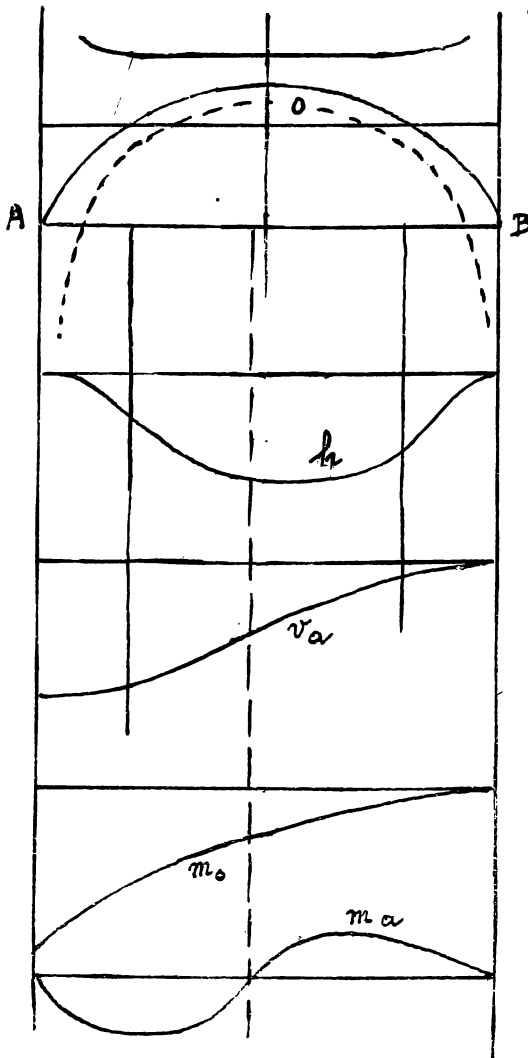
$$M = -Hy \quad \mathcal{C} = -F(l-x) \left| \frac{d\mathcal{C}}{dF} = +x \right. \quad \mathcal{C} = -F \sin \omega \left| \frac{d\mathcal{C}}{dF} = -\sin \omega \right.$$

Comme l'intégration se fait en descendant,

$$-\Delta f_k = -\delta k f - \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{Hxy}{EI} ds$$

donc
$$\Delta f_k = \delta k f + H \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{xy}{EI} ds = \delta k f + \frac{\delta k l}{EI} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{xy}{I} ds$$

$$\Delta f_k = \delta k f \left[1 + \frac{l}{2f} \frac{\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{xy}{I} ds}{\int_0^{\frac{l}{2}} \left(\frac{y^2}{I} + \frac{\cos^2 \omega}{\Omega} \right) ds} \right]$$



Les déplacements thermiques sont moindres que dans l'arc biarticulé. Par contre, les fatigues thermiques sont plus considérables, surtout aux naissances, et d'autant plus que l'arc y est plus épais. Ces fatigues thermiques se déterminent comme pour l'arc biarticulé, par les moments antipolaires.

Pour compléter la définition de la résistance de l'arc, notamment pour déterminer les réactions d'appui et les lignes d'influence, on envisage la ligne des intersections des réactions résultant d'une force verticale mobile, ainsi que les lignes enveloppes de ces réactions pour des charges verticales,

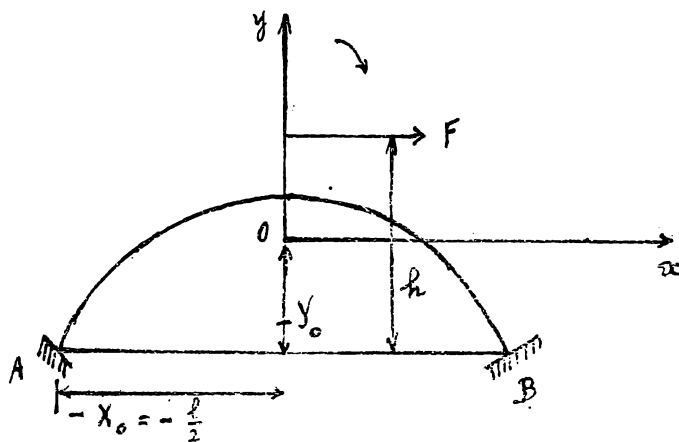
Ces lignes sont asymptotiques aux verticales des naissances et symétriques par rapport à l'axe vertical de la clef. Elles se coupent donc sur cet axe et possèdent une asymptote commune horizontale, lorsque l'axe est symétrique. On en déduit des lignes d'influence de h , v_a et m_o . La grandeur de la réaction R est $\sqrt{h^2 + v_a^2}$. Sa direction est définie par $\text{tg } \alpha = \frac{v_a}{h}$. Enfin son alignement est défini par sa distance λ au point O , égale à $\frac{m_o}{\sqrt{h^2 + v_a^2}}$. On peut en déduire la ligne d'influence de M_A par la relation

$$m_a = m_o - v_a X_o + h Y_o \quad (X_o = \frac{l}{2})$$

L'ordonnée d'influence m_a s'annule sur la verticale du point d'intersection de la ligne des intersections et de la tangente menée par A à l'enveloppe des réactions.

Enfin, la ligne d'influence des moments autour d'un point quelconque se déduit facilement des précédentes. Les ordonnées s'annulent sur les verticales des points de rencontre de la ligne des intersections avec les tangentes à la ligne enveloppe menées par le point considéré. Tous les points entre les reins de l'arc, le moment s'annule deux fois en changeant de sens. Donc les effets des surcharges mobiles sur les tensions d'intados et d'extrados sont plus variables que dans l'arc biarticulé, mais aussi moins importants.

Les lignes d'influence des efforts tranchants s'établissent de même. Les ordonnées s'annulent sur la verticale d'intersection de la ligne



d'intersection avec la tangente à la ligne enveloppe // à la tangente à l'axe de l'arc mené par le centre de gravité de la section considérée.

On peut étudier comme pour l'arc biarticulé l'effet d'un effort horizontal de freinage

agissant sur la section de clef avec une certaine excentricité, mais on peut aussi appliquer les formules générales de H , V_A et M_o en tenant

compte de ce que

$$H = 0 + F(h - y_0 - y) \quad (\text{le 1er terme de } -\frac{l}{2} \text{ à } 0, \text{ le second de } 0 \text{ à } +\frac{l}{2})$$

$V = 0 + F \cos \omega$ la force étant dirigée vers l'appui de droite B et agissant à hauteur h au dessus de la ligne des naissances.

On trouve

$$V_A = - \frac{F(h - y_0) \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{x}{I} ds - F \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{xy}{I} ds}{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{x^2}{I} ds}$$

$$M_0 = - \frac{F(h - y_0)}{2} \quad \text{d'où} \quad M_a = - \frac{Fh}{2} + \frac{Fl}{2} \frac{(h - y_0) \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{x}{I} ds - \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{xy}{I} ds}{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{x^2}{I} ds}$$

Naturellement $V_A + V_B = 0$

$$H_a + H_b + F = 0$$

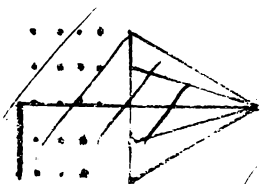
$$M_B = M_A + V_A l + Fh = + \frac{Fh}{2} - \frac{Fl}{2} \frac{(h - y_0) \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{x}{I} ds - \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{xy}{I} ds}{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{x^2}{I} ds} = - M_A$$

On détermine aisément les tensions par les moments antipolaires

On peut, selon l'observation faite à propos des arcs biarticulés, considérer l'alignement de F comme invariable et supposer son point d'action mobile. La ligne des intersections est nécessairement l'alignement de F . On peut tracer les lignes d'influence ou encore les enveloppes des réactions. On constate encore que la position la plus dangereuse est l'action au freinage reportée directement sur les naissances.

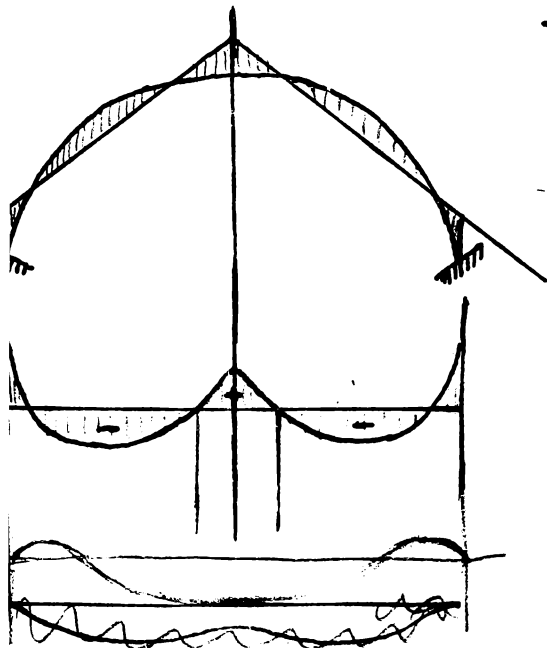
Enfin, pour les mouvements élastiques de la clef, il faut tracer la ligne d'influence spécifique des flèches verticales de déformation de clef en traçant l'élastique des déformations verticales de l'arc sous l'effet d'une charge verticale égale à l'unité et placée à la clef.

Graphiquement, c'est le funiculaire des moments de la projection horizontale de l'arc chargée des $\frac{M}{EI} ds$. D'après la

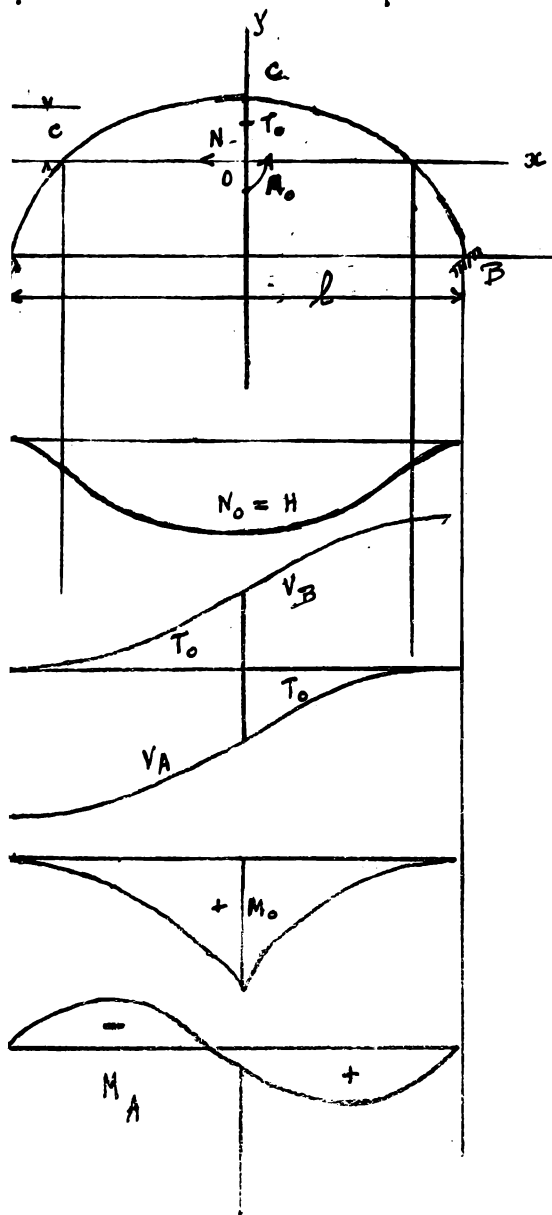


forme de ce diagramme des moments, on voit que l'élastique est partout négative. Donc, des

charges verticales ne peuvent pas provoquer un



mlaire se trace pour la poutre droite encastree
 e.
 face totale est nulle ainsi que le moment final.



soulèvement de la clef, sur-
 tout en tenant compte des N.
 Mais l'action sur la flèche
 de clef des charges verticales
 agissant près des naissances
 est relativement moindre que
 l'arc à 2 rotules.

L'étude générale qui précède
 permet de traiter le cas
 général d'une voûte encastree
 disymétrique ou symétrique.
 Cette dernière forme est la
 plus fréquente. Dans ce cas, on
 opère souvent la mise en
 équation différemment, en
 considérant l'arc coupé à la
 section de clef. On choisit
 comme inconnues hyperstatiques
 les M , N et T de cette section,
 ou mieux encore les N et T
 supposés au centre élastique O
 et le couple M_0 correspondant.
 On prend généralement comme
 origine des axes coordonnés ce
 centre élastique. Les résultats
 obtenus sont naturellement les
 mêmes, mais pour définir
 les divers éléments, il suffit
 d'étendre un demi-arc, les cal-
 culs sont donc considérablement
 abrégés. Cependant, les intégrales
 de la méthode précédente

étant toutes symétriques, on peut généralement se borner à en calculer la moitié.

L'allure des lignes d'influence de N_0 , T_0 et M_0 est figurée ci-contre, on en déduit celle de V_B , identique à celle de T_0 entre A et C, tandis que celle de V_A est identique à celle de T_0 entre C et B. La somme de $V_A + V_B$ étant toujours égale à 1, on voit que les 2 lignes de V_A et V_B sont parallèles. La ligne d'influence de H est la même que celle de N_0 .

Enfin, celle de M_a se déduit de la formule

$$M_a = M_0 + H(f-c) - T_0 \frac{l}{2} - F \left(\frac{l}{2} - 1 \right) \text{ avec } F = 1.$$

La ligne d'influence du moment en un point quelconque, notamment des moments antipolaires est aisée à déterminer, ainsi que la ligne d'influence des T .

Des cas simples d'arcs circulaires ou paraboliques, de section ou de section réduite constante ont été étudiés par Bresse, Müller-Breslau, Ligeaud, Timochenko, etc. Ce dernier a établi notamment des tableaux pour les arcs à fibre moyenne parabolique et dont les épaisseurs obéissent à la loi

$$e = \frac{e_0}{\cos \omega}, \text{ donc } I = \frac{I_0}{\cos^3 \omega} \text{ et } \Omega = \frac{\Omega_0}{\cos \omega}$$

C'est une forme qui se rapproche beaucoup de la forme rationnelle des voûtes encastrées. Les formules et tableaux de Timochenko peuvent donc être très utiles.

Ces tableaux mettent en relief l'importance considérable de N sur les déformations et les efforts dès que le surbaissement est supérieur à $\frac{1}{4}$.

En règle générale, il faut donc tenir compte de N . L'influence de T est moins sensible, elle est négligeable pour les arcs peu épais ou toute hypothèse. Elle acquiert quelque importance pour les arcs très surbaissés et épais ($\frac{e}{l} > \frac{1}{20}$). Cependant dans les cas pratiques, on ne doit généralement pas en tenir compte. Les effets de la courbure sont insensibles. Ces tableaux montrent aussi que pour des arcs très surbaissés, lorsque $e = \frac{e_0}{\cos \omega}$, les facteurs numériques spécifiques du calcul varient peu avec la forme de la fibre moyenne (circulaire, parabolique, caténoïde, etc.). On peut donc faire usage pour une

étude d'avant projet d'un tableau dressé p. ex. pour un arc circulaire ou parabolique, en vue de déterminer les réactions d'encastrement et les effets thermiques.

Afin de permettre des calculs rapides, nous donnons ci-après les résultats que l'on obtient dans le cas de l'arc à axe parabolique tel que $\Omega = \frac{\Omega_c}{\cos \omega}$ et $I = \frac{I_c}{\cos \omega}$.

L'ordonnée de la ligne d'influence de h en un point d'abscisse x (par rapport au centre élastique 0) est

$$n_0 = h = \frac{15}{4} \frac{l}{f} \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{l} \right)^2 \left(\frac{1}{2} + \frac{x}{l} \right)^2 \frac{1}{1+k'}$$

avec $k' = \frac{15}{4} \frac{I_c}{\Omega_c f^2} = \frac{15}{16} \frac{e_c^2}{f^2} = \frac{e_c}{6f}$ (pour les arcs surbaissés, k' est

sensiblement plus grand que k .)

Lors $\frac{f}{l} = \frac{1}{8}$, $\frac{1}{1+k'} = 0,89$ environ.

Lors la ligne d'influence de T_0 , on a $t_0 = 2 \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{l} \right)^2 \left(1 + \frac{x}{l} \right)$.

Celle de M_0 est définie par $m_0 = \frac{l}{2} \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{l} \right)^2$.

La distance c du centre élastique à la clef est $c = \frac{f}{3}$,

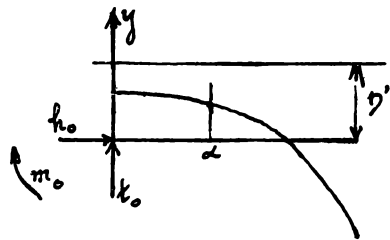
donc le moment à la clef est donné par

$$m_c = \frac{l}{2} \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{l} \right)^2 \left[1 - \frac{5}{2} \left(\frac{1}{2} + \frac{x}{l} \right)^2 \frac{1}{1+k'} \right]$$

$$H_0 = \frac{k l^2}{8f} \frac{1}{1+k}, \quad h_0 = 0, \quad m_0 = \frac{l^3}{24}$$

$$m_c = \frac{l^3}{24} \frac{k}{1+k}, \quad m_A = -\frac{l^3}{12} \frac{k}{1+k}$$

Tous les autres éléments s'en déduisent facilement. On établit facilement que la ligne des intersections pour les forces verticales est une



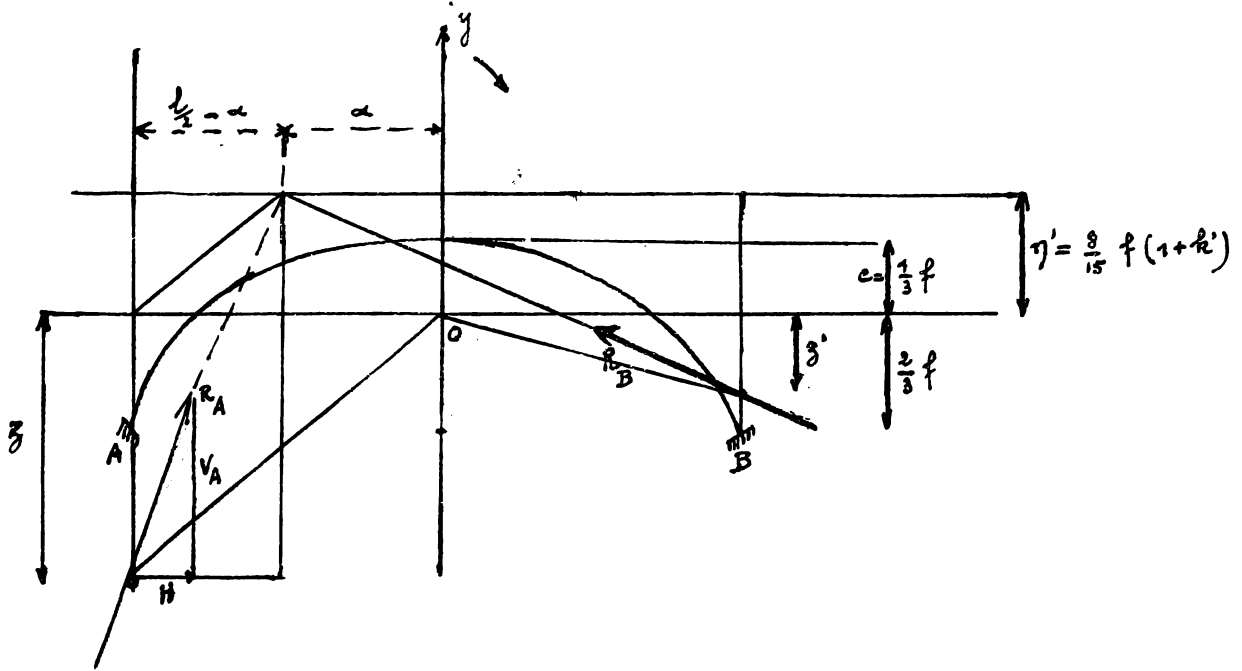
droite horizontale. En effet, le moment total autour du point de la ligne des intersections de la partie droite du $\frac{1}{2}$ arc doit être nul, donc

$$t_0 x + m_0 - h_0 \eta' = 0 \quad \text{d'où } \eta' = \frac{t_0 x + m_0}{h_0}$$

En remplaçant et effectuant les opérations, on trouve

$$\eta' = \frac{8}{15} f (1+k')$$

η' est compté à partir de l'horizontale du centre élastique. La comparaison montre que la ligne des intersections de l'arc encasté est à peu près à même hauteur que celle de l'arc biarticulé.



La courbe enveloppe des réactions peut se déduire des données précédentes. Mais M. Mesnager a donné une instruction des réactions qui permet de tracer l'enveloppe ou qui on y substitue.

Appelons z la distance à l'axe des x du point de rencontre de la réaction R_a et de la verticale passant par A . On a

$$\frac{\eta' + z}{\frac{l}{2} - \alpha} = \frac{V_A}{H}$$

d'où $H z = V_A \left(\frac{l}{2} - \alpha \right) - H \eta' = l \left(\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{l} \right) \left(\frac{1}{2} + \frac{\alpha}{l} \right)^2 = H \eta' \frac{\frac{l}{2}}{\frac{l}{2} - \alpha}$

car $v_a = 1 - t_0 = 1 - 2 \left(\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{l} \right)^2 \left(1 + \frac{\alpha}{l} \right)$

donc $\frac{z}{\frac{l}{2}} = \frac{\eta'}{\frac{l}{2} - \alpha}$

ce qui définit la construction ci-contre des réactions d'appui.

La poussée thermique est

$$H_X = \frac{H \delta}{4} \frac{E I_c \delta k}{l^2} \frac{1}{1+k'}$$

elle est considérablement plus grande que celle de l'arc biarticulé.

Les tensions correspondantes à la clef sont

$$\sigma_c = \frac{15}{16} \frac{\delta k E}{1+k'} \frac{l_c^2}{l^2} \left(1 \pm \frac{6f}{e_c} \right)$$

elles augmentent d'autant plus que l_c est plus grand et f plus petit.

L'ordonnée de la ligne d'influence de la flèche verticale à la clef se pour expression, en négligeant l'effet de l'effort normal

$$\Delta_{1/2} = \frac{-1}{E I_c} \left[\frac{l^3}{192} - \frac{l \alpha^2}{16} + \frac{\alpha^3}{192} \right] + \frac{1}{16} \frac{l_c^2 h}{E I_c}$$

h₀ étant l'ordonnée de la ligne d'influence des poussées et c la distance à la clef du centre élastique. L'ordonnée max. de la ligne de h₀ à la clef est

$$h_0 = \frac{15}{64} \frac{l}{f} \frac{1}{1+k'}$$

L'ordonnée au milieu de la ligne d'influence de la flèche est :

$$\Delta \beta_0 = \frac{-l^3}{192 E I_c} + \frac{1}{48} \frac{fl^2}{E I_c} h_0$$

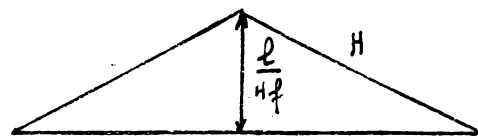
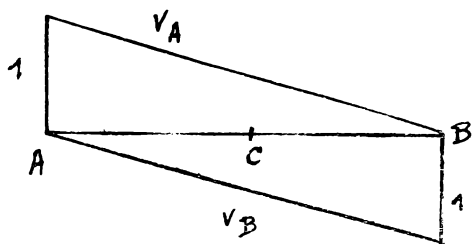
Dans ces conditions, le soulèvement thermique de la clef est, en négligeant l'effet de l'effort normal

$$\Delta f_k = \delta t \left[f + \frac{l}{2} \frac{45}{96} \frac{l}{f} \frac{1}{1+k'} \right] \text{ ou approximativement } \Delta f_k = \delta t \left[f + \frac{l}{2} \frac{4}{8} \frac{l}{f} \frac{1}{1+k'} \right]$$

Par suite de la valeur k' plus élevée que celle de k, le soulèvement à la clef de l'arc encastré serait d'après cette formule, voisin ou peu supérieur à celui des arcs bi-articulés et en tous cas inférieur à celui des arcs tri-articulés, à cause de la valeur élevée de k'. Mais pour les arcs encastrés très surbaissés et à cause de la forte valeur de Hk, on ne peut pas négliger l'effet de l'effort normal, qui réduit sensiblement le soulèvement thermique de la clef.

Selon M. Sejourne, on peut employer la formule simple $\Delta f_k = 1,80 r \delta t$ pour les arcs surbaissés, r étant le rayon de la fibre moyenne supposée circulaire. On peut s'en servir pour des valeurs approximatives.

§7. Arcs tri-articulés : La théorie des arcs tri-articulés

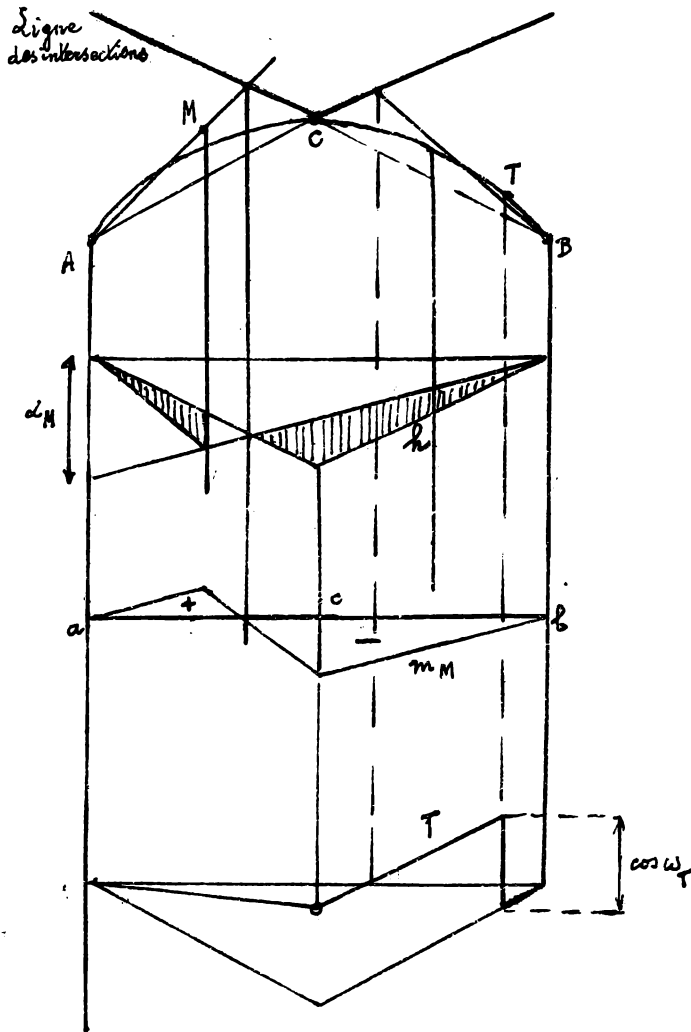


est trop comme pour en il soit nécessaire de la rappeler en détail. Le système est isostatique. La ligne des pressions passe toujours par les trois rotules, ce qui détermine complètement les réactions dans tous les cas. La ligne d'influence des réactions verticales est, comme

pour l'arc biarticulé, identique à celle de la poutre droite de même portée sur 2 appuis.

La ligne d'influence de la poussée est un triangle isocèle dont l'ordonnée max. au milieu est $\frac{l}{4f}$.

On en déduit facilement les grandeurs et les inclinaisons des réactions totales, on peut d'ailleurs en tracer les lignes d'influence. La ligne des intersections pour les forces verticales est formée de 2 droites.



Les lignes d'influence des moments centraux et antipolaires sont faciles à déterminer, ainsi que celles des efforts tranchants. Les relations géométriques analogues à celles énoncées pour les arcs biarticulés lient ces lignes d'influence aux lignes des intersections.

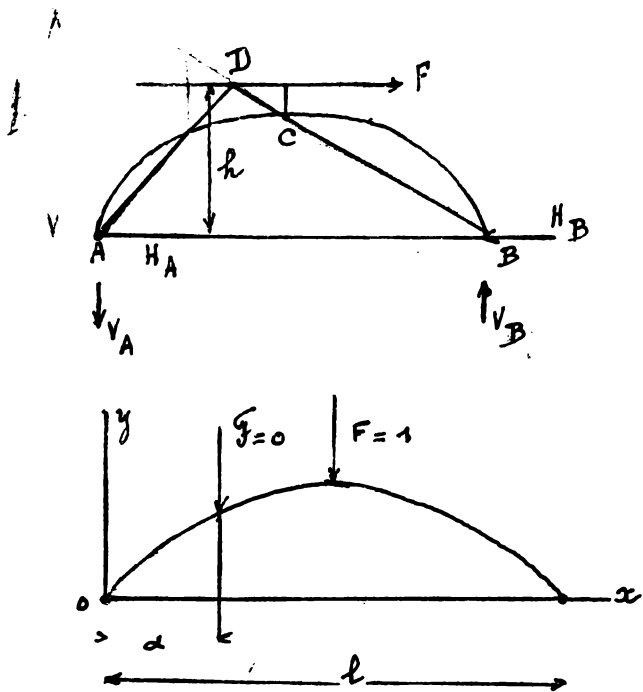
Pour ce qui est des forces de freinage, leur effet est défini complètement par la ligne d'action horizontale. Toutefois il faut distinguer entre le cas où l'effort s'exerce sur l'arc de gauche ou l'arc de droite, la seule différence consistant d'ailleurs en une permutation

des expressions des réactions horizontales des appuis de naissance.

Dans le cas de l'arc de gauche, on a

$$V_A = -V_B \frac{Fh}{l} \quad H_B = V_B \frac{l}{2f} = \frac{Fh}{2f} \quad H_A = F - H_B = F \left(1 - \frac{h}{2f}\right).$$

La ligne des pressions est ABCB. Si la force de freinage agissait sur l'arc de droite, la ligne des pressions serait symétrique de celle-ci.



La ligne d'influence de la flèche de clef est l'élastique de l'arc sous l'effet d'une force verticale égale à l'unité appliquée à la clef. L'emploi des formules de déformation est complexe à cause de la rotule de clef qui introduit une discontinuité angulaire. Il est préférable d'appliquer directement le théorème de Castiglione.

L'équation de l'élastique est :

$$\Delta\beta = \int_0^l \left[\frac{M}{EI} \frac{dM}{dF} + \frac{N}{E\Omega} \frac{dN}{dF} \right] ds$$

F étant une force verticale fictive nulle agissant suivant la direction d'abscisse d.

On a :

$$\begin{cases} M = F \frac{(l-\alpha)x}{l} - F \frac{\alpha y}{2f} \dots \dots - F(x-\alpha) \\ N = F \frac{l-\alpha}{l} \sin \omega + \frac{F\alpha}{2f} \cos \omega \dots \dots - F \sin \omega \end{cases} \left. \begin{array}{l} \text{le dernier terme à droite} \\ \text{du point considéré} \\ (F \downarrow) \end{array} \right\}$$

Donc :

$$\begin{aligned} \frac{dM}{dF} &= \frac{l-\alpha}{l} x - \frac{\alpha y}{2f} \dots \dots - (x-\alpha) \\ \frac{dN}{dF} &= \frac{l-\alpha}{l} \sin \omega + \frac{\alpha}{2f} \cos \omega \dots \dots - \sin \omega \end{aligned}$$

Comme

$$\begin{cases} M = \frac{x}{2} - \frac{ly}{4f} \dots \dots - (x - \frac{l}{2}) \\ N = \frac{\sin \omega}{2} + \frac{l \cos \omega}{4f} \dots \dots - \sin \omega \end{cases} \left. \begin{array}{l} (\text{pour } 1 \text{ force } = 1 \text{ à la clef}) \\ \text{les derniers termes relatifs} \\ \text{au demi-arc de droite.} \end{array} \right\}$$

On a

$$\begin{aligned} \Delta\beta &= \int_0^{\frac{l}{2}} \left\{ \frac{(\frac{x}{2} - \frac{ly}{4f})}{EI} \left[(1 - \frac{\alpha}{l})x - \frac{\alpha y}{2f} \right] + \frac{\frac{\sin \omega}{2} + \frac{l \cos \omega}{4f}}{E\Omega} \left[(1 - \frac{\alpha}{l}) \sin \omega + \frac{\alpha}{2f} \cos \omega \right] \right\} ds \\ &+ \int_{\frac{l}{2}}^l \left\{ \frac{\frac{x}{2} - \frac{ly}{4f}}{EI} \left(-\frac{\alpha}{l}x - \frac{\alpha y}{2f} + \alpha \right) - \frac{\frac{\sin \omega}{2} + \frac{l \cos \omega}{4f}}{E\Omega} \left(\frac{\alpha}{l} \sin \omega - \frac{\alpha}{2f} \cos \omega \right) \right\} ds \\ &+ \int_{\frac{l}{2}}^l \left\{ \frac{\frac{l-x}{2} - \frac{ly}{4f}}{EI} \left[\frac{\alpha}{l}(l-x) - \frac{\alpha y}{2f} \right] - \frac{\frac{l \cos \omega}{4f} - \frac{\sin \omega}{2}}{E\Omega} \left(\frac{\alpha}{l} \sin \omega - \frac{\alpha}{2f} \cos \omega \right) \right\} ds \end{aligned}$$

Après réduction et groupement, on a en développant que $\int_{\frac{l}{2}}^l (l-x)^2 ds = \int_0^{\frac{l}{2}} x^2 ds$

et $\int_{\frac{l}{2}}^l (l-x) y ds = \int_0^{\frac{l}{2}} x y ds$ et en négligeant les termes en $\sin \omega$ enfin, en remplaçant ds par $\frac{dx}{\cos \omega}$

$$\Delta \rho = \frac{\alpha l}{4f^2} \int_0^{\frac{l}{2}} \left(\frac{y^2 - \frac{2l}{2} xy}{EI \cos \omega} + \frac{\cos \omega}{EI \Omega} \right) dx + \frac{1}{2} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{x^2 - \frac{l}{2} xy}{EI \cos \omega} dx + \frac{\alpha}{2} \int_{\frac{l}{2}}^l \frac{x - \frac{l}{2} y}{EI \cos \omega} dx$$

Si l'arc n'est pas très surbaissé, on peut négliger le terme $\frac{\cos \omega}{\Omega}$ qui provient de l'effort normal.

La construction graphostatique consistant à considérer la projection horizontale de l'arc total chargé des $\frac{M}{EI} ds$ et d'en déterminer le funiculaire des moments est erronée, parce qu'elle ne tient pas compte de la rotation positive de la corde du demi arc provenant du déplacement horizontal empêché de la clef. On peut la rectifier en déterminant par la trajectoire des normales le déplacement horizontal de la clef, d'où on peut déduire le déplacement angulaire initial. On corrige alors les flèches verticales données par le funiculaire d'après ce déplacement angulaire. Il arrive généralement que l'élastique est positive près des naissances. Donc, dans l'arc à trois rotules, une surcharge près des naissances tend à soulever la clef. Ce résultat se constate même si on tient compte des N . Les effets thermiques uniformes sont nuls dans l'arc tri-articulé, de même que les effets des déplacements modérés des appuis, réserve faite du changement qui en éprouve la fibre moyenne. Ce sont les deux grands avantages, avec la facilité et la sécurité du calcul, dont on argue en faveur des arcs tri-articulés.

Le déplacement vertical thermique de la clef est :

$$\Delta \rho_x = - \delta t \int_0^l \frac{d\alpha}{dy} ds .$$

Considérons une force fictive $F = 0$ verticale à la clef. On a

$$\begin{aligned} \frac{d\alpha}{dF} &= - \frac{\sin \omega}{2} - \frac{l}{4f} \cos \omega \dots + \sin \omega \\ \Delta \rho_x &= \delta t \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{\sin \omega}{2} ds + \delta t \int_0^l \frac{l}{4f} \cos \omega ds - \delta t \int_{\frac{l}{2}}^l \frac{\sin \omega}{2} ds \\ &= \delta t \frac{l}{4} + \delta t \frac{l^2}{4f} = \delta t \frac{l}{4} \left(1 + \frac{l^2}{4f^2} \right) . \end{aligned}$$

§ 8. - Comparaison des arcs encastrés, bi et triarticulés au point de vue du poids mort (charges fixes).

Le poids mort peut comporter une charge répartie $p = f(x)$ et des charges concentrées. Le funiculaire des poids morts tracé avec une longueur polaire représentant la poussée H_p sur une échelle quelconque est la ligne des pressions ou funiculaire des poids morts. On l'obtient par une intégration graphique ou par la méthode de Mohr.

L'arc triarticulé est le seul arc qui permette la coïncidence parfaite théorique de la fibre moyenne et du funiculaire des poids morts. Réservée faite des petites variations pratiques au poids mort, c'est un problème simple de graphostatique de réaliser cette coïncidence.

Pour comparer au point de vue des poids morts les trois types d'arc, le prof. Timochenko emploie une méthode très ingénieuse qui consiste à supposer l'arc fictivement triarticulé et ayant la fibre neutre confondue avec la ligne des pressions ou en étant très voisine. Il détermine alors la diminution H' de la poussée qui résulte de la suppression de la rotule de clef (arc bi articulé) ou de cette suppression combinée avec l'encastrement aux naissances (arc encastré). Soit H_3 la poussée de l'arc triarticulé. Dans l'arc bi articulé, la ligne des pressions se trouve reportée au dessus de la fibre neutre d'une quantité $\delta = \frac{H'f}{H_3 - H'}$.

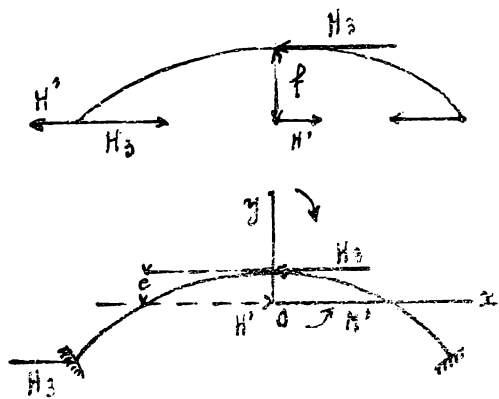
En effet, les moments des charges verticales n'ayant pas changé la poussée complémentaire H' agit suivant l'alignement des naissances. La résultante dans la section de clef est définie par

$$(H_3 - H') \delta = H' f$$

Dans l'arc encastré, il existe en outre un moment M' dans la section de clef et l'on a $\delta = \frac{H'c - M'}{H_3 - H'}$, H' et M' étant

reportés au centre élastique O .

La poussée complémentaire agit au centre élastique. En se combinant avec H_3 , elle donne une résultante $H_3 - H'$ telle que



Comparaison des arcs encastrés, bi et tri-articulés, au point de vue du poids mort (charges fixes).

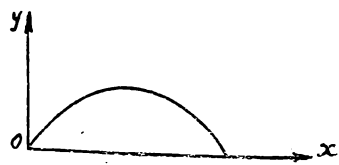
Le poids mort peut comporter une charge répartie $p=f(x)$ et des charges concentrées. Nous appelons funiculaire des poids morts le funiculaire de ces forces qui passe par les centres des sections de naissances et de clef de l'arc, donc qui a même portée et même montée que la fibre moyenne de l'arc.

On l'obtient par les méthodes de la graphostatique (intégration graphique ou méthode de Mohr). Nous appelons ligne des pressions le funiculaire enveloppe des résultantes des contraintes dans toutes les sections transversales de l'arc.

Dans l'arc triarticulé, il est possible en principe de réaliser la coïncidence de la fibre neutre avec la ligne des pressions, qui n'est alors autre que le funiculaire des poids morts. Sous réserve des approximations successives qui résultent des petites variations du poids mort, c'est une application simple de graphostatique

pour réaliser cette coïncidence. L'arc est alors simplement comprimé sous l'effet des poids morts. - Pour comparer au point de vue du poids mort les trois types d'arcs symétriques et symétriquement chargés, nous nous refererons à la méthode du prof. Timoshenko, qui consiste à prendre comme système isostatique de base l'arc triarticulé, dans le cas où la fibre moyenne est confondue avec le funiculaire des poids morts ou en est très voisine. Nous supposerons d'abord la fibre moyenne confondue avec le funiculaire.

Arc à 2 rotules. Dans l'arc triarticulé fictif $M=0, N = \frac{H_p}{\cos w}, T=0$



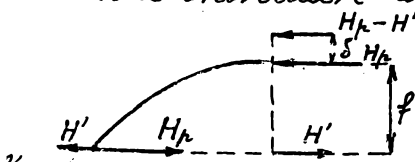
L'allongement horizontal correspondant de l'arc est:

$$\Delta d_e = - \int_0^l \frac{H_p}{\cos w E \Omega} \cos w ds = - H_p \int_0^l \frac{ds}{E \Omega}$$

Cet allongement est impossible dans l'arc biarticulé, il

faut donc introduire une poussée négative H' telle que $-H' \Delta d_H = \Delta d_e$

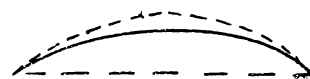
$$\text{d'où } H' = H_p \frac{\int_0^l \frac{ds}{E \Omega}}{\int_0^l \left(\frac{y^2}{EI} + \frac{\cos^2 w}{E \Omega} \right) ds}$$



ensemble du demi-arc de gauche se présente alors suivant le croquis ci contre et la poussée résultante à la clef est excentrée vers le haut de δ tel que

$$(H_p - H') \delta = H' f$$

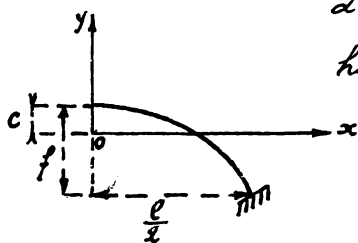
$$\delta = \frac{H'}{H_p - H'} f = \frac{H'}{H} f \quad \text{car } H = H_p - H'$$



Donc, lorsque la fibre moyenne de l'arc a deux rotules est confondue avec le funiculaire des poids morts, la ligne des pressions est toute entière située en dessus de la fibre moyenne. L'excentricité relative à la clef $\left[\frac{\delta}{e_c}\right]$ est d'autant plus grande que le surbaissement est plus grand et que l'arc est plus épais. Mais selon les tableaux de M. Timoshenko, la ligne des pressions reste dans le noyau central pour les cas usuels.

Arc encastré. Pour l'arc triarticulé fictif, $M=0$, $N=\frac{H_p}{\cos w}$, $T=0$

Le centre élastique subit une rotation et un déplacement horizontal



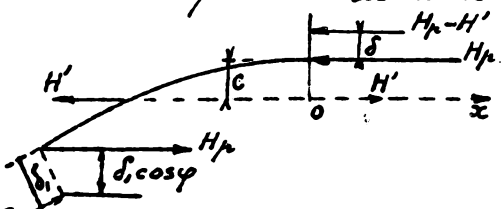
$$\Delta\varphi_0 = -\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{M}{EI} ds = 0$$

$$\Delta d_0 = -\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{H_p}{E\Omega \cos w} \cos w ds = -H_p \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{ds}{E\Omega}$$

Ces déplacements sont nuls dans l'arc encastré; il faut donc concevoir en O un couple M' nul et une poussée négative H' tel que $-\frac{H'\Delta d_H}{2} = \Delta d_0$

d'où
$$H' = H_p \frac{\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{ds}{E\Omega}}{\int_0^{\frac{l}{2}} \left(\frac{y^2}{EI} + \frac{\cos^2 w}{E\Omega}\right) ds}, \quad H = H_p - H' \text{ et } M_c = Hc + M'$$

Si l'on tenait compte de la courbure de l'arc, on trouverait, selon M. Timoshenko un moment M' non nul, mais très faible et vraiment négligeable. Nous le considérerons tel. L'équilibre du demi arc de gauche est représentée par la fig. ci contre.



L'équilibre des moments autour du centre de gravité de la section de clef dans cette section donne: $(H_p - H')\delta = Hc + M'$, d'où $\delta = \frac{Hc + M'}{H_p - H'} = \frac{Hc + M'}{H}$

Dans la section des naissances, l'effort normal est $\frac{H_p}{\cos \varphi} - H' \cos \varphi$, le 1er terme constituant la réaction purement normale de l'arc triarticulé fictif.

L'effort tranchant est $H' \sin \varphi$ et le moment est: $\delta_1 \left(\frac{H_p}{\cos \varphi} - H' \cos w\right) = H'(f-c) - M'$

d'où
$$\delta_1 = \frac{H'(f-c) - M'}{\frac{H}{\cos \varphi} - H' \cos w}$$

Donc, lorsque la fibre moyenne de l'arc encastré est confondue avec le funiculaire des poids morts, la ligne des pressions est en dessous de la fibre moyenne aux naissances et au dessus à la clef. Elle coupe donc deux fois la fibre moyenne dans l'étendue de l'arc.

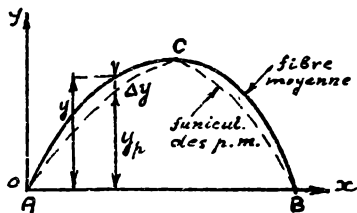


$\frac{\delta}{e_c}$ est sensiblement plus grand que pour les arcs bi-articulés, d'autant plus que le surbaissement est plus grand et que l'arc est plus épais.

Dans les mêmes circonstances que celles indiquées pour l'arc à 2 rotules, la ligne des pressions est à la limite du noyau central à la clef et peut en sortir. Aux haissances, $\frac{S \cos \omega}{e_c}$ varie dans le même sens que $\frac{S}{e_c}$, mais est beaucoup plus grand. Il en résulte que les arcs surbaissés encastrés sont très exposés à subir des extensions à l'extrados aux haissances lors du décentrement, ainsi que à l'intrados à la clef. La méthode élastique vérifie de la sorte les hypothèses de la méthode de Mery sur le mode de rupture des routes.

D'après ce qui précède, on est conduit à prendre une section de clef aussi mince que possible et à renforcer les reins. Dans l'arc à deux rotules, la section de clef doit être aussi la moins épaisse possible, mais il est rationnel de faire décroître les épaisseurs vers les retombées ou tout au moins de la conserver constante.

Considérons maintenant le cas où la fibre moyenne n'est pas confondue avec le funiculaire des poids morts, mais en diffère très peu. On aura: $y = y_p + \Delta y$



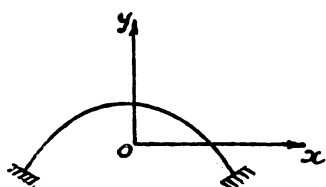
De plus, on admettra que les inclinaisons de la fibre moyenne et du funiculaire sont les mêmes, ce qui exige que Δy soit très petit.

Arc à 2 rotules. Dans l'arc triarticulé fictif: $T_3 = 0, N_3 = \frac{H_p}{\cos \omega}, M_3 = -H_p \Delta y$
Donc $\Delta \alpha_0 = \int_0^l \frac{M}{EI} y ds - \int_0^l \frac{N}{ER} \cos \omega ds = -H_p \left(\int_0^l \frac{y \Delta y}{EI} ds + \int_0^l \frac{ds}{ER} \right)$

Des lors $H' = H_p \frac{\int_0^l \frac{ds}{ER} + \int_0^l \frac{y \Delta y}{EI} ds}{\int_0^l \left(\frac{y^2}{EI} + \frac{\cos^2 \omega}{ER} \right) ds}$, $M_c = H' f$ et $\delta = \frac{H'}{H_p - H'} f$, $H = H_p - H'$

On voit que H' et δ dépendent de Δy . Si Δy est positif, δ est augmentée, mais si Δy est négatif, δ diminue. On peut l'annuler il faut que $H' = 0$ ou $\int_0^l \frac{ds}{ER} = - \int_0^l \frac{y \Delta y}{EI} ds$; il faut donc que le funiculaire des poids morts soit partout entre AC et entre C et B, au dessus de la fibre moyenne. On peut déterminer une loi de Δy pour que $\delta = 0$ ou même < 0 . On peut donc ainsi faire varier δ dans un but déterminé, il faut toutefois que les écarts soient toujours modérés.

Arc encastré.



Les éléments de réduction de l'arc triarticulé fictif sont les mêmes que pour l'arc à 2 rotules.

Les déplacements du centre élastique sont:

$$\Delta \alpha_0 = - \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{M}{EI} (-y) ds - \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{N}{ER} \cos \omega ds; \quad \Delta \varphi_0 = - \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{M}{EI} ds$$

d'où

$$H' = H_p \frac{\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{ds}{E\Omega} + \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{y\Delta y}{EI} ds}{\int_0^{\frac{l}{2}} \left(\frac{y^2}{EI} + \frac{\cos^2 \omega}{E\Omega} \right) ds} ; \quad M' = H_p \frac{\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{\Delta y}{I} ds}{\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{ds}{I}}$$

$$S = \frac{H'c + M'}{H_p + H'} ; \quad S_1 = \frac{H'(f-c) - M'}{\frac{H_p}{\cos \varphi} - H' \cos \varphi} ; \quad H = H_p - H'$$

y est négatif entre les naissances et les reins, positif entre les reins et la clef. Si Δy est positif entre les naissances et les reins, H' diminue, peut s'annuler et même changer de sens ($H > H_p$). Mais M' augmente de telle sorte que S conserve son signe, tandis que S_1 change de signe. Alors la ligne des pressions est au dessus de la fibre moyenne. Il faut donc pour cela que le funiculaire des poids morts soit sous la fibre moyenne entre les naissances



et les reins. Si le funiculaire est au dessus de la fibre moyenne entre les reins et la clef, H' diminue d'avantage, mais M' diminue en même temps.

On peut annuler à la fois S et S_1 , il faut que $H' = 0$ et $M' = 0$

ou

$$\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{ds}{E\Omega} = - \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{y\Delta y}{EI} ds \quad \text{et} \quad \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{\Delta y}{I} ds = 0$$

Il faut pour cela que la fibre moyenne soit au dessus du funiculaire des poids morts ($\Delta y > 0$) entre les naissances et les reins et en dessous ($\Delta y < 0$) entre les reins et la clef. On peut ainsi, en agissant sur Δy , faire varier S et S_1 en grandeur et en sens, dans l'intérêt de la sollicitation d'ensemble.

On écrira pour simplifier :

$$\int y \frac{\Delta y}{I} ds = \int (y_p + \Delta y) \frac{\Delta y}{I} ds = \int y_p \frac{\Delta y}{I} ds$$

en négligeant $\int \frac{\Delta y^2}{I} ds$

Il faut bien entendu que les écarts Δy restent faibles.

Si nous considérons les arcs paraboliques surbaissés tels que $I_c = I \cos \omega$ et $\Omega_c = \Omega \cos \omega$, chargés d'une charge uniforme verticale complète, le funiculaire correspondant est confondu avec la fibre moyenne.

On a :

$$(H_3 - H')(c + \delta) = H_3 c + M'$$

d'où

$$(H_3 - H') \delta = H' c - M'$$

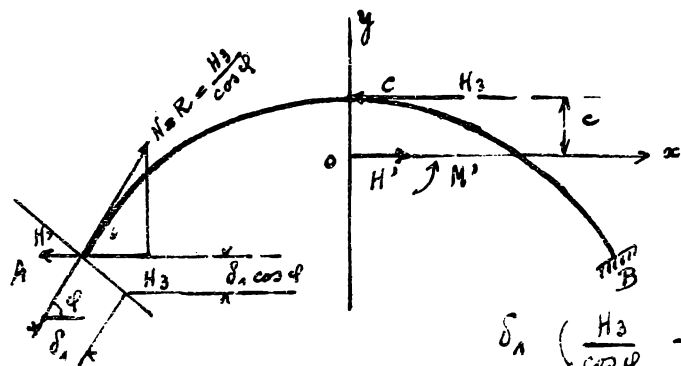
Dans le cas de l'arc bi-articulé, la ligne des pressions est donc partout au dessus de la fibre moyenne si celle-ci est, dans l'arc tri-articulé fictif, confondue avec la ligne des pressions ou voisine.

$\frac{\delta}{e_c}$ est d'autant plus grand que le surbaissement est plus grand et que l'arc est plus épais. La ligne des pressions reste toujours dans le noyau central dans les cas usuels, comme le montrent les tableaux de M. Timochenko.

Pour les arcs encastrés, $\frac{\delta}{e_c}$ est sensiblement plus grand que pour les arcs bi-articulés, d'autant plus que le surbaissement est plus grand et l'arc plus épais. Dans les mêmes circonstances que celles envisagées ci-dessus, la ligne des pressions est à la limite du noyau central ou peut en sortir si l'arc est assez épais. En outre, aux naissances, la ligne des pressions se déplace dans le sens de la courbure par rapport à la fibre moyenne pour les arcs surbaissés et la distance dans le point de naissance est

$$\delta_n = \frac{H'(f - c) + M'}{\frac{H_0}{\cos \varphi} - H' \cos \varphi}$$

φ étant l'inclinaison de la fibre moyenne aux retombées.



On a, en combinant l'effort normal $\frac{H_3}{\cos \varphi}$ en A avec l'effort normal complémentaire $H' \cos \varphi$, l'effort tranchant $H' \sin \varphi$ et le couple $H'(f - c) + M'$, on a

$$\delta_n \left(\frac{H_3}{\cos \varphi} - H' \cos \varphi \right) = H'(f - c) + M'$$

Le rapport $\frac{\delta_n \cos \varphi}{e_c}$ varie dans le même sens que $\frac{\delta}{e_c}$ mais est beaucoup plus grand. Il en résulte que les arcs encastrés très surbaissés sont très exposés à subir des extensions à l'extrados aux naissances lors du décentrement, ainsi que à l'intrados de clef. On retrouve ainsi par la méthode élastique les hypothèses de la méthode de M. Éry sur le mode de rupture.

On voit donc que dans un arc inarticulé, la ligne des pressions coupe généralement 2 fois la fibre moyenne. On voit aussi qu'il y a avantage à prendre une section de clef aussi mince que possible et de renforcer au contraire les reins.

Dans l'arc bi-articulé, la section de clef doit aussi être la moins épaisse possible, mais il est rationnel de faire décroître plutôt l'épaisseur vers les retombées, au moins de la conserver constante.

Enfin, au point de vue de la forme de la fibre moyenne, dans l'arc tri-articulé fictif, il est avantageux de placer l'articulation de clef légèrement en dessous de la fibre moyenne dans tous les cas. Les articulations de naissance seront sur la fibre moyenne dans l'arc bi-articulé et seront supposées au dessus de la fibre moyenne pour l'arc inarticulé.

(Ces dispositions sont inverses des conventions de la méthode empirique de M^rÉry).

Cependant, l'étude analytique montre que si la courbe funiculaire est un peu en dessous de la fibre moyenne, la valeur de S augmente dans l'arc encastré en même temps que H diminue et peut même devenir négatif. Cela provient de ce que l'influence des moments fléchissants dans l'arc triarticulé renverse le sens de M' et augmente sa valeur. En même temps, S_1 diminue et peut même, pour les arcs minces peu surbaissés, devenir négatif. C'est à dire que la ligne des pressions coupe les plans de retombée au dessus de la fibre moyenne, qu'elle rencontre donc 3 fois. On réduit ou évite ainsi les tensions d'extension à l'extrados aux naissances. Il peut donc y avoir avantage à avoir la courbe funiculaire de l'arc triarticulé un peu sous la fibre moyenne, dans une mesure qu'il convient d'établir par des essais, en vue d'améliorer les conditions de travail aux naissances, au prix d'une légère aggravation à la clef. Mais il convient donc de ne pas écarter trop considérablement les rotules fictives de la fibre moyenne.

En supposant la charge totale du poids mort uniformément répartie, on a :

$$\begin{array}{l}
 \text{pour l'arc triarticulé} \\
 \text{pour l'arc biarticulé} \\
 \text{pour l'arc encastré}
 \end{array}
 \quad
 \begin{array}{l}
 - 8f - \\
 0,98 - \\
 0,89 -
 \end{array}
 \quad
 \begin{array}{l}
 H_3 = \frac{pl^2}{8f} \\
 H_2 = \frac{pl^2}{8f} \frac{1}{1+k} \\
 H_p = \frac{pl^2}{8f} \frac{1}{1+k'}
 \end{array}
 \left. \begin{array}{l}
 \text{à axe parabolique} \\
 \text{(ligne des pressions) et} \\
 \text{en supposant } \Omega = \Omega_c \cos \omega \\
 I = I_c \cos \omega.
 \end{array} \right\}$$

Pour l'arc biarticulé, on trouve alors $\delta = kf$.

Pour l'arc encastré, on trouve de même en négligeant M' : $\delta = \frac{k'}{3} f$

et
$$\delta_1 = \frac{2k'f \cos \varphi}{3(1+k' \sin^2 \varphi)} \quad \text{avec } \tan \varphi = \frac{Hf}{l}$$

ou approximativement pour des arcs surbaissés $\delta_1 = \frac{2}{3} k' f \cos \varphi$.

Comme le montre M. Timoshenko, dans le cas envisagé $M' = p \frac{I_c}{\Omega_c}$, sa valeur est d'autant plus négligeable que la section de clef est plus mince.

On voit donc que δ et δ_1 sont proportionnels à k ou k' , qui sont fonction de $\frac{I_c}{\Omega_c f^2}$ ou $(\frac{k_c}{f})^2$. Donc δ et δ_1 croissent rapidement lorsque l'épaisseur relative à la clef augmente.

Ces formules peuvent être utiles pour la recherche d'avant projet.

§ 9.- Comparaison au point de vue des effets thermiques et des déplacements des appuis.

Dans les limites modérées à envisager, les arcs triarticulés y sont insensibles au point de vue élastique, mais les mouvements de la clef sont maxima.

Les arcs à deux rotules développent des poussées agissant dans le plan des naissances et produisent une extension maximum à l'extrados à la clef en cas d'élévation de température. Le retrait de la maçonnerie et le recul des appuis au décaissement provoquent l'inverse, une élévation de la ligne des pressions à la clef est un danger de fissuration à l'intrados. Comme cette tendance renforce le déplacement de la ligne des pressions du poids mort au dessus de la fibre moyenne, on voit qu'il faut réduire le retrait autant que possible et élever par temps froid, par contre il est avantageux de décaisser par temps aussi chaud que possible. Le déplacement de la clef est maximisé

sous l'effet thermique que celui de l'arc triarticulé.

Dans l'arc encastré, une élévation de température produit une poussée dont l'alignement passe par le centre élastique. Elle est notablement plus forte que celle de l'arc bi-articulé. Il en résulte une faible tendance à la fissuration à l'extrados à la clef, inférieure à celle de l'arc à deux rotules, tandis qu'une forte tendance à la fissuration à l'intrados des naissances se manifeste, d'autant plus que la section est plus épaisse. La tendance inverse résulte d'un abaissement de température du retrait ou du recul des appuis au décrèvement.

Ces effets s'ajoutent également à la tendance au déplacement de la ligne des pressions du poids par rapport à la fibre moyenne. Afin de réduire cette addition d'effets, il y a encore grand intérêt à réduire le retrait, à claver à température aussi basse que possible et à désinciter à température plutôt élevée. Les moments thermiques de la clef sont analogues à ceux de l'arc bi-articulé.

§ 10. - Comparaison au point de vue des surcharges mobiles.

Ce qui caractérise les lignes des poussées, ce sont leurs aires et leurs ordonnées maxima. Les aires sont proportionnelles aux poussées sous l'effet d'une charge uniforme totale. Les valeurs données pour l'arc parabolique de section réduite constante montrent une légère décroissance dans l'ordre arc triarticulé, bi-articulé et encastré. On constate une permutation des deux derniers pour les ordonnées maxima, en outre les différences sont plus accentuées, par suite des courbures des lignes.

Pour l'arc triarticulé, l'ordonnée max. est en tout cas $\frac{l}{4f}$ ou $\frac{16l}{64f}$.

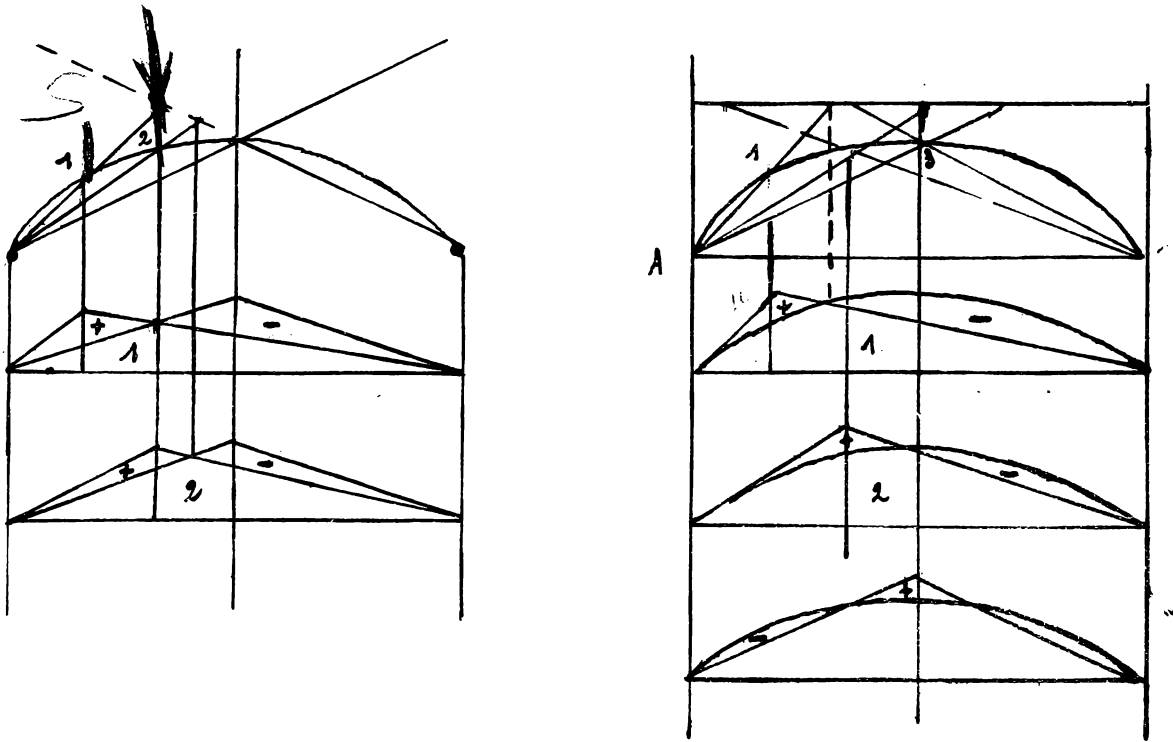
$0,73 \times \frac{l}{4f}$. Pour l'arc bi-articulé parabolique de section réduite constante c'est $\frac{3}{16} \frac{l}{f} \frac{1}{1+k}$ ou $\frac{12}{64} \frac{l}{f} \frac{1}{1+k}$.

$0,83 \times \frac{l}{4f}$. Pour l'arc encastré parabolique de section réduite constante c'est $\frac{15}{64} \frac{l}{f} \frac{1}{1+k}$.

En tenant compte des valeurs de k et k' , l'arc encastré est plus défavorable que l'arc biarticulé.

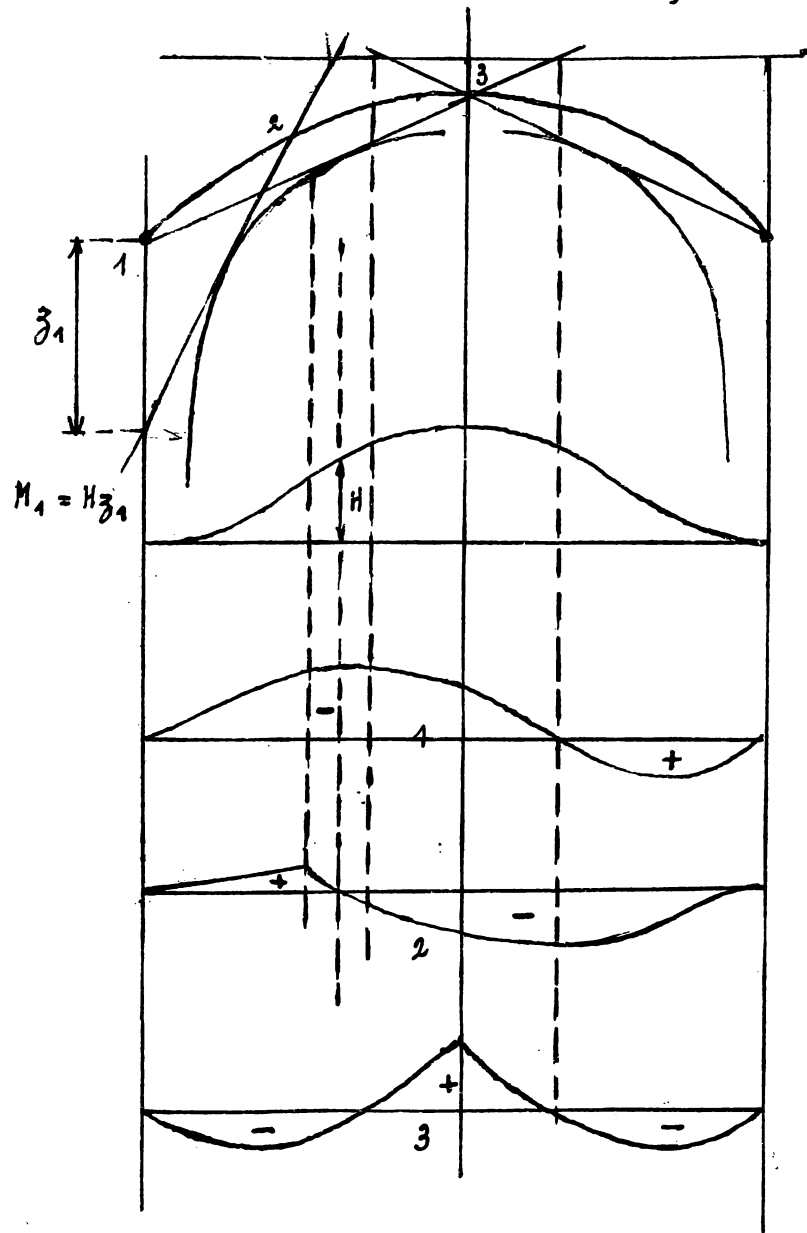
Mais d'une manière générale, les surcharges mobiles accroissent les déplacements de la ligne des poussées par rapport à la fibre moyenne constatés pour les poids morts dans une mesure qui correspond à l'importance de leurs effets et est donc modérée dans les grands arcs.

Les lignes d'influence des fatigues dans une section déterminée présentent une très considérable analogie dans les arcs tri et biarticulés.



Les positions les plus défavorables des surcharges sont sensiblement les mêmes, ainsi qu'il résulte d'ailleurs de l'examen des lignes des intersections, du moins entre les naissances et les reins. Près environs de la clef, il y a une légère modification qui résulte de la courbure de la ligne des poussées, mais l'influence en est modérée.

Dans l'arc encastré, il y a des différences plus sensibles qui proviennent de ce que les réactions d'appui ne passent pas par des points fixes, mais sont tangentes à la courbe enveloppe. Il en résulte aussi que le niveau de la poussée varie et que les lignes d'influence des moments ne peuvent pas être déduites de la ligne des poussées



à une échelle constante, mais que les ordonnées en sont déduites des ordonnées de la ligne des poussées multipliées par les longueurs variables z , que l'on peut déterminer par la construction de M. Mesnager. Mais les effets finaux ne sont pas très différents de ce qu'ils sont dans l'arc à 2 rotules sauf aux sections d'encastrement, qui se présentent comme des sections singulières et où la tendance à l'extension à l'extrados est aggravée par la sur-

charge complète de la demi-travée partant de la section considérée. Les déformations élastiques sous l'effet des charges, tant fixes que mobiles, sont moindres pour l'arc inarticulé que pour l'arc bi-articulé. Pour l'arc triarticulé, les flèches dues aux charges mobiles peuvent varier de sens, il en résulte éventuellement des oscillations élastiques.

§ 11.2 Comparaison d'ensemble. ~ Théoriquement, l'arc à trois rotules semble incontestablement supérieur aux arcs bi-articulés et encastres. (M. Mesnager, loc. cit.)

Pratiquement, les rotules introduisent une dépense et des difficultés d'exécution supplémentaires. On cherchera, d'une manière quelconque,

à articuler sous l'effet du poids mort, la fibre moyenne et la ligne des pressions étant les plus voisines possibles. On supprimera alors éventuellement l'effet des articulations au point de vue des effets thermiques et des surcharges. Cela peut se faire en maçonnant après décastrément les joints articulés ou par des méthodes spéciales de décastrément.

M. Freyssinet met en garde contre les fatigues secondaires pouvant naître dans les arcs triarticulés par suite de la non concordance parfaite de l'arc exécuté et du projet. A vrai dire, il ne paraît pas que ces effets doivent être supérieurs dans l'arc à trois rotules à ceux des arcs biarticulés et encastrés, à soin égal d'exécution. La vraie raison semble être surtout que l'arc à trois rotules se prête mal au décastrément par soulèvement de la clef, préconisé par M. Freyssinet, et qui a des avantages énormes; mais il n'y a cependant pas incompatibilité.

La comparaison montre le danger d'extension à l'intados à la clef des arcs bi-articulés et à l'extrados des naissances des arcs encastrés, d'autant plus que les arcs sont plus épais. On voit que l'on réalise donc une amélioration très notable des conditions de travail en armant légèrement les arcs biarticulés à la clef, les arcs encastrés aux naissances et à la clef. D'une manière générale, les arcs en béton armé présentent une grande supériorité, mais il faut tenir compte du prix.

§ 12. - Autres types d'arcs. - D'autres types d'arcs sont susceptibles d'être employés et ont reçu des applications isolées, principalement en béton armé. Je n'envisage toutefois ici que les arcs formant voûtes, c'est à dire à tablier supérieur.

On peut envisager l'arc encasté à trois rotules, formé d'un arc triarticulé reposant sur des culées élastiques prolongées en forme d'arc encasté. Le système est isostatique et peut être avantageux pour les grandes portées et les faibles surbaissements.

L'arc biarticulé et encastré à une extrémité présente une dissymétrie d'appui qui rend ce cas presque exclusivement théorique. On ne conçoit son application que dans le cas où les circonstances d'assiette aux 2 naissances sont naturellement très dissimilables. Le système est simplement hyperstatique. On peut en somme considérer l'arc encastré comme une culée prolongée élastique; il reste à étudier un arc à deux rotules sur appuis déformables.

Enfin, une forme d'arc théoriquement assez prise par certains auteurs est l'arc encastré à rotule de clef. Il est généralement symétrique et est doublement hyperstatique. On peut l'étudier en prenant comme inconnues hyperstatiques les réactions de la rotule de clef ou bien les moments d'encastrement, en prenant pour système isostatique de base l'arc triarticulé. Cette méthode est préférable, dans les cas de symétrie notamment, il n'y a plus qu'une inconnue à déterminer. Les résultats sont très voisins de ceux de l'arc encastré; c'est en somme un arc encastré amélioré. On voit notamment qu'à la clef δ est toujours nul, et il en résulte que δ_1 est aussi réduit. Les tendances à la fissuration d'extrados aux naissances sont diminuées. Les effets thermiques sont moins défavorables; pour les surcharges mobiles, il y a toujours analogie. L'inconvénient est la présence de la rotule de clef, qui rend le clavage difficile et délicat.

§ 13. Autres méthodes de calcul des arcs et observations générales sur ce calcul.

On applique souvent aux arcs encastrés la méthode graphostatique de Culmann - Ritter, rigoureuse dans son principe et d'application plus aisée que la méthode numérique. Mais il faut se méfier des méthodes graphiques en général, pour les arcs surbaissés surtout, et il faut chercher des vérifications par le calcul. Je renvoie pour l'exposé de la méthode de Culmann - Ritter au cours de résistance des matériaux et aux traités spéciaux.

Parmi les autres méthodes dites empiriques, la méthode de M. Géry est la plus répandue, bien que assez sommaire. Elle convient aux petits ouvrages. Elle peut être appliquée entièrement graphiquement, par la graphostatique ou l'intégration graphique, mais il est possible aussi de la traiter numériquement d'après la théorie des arcs tri-articulés, la rotule de clef étant au tiers supérieur de la section, celles des naissances au tiers inférieur des retombées. Pour la définition des joints de rupture et l'application de la méthode, je renvoie au cours de graphostatique et aux traités spéciaux. On peut s'inspirer d'ailleurs du § du cours relatif aux épaisseurs.

On obtient plus de sécurité par la méthode de M. Géry en faisant trois vérifications.

a) voûte complètement surchargée; la ligne des pressions passe par le tiers supérieur à la clef, le tiers inférieur aux joints de rupture.

b) voûte déchargée (poids mat. seul); la ligne des pressions passe par le tiers inférieur à la clef, le tiers supérieur aux joints de rupture.

c) surcharge d'une demi voûte; la ligne des pressions passe par le milieu à la clef, par le tiers inférieur du joint de rupture chargé et le tiers supérieur du joint de rupture non chargé.

Dans la méthode des noyaux de poussées limites, on vérifie

1^o) si pour la voûte complètement surchargée, la ligne des pressions passant par les tiers supérieurs des sections de la clef et des naissances est partout dans la région centrale.

2^o) si pour la voûte déchargée, la ligne des pressions passant par les tiers inférieurs des mêmes sections est partout dans la région centrale.

Toutes ces vérifications se font donc toujours comme pour des arcs tri-articulés.

Les calculs par la méthode élastique sont très longs et fastidieux. Il faut procéder avec soin et beaucoup de méthode, en coordonnant les résultats en tableaux au fur et à mesure de leur avancement et en cherchant toutes les vérifications possibles en cours d'établissement.

Les coefficients doivent être choisis avec soin. Pour la détermination des retombées dans l'arc encastré, si cela ne ressort pas indubitablement de l'avant projet (arcs surbaissés), on se guidera d'après le calcul. Mais il y a intérêt à tenir compte de la plus grande longueur possible de l'arc, même près des naissances, afin d'être justifié de ne pas tenir compte des déformations élastiques des appuis. Comme nous verrons plus loin, le calcul d'établissement et la conception ainsi que la réalisation des modalités d'exécution doivent être en accord et sont absolument interdépendants. On doit s'attacher surtout à réaliser le plus exactement possible les conditions mises à la base du calcul.

§ 14. - Déformations et déplacements des appuis.

Tous les calculs précédemment exposés supposent les appuis rigides. En fait ils ne le sont pas et des déformations ou déplacements des appuis peuvent se produire soit au décintrement, soit sous l'effet des charges mobiles et donner lieu à des fatigues secondaires.

Comme on ne tient pas compte des déformations dans le calcul des fatigues, les déformations des appuis des arcs triarticulés peuvent être considérées comme négligeables au point de vue de la stabilité dans les limites étroites. Dans les arcs hyperstatiques, au contraire, tout mouvement des appuis modifie les réactions et donc les contraintes. Nous avons montré notamment que des déplacements horizontaux dans les arcs symétriques produisent des effets identiques à ceux des variations de température et que les formules permettent de calculer.

Dans les ponts à arche unique ou à arches multiples, mais à piles basses et rigides, les mouvements les plus appréciables sont généralement des déformations permanentes produites lors du décintrement par suite de tassement, déversement ou glissement sur la base de fondation des culées et piles.

Il arrive notamment que les piles se déversent lorsque le décentrement des 2 arches contigües n'est pas simultané, ce dévers est souvent parait souvent en partie après décentrement total. Ces mouvements sont imprévisibles. On peut les relever et en calculer les effets après coup. Il est donc prudent de laisser une marge de sécurité pour les contraintes. Dans les arches symétriques, on ne considère souvent que les déplacements horizontaux des retombées.

Dans les ponts à arches multiples à piles basses et d'assez grande portée, les dispositions sont telles que sous l'effet des charges fixes, les poussées s'équilibrent. Les piles ne peuvent être ainsi sollicitées déséquilibrément que par l'accroissement de poussée provenant de la surcharge d'une travée. Les piles doivent être calculées en vue de cette sollicitation. Par suite de l'importance relativement faible de l'accroissement de poussée dû à la surcharge par rapport aux poussées permanentes et par suite de la faible hauteur des piles par rapport à leur largeur, les déformations angulaires et latérales correspondantes sont généralement négligeables. Les déplacements verticaux (compressions) sont généralement négligeables et d'ailleurs sensiblement égaux pour tous les appuis.

Ce sont donc les appuis extrêmes ou culées, supportant une poussée non équilibrée qui sont dans les conditions les plus défavorables et dont l'indéformabilité pratique doit être assurée avec le plus grand soin. Si l'on craint d'ailleurs des déformations appréciables, on peut déterminer d'abord les réactions d'appui en supposant les appuis inébranlables. On détermine ensuite les déplacements élastiques de la rotule ou de la section de retombée sous l'effet de ces réactions en considérant le massif d'appui comme encastré sur sa base de fondation. Le calcul ne présente aucune difficulté théorique et peut être approximatif. Éventuellement, on peut aussi supposer une certaine déformation de l'assiette de fondation, que l'on réduit généralement à une rotation sous l'effet du moment. À vrai dire, ces hypothèses sont peu sûres et il est préférable de donner aux appuis des dimensions

et formes telles que, compte tenu d'actions stabilisantes éventuelles des terres, l'excentricité de la réaction sur la base de fondation soit négligeable.

Ces déplacements déterminés, on recommence les calculs en y introduisant les valeurs numériques données que l'on substitue à zéro dans les équations des réactions hyperstatiques. Les nouvelles valeurs calculées pour les réactions étant généralement peu différentes des premières, cette approximation suffit. (Les différences presque insignifiantes pour les réactions atteignent à peine quelques % pour les moments d'encastrement ainsi que pour les contraintes). Cette méthode est grossière, mais elle fait déjà plus que doubler les calculs. Elle donne peu de sécurité ou de renseignements complémentaires en proportion de sa complication.

Donc, sauf cas spéciaux, dans les ponts à piles basses, on calculera généralement les arches comme si elles avaient des appuis rigides et on prendra toutes les mesures et dispositions raisonnables et économiques en vue de réaliser cette hypothèse le mieux possible.

Pour les viaducs élevés, à arches multiples de portée réduite et à piles très élevées, par conséquent relativement élançées et déformables, les conditions sont différentes et il faut tenir compte de l'élasticité de ces appuis. En général, les poussées dues aux charges fixes s'équilibrent et les piles ne se déforment que par compression axiale, on ne tient pas compte de ces déformations d'ailleurs théoriquement égales et donc sans effet, sauf aux travées extrêmes. Le mode de construction aussi les rend négligeables.

Mais les surcharges donnent lieu à des poussées supplémentaires dont l'importance par rapport aux poussées fixes peut être notable dans les grands viaducs de chemin de fer, par suite des fortes charges mobiles (10 T et plus par m. ch. de voie) et des faibles portées. Il en résulte des déformations élastiques importantes des piles. Les calculs des systèmes continus à appuis élastiques sous l'effet des charges

mobiles sont les plus complexes que l'on peut rencontrer en stabilité des constructions.

Le nombre d'inconnues hyperstatiques est si élevé que les méthodes numériques ne sont pas pratiquement utilisables. Les méthodes graphostatiques ou dérivées permettent d'arriver au résultat : la méthode de Culmann - Ritter ou des ellipses d'inertie, la méthode des foyers etc. Les calculs sont néanmoins encore très longs. On les simplifie généralement en négligeant les déformations verticales et angulaires des sections de retombée et en ne considérant que le déplacement horizontal du sommet de la pile. En outre, selon une autre hypothèse de H. Lossier, on admet que les appuis voisins de part et d'autre de la pile considérée sont fixes. Cela revient donc à considérer 2 arcs contigus à retombées extrêmes fixes et à retombée mobile élastique dans le sens horizontal. Une des travées est surchargée. On peut tracer les lignes des pressions des 2 arcs en supposant l'appui intermédiaire fixe. Le déplacement de l'appui introduit dans la travée chargée une poussée supplémentaire négative et une poussée supplémentaire positive dans l'autre. Elles agissent suivant l'horizontale commune des centres élastiques des 2 arcs symétriques. Elles se déterminent par la condition de l'égalité du déplacement de la retombée et du sommet de la pile, ce qui peut se mettre en équation algébrique par le théorème de Messabilla, en prenant comme inconnue hyperstatique externe la poussée au sommet de la pile. Cette méthode n'est pas rigoureuse, mais on peut admettre qu'elle donne la partie principale des actions secondaires envisagées. On constate d'ailleurs que l'effet des déformations des piles est de réduire leur sollicitation en cas de surcharge dissymétrique, celle de l'arche chargée étant au contraire aggravée.

§ 16. - Actions secondaires transversales.

Effet du vent - (voir Constructions de ciment armé, n° 55 page 81 - Beton und Eisen Fév. 1923)

Le vent produit dans les ponts en maçonnerie des efforts secondaires

dont il est utile de tenir compte au moins d'une manière approximative ; c'est-à-dire de connaître leur ordre de grandeur. C'est surtout utile pour les ponts à anneaux multiples, dont la faible largeur augmente l'importance relative des efforts transversaux. Il est donc utile de réaliser dans ces ponts un contreventement des anneaux par le tablier.

L'étude exacte de ces efforts secondaires est assez compliquée pour un anneau simple et exige des hypothèses simplificatives. Ainsi qu'on le sait, ces actions n'influencent pas sur les contraintes considérées dans le plan longitudinal, mais s'y superposent. L'étude a été faite en Allemagne par Engesser et D'Almeida e. a. Cette méthode est aussi applicable si le pont est formé de plusieurs anneaux solidaires. On peut se contenter d'une méthode empirique qui donne des valeurs par excès. On ne doit généralement vérifier que les sections d'encastrement ou des naissances. On envisage l'effort du vent agissant normalement sur le pont et un train porté par le pont, d'après les règles usuelles ou imposées. On voit l'avantage des tympans évidés. On fait l'hypothèse simplificative et défavorable que la charge est uniformément répartie sur toute l'ouverture.

On envisage séparément la flexion dans le plan horizontal et dans le plan vertical du vent. Suivant l'horizontale, on considère le pont comme une pièce droite de section constante encastree aux 2 bouts et chargée de toute la charge v_1 du vent. ($v_1 = \frac{V}{l}$). On détermine les moments d'encastrement $\frac{v_1 l^2}{12}$, la tension correspondante est

$$\sigma_1 = \pm \frac{6 v_1 l^2}{12 E_r b^2} = \pm \frac{v_1 l^2}{2 E_r b^2}$$

Suivant la verticale, on considère le pont comme une pièce droite encastree à la base et de hauteur f et chargée de la moitié de la charge du vent : $v_2 = \frac{V}{2f}$. Le moment d'encastrement est $\frac{v_2 f^2}{2}$ et

$$\sigma_2 = \pm \frac{3 v_2 f^2}{E_r b^2}$$

La tension totale supplémentaire est $\sigma = \pm (\sigma_1 + \sigma_2)$.

Les calculs précédents supposent l'arc encastré. Si il y a des rotules de naissances, les contraintes supplémentaires se reportent sur les rotules.

Il n'y a pas seulement flexion, mais torsion. Les fatigues de torsion sont généralement faibles. On peut éventuellement les supprimer d'après la méthode ci-dessous.

Chapitre IV

Construction des voûtes.

§ 1. - Moyens généraux d'exécution. - Les voûtes se construisent sur des échafaudages en bois ou métalliques, appelés cintres. Leur face supérieure doit reproduire aussi exactement que possible la forme de la douelle. Les cintres doivent donc être construits avec grand soin, tant pour l'aspect de la voûte que pour sa stabilité, basée sur une correspondance aussi grande que possible entre la construction et le projet. Les cintres doivent donc aussi être très rigides, afin que les déformations sous le poids de la voûte en construction soient aussi faibles que possibles.

Diverses précautions peuvent être prises en vue de compenser le tassement sur cintre, qui dans les voûtes bien construites est souvent le plus important. On peut calculer ce tassement par l'étude théorique des déformations et donner des contreflèches correspondantes au cintre. Ce procédé est très recommandable. Le calcul des déformations est peu précis, mais on peut se baser sur les tassements observés dans des ouvrages analogues et un léger excès de contreflèche ne peut être nuisible (voir plus loin).

Anciennement, on chargeait souvent le cintre sur toute son étendue

avant construction de la voûte, d'un poids analogue à celui de la voûte à supporter. On réalisait ainsi la majeure partie du tassement avant construction et on aurait pu régler le cintre pour donner exactement la douelle voulue. En fait, cette précaution était prise surtout pour éviter les tassements en cours d'exécution de la voûte par rouleaux, afin d'éviter la dislocation des parties déjà construites, après que le mortier a déjà durci et qui ne présentent aucune résistance à la flexion avant le clavage. Par suite du perfectionnement des procédés de construction, cette méthode n'est plus guère employée, sauf pour les petites voûtes en moellons ou briques. Pour les grandes voûtes, il y a trop de sujétion.

Enfin, comme nous le verrons plus loin, on peut décintrer les voûtes par soulèvement au dessus du cintre (procédé Freyssinet). Ce soulèvement compense pour le moins le tassement sur cintre, dont il n'y a pas à tenir compte, sauf bien entendu à veiller qu'il reste aussi modéré que possible.

En tous cas, il importe de prendre des dispositions afin d'éviter les dislocations des grandes voûtes en cours de construction par les tassements du cintre. Les ruptures des joints de mortier ayant fait prise ne se resoudent pas. En outre, pour les grandes voûtes, il y a intérêt à réduire autant que possible l'importance des cintres, dont le prix est très élevé. Ce point de vue est d'ailleurs en contradiction avec celui de la rigidité des cintres. Cependant, ils ont été tous deux conciliés et leur réalisation a atteint un degré de perfection remarquable grâce aux excellentes méthodes créées par M. Sejourné et M. Freyssinet.

Le clavage ou fermeture de la voûte et le décintrement sont à opérations essentielles et délicates, qui doivent être faites avec le plus grand soin. Pour des raisons qui ressortent à suffisance du chapitre précédent, il faut claver par température aussi basse que possible et décintrer par température la plus élevée possible.

§ 2. - Matériaux. On emploie les briques, les pierres taillées et le béton. La maçonnerie se fait à l'heure actuelle d'une manière générale au ciment.

Les briques sont économiques et faciles à mettre en oeuvre. Elles donnent des ouvrages d'un aspect agréable, à condition qu'il soit bien protégé contre l'humidité.

Ces matériaux permettent facilement et à peu de frais une décoration architecturale appropriée, grâce au petit module des matériaux. Il faut évidemment des briques de choix, tant au point de vue de la résistance que de la compacité et de l'aspect. Néanmoins, les briques ne permettent pas de fatigues très élevées et leur emploi se borne aux petites et moyennes portées. Taux de travail : 15 à 25 kg/cm² max. selon qualité. Poids du mètre cube 2000 kg env. par m³. Résistance des briques à l'écrasement : 150 à 350 kg/cm² minimum pour les briques de qualité spéciale.

Les pierres peuvent s'employer assises ou non. Les pierres non assises s'emploient pour les petits ouvrages ou dans la partie extradosale de la voûte pour les ouvrages plus grands. Les pierres sont généralement de qualité médiocre ou moyenne, comparable à la brique. Résistance 8 à 12 kg/cm² au mortier de chaux, 12 à 15 kg/cm² au mortier de ciment. Poids spécifique 1800 à 2400 kg/m³.

Les pierres taillées s'emploient pour les bandeaux (faces des voûtes apparentes en têtes) et souvent aussi pour les douelles. Pour les grandes voûtes, on les construit généralement complètement en pierres assises, mais les bandeaux sont en voussoirs taillés d'appareil, les pierres de douelle en moellons appareillés en voussoirs, de la qualité des moellons smillés, et le corps de la voûte est souvent en moellons débrutés. La pose se fait à bain de mortier de préférence, mais sur cales pour les pierres un peu grandes, on peut aussi ficher le mortier dans les joints des grands voussoirs. Le poids spécifique moyen est de 2400 kg pour les voûtes en grès ou calcaires moyens, il peut atteindre jusque 2600 et 2700 kg pour des

calcaires durs, les granites et les basaltes. Avec de bonnes pierres, présentant au moins 600 kg/cm^2 de résistance de rupture, la résistance des maçonneries est limitée par les joints de mortier. On sait que cette résistance en joints minces est supérieure à la résistance en cubes par suite des frottements. Selon des règles généralement admises, on pourrait admettre jusque $0,8$ de la résistance à la rupture du mortier au débutement (après 1 mois) sous l'effet du poids mort et davantage lors de la mise en service, la résistance croissant avec l'âge. D'après cela, on voit que 45 kg/cm^2 de contrainte pratique est un minimum et que l'on peut, comme le préconise M. Séjourné, admettre 60 kg/cm^2 à 1 mois et 90 kg à trois mois avec des bons mortiers de sable rugueux à 500 ou 600 kg /ciment par m^3 de sable. En surplus, il est recommandable de fixer les taux et après des essais de laboratoire.

Les maçonneries en pierres taillées sont excellentes d'aspect, mais coûteuses, à cause de la taille, de l'appareil et de la maintenance. L'architecture exige généralement des tailles complexes, elle est coûteuse et somptueuse. Les maçonneries de briques et de pierres taillées ont l'avantage de présenter un retrait insignifiant et d'être relativement peu sensibles aux effets thermiques.

Valeurs de $\delta \times 10^6$ (par degré centigrade)

Calcaire dur	6 à 8	Maçonnerie de briques à la chaux	3 à 4
Granite	8 à 9	" " "	au ciment 4,5
Béton de ciment	11		

Valeurs de $E\delta$ (kg/cm^2)

Béton de ciment	1,7 à 3,3, moyenne 2,5
Calcaire dur	1,2 à 2,4 et davantage
Granite	2,0 à 2,7, moyenne 2,4
Maçonnerie de briques à la chaux	0,09 à 0,12
" de moellons " " "	0,36

Maçonnerie de briques au ciment 0,20 à 0,70 , moy. 0,50

" " moellons au ciment 0,60 à 0,90 , moy. 0,75

Le béton est devenu d'un usage assez répandu depuis ces dernières années. Il est facile et économique à mettre en oeuvre, plus économique que la pierre taillée. Son aspect est ingrat mais il est susceptible d'être rendu satisfaisant par un parachèvement superficiel, éventuellement sur béton spécial de parement. Il faut un dosage résistant, bien étudié : 300 à 400 kg ciment portland artificiel par m^3 . La résistance admissible est 0,28 de la résistance de rupture après 90 jours. Dans ces conditions, on pourrait admettre jusqu'à 90 kg/cm² et davantage, généralement on admet 60 kg/cm² pour les grands ouvrages. On doit considérer la résistance des routes en béton comme inférieure à celle des routes en bonnes pierres assisées, mais il est difficile d'atteindre les hautes résistances que celles-ci permettent à cause du défaut de résistance à l'extension des joints de mortier. Le grand avantage du béton est de permettre la disposition de quelques armatures aux endroits les plus exposés aux fissurations. En fait, les grandes routes en béton ne sont presque jamais dépourvues de toute armature; elles comportent généralement des armatures modérées et locales aux endroits les plus sollicités, mais sans que la construction constitue pour cela du béton armé au vrai sens du mot.

Les inconvénients du béton sont la sensibilité thermique, le retrait et l'importance plus considérable des cintres.

On ne peut considérer à l'heure actuelle que le béton peut définitivement supplanter les autres types de maçonnerie dans la construction des routes.

§ 3. - Construction des petites routes. - Si elles sont en briques ou moellons, la route peut se construire directement à pleine épaisseur. On l'élève symétriquement des acins vers la clef. Il est bon de charger les cintres pour éviter les fissures de

tassement. On finit par la clef; il faut soigner particulièrement le clavage. Cette méthode est évidemment la plus simple. Mais il peut y avoir avantage à s'inspirer des méthodes en usage pour les grandes voûtes, notamment de construire par rouleaux. Les voûtes en béton présentent l'inconvénient du retrait. Il est donc indiqué de bétonner par tronçons, en laissant des joints de retrait, au moins à la clef et aux reins. Après durcissement suffisant et retrait, on bourse énergiquement ces joints de béton fin, riche et sec.

§ 4. - Construction des voûtes en maçonnerie par rouleaux. - On lieu d'exécuter la voûte sur toute son épaisseur, on l'exécute par anneaux superposés, généralement 2 ou 3. Le but est d'alléger les cintres et d'en réduire les tassements. On constate en effet qu'après clavage du rouleau de douelle, celui-ci supporte la majeure partie du poids des rouleaux suivants, le cintre ne tasse presque plus. Il suffit donc de calculer le cintre pour qu'il puisse supporter en toute sécurité le premier rouleau. Celui-ci doit avoir une épaisseur telle qu'il puisse supporter le second, etc. On pourrait le calculer en tenant compte du mode de construction des rouleaux superposés. Généralement, on lui donne la moitié de l'épaisseur totale s'il y a 2 rouleaux et 0,30 à 0,40 de l'épaisseur s'il y a trois rouleaux, les 2 suivants étant égaux. Il résulte de ce mode de construction que l'arc est mis progressivement en charge, surtout dans les fibres et intrados, ce qui est favorable pour la clef mais défavorable pour les extensions aux retombées. La division en rouleaux commence à partir du point où la voûte commence à peser sur le cintre, c'est à dire $\omega \approx 60^\circ$.

X Ce mode de construction convient aux voûtes en briques, en pierres taillées et en voussoirs moulés en béton. Les différents rouleaux sont construits en liaison avec découpe par lignes de voussoirs, exceptionnellement dans les lignes. La construction par rouleaux ne convient pas aux voûtes en béton moulé.

Les tassements du cintre sous le poids du 1^{er} rouleau en construction risquent de disloquer celui-ci, d'autant plus qu'il est mince.

Pour cette raison la construction par rouleaux est, dans les grandes voûtes, généralement effectuée par tronçons ou claveaux, réservant des joints secs clavés après achèvement du rouleau.

§ 5. - Construction par tronçons ou claveaux des voûtes en maçonnerie.

Pour éviter les ruptures des rouleaux ou de la voûte en cours de construction, on les divise en tronçons que l'on laisse séparés par des joints secs. Cette méthode permet aussi de conduire simultanément plusieurs attaques (jusqu'à 4 à 5 de chaque côté de la clef). L'avancement doit être mené symétriquement de part et d'autre de la clef. Dans les parties de la voûte à forte inclinaison, les claveaux sont contrebutés par des coffrages ou taquets.

La division en tronçons commence, comme la division en rouleaux à partir des points où la voûte pèse sur le cintre ($\omega \approx 60^\circ$); les points de division seront choisis avec soin au centre présente tant une fixité relative, donc au droit des contrefiches, c'est à dire aux extrémités des vousses, qui sont les points les plus probables de fissuration.

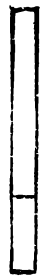
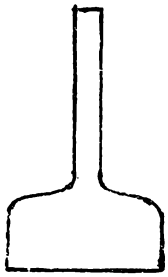
La construction se fait généralement des retombées vers la clef. Les joints secs sont maintenus à l'écartement par des bandes en lingame de plomb en douelle et des cales de bois en queue. De multiples précautions sont prises pour que les joints secs restent absolument vides et propres, pour permettre le rejointage en douelle etc (voir ouvrages spéciaux). Malgré la division en tronçons, il arrive que l'on surcharge les cintres.

Après achèvement du rouleau ou de la voûte, on procède au clavage en faisant les joints secs de mortier plastique de bonne qualité, on en protège la prise par des sacs de sable humide. L'ordre dans lequel on procède à ce clavage paraît assez indifférent

cependant, pour réduire les chances de fissuration d'estrados aux retombées, il paraît favorable de procéder de la clef vers les naissances, surtout lorsque les joints sont malés.

§.- Clavages malés.

C'est principalement M. Séjourné qui a montré les avantages du malage des joints secs, qui se fait en chassant dans les joints vides bien lavés à l'eau du mortier pulvérulent contenant 500 à 600 kg de ciment par m^3 de sable. Le sable doit être dur et graveleux. Il faut très peu d'eau, 6 à 7% en poids. En résumé, la préparation du mortier doit être telle qu'il se male sous l'effet d'un damage énergique dans les joints au moyen d'un outil spécial appelé maloir, chassé à la masse. Le malage a pour effet



maloir

de rendre le mortier très compact et de lui faire développer des pressions latérales atteignant jusqu'à 15 à 16 kg/cm^2 dans les joints à faces parallèles. Dans des joints irréguliers, on n'obtient qu'une maquette. Le malage est terminé

lorsque le mortier sue un peu d'eau. Un excès de ciment rend le mortier plastique, il ne se male pas. Le malage se fait par petites comètes (2 à 3 cm. de hauteur) dans des joints de 15 à 20 mm de largeur. On opère sur toute la longueur d'un joint simultanément des 2 têtes vers l'axe de la voûte. On protège la prise par des sacs de sable humide.

On voit que ce malage peut faire naître dans la voûte des pressions de l'ordre de celles qu'elle supporte au décentrement. Donc le malage décentre partiellement la voûte. Il y a intérêt à le rendre aussi efficace que possible et de constituer donc les assises adjacentes aux joints secs de voussoirs exactement taillés, de sorte que les joints soient réguliers et d'épaisseur constante. On voit aussi que la conduite du clavage malé influe sur la position de la ligne

des pressions et qu'il y a intérêt à terminer le clavage avec re-
tombees ou, pour éviter des efforts excessifs à la clef, à mi-montée.
Avec un clavage bien fait, effectué à basse température, la voûte
peut se décaler d'elle-même à température plus élevée.

§7.- Construction des grandes voûtes en béton.

La construction au moyen de voussoirs moulés d'avance peut se
faire comme dans le cas de la maçonnerie de briques ou de pierres.
Avec le béton moulé sur centre, la division en rouleaux est im-
possible, la division en claveaux est par contre indispensable à
cause du retrait. L'importance du retrait est de 4 à 6×10^{-4} .

La division en tronçons se fait d'après les mêmes principes que
précédemment, mais ils sont généralement construits successivement.
On leur donne des longueurs variables, de 3 à 6 m. en général et
disposés de manière à pouvoir construire un tronçon entier sans
reprise. Bien entendu, on opère symétriquement. Le béton est
moulé dans des coffrages, il doit être de préférence plastique et
tamé. On y ajoute parfois de grosses pierres dures dans une
certaine proportion, cette pratique ne paraît pas cependant par-
ticulièrement recommandable ni très avantageuse pour les grandes
voûtes. On commence généralement aux retombées et on continue
dans un ordre déterminé et en somme assez arbitraire.

Un ordre qui se recommande par sa symétrie est le suivant:
on commence aux retombées, puis à la clef, puis on continue
par la construction de tronçons placés toujours à mi-distance
des plus anciens exécutés. On réserve entre les tronçons des joints
pas trop larges, par exemple 10 cm (pont de Villeneuve sur le
Lot) au droit des contrefiches. Les tronçons sont maintenus à
écartement éventuellement par des bûches en béton armé. Les
joints sont remplis, après durcissement suffisant des claveaux, au
moyen de béton fin plastique fortement tamé. Le retrait réel
se réduit donc à celui des joints, qui est faible, surtout si l'on

en protège la prise par des sacs de sable humide.

§ 8. - Nombre de cintres. -

Les cintres constituent une très grande dépense ; il y a intérêt à la réduire le plus possible. De multiples dispositions peuvent être employées à cet effet. La division en anneaux notamment permet de réduire la largeur des cintres, les anneaux sont construits successivement sur le même cintre que l'on déplace I à l'axe du pont (ripage). Même dans les voûtes non divisées, on procède parfois à l'exécution par demi-voûtes, ou plusieurs anneaux accolés si la voûte est longue. On assure la liaison ou on laisse subsister le joint selon les circonstances.

Dans les ponts à plusieurs arches, la disposition la plus sûre consisterait à cintrer toutes les arches simultanément et à les exécuter simultanément, au moins à les surcharger. C'est la disposition qui est effectivement employée pour les viaducs élevés lorsque les piles sont très flexibles (viaduc de la Recommené-voir Gay). Au viaduc de la Recommené, on a même observé constamment les mouvements horizontaux des piles et conduit le travail de maçonnerie sur plusieurs arches simultanément de manière à limiter ces déplacements au maximum à 5 mm ($1/10000^e$ de la hauteur des piles).

Pour réduire le nombre de cintres lorsque celui des arches est élevé et dépasse 5 ou 6 pour les viaducs, on peut employer le système appelé "en cascade" par M. Séjourné. Il comprend généralement cinq cintres voisins. L'état d'avancement des travaux est décroissant du premier au cinquième. Après décrètement, le premier est remonté en 5, puis le 2^e en 7, etc.

Compte tenu des temps d'exécution et des délais de décrètement, il peut arriver que 5 cintres ne suffisent pas pour permettre la continuité du travail, d'où des temps d'arrêt onéreux. On a plus de facilité avec six cintres. L'emploi de piles assez fortes et de

pires d'arrêt ou piles culées favorise la réduction du nombre de cintres, mais en réduit le bénéfice économique. Il y a donc une limite à établir.

Pour les ponts à arches multiples et à piles basses, les arches étant le plus souvent surbaissées, il faut les cintrer toutes. Exceptionnellement, lorsqu'il y a plus de trois ou quatre arches et que le surbaissément le permet, on se contente de 1 jeu de cintres, trois pour les petites arches peu surbaissées et à piles rigides (viaducs d'approche dans les vallées submersibles).

Chapitre V.

Infrastructure

Culées et piles.

§ 1. - Culées. -

Les culées se distinguent des autres appuis dans les ponts en maçonnerie par ce qu'elles doivent reporter sur le sol de fondation de fortes poussées, c'est à dire des réactions peu inclinées sur l'horizontale. La manière dont ces réactions sont transmises dépend essentiellement de la nature du sol de fondation et de sa disposition par rapport à l'ouvrage. Il en résulte que ces dispositions doivent être judicieusement établies dans chaque ^{cas} concret, d'après l'importance et le caractère de l'ouvrage. Les culées doivent assurer deux fonctions essentielles. Tout d'abord, celle d'assurer un appui aussi inébranlable que possible aux retombées des voûtes. Ceci doit être réalisé par une fondation conforme aux règles de l'art, stable par elle-même et à l'abri des affouillements. En outre, la culée doit présenter une stabilité propre très élevée,

notamment une grande rigidité. Cette rigidité est relativement sûre dans les culées très basses ; elle l'est beaucoup moins dans les culées hautes. Il est, dans ce cas, prudent de déterminer, à titre de contrôle, d'après les principes, exposés dans le chapitre antérieur, les déformations du sommet de la culée en tenant compte éventuellement des tassements possibles du terrain. En tout cas, il faut étudier la stabilité de la culée considérée comme le prolongement élastique de l'arc et non se contenter d'une vérification de stabilité extérieure au renversement et au glissement.

En second lieu, les culées doivent assurer le raccordement du pont avec les berges ou talus et les abords du pont : rampes, chemins de balage ou bermes etc. Cette fonction est le plus souvent déterminante de la forme au moins extérieure de la culée, par les éléments qu'elle exige. Ils ne sont pas indispensables à la stabilité et n'y contribuent que d'une manière très imparfaite, on cherche donc à les réduire.

Ce sont les piédroits : parements verticaux ou peu inclinés sous les abouts des arches, et les murs en retour ou murs en ailes, destinés à réaliser le raccordement avec les talus. Les murs en retour sont le prolongement des tympans et forment avec eux ce que l'on appelle les têtes. Les murs en aile sont au contraire dans le prolongement des piédroits ou bien évasés. Du point de vue de la forme, on appelle des culées munies de piédroits et de murs en retour ou en ailes des culées proprement dites ou ordinaires. On appelle culées perdues des culées qui ne possèdent pas ces éléments apparents : l'arc pénètre dans les talus et s'y épanouit jusque sur le bon sol de fondation. Cette disposition est la plus rationnelle au point de vue de la stabilité et la plus économique ; elle ne convient pas toujours, soit pour des raisons d'aspect, soit pour le raccordement avec les abords (viaduc d'approche), soit à cause de la profondeur de fondation. Enfin, il faut observer que la distinction entre ces types de culées peut être précieuse

lorsque, pour concilier les conditions d'économie, d'aspect et de raccordement, on combine les culées perdues avec des murs indépendants : murs de quai, murs de soutènement, masques latéraux, etc...

§ 2. - Stabilité des culées.

Les culées supportent : 1°) leur poids propre ; 2°) la réaction de l'arche ; 3°) les réactions des terres et du sol. Ces trois actions doivent assurer l'équilibre très stable de la culée.

La réaction est généralement bien définie en grandeur et alignement ; il faut évidemment considérer la plus grande possible.

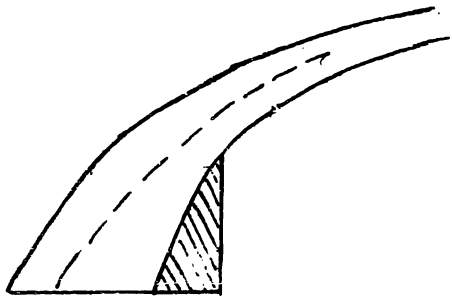
Pour ce qui est du poids, il faut envisager attentivement si certains éléments, tels que murs en retour, murs en aile, etc... peuvent être considérés en totalité ou partie comme contribuant à la stabilité. Cette question a peu d'importance pour les culées massives dont le poids est généralement suffisant, mais en acquiert dans le cas de culées évidées ou divisées, notamment dans les ponts à ancrages multiples. Il faut alors veiller et adopter des dispositions constructives permettant de tirer le meilleur parti de tous les éléments et justifiant les hypothèses de base du calcul.

L'élément le plus indéterminé est celui des réactions des terres et du sol, parce qu'il se complique de la question de butée et de poussée des terres. L'hypothèse la plus simple est celle de considérer la stabilité de la culée dans sa fouille avant remblai. Dans ces conditions, la seule inconnue est la réaction du sol sur la base de fondation. On doit considérer généralement cette hypothèse comme défavorable et par conséquent sûre, en tous cas pour les grands arcs.

On détermine, par combinaison du poids et de la poussée, le prolongement de la ligne des pressions de l'arc dans la culée

jusque sur l'assise de fondation, ce qui permet de déterminer les compressions sur cette assise.

Leur maximum doit être inférieur à la limite permise. Mais cette condition est peu suffisante. Il est très recommandable en outre de faire en sorte que la compression soit sensiblement uniforme et que le glissement soit sensiblement nul. Il faut donc que la ligne des pressions soit voisine de la fibre moyenne et que l'assise de fondation soit normale à cette fibre, donc inclinée. Ceci montre la supériorité de la culée perdue et l'inutilité de la maçonnerie des piédroits dans les culées ordinaires. Non seulement cette maçonnerie est inutile mais, par suite de la forme de la courbe des pressions et si l'on ne donne pas à la culée des épaisseurs excessives, il se développe nécessairement des extensions près du parement des piédroits et l'onglet de maçonnerie superflu tend à se détacher par fissuration de la maçonnerie active. Moyennant les précautions

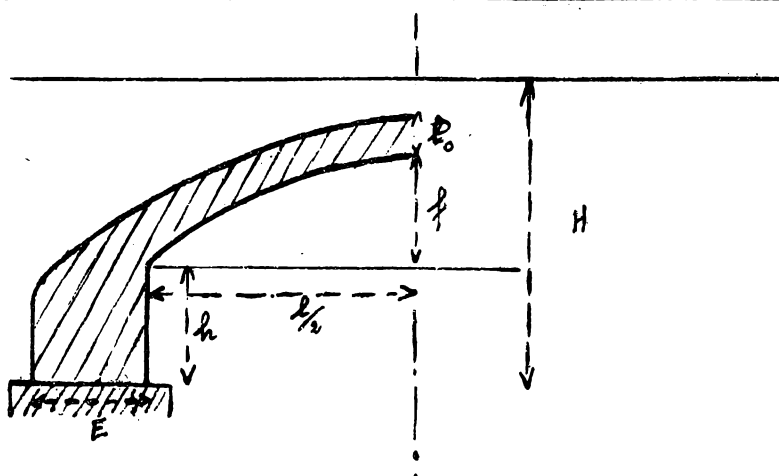


indiquées, on évite à coup sûr les glissements et déversements de la culée sur l'assise de fondation, il ne reste que le tassement que l'on peut réduire par un empiètement suffisant ou la consolidation du

sous-sol.

Dans ces conditions, il n'y a pas lieu d'envisager une butée des terres sur la face arrière de la culée. Il n'y a généralement pas lieu non plus de considérer une poussée des terres sur le prolongement des piédroits, sauf en cas de fondation très profonde. Par contre, on envisagera la poussée des terres sur la face arrière de la culée, déterminée par les méthodes ordinaires. Comme cette face est généralement assez inclinée, cette poussée des terres à une forte inclinaison, elle est surtout stabilisante et ne modifie pas sensiblement l'état élastique envisagé dans les terres, sauf éventuellement l'action du poids des terres dans les culées évidées.

§ 3. - Formes et construction des culées.



La section type des culées ordinaires est la section trapèze avec le parement antérieur vertical. Pour l'évaluation des épaisseurs d'avant projet, on peut se servir des formules de

Leverillé.

Arc de cercle

$$E = [0,33 + 0,212 l] \sqrt{\frac{lh}{H(f+l_0)}}$$

Plein cintre

$$E = [0,60 + 0,162 l] \sqrt{\frac{(h + 0,25l) \times 0,865 l}{H(0,25l + l_0)}}$$

Onse de panier

$$E = [0,43 + 0,154 l] \sqrt{\frac{(h + 0,54f) \times 0,84 l}{H(0,465f + l_0)}}$$

L'étude correcte de la stabilité et la considération de la rigidité conduisent à faire adopter de plus en plus la forme de culée perdue, profilée suivant la ligne des pressions. Les joints de la maçonnerie assise ou les joints de reprise du béton sont généralement normaux à cette ligne. Le piedroit constitue alors en somme simplement un remplissage de maçonnerie distincte, on peut avantageusement le remplacer par un masque ou un ferré.

La culée perdue convient toujours très bien quand le bon sol de fondation est peu profond. Quand la fondation est profonde, il y a avantage à avoir une culée très massive de telle sorte que sous l'action du poids, la ligne des pressions se rapproche très rapidement de la verticale. On distingue alors généralement un massif de fondation prismatique sur lequel s'appuie la partie supérieure de la culée, qui peut être en forme de culée perdue si le surbaissement est faible.

Pour les ponts à anneaux multiples, la forme de culée perdue convient

bien. Les culées des divers anneaux peuvent reposer sur un massif commun de fondation, si elles sont en outre réunies par des masques formant piédroits, on obtient une culée évidée à contreforts ayant l'aspect extérieur d'une culée ordinaire.

Dans les ponts à grandes arches avec viaducs d'approche, les culées peuvent être massives ou d'aspect massif lorsqu'elles sont basses. Pour les viaducs de grande hauteur, cette solution est inadmissible; généralement une des piles du viaduc prend appui sur la fondation de la culée.

Les culées des ponts bas sont souvent élégies, mais il n'est pas toujours possible de rendre ces élégissements apparents. Une culée massive ou d'aspect massif assure d'ailleurs souvent une transition heureuse entre les grandes et les petites arches.

Les culées terminales des viaducs de grande hauteur à arches multiples sont généralement peu épaisses, les arcs étant en plein cintre et de faible portée.

Par contre, les murs en retour ont souvent un grand développement; les murs en aile ne conviennent pas. Les murs en retour jouent partiellement le rôle de contreforts. Comme ces culées sont à flanc de coteau, il faut prendre des précautions contre les glissements; encore davantage si elles sont au sommet d'un talus de déblai. Le meilleur moyen est de descendre la fondation assez bas et de la rendre aussi légère que possible; c'est en somme la culée perdue qui est la meilleure solution, car elle comprime le terrain sans tendre à le faire glisser.

§ H. - Murs en ailes, murs en retour et élégissements.

Les murs en ailes ne contribuent pas à la stabilité de la culée; ce sont des murs de soutènement de hauteur variable. Il résulte des sollicitations différentes de la culée et de ces murs une tendance à la séparation dans le plan des têtes.

En principe, rien ne s'oppose à exécuter un joint mince, toujours préférable à une fissure, car la stabilité de la culée et des murs en ailes sont indépendantes. Cette précaution est même nécessaire dans les terrains

où des tassements inégaux sont à craindre, par exemple en terrain soumis aux affaissements miniers.

Elle n'est pas usuelle, parce que les murs en ailes sont généralement réservés aux petits ouvrages peu surbaissés où les poussées sont faibles et la stabilité généralement très grande. Les fissures sont peu fréquentes. Les murs en ailes sont établis comme des murs de soutènement et ~~couverts~~ d'un couronnement en pente. On prévoit généralement des caniveaux de descente des eaux le long du couronnement. Les murs en ailes sont plus économiques que les murs en retour ordinaires, leur aspect n'est pas défavorable pour les petits ouvrages. Ils conviennent sous les hauts remblais, parce que la poussée est indépendante de la hauteur du remblai.

Les murs en retour sont également établis comme des murs de soutènement, mais en tenant compte éventuellement de la faible épaisseur de terre renfermée entre 2 murs parallèles, qui réduit la poussée. Par contre, toute la hauteur des terres agit dans la poussée, les murs en retour ne conviennent donc pas pour les ouvrages sous de hauts remblais, car ils sont alors trop écartés pour que la réduction de poussée puisse se manifester.

D'autre part, par suite de l'inclinaison des talus ou des quarts de cône, la hauteur sur laquelle agit la poussée diminue des pieds droits vers l'arrière. Pour éviter les tassements inégaux et les décollements entre les murs en retour et les culées, et au contraire faire travailler les murs en retour comme contreforts, on les fonde généralement au même niveau que les culées, souvent même sur un radier général. Cette disposition, qui fait intervenir un poids stabilisant de terre est coûteuse et n'est pas particulièrement rationnelle pour la stabilité par suite de l'allure de la ligne des pressions.

Si le terrain est très ferme, on peut fonder les murs en retour en gradins. En terrain moins ferme, par exemple au haut d'un talus de déblai en terrain meuble, ou en remblai on peut établir les murs en retour sur une poutre en béton armé inclinée suivant la pente du talus et constituant soit une console encastrée dans la culée, soit une pièce reposant

sur des piliers fondés à profondeur suffisante. Dans ce dernier cas, au lieu d'être oblique, elle peut être en gradins.

Dans les culées très hautes (viaducs) ou très longues (grands arcs surbaissés) au lieu de construire des murs en retour ordinaires, on emploie des culées élégies.

Les élégissements verticaux par puits conviennent bien aux culées hautes et étroites des hauts viaducs à faible poussée. Ils peuvent être ouverts ou fermés et éventuellement fondés en gradins. Ils surchargent peu le sol. S'ils sont ouverts, ils doivent être remplis de remblai poussant peu : gravier, pierreaille, béton maigre ou béton de sable. Les murs latéraux ne sont guère que des masques. Les puits sont préférables aux élégissements longitudinaux, qui remplacent la poussée et la charge des terres par la poussée et la charge des voûtes. Même si on équilibre ces poussées par des tirants ou que l'on emploie des couvertures en béton armé, les murs latéraux doivent pouvoir supporter les charges transmises.

Pour les culées longues (culées perdues) et larges (grands ponts) on peut employer plusieurs rangées de puits, mais la meilleure disposition est celle des élégissements transversaux, couverts de voûtes ou de bordois en béton et qui continuent généralement les élégissements de même nature des arcs de la voûte. Ils peuvent être éventuellement apparents; le plus souvent ils sont fermés par des murs de masque.

Les élégissements vides doivent être accessibles et il faut prendre des dispositions en vue d'éviter que les eaux ne s'y accumulent ni que l'air y soit stagnant.

§ 5. Piles.

Avec les piles intermédiaires, les poussées fixes des arches adjacentes s'équilibrent et se composent pour produire une réaction totale verticale qui s'ajoute au poids de la pile généralement symétrique.

L'effet des surcharges mobiles peut produire une poussée non équilibrée, qui, dans les grands arcs surbaissés, est généralement une fraction des

poussées fixes. L'effet des réactions verticales et du poids propre doit être suffisant pour assurer l'équilibre élastique de la pile. Il est désirable que non seulement la ligne des pressions reste dans la région centrale, mais encore qu'elle se rapproche le plus possible de l'axe de la pile près de la base.

Cette condition est sensiblement réalisée pour les arcs surbaissés à piles basses en donnant aux piles, au niveau des naissances, une épaisseur e_p variant de 0,10 à 0,125 l. Pour les arcs en plein cintre, la hauteur des piles peut être grande et il convient d'augmenter les dimensions en fonction de la hauteur, pour la rigidité. M. Ponsio recommande $e_p = 0,10 l + 0,04 H$. Pour les viaducs de chemin de fer d'ouverture supérieure à 8 m. il emploie la formule ci-dessus ou celle déjà citée dans les proportions générales

$$e_p = 0,20 l = 0,08 H.$$

Pour les ouvertures de moins de 8 m. elle est insuffisante, il faut prendre

$$e_p = 0,80 + 0,10 l.$$

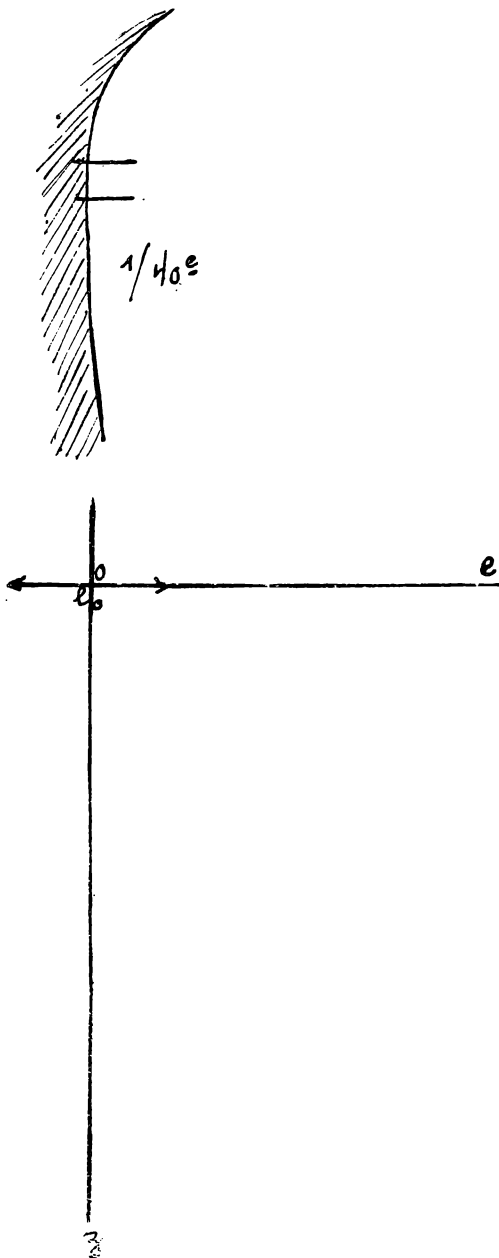
Ces dimensions correspondent toutefois à l'emploi de mortier de chaux. Avec le mortier ou le béton de ciment, l'étude de la stabilité permet éventuellement de réduire l'épaisseur. Pour les viaducs notamment, on prend pour les plus hautes piles $e_p = 0,15 l = 0,06 H$. On réduit légèrement l'épaisseur lorsque la hauteur diminue, en tenant compte de l'aspect.

La largeur des piles à la base est toujours supérieure à celle du pont, dans les ponts bas en rivière à cause des avant-becs, dans les viaducs à cause du fruit. Cette disposition contribue beaucoup à la stabilité et permet d'élégir les piles basses au dessus du niveau des naissances. Ce peuvent être des élégissements transversaux, combinés avec ceux des tympans et généralement apparents. Parfois la pile est enjambée par une arche ou un tourdis prenant appui sur les reins des 2 routes voisines. Cette disposition est assez exceptionnelle et pas très rationnelle. Il semble que pour les piles des évidements en puits ou transversaux, couverts de dalles en béton armé, conveniement le mieux.

§ 6. ~ Profil en élévation des piles. ~

Coinci qu'il a été dit plus haut, les piles sont généralement symétriques. On a préconisé parfois des piles obliques pour des arches inégales, mais cette disposition ne rencontre aucune faveur.

Les piles basses reçoivent généralement un fruit constant de $1/30^e$ (arcs surbaissés) à $1/20^e$ (ellipses et arcs de panier). Parfois, pour des raisons d'aspect, on leur donne un tracé courbe suivant le prolongement de l'intrados etc.. A la base, on élargit souvent par un ou plusieurs ressauts apparents ou non, formant le socle et assurant la transition avec l'empâtement de fondation.



Pour les piles de viaduc, M^{re} Séjourné recommande de conserver en dessous des naissances l'épaisseur constante sur une hauteur $0,20 + 0,01 l < 0,40$.

Pour les petites hauteurs, on emploie un fruit constant, de $\frac{1}{50}$ à $\frac{1}{30}$, en moyenne $1/40^e$. Le fruit constant est insuffisant pour la stabilité des piles de grande hauteur. Si la pile est de hauteur moyenne, on peut prévoir un ressaut assez bas formant socle et ayant le même fruit. Si le ressaut est trop élevé, on doit prendre un profil polygonal en courbe. On peut envisager l'emploi du profil logarithmique d'égal résistance, mais celui-ci correspond à la compression simple et ne convient pas bien pour les suppléments de fatigue provenant des charges mobiles, du freinage et des effets du vent. On préfère le profil parabolique préconisé par M^{re} Séjourné d'après la

$$\text{formule : } e = 2 \left(\frac{l_0}{2} + \varphi_0 \delta + \frac{E}{2} z^2 \right) \text{ (+ éventuellement un terme du 3^e degré).}$$

Les coefficients peuvent être déduits de l'épave de stabilité. Cette courbe est la limite du tracé polygonal obtenu en divisant la pile en tronçons de hauteurs égales à h et de fruit variable suivant la loi

$$q_n = q_1 + E h (n-1).$$

On prend généralement :

$$q_1 = q_0 = 0,015 \text{ à } 0,020 \quad , \quad E = 0,0005 \text{ à } 0,001.$$

§ 7. - Profil transversal des piles de viaducs. -

Les piles des hauts viaducs présentent généralement un fruit symétrique transversal supérieur au fruit en élévation. Il commence à la même origine et varie de 0,02 à 0,05, souvent 0,05. On peut le combiner avec un socle, ou bien prendre un fruit variable tel que

$$q'_n = q'_1 + (n-1) E' h \quad \text{avec } q'_1 = 0,04 \text{ et } E' = 0,001.$$

Enfin on peut adopter le profil parabolique

$$b = 2 \left(\frac{b_0}{2} + q'_0 z + \frac{E'}{2} z^2 \right),$$

q'_0 étant le fruit du tympan. Si l'augmentation de section n'est pas assez rapide pour assurer la stabilité complète contre le vent, on prend

$$b = b_0 + q' z + \frac{E'}{2} z^2 + \frac{E''}{6} z^3.$$

§ 8. - Piles culées. -

Les piles culées se rencontrent surtout dans les viaducs. On en dispose de distance en distance, d'après le nombre total des arches, mais pas à moins de trois arches d'intervalle. Les piles culées doivent pouvoir supporter la poussée d'une arche, au moins au décentrement, ce qui permet de réduire le nombre de cintres. Leur épaisseur est déterminée par l'étude de stabilité. Leur profil est analogue à celui des piles ordinaires. Les piles culées ne sont plus guères en faveur, on les considère comme superflues si elles ne peuvent pas assurer complètement la stabilité sous la poussée d'une seule arche et elles sont trop onéreuses si l'on veut leur donner des dimensions telles qu'elles réalisent réellement cette condition dans les viaducs élevés. On les rencontre davantage dans les viaducs bas.

Lour stabiliser les viaducs très élevés et réduire l'épaisseur des piles, il paraît préférable de les contreventer par des étages de voûtes (Viaduc de l'Allier). Le calcul rigoureux d'un tel système considéré comme formé de panneaux rigides serait très complexe et aléatoire, à cause du manque de résistance à l'extension. Il semble que le béton armé pourrait convenir avantageusement pour de tels ouvrages.

§ 9. - Plan des piles. -

Les dispositions essentielles du plan des piles sont déterminées par les considérations précédentes. Le dessin définitif tient compte de dispositions architecturales : socle ou soubassement, souvent en maçonnerie cyclopéenne ou de moellons à gros bossages, contreforts (viaducs élevés), pilastres, etc...

En rivière, pour réduire le remous, on munit les piles d'avant et d'arrière becs. Les avant-becs en amont doivent recevoir une forme aussi effilée que possible, de préférence lancéolée ou du moins en ogive. L'inconvénient de la fragilité de l'arête peut être réduit par un chanfrein ou un arrondi. L'arrière-bec (aval) peut être circulaire ou elliptique. Les arrière-becs ne sont pas indispensables, mais ils contribuent à guider le courant et éviter les remous et les affouillements. On les fait parfois ogivaux comme les avant-becs, l'angle aigu a moins d'inconvénient sur cette face.

Lorsque les naissances sont sensiblement au dessus du niveau des plus hautes eaux (arcs surbaissés), les avant et arrière-becs sont limités au socle, qui est donc en saillie sur les plans des têtes (pont Édouard III) qui le recouvre cependant partiellement s'il y a des voutures (Pont de Valence). On pose de même sur un socle dépassant le niveau des plus hautes eaux les piles de viaducs en rivière (Viaduc du Gardon).

Lorsque les naissances sont submergées par les plus hautes eaux, les avant et arrière-becs sont élevés en saillie sur les tympans (Pont du Point du Jour). Les avant et arrière-becs sont généralement recouverts

en pierres dures formant une espèce de toit, cette couverture s'appelle chaperon. Dans les rivières charriant beaucoup de glaçons ou exposées aux embûches, le chaperon est combiné avec l'avant-bec pour former une arête coupante inclinée à 45 ou 60° sur l'horizontale et qui a pour but de diriger l'écoulement des glaçons et de briser les embûches qui se dressent le long de l'arête (Pont du Niagara).

Les parties étant très exposées sont souvent cuirassées de tôles.

Fréquemment aussi, on construit des brise-glace en charpente devant la pile.

Les ponts à deux anneaux ont parfois des piles séparées, celle d'amont munie de l'avant-bec, celle d'aval de l'arrière-bec. Cette disposition est surtout avantageuse en cas de fondation profonde à l'air comprimé ou par caisson. Mais il faut généralement des ouvrages de défense et des parasouilles entre les 2 piles; il paraît plus simple dans bien des cas de prévoir un socle commun, apparent ou non, en veillant à une bonne répartition des efforts sur la base. (Pont des Amidonniers à Toulouse) On peut également employer une pile unique évidée par puits verticale ou par évidements longitudinaux apparents. Les piles des ponts leur sont souvent évidées de cette manière au dessus des naissances.

Les piles de viaducs sont exceptionnellement évidées par puits verticale, notamment lorsqu'il y a intérêt à réduire le poids par suite des difficultés de fondations.

§ 10. - Fondations et exécution de l'infrastructure.

Les fondations d'un pont sont évidemment capitales. Il est inadmissible que l'on puisse courir le risque de ruiner un tel ouvrage par une fondation défectueuse. Il est donc essentiel :

1°) de reconnaître le terrain d'une manière très complète à l'emplacement définitivement arrêté et qui doit, autant qu'il est possible, satisfaire à la condition de présenter de bonnes conditions de fondation.

Cette reconnaissance doit être très complète et très profonde; elle doit notamment reconnaître la présence de la couche de bon terrain ainsi

que son étendue en surface.

Elle peut en effet être mince et reposer sur des terrains inclinés glissants, ou bien sans consistance ou cavernes, ou bien ne pas s'étendre dans toute la surface d'assise. La reconnaissance doit aussi s'étendre aux eaux souterraines, notamment à leur qualité (eaux seleniteuses, etc) (voir cours de fondations et de terrassements). Éventuellement, on emploie un petit caisson à air comprimé pour les sondages;

2^e) de fonder l'ouvrage dans toutes les règles de l'art, suivant le moyen le plus approprié tant au point de vue technique qu'économique, mais sans lésiner sur la dépense. Il faut mettre en œuvre des moyens matériels surabondants, afin de parer aux aléas fréquents dans les fondations, surtout en rivière ou en vallée. Les batardeaux doivent s'élever jusqu'aux crues moyennes. La pression admissible sur la base de fondation est déterminée pour le terrain meuble au moyen d'un vérin hydraulique agissant sur un tasseau cubique de 0,10 à 0,30 de côté.

3^e) Autant que possible, on fondera à ciel ouvert, en terre ferme par parcelles blindées, puits ou caissons; en rivière par batardeaux ou caissons. En rivière, ce genre de travail devra s'effectuer au moins jusqu'au niveau d'étiage. Les matériaux de fondation ne doivent généralement pas présenter de qualités très élevées, mais ils doivent être stables, c'est à dire homogènes, cohérents et inaltérables.

4^e) En rivière, il faut assurer une protection parfaite contre les affouillements en descendant les fondations assez bas et les protégeant par des parapouilles. Les affouillements doivent être comblés au moyen d'encochements, que l'on dispose même parfois autour des piles comme moyen préventif.

Après exécution des fondations jusqu'au niveau de l'étiage, les culées et piles se construisent en élévation jusqu'aux retombées en matériaux appropriés à ceux des voûtes. On peut employer les maçonneries de briques, de pierre et de pierre de taille, enfin le béton. Du point de vue des caractères, de l'aspect et de la mise en œuvre, ces matériaux appellent

les mêmes observations que pour les voûtes. Il faut noter toutefois que pour les parties en élévation qui sont baignées dans l'eau, surtout l'eau courante, on proscriit les briques et l'on exige du béton des qualités particulières de compacité et de dureté. On préfère généralement pour les soles des culées et piles, susceptibles d'être submergés, de la pierre dure et non gélive, maçonnerie au mortier de ciment à joints minces. Cette maçonnerie ne constitue d'ailleurs généralement qu'un revêtement, qui peut être rempli d'autre maçonnerie de moindre qualité. Il faut veiller à une parfaite liaison dans ce cas.

Dans les ponts en briques, en pierre de taille ou mixtes, on prévoit généralement des appareils : chaînages d'angles, pilastres, cimaises et plinthes, couronnements etc en accord avec les éléments décoratifs des voûtes : bandeaux, archivoltes, voussures, et des tympans : pilastres, couronnement, etc. Ces questions sont plutôt du domaine de l'architecture et des détails d'exécution. Elles ne peuvent trouver place dans le cours, je renvoie aux ouvrages spéciaux, particulièrement aux albums de planches et aux monographies.

Chapitre II

Superstructure : Tympan et tablier.

§ 1. - Couverture de la voûte. -

La voûte doit être recouverte d'une chape imperméable pour éviter les infiltrations d'eau. Beaucoup d'anciens ouvrages laissent à désirer à ce sujet. Les tympans et surtout les douelles sont fortement dégradés par l'humidité. La filtration de l'eau appauvrit les mortiers et altère donc les qualités de résistance de la maçonnerie, elle peut altérer les bétons et mortiers et est susceptible de réduire la durée de l'ouvrage.

Les maçonneries humides peuvent aussi souffrir du gel. Il faut donc assurer une protection très efficace, aussi bien pour les ponts routes que pour les ponts de chemin de fer. Car, si le ballast est très perméable et laisse arriver toutes les eaux sur la voûte, et si d'autre part une grande partie des eaux tombent sur la chaussée et les trottoirs d'un pont route est évacuée directement par des caniveaux et gargouilles, la chaussée n'est cependant jamais complètement imperméable et ne peut être considérée comme mettant la voûte à l'abri de l'humidité. La chape doit être imperméable et le rester, c'est à dire ne pas se fendiller par des actions internes ou altérations physiques ou chimiques, ni sous l'effet des mouvements thermiques et élastiques du pont. Pour cette raison, le goudron et le brai conviennent peu, parce qu'ils ne restent pas ductiles, et le ciment est douteux, à cause du retrait de prise.

Pour ces raisons, M. Séjourné recommande une chape double pour les surfaces peu déclives : la première de 0,03 de mortier de 350 kg de chaux par m³ de sable, mis en œuvre très sec et énergiquement battu à la savate. Le surcissement se fait sous une couche de sable humide. Au dessus une chape en asphalte en 2 couches de 7,5 mm. La première est en mastic d'asphalte posé à chaud, la seconde comporte 2 parties de mastic pour 1 de sable. On ajoute comme flux 7% en poids de bitume mou au mastic. Pour les surfaces inclinées, les épaisseurs des 2 chapes sont réduites à 1 cm.

En Belgique, on préfère un enduit au mortier de ciment riche (150 kg de ciment par m³), de 15 à 30 mm d'épaisseur, en 2 couches. Sur les enduits verticaux on applique au pinceau une triple couche de goudron de bonille à chaud. Pour les surfaces horizontales ou peu déclives : voûtes, vousselles, reins, etc, on prescrit une chape d'asphalte du type français, de 13 mm d'épaisseur, mais on préfère souvent employer des plaques de feutre ou plutôt de jute asphalté, posées à recouvrement, les joints étant collés au bitume chaud. On estime que la fibre de jute assure une résistance plus considérable au fendillement et augmente ou plutôt garantit la cohésion et la ductilité. Il est plus probable

qu'elle protège la chape contre les actions mécaniques possibles en absence de contrechape. Ce dispositif n'est pas usuel en Belgique, mais bien en France, en Allemagne, etc. si la chape doit supporter un empierrement ou du ballast.

Il consiste à protéger la chape mince étanche par une couche de béton maigre de 0,04 à 0,05, ou bien une couche de briques posées à sec ou au mortier de chaux. Cette contrechape ne se pose que sur les surfaces peu déclinées.

La chape doit être disposée en pentes et contrepentes de manière à conduire les eaux vers des points bas ou des drains, qui les évacuent par des gargouilles. Ce profil est obtenu au moyen d'un remplissage de béton maigre; la chape ne repose donc généralement pas directement sur les voûtes et voussoirs.

La chape doit être continue, le système français est préférable au système belge sur ce point. Les extrémités des chapes doivent être engagées dans les maçonneries de manière à être recouvertes; tous les joints doivent être à recouvrement.

§ 2. - Evacuation des eaux. -

Les eaux superficielles des ponts routes sont recueillies par les demi-caniveaux des chaussées. Comme les ponts sont en dos d'âne, ces eaux s'écoulent vers les extrémités du pont où elles sont déversées dans les égouts par des bouches d'égout, ou des canches dans la rivière par des tuyaux de descente fixés aux culées. Si le tablier est très long, on évacue parfois les eaux du pont même dans la rivière ou la tranchée soit par des gargouilles traversant la route, soit par des tuyaux de descente fixés aux piles.

Les eaux recueillies par les chapes sont évacuées par des gargouilles en fonte qui font saillie sur la douelle pour éviter que les eaux ne coulent sur les maçonneries. Les entonnoirs des gargouilles doivent être bien raccordés avec la chape; ils sont recouverts d'une crépine pour éviter l'obstruction. Les gargouilles doivent être placées au fond

d' un puits de regard en maçonnerie fermé par une dalle ou taque et s' élevant jusque sous la voie, en vue de permettre la visite et le nettoyage. Les emplacements des gargouilles doivent être judicieux, nous y reviendrons plus loin.

§ 3. - Tympan.

Dans les petits ouvrages, les viaducs, certaines grandes arches très surbaissées, les tympan, murs fermant aux têtes l'espace compris entre la voûte et le tablier, sont pleins. L'espace compris entre la voûte, les tympan et la voie est rempli de matériaux divers, qui doivent répondre aux conditions d'être économiques, inaltérables, incompressibles et de produire le moins de poussée possible. Généralement, l'espace entre les retombées et les reins des voûtes est rempli de béton maigre, azasé suivant un plan d'une déclivité moyenne de 0,05 à 0,10 se raccordant tangentiellement avec l'extrados. C'est sur ce remplissage que se pose la chape. Les gargouilles sont donc placées près des retombées. Dans les ponts à piles basses, elles peuvent se prolonger par des tuyaux de long des piles. Dans les viaducs élevés, ces tuyaux seraient trop longs. Pour éviter de mouiller les piles, on remonte un peu les gargouilles vers les reins, le remplissage étant dissymétrique par rapport aux piles. Au dessus de la chape on remblaye, en terre pilonnée ou sable dans les petits ouvrages terrassés assez longs, en gravier ou pierre sèche de préférence. Il faut prendre garde aux poussées éventuelles et établir le profil des tympan en conséquence. La poussée du remplissage peut produire un devers du tympan, au plus mauvais effet. Dans les viaducs de chemin de fer de moyenne portée, en plein cintre, la hauteur des tympan est élevée au droit des piles. L'importance des charges roulantes peut donner lieu à de fortes poussées si le remplissage est compressible. Les faces internes des tympan seront verticales, éventuellement en gradins pour réduire les poussées autant que possible. Éventuellement on ouvre les tympan ou l'on fait usage des dispositifs stabilisant la poussée, notamment des encorbellements.

Il a été déjà indiqué les inconvénients qui peuvent résulter des fonctions indépendantes des tympans et de la voûte, qui tendent à produire une séparation de ces organes. Il y a avantage, également au point de vue de la poussée, à assurer une solidarité effective entre ces 2 éléments, au moyen d'armatures.

Ce qui précède montre aussi que, lorsque les tympans ne sont pas utiles pour la résistance, les élégissements sont préférables. Les élégissements ne sont pas toujours apparents cependant, et les tympans forment alors soit des supports du tablier, soit de simples cloisons d'obturation ou masques.

§ H. - Élégissements.

Les caractères respectifs des différents genres d'élégissement ont été exposés antérieurement.

Les élégissements longitudinaux sont peu employés. Les applications les plus récentes prévoient des arc-boutements aux naissances des vousselles par arc-boutelles et tirants (pont de Valence) ou plus généralement, la couverture en béton armé sans poussée. La disposition des gargouilles est malaisée. On donne aux vousselles ou hourdis une pente constante vers les reins d'une des voûtes si les ouvertures des arches sont faibles, ou bien une pente et contre-pente vers les reins de chacune des voûtes adjacentes (dos d'âne).

Les élégissements transversaux sont préférables. Ils sont couverts de vousselles ou hourdis. Dans le cas des vousselles on remplit les reins de béton maigre de manière à pouvoir disposer la chape sur l'ensemble en pente et contre-pente dans les grands ponts, en pente simple dans les viaducs à arches multiples. Les gargouilles se placent très facilement dans l'angle à la retombée de la première vousselle d'élégissement sur la voûte. Ces élégissements peuvent être apparents ou masqués. Dans les grands ponts, il y a parfois de grands élégissements ouverts contigus à de petits élégissements masqués (pont des Camillemiers à Toulouse).

On peut aussi envisager l'emploi d'évidements par puits, qui ne sont en somme qu'une combinaison des 2 modes précédents.

Les évidements étant recouverts par la chape sont à l'abri des suintements.

Cependant, il faut veiller à l'aérage des élévissements fermés, par le moyen de barbacanes, seuils-de-boeuf ou cheminées et prévoir aussi des puits d'accès et des communications entre toutes les cavités. Au-dessus des élévissements, on dispose encore généralement un remplissage peu épais en pierre sèche, puis la voie.

L'usage plus répandu du béton armé combiné avec les voûtes, notamment à anneaux multiples, donne de plus en plus la faveur aux élévissements transversaux apparents sur piliers ou même colonnes en béton armé, formant soit de véritables arcs à arcades rigides, soit au contraire des arcs à tabliers supérieurs sur montants flexibles. Cependant jusqu'à présent, les élévissements des hauts viaducs à arcs multiples sont rarement apparents.

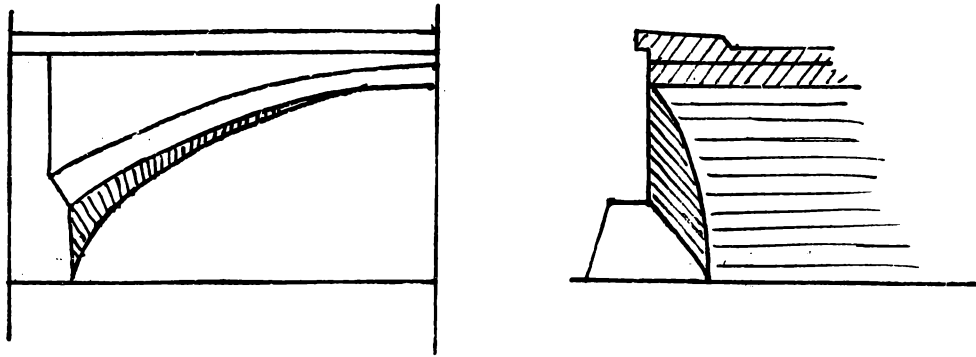
§ 5. - Têtes.

Les parements vers des tympanes et voûtes forment les têtes qui dans les ponts bas sont généralement des plans verticaux, en saillie desquels se trouvent les avant-becs des piles, parfois les trottoirs en encorbellement, et des ornements architecturaux : arc-boutante, mou-lure couronnant le bandeau de la voûte ; la plinthe ou couronnement, corniche recouvrant le tympan ; les pilastres et contreforts des piles ; parfois des élargissements rectangulaires, circulaires ou courbes des trottoirs, appelés refuges, en saillie sur le couronnement général et établis au dessus des piles et parfois au dessus des clefs.

Dans les voûtes en briques, en pierre de taille ou moellons, les bandeaux sont souvent appareillés. Le nombre de voussoirs est nécessairement impair, de préférence égal à $4k + 1$, de manière que l'on ait des boutisses à la clef et aux naissances. Les dimensions varient avec la portée des ouvrages, je renvoie pour la documentation et les modèles

aux ouvrages spéciaux.

En retraite sur les plans des têtes, les voûtes présentent parfois des noussures, sortes d'ébrassements des douelles vers les têtes. Ce dispositif



est peu rationnel, puisqu'il fait croître les largeurs de voûtes des retombées à la clef. Il ne se justifie plus quère que comme artifice pour élargir les ponts par des noussures prenant appui sur les avant-becs. Encore des encorbellements sont ils préférables si l'on peut en faire usage.

On contraire des noussures, il est rationnel de donner un fruit aux têtes des grands ponts et des viaducs. De la sorte, la largeur de la voûte croît de la clef vers les retombées, ce qui est conforme à une bonne stabilité et donne un aspect favorable. Le fruit doit d'ailleurs être modéré. Pour ses ponts à deux anneaux à large tablier, M. Sijourné donne un fruit de 0,025. Pour les grandes arches à voie unique, il est préférable pour la stabilité de donner un fruit de 0,05.

Pour les viaducs élevés, le fruit des têtes est égal au fruit transversal des piles s'il est constant et pas trop élevé ou bien les têtes sont profilées suivant une parabole tangente aux piles aux naissances et ayant au sommet un fruit plus faible, de 0,02 par ex. ou même nul.

Si le profil transversal des piles est parabolique, la tête a un fruit constant $\varphi'_0 = 0,02$ à $0,025$ suivant la tangente verticale à cette parabole.

§ 6. - Voie ou chaussée. -

Les voies de chemin de fer se posent sur ballast comme en voie normale, de préférence sur une couche plus épaisse de ballast. L'épaisseur minimum est de 20 cm. sous la traverse.

Les chaussées reçoivent sur les ponts le profil normal. Il n'y a pas lieu d'accentuer le bombement, vu le dos d'âne longitudinal. Les trottoirs reçoivent vers la chaussée une pente de 3%.

Le revêtement des trottoirs est en béton, béton d'asphalte, carreaux d'asphalte ou de ciment.

La chaussée peut être en empierrement, de préférence goudronnée (ép. totale 30 à 35 cm, poids 600 kg/m²), pavée en pierre ou en bois ou asphaltée.

Le gros pavage sur sable mesure 30 à 35 cm d'épaisseur et pèse 700 kg/m².

Le petit pavage sur béton maigre et sable mesure 24 à 28 cm. de hauteur et pèse 550 kg/m². Le revêtement d'asphalte a 20 cm. d'épaisseur et pèse 400 à 450 kg. Le pavage en bois sur béton pèse à peu près le même poids, l'asphalte est supérieur.

Le revêtement est posé directement sur la chape s'il est en sable ou béton. Si c'est un herisson, il faut une contrechape en béton.

Si le tablier est en béton armé, comme dans les ponts à rampe ou à multiples, la chaussée est posée directement sur le bordis, qui reçoit aussi une chape. Il n'y a pas intérêt à faire un revêtement trop mince, car il faut tenir compte de l'épaisseur répartitrice des charges concentrées qui sont déterminantes des dimensions du bordis.

§ 7. - Couronnement et parapet.

Si les trottoirs sont entre les plans des têtes, le couronnement est formé d'une corniche en pierre taillée ou béton, généralement en saillie et surmontée du parapet. Un parapet massif ou peu ajouré convient généralement bien dans ce cas, sinon le couronnement

paraîtraient peut être grêle. Évidemment, la question dépend du dispositif architectural d'ensemble.

Les trottoirs en encorbellement, avec leurs consoles et la poutre de rive constituent un couronnement accusé et puissant, qu'il est avantageux de surmonter d'un parapet plutôt léger. Le métal présente cependant le grand inconvénient des taches de rouille.

Le couronnement et les parapets se combinent souvent dans les ponts avec les candélabres d'éclairage qui sous forme de pylônes, pilastres etc participent à la décoration. Les refuges, décoratifs et agréables aux promeneurs, se combinent favorablement avec la forme des piles, lorsque les trottoirs ne sont pas en encorbellement.

Dans les longs ponts de chemin de fer sans trottoirs, notamment les viaducs, ils sont nécessaires pour la sécurité du personnel. Ils se trouvent généralement en quinconce tous les 25 m. sur corbeaux ou symétriquement sur les piles si elles ne sont pas trop distantes; ils ont 1,50 = 0,35 généralement.

Les variations de température entraînent des fissures dans les parapets. Les fissures aussi bien que les joints préparés se remplissent de poussière et deviennent inactifs. Il faut donc prévoir des dispositifs permettant de protéger les joints, soit en les couvrant, soit en les remplaçant d'une matière ductile (bitume)

Chapitre VII

Petits ouvrages d'art

§ 1. - Petits ouvrages servant à l'évacuation des eaux.

Ces ouvrages doivent présenter un débouché suffisant, déterminé d'après les principes exposés au début du cours et dans les leçons

d'hydraulique. En vue d'éviter les envasements, on leur donnera la pente la plus forte possible, au moins 0,2. On évite aussi les angles vifs, aussi bien dans le profil en travers que dans le profil en long; ce sont des amorce à envasements. Il faut éviter les puisards de décontamination ainsi que tout ce qui peut retenir les vases, donc les réductions de pentes en amont et dans l'ouvrage. On approfondira en aval si c'est nécessaire afin d'avoir une pente suffisante dans l'ouvrage et sur une distance suffisante en aval pour éviter les dépôts à la sortie de l'ouvrage. En somme, la construction d'un tel ouvrage constitue souvent l'occasion d'une correction de pente étendue. Il est usuel aussi de prévoir des consolidations du plafond et des berges en amont et en aval sur une certaine étendue: gazonnages, clayonnages, percés secs ou maçonnés. Il faut éviter les ouvrages en cascade, qui présentent des difficultés de construction et de fondation et qui subissent facilement des ruptures. On peut parfaitement atteindre avec des ouvrages bien fondés des inclinaisons de 45° . Au delà de 0,30 de pente, il faut employer des matériaux durs et du mortier de ciment assez dur en parement, à cause de l'érosion. On fonde les ouvrages très inclinés en gradins ou sur piliers.

Les fortes pentes exigent des radiers maçonnés, qui peuvent être indépendants. Le plus souvent cependant, ces ouvrages sont établis sur radiers généraux maçonnés. Il en résulte qu'un approfondissement en cas de correction ultérieure du ruisseau devient très difficile. C'est une éventualité à envisager dans la construction d'un tel ouvrage.

Ces ouvrages sont généralement sous les remblais et le raccordement avec les talus se fait par un petit tympan et des murs en ailes droites ou évasés, parfois courbes selon les circonstances. Les murs en ailes sont souvent terminés par des murs en retour pour supporter les talus du ruisseau ou fossé. Les murs en ailes sont indépendants de la hauteur du remblai et conviennent pour les hauts remblais. Pour les remblais bas, la plinthe de l'ouvrage étant au niveau de la plateforme remblayée, on termine souvent l'ouvrage par des murs en retour dans le

plan des têtes.

Une disposition plus moderne pour les petits ouvrages, dont les formes un peu plus compliquées s'exécutent facilement en béton, consiste à disposer le plan des têtes suivant le talus, sur toute la hauteur ou jusqu'aux piedroits. Les maçonneries des têtes sont fortement réduites, mais il faut nécessairement des revêtements des talus au voisinage.

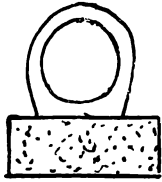
Les dispositifs des têtes étant toujours coûteux, il y a avantage à en réduire l'importance, donc à donner aux ouvrages toute la longueur correspondant à la largeur du remblai, ce qui réduit la hauteur du tympan et des murs en ailes au minimum. D'ailleurs les tympan élevés exercent des efforts défavorables sur les têtes des voûtes et doivent être évités pour cette raison également.

§ 2. - Tuyaux.

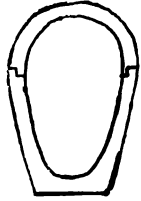
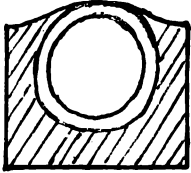


Pour écouler de très petits débits et lorsque leur usage est possible, il est évidemment avantageux de se servir de tuyaux de poterie, de grès, de fonte, d'acier, de béton armé ou non, formés en tronçons avec joints à emboîtement. L'étanchéité est obtenue par le matage dans le joint d'une corde goudronnée ou d'étoupe et par un remplissage d'argile ou de bitume si l'on désire des assemblages flexibles. Si la rigidité est assurée, on peut remplir au mortier de ciment, qui empêche toutefois le démontage ultérieur. Le brai de goudron n'est pas recommandable parce qu'il durcit, devient cassant, ce qui peut compromettre l'étanchéité. Cependant on peut ajouter du goudron par parties égales au mastic d'asphalte. On emploie aussi parfois un mélange par parties égales de brai de goudron et de poudre d'argile cuite, mis en place à chaud. Les emboîtements se font évidemment dans le sens de la pente, qui doit être régulière. Pour les dimensions et qualités, voir hydraulique agricole et urbaine et ouvrages spéciaux. La pose se fait sur le sol avec interposition d'une couche de 5 à 20 cm de sable graveleux, gravier

ou pierraille, selon la consistance du sol. Les tuyaux doivent être



bien bouchés et porter sur toute leur longueur. Sur des terrains remblayés susceptibles de très grands tassements ou bien soumis à des affaissements miniers, il faut préférer l'acier ou le béton armé.



Les tuyaux de grandes dimensions sont souvent posés, en terrain peu résistant, sur une fondation en béton maigre, mais une couche assez épaisse de pierraille peut jouer

le même rôle de répartition. Si les charges de remblai ou les poussées sont fortes, on encadre parfois les tuyaux en béton dans un massif rectangulaire complet de béton, acasé à la partie supérieure en dos d'âne à partir du sommet du tuyau. Ce renforcement convient surtout aux grands tuyaux ovoïdes en béton à section divisée (cassette profonde et calotte).

Les tuyaux de fortes dimensions, de section ronde ou ovoïde, sont souvent confectionnés sur place, sur le terrain naturel ou en fouille, en maçonnerie de briques, béton ou béton armé. Pour éviter la complication et la dépense des coffrages, il peut être économique de prendre comme moule un tuyau métallique mince, éventuellement en tôle ou bien en béton moulé d'avance. On emploie aussi des coffrages mobiles pour les longues conduites à grande section.

Les tuyaux métalliques, en béton armé et en briques seront enterrés d'au moins 20 cm. sous la partie inférieure du revêtement des routes et d'au moins 50 cm sous la face inférieure du ballast des voies de chemin de fer. Ces dimensions doivent être portées à 50 cm. et 80 cm. pour des tuyaux de poterie et de ciment. Pour les tuyaux de grandes dimensions, il faut prendre plus de préférence et procéder éventuellement à une vérification sommaire.

Les abouts des tuyaux sont placés, selon d'importance, dans un revêtement de talus ou un dispositif de tête en briques ou béton.

Pour les longs tuyaux pas trop enterrés, il faut prévoir des regards de visite à des distances appropriées (100 m.).

Pour mémoire, citons les aqueducs en bois convenant pour les ouvrages provisoires et formés de madriers assemblés en section triangulaire ou carrée ou éventuellement de cadres équidistants en chevrons réunis par des bordages en planches.

§ 3. ~ Dalots ~

Les dalots sont des ouvrages couverts de dalles plates en pierre, béton ou béton armé, supportées par des piédroits. Ils ne conviennent que pour les petites portées, généralement $< 0,60$, exceptionnellement jusqu'à 1.00 et 1.25 en cas de faibles charges.

Hauteur : jusque 1.60 m.

Épaisseur moyenne des piédroits :

$$e = 0,5 + 0,4 h \text{ (m)}.$$

Épaisseur de la dalle sous une hauteur de remblai de 1,50 m. :

$$d = 0,1 + 0,2 l \text{ (m)}$$

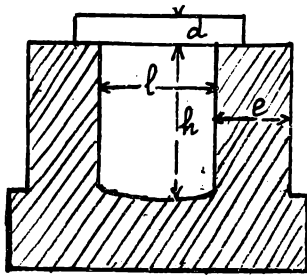
Si l'épaisseur de remblai est supérieure à 1,50 m. :

$$d = 0,12 + 0,24 l \text{ (m)}.$$

La largeur de la dalle est dans le 1^{er} cas 1,5 l, dans le second 1,6 l;

l'appui est symétrique. L'épaisseur de remblai doit être d'au moins 0,20 ou 0,50 m.

entre la dalle et la face inférieure du revêtement d'une chaussée ou du ballast d'une voie de chemin de fer.



La profondeur de fondation est de 0,60 à 1,00,

la dernière dimension aux têtes.

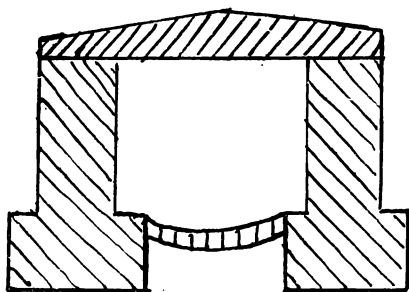
En bon terrain, un radier général est inutile; on garnit le plus profond d'un pavage de pierres ou briques dures au mortier de ciment en forme de cuvette. Cependant, on établit généralement les têtes sur une voûte renversée de 0,50 à 1.00 de longueur et, dans les longs ouvrages, on établit de telles liaisons entre les piédroits à des intervalles équidistants.

de 5 m. L'épaisseur est celle de la fondation (1.00 aux têtes, 0,60 en section courante). Ces éléments de radier augmentent la stabilité de l'ensemble et divisent le pavage en tronçons ; ils en réduisent les dégradations éventuelles.

Les dalots conviennent surtout pour le passage des fossés de routes sous les accotements à la traversée des ponts, ou des petits ruisseaux sous les voies terrestres peu remblayées, la hauteur libre étant insuffisante pour la construction d'une voûte.

Si l'ouverture dépasse 1.00, on peut réduire la portée de la dalle par de légers encorbellements des piliers (12,5 cm. de part et d'autre, soit 1,25 d'ouverture max.) ou bien subdiviser le dalot.

Sous les lignes de chemin de fer, on laisse souvent l'aqueduc ouvert si son ouverture est inférieure à la distance libre entre 2 traverses (0,60 m.). Les 2 traverses reposent sur le couronnement des piliers. Les dimensions

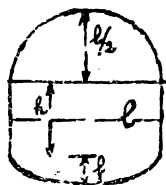


et dispositions sont pour le reste identiques à celles des dalots. On peut d'ailleurs augmenter la portée jusqu'à 2 m. et au delà en posant sous les rails des traverses en bois ou des portelles métalliques, mais on se rapproche alors des petits tabliers

métalliques.

Les dalles en béton armé permettent des ouvertures jusque 2.00 ; au delà il y a avantage à se rapprocher de la forme des ponts en béton à bordis nervurés. Les dalots couverts en béton armé sont disposés en principe comme les précédents ; les dimensions doivent être établies ou vérifiées par des calculs de résistance.

§ H. - Aqueducs voûtés.



On les emploie si la hauteur libre permet la construction d'une voûte, donc généralement dans le cas de remblais un peu élevés.

Les ouvrages français ont toujours la forme classique

des piédroits surmontés d'une voûte en plein cintre ou, sous les hauts remblais, en demi-ellipse allongée. Voici l'ensemble des spécifications et proportions établies par M. Séjourné dont on peut utilement s'inspirer.

Hauteur minimum des piédroits : 0,55 m parce que, avec l'ouverture minimum de 0,60, elle donne une hauteur sous clef de 0,85, minimum nécessaire pour visiter ou curer un ouvrage de faible longueur. Il est préférable d'avoir plus

Pour toutes les ouvertures de 0,60 à 8 m., une hauteur comprise entre 0,55 et 1,00 suffit, sauf pour les torrents, car normalement l'écoulement de l'eau est assuré surtout par le débouché, non par l'épaisseur de la lame d'eau.

Concavité du radier. - Le profil du radier est un arc de cercle dont la flèche varie comme suit en fonction de la portée :

$l =$	0,60-0,70	1,00-1,50	2	3-3,50	4	5	6-7	8 m.
$f =$	0,05	0,075	0,10	0,125	0,15	0,175	0,20	0,25

La voûte suit la pente du radier, si celle-ci est notable. Pour les dimensions des voûtes, culées, etc., elles sont définies ci-après d'une manière générale.

En Angleterre et en Allemagne, on emploie souvent, notamment sous les remblais élevés, la voûte en anse de panier surélevée ou en parabole avec radier général en voûte renversée ou culées perdues, mais sans piédroits.

On recherche l'avantage d'une moindre poussée, mais l'exécution plus difficile et le plus grand développement de l'arc compensent la diminution d'épaisseur, sauf si l'ouvrage est complètement en béton, car les coffrages sont alors sensiblement équivalents. Les dimensions sont données plus loin.

La forme de ces ouvrages n'est pas particulièrement favorable à la stabilité, si l'on tient compte des poussées latérales du remblai; l'ellipse surbaissée est supérieure.

§ 5. Passages inférieurs voûtés.

L'ouverture et la hauteur de passage sous la clef résultent des dimensions à observer qui ont été définies au début du cours. Pour la hauteur des piliers on peut adopter pour les ouvertures

$l =$	1.00 à 2,50	3 à 3,50	4 m.	5	7	8 m.
				min. = 2.50	1.50	1.00
$h =$	1.50	2	3	max. = 3.00	3.00	3.00

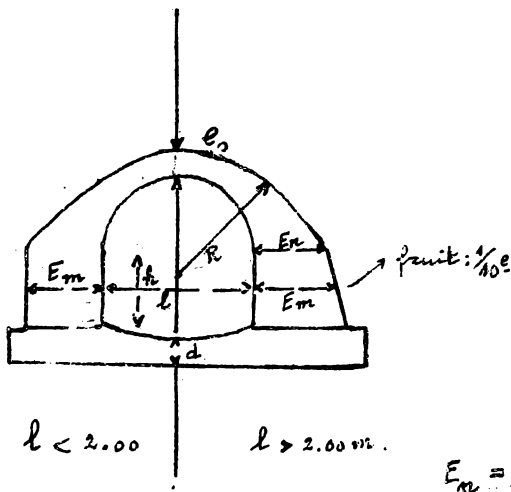
Pour faciliter la circulation, il faut des pentes aussi faibles que possible, sous réserve du minimum pour assurer l'écoulement des eaux (0,005).

En pente, la voûte doit suivre la pente de préférence, pour que le gabarit de passage reste constant et éviter ainsi des accidents.

§ 6. Dimensions transversales des ouvrages voûtés sous rails, d'ouverture inférieure à 8 m.

A) Ouvrages en plein cintre.

Les règles suivantes sont données par M. Séjourné pour les ouvrages en plein cintre.



Épaisseur à la clef :

$$e_0 = 0,19 (1 + \sqrt{l})$$

Rayon d'extrados :

$$R = 0,73 (1 + l)$$

Épaisseur moyenne des piliers :

$$E_m = 0,30 + 0,40 \frac{l}{2} + 0,20 h.$$

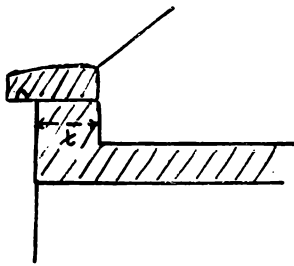
Épaisseur des piliers avec naissances pour les ouvrages de plus de 2 m. d'ouverture

$$E_m = E_m - 0,05 h = 0,30 + 0,40 \frac{l}{2} + 0,15 h.$$

Les ouvrages de moins de 2 m. d'ouverture ont des piliers d'épaisseur constante.

Épaisseurs des radiers

$l =$	0,60 à 1,50	2 à 3,50 m	4	5	6-7	8 m.
$d =$	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60 m.



Lorsque l'on fonde sur radier général, il faut assurer la résistance à l'extension, sinon il faut laisser des joints.

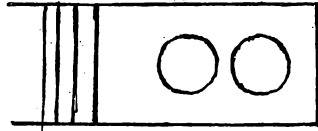
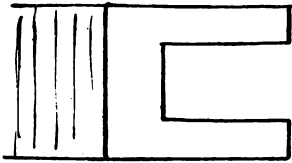
Épaisseurs des tympans.

$h = 0,60 - 0,70$	$1,00 - 1,50$	$2 - 2,50$	$3 - 3,50$	$4 - 6$	$7 - 8 \text{ m.}$
$t = 0,50$	$0,60$	$0,60$	$0,70$	$0,80$	$0,90$

Épaisseur des murs en retour ~ Épaisseur constante $E = 0,25 + 0,25 H$, H étant la hauteur du mur au dessus de la fondation. Si l'intervalle entre parements postérieurs des murs est inférieure à $2,00$, on construit une culée massive évidée par joints circulaires.

Épaisseur moyenne des murs en aile dans le plan de tête.

$$E = 0,30 + 0,30 H.$$



La même formule est applicable dans toutes les sections pour l'épaisseur moyenne ainsi que pour l'épaisseur

moyenne du mur et de retour, H étant la hauteur dans la section considérée.



Toutefois la section du mur en aile dans le plan de tête ne peut être en retrait sur celle du piedroit.

Les épaisseurs de voûtes précédemment indiquées ne conviennent que lorsque la hauteur de remblai est inférieure à $3,00 \text{ m.}$ Pour des hauteurs supérieures, M. Séjourné ajoute une surépaisseur Δe à l'épaisseur à la clef et $2 \Delta e$ à l'épaisseur aux naissances. Ci-joint un

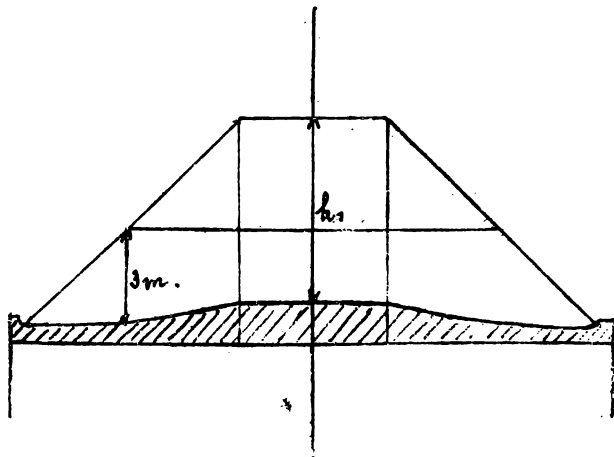


tableau des surépaisseurs, établi d'après le principe que l'effet des surcharges de remblai décroît lorsque la hauteur augmente et tend vers une limite correspondant à l'ogive d'éboulement des terres

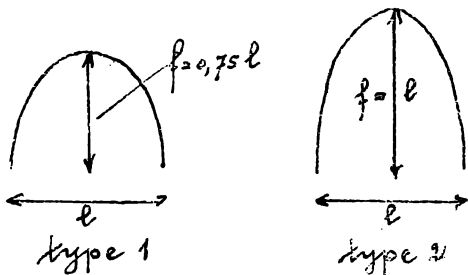
au dessus de la route (Voir Cours de tunnels).

Les surépaisseurs varient tout le long de l'ouvrage, elles sont maxima à l'aplomb de la plateforme et diminuent jusqu'aux points où la hauteur de remblai atteint 3.00 m. Le rayon d'extrados est majoré de la même surépaisseur Δe .

Ouvrerture l Quantité Δe en cent. à ajouter à l'épaisseur à la clef pour une hauteur de surcharge h_1 jusqu'à la plateforme.

	3 m.	4	5	6	7	8	9	10	11	12	14	16	18	20
0,60 - 0,70	0	1	2	3	3	4	5	6	7	8	8	8	8	8
1.00	"	"	"	"	4	5	7	8	9	10	10	10	10	10
1.50 - 2.00	"	"	3	4	5	6	8	10	12	13	13	13	13	13
2.50 - 3.00	"	"	"	5	7	9	11	13	15	16	17	17	17	17
3.50 - 4.00	"	2	5	7	10	12	14	16	18	20	21	21	21	21
5	"	"	6	9	12	15	17	19	21	23	24	25	25	25
6	"	3	7	10	13	16	19	22	24	26	27	28	28	28
7	"	"	8	12	16	19	22	25	27	29	30	31	32	33
8	"	4	9	13	17	21	25	28	30	32	33	34	35	36

B) Ouvrages en ellipse surbaissée. - Lorsque la hauteur remblai dépasse 5.00, il peut y avoir intérêt à adopter le profil d'intrados en ellipse surbaissée pour les ouvrages servant à l'écoulement des eaux.



M. Séjourné envisage 2 types de surbaussement $\frac{3}{4}$ (type 1) et 1 (type 2).

Épaisseur à la clef :

$$e = e_0 + \Delta e = 0,19 (1 + \sqrt{l}) + \Delta e$$

Δe étant extrait du tableau précédent.

Épaisseur aux naissances :

$$\text{type 1 } E_1 = e_0 + 0,2 \frac{l}{2} + 2 \Delta e$$

$$\text{type 2 } E_2 = e_0 + 0,3 \frac{l}{2} + 2 \Delta e$$

Les autres dimensions sont établies par les mêmes formules que pour le plein cintre.

L'équation de l'intrados est :

$$x = \frac{l}{2} \sqrt{1 - \frac{y^2}{f^2}}$$

Pour le type 1 $f = 0,75l$, pour le type 2 $f = l$.

L'extrados est également une ellipse de demi axes $\frac{l}{2} + E_1$ ou $\frac{l}{2} + E_2$ et $f + e_0$.

N. B. 1) Pour les ouvrages sous voie ferrée étroite $e_0 = 0,17 (1 + \sqrt{l})$

Pour les ouvrages sous routes $e_0 = 0,15 (1 + \sqrt{l})$.

Toutes les autres dimensions (sauf pour les murs en retour et les murs en aile) subissent une réduction proportionnelle par rapport aux ouvrages sous chemin de fer à voie normale.

2) Les formules sont établies pour de la bonne maçonnerie moyenne de briques ou pierres. Pour les ouvrages en béton, qui présentent, selon la qualité, une résistance plus ou moins supérieure, on pourra réduire ces dimensions dans une mesure qu'on peut établir dans chaque cas par des calculs sommaires en admettant que la pression dans la section de clef est $\frac{pl^2}{8f}$, p tenant compte des surcharges réduites en remblai.

C) Ouvrages en arc de cercle.

a) Formules françaises pour les ouvrages surbaissés.

I) Arcs de cercle.

Surbaissement	Ponts - rails	Ponts - routes	E/e_0
$\frac{1}{4}$	$0,20 + 0,17 \sqrt{2r}$	$0,15 + 0,15 \sqrt{2r}$	1,80
$\frac{1}{6}$	$0,20 + 0,16 \sqrt{2r}$	$0,15 + 0,14 \sqrt{2r}$	1,40
$\frac{1}{8}$	$0,20 + 0,15 \sqrt{2r}$	$0,15 + 0,13 \sqrt{2r}$	1,25
$\frac{1}{10}$	$0,20 + 0,14 \sqrt{2r}$	$0,15 + 0,12 \sqrt{2r}$	1,15
$\frac{1}{12}$	$0,20 + 0,13 \sqrt{2r}$	$0,15 + 0,11 \sqrt{2r}$	1,10

e_0 est l'épaisseur à la clef, E l'épaisseur au joint de naissance, r le rayon de l'intrados

II) Ellipses et arcs de panier

	e'/e_0
$\frac{1}{3}$	1,80
$\frac{1}{4}$	1,60
$\frac{1}{5}$	1,40

r est le rayon de l'arc de cercle de même surbaissément, e' l'épaisseur à mi-montée.

En cas de haut remblai $\Delta e = 0,02 h$.

Épaisseur moyenne des piédroits :

$$E_m = 0,305 + \frac{l}{8} \frac{3l-f}{l+f} + \frac{h}{6} + \frac{h_1}{24}$$

b) D'après Heenzgerling, on a pour l'épaisseur constante e de la voûte
remblais de - de 1,50 remblais de + de 1,50

Moellons épincés Briques Moellons bruts	} $e = 0,40 + 0,025 r$ $0,43 + 0,028 r$ $0,48 + 0,031 r$	$0,45 + 0,03 r$	
		$0,51 + 0,033 r$	en m.
		$0,55 + 0,037 r$	
Déton	$e = 0,20 + 0,022 r$		(Bousselle)

r est le rayon d'intrados

$$r = \frac{l^2 + 4f^2}{8f}$$

Si l'épaisseur varie, on prend à la clef $e_0 = 0,85 e$ et aux naissances $e_n = 1,15 e$.

En cas de grande hauteur h , de remblai au dessus de la voûte, on prend une épaisseur plus forte

$$e_1 = e \left(1 + \frac{h_1}{24}\right) \text{ en m.}$$

L'épaisseur verticale du remplissage des reins au droit du joint de rupture à l'extrados est :

$$e'' = 0,15 + 0,03 l$$

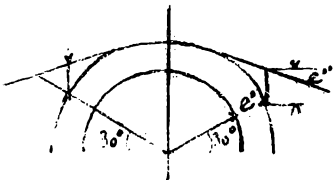
La limite du remplissage est tangente à l'extrados et sa pente varie entre $\frac{1}{5}$ et $\frac{1}{3}$.

L'épaisseur moyenne des piédroits est

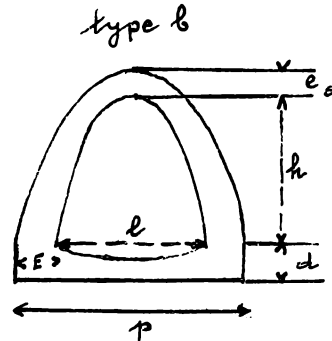
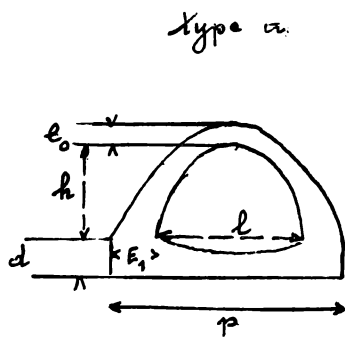
$$E_m = 0,3 + \frac{l}{8} \frac{3l-f}{l+f} + 0,17 h \text{ si la hauteur de remblai est } < 2 \text{ m.}$$

$$E_m = \left(0,7 + 0,025 \frac{l^2}{f} + 0,07 h\right) (1 + 0,1 h_1) \text{ si la hauteur de remblai } h_1 > 2 \text{ m.}$$

Ces dimensions doivent être considérées en moyenne comme un peu fortes ; il y a intérêt à procéder à une vérification sommaire par le calcul.



D) Ouvrages en paraboles. - Les ouvrages en parabole sont très voisins des ouvrages en ellipse de M. Sejourné ; on peut donc estimer



leurs dimensions d'après ces formules. Ils s'emploient d'ailleurs généralement pour de très petits ouvrages. Voir un tableau des dimensions

de certains types courants en Allemagne pour les ouvrages d'écoulement sous les remblais de chemin de fer.

Dimensions des aqueducs paraboliques

type	ouverture	flèche	épaisseur à la clef	épaisseur aux naissances	épaisseur du radier	largeur
	l	h	e_0	E	d	p
b	0,65	0,40	0,15	0,25	0,25	1,40
a	1,00	0,78	0,15	0,25	0,25	1,80
b	0,75	1,05	0,15	0,25	0,25	1,50
a	1,10	0,87	0,20	0,30	0,30	2,00
b	0,85	1,20	0,20	0,30	0,35	1,80
a	1,20	0,96	0,20	0,40	0,35	2,20
b	1,10	1,50	0,20	0,40	0,40	2,10
a	1,45	1,15	0,20	0,45	0,40	2,65
b	1,30	1,80	0,20	0,35	0,35	2,45
a	1,65	1,30	0,25	0,50	0,40	3,00
b	1,50	1,92	0,25	0,40	0,40	2,55
a	1,90	1,50	0,25	0,55	0,45	3,40
b	1,80	2,20	0,25	0,50	0,50	3,10
a	2,15	1,60	0,30	0,60	0,50	3,80

E) Section circulaire et ovale. - En très mauvais terrain et lorsque des tassements inégaux sont à craindre, qui peuvent déverser l'ouvrage, on emploie parfois des sections circulaires ou ovales. Les épaisseurs se déterminent pour les petits ouvrages par comparaison

avec les types précédents ou d'après des types normaux d'égouts. Pour les plus grandes dimensions, il faut effectuer des vérifications comme pour les tunnels.

§ 7. - Petits ouvrages biais sous remblais.

On n'établira des têtes biaisées que si le souci de l'aspect l'exige, sinon on établira des têtes droites. Le tympan est donc de hauteur variable et couronné par une plinthe rampante. Les murs en ailes sont dissymétriques, ce qui est admissible si le biais est faible. Si le biais est élevé il peut être préférable de ne mettre de mur en aile que d'un seul côté et de raccorder le talus de l'autre côté par $\frac{1}{4}$ de cône ou bien même de prolonger le mur de tête jusqu'au sol si le biais est très grand.

Malgré les complications de forme, que l'on réalise sous trop de peine en béton, la tête disposée dans le plan du talus évite toutes ces sujétions, pour les petits ouvrages, il suffit de percer le talus.

Chapitre VIII

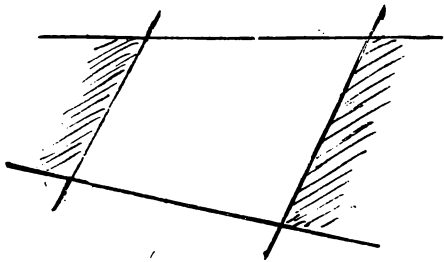
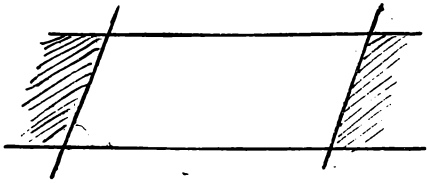
Pont biais et courbes

§ 1. - Toutes biaisées.

Le biais est défini par l'angle aigu des axes des 2 voies. La projection horizontale du pont est généralement un parallélogramme. Cependant, les 2 têtes peuvent présenter parfois des biais différents, notamment les ouvrages longs sous grand remblai.

Le biais constitue une sujétion que l'on cherche souvent à éviter, par exemple, dans les longs ouvrages sous remblai, en les terminant par des têtes droites. Dans les ouvrages très biaisés de grande portée, on

décompose souvent la voûte biaisée en deux ou plusieurs anneaux droits, ayant comme courbe d'intrados la section biaisée de la douelle. Ces ouvrages évitent les complications des appareils biaisés et présentent plus de garanties de stabilité.



Les ouvrages biaisés en béton ne présentent pas tant de difficultés, mais les conditions de résistance sont également plus sûres si le biais est assez prononcé. Pour être stable, une voûte biaisée doit se comporter comme si elle était formée d'un grand nombre d'anneaux droits très minces parallèles aux plans des têtes.

Le mode de construction doit réaliser

cette condition autant que possible ce qui se réalise le mieux, pour les grands biais, par division en anneaux droits. Les calculs de stabilité sont établis pour la section biaisée. Pour les ouvrages assez longs, on peut construire la partie centrale de la voûte comme une voûte droite ayant comme courbe de douelle la section droite; les parties voisines des têtes sont appareillées en voûtes biaisées.

§ 2. Appareils biaisés

Pour l'étude détaillée des appareils biaisés, je renvoie au cours de géométrie descriptive (coupe des pierres).

Les appareils doivent réaliser autant que possible les lignes de joints discontinus parallèles aux têtes et des lignes de joints continus \perp aux précédentes.

Cette condition est rigoureusement réalisée dans le système orthogonal.

Le tracé s'étudie en développant le plan de douelle. Les joints \parallel aux têtes sont des sinusoides, les joints continus sont des courbes normales aux précédentes que l'on trace pratiquement par tronçons. Les voussoirs ont donc des faces différentes en douelle. L'appareil est donc pratiquement très compliqué.

Lorsque 2 têtes sont //, l'appareil orthogonal est parallèle. Les voussoirs existent tous en double exemplaire.

Lorsque les têtes ne sont pas parallèles, notamment donc lorsque la tête seule est biaise et se raccorde à un appareil droit, l'appareil orthogonal est dit convergent. Tous les voussoirs sont différents.

L'appareil hélicoïdal est une simplification de l'appareil orthogonal parallèle, il n'est pas rigoureusement, mais approximativement orthogonal.

Les joints discontinus en développement sont les sinusoides et les joints continus sont des droites \perp aux cordes des sinusoides et équidistantes. Sur la douelle, les joints continus sont donc des béliques, qui donnent le nom de l'appareil. Les voussoirs courants sont tous identiques, il n'y a que les voussoirs des bandeaux et les coussinets d'assise sur les retombées qui soient différents par paires. Si le biais est grand, l'obliquité des joints aux retombées devient élevée, si la courbe de douelle est complète (plein cintre ou ellipse).

Il est possible de transposer l'appareil hélicoïdal en cas de têtes convergentes. M. Licard a imaginé de représenter les joints continus sur le développement par des arcs de cercle concentriques et équidistants dont le centre est à l'intersection des cordes des 2 sinusoides des têtes. La même observation est à faire lorsque le biais est élevé et la courbe de douelle complète.

Pour améliorer les appareils simplifiés lorsque le biais est élevé, et la courbe de douelle complète, M. Lévillé les modifie en disposant près des retombées quelques assises à joints continus // aux génératrices de la voûte, représentées dans le développement par des // à l'axe. Ces assises se raccordent aux appareils simplifiés par des coussinets.

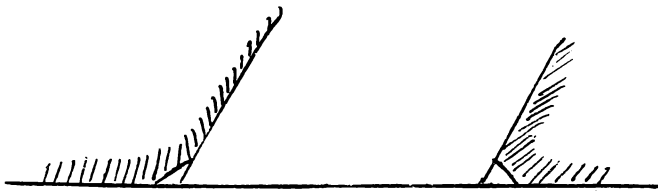
Lorsqu'on n'emploie les appareils biaisés qu'au voisinage des têtes, si le biais est faible, on appareille simplement les bandeaux suivant le système orthogonal. Si le biais est prononcé, il faut appareiller en voûte biaisée tout un tronçon de voûte compris entre le plan de tête et une section droite située suffisamment en arrière de l'angle obtus

de retombée. On emploie dans ce cas avec avantage l'appareil simplifié, éventuellement avec modification Lévillé.

§ 3. - Exécution des ouvrages biais.

Elle doit être particulièrement soignée pour éviter les tassements ou tant que possible. Ils modifient le développement de la voûte et ils dérangent donc l'exactitude de l'appareil.

Il peut alors se produire des fissures ou décollements, qui causent parfois des désordres graves. Il faut donc des cintres très rigides et appuyés et une maçonnerie soignée, exécutée au mortier de ciment, par claveaux et à joints matés. Les joints matés seront suivant la direction générale des génératrices. Parfois on ancre les bandeaux dans les voûtes, ce qui empêche les dislocations qui se produisent le plus souvent aux têtes. Il est utile de chanfreiner l'angle aigu des bandeaux;



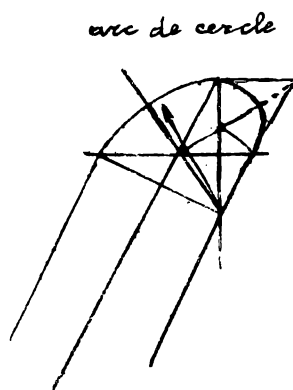
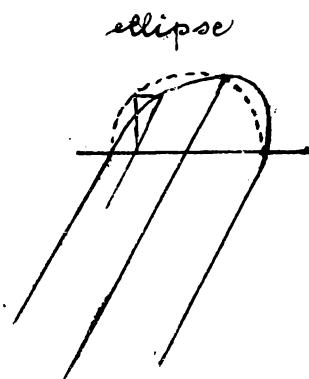
par raison de symétrie on chanfreine souvent l'angle obtus; cette disposition améliore l'aspect; on chanfreine aussi les

arêtes des prédroits.

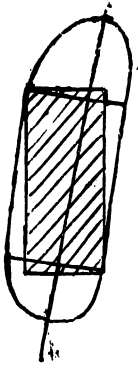
Pratiquement, on n'exécute pas d'ouvrages biais à moins de 45° ou 50° ni de plus de 30 m. de portée; au delà de ces limites, on préfère juxtaposer des anneaux droits.

§ 4. - Piles Biais.

Les ouvrages biais à piles ne se construisent que pour les biais



faibles et les petites portées. Les piles sont biaisées et // au courant du cours d'eau. Elles ne présentent d'autre particularité que les avant et arrière-becs qui sont généralement dissymétriques, car on place pour des



raisons d'aspect leur sommet à l'angente // aux plans de tête sur l'axe de la pile. On emploie généralement le tracé en ellipse obtenu par projection des ordonnées droites d'un demi cercle sur des obliques // à l'axe de la pile. On peut aussi user de 2 arcs de cercles de rayons différents.

On préfère généralement construire l'ouvrage au moyen de voûtes droites entières ou, si le biseau est grand, de voûtes formées d'anneaux droits juxtaposés. On construit alors des piles dont le socle, avec avant et arrière-beus, est biais, symétrique ou dissymétrique. Ce socle a la largeur voulue pour recevoir les éléments de piles droites supportant les retombées des voûtes. Pour le tracé et les dispositions de ces piles, je renvoie aux ouvrages spéciaux. C'est d'ailleurs surtout une question de cas concret et d'adaptation intelligente. Ce dispositif convient particulièrement pour les voûtes formées de plusieurs anneaux droits.

§ 5. ~ Viaducs en courbe. ~

On évite généralement la courbure de l'axe de la voie sur les ponts à grandes arches. Une très faible courbure peut être établie en élargissant le tablier et en agencant les axes des diverses travées droites suivant les côtés d'un polygone à angles très obtus.

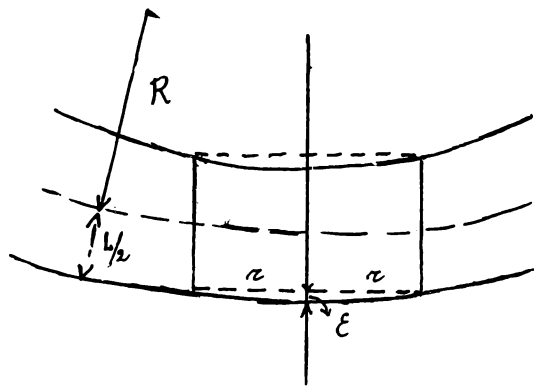
Par contre, le tracé saige souvent que les viaducs de grande longueur soient en courbe; la petite portée des arches et la multiplicité des appuis permet des solutions satisfaisantes dont l'exposé qui suit est résumé des ouvrages de M. M. Séjourné et Gay.

Les viaducs en courbe se construisent

- | | | |
|-------------------------------------|---|---|
| a) avec voûtes en berceau à tympans | } | polygonaux ou à facettes
coniques
en paraboloides |
|-------------------------------------|---|---|

b) avec voûtes coniques ou en conoïdes.

Toutes ces dispositions ont pour but d'éviter le porte-à-faux des têtes



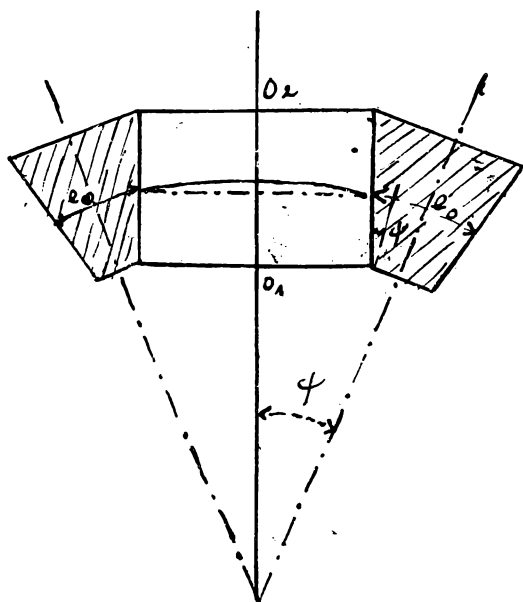
convexes, par rapport à la corde des naissances, qui se produisent si les tympans étaient dressés suivant des cylindres verticaux concentriques au tracé.

À la clef ce porte à faux serait

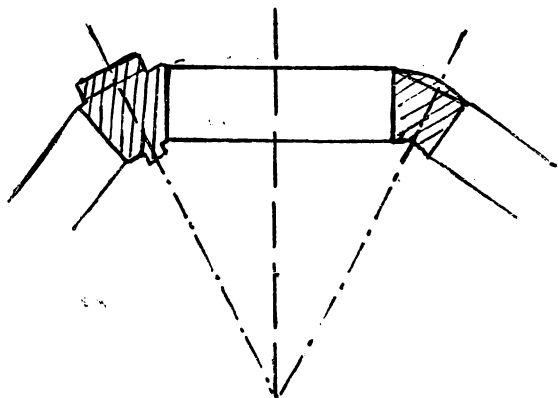
$$\varepsilon = \frac{r^2}{2R+L} \approx \frac{r^2}{2R}$$

r étant le rayon de la courbe de douelle (plein cintre), R celui de l'axe du tracé.

A) Tympans à facettes. - Les tympans sont des plans verticaux // à la corde du tracé menée sur la portée de chaque arche. Leurs tracés sont la tangente à l'arc de cercle de rayon $R + \frac{L}{2}$ et la corde de l'arc de rayon $R - \frac{L}{2}$. Les lignes des naissances sont des // à l'axe O_1, O_2 de l'arche, passant par le centre de la courbe du tracé. Les sections des piles aux naissances sont des trapèzes dont les bases mesurent $e_0 - L \sin \varphi$ et $e_0 + L \sin \varphi$, φ étant la moitié de l'angle au centre du tracé correspondant aux arcs de 2 piles consécutives.

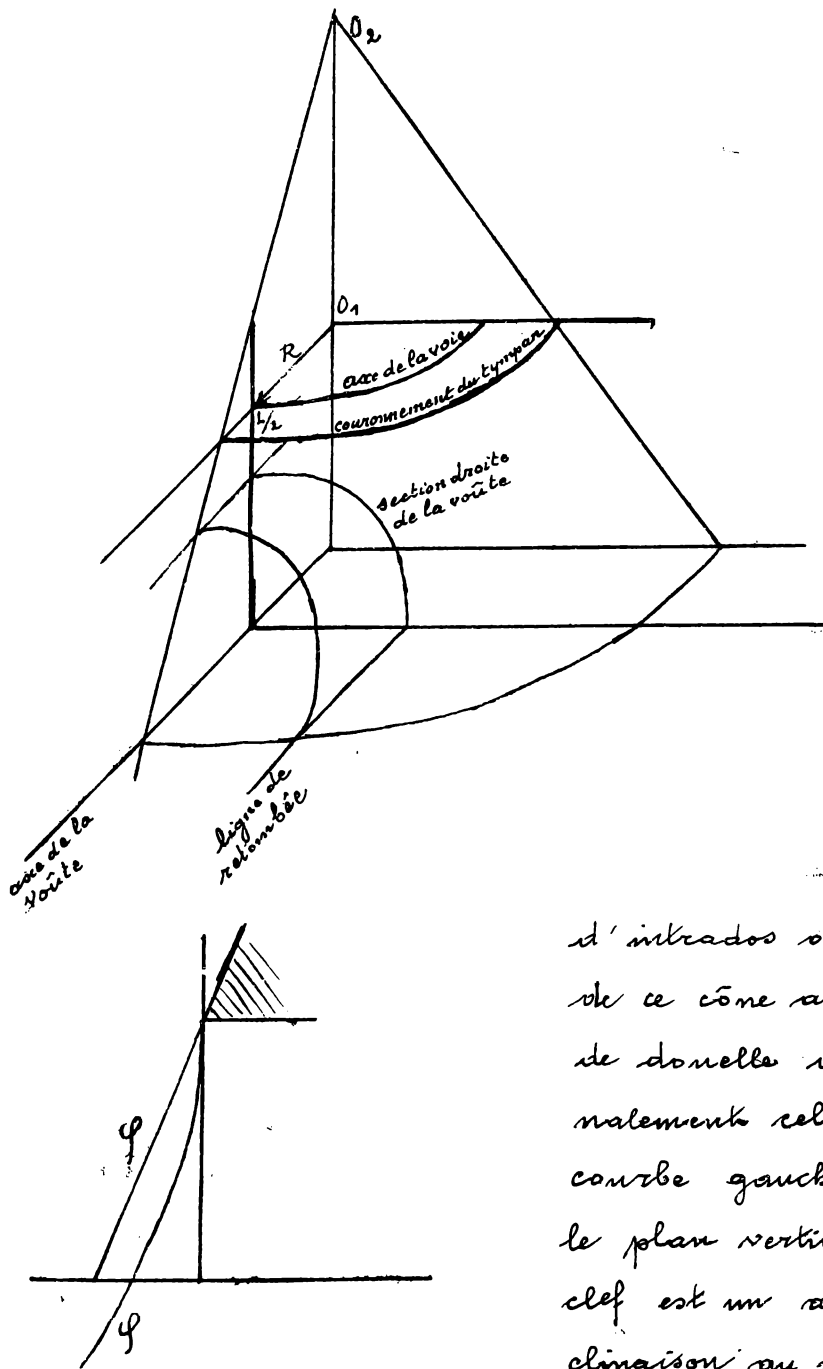


Le dispositif est admissible tant que les angles des facettes ne sont pas trop grands, donc pour les faibles courbures. On masque les angles des facettes en arrondissant les faces des piles ou en les munissant de



contreforts.

B) Tympano Coniques.



M. Séjourné a montré que l'on évite le porte à faux du tympan conique en le réglant suivant un cône de révolution dont l'axe est la verticale du centre du tracé et dont le fruit $\varphi \geq \frac{\pi}{R}$.

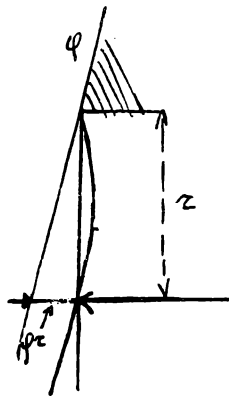
La position du sommet O_2 du cône est déterminée par le rayon de la section droite au niveau de la voie, qui est $R + \frac{L}{2}$. L'arête

d'intrados ou bandeau est l'intersection de ce cône avec le cylindre horizontal de donnelle dont l'axe coupe orthogonalement celui du cône. C'est une courbe gauche dont la projection sur le plan vertical de la génératrice de clef est un arc d'hyperbole dont l'inclinaison au niveau des naissances est

égale au fruit φ et est approximativement égale à $\text{tg } \varphi' = \frac{\pi}{R} - \varphi$ à la clef.

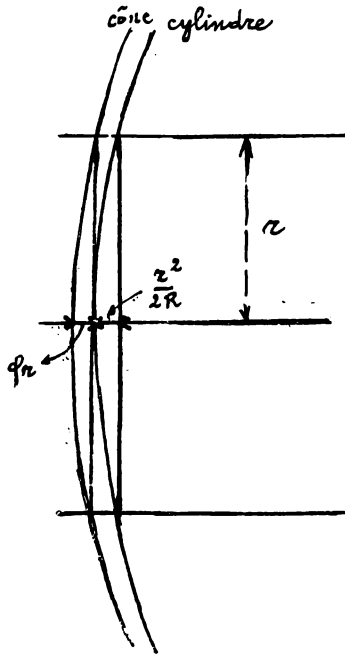
Lour qu'il n'y ait pas de porte à faux, il faut que la tangente à la clef à cet arc d'hyperbole soit vertical, d'où la condition précitée. Dans cette formule, π est le rayon du plein cintre ou le rayon de courbure à la clef de la demi ellipse de donnelle.

On conserve le fruit φ ainsi déterminé pour le fruit constant ou initial des piles. Si le rayon de courbure du tracé est faible, ce fruit peut être très élevé. On le réduit parfois de telle sorte que



la clef se trouve à l'aplomb des arêtes mais soit en porte à faux par rapport aux reins, il faut alors

$$\varphi z \geq \frac{z^2}{2R}, \text{ d'où } \varphi \geq \frac{z}{2R}.$$



c) Tympan en paraboloïde. - Le tympan est une surface de révolution de même axe que la précédente, mais la méridienne n'est plus une droite, mais une parabole à axe horizontal dont le sommet est au niveau de la voie ou au dessus.

Le fruit est donc variable, mais pour qu'il n'y ait pas porte à faux, le fruit à la clef doit satisfaire à la relation

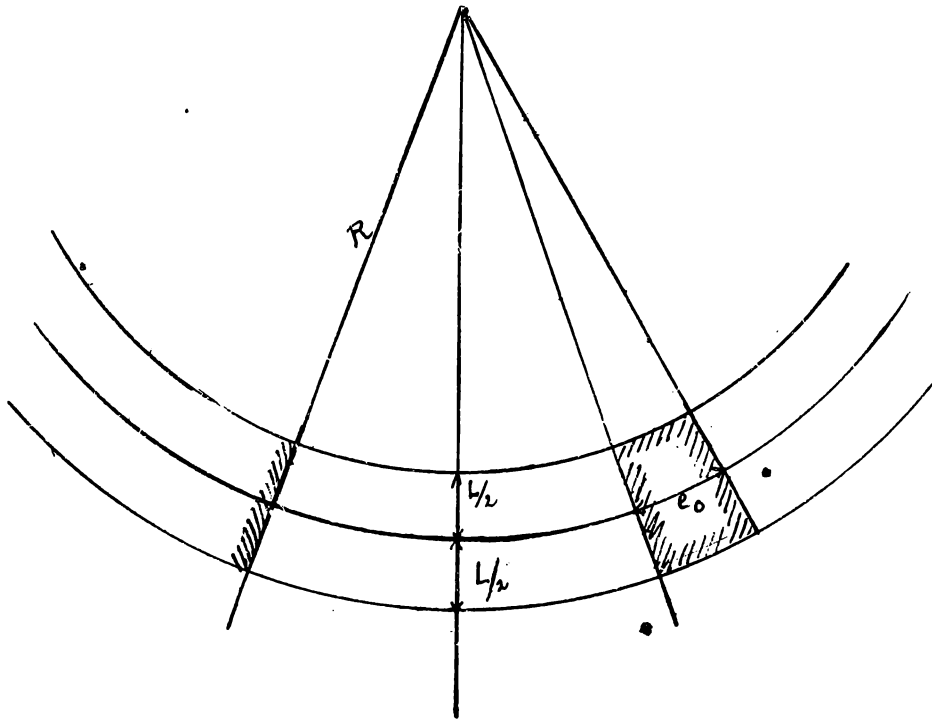
$$\varphi \geq \frac{z}{R}.$$

Le fruit aux naissances est plus élevé et égal à celui de la parabole à ce niveau.

D) Limite du fruit. - On ne dépasse pas $\frac{z}{R} = 0,06$. Si la valeur de $\frac{z}{R}$ est supérieure, on augmente le rayon sur l'axe au niveau de la voie jusqu'à R' , de sorte que $R' = \frac{z}{0,06}$. Le rayon R' est le même pour toutes les voûtes consécutives. Les arcs de cercle de rayon R' sont éventuellement raccordés sur la largeur des piles par des arcs de cercle tangents de rayons moindres.

E) Tympan concave. - Le tympan concave est dressé suivant une surface de révolution coaxiale à la précédente dont le rayon de section droite au niveau de la voie est $R - \frac{z}{2}$. On lui donne un léger fruit, moindre que celui de face convexe, ce qui est rationnel et satisfaisant d'aspect pour le profil transversal des piles (force centrifuge).

F) Donnelle en cône et en conoïde. - Les arcs en biseau des viaducs courbes ont l'inconvénient de faire varier fortement



la largeur des piles si la courbure est un peu forte.

Ce point est défavorable tant pour l'aspect que pour la stabilité.

On y remédie par les douelles en cône ou en conoïde, qui font converger les horizontales des naissances vers le centre

du tracé. La différence de largeur entre les 2 faces d'une pile qui est $\frac{6e_0 L}{R}$.

La différence est $2L \sin \psi$ avec $\sin \psi \approx \frac{r + e_0/2}{R}$

$$\text{Si } e_0 = 0,20 \times 2r \quad \sin \psi = 1,20 \frac{r}{R}$$

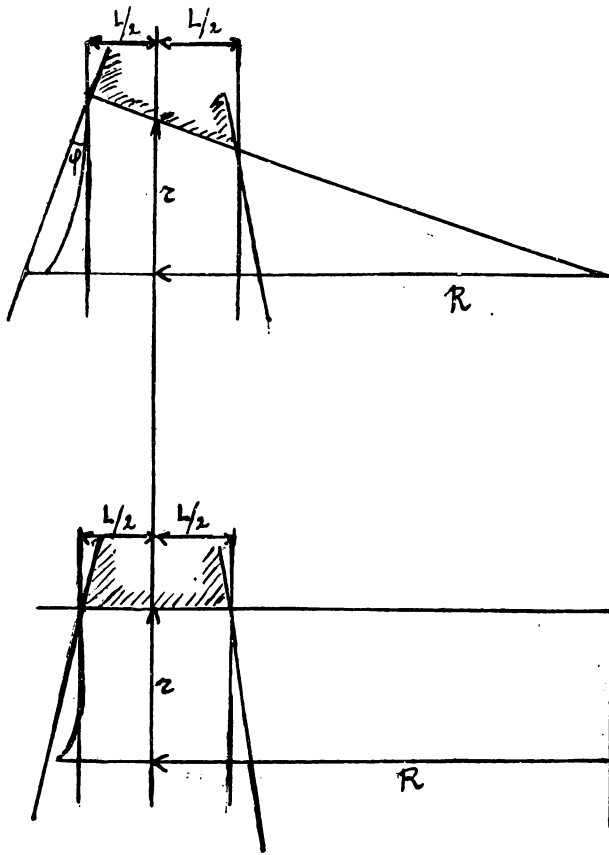
et la différence = $2,40 \frac{rL}{R} = \frac{6e_0 L}{R}$ (si $e_0 = 0,20 \times 2r$) pour les voûtes en berceau, devient $\frac{e_0 L}{R}$, donc six fois moindre pour les douelles convergentes.

Le sommet du cône est le point de percée de la verticale du centre du tracé avec le plan horizontal des naissances ; son ouverture est définie par la montée r sur l'axe du tracé. On donne au tympan convexe un fruit $\psi \geq \frac{r}{R}$ pour supprimer tout porte à faux.

Le conoïde a pour directrices l'axe vertical du centre du tracé et la courbe de douelle tracée dans le plan vertical tangent à l'axe du tracé ; les génératrices sont horizontales. Pour le fruit du tympan convexe, on applique la même règle que ci-dessus. La douelle en conoïde est plus satisfaisante d'aspect et de construction plus facile.

Le fruit du tympan concave est moindre que celui du tympan convexe. Le profil transversal des piles est dissymétrique.

§ 5. - Ponts déclifs.



Dans les ponts bas en dos d'âne, les naissances sont généralement de niveau. Les variations de hauteur de la voie influent peu si les tympans sont élévis. La disposition des naissances au même niveau est surtout nécessaire pour l'aspect et la stabilité si les arches sont multiples. Pour les arches uniques, il arrive que l'on établisse la ligne des nais-

sances suivant la pente générale si elle est forte et la portée grande.

Dans les grands viaducs déclifs il faut nécessairement établir les plans des naissances des différentes arches en gradins, disposition défavorable pour les piles. En employant des donnelles dissymétriques (faibles pentes) on peut établir la ligne des naissances suivant la pente générale. On évitera les fortes pentes sur les viaducs, à cause des sujétions précédentes et de l'importance des efforts de freinage.

Chapitre II

Cintres

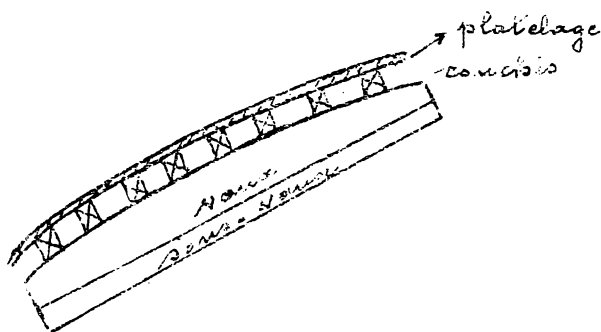
§ 1. - Généralités. -

Le cintre constitue la forme de construction de la voûte et son support jusqu'à ce qu'elle soit en état de se soutenir elle-même. Ainsi qu'il a été exposé antérieurement, l'emploi des mortiers et béton de ciment exige, malgré les dispositifs perfectionnés de construction, une rigidité et une indéformabilité aussi élevée que possible. Cette condition est réalisée par :

- 1) l'indéformabilité des fermes, réalisées le mieux par la triangulation ;
- 2) un contreventement important des fermes ;
- 3) un appui rigide des fermes ;
- 4) un calcul correct et une construction soignée, notamment des assemblages.

Le cintre n'est qu'une construction provisoire, mais son rôle important, autant que son développement et son prix généralement élevé, font que cette construction doit être étudiée avec autant de soin qu'un ouvrage permanent. Une conception intelligente en assurera la résistance en même temps que l'économie. Il faut évidemment tenir compte du mode de construction de la voûte et du dispositif de décintrement.

§ 2. - Composition des cintres. -



Les cintres comportent un plâtrage en bois reproduisant la surface de la douelle. Il est formé de planches jointives, disposées dans le sens de l'ouverture, de 0,015 à 0,025 cm. d'épaisseur,

clouées sur des pièces transversales de support, appelées couchis. Dans les petites voûtes, il n'y a généralement pas de platelage, les couchis sont jointifs. Sur ce plancher on trace toutes les lignes utiles pour la construction : joints continus et discontinus des voûtes appareillées, tracés des têtes, délimitation des claveaux, etc..

Les couchis sont des pièces de bois rectangulaires généralement de section constante et posées de champ sur les fermes, généralement sur 3 ou 4. Le rapport des dimensions de la section est généralement $\frac{a}{b} = \frac{1}{\sqrt{2}}$, qui donne le module de flexion maximum d'une pièce rectangulaire taillée dans un bois rond.

Pour les voûtes bétonnées, le plancher devant former coffrage et supporter les fortes charges du béton frais, il est préférable de le constituer de madriers d'épaisseur convenable posés jointivement directement sur les fermes.

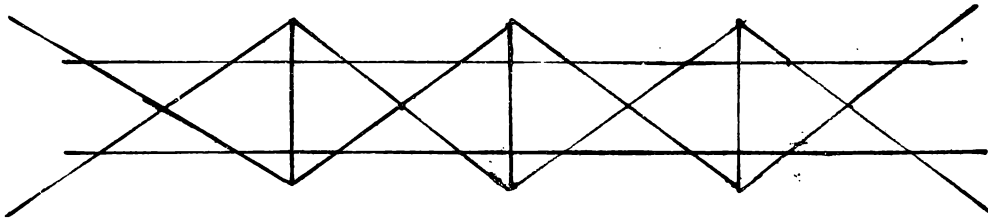
Les fermes parallèles sont généralement espacées de 1.00' à 2.00 m.

L'écartement des fermes extrêmes peut être un peu supérieur à l'extrémité des autres, mais il est préférable plutôt de les faire moins fortes, le surécartement surchargeant la ferme voisine.

Les membrures supérieures des fermes en bois sont formées de pièces dont la face supérieure est une courbe // à la douelle et que l'on appelle voaux. Tant par suite de la forme courbe que de la résistance, ces pièces sont souvent de très grande hauteur et, pour éviter les équarrissages excessifs, on les constitue en 2 ou trois pièces superposées, dont les inférieures portent les noms de fouerrée et sous-voaux. Cette disposition est d'ailleurs favorable à un façonnage précis des voaux, nécessaire pour la réalisation aussi exacte que possible de la courbe de douelle prévue. Les fermes des centres comportent généralement un grand nombre de pièces dénommées suivant la terminologie de la charpente en bois : arbalétriers, poinçons, contre-fiches, potelets, etc. = traits, poteaux, semelles, etc. Outre ces pièces, généralement surabondantes au point de vue statique et qui font l'objet d'un calcul plus ou moins rigoureux, on réunit encore tous ces éléments

par un certain nombre de pièces jumelées appelées moises, plus particulièrement moises pendantes lorsqu'elles sont verticales ou très inclinées. Elles ont pour but surtout de réduire les longueurs de flambage des pièces comprimées.

Les contreventements sont formés de traverses, fortes pièces normales aux fermes, généralement peu nombreuses, et principalement de liernes, madriers disposés par paires en croix de St André. Ces dispositifs sont insuffisants pour les très grands cintres ou ceux qui sont placés dans des couloirs exposés aux vents violents. On les amarre alors aux versants de la vallée par des baubans en câbles d'acier. Dans les grands



cintres du pont Adolphe à Luxembourg, M. Sejourné avait disposé des traverses débordantes aux extrémités desquelles s'attachaient les baubans qui traversaient le cintre symétriquement par prises en formant des croix de St André dans les panneaux entre 2 traverses. Les 2 extrémités des baubans étaient amarrées.

Les pièces courantes sont en pin ou en sapin, de dimensions courantes dans les petits cintres, d'équarrissages spéciaux dans les grands. Les pièces très chargées ou chargées à leurs fibres, ou les petites pièces spéciales importantes, notamment des appuis et des appareils de démontement, sont en chêne, souvent garnies de plaques métalliques.

Les assemblages des petits cintres sont les assemblages courants de charpente à tenons, mortaises et emboîtements, le plus souvent consolidés par des ferrures et boulons, chevilles, clavaux, ou autres organes analogues d'assemblages.

Pour les grandes fermes, on évite les entailles et les assemblages se font par des goussets et sabots en tôle, serrés par boulons. Ces assemblages doivent être étudiés avec grand soin d'après les principes suivants :

1°) éviter de transmettre des efforts par l'intermédiaire des boulons, donc faire porter les pièces comprimées sur leurs abouts ;

2°) éventuellement, éviter la déchirure des extrémités des pièces, surtout des pièces tendues, par des frettes en fil de fer ou forgées ou des boulons de serrage, etc ;

3°) éviter d'exercer des pressions \perp aux fibres. Le bois est peu résistant \perp aux fibres, il se produit des empreintes qui donnent lieu à des tassements. Si on ne peut l'éviter, il faut employer du bois dur (chêne) ou mieux encore interposer une plaque de tôle répartissant les pressions sur une plus grande surface.

Généralement et surtout à la suite des travaux de M. Sejourmé, on emploie actuellement pour les ouvrages importants des cintres mixtes. Les vaux et les pièces comprimées sont en bois, les pièces tendues sont métalliques.

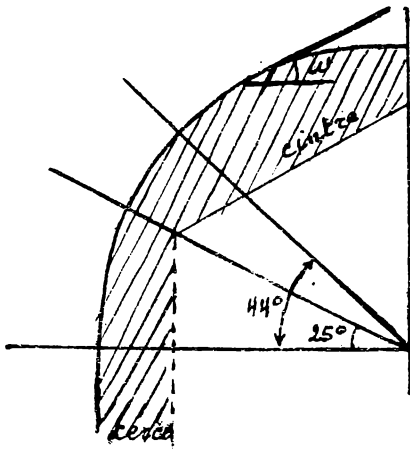
Pour certaines de ces pièces : poinçons, entrails, on peut employer des barres laminées. Pour les tirants on emploie généralement des barres rondes ou des câbles munis de tendeurs. Il est essentiel, pour la rigidité de ces fermes, d'assurer la tension initiale des barres métalliques. En outre, les tendeurs permettent dans certains cas de resserrer les cintres et de compenser des tassements. Les dispositions se rapprocheront autant que possible de la triangulation ordinaire. Les cintres métalliques s'emploient pour certains grands ouvrages, notamment en béton, à cause des fortes charges. Les vaux ne constituent plus que des fourures de formes appropriées posées sur les membrures supérieures. Les fermes métalliques sont triangulées suivant les dispositions ordinaires de la charpente métallique. L'inconvénient de ces cintres réside dans la dépense élevée, le grand délai de construction, le grand poids et la difficulté de montage, l'impossibilité de emploi. Ils sont particulièrement indiqués lorsqu'un grand nombre d'anneaux identiques, construits successivement, permet le emploi multiple des cintres. Mais si un cintre métallique important n'est employé qu'une fois, sa construction étant presque

aussi importante qu'un pont métallique, il semble bien que la solution adoptée ne peut être considérée généralement comme économique.

§ 3. - Efforts sur les cintres. -

Les efforts principaux sont ceux du poids de la voûte en construction. Pour les voûtes appareillées, construites par rouleaux, ce poids se réduit à celui du premier rouleau qui, après clavage, supporte le poids du restant de la voûte. Pour les voûtes en béton, ce mode de construction n'est pas possible, donc les cintres des voûtes en béton sont toujours plus forts.

Dans les voûtes appareillées, l'effort produit sur le cintre par les voussoirs est dépendant du glissement des voussoirs sur le mortier frais et sur le cintre. Des expériences multiples et développées de M. Séjourné, il résulte que :



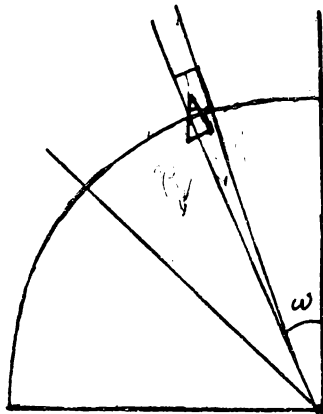
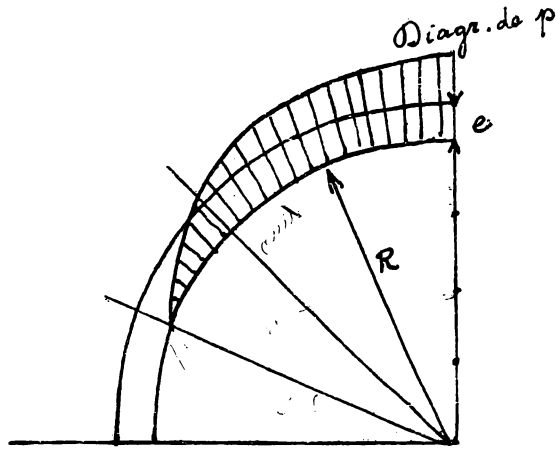
1°) le glissement d'un voussoir sur du mortier frais ne se produit pas sous un angle inférieur à 25° .

2°) qu'il se produit toujours sous un angle supérieur à 44° .

Donc, ω représente l'inclinaison de l'arc, les voussoirs n'exercent aucune pression sur le cintre lorsque ω est compris entre $\frac{\pi}{2}$ et $\frac{\pi}{2} - 25^\circ$; le cintre supporte la charge entière des voussoirs lorsque ω est compris entre 44° et 0. Entre ces deux zones, la pression varie progressivement entre les limites précédentes.

Pour du béton frais pas trop fluide, on peut admettre une répartition analogue.

Donc les cintres surbaissés supportent en tous cas le poids total du 1^{er} rouleau; les cintres peu surbaissés ne travaillent qu'à partir des joints inclinés à plus de 25° sur l'horizontale et ne portent pas tout le poids du 1^{er} rouleau. Pour cette raison, dans les arches peu surbaissées,



on commence généralement les cintres au dessus des maissaires, les arbalétrées étant construites au moyen de cerces, coffrages fixes solidaires des appuis. Dans le cas d'emploi de béton fluide, il faut tenir compte de la poussée, analogue à celle d'un liquide.

D'après ses observations, M. Séjouré a établi la formule suivante de la pression normale en un point du cintre par unité de longueur

$$p = \pi e \left(1 + \frac{e}{2R} \right) \sqrt{\cos \frac{4}{3} \omega}$$

π étant le poids spécifique de la maçonnerie, e l'épaisseur du 1^{er} coubeau au point considéré et R le rayon de courbure

au même point. L'expression s'annule pour $\frac{\pi}{2} - \omega = 22^\circ 30'$. Entre cette valeur de ω et 0, la formule donne des valeurs toujours trop fortes de p . Notamment dans la zone supérieure du cintre ($\omega < 45^\circ$) la formule exacte est

$$p_1 = \pi e \left(1 + \frac{e}{2R} \right) \cos \omega$$

En effet

$$\pi \left[e R d\omega + \frac{e^2 d\omega}{2} \right] = \frac{p_1 R d\omega}{\cos \omega}$$

d'où

$$p_1 = \pi e \left(1 + \frac{e}{2R} \right) \cos \omega$$

Lors $\omega = 45^\circ$ $p = p_1$; pour d'autres valeurs, les différences sont toujours faibles.

Pour les grands cintres et les grands surbaissements, $\frac{e}{2R}$ est petit et l'on peut écrire

$$p = \pi e \sqrt{\cos \frac{4}{3} \omega} \quad \text{ou} \quad \pi e \cos \omega$$

Lors le calcul de la poussée du vent, qui peut être importante, le

règlements français prescrivent ce qui suit. Soient A la surface brute totale d'une ferme, B sa surface nette, réduction faite des vides et p la pression du vent normale au plan de cette ferme ; A', B' et p, A'', B'' et p'' les mêmes éléments des fermes successives placées derrière la première par rapport au vent :

la poussée sur la première ferme est pB ,

la poussée sur la deuxième ferme est $p'B' = p(1 - \frac{B}{A})B'$,

" " " troisième ferme est $p''B'' = p(1 - \frac{B}{A})(1 - \frac{B'}{A'})B''$

etc. La poussée totale est la somme des poussées partielles.

§ II. - Dispositions générales des fermes.

On distingue deux types principaux de cintres, les cintres retroussés ^{p. 114} et les cintres fixes.

Un cintre est dit retroussé lorsqu'il n'est appuyé qu'à ses extrémités. On emploie un tel cintre lorsque le sol est trop bas, ou trop mauvais, ou lorsque les supports intermédiaires risquent d'être emportés par les eaux, ou enfin lorsque, pour le passage d'une voie de communication, il faut laisser un passage libre sous le cintre (cintre marinier en rivière). Dans ce dernier cas ou lorsqu'il n'y a qu'un petit nombre d'appuis intermédiaires, on a des cintres partiellement retroussés.

Les cintres retroussés sont les plus coûteux ; ils constituent de vrais ponts et, en cas de grande portée, leur importance peut devenir telle, surtout si les cintres sont métalliques, qu'il faut économiquement adopter un autre type de pont qu'une voûte. L'importance des cintres est beaucoup réduite dans les voûtes en arceaux multiples et, dans ce cas, les cintres retroussés présentent l'avantage de la facilité de ripage.

Les cintres fixes sont ceux qui possèdent un très grand nombre d'appuis sur le sol ; ils sont moins déformables, plus légers et plus simples et d'une construction plus facile et plus économique.

Etant toute chose, il faut choisir entre ces 2 types de fermes, compte tenu des circonstances et éventuellement après un examen comparatif

de la dépense. On définit ensuite le niveau inférieur des cintres qui dépend de la montée.

Pour les cintres fixes et le plein cintre, ce niveau correspond à $\omega = 67^{\circ} 30'$ env. (d'après la formule de M. Séjourné), pour les arcs surbaissés, c'est aux naissances. Les appareils de décentrement sont posés sous ce niveau.

Pour les cintres retroussés, la rigidité et la légèreté demandent la plus grande hauteur possible; le plan des appuis est donc en dessous des naissances d'une quantité qui dépend de l'ouverture et de la montée.

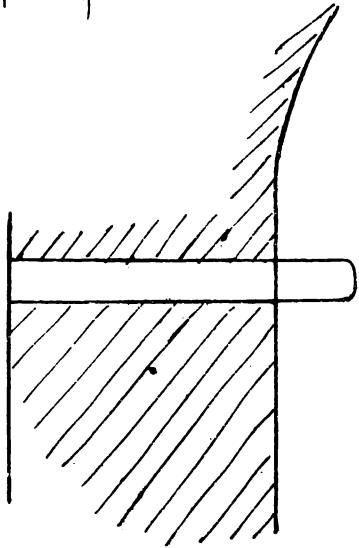
On détermine ensuite les appuis. Dans les cintres fixes, ce sont des poteaux appuyés sur des semelles, avec interposition de plaques de tôle. Les poteaux correspondants des diverses fermes sont disposés en rangées et solidarifiés par des liernes de contreventement, fréquemment par des semelles transversales communes et constituant ainsi des palées.

Dans certains cas, notamment en rivière, il est préférable de constituer les palées au moyen de pieux battus au repis. Parfois aussi on les protège du choc des corps flottants par des triangles de garde formant avant-bec. Cela se fait surtout pour les palées importantes, comportant deux ou plusieurs rangées de pieux, qui servent de supports intermédiaires aux cintres partiellement retroussés. Ces palées sont généralement prolongées en amont par une palée basse formant avant-bec. Si les profondeurs sont grandes, on bat une palée basse de pieux solidarifiés par des chapeaux et transversés; sur cette palée basse on monte une palée haute formée de poteaux contreventés en tous sens et solidement assemblés à la palée basse.

Au lieu de semelles en bois, on peut employer parfois des petits massifs de béton, posés éventuellement sur une couche de gravier ou de pierres.

Dans certains cas, on construit de véritables éléments de piles ou

plateformes provisoires, parfois sur pieux (Viaduc des Eaux - Salées, voir C. Gay). Cette disposition est toutefois exceptionnelle et ne peut être justifiée que dans des cas difficiles, sinon il serait évidemment logique d'élever ces piles comme appuis intermédiaires de l'ouvrage définitif.

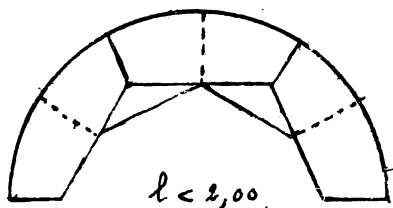


Les cintres retroussés prennent appui autant que possible sur les piles et culées, soit par l'intermédiaire de poteaux ou bien de corbeaux provisoires, généralement formés de rails ou poutrelles profondément encastrés dans la maçonnerie. On les retire après décentrement et on ferme la maçonnerie. Ces dispositifs ne conviennent toutefois que pour les petites portées (20 à 25 m). Parfois, il faut construire des

petites piles spéciales, inébranlablement fondées.

§ 5. - Cintres retroussés.

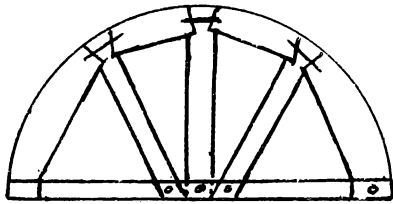
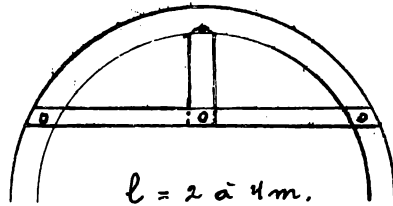
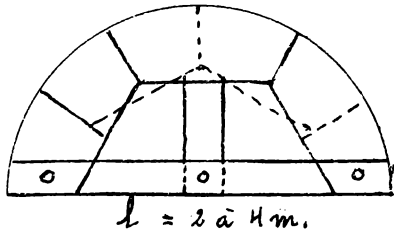
Les cintres des petites ouvertures : 1 à 2.00 m sont toujours nécessairement retroussés. Les éléments principaux des fermes sont des vauces que l'on constitue simplement de planches découpées suivant un profil convenable et clavées sur plusieurs épaisseurs (p. ex. 3 épaisseurs de 0,04),



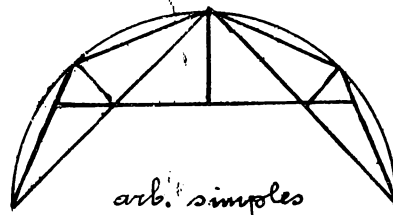
les joints se recouvrant. Les dimensions plus fortes, jusque 4.00, peuvent être établies suivant le même système, mais renforcé par un trait moisé et un poinçon. On peut aussi alors employer des vauces d'une pièce,

au nombre de trois ou quatre, dont les extrémités sont soutenues par 2 contrefiches ou 2 contrefiches et un poinçon reposant sur un trait moisé.

En delà de 4 m., on remplace les cintres à arbalétriers simples, qui conviennent jusqu'à 16 m d'ouverture. Pour 16 à 25 m, on double les arbalétriers.



$l = 2 \text{ à } 4 \text{ m.}$

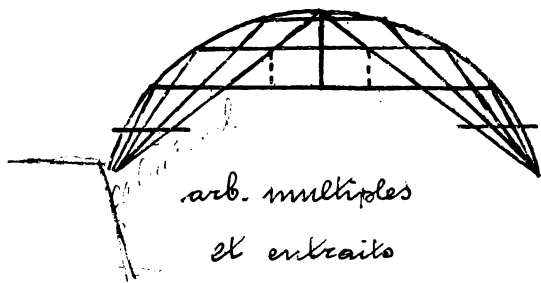


arb. simples

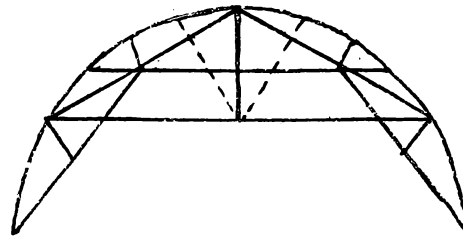
$l = 4 \text{ à } 16 \text{ m.}$

est commandée par la longueur des vaux dont il faut soutenir les abouts s'ils sont de longueur moyenne (jusque 4.00 m) et en outre le milieu s'ils sont de grande longueur (6.00). Les vaux peuvent être de longueur croissante de la clef vers les naissances.

Pour les cintres retroussés de plus grande portée, tels que les cintres des hauts viaducs, on emploie les fermes à arbalétriers multiples ou à rayons. D'une manière générale, la disposition



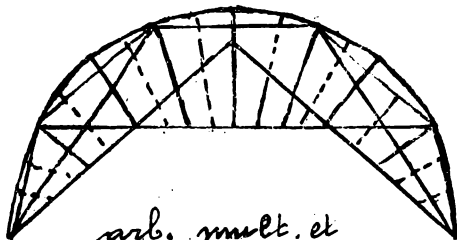
arb. multiples et entrails



arb. doubles

$l = 16 \text{ à } 25 \text{ m.}$

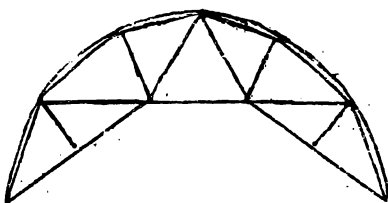
Un type très simple et économique à arbalétriers multiples et des arbalétriers soutenant les abouts des vaux, mainte-



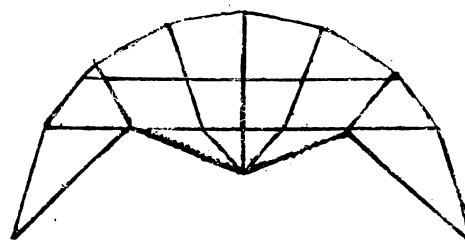
arb. mult. et contre-fiches

tenus à écartements par des entrails étagés.

Il ne faut pas de contre-fiches et le minimum de pièces de liaison. On



cintre à rayons

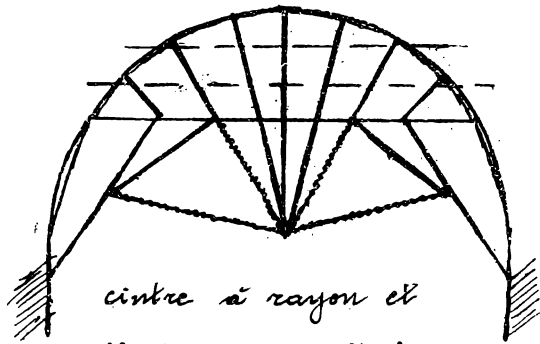


cintre à rayon et entrail armé

peut considérer les différents groupes de 2 arbalétriers et d'un entrail comme des fermes isolées. On peut aussi

avoir des formes à arbalétriers multiples et contrefiches ; il est souvent difficile d'y discerner le système principal résistant. Les arbalétriers étant comprimés et très longs dans le type à arbalétriers multiples, il faut réduire les longueurs de flambage par des liaisons appropriées.

Dans les cintres à rayons, les nœuds sont soutenus par des contrefiches radiales, prenant appui sur une véritable membrane inférieure formée par



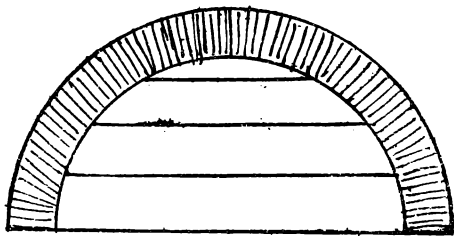
cintre à rayon et câbles tendeurs multiples

l'entrait et des arbalétriers incomplets ou brisés. Il est très simple de réaliser une triangulation à grandes mailles. La portée croissant, on est éti amené à ramer l'entrait par des tirants métalliques et un poinçon, puis des contrefiches. Finalement, on

a tendu toute la membrane inférieure par un système de câbles radiaux convergents au centre de la courbe de douelle. La tension de ces câbles est facile à calculer, à régler et à vérifier. Il suffit de mesurer la flèche, la tension est $T = \frac{pl^2}{8f}$, p étant le poids par m et l la longueur du câble.

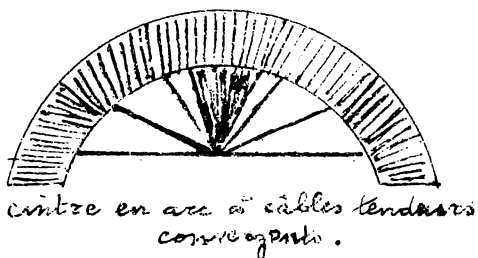
Le réglage de la tension des câbles permet de compenser les tassements ou de faciliter le décentrement.

Les cintres à rayons du dernier système exigent beaucoup de hauteur, ils conviennent surtout pour les viaducs.

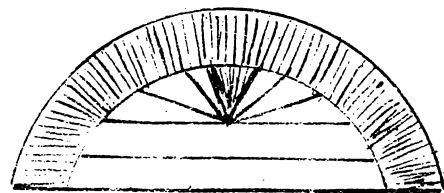


cintre en arco à câbles tendeurs //

Pour les grandes portées, on emploie beaucoup des cintres dérivés des cintres à rayons, dont le modèle est celui employé par M. Séjourné à Luxembourg. Ils comportent un véritable arc triangulé à contrefiches radiales. Les



cintre en arco à câbles tendeurs convergents.



(Luxembourg) cintre à arc à câbles tendeurs // et convergents

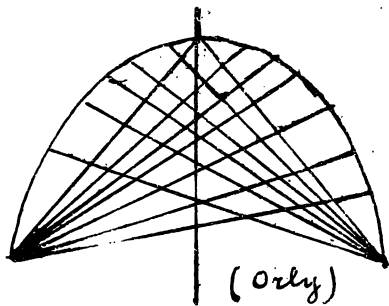
membres de la membrure inférieure sont serrés par des câbles parallèles ou convergents ou des 2 types. Ce dernier système peut convenir pour des arches légèrement surbaissées, si la hauteur disponible permet de tendre les câbles inférieurs.

Ce système a reçu une adaptation intéressante et hardie dans le cintre mobile employé par M. Freyssinet pour la construction des hangars en voûte parabolique de l'aéro-port d'Orly. C'est un arc triangulé, formé de petits éléments cloués et tendus par des nappes de câbles partant des naissances vers certains noeuds des $\frac{1}{2}$ arcs opposés jusqu'à la clef.

Ce cintre mobile présentait un grand nombre de particularités intéressantes. (Voir le Constructeur de ciment armé du 6.7.23 et le Génie civil du 23.9.23).

Pour les arches très surbaissées, les cintres retournés comportent de grandes fermes triangulées, métalliques ou mixtes, auxquelles on donne la plus grande hauteur permise par les nécessités de circulation sur la voie inférieure ou d'écoulement des eaux. Ils sont généralement établis comme des arcs à tirants, parfois comme arcs à trois rotules (Pont de Bonroy).

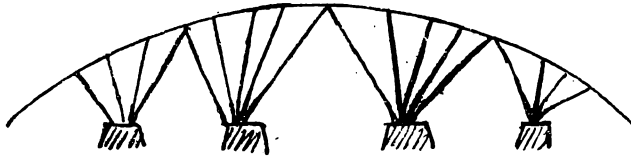
§ 6. - Cintres partiellement retournés. - Cintres mariniers.



Dans les ponts de grande portée à arches surbaissées, il n'est souvent pas possible, par manque de hauteur, de construire des cintres totalement retournés. Si l'on ne construit pas de cintres fixes, c'est que l'on ne peut pas multiplier les appuis en rivière

ou sur la voie inférieure en exploitation. On construit alors un petit nombre d'appuis très solides sur lesquels reposent les cintres. La construction de ces appuis peut être avantageuse même pour des viaducs de plus grande hauteur, le cintre devient plus léger et les appuis intermédiaires peuvent être utiles pour la construction de passerelles de circulation lorsqu'il en faut.

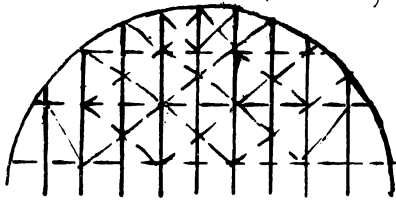
On peut aussi classer dans cette catégorie les cintres à contrefiches rayonnant à partir de piles ou palées isolées soutenant les vaux et que



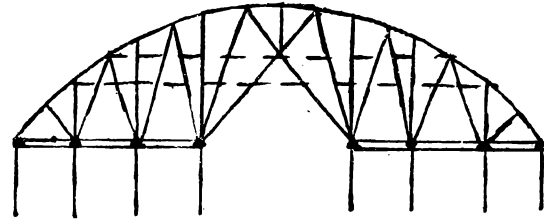
l'on considère aussi parfois comme cintres fixes. Mais ces contrefiches peuvent servir d'appuis à des fermes constitués d'une manière

quelconque. Une application originale est celle que M. Freyssinet a employée pour le pont en béton armé sur la Seine à St Pierre de Beauvray (Genie Civil • 3 novembre 1928). Le cintre est un arc triangulé formé de petits éléments, supporté en un certain nombre de noeuds par des biquets fuselés rayonnant autour de 4 points fixes de supports, constitués par des palées de pieux battus. Le décintrément s'effectuait sans déplacement du cintre.

Les cintres fixes en rivière doivent souvent réserver un passage pour les bateaux, on les appelle cintres mariniers, mais des dispositions analogues



p. s.



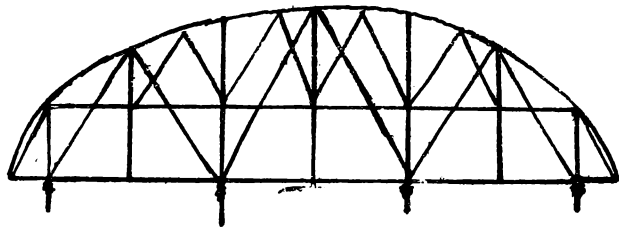
p et c. ob. (cintre marinier)

peuvent être nécessaires sur les voies terrestres. Dans la partie retroussée, le cintre est généralement formé de poutres métalliques, armées ou triangulées, reposant sur les 2 cintres fixes latéraux, éventuellement par des encorbellements, ou bien, il constitue un véritable cintre à arc balétriers et entrant retroussé.

§ 7. - Cintres fixes. -

Les cintres fixes sont les plus employés, parce qu'ils sont les plus faciles à concevoir et à exécuter et qu'ils sont les plus rigides et les plus économiques, lorsque le rapport de la hauteur de la clef au dessus du sol à l'ouverture est inférieure ou peu supérieure à l'unité.

D'ailleurs, les arches très surbaissées doivent nécessairement être



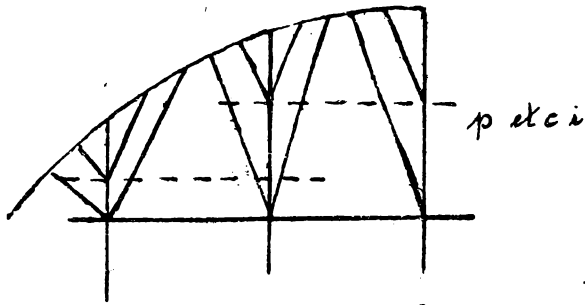
p. c. et p.

bâties sur cintres fixes, pour manque de hauteur disponible pour 1 cintre retroussé assez rigide, à moins d'employer des cintres métalliques.

Les appuis sont généralement formés d'un grand nombre de palées de poteaux ou pieux qui portent les dispositifs de décintrement sur lesquels repose le cintre proprement dit. Ces cintres sont constitués suivant de multiples systèmes, dont les principaux sont énoncés ci-après, d'après les dispositifs employés pour reporter l'appui des abuts ou milieux des vaux sur les palées. Ces dispositifs constituent les parties essentielles des cintres, qui doivent être calculées. A ce schéma principal s'ajoutent des pièces secondaires : moises, croix de St André, etc, qui ont pour but d'assurer l'indéformabilité et de réduire les longueurs de flambage des pièces longues.

Dans les cintres surbaissés, ces dispositifs occupent toute la hauteur, tandis que dans les cintres peu surbaissés, ces dispositifs ne règnent qu'à la partie supérieure, où les appuis des vaux ne peuvent être très distants. Le cintre comporte alors 2 ou plusieurs étages dont les inférieurs sont du système généralement le plus simple, à poteaux contreventés et dont les parties latérales seules constituent des vaux d'ailleurs peu chargés. Cette remarque est générale et les systèmes élémentaires exposés ci-après peuvent donc être superposés dans un même cintre par ordre décroissant de complication du haut vers le bas.

- a) Poteaux seuls, supportant les abuts des vaux et triangulés.
- b) Poteaux et contre-fiches obliques, ces dernières supportant des abuts ou milieux de vaux. Ce dispositif a l'aspect d'une triangulation simple.
- c) Poteaux, contre-fiches et poinçons. Ces derniers sont suspendus aux noues des contre-fiches principales et supportent les entrails et généralement des contre-fiches secondaires. Il y a alors aspect de double triangulation.

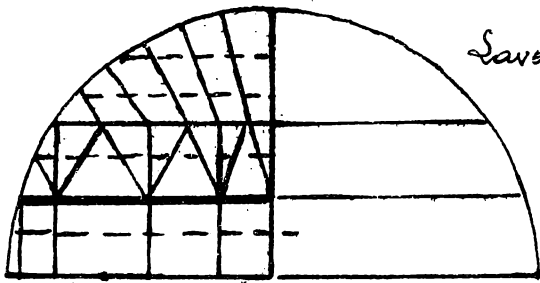
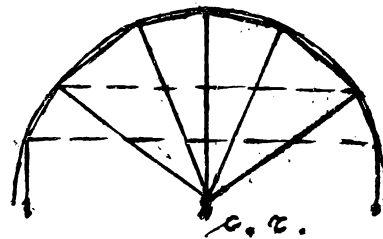
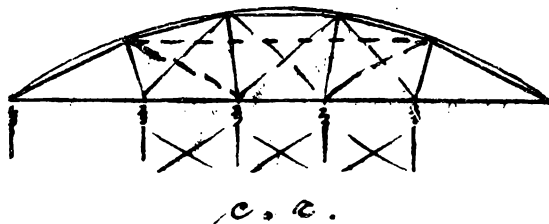


d) Poteaux et contrefiches isolées.

Les abouts des vau sont supportés par des groupes isolés convergents d'un poteau et de deux ou plusieurs paires de contrefiches ne formant

pas de triangulation. Les contrefiches d'un éventail ont un pied commun ou se détachent du poteau à divers niveaux. L'indéformabilité est réalisée généralement par des entrails moisés.

e) Contrefiches radiales supportant les abouts des vau. Lorsque elles n'occupent qu'une fraction du rayon, elles reposent sur des poteaux



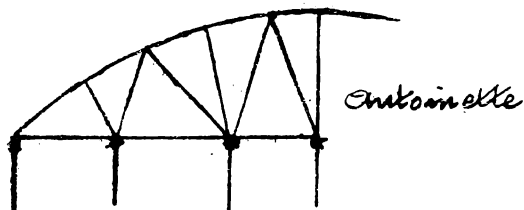
et ressemblent, avec l'entrait de base et les diagonales d'indéformabilité, à une vraie poutre triangulaire.

Dans le cas d'un plein cintre dont les naissances sont près du niveau du sol, les contrefiches peuvent être

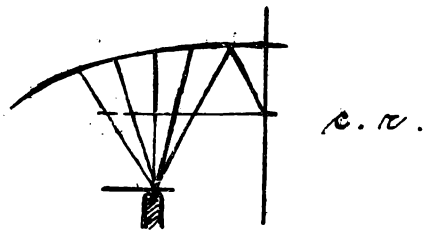
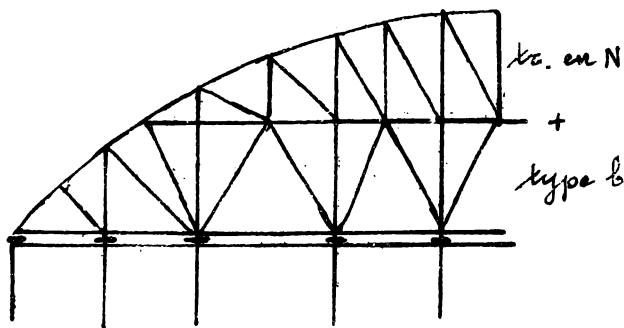
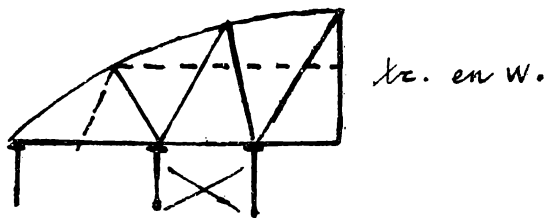
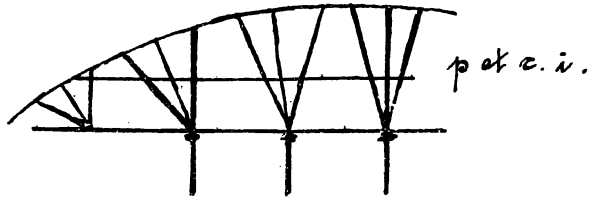
des rayons entiers concourant au centre où elles prennent appui sur le sol. Le cintre est solidarifié par des moises horizontales.

Citons le cintre du type du pont de Savant (auteur M. Séjourné) qui est très employé pour les grandes arches peu surbaissées. L'étage supérieur est à contrefiches radiales, l'inférieur à poteaux et contrefiches triangulées (type b).

f) Contrefiches radiales et obliques triangulées, du type du pont Antoinette (auteur M. Séjourné), analogue au type b.



Donnent l'impression d'une poutre triangulée. Système très employé, pour les arcs surbaissés ou en combinaison avec a et b pour les arches élevées.



g) Rayons et contre-fiches isolés, analogue au type d, les poteaux étant remplacés par des rayons et ^{ce ne sont pas des}

h) Tréillis en W, formé de rayons et de diagonales; système très simple pour les petits arcs surbaissés ou en combinaison avec un autre pour les arcs élevés.

i) Tréillis en N, analogue au précédent, les rayons étant remplacés par des poteaux verticaux; mêmes usages.

k) Contrefiches rayonnantes, supportant les abouts des voûtes et prenant appui sur un petit nombre de piles provisaires très solides. Par suite de la consolidation par entrants moisés, l'ensemble se rapproche d'un cintre partiellement retroussé. Le sys-

tème des contrefiches rayonnantes est souvent employé pour le support des cintres des types précédents, notamment de grands cintres de types étagés.

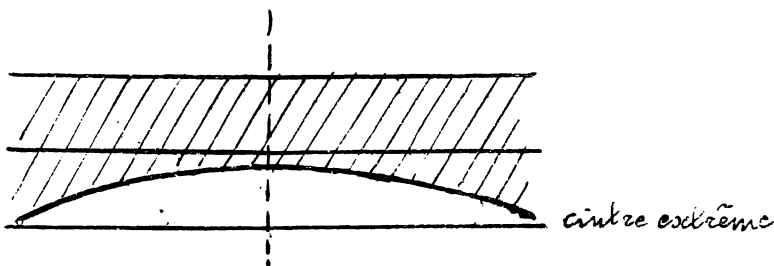
§ 8. - Calcul des éléments des cintres.

Le calcul des fermes se fait d'après les méthodes ordinaires de la stabilité des constructions et de la graphostatique et comporte surtout celui des éléments principaux dont les schémas ont été définis. Le calcul d'éléments surabondants, qui font intervenir les déformations, ne s'effectue que lorsque ces éléments ont un rôle de résistance essentiel. La méthode la plus appropriée est généralement celle du travail

élastique (th. de Mensabréa de la dérivée du travail des forces extérieures par rapport aux liaisons surabondantes). Cette observation ne s'applique toutefois qu'aux cintres retroussés, qui sont réellement à calculer comme des fermes, tandis que le calcul des cintres fixes consiste en une simple détermination des charges reportées par les vaux sur les poteaux, contre-fiches ou poutres d'appui considérés comme pièces isolées.

Les vaux se calculent comme pièces sur 2 ou 3 appuis supportant une charge uniforme égale à la pression radiale moyenne, déterminée par le calcul ou graphiquement. On se donne généralement la largeur, égale à l'épaisseur des fermes (voisine de 0,20 m) et on calcule la hauteur. On vérifie également les flèches, qui doivent être faibles (0,005 m.). Dans les vaux inférieurs, qui travaillent comme arbalétriers, il faut tenir compte de la compression.

Les couchois sont de section constante (souvent 10 x 14). Comme les pressions varient, on fait varier leur écartement, d'après le calcul. On ne prend pas tous les écartements différents, mais on les fait varier par groupes. Les flèches doivent être faibles (0,0025), ce qui est généralement réalisé, sur les faibles portées. Les couchois forment une grande partie du cube de bois, il y a intérêt à économiser sur ces pièces.



projection de la douelle sur le cintre lorsque le plan de tête a un fruit.

Pour les charges linéaires sur les fermes, dont l'écartement ΔL est généralement constant, il n'y a qu'à faire le produit $p \Delta L$. Pour les fermes extrêmes, on doit

décomposer les charges élémentaires sur le panneau entre les 2 fermes adjacentes, en tenant compte éventuellement du fruit du plan de tête.

Pour les bois équarris, on admet 80 kg de compression par cm^2 , pour les bois ronds, 60 kg/ cm^2 dans le sens des fibres.

Les pièces chargées debout sont calculées au flambage. M. Lijourné

recommande les formules

$$\sigma = \frac{80}{1 + \left(\frac{q}{24}\right)^2} \text{ pour les bois équarris } \times$$

$$\sigma = \frac{60}{1 + \frac{1}{3} \left(\frac{q}{12}\right)^2} \text{ pour les bois ronds. } \checkmark$$

q est l'élaucement $\frac{L}{b} = \frac{\text{longueur libre maximum}}{\text{dimension transversale minimum}}$.

Pour la compression du bois normalement aux fibres, on ne dépasse pas 10 à 12 kg/cm². Pour les câbles d'acier, à la traction, 2000 à 2500 kg/cm². de section de métal.

D'après M. Séjourné, le cube de bois en m³ par m² de douelle est, pour les cintres fixés à rayons

$$c = 0,06 + \frac{l}{100} \text{ (l = portée en m.) (hauteur clef au dessus du terrain < \frac{l}{2})}$$

pour les cintres retroussés à rayons $c = 0,04 + 0,012 l$.

Pour ces derniers cintres, le poids de fer est 1,2 l - 8 kg/m² de douelle.

Ces formules ne donnent évidemment qu'un ordre de grandeur.

En calcul soignée, la réduction au minimum des pièces surabon- dantes, l'emploi d'éléments minces rigides comme ceux qui emploie M. Freyssinet pour ses cintres, sont susceptibles de réduire sensiblement les cubes, qui ont été énormes dans certains ouvrages.

§ 9. - Décintrement des voûtes. -

Le décintrement est pour les voûtes une opération capitale, et sou- vent délicate pour les grandes voûtes.

Elle peut donner lieu à des accidents (Flensburg en Allemagne, 1923), le plus souvent par suite d'erreurs de principe ou de précautions in- suffisantes.

L'opération est plus délicate avec les voûtes en béton, à cause du retrait élevé et du fait que la voûte est construite en une fois et n'est donc pas du tout sous pression, alors que dans les voûtes appareillées construites par rouleaux, le poids des rouleaux autres que le premier met la voûte en charge.

Le décentrement doit assurer une mise en charge progressive de la voûte par déplacement relatif du cintre et de la voûte jusqu'à réparation complète. Cette opération doit être effectuée lentement et sans chocs, d'une manière aussi continue que possible et de telle sorte que la poussée de l'arc se développe progressivement pendant le décentrement. L'accident de Flensburg semble dû à ce que l'on a décentré par enlèvement successif des étais des vaux de coffrage en commençant par les reins. La voûte n'était donc pas sous pression, puisqu'elle était restée complètement fixe à la clef et aux retombées. La partie décentrée travaillant comme une pièce droite fléchie et, n'étant pas armée, s'est rompue. Le décentrement doit donc assurer un passage progressif de la forme non déformée sur cintre à la forme déformée libre et les déformations doivent être partout proportionnelles.

On peut décentrer :

- a) par descente progressive générale du cintre, identique en tous ses appuis.
- b) par desserrage des câbles tendeurs des cintres soutenus par des câbles ; il en résulte une flexion des cintres autour des abouts fixes.
- c) par analogie avec le cas précédent, on peut envisager une rotation des 2 demi-cintres autour des abouts aux naissances par abaissement des demi-cintres à la clef.
- d) enfin on peut soulever la voûte au dessus du cintre par ouverture du joint de clef au moyen de vérins.

Le dernier procédé, le plus récent et le plus perfectionné, est dû à M. Freyssinet.

Comme le décentrement s'opère nécessairement après la prise complète, il faut attendre, pour décentrer, que le durcissement soit suffisant pour que la voûte puisse résister aux charges sans désordres. Le délai est donc variable d'après l'importance des ouvrages. M^{re} Morandière a fixé une règle qui a l'avantage de la simplicité : un jour sur cintre par m. d'ouverture. Pour les arcs en béton de portée moyenne, on prescrit souvent 28 jours. Pour les voûtes apparentes, ce peut être moins. Le délai peut être aussi plus court par

temps chaud que par temps froid, le décentrement étant plus rapide. Le délai doit être fixé dans chaque cas particulier, d'après l'importance de l'ouvrage, les matériaux mis en œuvre, le mode de construction et les circonstances de la construction.

Il se produit toujours des déformations au décentrement, notamment un tassement souvent considérable de la clef, qui réduit la flèche et augmente les poussées et fatigues. Ce tassement résulte du raccourcissement élastique de l'arc, qui est toujours faible; du retrait, qui est élevé pour les arcs en béton, par suite des effets combinés du durcissement et de la dessiccation; enfin d'une différence de température négative éventuelle par rapport au clavage. Ce dernier élément peut être important et doit être renversé: il faut claver par température aussi basse que possible et décentrer par température plus élevée et moyenne, le décentrement en sera toujours facilité. Enfin, outre ces éléments, interviennent des circonstances imprévues ou accidentelles, notamment le serrage des voûtes appareillées à joints imparfaits et les déformations des supports, etc....

On voit que dans les voûtes appareillées, on réduit ces tassements au minimum par la construction par rouleaux, clavages multiples et joints malés. La voûte peut être mise partiellement sous pression et, si les températures sont favorables, le tassement peut être inférieur à celui qui correspond à la compression élastique.

Pour les voûtes en béton, le tassement sera généralement plus grand. Il faut au moins construire par toujours à joints minces pour réduire le retrait au minimum possible.

Les effets du retrait correspondent à ceux d'un abaissement de température important. Le danger principal est celui des fissures à l'extrados des naissances: ces fissures sont surtout dangereuses pour les voûtes bétonnées. Or, ainsi qu'il a été vu, ces effets sont beaucoup moindres pour les arcs à trois rotules où ils se bornent à ceux qui résultent de la modification de l'axe. Or cette modification est du même ordre de grandeur dans les voûtes encastrées, car d'expérience montre, selon

M. Séjourné, que les voûtes tri-articulées ne tassent pas davantage que les voûtes encastrées à son égal de construction.

Après décentrement, le retrait et la dessiccation font continuer le tassement. Si on ajoute les effets thermiques lors des températures les plus basses, on constate que dans les arcs encastrés, ces tassements cumulés donnent lieu à des fatigues supérieures aux fatigues calculées pour les effets maxima des charges.

Les procédés de M. Séjourné, notamment le matage des joints de clavage, n'éliminent pas complètement ces inconvénients, mais les réduisent dans une mesure généralement satisfaisante pour les voûtes appareillées. Pour les voûtes en béton encastrées ou à deux rotules, le principe des joints matés a été logiquement développé par le décentrement Freyssinet. Il compense le retrait, le recul des appuis et éventuellement le raccourcissement élastique de l'arc. Il substitue une élévation de la clef à un tassement, ce qui réduit la poussée. Cette opération se fait par des verins réglables, de sorte qu'il est même possible, par l'agencement des pressions des verins, de régler le point de passage de la poussée à la clef lors du clavage et de rectifier éventuellement une flexion latérale de l'arc. On réalise donc un état élastique bien connu et prédéterminé. Le soulèvement de la clef produit, dans les arcs encastrés, un relèvement des réactions aux retombées, qui peut être favorable si il est modéré. Leur position exacte est inconnue. Pour ces raisons, l'arc bi-articulé à semi-articulations Freyssinet et décentrement Freyssinet semble devoir se répandre.

Le décentrement des ouvrages à arches multiples peut se faire par arches successives, les arches adjacentes étant décentrées ou achevées successivement. Il faut cependant procéder avec précaution et veiller que les cintres assurent une bonne contribution des piles.

Le remplissage peut être construit avant ou après décentrement; il n'y a pas de règle générale. Le dernier système est le plus habituel, mais le premier a reçu des applications importantes. Les auteurs allemands le préconisent, parce qu'il met la voûte en charge avant décentrement.

Il faut cependant veiller à ce que les cintres assurent une bonne contribution des piles.

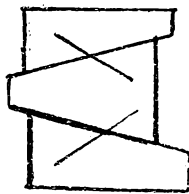
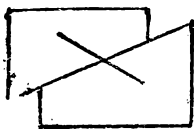
Cependant on risque de désorganiser, car le tassement doit être plus fort si on ne tient compte que du poids. Mais le remplissage peut aussi augmenter la raideur de l'ouvrage. Pour les ouvrages en béton, il y a un grand avantage à mouler tout l'ouvrage en une fois, d'autant plus que le tablier en béton armé peut accroître beaucoup la raideur de l'ouvrage.

§10. - Appareils de décintrement par abaissement du cintre.

Ces appareils sont disposés en dessous des appuis. Dans les cintres fixes, ils sont donc en grand nombre. En principe, il est avantageux de les placer au moment du montage du cintre, mais l'action des influences atmosphériques pendant la construction peut rendre leur fonctionnement difficile ou impossible lors du décintrement. On peut alors les dégager par un léger soulèvement de la semelle et substituer de nouveaux appareils à ceux qui sont devenus defectueux. Ou bien on peut faire reposer les cintres tout d'abord sur des billots et ne mettre les appareils en place qu'au moment du décintrement. On peut dégager les billots par soulèvement ou bien les démolir à la bache après placement des appareils.

Le dernier système est à proscrire, car il y correspond un tassement important qui peut ramener un décintrement brusque.

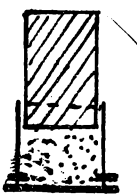
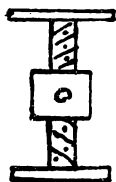
Pour les petits cintres, on emploie encore les coins jumelés, parfois triples, en bois de chêne. Ils sont très sensibles aux intempéries. Il est favorable d'interposer des feuilles de tôle mince, zinc ou cuivre. Le mouvement des coins est peu réglable et se fait souvent à coups de masse, donc par chocs,



Le système grossier est donc peu satisfaisant pour les grands ouvrages. Mais on a employé, notamment en Amérique, des coins métalliques à avancement par vis.

Ce système est parfait, mais constitue en somme des séries à vis compliquées.

Pour les grands cintres, on emploie encore beaucoup en France, où le



Système fut inventé, et dans les autres pays européens, le système de la boîte à sable. Le cintre repose sur un piston métallique ou en bois dur pénétrant dans une boîte formant cylindre et remplie de sable fin sec. Le décentrement s'opère en laissant échapper le sable par des trous pratiqués à la base du cylindre, fermés par des chevilles. L'inconvénient du système est que le sable peut s'agglomérer par la humidité, il ne coule plus alors; il faut l'extraire au

moyen d'un grattoir et assurer une descente uniforme en ébranlant la semelle supérieure à coups de masse. On prévoit des dispositifs pour mettre le sable à l'abri de l'humidité. Il semble qu'une enveloppe en torons de paille collés et bien serrés jointivement, éventuellement en plusieurs épaisseurs, constitue un isolant efficace contre l'humidité.

Les vérins à vis, généralement différentiels, constituent certainement un système supérieur au précédent. Il est plus progressif et s'opère sans choc. Il permet facilement de soulever le cintre; c'est donc le système qui se prête le mieux à la mise en place des appareils peu avant le décentrement. S'ils sont mis en place dès le début, ils peuvent se rouiller, mais il est facile de les protéger au moyen de graisse. Les vérins à vis ont permis notamment de soulever des voûtes existantes pour augmenter la hauteur du passage.

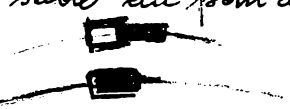
L'abaissement des cintres doit être uniforme. Il faut donc un homme à chaque appui, muni d'instructions très précises. Les groupes d'hommes sont surveillés par des chefs d'équipe consciencieux et convenablement instruits. Enfin, il y a un chef de manœuvre, qui commande d'un point central et doit être tenu au courant des observations faites sur les déformations.

Le grand nombre des appareils de décentrement est un inconvénient qui est réduit par le décentrement par détente des câbles tendus ou par abaissement de la clef du cintre par rapport à la voûte avec rotation autour des naissances

L'abaissement de la clef du cintre exige une division du cintre en ce point. On peut employer :

1°) une palée d'appui centrale, sur laquelle les 2 demi-cintres s'appuient par l'intermédiaire de dispositifs de décintrement : de préférence des vécins à vis;

2°) des fermes à trois articulations, dont la rotule de clef est constituée par le dispositif de décintrement (boîte à sable au pont de Renory sur la Meuse). La boîte à sable sert de point d'appui pour l'établissement du cintre.



§ 11. - Décintrement par soulèvement de la voûte.

Dans ses applications les plus importantes, M. Freyssinet le réalise par des vécins hydrauliques communicants, généralement au nombre de quatre, mais réglables séparément. Ils sont munis de manomètres et les efforts sont donc connus. On réalise un raccourcissement déterminé de la voûte, qui correspond à un soulèvement de quelques centimètres par rapport au cintre. Puis on clave, généralement par le moyen de plaques de béton armé très dur, d'épaisseur bien déterminée. On enlève les vécins et on achève de claver par matage.

Le point particulier consiste dans l'appui des vécins, qui ne peut occuper qu'une partie du joint, la plus réduite possible. On dispose les vécins vers les têtes et on arme les bases d'appui de nombreux quadrillages serrés de barres minces. Ces quadrillages s'épanouissent et se rejoignent pour répartir les pressions très fortes sous les vécins dans toute la largeur de l'arc. Les armatures ont pour but d'éviter le gonflement du béton lent à la pression des vécins, c'est dans un fretage renforcé. Après retrait des vécins, la voûte porte tout d'abord sur les plaques introduites dans le joint, il s'y développe aussi des pressions élevées, qui demandent un même renforcement local. Nous trouvons donc à la clef un renforcement local par armatures comme aux voûtes articulées. D'ailleurs, la voûte est en somme une voûte à articulation de clef réglable, mais clavée pour les surcharges et effets thermiques.

L'emploi du décintrement Freyssinet permet difficilement le placement

d'articulations de clef, il faut que le joint soit aussi complètement dégagé que possible. Les réins peuvent alors agir sur des enroulements armés, qui peuvent rester dans la voûte dans un but architectural, notamment pour supporter des refuges. Mais on se rend compte qu'il n'y a pas grand intérêt à articuler à la clef des voûtes décintées par le procédé "Freysinet" surtout si elles sont biarticulées.

Du point de vue de l'opération, elle demande évidemment beaucoup de soins, mais elle est facile à conduire, étant tout à fait concentrée. Elle permet une simplification des cintres et un meilleur appui, par suite du défaut d'appareils de décintement.

§ 12. - Observations au cours du décintement.

Le décollement de la voûte et du cintre s'observe par l'emploi de plâtre recouvrant le joint de la douelle et du cintre.

On observe aussi les mouvements verticaux de la clef, parfois des reins, et les mouvements horizontaux des piles, parfois le tassement des retombées. Les quantités les plus grandes (tassement vertical de la clef) se mesurent parfois par mesure directe, au vernier ou palmer, du déplacement de repères; ou bien par le moyen de limettes et de miroirs. Les déplacements plus faibles: mouvement des piles et des retombées, compressions élastiques à la clef et aux retombées (extrados) exigent l'emploi d'appareils spéciaux amplificateurs ou d'élasticimètres. La description et le mode d'emploi de ces appareils se trouvent dans les ouvrages spéciaux. Les observations des mouvements doivent autant que possible se prolonger pendant une année après décintement; il faut relever la température extérieure au moment des mesures ou mieux encore la température de la voûte, par des thermomètres logés à demeure dans des trous pratiqués dans la voûte et fermés par des bouchons. Il est utile de confronter les observations et les calculs, afin d'apprécier le bien fondé des hypothèses sur lesquelles s'appuient ces derniers.



Appendice

Notions sommaires sur l'installation des chantiers de ponts

Le chantier de construction d'un pont présente une grande concentration et est par là même susceptible d'une installation simple et à grand rendement. La principale sujétion pour les ponts en maçonnerie est celle du dépôt des grandes quantités de matériaux, généralement sur une rive si l'ouvrage n'est pas trop long. Les communications pour l'apport des matériaux sont importantes. Si l'on peut établir un raccordement ferré ou un quai de déchargement en rivière, ces dispositions sont très avantageuses.

La manutention des matériaux est un problème important et dont l'économie de l'entreprise dépend dans une grande mesure. Le transport aérien par grue à câbles ou blondin convient parfaitement par le développement longitudinal de l'ouvrage, et surtout pour la maçonnerie appareillée que pour le béton. Le transport par trains Decauville sur passerelle convient également et comporte un matériel plus courant. Il convient mieux pour le béton que pour les voûtes appareillées. La distribution du béton par gravité ne convient que pour un ouvrage peu long et est moins appropriée que les systèmes précédents; le béton très fluide présente des inconvénients pour les ponts non armés. Les deux premiers systèmes conviennent aussi bien pour l'infrastructure exige des passerelles d'accès, éventuellement pour wagonnets, dont l'agencement doit être combiné avec celui des cintres. L'élévation des matériaux de la passerelle sur le cintre peut se faire au moyen de monte-charges verticaux ou de petites grues se déplaçant sur le cintre.

Si le pont franchit d'une portée une gorge très abrupte, on monte d'abord les cintres qui s'appuient sur les parois de

la gorge, en s'aidant de câbles tendus entre les deux rives et de passerelles suspendues. Après montage, le cintre supporte tous les dispositifs de circulation. Pour ne pas le surcharger, la grue à câble convient pour la manutention.

Pour les longs viaducs, il est généralement possible et préférable d'installer le chantier dans la vallée, il est complètement fixe ou partiellement mobile suivant l'étendue de l'ouvrage. Les dépôts sont établis à proximité des communications existantes, pour éviter les manutentions multiples.

Ils sont transportés à pied d'œuvre prêts pour l'emploi. L'élévation des appuis exige la construction d'échafaudages et l'emploi de monte-charges.

Entre ces échafaudages, on peut établir des passerelles sur lesquelles circulent des grues de manutention. Ces passerelles s'appuient souvent en partie sur les cintres. Pour les ouvrages pas trop élevés, on peut envisager l'emploi d'un pont-poutrelle portique ou échafaudage construit en charpente de bois.
