

# L'OSSATURE MÉTALLIQUE

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER

éditée par

**LE CENTRE BELGO-LUXEMBOURGEOIS  
D'INFORMATION DE L'ACIER**

38, boul. Bischoffsheim, Bruxelles - Téléph. : 17.16.63 (2 lignes)  
Chèques post. : 340.17 - Adr. télégr. : « Ossature-Bruxelles »

13<sup>e</sup> ANNÉE

N° 2 - FÉVRIER 1948

## S O M M A I R E

La vanne-secteur double, par C. F. Kollbrunner . . . . .	55
Les constructions cellulaires en palplanches plates, par J. Verdeyen . . . . .	60
Les palplanches plates Belval P pour constructions cellu- lares, par L. Baes . . . . .	75
CHRONIQUE : Le marché de l'acier pendant le mois de décembre 1947. - Pont aval du Val-Benoît. - Montage de grues à grappin. - Concours de la Lincoln Electric Company. - Cintre métallique du pont de Huy. - Installations pour minerais. - Travaux de la centrale électrique de Mol. - Matériel de charbonnages . . . . .	106
BIBLIOTHÈQUE . . . . .	109
BIBLIOGRAPHIE . . . . .	110

### ABONNEMENTS 1948 (11 numéros) :

**Belgique, Grand-Duché de Luxembourg, Congo belge** : 200 francs belges.

**France et ses Colonies** : 1.600 francs français, payables au dépositaire général pour la France : Librairie des Sciences, GIRARDOT & C<sup>ie</sup>, 27, quai des Grands-Augustins, Paris 6<sup>e</sup> (Compte chèques postaux : Paris n° 1760.73).

**Etats-Unis d'Amérique et leurs possessions** : 8 dollars, payables à M. Léon G. RUCQUOI, Technical Consultant to the Steel and Mechanical Industries of Belgium & Luxembourg, 30 Rockefeller Plaza, New York 20, N. Y.

**Autres pays** : 350 francs belges.

Tous les abonnements prennent cours le 1<sup>er</sup> janvier.

### PRIX DU NUMÉRO :

**Belgique, Grand-Duché de Luxembourg, Congo belge** : francs belges 25,- ;  
**France** : francs français 180,- ; **autres pays** : francs belges 40,-.

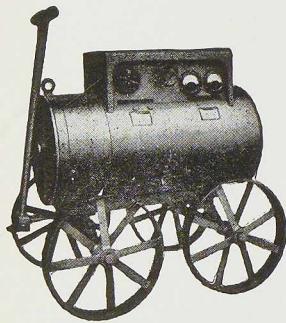
### DROIT DE REPRODUCTION :

La reproduction de tout ou partie des articles ou des illustrations ne peut se faire qu'en citant **L'Ossature Métallique**.

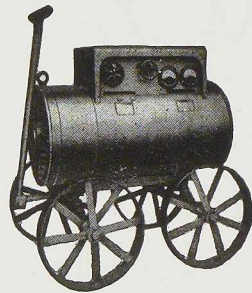
# ELECTRODES POSTES DE SOUDURE

OK

ESAB

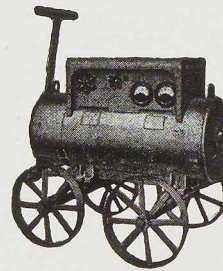


KW 500

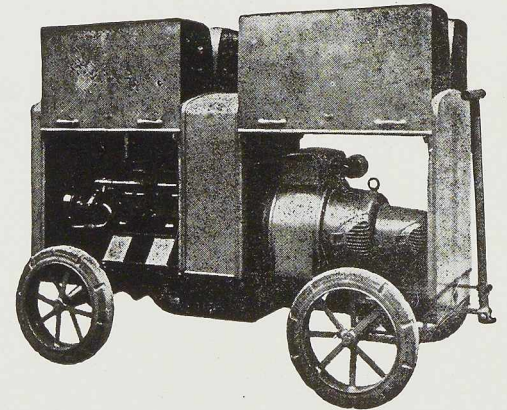


KW 350

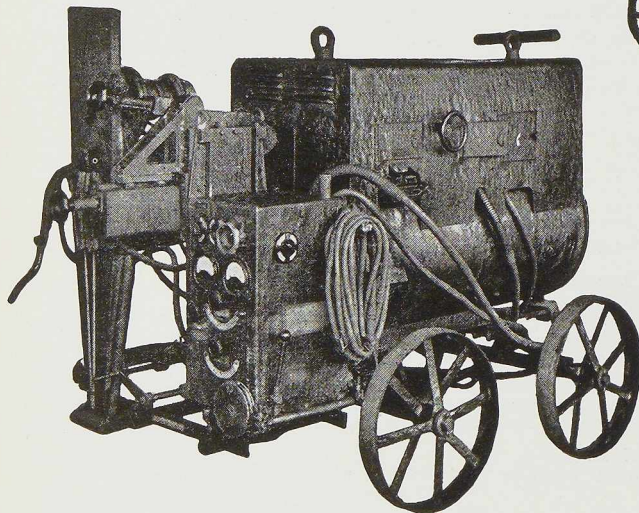
GROUPES ROTATIFS



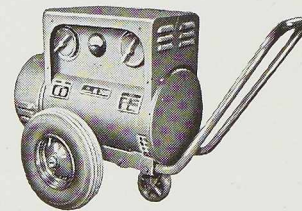
KW 250



GROUPE  
ELECTROGENE



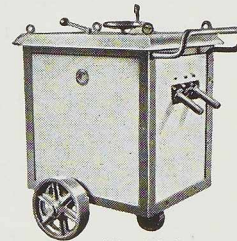
SOUDEUSE AUTOMATIQUE



K 300



K 200



TH 300



TH 200

TRANSFORMATEURS STATIQUES

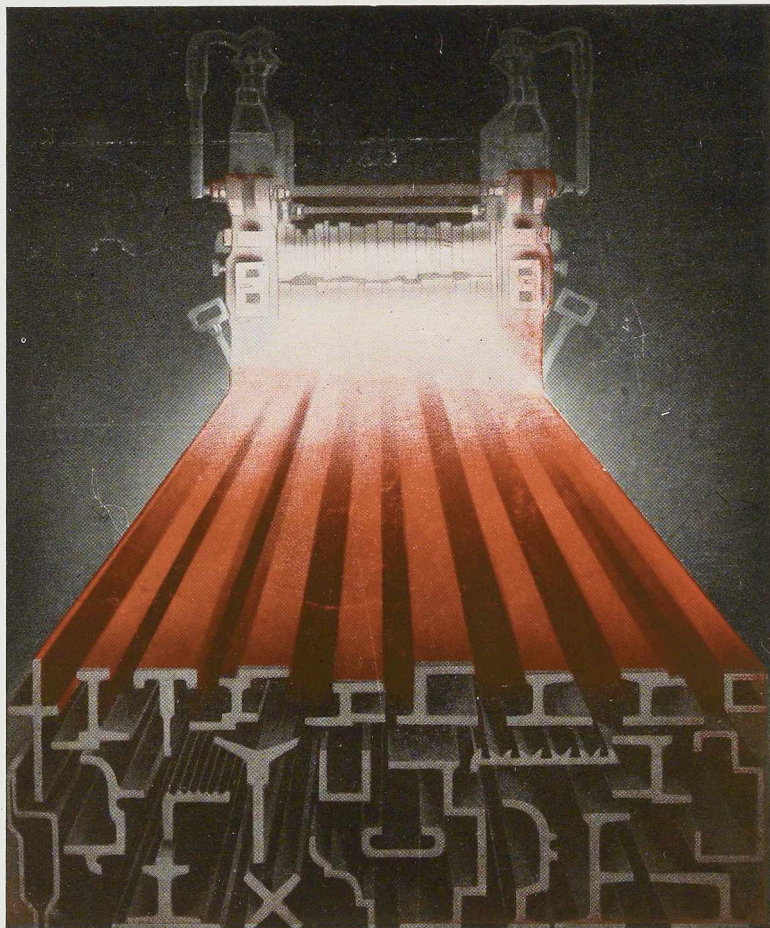
*40 Années d'expérience à votre service*

## ELECTRO-SOUDURE AUTOGENE BELGE

SOCIÉTÉ ANONYME



116-118, RUE STEPHENSON — BRUXELLES — TÉLÉPHONE 15.91.26



**Laminage à chaud**

**Profilage à froid**

**Toutes sections  
spéciales en acier**

**Création rapide de  
nouveaux profilés**

**Spécialistes en profilés  
pour huisserie  
et châssis métalliques**

# **LAMINOIRS**

---

# **DE LONGTAIN**

---

TÉLÉPHONES : LA LOUVIÈRE 759 et 880

TÉLÉGRAMMES : LAMILONG La Louvière

CODES : Bentley et Acme.

**Société Anonyme**

---

**LA CROYÈRE (BELGIQUE)**

---

ÉLECTRODES « CITO »

A ENROBAGE COMPRIMÉ  
BREVETS OERLIKON-INTERCITO  
(Belgique et Etranger)

EXPORTATION

LIVRAISON DE STOCK

**SOUDOMETAL S. A.**

ÉLECTRODES DE QUALITÉ

POUR TOUS ACIERS ET  
POUR LA FONTE

BUREAUX ET USINES :

CHAUSSÉE DE RUYSBROECK, 83 — FOREST-BRUXELLES — TÉL. : 43.45.65

ADRESSE TÉLÉGRAPHIQUE : SOUDOMETAL-BRUXELLES



DÉPÔTS DE VENTE  
DANS TOUTES LES  
RÉGIONS DU PAYS



*Entrepreneurs et*

*Fabricants d'agglomérés en ciment*

Votre intérêt est de nous consulter, en cette saison, pour tous problèmes relevant de l'**accélération de prise de vos ciments.**

NOTRE SPÉCIALITÉ **SUPERDIGUE** VOUS PERMETTRA L'EXÉCUTION BEAUCOUP PLUS RAPIDE DE TOUS VOS TRAVAUX, D'OÙ

- GAIN D'AIRES DE DEMOULAGE
- ÉCONOMIE DE MAIN-D'ŒUVRE
- RÉDUCTION DES FRAIS GÉNÉRAUX

NOTE TECHNIQUE ET DOCUMENTATION SUR DEMANDE A L'

**UNION CHIMIQUE BELGE s. a.**

61, AVENUE LOUISE • BRUXELLES

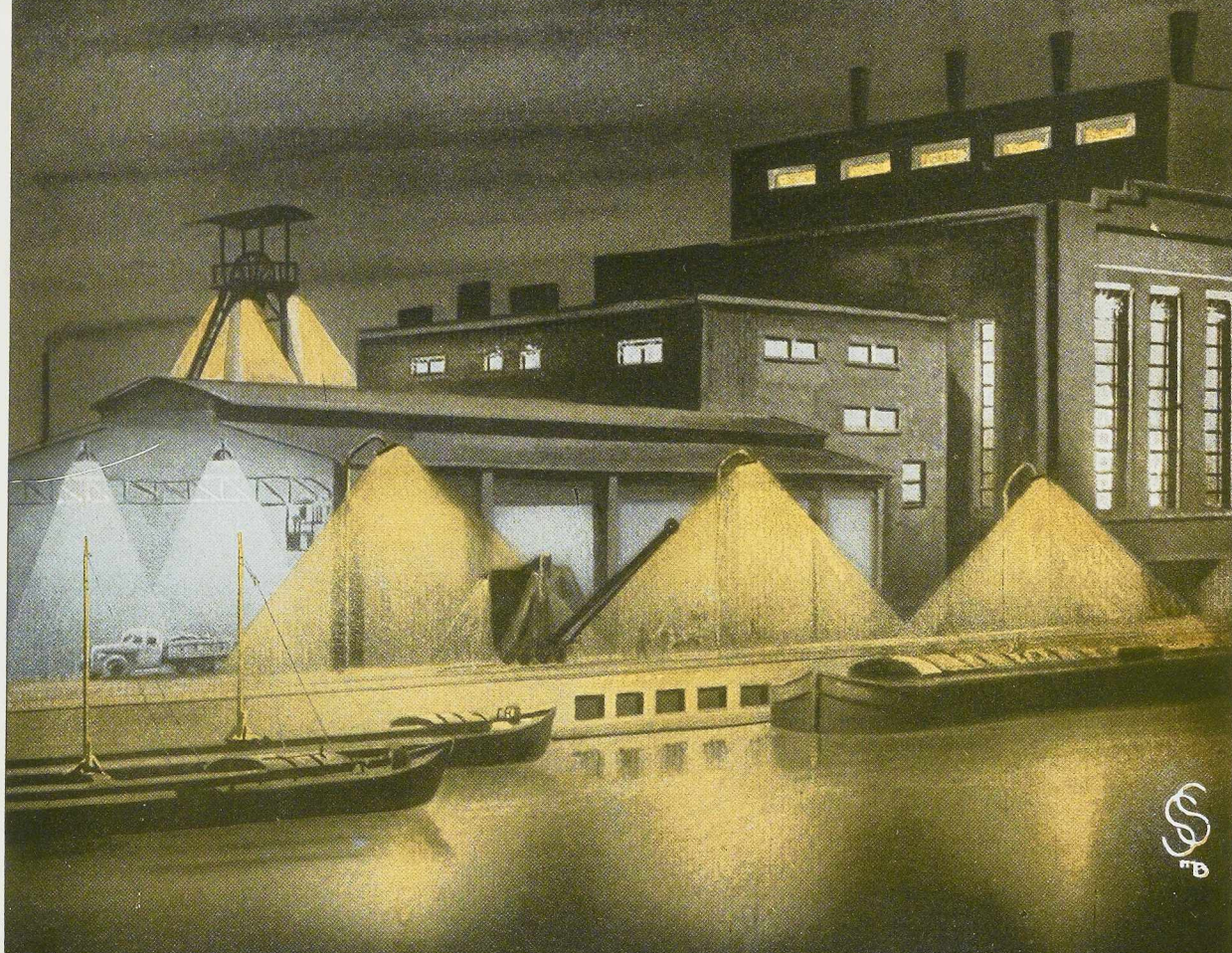
Tél. 37.12.20

R. C. B. 6451

# PHILIPS



*Applications industrielles  
des lampes à décharge!*



BRUXELLES-ANVERS-LIÈGE-LUXEMBOURG-LÉOP OLDVILLE  
USINES A LOUVAIN



## DIVISION TECHNIQUE ET INDUSTRIELLE

Département: «Lampes à décharge»

37-39, RUE D'ANDERLECHT

### TYPE SO.

Les lampes au sodium se distinguent des autres sources de lumière par une bonne visibilité, un coefficient d'efficacité élevé et une longue durée utile. Leurs applications sont très étendues.

Eu égard à leur absence d'éblouissement, elles sont employées couramment pour l'éclairage des routes, des ponts, des chantiers navals et des carrières. On les utilise également dans les galeries de mines, pour le balisage et le flood lighting des façades.

D'une manière générale, elles sont employées pour toutes les voies de navigation et les tunnels.

### TYPE HPL.

Les lampes à vapeur de mercure à surpression et à ampoule fluorescente permettent de réaliser très économiquement les éclairages publics rendant possible la distinction des couleurs. Ces lampes sont généralement conçues pour l'éclairage intérieur et extérieur d'installations industrielles où le sodium ne conviendrait pas. On les emploie également pour l'éclairage des quais d'embarquement des gares.

### TYPE HO.

Les lampes à vapeur de mercure à haute pression conviennent chaque fois qu'il faut réaliser des foyers de grande puissance; c'est pourquoi on peut les utiliser pour l'éclairage des halls et, en général, de tous les grands espaces. On en fait une application particulière dans les installations d'épierrage.

### TYPE HP. 1.000 W.

Les lampes à vapeur de mercure à surpression à refroidissement naturel, type cylindrique, sont utilisées pour éclairer par projection, des grands espaces, des chantiers navals et des terrains de sport.

### TYPE ML.

Les lampes à lumière mixte ML s'emploient principalement pour l'éclairage public et pour l'éclairage d'intérieurs tels que bureaux, magasins, entrepôts et bâtiments industriels.

### TYPE HPR.

Les lampes à vapeur de mercure à surpression avec miroir intérieur sont employées pour la reproduction de documents et de plans.

### TYPE SP.

Les lampes à vapeur de mercure à surpression et à refroidissement forcé, en raison de la brillance considérable de la source constituent le point lumineux idéal pour les applications exigeant une forte puissance, projecteurs terrestres et de marine, et pour l'éclairage de grandes surfaces. Elles sont employées également pour l'éclairage des tunnels d'études aérodynamiques.

### TYPE HPW.

Les lampes HPW à vapeur de mercure à surpression à ampoule Wood sont employées pour le contrôle de la fabrication de denrées alimentaires et des matières premières. Elles ont la propriété de rendre fluorescentes certaines matières et à ce titre sont utilisées en publicité.

### TYPE TL.

Les lampes tubulaires à fluorescence trouvent de nombreuses applications pour l'éclairage intérieur, l'éclairage de bureaux, de magasins, de cafés, de restaurants, de salles de dessin, de laboratoires. La faible brillance et le spectre de sa lumière permettent d'appliquer la lampe TL avec succès dans les ateliers de tissage, dans les tailles de mines de charbonnage. On les emploie maintenant pour l'éclairage des voitures de chemins de fer, des bateaux et pour les éclairages décoratifs et publicitaires.

*"THE INVISIBLE COMPONENT" : Physique nucléaire, Electronique, domaines incontestés de l'„Impondérable". Domaines aussi des hommes de science qui, dans les Laboratoires Philips, poursuivent inlassablement leurs recherches.*

*Les découvertes de ces savants se concrétisent dans les produits Philips où se retrouve un „Impondérable", „The Invisible Component", synthèse de la pensée et des travaux du chercheur, du constructeur, de l'artisan.*

# L'OSSATURE MÉTALLIQUE

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER

13<sup>e</sup> ANNÉE - N° 2

FÉVRIER 1948

## La vanne-secteur double

par **C. F. Kollbrunner,**

Docteur ès Sciences techniques,  
Directeur de la S. A. Conrad Zschokke, Döttingen

Les barrages destinés à régulariser le débit d'eau des fleuves et des rivières, afin de rendre possible l'utilisation de la houille blanche, doivent répondre aux exigences suivantes :

Maintien du niveau de retenue, quel que soit le régime du cours d'eau;

Sécurité du fonctionnement par des manœuvres simples;

Frais d'entretien faibles;

Aspect en harmonie avec le paysage environnant.

Cette dernière considération, d'ordre purement esthétique, s'ajoute aux considérations techniques qui régissent l'établissement des plans d'un bar-

rage. Les vannes ne doivent donc pas être étudiées dans le cadre restreint de leur réalisation propre, mais en considérant l'ensemble de la construction à ériger.

Au début du siècle, la vanne la plus couramment utilisée était la simple vanne Stoney, dont le bordé était raidi par des nervures en treillis du côté aval, le joint d'étanchéité horizontal étant constitué par une fourrure en chêne. Les joints latéraux étaient formés par des barres en acier appuyées par la pression d'eau contre des plats en fonte.

Puisque pendant la position levée de la vanne

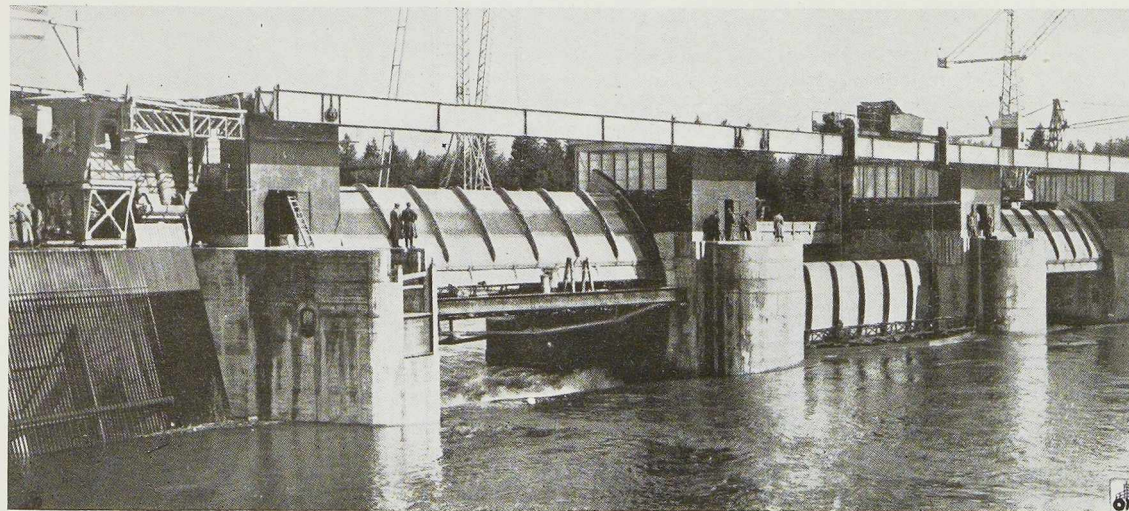


Fig. 89. Barrage de Rupperswil-Auenstein, Suisse. Vue d'amont.

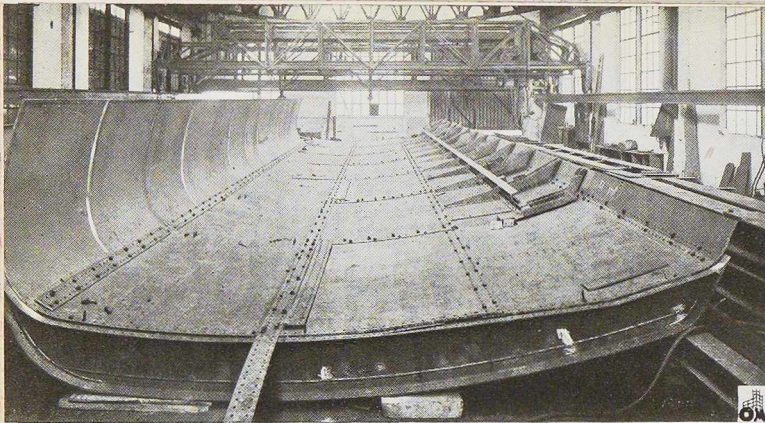


Fig. 90 (à gauche). Assemblage en atelier du bordé de la vanne supérieure.

la veine d'eau passant sous elle arrive à une vitesse extraordinaire, causant ainsi des usures formidables du radier, on a dû rechercher un meilleur dispositif de réglage des vannes. On construisit des vannes comportant des supports

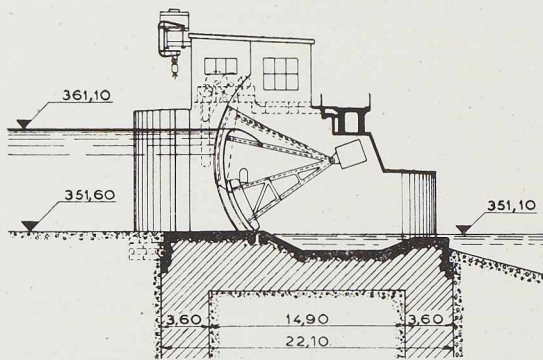


Fig. 91. Coupe transversale du barrage de Rapperswil-Auenstein.

séparés logés dans une même niche. Un développement ultérieur amena la construction de vannes à potence coulissante, qui présentaient les avantages suivants, dus au principe de leur construction.

a) Du fait que les deux vannes sont dirigées vers l'aval, tous les détails constructifs se trouvent abrités par le bordé dans la partie facilement

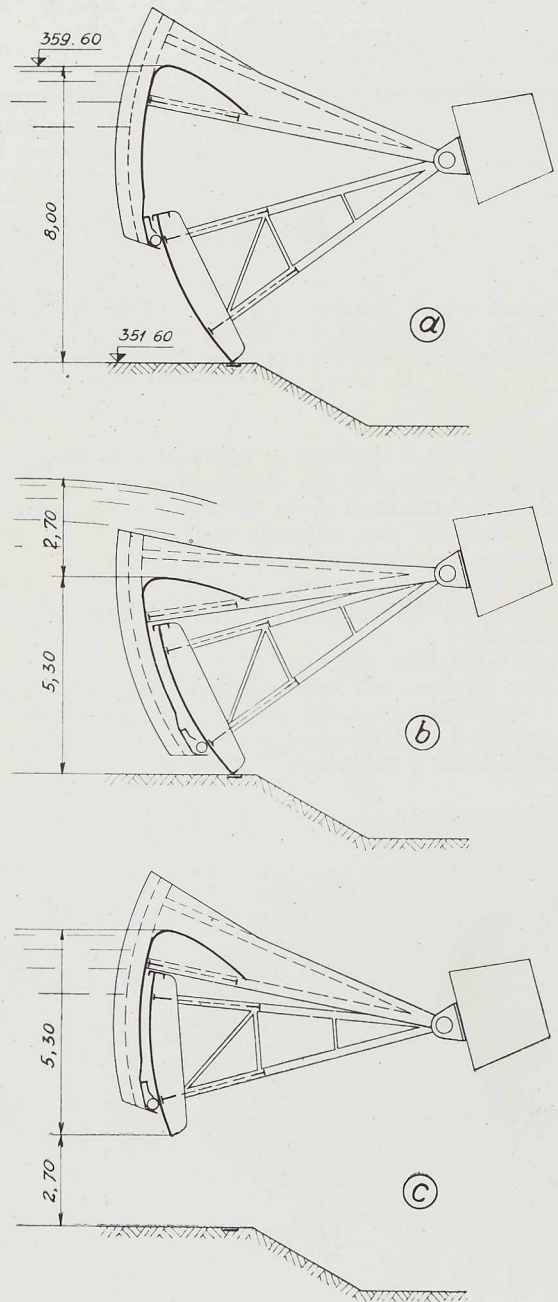
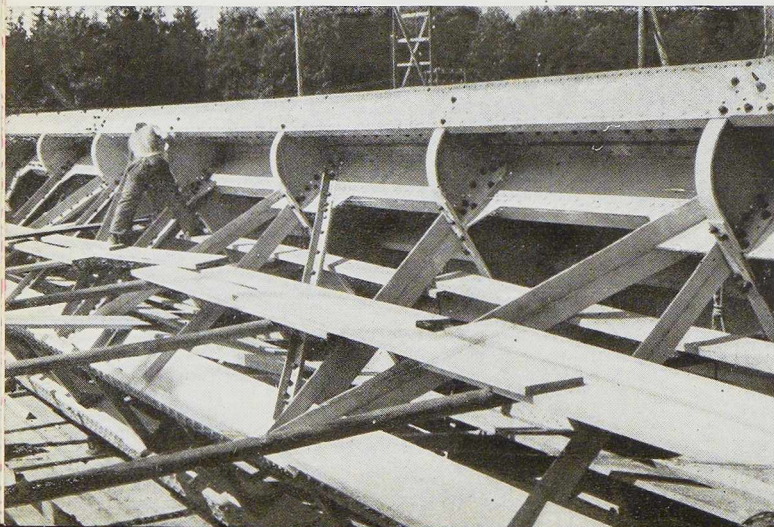


Fig. 92 (à gauche). Montage d'une vanne inférieure. Vue d'aval.



Fig. 94 (à droite). Vanne inférieure complètement assemblée à l'usine.

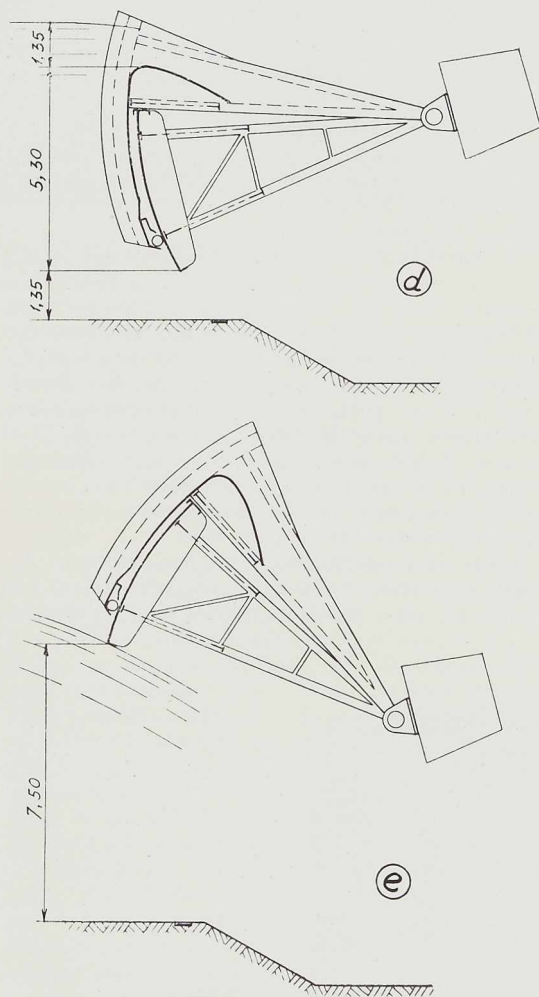
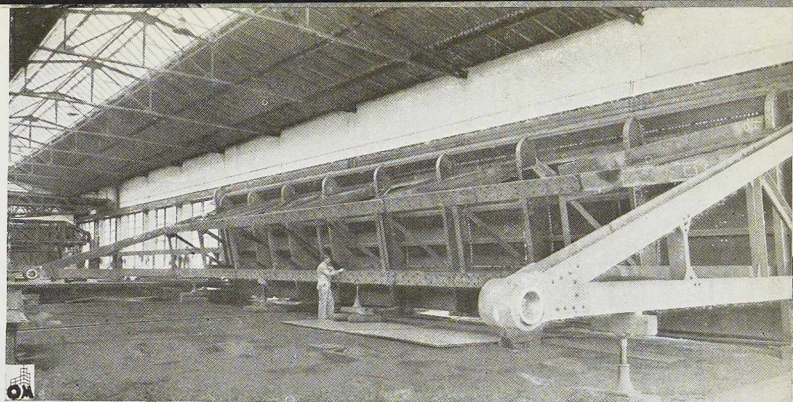
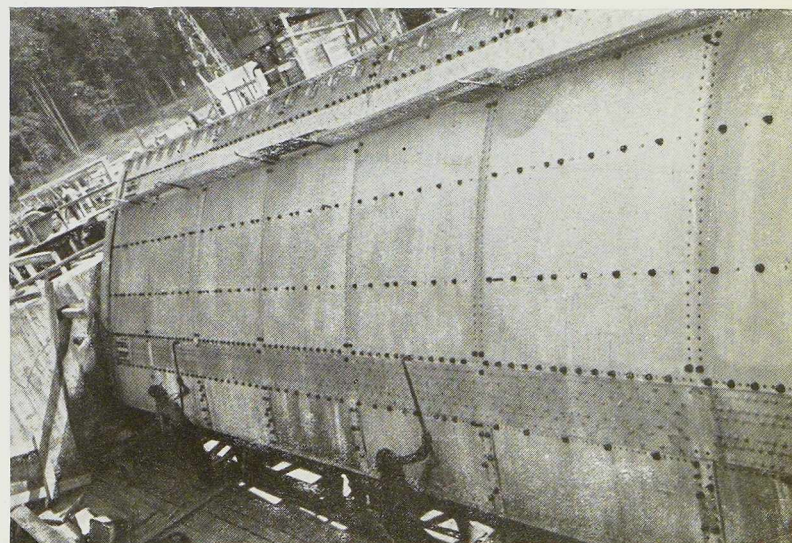


Fig. 93a à 93e (à gauche et ci-dessus). Différentes positions caractéristiques des vannes-secteurs doubles.

Fig. 95 (à droite). Montage d'une vanne inférieure. Vue d'amont.



accessible; ainsi la partie comprise entre la fourrure et les vannes peut être réduite au minimum;

b) Les vannes supérieures et inférieures se déplacent dans la même coulisse, ce qui constitue une solution plus économique par rapport à l'ancienne solution qui comportait deux glissières séparées;

c) Par suite de la suppression du prolongement de la poutre verticale de la vanne inférieure, la hauteur de l'ensemble peut être réduite ce qui permet de construire la passerelle de manoeuvre à un niveau plus bas.

Lors de la construction de la Centrale de Rupperswil-Auenstein, en Suisse, la Société Conrad Zschokke a mis au point une nouvelle vanne, la *vanne-secteur double*, qui présente, vis-à-vis des vannes doubles ordinaires et des vannes à galets avec potence coulissante, des avantages techniques et économiques marquants.

La vanne-secteur est une vanne double comportant deux secteurs dont la partie courbée se tourne vers l'aval, de manière que la vanne inférieure s'appuie sur deux pivots ayant le même axe, tandis que la vanne supérieure, qui peut être abaissée avant la vanne inférieure, s'appuie d'une part sur les pivots, de l'autre part moyennant des galets de roulement sur la vanne inférieure.

Comme le montre la figure 91, la vanne inférieure a été exécutée suivant le type normal, la vanne supérieure ayant été conçue d'après le type vanne-secteur à crochets. Elle est renforcée par

des raidisseurs verticaux en forme de crochets supportant le déversoir. La partie supérieure comporte une maîtresse-poutre; la partie inférieure est pourvue de rouleaux fixés à une poutre en caisson d'une forme hydrodynamique favorable. Cette disposition permet aux crochets de se fixer dans la vanne inférieure, et d'empêcher l'écartement d'une vanne par rapport à l'autre.

Le déversoir a une forme choisie de manière qu'aucune partie des vannes ne puisse être touchée par le jet d'eau supérieur, et que la charge hydraulique soit réduite au minimum sans risquer de provoquer des dépressions indésirables (fig. 90).

La forme du déversoir ne provoque qu'une très faible charge, quelle que soit la position de la vanne par suite de la rotation de celle-ci. De cette manière, les efforts de levage sont limités. Des guides latéraux assurent la direction correcte du jet d'eau.

Pour la construction de cette vanne-secteur double, réalisée pour la première fois pour la Centrale de Rapperswil-Auenstein (Suisse), les maîtresses-poutres en treillis à membrures parallèles ont été rivées aux vannes. Elles forment avec les bras d'appui un cadre d'une très grande rigidité. Les couples verticaux sont à âmes pleines et partiellement soudés. Les bras de la vanne inférieure se rejoignent au pivot des vannes et s'y appuient, ainsi que le bras double de la vanne supérieure. Ce pivot est réalisé par un robuste palier en fonte d'acier ancré dans une

console en béton armé, faisant corps avec la pile, qui ne peut pas être atteint par le jet d'eau. Grâce à ce dispositif toute la pression de l'eau d'une passe est transmise aux piliers par deux paliers d'appui mobiles et facilement accessibles (fig. 94).

Les piles de la centrale de Rapperswil-Auenstein n'ont pas de niches contrairement à la construction employée habituellement. Elles ont été conçues larges à l'amont et effilées à l'aval, cette dernière partie comprenant deux fortes consoles pour soutenir les pivots.

La passerelle de manœuvre est supprimée du fait que les mécanismes sont abrités dans des cabines situées au-dessus des piles. Seul un léger pont, portant le chariot de manutention des fourrures, complète la construction.

On accède aux piliers et aux cabines des treuils par une passerelle en béton armé au niveau du couronnement du barrage. Cette passerelle est utilisée comme galerie des câbles, et abrite les arbres de transmission des appareils de levage. La suppression de la lourde passerelle des treuils permet, d'une part, de réaliser une économie très importante dans les frais de construction, et donne, d'autre part, au barrage une silhouette légère qui s'harmonise parfaitement avec le paysage environnant, et évite l'impression désagréable d'une vallée barrée (fig. 97).

Toute la construction est constituée par des profils simples, facilement accessibles, ce qui réduit les frais d'entretien. Les chaînes de ma-

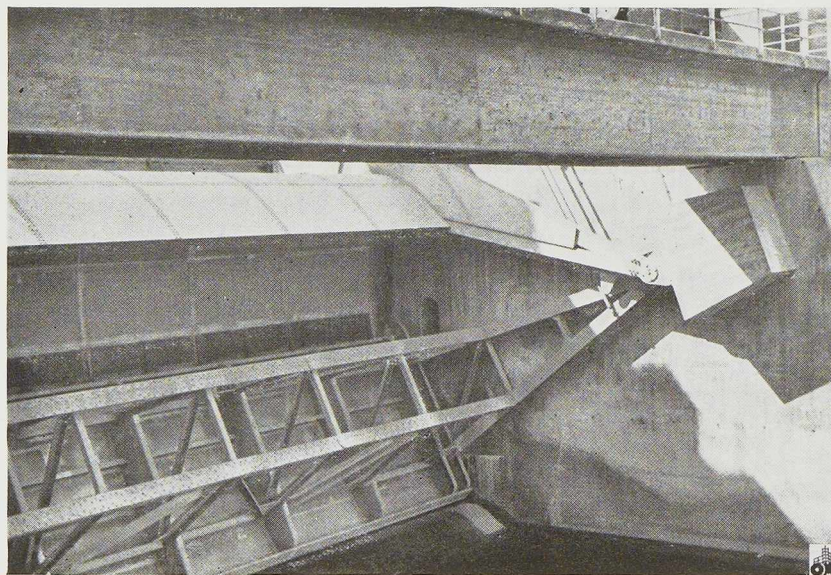


Fig. 96. Vannes-secteurs fermées. Vue du côté aval.



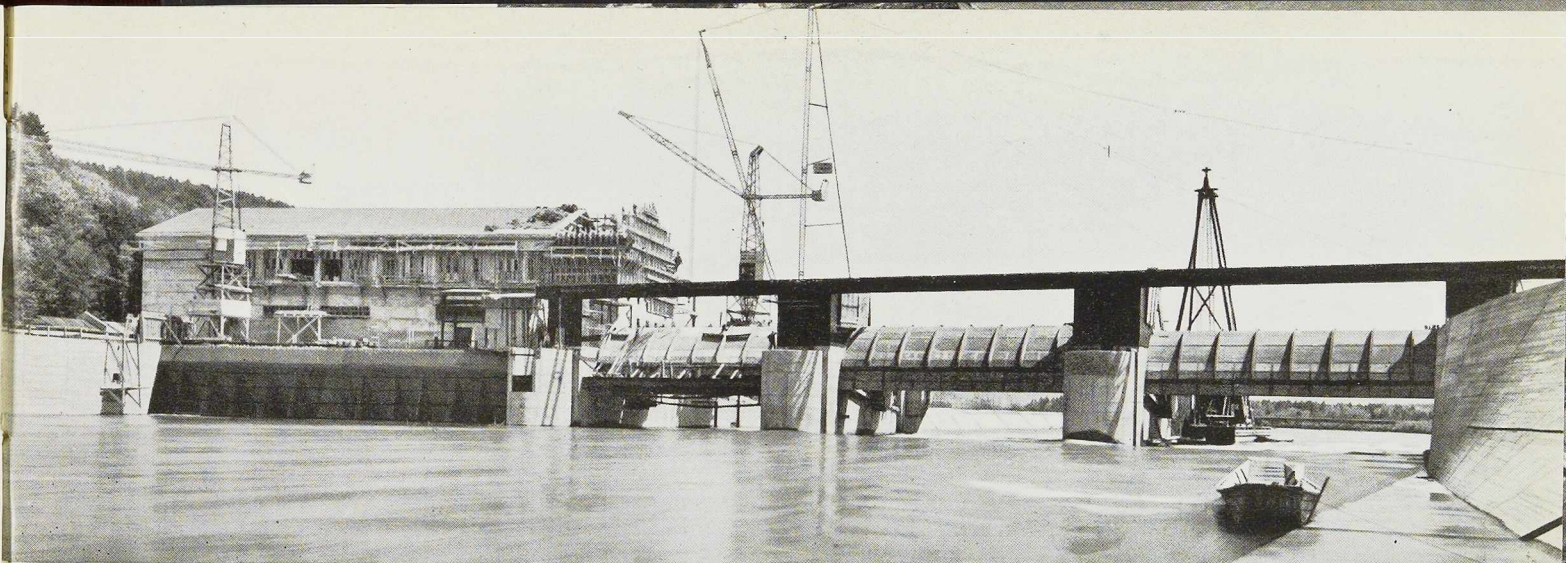


Fig. 97. Vue générale de l'usine hydro-électrique de Rapperswil-Auenstein.

nœuvre sont fixées, pour les deux vannes, en des suspensions situées le plus bas possible. Ces chaînes épousent la forme de ces vannes, grâce à des guides spéciaux.

Chaque vanne peut être déplacée indépendamment de l'autre, au moyen d'un treuil indépendant (construit par de Roll). De cette manière, il est possible de réaliser toutes les combinaisons voulues, aussi bien en ce qui concerne l'écoulement supérieur que l'écoulement inférieur.

Un verrouillage de sécurité empêche tout dépassement de la hauteur maximum. Les figures 93 montrent les diverses positions réalisables. En cas de panne du courant électrique, les vannes peuvent être manœuvrées à la main par huit hommes.

La nouvelle forme des piles présente également une sécurité statique au renversement. Les désavantages provoqués par les niches des vannes en ce qui concerne le courant d'eau le long des piliers, de même que les difficultés de construction et d'entretien, sont ainsi évités.

L'élimination des paliers très coûteux des chariots, ainsi que des chemins de roulement, permet de réaliser une économie non négligeable. D'autre part, les efforts pour la manœuvre de ces vannes sont sensiblement réduits.

Afin d'assurer la sécurité du fonctionnement des vannes, quel que soit le temps, même par temps très froid, les parties mobiles sont munies d'un dispositif de chauffage.

La figure 92 montre le montage d'une vanne inférieure vue d'aval, et la figure 95 la même vanne vue d'amont. La figure 96 montre l'appui des deux vannes fixé sur la console en béton armé. La figure 89 donne une vue d'ensemble du barrage côté amont, lors du montage des vannes.

Les avantages principaux des vannes-secteurs sont :

- 1° Forme hydrostatique et hydrodynamique favorable;
- 2° Appuis simples des vannes;
- 3° Mécanismes de levage moins puissants;
- 4° Piliers sans niches pour les vannes;
- 5° Élimination de la passerelle des treuils, ce qui permet de réaliser un délai de construction plus court.

La construction robuste de ces vannes, leur grande rigidité, leur petit nombre de parties mobiles facilement accessibles, le chauffage de ces vannes, et les nombreux dispositifs de sûreté des treuils de manœuvre assurent une sécurité de fonctionnement à toute épreuve.

Toutes les conditions sont remplies en vue de frais d'entretien les moins élevés possible, d'autant plus que la construction est protégée contre la corrosion par un zingage de 1 000 g/m<sup>2</sup> appliqué au pistolet.

C'est en se basant sur les expériences de plus de 40 années de construction, qu'il a été possible de réaliser un nouveau type de vanne constituant un pas important dans le développement des constructions hydrauliques.

Il est toutefois évident qu'il n'est pas possible actuellement de mettre un point final aux progrès de l'évolution de ces barrages. C'est l'avenir qui se chargera de nous indiquer la meilleure solution et le développement ultérieur que ce type de vanne exigera. Son application au barrage de Rapperswil-Auenstein permet d'entrevoir la route à parcourir pour réaliser une vanne possédant un fonctionnement encore meilleur, alliant l'efficacité, la sûreté, l'économie et l'esthétique.

C. F. K.

# Les constructions cellulaires en palplanches plates

par Jacques Verdeyen,

Ingénieur-Conseil A. I. Br.,  
Professeur à l'Université de Bruxelles

## Introduction

### Définition des constructions cellulaires

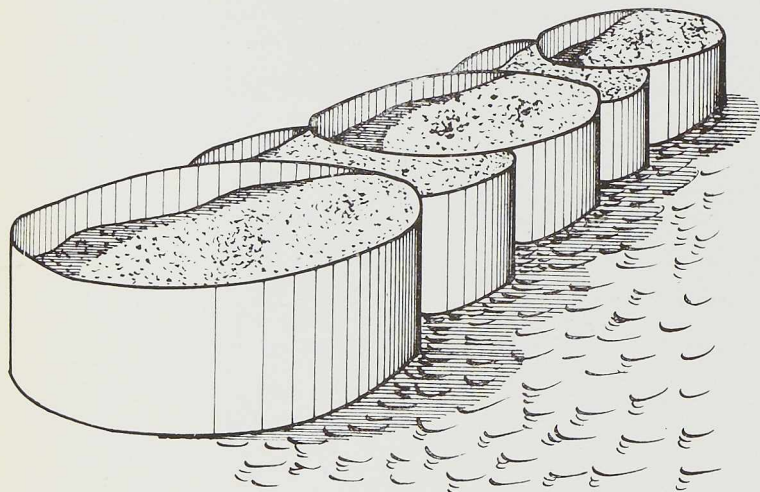
On sait que le procédé qui consiste à constituer un rideau au moyen de palplanches métalliques ondulées, battues avec une profondeur de fiche suffisante et ensuite retenu, après déblais, par des ancrages ou des étayements convenablement répartis, est actuellement classique et a fait l'objet d'un grand nombre d'applications très variées. Les laminoirs spécialisés fabriquent divers types de palplanches ondulées ayant des longueurs et des modules de flexion qui permettent l'exécution de la plupart des travaux courants, nécessitant une hauteur de retenue, une fiche et un étançonnage normaux. Pour les grands travaux de génie civil devant réaliser de grandes hauteurs de retenues (15 mètres par exemple) et par conséquent des fiches excessives, les palplanches métalliques résistant par flexion ont cependant quelques inconvénients, car on doit soit utiliser des

profils ayant un module de flexion très élevé, ce qui les alourdit considérablement, soit multiplier les étaçons, ce qui rend le travail difficile sinon impossible à l'intérieur du rideau.

Pour pallier à ces inconvénients, on a été amené, depuis quelques années, à réaliser des batardeaux doubles et plus spécialement des enceintes au moyen d'un tracé d'ensemble comportant une série de cellules accolées (fig. 98, 106 et 107). Les parois de chaque cellule sont constituées par des palplanches plates spécialement laminées à cet effet et les cellules sont remplies par un remblai constitué par des terres convenablement choisies et mises en place. Sous l'effet des poussées dues à ce remplissage et sous l'influence des sollicitations extérieures, les palplanches plates sont soumises à des effets de traction ou de compression. Leur module de flexion n'intervient donc plus que d'une façon tout à fait accessoire : c'est seulement la résistance du joint qui conditionne le problème. La palplanche est alors constituée par une âme plate terminée par des griffes susceptibles de résister à des efforts appréciables.

On obtient d'autre part un ensemble constitué par une construction cellulaire formant enceinte autostable, ne nécessitant plus la pose d'étaçons.

Fig. 98. Cellules circulaires réalisées en palplanches plates.



### Description et disposition d'ensemble

Les constructions cellulaires peuvent être réalisées suivant différentes formes en plan selon les applications et les cas d'emploi. On distingue trois types principaux schématisés aux figures 102, 103, 104 et 105, page 62, à savoir :

1° Les cellules gabionnées dont les parois extérieures sont réalisées par une série d'arcs de cercle reliés entre eux par une paroi intérieure rectiligne (fig. 102);

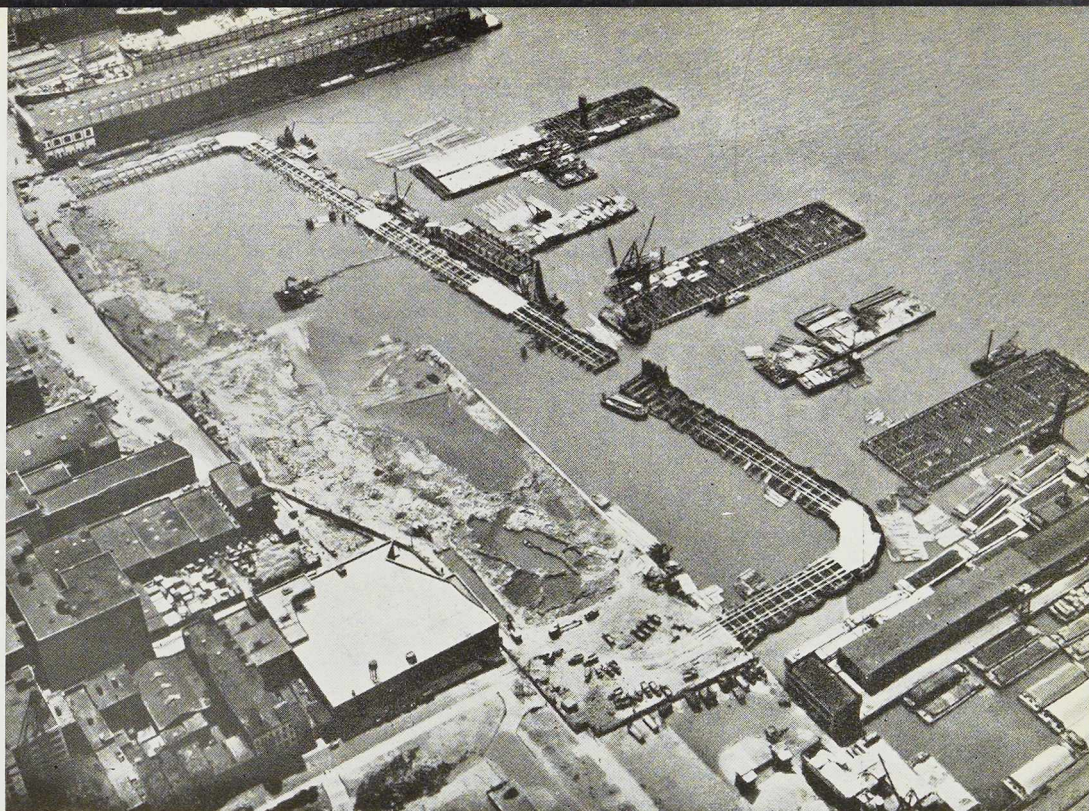
2° Les cellules circulaires dont les parois sont réalisées par des cercles complets, formant cylindres, chacun d'eux étant relié avec son voisin par de petits arcs de cercle (fig. 103);

3° Les cellules en feuilles de trèfle dont les



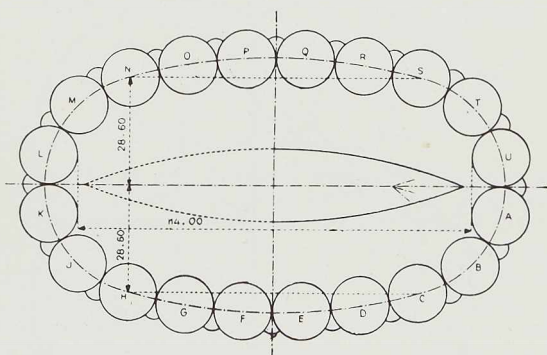
**Fig. 99.** Port de New-York. Vue générale d'un chantier pour la construction de postes d'accostage.  
(Voir plan fig. 101.)

(Document O. T. U. A.)



parois extérieures sont réalisées par quatre portions d'arc de cercle reliés entre eux par deux parois intérieures orthogonales rectilignes, chacune des cellules étant reliée avec sa voisine par de petits arcs de cercle (fig. 104 et 105).

Le remplissage se fait au moyen de terres rapportées dont les caractéristiques de compressibilité et d'imperméabilité ont une certaine importance comme on aura l'occasion de le montrer. On pourrait également remplir les cellules avec du béton, mais ce procédé n'est pas à conseiller : il



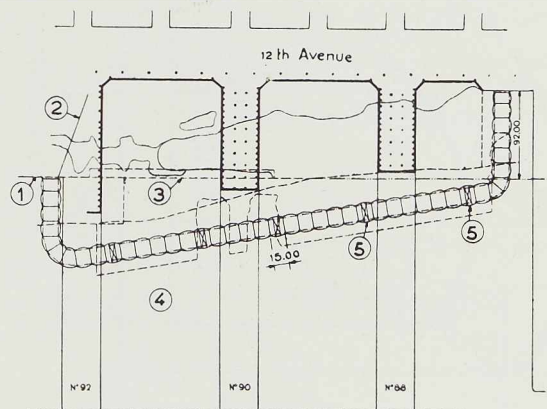
**Fig. 100.** Batardeau construit en 1911 pour le relevage de l'épave du « Maine » coulé en 1898 dans le port de La Havane (Cuba).

**Fig. 101.** Vue en plan des postes d'accostage (voir fig. 99).

est coûteux et il a l'inconvénient de supprimer toute possibilité de déformations qui, comme on le montrera, sont nécessaires à la bonne adaptation de l'ouvrage aux sollicitations extérieures.

#### Utilisation des constructions cellulaires. Exemples d'application

La réalisation rapide et économique de constructions cellulaires s'indique pour tous les grands travaux où il s'agit de retenir de l'eau ou des terres. On conçoit facilement que ce genre d'ouvrage soit particulièrement indiqué pour l'exécution de batardeaux doubles, de cales sèches,



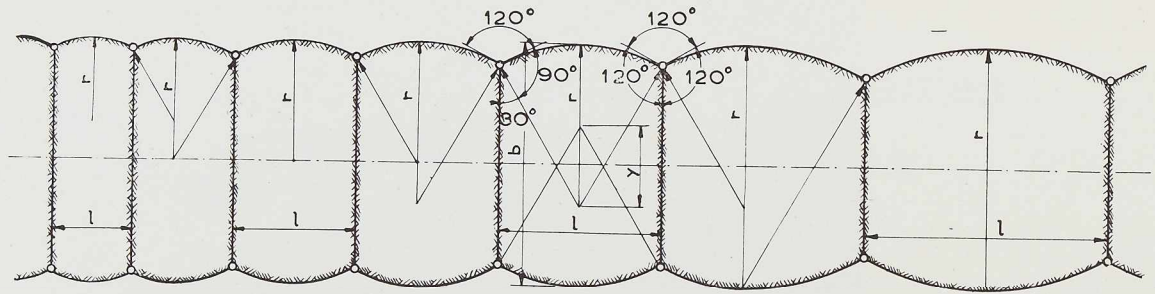


Fig. 102. Cellules gabionnées dont les parois extérieures en arc de cercle sont reliées par une paroi intérieure rectiligne.

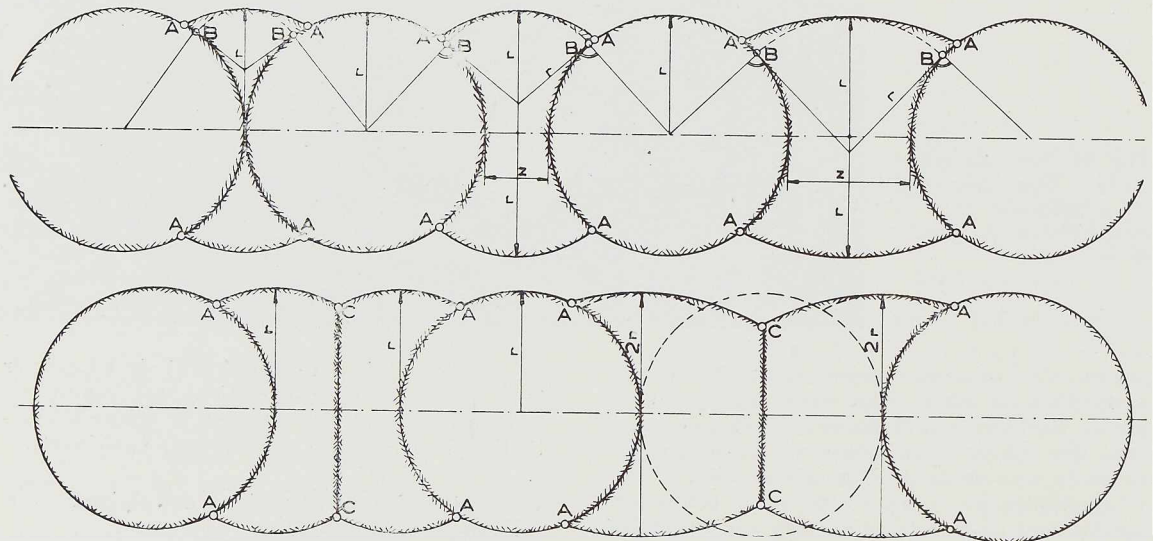


Fig. 103. Cellules circulaires constituées par des cercles complets reliés par des petits arcs de cercle.

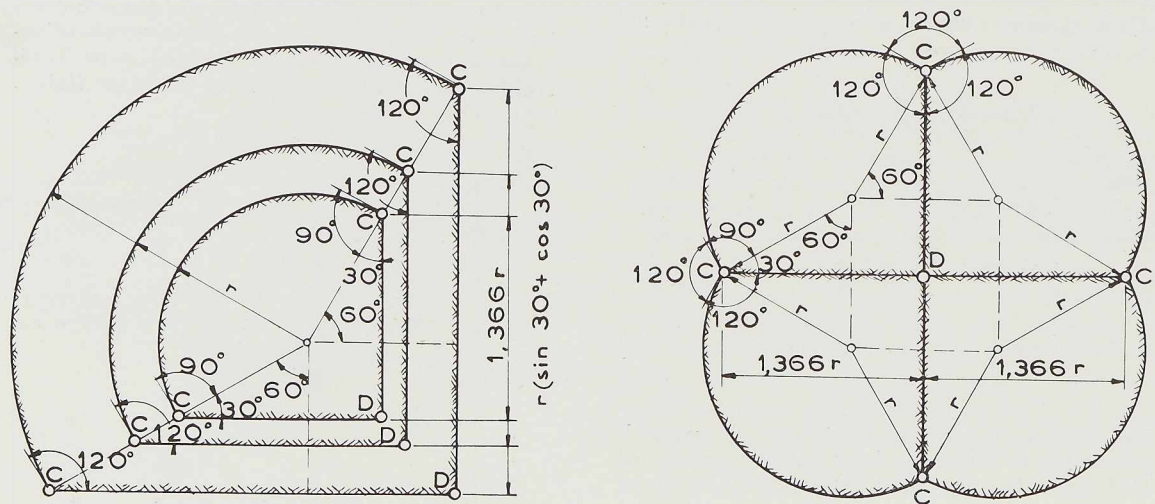
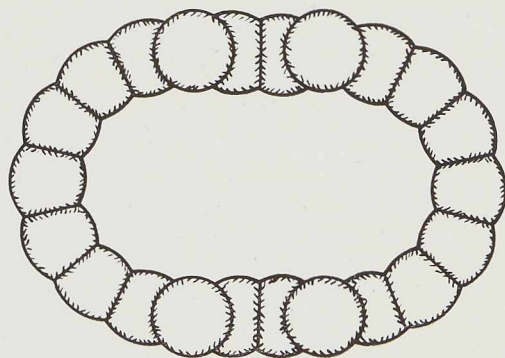
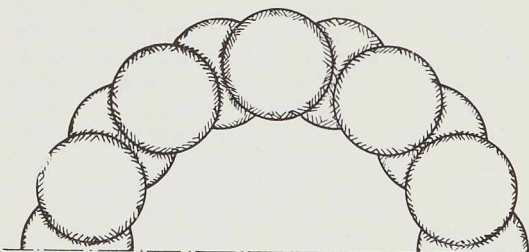


Fig. 104 et 105. Éléments de cellules en feuilles de trèfle.



jetées, môles d'accostage, ducs d'Albe, murs de quai, digues, bajoyers et abords d'écluses, ouvrages à la mer ou en rivière, travaux de port, etc. On peut les employer suivant les cas aussi bien à titre provisoire qu'à titre définitif.

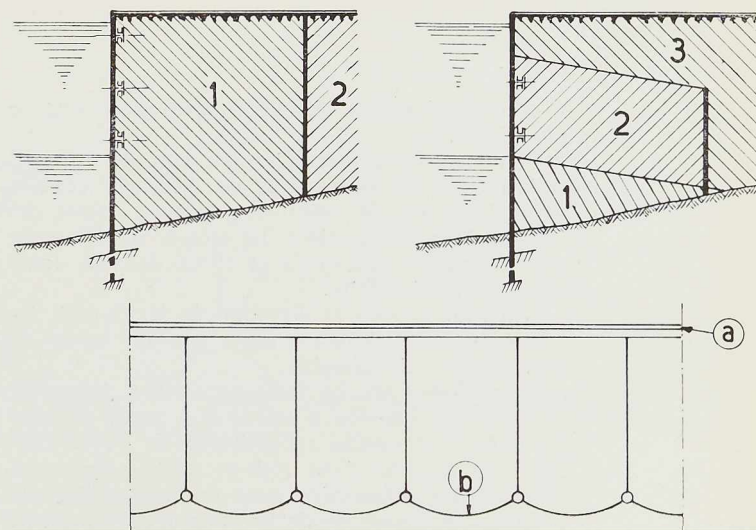
En dehors des types qui ont déjà été décrits, on peut également concevoir des constructions combinées, constituées à la fois de palplanches plates et de palplanches ondulées, lorsque pour diverses raisons, la cloison recevant la sollicitation extérieure doit résister à la flexion. Un profil lourd pourra être prévu pour l'une des cloisons lorsque par exemple, pour des raisons d'affouillement, on désire lui donner une fiche plus grande que les autres parois, qui sont simplement destinées à l'en coffrement des terres de remplissage. Les figures 108 et 109 donnent des exemples de possibilités de ce genre de réalisation.



**Fig. 106 et 107.** Types d'enceintes réalisées au moyen de cellules accolées du type circulaire.

On peut également se servir de palplanches plates pour encoffrer un terrain de fondation de mauvaise qualité qui, sous l'effet des charges apportées par une construction, aurait une tendance à se dérober latéralement ou à tasser d'une façon excessive.

La première application des constructions cellulaires fut faite vers 1908 à Black Rock (Buffalo). Elle consistait en 17 cellules prismatiques fondées sur le rocher.



**Fig. 108.** Constructions combinées de palplanches ondulées (a) et de palplanches plates (b); 1, 2, 3 : phases successives de remblayage.

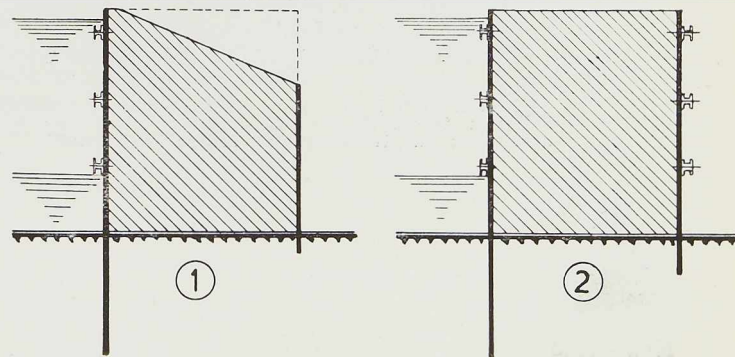
Une autre application, plus connue, fut celle faite en 1911 au port de La Havane (Cuba) pour le relevage de l'épave du *Maine* coulé en 1898. Le batardeau était constitué (fig. 100) de 20 cellules cylindriques de 15 mètres de diamètre, réalisées au moyen de palplanches en deux pièces, d'une longueur de 23 mètres. Le but était de réaliser autour de l'épave une enceinte de 114 mètres de long sur 56 mètres environ de large. Les cellules, fondées sur un sol de mauvaise qualité, étaient remplies d'argile. Des déformations importantes et inquiétantes se sont produites et ont nécessité des renforcements qui furent réalisés par des bermes intérieures et des étançonnages contre la coque même de navire à renflouer.

De nombreuses autres applications, qui elles réussirent mieux, ont été faites depuis. Citons :

En 1915, pendant la première guerre mondiale, une importante construction gabionnée faite par l'armée américaine à Troy (New-York).

En 1932, batardeaux pour la construction (fig. 99 et 101) devant le port de New-York de postes d'accostage pour les nouveaux grands paquebots

**Fig. 109.** Exemple d'application simultanée de palplanches plates et de palplanches ondulées. 1. Ancrage par cellules gabionnées; 2. cloisons transversales en palplanches plates.



(42 cellules gabionnées de 15 mètres de largeur chacune).

En 1937, la construction au port de Djibouti d'un quai de 435 mètres de longueur environ constitué par 34 cellules gabionnées dont les dimensions atteignaient 13 mètres de longueur parallèlement aux quais et 19<sup>m</sup>61 dans la direction perpendiculaire.

En France, sous la direction de M. Caquot, les constructions cellulaires de la nouvelle forme de radoub de Saint-Nazaire.

Aux Etats-Unis, la Tennessee Valley Authority (T. V. A.), laquelle a construit à partir de 1936 quatorze batardeaux cellulaires et la Dravo Corporation a proposé en 1940 et exécuté des murs en cellules gabionnées pour la construction de deux cales adjacentes de lancement pour navires, l'une de 300 mètres de long et 43 mètres de large, l'autre de 280 mètres de long et 40 mètres de large.

Ces quelques exemples, choisis parmi bien d'autres <sup>(1)</sup>, montrent les nombreuses possibilités du mode de construction au moyen de palplanches plates.

### Sollicitations des constructions cellulaires

Comme on a pu le constater, toutes les constructions de ce genre sont composées de deux parties bien distinctes : l'enceinte en palplanches et le remplissage intérieur.

L'enceinte proprement dite (fig. 110) se compose : d'une paroi I devant résister aux sollicitations extérieures; d'une paroi II bordant l'intérieur de la fouille; enfin d'une cloison intermédiaire III reliant les deux parois précitées et servant d'ancrage aux parois I et II d'une manière analogue aux tirants que l'on place dans les batardeaux à double paroi.

Au point de vue des sollicitations, on doit distinguer deux phases.

La première phase correspond, immédiatement après le battage des palplanches, à l'effet du remplissage des cellules.

Si la construction est faite dans l'eau, le remplissage s'exécute sous eau et les terres de remplissage exercent sur les parois extérieures des pressions qui donnent lieu à des efforts de traction dans les joints de palplanches. Les pressions dues aux terres de remplissage sont des pressions actives qui dépendent comme on le sait du poids spécifique des terres  $\gamma_r$ , de leur angle de frottement interne  $\psi$ , du frottement des terres contre la paroi  $\delta$  et du mode de remplissage.

Si la construction est faite dans le sol, on peut

(1) On trouvera la description des divers travaux exécutés au moyen de constructions cellulaires dans les ouvrages et articles cités dans la bibliographie annexée à cet article.

laisser en place les terres se trouvant à l'intérieur des cellules et dans ces conditions, les palplanches ne sont guère sollicitées.

La deuxième phase correspond à la mise en charge de la construction lorsque l'eau et les terres de la fouille à réaliser sont enlevées.

Si la construction doit retenir une poussée d'eau, les sollicitations se répartissent inégalement sur les deux parois extérieures. La paroi située du côté de la fouille sert uniquement à contenir les terres de remplissage et est sollicitée par des pressions actives dues à la poussée des terres de remplissage. La paroi située du côté de l'eau à retenir est sollicitée par les pressions de celle-ci, qui sont contrebutées par les pressions passives dues à la butée des terres de remplissage. Cette paroi vient s'appuyer contre le massif de remplissage et les palplanches qui la constituent sont comprimées. Un équilibre avec poussée passive s'établit et la compressibilité des terres de remplissage est à prendre en considération. On en conclut que la paroi située du côté de la fouille est à ancrer et doit être retenue par les cloisons transversales intermédiaires, tandis que l'autre paroi est à appuyer. Une construction cellulaire bien conçue doit être telle que le frottement qui se produit le long des cloisons transversales suffise pour réaliser l'ancrage.

Il apparaît donc qu'en tenant compte de ces conditions, la largeur à donner au batardeau joue un rôle primordial tant au point de vue des conditions d'ancrage que de l'importance de la butée des terres destinées à retenir la cloison située du côté de l'eau.

Si la construction se fait dans le sol, la paroi située du côté libre sert de nouveau à contenir les terres se trouvant dans les cellules, tandis que la paroi située du côté des terres reçoit les pressions de celles-ci, pressions qui sont équilibrées par celles qui prennent naissance dans le massif de remplissage. Si on admet que le frottement qui se produit le long des cloisons transversales suffit à réaliser l'ancrage de la paroi située du côté de la fouille, on pourra, dans certains cas, supprimer la paroi du côté des terres.

### Calcul des constructions cellulaires

#### Généralités

Les considérations qui précèdent montrent que le calcul exact des constructions cellulaires est particulièrement difficile et délicat. Il a fait l'objet de nombreuses études dont les premières datent de 1931 et parmi lesquelles nous citons plus spécialement celles de Pennoyer (1934) et de Terzaghi (1944).

La vérification de la stabilité d'une construction





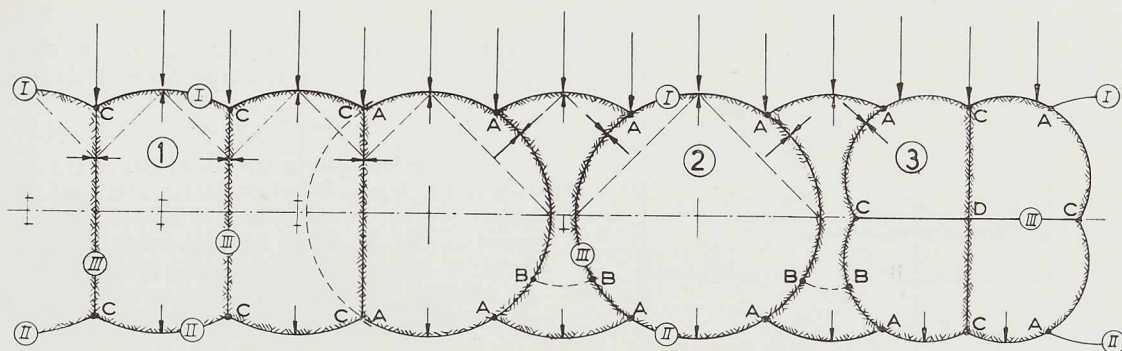


Fig. 110. Sollicitation des constructions cellulaires

cellulaire doit comprendre plusieurs contrôles qui sont relatifs : à la résistance des joints de palplanches, à la stabilité d'ensemble, à l'état d'équilibre des terres de remplissage et à leur drainage. On va indiquer succinctement comment ces problèmes peuvent être traités.

Dans les formules qui suivent, on suppose, pour simplifier le problème, que les parois extérieures des cellules sont planes et on admet que la largeur  $b$  qui doit être introduite dans les calculs vaut 0,9 fois la largeur totale des cellules gabionnées et 0,85 fois celle des cellules circulaires ou en feuilles de trèfle.

#### Traction dans les joints

Si  $p$  est la pression exercée par les terres et  $r$  le rayon de la surface cylindrique constituant la paroi (fig. 111), on peut admettre que la traction, par unité de hauteur, qui s'exerce dans les joints de palplanches vaut :

$$t = pr.$$

Si  $h$  est la hauteur des terres de remplissage, on montrera que la pression maximum  $p$  des terres vaut :

$$p = \gamma_t \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \gamma_t \cdot h \cdot \lambda_a$$

et  $t = r \cdot \gamma_t \cdot h \cdot \lambda_a$ .

Connaissant la traction  $t$  que peut supporter

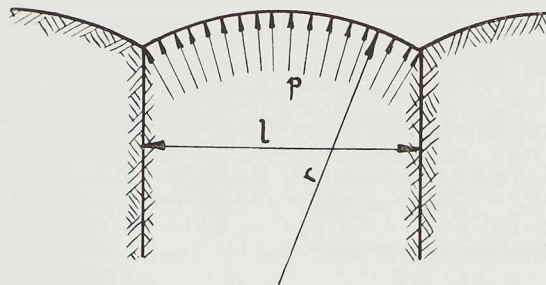


Fig. 111. Sollicitation des joints.

avec sécurité le joint de la palplanche, on pourra déterminer le rayon  $r$  en conséquence, ou inversement on pourra se donner  $r$  et contrôler la valeur de la traction  $t$ , compte tenu de la hauteur totale de la construction. Le choix des constantes  $\gamma_t$  et  $\lambda_a$  doit être fait judicieusement en tenant compte de la quantité d'eau contenue dans les terres de remplissage, donc de leur drainage, ainsi que du mode de remplissage utilisé. En général, pour les rayons  $r$  que l'on est amené à choisir en pratique, on constate que la traction  $t$  est fort inférieure à la traction admissible.

On constate, de plus, que la raideur des griffes formant le joint de palplanche a une grande importance au point de vue des déformations. Des exemples de constructions réalisées semblent indiquer que des joints déformables ont souvent été employés, ce qui a donné lieu au phénomène de bombement (bulge) des joints. Les flèches maxima des cellules se produisent souvent entre le quart et la moitié de la hauteur, bien que l'équation précédente indiquerait qu'elles doivent se produire là où la pression est maximum, c'est-à-dire à la partie inférieure. Ce fait peut s'expliquer par la fêche des palplanches et parce que, dès que les palplanches se déforment, l'état d'équilibre des terres de remplissage est modifié, et qu'il en résulte une répartition non linéaire des pressions, comme on aura l'occasion de le montrer. Des frottements prennent naissance entre les terres et les parois et des effets de voûtes modifient la répartition des pressions actives. Les théories et les essais de Terzaghi sur la poussée des terres ont mis ces faits en évidence.

Dans les constructions cellulaires gabionnées, il se produit également, dans les cloisons transversales, des efforts de traction. Si  $l$  est l'écartement de ces cloisons et  $p$  la pression à une profondeur déterminée, cette traction vaut, par unité de hauteur :

$$t_1 = p \cdot l.$$

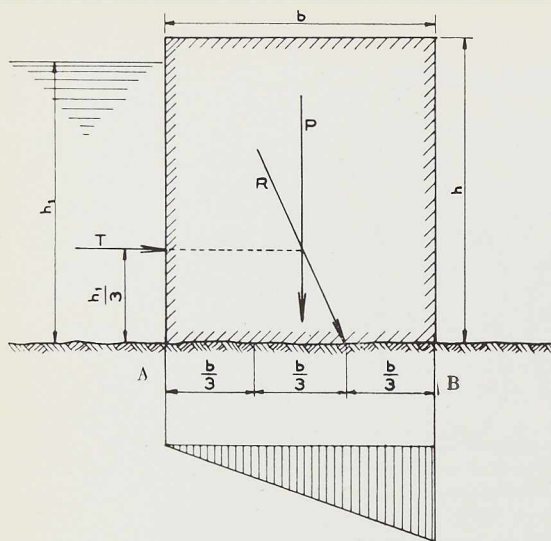


Fig. 112. Stabilité d'ensemble.

### Stabilité d'ensemble

Une construction cellulaire peut être considérée comme constituant un ensemble, analogue à un mur de soutènement en maçonnerie ou à un barrage poids, sollicité par son poids propre et des poussées extérieures. On doit alors supposer que la construction est simplement posée sur le sol et que des contraintes de traction à travers les sections transversales ne peuvent pas se produire.

Au-dessus d'une section transversale, on trouve en général une poussée  $Q$ , qui sera souvent horizontale dans le cas qui nous occupe, et une force verticale représentant le poids de terres de remplissage. L'ensemble de ces forces donne une résultante qui peut être décomposée en une force verticale  $N$  et une force horizontale  $T$ .

En fait, la stabilité de la cellule remplie de terre ne peut être assurée que lorsque, dans chaque section transversale plane, il n'existe que des tensions de compression.

Cela suppose que la résultante des forces extérieures perce ces sections dans leur noyau central c'est-à-dire dans le tiers central, la section étant en général rectangulaire.

Dans ces conditions on pourra vérifier, en premier lieu, la valeur du coefficient de stabilité contre le renversement  $\mu_r$ , en formant le rapport du moment, pris par rapport à l'arête de renversement éventuelle, de toutes les forces dites stabilisantes au moment, par rapport à cette même arête, de toutes les forces dites renversantes.

En second lieu, on devra contrôler la valeur du coefficient de stabilité contre le glissement  $\mu_g$  qui correspond au rapport

$$\mu_g = \frac{f \cdot N}{T}$$

$f$  étant le coefficient de frottement terres sur terres.

Si l'on considère (fig. 112) une construction cellulaire de hauteur  $h$  et de largeur  $b$ , le mo-

ment stabilisant par rapport à une arête  $B$ , dû au poids des terres, vaut, à la base  $AB$  de l'ouvrage :

$$M_P = \frac{b^2}{2} h \cdot \gamma_t.$$

Si on suppose que la résultante des forces extérieures perce le joint de fondation à la limite du noyau central, ce qui revient à admettre que les pressions sur le sol se répartissent triangulairement, le moment renversant vaut le tiers environ du moment stabilisant et dans ces conditions, le coefficient de renversement vaut :

$$\mu_r = \frac{M_P}{M_R} = 3.$$

Donc, si une construction cellulaire est sollicitée par un moment renversant tel que la loi des pressions sur le sol soit une loi triangulaire, le coefficient de stabilité au renversement vaudra 3 et on devra avoir :

$$M_P = 3 M_R$$

$$\frac{b^2}{2} h \gamma_t = 3 M_R$$

$$b = \sqrt{\frac{6 M_R}{\gamma_t h}}$$

ce qui permet de calculer la largeur  $b$  dans les conditions particulières envisagées. Si la pression est due à une charge d'eau d'une hauteur  $h_1$  pour laquelle le poids spécifique de l'eau  $\gamma_w$  vaut l'unité, on aura :

$$M_R = \frac{h_1^3}{6}$$

$$\text{et } b = \sqrt{\frac{h_1^3}{\gamma_t h}}.$$

Si  $h = h_1$  on trouve :

$$b = \frac{h}{\sqrt{\gamma_t}},$$

$h$  étant exprimé en mètres et  $\gamma_t$  en tonnes/m<sup>3</sup>.

D'autre part, la résistance au glissement de la construction vaut :

$$f \cdot P = bh \gamma_t \operatorname{tg} \psi$$

$\psi$  étant l'angle de frottement terre sur terre.

Le coefficient de stabilité contre le glissement vaut donc :

$$\mu_g = \frac{bh \gamma_t \operatorname{tg} \psi}{T}.$$

Si on attribue à ce coefficient une valeur déterminée (en général 1,20 à 1,50) on trouve une deuxième valeur de la largeur  $b$  de la construction.

### Stabilité intérieure

En plus des considérations qui précèdent, la construction cellulaire doit avoir une largeur



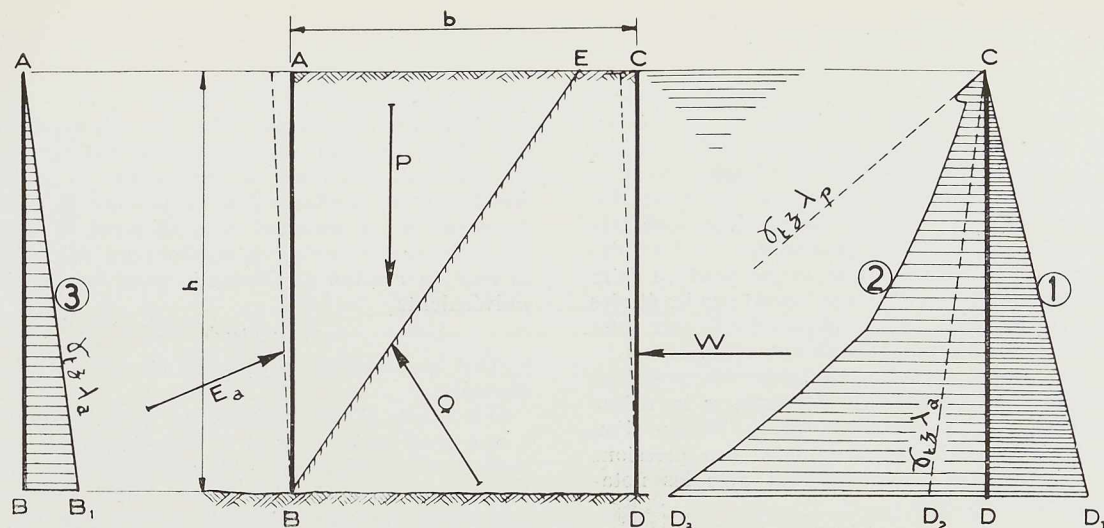


Fig. 113. Stabilité intérieure. Application de la méthode de Homberg :

1. Diagramme des pressions extérieures sur la paroi CD; 2. diagramme des pressions passives possibles sur la paroi CD;
3. diagramme des pressions actives sur la paroi AB; BE : ligne de glissement du massif de remplissage.

telle que, d'une part, les terres de remplissage puissent équilibrer les poussées extérieures et que, d'autre part, les cloisons transversales assurent un ancrage suffisant de la paroi située du côté des fouilles.

Lorsque l'on applique à la construction cellulaire ABCD (fig. 113) des pressions donnant lieu à un moment de renversement, elle a tendance à prendre la forme A'BC'D'.

Si on suppose que les parois sont indéformables et sont invariablement liées l'une à l'autre, on peut admettre que les terres de remplissage glissent vers la paroi AB sur laquelle elles exercent des pressions actives. Un plan de glissement BE prend naissance dans la masse des terres de remplissage. Un état d'équilibre doit s'établir entre les résultantes P du poids du prisme ABE, des pressions  $E_a$  sur la paroi AB et la force Q agissant sur le plan de glissement BE. D'autre part, la poussée extérieure W est équilibrée par la résultante des pressions passives qui peuvent se développer le long de CD et qui proviennent du prisme EBDC.

On peut déterminer ces forces en appliquant à l'ensemble la méthode de calcul indiquée par Homberg et obtenir ainsi des diagrammes de pression sur les parois AB et CD dont l'allure générale est indiquée à la même figure 113. Les hypothèses de calcul faites par cet auteur peuvent se résumer de la façon suivante :

1° On admet que les parois sont indéformables et que les poussées et butées des terres se réalisent de la même façon que lorsque l'étude est faite par la méthode de Coulomb. Les mouvements des parois correspondent à des rotations autour de leur base;

2° Le plan de glissement qui prend naissance dans le massif de terres de remplissage est le même que celui qui se produirait dans un massif indéfini, retenu par la seule paroi AB;

3° Conformément à la méthode classique, la poussée active sur la paroi AB est appliquée au tiers de la hauteur de celle-ci et sa direction fait l'angle de frottement terre sur paroi avec la normale à AB. On admet donc que la répartition des pressions actives sur cette paroi se fait suivant une loi triangulaire.

Ces hypothèses ne s'appliquent pas au cas des constructions cellulaires, car comme on l'a indiqué, les parois qui les constituent n'ont qu'une très faible raideur. En plus de la déformation qui amène les points A et C en A' et C', les palplanches plates se déforment sous l'effet des pressions des terres sur AB et des pressions extérieures sur CD, pour prendre des formes telles que A''B' et C''D' (fig. 114). On doit tenir compte de ce fait pour déterminer l'état d'équilibre des terres de remplissage.

Pour la paroi AB, située du côté de la fouille, on a à considérer des pressions actives de terres agissant sur une paroi flexible. On sait que dans ce cas ces pressions ne se répartissent plus suivant une loi triangulaire, comme l'indique la théorie classique, car la déformation de la paroi provoque des concentrations de pression au sommet et à la base, avec une diminution dans la partie centrale. Ceci s'explique par suite de l'allure de la déformée, par le frottement terre sur paroi qui provoque des effets de voûte dans la masse de remplissage et par l'influence de la seconde paroi.

Ce fait a été mis en évidence pour des pal-

planches ondulées par des ingénieurs danois en 1929 et a été confirmé par des théories et des essais faits par Terzaghi, Ohde, Stroyer, Krey et Rimstad. Ces chercheurs utilisent des méthodes différentes, mais les résultats obtenus sont très semblables. En fait, la distribution exacte des pressions n'est pas connue et ne peut se faire qu'approximativement. En se basant sur les études et les essais faits, nous proposons d'effectuer cette répartition de la manière suivante (fig. 114) :

1° On admet que la résultante des pressions agissant sur la paroi AB déformée a la même valeur que celle que l'on trouve lorsque l'on adopte la répartition triangulaire des pressions actives<sup>(1)</sup>. Cette résultante vaut avec les notations déjà employées :

$$R_a = \gamma_t \frac{h^2}{2} \lambda_a;$$

2° On trace les diagrammes AB<sub>1</sub> des pressions actives et AA<sub>1</sub> des pressions passives;

3° On élève la verticale passant par B<sub>1</sub>, base du triangle des pressions actives et l'on mesure la hauteur h<sub>1</sub> qui sépare le sommet de la paroi du point de rencontre E de cette verticale avec la droite AA<sub>1</sub> des pressions passives;

4° On prend, au-dessus, de la base un point F situé à une hauteur 2 h<sub>1</sub> sur la droite des pressions actives;

5° On trace la verticale passant par ce point jusqu'au niveau situé à h<sub>1</sub> sous le sommet et on construit une parabole à axe vertical qui est telle que la surface AEG soit égale à la surface GF. On obtient ainsi le diagramme des pressions sur la paroi AB et on remarque que la plus grande pression qui agit sur elle se produit à la base et vaut :

$$p_a = \gamma_t h \lambda_a.$$

Pour la paroi CD, recevant les pressions extérieures, on suppose que ces dernières déforment cette paroi qui vient se buter sur le massif de remplissage. Les palplanches ayant une raideur propre que l'on néglige, un équilibre doit s'établir entre les butées possibles des terres du remplissage et les pressions extérieures. Lorsqu'il en est ainsi, les palplanches sont simplement appuyées sur le remplissage et ne sont plus sollicitées.

Lorsque la paroi CD se déforme sous l'effet des pressions extérieures, on peut admettre que dans la partie supérieure, une butée, avec pression passive linéaire, se produit, alors que dans les régions plus profondes, les pressions sont influencées par le fait que la terre est contenue entre deux parois

(1) En fait, les essais ont montré que la résultante valait en général 10 % de plus que celle trouvée par la théorie classique.

relativement rapprochées. Les essais montrent que, dans ces conditions, lorsque la déformation est suffisante, les plans de glissement qui se réalisent ont une tendance à se rapprocher de plans horizontaux. Au moment du glissement, on aura dans chacun de ces plans horizontaux (fig. 114) la relation connue de Coulomb, pour les massifs pulvérulents

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \psi$$

$\tau$  étant une tension tangentielle et  $\sigma$  une tension normale.

Cela étant, si on considère un plan horizontal à une profondeur  $z$ , et si on admet que les tensions normales dues au poids se répartissent uniformément (ce qui est seulement vrai avant la mise en charge), on doit avoir, pour la résultante des tensions normales :

$$N = \gamma_t b z$$

et, au moment du glissement, la résultante des tensions tangentielles correspondantes vaudra :

$$T = \gamma_t b z \operatorname{tg} \psi.$$

Or, au moment de la mise en charge, la plus petite poussée qui peut exister sur la paroi est la poussée active. Après la mise en charge et la déformation, les tensions tangentielles entrent en action, s'ajoutent aux pressions actives et à chaque profondeur  $z$ , on trouve une résultante totale des pressions agissant au-dessus de ce niveau et valant :

$$R_z = \gamma_t b z \operatorname{tg} \Psi + \gamma_t \lambda_a \frac{z^2}{2}.$$

Pour trouver les pressions qui donnent lieu à ces résultantes, nous proposons de procéder de la façon suivante (fig. 114) :

1° On trace les droites CD<sub>2</sub> et CC<sub>2</sub> correspondant au diagramme triangulaire des pressions actives et passives qui peuvent agir sur la paroi;

2° On trace, à une distance valant

$$\gamma_t b \operatorname{tg} \psi$$

la droite D<sub>3</sub>C<sub>1</sub> parallèle à la droite CD<sub>2</sub>;

3° On prend le point de rencontre I de cette dernière droite D<sub>3</sub>C<sub>1</sub> avec la droite CC<sub>2</sub> du diagramme triangulaire des pressions passives;

4° On mène l'axe horizontal JK de la parabole tracée précédemment pour obtenir le diagramme des pressions sur l'autre paroi AB;

5° On prend sur la droite C<sub>1</sub>D<sub>3</sub> le point L symétrique de I par rapport à l'axe horizontal JK et on trace une parabole telle que la surface CC<sub>1</sub>I soit égale à la surface IJL.

Le diagramme des pressions de butée possibles sur CD est donné par CIJLD<sub>3</sub> et sa résultante totale vaut :

$$R_b = \gamma_t b h \operatorname{tg} \Psi + \gamma_t \lambda_a \frac{h^2}{2}.$$



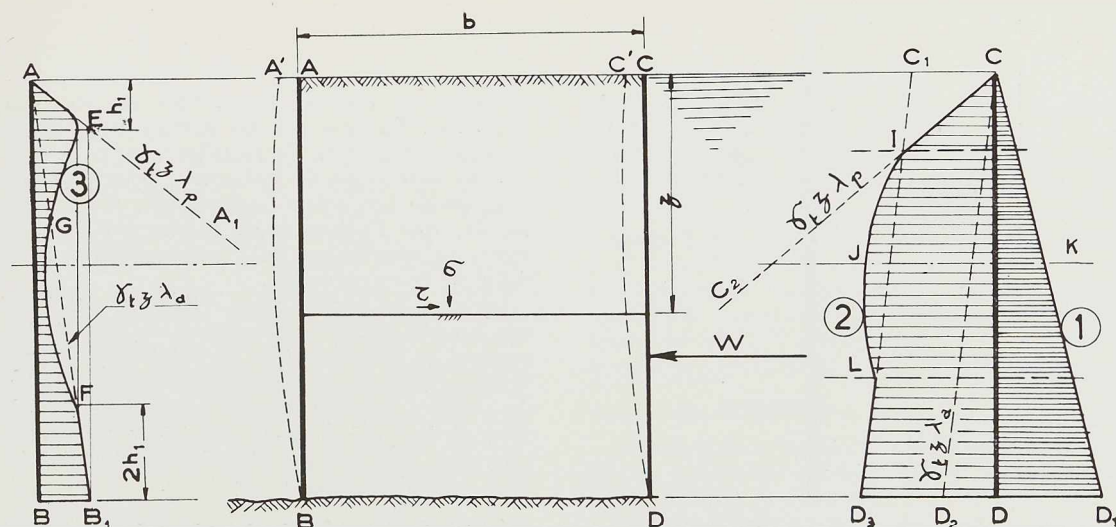


Fig. 114. Diagrammes des pressions sur les parois d'une construction cellulaire en palplanches plates :

1. Diagramme des pressions extérieures sur la paroi CD; 2. diagramme des pressions passives possibles; 3. diagramme des pressions actives sur la paroi AB.

On devra contrôler que cette résultante est supérieure à la résultante  $W$  des pressions extérieures dont le diagramme est  $CD_1$  et on pourra admettre que le rapport

$$\frac{R_b}{W}$$

donne l'ordre de grandeur de la sécurité obtenue. Si on se donne une valeur de ce rapport, on pourra calculer la valeur correspondante de  $b$ .

On dispose ainsi de tous les éléments nécessaires pour faire le calcul de la stabilité intérieure d'une construction cellulaire.

#### Ancrage des cloisons transversales

Comme on l'a déjà indiqué, il est nécessaire que les cloisons transversales retiennent, entièrement par frottement, les parois situées du côté de la fouille. S'il n'en était pas ainsi, des efforts seraient transmis aux parois situées du côté des sollicitations extérieures et on devrait en tenir compte dans l'importance à donner à la butée, ce qui reviendrait à augmenter la largeur de la construction et son prix.

Pour les cloisons transversales des constructions gabionnées, l'effort maximum de traction qui doit être repris, vaut :

$$N = 2 E_a \operatorname{tg} \delta$$

$E_a$  étant la résultante des pressions actives qui agissent sur un côté de la cloison (de hauteur  $h$  et de largeur  $b$ ) et  $\delta$  l'angle de frottement terre sur cloison.

Comme 
$$E_a = \gamma_t \lambda_a \frac{h^2}{2} b$$

on a 
$$N = 2 \cdot \gamma_t \lambda_a \frac{h^2}{2} b \operatorname{tg} \delta .$$

Si  $l$  est l'écartement des cloisons transversales et  $R_a$  la résultante par unité de largeur des pressions actives qui s'exercent sur la paroi située du côté de la fouille, on devra avoir

$$N = R_a l$$

et comme

$$R_a = \gamma_t \frac{h^2}{2} \lambda_a$$

on trouve

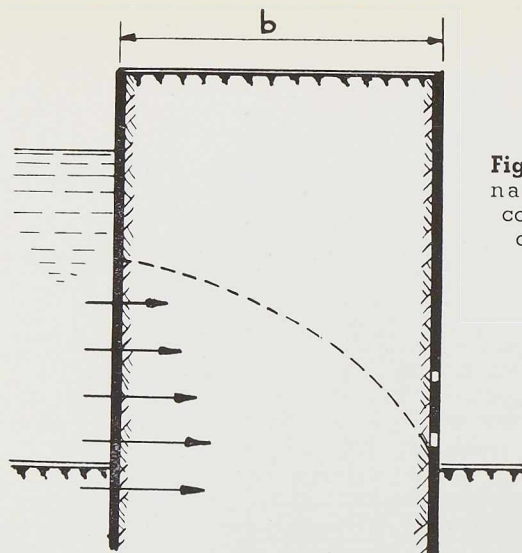
$$l = 2 b \operatorname{tg} \delta .$$

Lorsque la construction est réalisée par des cellules circulaires ou en feuilles de trèfle, l'efficacité de l'ancrage est appréciablement augmenté et on pourra, dans chaque cas particulier, la déterminer avec une approximation suffisante en appliquant des formules analogues à celles que l'on vient d'établir.

#### Drainage des constructions cellulaires

L'eau s'infiltré à travers les joints des palplanches et pénètre dans la masse de remplissage. En effet, lorsque la paroi recevant la poussée extérieure s'appuie sur les terres de remplissage, les joints de palplanches se rapprochent et deviennent plus ou moins perméables, alors que les joints de l'autre paroi, soumis à traction, se serrent et deviennent étanches. Pour éviter que la terre de remplissage se gorge d'eau, on devra prévoir dans cette paroi des trous permettant à l'eau de s'échapper. On remarque du reste que





**Fig. 115.** Drainage d'une construction cellulaire.

s'il n'en était pas ainsi, une pression d'eau viendrait s'ajouter à la pression des terres qui agissent sur cette paroi. Ces efforts, en se transmettant aux cloisons transversales, pourraient se reporter sur l'autre paroi et nécessiter une réserve supplémentaire de butées du massif de remplissage.

Le niveau de la nappe aquifère dans le remplissage dépend donc à la fois de la perméabilité de la paroi retenant l'eau, de la perméabilité de la terre de remplissage et de l'efficacité du drainage de la paroi côté fouille.

La compressibilité des terres de remplissage a une certaine importance à ce point de vue. Si elles se déforment appréciablement, les palplanches s'adapteront à ces déformations et les joints seront plus perméables. Si elles se déforment peu, les joints resteront serrés et imperméables. En principe, il apparaît qu'en général, la nappe aquifère atteint un niveau relativement élevé dans les cellules. Les pertes de charge dans la paroi sont faibles et la nappe aquifère, lorsque le drainage est efficace, s'établit suivant l'aspect indiqué à la figure 115.

Si le massif de remplissage est constitué par une terre perméable (sable ou gravier), les eaux d'infiltration devront être recueillies et pompées dans des puisards prévus à l'intérieur de la fouille. Si le massif de remplissage est constitué par une terre peu perméable (argile ou limon), il est possible que les eaux d'infiltration soient très faibles et même inexistantes.

Pour les calculs de stabilité indiqués précédemment, on devra éventuellement tenir compte de la présence de l'eau dans le massif de remplissage en choisissant convenablement les caractéristiques mécaniques : angle de frottement interne, angle de frottement terre sur paroi et poids spécifique des terres. La terre de remplissage devra être faite au moyen de matériaux con-

venablement choisis, perméables et peu compressibles. En tous cas, on devra éviter l'emploi de sols susceptibles de se délayer sous l'eau ou de voir leur angle de frottement interne devenir trop petit. Les calculs précédents ont en effet montré que l'existence de frottements dans les terres de remplissage était indispensable à la stabilité de la construction.

Lorsque la construction cellulaire est établie sur un sol meuble perméable, des infiltrations peuvent se produire sous les palplanches et relever le niveau de la nappe aquifère à l'intérieur des cellules. Dans ce cas, des précautions spéciales devront être prises en donnant aux palplanches une fiche telle que des affouillements ou des érosions ne puissent pas se produire.

#### Application des méthodes de calcul.

##### Remarques importantes

1. Il est important de remarquer que les calculs qui ont été indiqués sont forcément approximatifs. Ils donnent seulement des ordres de grandeur. Il ne peut en être autrement dans un problème que l'on a essayé de résoudre en négligeant, dans un but de simplification, de nombreux facteurs qui sont, entre autres, l'influence des frottements terre sur paroi, qui peuvent donner lieu à des possibilités de rupture autres que celles qui ont été indiquées, l'importance de la forme des parois et de l'écartement des cloisons intérieures sur les états d'équilibre possible des terres de remplissage, la variabilité des caractéristiques mécaniques des terres que l'on fait intervenir dans les formules en les supposant constantes.

2. Les théories et les formules qui ont été indiquées ne sont applicables que pour des constructions à double paroi dont les dimensions en largeur sont du même ordre de grandeur que les dimensions en hauteur. Les répartitions des pressions sur les deux parois sont évidemment influencées par la distance qui les séparent.

3. Lorsque la construction se fait en mer, on devra tenir compte de l'effet des plus fortes lames auxquelles l'ouvrage devra résister.

Les chocs rythmés produits par les vagues sont extrêmement importants : il suffit, à ce sujet, de se rappeler qu'à Zeebrugge, lors de la tempête du 31 décembre 1904, des blocs de 7<sup>m</sup>50 de large, pesant 4 500 tonnes, qui étaient employés à la construction du môle ont été culbutés par les vagues. Ces faits montrent que l'on devra donner une attention particulière aux chocs des vagues et se mettre en sécurité contre leur effet destructeur. On va donner quelques indications générales à ce sujet en se bornant aux deux considérations suivantes : hauteur des lames et pres-

sion des lames, en laissant de côté l'étude de la période des lames et de leur longueur d'ondes.

La hauteur des lames dépend de nombreux facteurs et principalement de l'étendue de la mer considérée. La Commission d'Etudes des raz-de-marée de l'Union géodésique et géophysique internationale fixe de 10 à 11 mètres le maximum de la hauteur des lames à travers le monde. Tous les auteurs ne sont pas d'accord à ce sujet et certains affirment que les plus grandes hauteurs observées sont de l'ordre de 13 à 14 mètres. Dans la mer Baltique, les plus fortes lames dépassent 3 mètres alors que dans la Méditerranée elles varient de 7 à 9 mètres. Pour la mer du Nord, il semble que le chiffre de 4 à 5 mètres puisse être retenu.

En ce qui concerne la pression des lames, de nombreuses mesures ont été faites et les résultats les plus connus sont ceux obtenus par l'anglais Stevenson qui a relevé des pressions maxima de 30 à 40 tonnes par m<sup>2</sup>. Les expériences de Stevenson sont classiques et figurent dans tous les traités. Elles ont fait l'objet de nombreuses discussions, car on pouvait émettre certaines critiques quant aux appareils employés par cet expérimentateur. Dans ces dernières années, des essais systématiques ont été refaits dans divers pays et un résumé des méthodes actuelles a été donné par M. Larras, ingénieur des Ponts et Chaussées de France, dans le numéro d'octobre 1937 de la revue *Travaux*. Nous donnons ci-dessous les conclusions auxquelles cet auteur arrive en ce qui concerne les lames déferlantes :

« D'une façon générale, les bonnes mesures de pression des lames sont encore très rares et l'on en est surtout aux mises au point des méthodes et des appareils. Nous n'indiquerons donc ici que des ordres de grandeur : dans le cas des lames déferlantes, les pressions paraissent toujours être de l'ordre indiqué par Stevenson : 30 à 40 tonnes/m<sup>2</sup> au maximum. »

Les pressions dues aux lames sont donc des sollicitations importantes qui ne peuvent être négligées. Les chiffres que l'on vient de citer peuvent être retenus à titre d'indication et correspondent à des maxima qui se réalisent exceptionnellement. Il ne serait cependant pas anormal de compter pour le contrôle d'une construction cellulaire sur des pressions valant la moitié de celles indiquées, c'est-à-dire 15 à 20 tonnes/m<sup>2</sup>.

D'autre part, il y a lieu de noter que l'on peut se tromper lourdement en ramenant l'effet des vagues à une pression statique. Les efforts exercés par les lames ont en effet un caractère périodique se traduisant par des chocs rythmés dont la répartition aggrave l'effet destructif. On sait que dans ce cas, c'est surtout la masse des

ouvrages qui est l'élément essentiel de résistance pour amortir la force vive produite.

En ce qui concerne les constructions cellulaires, l'effet des lames devra éventuellement être pris en considération comme une force extérieure s'ajoutant à la poussée de l'eau.

4. On constate que c'est la butée des terres de remplissage qui est en général l'élément le plus important à prendre en considération pour la bonne tenue de l'ouvrage. Or, c'est cet élément qui est le plus difficile à apprécier exactement.

#### Application numérique

On considère (fig. 116) une construction cellulaire gabionnée devant retenir une hauteur d'eau de 8<sup>m</sup>50 et ayant une largeur de 7<sup>m</sup>00.

On admet que la terre de remplissage a les caractéristiques suivantes :

Angle de frottement interne . . .  $\psi = 30^\circ$   
 Angle de frottement terre sur  
 paroi transversale . . . . .  $\delta = 15^\circ$   
 Poids spécifique de la terre . . .  $\gamma_t = 1,6 \text{ t/m}^3$

On trouve :

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\psi}{2} \right) = 0,333$$

$$\lambda_p = \frac{1}{\lambda_a} = 3.$$

On va appliquer à cet ouvrage les formules précédentes.

#### 1. TRACTION DANS LES JOINTS

$$t = p r$$

$$r = \frac{t}{1600 \times 8,5 \times 0,333} = \frac{t}{4530}.$$

Si on choisit  $r = 3$  mètres, on trouve, par mètre courant de joint

$$t = 3 \times 4530 = 13,600 \text{ tonnes}.$$

Etant donné que les crochets de palplanches plates peuvent facilement résister à des efforts de 100 à 150 tonnes par mètre, on constate que l'on a une très grande sécurité au point de vue de leur rupture.

Comme on l'a indiqué, c'est en fait le problème de la déformation du joint qui a de l'importance et non le problème des contraintes qui les sollicitent.

#### 2. STABILITÉ D'ENSEMBLE

##### a) Stabilité contre le renversement

Poussée de l'eau

$$W = \frac{1}{2} \cdot 8,5^2 \times 1000 = 36100 \text{ kg}.$$



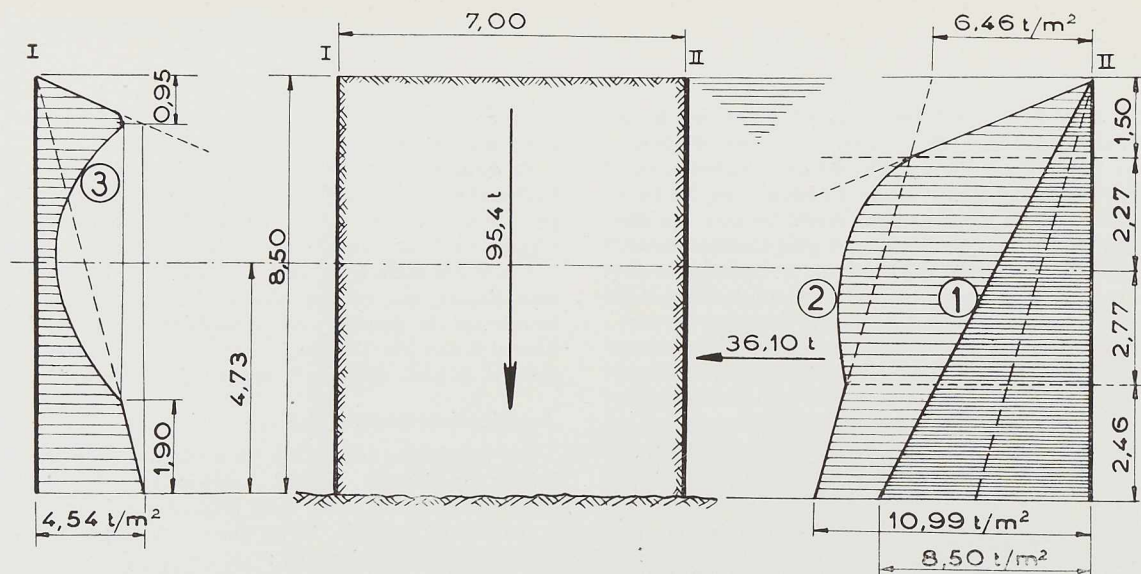


Fig. 116. Application numérique :

1. Diagramme des pressions de l'eau sur la paroi D; 2. diagramme des pressions passives possibles sur la paroi II; 3. diagramme des pressions actives sur la paroi I.

Poids des terres de remplissage

$$P = 1\,600 \times 8,50 \times 7,00 = 95\,400 \text{ kg}$$

d'où :

Excentricité de la résultante des forces extérieures

$$e = \frac{h W}{3 P} = \frac{102\,500}{95\,400} = 1,075 .$$

Moment stabilisant

$$MP = 95\,400 \times \frac{7,00}{2} = 334\,000 \text{ kgm}$$

Moment renversant

$$MR = 36\,100 \times \frac{h}{3} = 102\,500 \text{ kgm} .$$

Coefficient de stabilité contre le renversement

$$\mu_r = \frac{334\,000}{102\,000} = 3,26$$

On remarque que si on adoptait  $\mu_r = 3$ , on trouverait

$$b = \frac{h}{\sqrt{\gamma_t}} = \frac{8,50}{\sqrt{1,6}} = 6,72 .$$

b) Stabilité contre le glissement

On a immédiatement

$$\mu_g = \frac{fP}{W} = \frac{\text{tg } 30^\circ \cdot P}{W} = \frac{0,577 \times 95\,400}{36\,100} = 1,52 .$$

On remarque que pour  $b = 6,72$ , on trouve

$$\mu_g = \frac{6,72 \times 8,50 \times 1\,600 \times 0,577}{36\,100} = 1,49 .$$

3. STABILITÉ INTÉRIEURE

En appliquant les méthodes qui ont été indiquées, on trouve facilement les diagrammes des pressions sur les parois extérieures de la construction considérée. Ces diagrammes sont donnés à la figure 116. On a

$$\gamma_t b \text{ tg } \psi = 1,6 \times 7,00 \times 0,577 = 6,46 \text{ t/m}^2$$

et la résultante des butées possibles sur la paroi sollicitée par la poussée de l'eau vaut :

$$R_p = 8,5 \times \frac{10,99 + 6,46}{2} = 74,2 \text{ t} .$$

alors que la poussée de l'eau a été trouvée égale à :

$$W = 36,100 \text{ t} .$$

On a donc une sécurité qui vaut :

$$\frac{R_p}{W} = \frac{74,2}{36,1} = 2,11 .$$

Si le calcul de la butée avait été fait par la méthode de Homberg, la résultante totale des butées possibles aurait été trouvée égale à 79,4 tonnes.





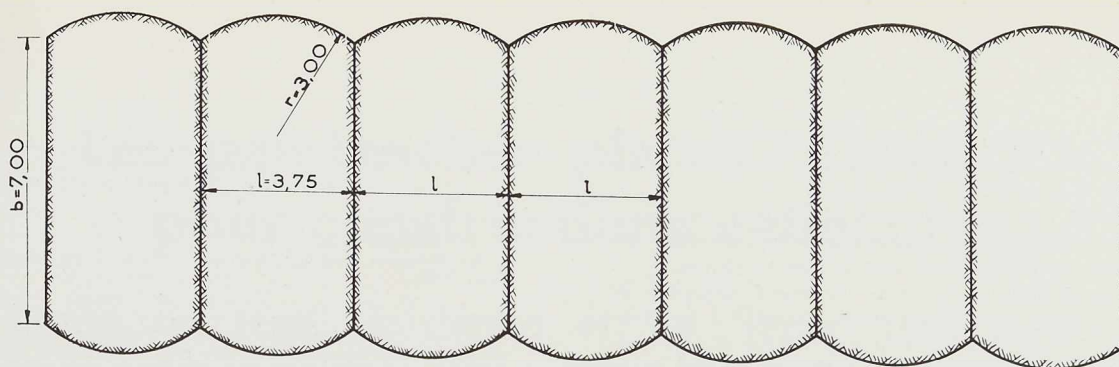


Fig. 117. Batardeau d'une hauteur de 8<sup>m</sup>50.

#### 4. ANCRAGE DE LA CLOISON TRANSVERSALE

On trouve immédiatement que l'écartement des cloisons transversales doit être pris égal à

$$l = 2 b \operatorname{tg} \delta = 2 \times 7 \times \operatorname{tg} 15^\circ = 3^m75.$$

Les calculs qui viennent d'être faits permettent de dessiner la vue en plan de la construction gabionnée telle qu'elle est indiquée à la figure 117.

#### Conclusions

L'étude que l'on vient de faire a mis en évidence les faits suivants:

1° Les constructions cellulaires sont susceptibles de nombreuses applications pour les grands travaux de génie civil et dans de nombreux cas, elles seront les seules possibles compte tenu de leur prix et de leur façon de se comporter sous l'effet de sollicitations extérieures importantes;

2° Les méthodes de calcul proposées sont approximatives et susceptibles de faire l'objet de discussions. Les coefficients de sécurité que l'on en déduit sont donc incertains. Il serait souhaitable que des essais de laboratoire et des observations répétées faites sur chantiers permettent d'énoncer des hypothèses exactes dont on pourrait déduire des méthodes de calcul définitives;

3° La stabilité des constructions cellulaires est principalement assurée par la butée des terres de remplissage et leur largeur doit être telle qu'aucun glissement de ces dernières ne puisse se produire;

4° Il apparaît que la rupture des joints par traction n'est pas à craindre. C'est la déformation de ces derniers qui entre en considération. Il est évident que la masse des terres de remplissage doit rester en équilibre et qu'il faudra donc que les profils des palplanches donnent la possibilité de réaliser une enceinte suffisamment indéformable. Il faut que les joints donnent des allongements minima pour les efforts qui les sollicitent. Si les joints donnent lieu à de trop fortes déformations,

les constructions cellulaires présenteront la caractéristique bien connue du bombement (bulge). A toute déformation de l'enceinte, correspondent d'autres conditions d'équilibre des terres et par conséquent aussi d'autres sollicitations;

5° Etant donné les hypothèses faites, le frottement terre sur paroi joue un rôle important pour les cloisons transversales. Son importance dépend à la fois de leur développement et de leur écartement. Ce frottement a en outre une influence sur la formation des plans de glissement du remplissage qui se produisent aux abords des parois latérales;

6° Une comparaison des trois types de constructions cellulaires, supposés être de même largeur, est intéressante en ce qui concerne les conditions d'ancrage, en admettant, comme cela a été exposé, que le frottement le long des parois transversales absorbe tout l'effort d'ancrage.

Les cellules gabionnées ont des parois transversales droites. Elles donnent une solution économique quant au tonnage en palplanches à mettre en œuvre mais, par contre, elles offrent moins de surface de frottement pour l'ancrage. Les cellules circulaires donnent une meilleure solution: en disposant convenablement les arcs de raccord entre les cellules, on peut, en effet, réaliser une résistance appréciable de l'ancrage des parois transversales. Enfin, les cellules en forme de trèfle fournissent des possibilités d'ancrage qui sont encore plus grandes.

Il apparaît donc que l'on puisse conclure de ce qui précède que pour une même largeur, les constructions cellulaires gabionnées conviennent plutôt pour les cas de sollicitation peu élevée tandis que les cellules en forme de feuilles de trèfle s'imposent pour les batardeaux de très grande hauteur avec forte sollicitation extérieure;

7° Dans les calculs qui ont été indiqués, on a négligé la raideur des parois et les frottements qui se produisent dans les joints lorsque les palplanches se déplacent, mais ceci augmente la sécurité.

8° L'efficacité de la palplanche plate est évidemment conditionnée par la résistance qu'elle offre à la traction transversale.

Il est donc essentiel de déterminer au mieux les conditions de sollicitation et de résistance des agrafages des palplanches à leurs voisines.

On trouve ci-après un important mémoire de M. le professeur Louis Baes, consacré à la résistance des palplanches plates Belval P. Ce mémoire constitue une très belle application technique de la photo-élasticité réalisée au moyen du beau banc photo-élastique de l'Université de Bruxelles. Cette étude de M. Baes a été déterminante du choix des formes qui ont été données aux agrafages.

Ces agrafages ont des formes qui en font de véritables crochets mais alors que les conditions de déformation de crochets importent en général assez peu, la connaissance des conditions de déformation des agrafages des palplanches méritent une attention particulière. Les agrafages étant des parties courbes de forme quelconque, avec congés de raccordement assez petits, précisément dans les parties fort sollicitées, il s'indique nettement d'en faire l'étude par la photo-élasticité, puis de confronter le tout avec la réalité technique par des essais sur des tronçons de palplanches en acier laminé.

J. V.

#### BIBLIOGRAPHIE

##### Documentation sur les constructions cellulaires en palplanches métalliques plates

1. Ad. J. ACKERMAN and Charles H. LOCHER : « Cofferdam Designs and Construction including rock-filled crib, concrete walls; steel sheet pile and cellular steel piles », Nr. 8, July; — « Pile driving and extracting - Unwatering Cofferdams », Nr. 11, Oct.; — (*Construction Methods*, July and Oct. 1936, « Planning and Plant for Heavy Constructions »).
2. Adolph J. ACKERMAN and C. B. JANSEN : « Submerged shipways with steel sheeting walls » (*Civil Engineering*, July 1943).
3. Martin ARNDT : « Das Kraftwerk am Rio Negro in Uruguay » (*Die Bau-technik*, Heft 1-2, Jan. 8. 1943).
4. Edwin R. ALBERTSON : « Cofferdamming difficulties in a narrow tideway » (*Eng. News-Record*, May 20, 1937).
5. M. François BEAU : « Note sur trois essais sur modèles réduits réalisés récemment au Laboratoire du port autonome du Havre » (*Annales des Ponts et Chaussées*, mars 1938).
6. G. C. BOONSTRA : « Celvormige Damwandconstructies » (*De Ingenieur*, Nr. 48, 1939).
7. W. C. CAPLES : « Developments in Steel Breakwaters » (*The Military Engineer*, Jan.-Feb. 1934).
8. M. CAQUOT : « Récents progrès en matière de constructions maritimes. La nouvelle forme de Saint-Nazaire » (*Annales de l'Institut technique du Bâtiment et des Travaux publics*, mai-juin 1937).
9. G. E. LAWRENCE CHANDLER : « The Pensacola Project, Oklahoma » (*Civil Engineering*, Sept. 1939).
10. M. CHARY : « La base d'hydravions tête de ligne transatlantique de Biscarosse Hourtiquets » (*Travaux*, avril 1939).
11. R. T. COLBURN : « Sheet Pile cofferdams and test cell for T.V.A. projects » (*Civil Engineering*, Sept. 1939).
12. T. L. CONDRON : « Cellular Steel Breakwater for Calumet Harbor » (*Eng. News-Record*, July 18, 1935).
13. M. COTTARD : « Note sur la construction d'un batardeau cellulaire en palplanches métalliques » (*Annales des Ponts et Chaussées*, 1935, D).
14. HARRIS EPPSTEIN : « Design of a cellular Cofferdam », (*Proceedings of the 17th annual meeting of the Highway Research Board*, Dec. 1937).
15. Albert DI GIACINTO : « Sheet-pile cofferdam for a 30 ft head » (*Eng. News-Records*, March 21st 1946).
16. A. F. HEDMAN : « Cofferdam Design for Kentucky Dam » (*Eng. News-Record*, Jan 1st 1942).
17. S. T. HENRY : « Construction steps up at Pickwick third T.V.A. Dam » (*Eng. News-Record*, April 16, 1936).
18. H. HOMBERG : *Graphische Untersuchung von Fangedämmen und Ankerwänden unter Berücksichtigung starrer Wände*, Berlin, 1938.
19. J. W. PEERSON : « Big rigs drive cofferdam piles » (*Eng. News-Record*, Jan. 29, 1942).
20. Raymond P. PENNOYER : « Gravity Bulkheads and Cellular Cofferdams. Essential theory of design when Steel Sheet Piling is used » (*Civil Engineering*, June 1934).
21. H. P. RAMSEY : « Chicago River Control Works » (*Transactions A. S. C. E.*, Paper nr. 2111, Vol. 106, 1941).
22. Karl TERZAGHI : « Stability and Stiffness of Cellular Cofferdams » (*Transactions A. S. C. E.*, Paper Nr. 2253, Vol. 110, 1945).
23. « Pile pulling and re-use cuts cofferdam cost », (*Eng. News-Record*, March 4, 1937).
24. « Serious leak checked in cofferdam at Grand Coulee » (*Eng. News-Record*, April 22, 1937).
25. « Progressive Cofferdam for Long Low Dam » (*Eng. News-Record*, April 4, 1935).
26. « Constructing the first cofferdam (Grand Coulee Dam) » (*Eng. News-Record*, Aug. 1, 1935).
27. « Contractors win river battle » (*Eng. News-Record*, July 1st, 1937).



# Les palplanches plates « Belval P » pour constructions cellulaires

Etude de leur résistance et de leurs déformations,  
basée sur des essais photo-élastiques et des essais sur  
pièces en acier laminé <sup>(1)</sup>

par **Louis Baes,**

Ingénieur (I. C. M.),

Professeur à l'Université de Bruxelles (Faculté des sciences appliquées)

1. **Introduction.**
2. **Les essais des modèles par la photo-élasticité.**
3. **Les essais sur pièces en acier laminé.**
4. **Quelques calculs.**
5. **Conclusions.**

## 1. Introduction

On constate, dans le domaine des grands travaux de génie civil, une tendance marquée à utiliser des palplanches plates pour la construction de batardeaux et de digues ou môles importants. Il s'agit de palplanches dont le profil ne présente qu'un très faible moment d'inertie et un très faible module de flexion dans la direction normale à l'âme de la palplanche. Ces palplanches ne sont donc guère aptes à constituer un rideau plan résistant seul à une sollicitation par flexion dans la direction normale au plan du rideau.

(1) Les essais photo-élastiques ont été faits au grand banc photo-élastique de 300 mm de diamètre de champ, de l'Université Libre de Bruxelles.

Pour les essais photo-élastiques qui ont été faits à l'occasion de cette étude, j'ai eu le plaisir d'avoir la collaboration de M. Ed. Dony, jeune ingénieur civil des constructions, assistant du Fonds Tassel. M. Dony s'est ainsi assimilé la méthode photo-élastique, puis il m'a accordé tous les moments dont il pouvait disposer. Je le remercie pour sa collaboration vigilante, intelligente et efficace.

Je signale aussi que M. Marcel Larose, préparateur à l'Université, a contribué largement à la partie matérielle des travaux de cette étude; je le félicite de l'habileté qu'il a déployée à cette occasion.

Ces palplanches sont destinées à la construction de grands ensembles auto-stables à disposition générale cellulaire, qui comportent essentiellement des rideaux cintrés ou plutôt polygonaux et, dans certains cas, des rideaux plans ayant une fonction principale de tirants (fig. 120 a-b-c). Les cellules ainsi formées n'offriraient guère de résistance si on les laissait vides; on les remplit au moyen de terres convenablement choisies et convenablement mises en place.

Les rideaux plans de ce genre ne restent plans que s'ils ne sont sollicités que par des forces situées dans leur plan moyen; ces forces font fléchir ces rideaux dans leur propre plan et les soumettent à des efforts de traction dans le sens de la largeur des palplanches (fig. 118).

Les rideaux cintrés ou polygonaux (fig. 119) sont sollicités de l'extérieur par des poussées d'eau ou de terres et de l'intérieur par des poussées actives ou passives produites par la matière dont on a rempli les cellules. L'équilibre d'une des palplanches d'un rideau polygonal, sous l'effet des poussées extérieures et intérieures qu'elle subit, s'établit par le fait de la forme polygonale du rideau et de l'importante traction horizontale





Fig. 118. Rideau plan.

qui se produit aux agrafes, dans le sens de la largeur des palplanches (fig. 119, 154 et 155).

Comme en font foi les revues techniques, ce type de palplanches a été utilisé dans ces dernières années pour de grands travaux tant provisoires que permanents. Les batardeaux cellulaires semblent adaptés aux cas où des sollicitations dynamiques très dures sont à considérer, par exemple le long de fleuves à courant violent ou le long de fronts de mer particulièrement exposés. Rien n'empêcherait de concevoir des ensembles à double rangée de cellules, pour des cas spécialement difficiles.

Ces circonstances et cette évolution de la technique ont conduit la Société métallurgique luxembourgeoise des Aciéries Réunies de Burbach-Eich-Dudelange (ARBED) à décider de compléter le tableau des palplanches de l'usine de Belval, bien connues depuis longtemps et employées pour des rideaux de palplanches aptes à la flexion, par un nouveau type de palplanches plates destinées à la construction d'ensembles cellulaires. Ainsi cette Société pourra à l'avenir conseiller au mieux l'emploi de l'un ou l'autre type de palplanches.

\*  
\*\*

Le mémoire que mon collègue M. le professeur Verdeyen publie dans ce numéro sur les constructions cellulaires en palplanches plates, décrit certaines circonstances de leur utilisation et de

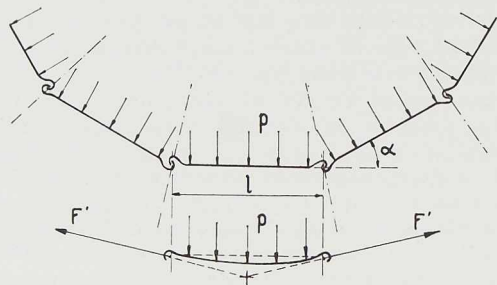


Fig. 119. Rideau cintré ou polygonal.

leur tenue. En fait les conditions de la sollicitation des éléments constituant ces constructions cellulaires sont loin d'être levées d'une manière pleinement satisfaisante, elles feront assurément dans l'avenir l'objet de nombreuses recherches tant expérimentales que théoriques.

Ce genre de constructions comportent de véritables coffres ou cellules contenant entre des parois verticales une matière de remplissage appropriée; la stabilité d'ensemble sous l'effet de forces extérieures qui tendent à renverser, à faire glisser, à disloquer le tout est essentiellement assurée par la grande résistance de butée qu'offre la matière de remplissage encoffrée entre les parois métalliques.

Ces parois métalliques protègent d'ailleurs la matière de remplissage de l'action directe de l'eau, des courants violents et des paquets de mer; elles facilitent la réalisation de l'étanchéité et elles permettent évidemment la tenue verticale du remplissage, diminuant ainsi par deux moyens la largeur qui serait nécessaire pour une digue non encoffrée.

Les palplanches qui constituent les parois des cellules sont engagées dans le sous-sol par une fiche obtenue par battage. Lorsqu'une sollicitation extérieure horizontale tend à déformer l'ensemble, les palplanches extérieures fléchissent dans les plans verticaux, mais n'ayant qu'un très faible moment d'inertie elles se plaquent contre la matière de remplissage qui réagit par butée sur le rideau amont, tandis qu'elle agit par poussées actives sur le rideau aval.

La stabilité est assurée grâce à la très grande différence entre les poussées passives ou butées et les poussées actives du massif encoffré; la réserve de stabilité est évidemment fonction de la nature du remplissage et du rapport de la largeur du batardeau à sa hauteur. L'aptitude à réagir par butée est d'autant plus grande que l'on se place plus bas contre le massif encoffré.

Mais ce n'est pas parce qu'il y a aptitude à de fortes butées que celles-ci sont nécessairement mises en jeu au maximum à tout niveau; en effet la mise en jeu des butées importantes implique des déplacements assez sensibles, elle implique aussi que le rideau qui s'appuie sur le massif ne se dérobe pas trop par déformation devant l'effort.

Mais si l'on considère le rideau amont comme formé de tranches ou bandes horizontales, ces tranches ne sont pas indépendantes l'une de l'autre puisque d'une part elles sont liées aux voiles qui relient les rideaux amont et aval et que d'autre part les rideaux sont constitués par des palplanches régnant d'une venue sur toute la hauteur.



Il résulte de la solidarité des tranches et de leur déformabilité que les butées effectives qu'elles subissent ne se répartissent pas en hauteur comme les aptitudes maximum du massif encoffré à réagir par butée. Il y aura un report de butée dans certaines zones de la hauteur. On mettra d'autant mieux en jeu les fortes butées possibles de la zone inférieure que les palplanches se déformeront moins sous l'effet des tractions transversales que leur transmettent leurs agrafages.

\*  
\*\*

Mais s'il est donc avantageux de chercher à réaliser des palplanches assez peu déformables transversalement en service normal, il est au contraire précieux qu'elles aient une déformabilité transversale très appréciable avant rupture, pour leur permettre « d'avalier » les coups durs. En effet les coups durs, ce sont par exemple les actions dynamiques des eaux à courant violent et varié et des vagues des fronts de mer ou des grandes nappes d'eau. Ces actions dynamiques mettent en jeu une résistance suffisante, mais aussi une aptitude à absorber un travail de déformation important, ce qui implique ici une déformabilité suffisante conférant une souplesse apte d'ailleurs à répartir une forte action locale sur une largeur importante.

En résumé il faut donc, pour permettre de tirer parti des fortes réserves de butée qu'offre le massif encoffré :

- a) Que les agrafages des palplanches l'une à l'autre offrent une grande réserve de résistance à la traction transversale, en rapport avec le maximum de butée que peut donner le massif encoffré;
- b) Que dans les limites des sollicitations quasi permanentes, les palplanches ne subissent que de faibles déformations sous l'effet des tractions transversales;
- c) Que conduites jusqu'à rupture par traction transversale, les palplanches et notamment leurs griffes, subissent des déformations assez importantes, les rendant aptes à absorber un grand travail de déformation avant de rompre, leur conférant une souplesse et une sorte de plasticité suffisantes empêchant que les efforts transmis ne s'élèvent à des valeurs dangereuses.

\*  
\*\*

Les formes et dimensions des griffes des pal-

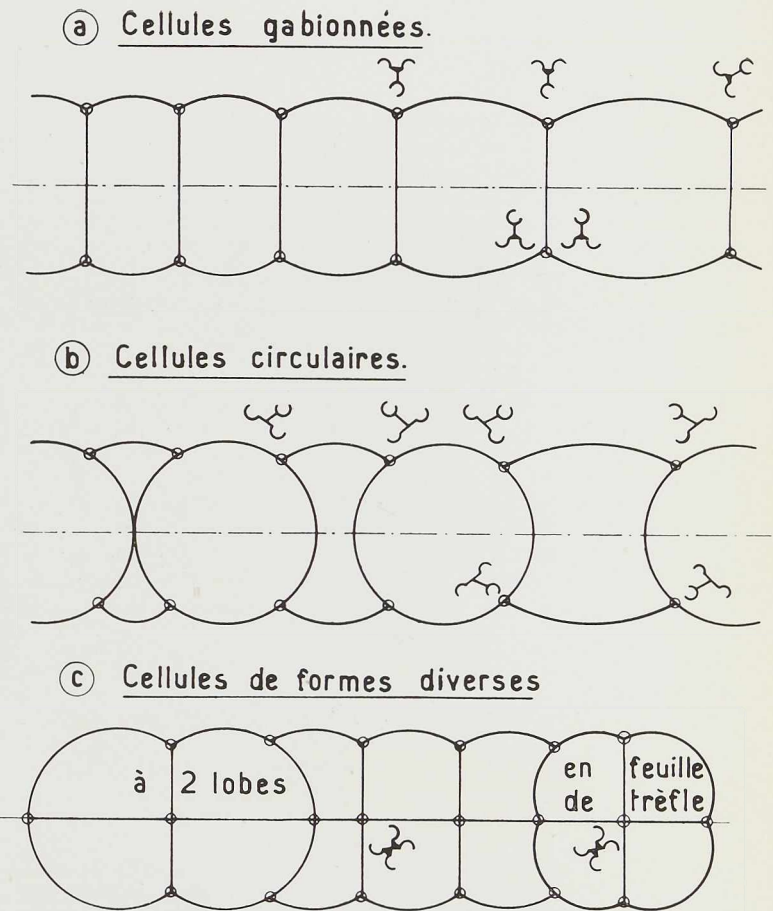


Fig. 120. Divers types de cellules et de pièces de raccord.

planches plates « Belval P » satisfont à ces desiderata.

Comme ces griffes ont des formes courbes quelconques, comportant des rayons de courbure assez petits, notamment dans les zones les plus sollicitées, les formules ordinaires de la résistance des matériaux sont inopérantes et il était tout indiqué de faire l'étude de ces formes par la photo-élasticité, puis de procéder à des essais d'abord sur pièces en acier forgé, puis sur pièces en acier laminé.

Le présent mémoire ne décrit pas les diverses étapes de la mise au point des formes, il se borne à montrer qu'elles sont les caractéristiques des formes qui ont été retenues. Cette étude ne manque vraiment pas d'intérêt, elle fait bien apparaître toute l'efficacité des recherches photo-

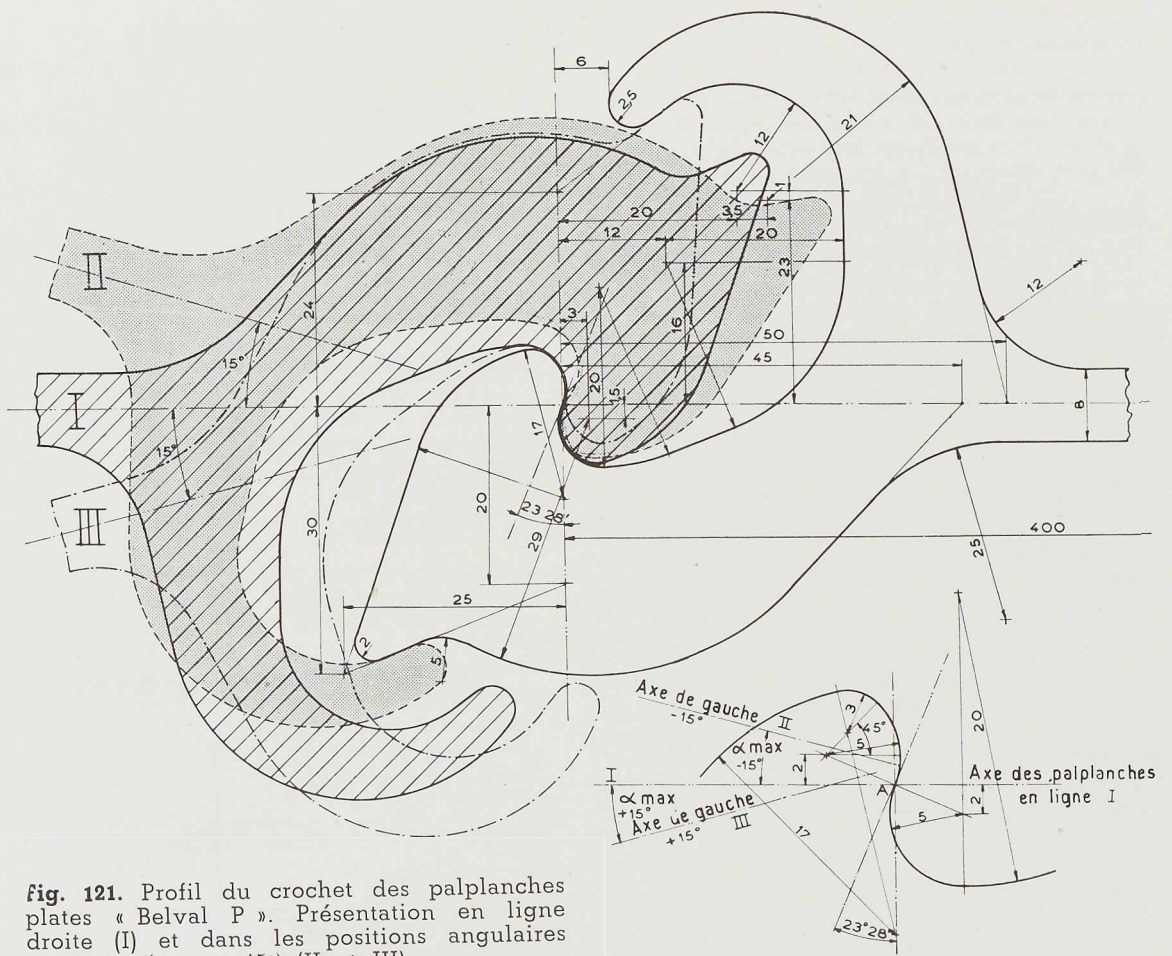


Fig. 121. Profil du crochet des palplanches plates « Belval P ». Présentation en ligne droite (I) et dans les positions angulaires extrêmes ( $\alpha = \pm 15^\circ$ ) (II et III).

Fig. 122. Détail de la région du contact.

élastiques conjuguées avec des essais sur pièces réelles.

Comme presque toujours dans les problèmes techniques, les conditions à satisfaire étaient dans une certaine mesure contradictoires :

- Grande résistance statiquement bien définie;
- Déformabilité bien adaptée au cas, c'est-à-dire, assez faible aux sollicitations permanentes; assez grande aux sollicitations exceptionnelles;
- Poids minimum;
- Difficulté de réussir le laminage de griffes à

demi-fermées donnant une sécurité absolue contre tout dégrafage.

La forme et les dimensions auxquelles on s'est arrêté sont présentées aux figures 121 et 122. La figure 121 montre d'une part deux palplanches en ligne droite et d'autre part les positions angulaires extrêmes autorisées ( $\alpha_{\max} = \pm 15^\circ$ ). L'agrafage se fait par contact unique, comme dans les crochets courants, ce contact transmet donc la totalité de l'effort. Le fonctionnement de ce contact est donc statiquement déterminé et n'est nullement fonction d'une déformation plus ou moins grande de telle partie de la griffe.



Comme le montrent les figures 121 et 122, la forme du nez de contact est réalisée par deux circonférences, ce qui permet le maintien d'un contact très franc même dans les positions angulaires extrêmes.

En fait il n'est guère question en pratique d'un angle  $\alpha$  supérieur à 8 degrés, en effet cela suppose déjà que le rideau cintré le soit à un diamètre de  $5^m74$  ce qui est peu; la valeur maximum de 15 degrés que permet le tracé adopté correspondrait à un rideau dont le diamètre ne serait que  $3^m07$ , ce qui ne se conçoit que pour certains raccords.

## 2. Les essais des modèles par la photo-élasticité

### Rappel

Les essais photo-élastiques ont été effectués sur des modèles en vraie grandeur, découpés dans des plaques de bakélite transparente quasi incolore, de provenance américaine, de 7,6 mm d'épaisseur. On sait que la mise en tension des matières isotropes transparentes leur confère la propriété de la biréfringence accidentelle qui donne de si remarquables effets d'extinction en lumière monochromatique et de coloration en lumière non monochromatique.

Des ingénieurs éminents, doublés de physiiciens, tels que Mesnager en France et Coker en Angleterre, ont au début du siècle tiré parti du phénomène de la biréfringence accidentelle pour fonder la science expérimentale que l'on désigne sous le nom de « photo-élasticité ». Cette science apporte une contribution remarquable aux études de résistance des matériaux et d'élasticité, surtout qu'elle permet l'étude de pièces dont la forme est telle qu'elles échappent aux calculs courants.

Ce n'est pas la place ici de redécrire toute la méthode de la photo-élasticité, telle qu'elle peut être conduite aujourd'hui grâce au fait que l'on dispose de matières transparentes facilement usinables, particulièrement sensibles aux effets dits photo-élastiques <sup>(1)</sup>. Cela permet d'éliminer de

nombreuses difficultés que comportait l'emploi du verre qu'utilisait Mesnager et du celluloïd qu'employait Coker.

Il faut cependant rappeler ici que l'état de tension en un point d'un corps est connu du moment qu'en ce point on connaît les trois tensions principales  $\sigma_I$ ,  $\sigma_{II}$ ,  $\sigma_{III}$  en valeur et en signe et l'orientation du trièdre triorthogonal des facettes qui subissent ces tensions.

Dans le cas particulier d'une pièce plate (une tranche de palplanche) sollicitée par des forces extérieures appliquées dans son plan moyen, on dit que la plaque est en *état double et plan de tension*. Dans ce cas l'une des tensions principales ( $\sigma_{III}$  agissant sur les facettes parallèles aux faces de la plaque) est nulle, de sorte que l'état de tension se trouve en chaque point défini par les deux autres tensions principales  $\sigma_I$  et  $\sigma_{II}$ . Les facettes principales qui subissent ces deux tensions sont normales au plan moyen de la plaque et l'on peut parler de *la croix des tensions principales* formée par les traces des facettes principales sur le plan moyen de la plaque.

\*  
\*\*

Comme en chacun des points de la pièce plate il y a ainsi une croix principale, on peut considérer l'évolution de l'orientation et de la position de cette croix et passer ainsi à la conception du *réseau des trajectoires des tensions principales* formé de deux familles de courbes qui se croisent orthogonalement. Ce réseau donne une figuration remarquable de la manière dont la pièce organise sa résistance aux efforts extérieurs et de la manière dont l'entière de la pièce participe à la résistance.

Ce réseau est en quelque sorte *le schéma résistant de la pièce*.

Pour toute pièce de forme compliquée, seule la connaissance de ce réseau principal permet de comprendre et d'étudier les conditions de résistance de la pièce et d'en discuter la forme et la meilleure adaptation au cas particulier considéré.

C'est bien là le problème qui se pose pour l'étude des griffes des palplanches.

Ce réseau présente presque toujours des *points singuliers*, dont la connaissance de l'emplacement et du type est particulièrement précieuse pour canaliser le tracé des trajectoires des tensions principales. Ces points singuliers jouent un rôle fondamental dans l'étude de la résistance de la pièce. En ces points la différence  $\sigma_I - \sigma_{II}$  est nulle, de sorte que les *points neutres* où  $\sigma_I = \sigma_{II} = 0$  sont compris parmi eux.

Il est intéressant de rappeler que toute partie du contour de la pièce, là où aucune force exté-

(1) Voir notamment :

1. — L. BAES, *Résistance des matériaux et éléments de la théorie de l'élasticité et de la plasticité des corps solides*. Bruxelles, Lamertin, tome Ier, 1930-1934, chapitres VIII et IX.
2. — L. BAES, L. BLANJEAN et F. TEMMERMAN, *Photo-élasticité*. Quelques aperçus de l'état actuel de cette science expérimentale et présentation d'un banc photo-élastique à champ de grand diamètre pour essais techniques. Bruxelles, *Bulletin de l'Institut Belge de la Soudure* n° 1, 1<sup>re</sup> année, 1945.
3. — A. PIRARD, *La Photo-élasticité*. Liège, Vaillant-Carmanne, 1947.





rière n'est appliquée, est une trajectoire de tension principale et qu'en conséquence les trajectoires principales de l'autre famille viennent se présenter normalement au contour; en toutes ces parties du contour la croix principale se présente donc tangente-normale au contour.

\*  
\*\*

Dans le cas de la pièce plane, on appelle *courbe isocline cotée  $\alpha$*  une courbe telle qu'en chacun de ses points la croix principale est identiquement orientée, inclinée de l'angle  $\alpha$  par rapport à une croix repère.

La méthode photo-élastique permet en principe d'obtenir photographiquement autant de courbes isoclines qu'on en désire.

Il suffit, le polariseur et l'analyseur de l'appareil étant en position croisée, d'orienter ce groupe suivant l'inclinaison  $\alpha$  caractéristique de l'isocline désirée; les courbes noires qui apparaissent alors constituent les branches de la courbe isocline cotée  $\alpha$ . Il suffit de photographier. Avec des modèles en plexiglass il n'apparaît pas d'autres courbes que des courbes isoclines.

En chacun des points singuliers du réseau des trajectoires des tensions principales, la croix principale a une orientation indéterminée, de sorte que toutes les isoclines de la zone voisine d'un tel point passent par le point; celui-ci constitue donc un véritable *nœud de l'ensemble des courbes isoclines*; c'est là un moyen de dépister les points singuliers.

\*  
\*\*

On montre aisément pour un cas déterminé, si l'on possède un nombre suffisant de courbes isoclines, que non seulement il y a beaucoup de chances de dépister les points singuliers, mais que par une série d'approches successives on pourra aussi tracer le réseau complet des trajectoires des tensions principales. Les deux familles de celles-ci se coupent partout orthogonalement. Dans les parties du contour sans charge extérieure la courbe extérieure fait partie de ces lignes, les autres viennent y buter orthogonalement.

Aux abords des points singuliers le réseau présente des dispositions générales assez classiques. (Voir l'ouvrage cité (1), chapitre VIII.)

\*  
\*\*

Bien entendu, il ne faut pas se faire d'illusions quant à la facilité d'obtenir les isoclines et leurs nœuds, et d'en conclure l'allure du réseau des trajectoires. Pour des cas assez compliqués, il faut



s'y reprendre à plusieurs reprises et après chaque étape confronter au banc photo-élastique les résultats acquis et les améliorer s'il y a lieu. Un grand nombre de propriétés générales connues aident à la recherche du réseau définitif.

La raison de ces difficultés vient d'une part de ce que les bandes isoclines sont loin d'être des courbes fines, ce sont souvent des bandes diffuses assez larges. Mais il y a un autre fait qui entrave les essais, notamment en ce qui concerne le dépistage des points singuliers qui sont des points neutres ( $\sigma_I = \sigma_{II} = 0$ ), c'est que presque toujours les matières transparentes dont on fait les modèles sont le siège de tensions préexistantes, en l'absence de toute force extérieure.

On peut faire s'évanouir ces tensions par un recuit approprié, mais elles ont toujours une tendance à renaître et à fausser les résultats; il faut sérieusement s'en garder.

\*  
\*\*

Il faut enfin rappeler que la photo-élasticité se base sur l'obtention d'un ensemble de bandes d'extinction, d'où l'on peut tirer les diagrammes des tensions tangentes au contour des pièces.

En lumière monochromatique les matières transparentes modernes employées en photo-élasticité donnent un grand nombre de bandes d'extinction. Chacune de ces bandes est une courbe d'égale valeur de la différence des tensions principales, ce sont donc des courbes d'équation  $|\sigma_I - \sigma_{II}| = \text{constante}$ .

La théorie montre que d'une bande d'extinction à sa voisine, qui ne serait pas de même cote en  $|\sigma_I - \sigma_{II}|$ , la différence  $|\sigma_I - \sigma_{II}|$  varie en plus ou en moins de la même valeur  $t = \Delta|\sigma_I - \sigma_{II}|$  que nous appellerons l'échelon de tarage des courbes d'extinction.

Si donc on a dépisté les points singuliers où  $\sigma_I - \sigma_{II} = 0$  et qui seront cotés 0, les lignes suivantes seront cotées 1, 2, ..., n; la première correspondra à  $|\sigma_I - \sigma_{II}| = t$ ; la n<sup>o</sup> à  $|\sigma_I - \sigma_{II}| = n \cdot t$ .

En s'appuyant sur un principe de continuité et sur quelques aspects classiques connus, on arrivera aisément à doter chacune des bandes d'extinction de sa cote n, ou numéro qui lui est propre.

\*  
\*\*

Il ne faudra pas perdre de vue que lorsque les charges augmentent toutes les bandes d'extinction ne restent pas nécessairement dans la pièce, certaines peuvent en sortir et ne plus être visibles. Ce n'est pas le cas des griffes des pal-



Fig. 123 à 125 (à gauche) et 126 et 127 (ci-dessus). Palplanches présentées en ligne droite, sollicitées par traction. Photographies des courbes isoclines 0°, 20°, 40°, 60°, 80°.

planches, ici au contraire toutes les bandes sont présentes, aussi deviennent-elles très serrées et très fines dans les parties fortement sollicitées.

La photo-élasticité permettra aisément, grâce à ces bandes de tracer le diagramme de la valeur de la tension principale tangente au contour, or

c'est ce diagramme qu'il importe essentiellement de connaître pour apprécier la résistance de la pièce. Outre cela la photo-élasticité donne encore le moyen de déterminer l'état de tension en pleine pièce.

### Description des résultats des essais sur modèles transparents, dans les limites de l'élasticité

#### Principe essentiel

Dans le cas particulier étudié, les efforts extérieurs sollicitants étant supposés connus, les valeurs des tensions qui seront relevées sur les modèles en matière transparente isotrope découpés en vraie grandeur, seront valables telles quelles, sans changement, pour les pièces réelles en acier de même forme et dimensions.

Sur la base des rappels qui viennent d'être faits et sous réserve de renvoi aux ouvrages cités, voici les résultats obtenus sur les modèles en vraie grandeur du nouveau type de palplanches plates « Belval P ».

#### Essais par traction simple sur les palplanches en ligne droite

##### a) MONTAGE

La manière la plus simple pour procéder à ces essais eût été de découper un modèle de palplanche entière et deux demi-palplanches pour faire l'essai conformément au dispositif qui fut appliqué aux tronçons de palplanches en acier et qui est présenté par la figure 149. Mais étant donné le coût très élevé de la matière transparente et le désir de faire néanmoins l'essai des agrafages sur des modèles en vraie grandeur, le montage fut réalisé dans le banc photo-élastique conformément aux figures 128 a, b, c.

Dans ce montage la demi-pièce supérieure AC encastrée parfaitement en C est dans les conditions réelles des palplanches en ligne sauf peut-être aux abords immédiats de la section d'encastrement C. A cette pièce est suspendue librement la demi-pièce inférieure AE, qui est munie d'un œillet auquel est suspendue la charge F. De cette manière la charge F est bien connue et reste bien appliquée verticalement pendant tout l'essai et la sollicitation de la demi-pièce AC est conforme à la réalité.

##### b) COURBES ISOCLINES

Les figures 123, 124, 126 et 127 sont respectivement les photographies des courbes isoclines  $0^\circ$ ,  $20^\circ$ ,  $40^\circ$ ,  $60^\circ$ ,  $80^\circ$ . Ces photographies

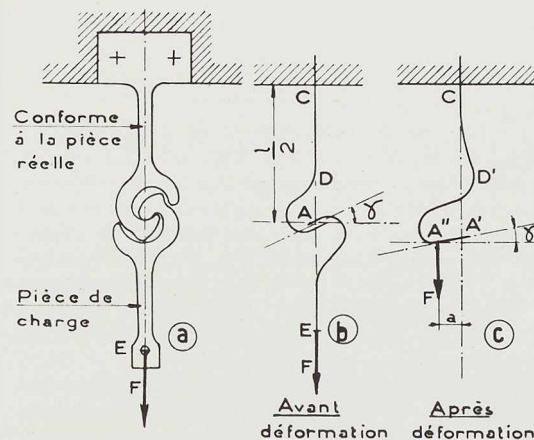


Fig. 128. Disposition de l'essai des palplanches en ligne droite présentées dans le banc photo-élastique.

sont prises sur le montage de la figure 128, mais elles sont présentées horizontalement, comme toutes les suivantes d'ailleurs. La pièce supérieure AC est la pièce de droite.

Dans chacune de ces figures, la petite croix dessinée en blanc au point  $S_0$  montre l'orientation de la croix principale caractéristique de la courbe. En fait on a pris neuf isoclines différant de  $10^\circ$  en  $10^\circ$ .

Lorsqu'on superpose tous les films-clichés de ces neuf photographies on constate très bien que le seul point commun à toutes les courbes isoclines est le point  $S_0$ , en plein cœur de la griffe. D'autre part lorsqu'on superpose les films des isoclines  $i_0$ ,  $i_{70}$ ,  $i_{80}$  on constate que le point  $S'$  est commun à ces trois isoclines. Il est donc évident que les points  $S_0$  et  $S'$  sont des nœuds du groupe des isoclines, ce sont des points singuliers du réseau des trajectoires des tensions principales.

Mais l'étude détaillée ultérieure fait également apparaître qu'il existe encore d'autres points singuliers sur le contour de la griffe.

\*  
\*\*

La figure 129 présente l'ensemble des courbes isoclines cotées  $0^\circ$ ,  $20^\circ$ ,  $40^\circ$ ,  $60^\circ$ ,  $80^\circ$ , telles qu'elles résultent de l'étude complète du cas. Les branches de la courbe  $0^\circ$  sont dessinées en traits interrompus, simplement pour faire mieux surgir cette sorte de courbe de repère parmi les autres, la courbe  $0^\circ$  correspondant à la croix prin-



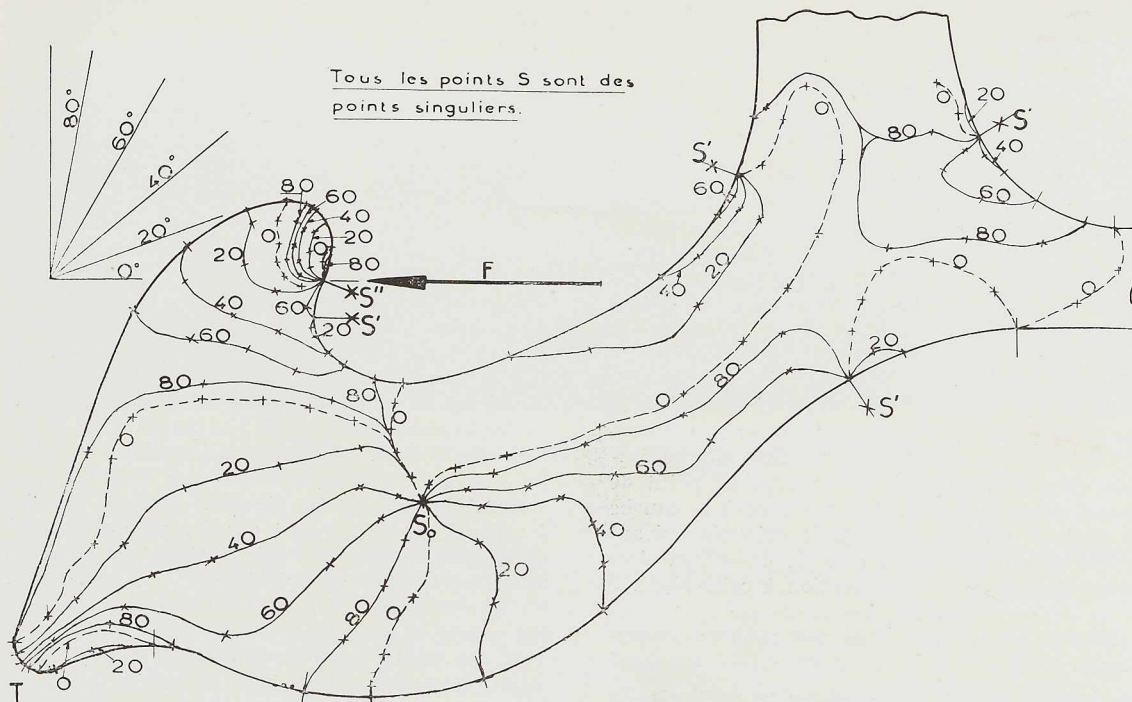


Fig. 129. Palplanches en ligne droite, sollicitées par traction.  
Ensemble des courbes isoclines 0°, 20°, 40°, 60°, 80°.

POINTS SINGULIERS

- $S_0$  : centre focal
- $S'$  :  $\frac{1}{2}$  centres étoilés à 3 branches
- $S''$  :  $\frac{1}{2}$  centre de rayonnement
- $S'''$  :  $\frac{1}{2}$  centres focaux

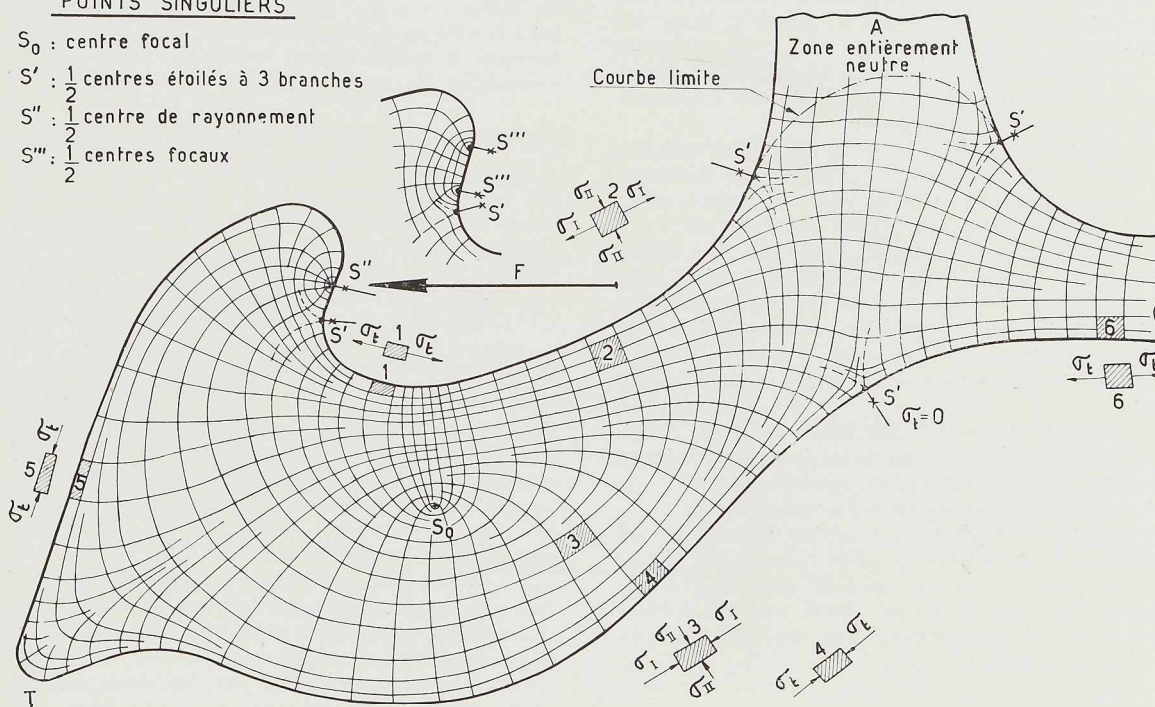


Fig. 130. Palplanches en ligne droite, sollicitées par traction.  
Allure générale du réseau des trajectoires des tensions principales.



cipale orientée suivant les directions fondamentales de la palplanche.

On constate qu'il y a au total six points singuliers, le point  $S_0$  en plein cœur, le point de charge  $S''$  et les quatre points  $S'$  au contour. Lorsque le contact au lieu d'être ponctuel est réparti sur une certaine largeur, le point  $S''$  donne lieu à une zone de contact qui se termine par deux points singuliers  $S'''$  (voir fig. 130).

A la figure 129, on a dessiné le long des diverses courbes isoclines quelques-unes des croix principales, de manière à bien faire comprendre la signification des courbes et à montrer la préparation du tracé de la figure 130. Une courbe isocline déterminée aboutit au contour au point de celui-ci où la tangente et la normale à la courbe du contour forment une croix orientée suivant l'angle qui constitue la cote de l'isocline. Aux points singuliers il y a exception à cette règle.

#### c) RÉSEAU DES TRAJECTOIRES DES TENSIONS PRINCIPALES

La figure 130 présente ce réseau tel qu'il résulte de la connaissance des courbes isoclines de la figure 129, orienté par de nombreuses petites croix principales tracées le long de ces courbes. Ce n'est, bien entendu, qu'après de nombreuses retouches successives que l'on parvient à un tel tracé.

Le tracé est fait pour le cas d'un contact ponctuel en  $S''$ . On relève aisément, d'après les caractères optiques connus que :

Le point singulier  $S_0$  en pleine pièce est du type *centre focal*, les diverses trajectoires viennent tourner autour de ce point en le dépassant, elles sont en quelque sorte attirées par lui;

Les quatre points singuliers  $S'$  sur le contour sont du type de *demi-points centres étoilés à trois branches*, les trajectoires qui s'en approchent se moulent dans les angles des courbes limites tracées en pointillés et ne dépassent pas le point centre, elles sont en quelque sorte repoussées par lui;

Le point de contact ponctuel  $S''$  est un *demi-centre de rayonnement*, toutes les courbes d'une des familles en divergent, tandis que celles de l'autre famille entourent le centre <sup>(1)</sup>.

Dans le cas où le contact au lieu d'être ponctuel est réparti, le centre de rayonnement  $S''$  s'étale comme le montre le croquis auxiliaire de la figure 130; aux extrémités de la zone de contact apparaissent alors deux points singuliers  $S'''$  du

(1) Tout cela s'étudie d'après la classification fondamentale des points singuliers purs décrits dans les ouvrages cités (1) et (2). Il apparaît bien que cette classification est précieuse et simple.

type de *demi-centres focaux*. Cependant l'allure générale des trajectoires reste une allure rayonnante.

On constate la grande complexité du réseau des trajectoires des tensions principales dans toute l'étendue de l'agrafage des palplanches. Un tel réseau donne une remarquable impression de continuité troublée seulement en certains points singuliers.

On voit que la charge  $F$  appliquée épanouit son action dans la pièce par les tubes ou bandes qui divergent de la zone du contact puis s'incurvent en intéressant petit à petit l'entièreté de la pièce. L'existence d'un centre du type  $S_0$  en pleine pièce est l'indice d'une sollicitation par flexion.

Il est intéressant de signaler qu'alors que les centres  $S_0$  et  $S'''$  ne sont pas des points neutres, mais simplement des points auxquels la différence des tensions principales  $|\sigma_I - \sigma_{II}|$  est nulle, les quatre points  $S'$  sont des points neutres. En ces points la matière n'est pas sollicitée  $\sigma_I = \sigma_{II} = 0$ . Ces points sont des points du contour auxquels la tension principale tangente au contour  $\sigma_t$  passe par zéro; ce sont les points du contour auxquels cette tension change de signe, passant de traction à compression.

A la figure 130, on a mis en évidence par des hachures six petits blocs principaux 1 à 6 et on les a rejetés en dehors du contour pour bien montrer par de petites flèches le sens des sollicitations auxquelles ils sont soumis.

#### d) TARAGE DE LA MATIÈRE TRANSPARENTE UTILISÉE

En vue de la suite et pour permettre de tirer des conclusions numériques ou quantitatives des essais de photo-élasticité, il faut rechercher la valeur de l'*échelon de tarage*  $l$  de la matière dans laquelle on a découpé les modèles.

Le tarage peut se faire de diverses manières.

Une des plus simples consiste à découper dans les plaques deux barettes droites d'inégale longueur  $l$  et  $l'$  et de les présenter l'une sur l'autre suivant le dispositif de la figure 131. Dans ce cas l'on voit que la partie centrale de la plus longue des pièces est sollicitée par flexion plane simple et pure (moment fléchissant  $M$  constant, effort tranchant nul), les parties latérales de cette pièce et la pièce supérieure sont sollicitées par flexion ordinaire avec effort tranchant.

La pièce ayant été bien recuite et étant ainsi exempte de tensions préexistantes, on pousse la sollicitation assez haut pour que dans la région du milieu de la pièce apparaissent un grand nombre de bandes d'extinction. La bande noire à mi-hauteur est la fibre neutre de la pièce, les autres sont des bandes d'extinction, qui se déplacent en hauteur lorsqu'on modifie la valeur de



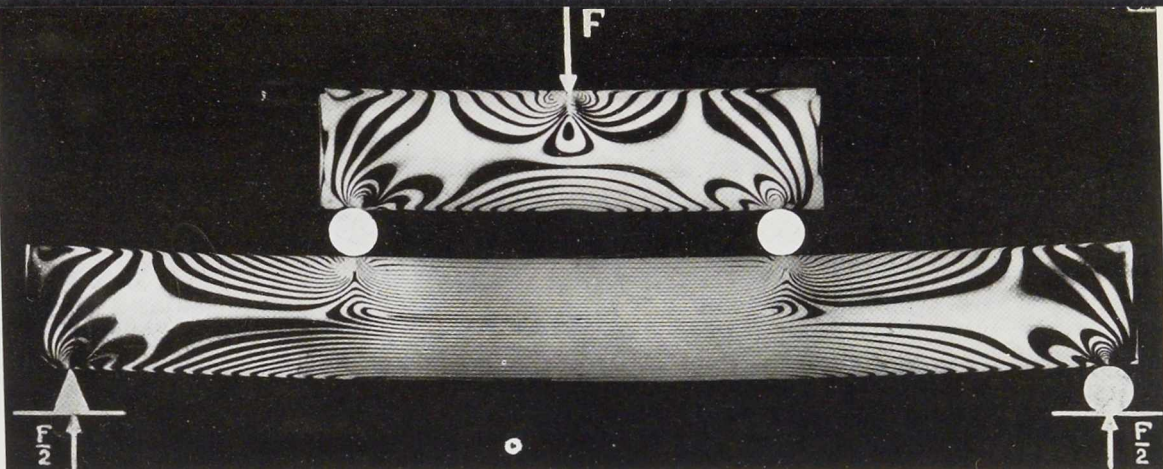


Fig. 131. Pièce de tarage de la matière transparente utilisée dans les essais photo-élastiques.

la charge  $F$ . De part et d'autre de la fibre neutre les bandes sont uniformément espacées, ce qui confirme la loi linéaire des tensions normales dans la hauteur de la section.

Dans le cas de la figure 131

$$l = 186 \text{ mm}, \quad v = 76 \text{ mm}, \quad F = 74,12 \text{ kg}.$$

Dans la partie centrale le moment fléchissant

$$M = \frac{F(l-v)}{4} = 2\,038 \text{ kgmm}.$$

La section transversale présente

$$h = 22,8 \text{ mm}, \quad b = 7,6 \text{ mm}, \\ \frac{I}{v} = \frac{bh^3}{6} = 658 \text{ mm}^3.$$

La tension maximum au bas et au haut de la pièce a donc pour valeur

$$\sigma_{\max} = \pm \frac{M \cdot v}{I} = \pm 3,098 \text{ kg par mm}^2.$$

Or la figure montre que de part et d'autre de la ligne neutre, tout en haut et tout au bas, la quinzième bande d'extinction est légèrement dépassée.

L'échelon de tarage est donc légèrement plus faible que

$$\Delta |\sigma_1 - \sigma_{11}| = \frac{3,098}{15} = 0,206 \text{ kg par mm}^2$$

nous adopterons dans ce qui suit pour l'échelon de tarage la valeur

$$t = 0,2 \text{ kg par mm}^2.$$

Cela veut dire que pour la matière employée et l'épaisseur employée, pour la lumière utilisée, qui est celle d'une lampe au sodium, une différence de 1 entre les cotes de deux bandes d'extinction voisines correspond à  $t$  soit  $0,2 \text{ kg par mm}^2$ .

Donc tout le long d'une bande d'extinction cotée  $n$ , la différence des tensions principales

$$|\sigma_1 - \sigma_{11}| = 0,2 \cdot n \text{ kg par mm}^2$$

et au point coté  $n$  le long du contour la tension principale tangente au bord

$$|\sigma_t| = 0,2 \cdot n \text{ kg par mm}^2.$$

#### e) BANDES D'EXTINCTION

Les figures 132, 138 et 140 à 143 reproduisent les aspects très caractéristiques des bandes d'extinction obtenues en lumière polarisée circulaire au moyen de la lumière monochromatique émise par une lampe Philips au sodium. Les palplanches sont présentées en ligne droite horizontale et sont sollicitées par traction, les modèles sont découpés dans des plaques de  $7,6 \text{ mm}$  d'épaisseur.

La figure 132 est en vraie grandeur, sans aucune retouche; la figure 138 montre la partie essentielle de la griffe, agrandie  $5,3$  fois, sans aucune retouche; les figures 140 à 143 montrent la région même du contact des griffes, agrandie  $7,5$  fois.

Les figures 132, 138 et 142 correspondent au même cas, la force de traction  $F$  étant  $85 \text{ kg}$ .

On remarque à la figure 132 que les branches A non sollicitées sont vraiment éteintes, au point qu'il a fallu en tracer le contour à la gouache pour en rappeler l'existence. Le recuit des pièces était donc parfait, ne laissant subsister aucune tension résiduelle.

Ce qui est essentiel, c'est de pouvoir attribuer à chacune des bandes d'extinction la cote qui lui revient. Lorsque, comme c'est le cas ici, il y a dans la figure des points singuliers neutres, très nets ( $S_0$  et  $S'$ ) la chose est facile, on dotera ces points de la cote 0 et on partira d'eux pour fixer la cote de toutes les courbes.

D'autre part dans ces figures apparaissent d'autres endroits très caractéristiques. Ce sont des zones noires ou blanches relativement étendues qui sont au cœur d'un groupe de quatre secteurs de courbes, en quelque sorte opposés par le sommet. Ces régions constituent l'analogie de cols dans un pays de montagnes dont les

**Palplanches en ligne droite**

Bandes d'extinction  
(courbes de  $|\sigma_I - \sigma_{II}| = \text{constante}$ ).

Epaisseur de la plaque :  
7,6 mm.

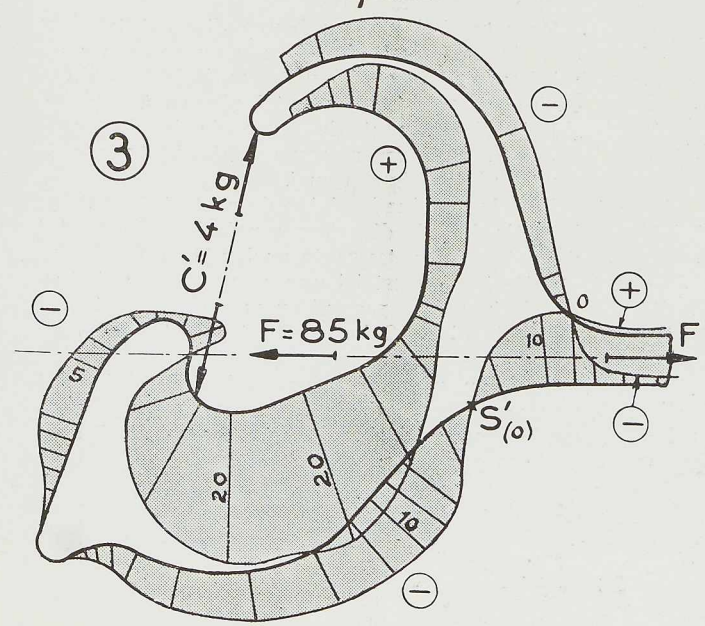
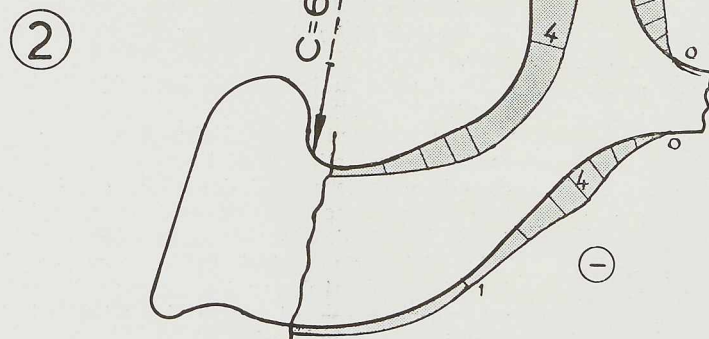
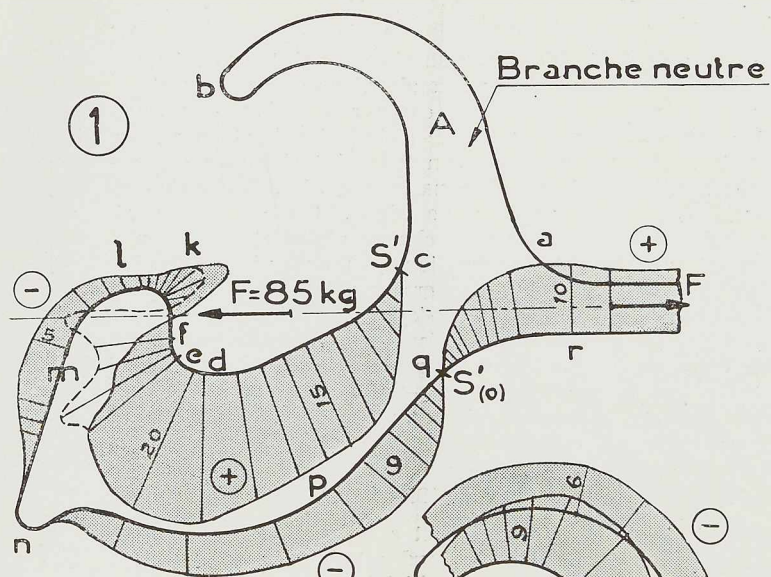
Echelon de tarage :  
 $t = 0,2 \text{ kg par mm}^2$ .

**Fig. 132.** Sollicitation par un effort de traction  $F = 85 \text{ kg}$  (voir aussi figures 138, 139 et 142).

**Fig. 133.** Sollicitation par un effort de coincement  $C = 6 \text{ kg}$ .

**Fig. 134.** Sollicitation simultanée par un effort de traction  $F = 85 \text{ kg}$  et un effort de coincement  $C' = 4 \text{ kg}$ .





**Palplanches en ligne droite**  
 Diagrammes de la tension  $\sigma$ , tangente  
 au contour.

Fig. 135. Correspond à la figure 132  
 (voir aussi figures 138 et 139).

Fig. 136. Correspond à la figure 133.

Fig. 137. Correspond à la figure 134.

bandes d'extinction figureraient les courbes de niveau. Deux des secteurs opposés voient la cote des bandes diminuer lorsqu'on s'écarte du centre de la région, tandis que dans les deux autres secteurs la cote grandit à partir du centre.

Suivant l'importance de la sollicitation, telle région de col apparaît blanche ou noire.

Lorsque la sollicitation extérieure grandit, les régions de cols sont celles d'où se décolent successivement les bandes d'extinction des quatre secteurs. Ces régions se défont donc très aisément.

Lorsque la région d'un col est éteinte on peut lui attribuer une cote précise; au contraire lorsqu'elle est blanche, elle est entourée de quatre bandes de même cote et on sait simplement que la valeur de  $|\sigma_I - \sigma_{II}|$  qui y correspond diffère en plus ou en moins de cette cote de moins de la valeur de l'échelon de tarage  $l$ .

La figure 138 montre très nettement quatre régions de cols marquées C, deux d'entre elles ne sont pas éteintes, on les retrouve à la figure 142, les deux autres sont éteintes et cotées 4 et 5.

La figure 132 montre également aux abords du point S' deux régions de cols non éteintes.

\*  
\*\*

A l'aide de quelques remarques de cette nature on parvient aisément grâce au principe de continuité, à attribuer à chaque bande d'extinction la cote  $n$  qui lui revient. C'est ce qui a été fait à la belle figure 138 et en partie à la figure 132.

La valeur de l'échelon de tarage  $l$  étant connue, les courbes cotées  $n$  correspondent à la valeur  $|\sigma_I - \sigma_{II}| = n \cdot l$ .

Les figures des courbes isoclines (129), du réseau des trajectoires principales (130) et des bandes d'extinction (132-138) marchent évidemment de pair et se contrôlent en quelque sorte.

f) DIAGRAMME DE LA TENSION PRINCIPALE  $\sigma_t$  TANGENTE AU CONTOUR (tension de bord ou de contour)

Dans les parties du contour en dehors de la zone du contact des deux palplanches voisines, il n'y a pas de force extérieure appliquée, donc la tension normale au contour  $\sigma_n$  est nulle, l'autre  $\sigma_t$  est tangente au contour, elle agit sur une facette normale au contour. Dans ces conditions la cote  $n$  des lignes d'extinction là où elles accèdent au contour donne directement la valeur de la tension principale tangente au bord :

$$|\sigma_t| = n \cdot l.$$

On peut donc très aisément constituer le diagramme donnant la loi de variation de la tension de bord.

Pour cela en chaque point du contour libre où accède une bande d'extinction on porte sur une normale au contour une longueur proportionnelle à la cote  $n$  de la bande et on raccorde tous les points. En un point singulier du type S' le diagramme passe par zéro, la tension de bord changeant de signe. On se rendra aisément compte pour chaque région si la tension de bord est une traction (+) ou une compression (-).

On continuera ce même tracé dans la zone du contact, où s'appliquent les forces extérieures, mais là ce diagramme ne sera plus celui de la tension  $\sigma_t$  tangente au contour, mais celui de la différence  $|\sigma_I - \sigma_{II}|$ . Les figures 135 et 138 montrent le diagramme obtenu.

g) DESCRIPTION DU DIAGRAMME AU CONTOUR (Fig. 132, 135 et 138)

De  $a$  en  $b$  et  $c$  le long du bras de sécurité la tension de bord est évidemment nulle, le bras n'étant pas sollicité.

A l'intrados de la griffe de  $c$  jusqu'en  $d$  la tension principale  $\sigma_t$  tangente au bord est une traction qui croît régulièrement pour atteindre la cote maximum de 20. Cette cote correspond à une tension de  $20 \cdot l$  soit 4 kg par mm<sup>2</sup>, pour une charge  $F$  de 85 kg et une pièce de 7,6 mm d'épaisseur.

De  $d$  en  $e$  la tension de bord décroît légèrement.

En  $e$  commence une légère boursoufflure des courbes d'extinction, c'est l'indice que l'on entre dans la zone de contact des griffes qui introduit une pression normale au contour  $\sigma_n$  qui augmente la cote des courbes et les déplacent donc.

La région du contact se développe depuis  $e$  jusqu'en  $k$ , aussi dans cette région le diagramme est celui de  $|\sigma_I - \sigma_{II}|$  et non plus celui de la tension tangente au bord.

De  $e$  en  $f$  il y a un boursoufflement très net dans le diagramme, de  $f$  en  $g$  on passe par un minimum, de  $g$  en  $h$  une nouvelle boursoufflure, de  $h$  en  $i$  atténuation allant à zéro en  $i$ .

Puis changement de signe de la différence  $\sigma_I - \sigma_{II}$ , avec un nouveau renflement dans la zone  $ijk$  et maximum en  $j$ .

En  $k$  se termine la région du contact des griffes; à partir de  $k$  le diagramme redevient donc celui de la tension  $\sigma_t$  tangente au bord.

Cette tension est ici une compression qui fluctue de  $k$  en  $lmn$  passant en  $m$  par un maximum coté 5,1 soit 1,02 kg/mm<sup>2</sup>, et allant à zéro au talon  $n$ .

Ce talon n'est d'ailleurs guère sollicité, c'est une excroissance de la forme ayant un rôle de garde pour empêcher le dégrafage et limiter la position angulaire.

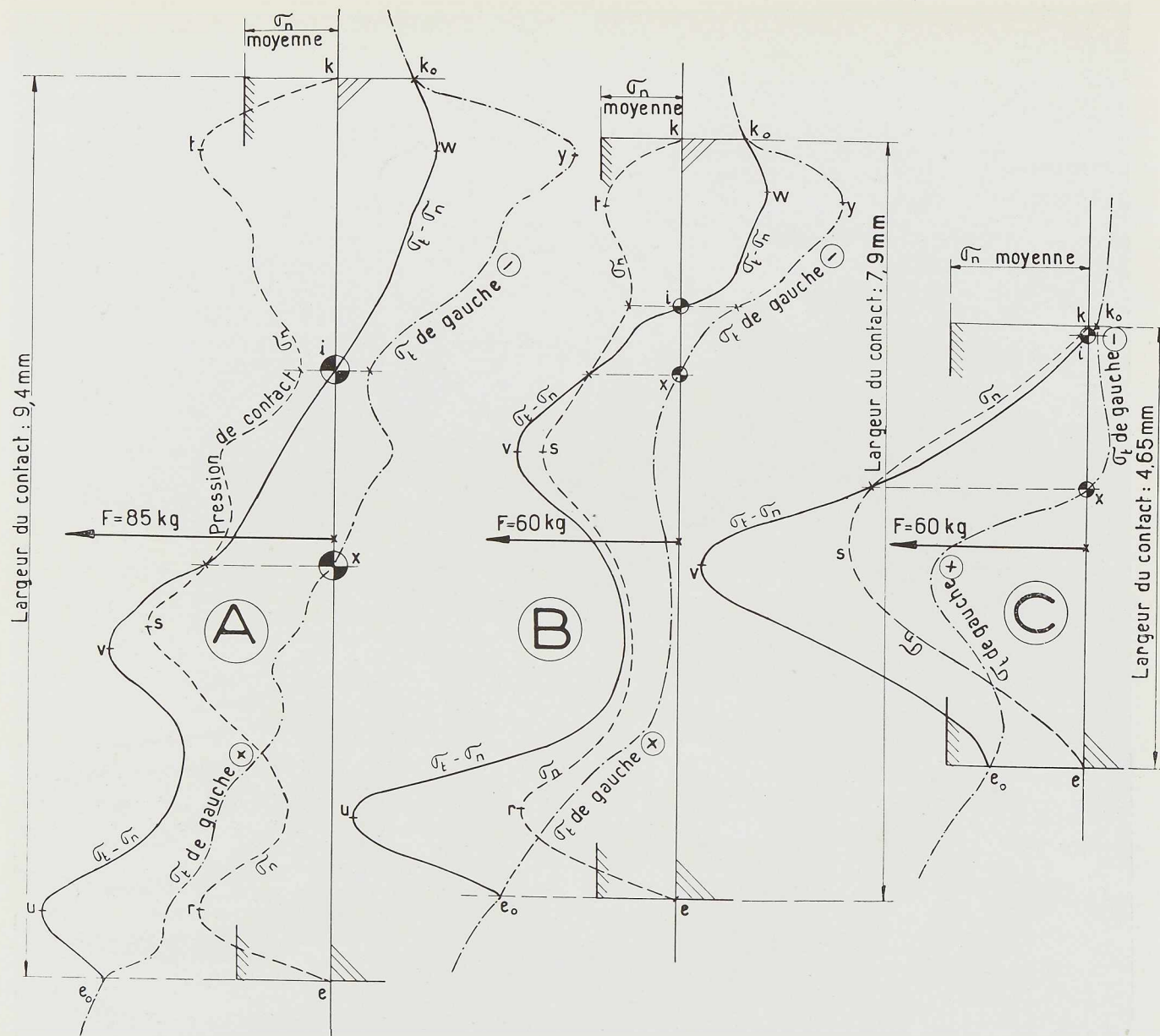






(Photo Baes-Dony.)

**Fig. 138.** Palplanches en ligne droite sollicitées par traction.  
 Bandes d'extinction de la région de tête du crochet, agrandie 5,3 fois.  
 Charge  $F = 85$  kg; épaisseur de la pièce 7,6 mm; échelon de tarage  $t = 0,2$  kg par  $\text{mm}^2$ .  
 (Voir figures 132 et 135 et en outre 139 et 142.)



**Fig. 139.** Palplanches en ligne droite, sollicitées par traction. (Correspond aux figures 140, 141 et 142.)

Etude de la région du contact des crochets. Diagrammes le long du contour développé de la pièce de droite (côté gauche des figures), de :

La différence des tensions principales  $\sigma_I - \sigma_{II}$  (valeurs relevées);

La tension principale tangente au contour  $\sigma_t = \sigma_I$  (proposition);

La tension principale normale au contour ou pression de contact  $\sigma_n = \sigma_{II}$  (proposition).

A correspond à la figure 142

B » » » 141

C » » » 140

**Fig. 140 à 143.** (Correspondent à la figure 139.) Palplanches en ligne droite, sollicitées par traction.

Bandes d'extinction de la région du contact des crochets, agrandie 7,5 fois.

Épaisseur de la pièce 7,6 mm. Echelon de tarage  $t = 0,2$  kg par  $\text{mm}^2$ .

La région de contact est la partie comprise entre les petits traits blancs qui traversent la ligne de contact;

Les petits traits blancs T indiquent les endroits où la différence  $\sigma_I - \sigma_{II}$  passe par zéro.

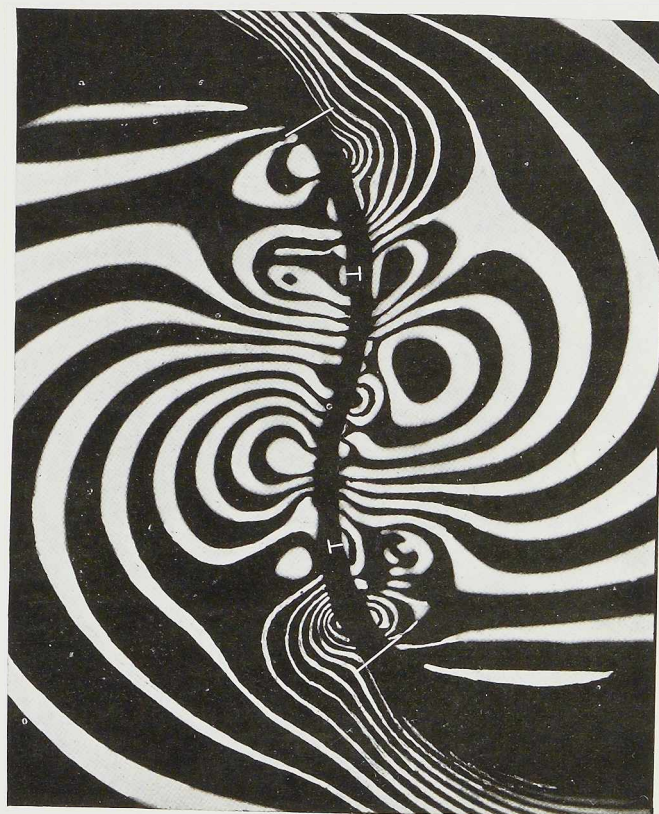
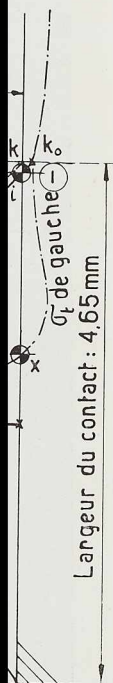
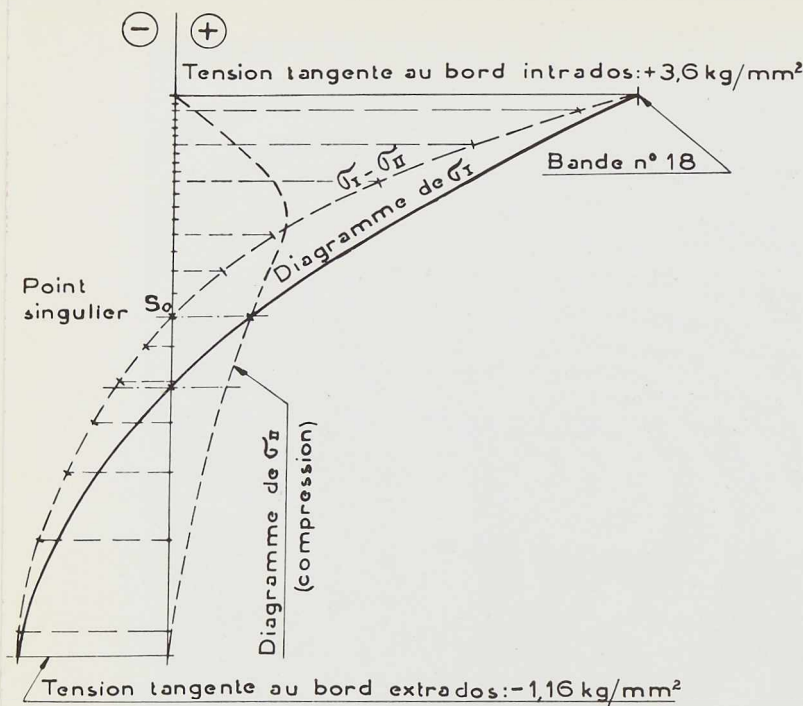


Fig. 140. Charge  $F = 65$  kg. Largeur développée du contact 4,65 mm.

Fig. 142. Charge  $F = 85$  kg (voir aussi fig. 132 et 138). Largeur développée du contact 9,40 mm.

Fig. 141. Charge  $F = 60$  kg. Largeur développée du contact 7,90 mm.

Fig. 143. Charge  $F = \frac{3}{4} 85 = 64$  kg. Largeur développée du contact 9,40 mm.



**Fig. 144.** Palplanches en ligne droite, sollicitées par une traction de 85 kg. Diagrammes de  $(\sigma_t - \sigma_n)$ , de  $\sigma_t$  et de  $\sigma_n$  le long de la section transversale passant par le point singulier  $S_0$ . (Correspond aux figures 132 et 138.)

De  $n$  en  $p$  la tension de compression remonte de 0 à un maximum coté  $M_0$  à la figure 132, correspondant à  $\sigma_t = -1,80 \text{ kg/mm}^2$ .

De là cette tension s'atténue jusqu'à s'annuler en  $q$  au point singulier  $S'$  et devenir au delà une traction, passant par un maximum en  $r$ , marqué  $M_{10}$  et correspondant à une tension  $+2 \text{ kg/mm}^2$ , à l'entrée de la partie droite de la palplanche, partie légèrement fléchie et dans laquelle la tension reste faible.

#### h) ÉTUDE SPÉCIALE DE LA RÉGION DU CONTACT DES PALPLANCHES VOISINES

On a cru utile d'essayer d'analyser spécialement ce qui se passe dans la région du contact.

Il est certain que quoique l'on ait tracé le profil de la griffe de manière qu'il puisse théoriquement y avoir un contact franc assez étendu, il est impossible, compte tenu des tolérances de laminage, de l'usure éventuelle, de la coiffon, etc., que dans la réalité le contact soit aussi réparti que prévu.

Les figures 140 à 143 montrent que même avec les modèles en matière transparente les contacts ne sont assurément pas idéalement répartis, au moins dans les limites de l'élasticité.

Étant donné le grand nombre de bandes d'extinction que l'on obtient avec les matières trans-

parentes employables aujourd'hui en photo-élasticité, il est possible de se rendre compte de la répartition de l'effort extérieur  $F$  dans la zone même du contact.

Dans les figures 140 à 143 on a comparé quatre cas de contact, tels qu'ils se sont présentés. La largeur développée du contact est de 4,65 mm dans la figure 140, 7,90 mm dans la figure 141, 9,40 mm dans les figures 142 et 143.

Le cas de la figure 140 donne l'impression première d'un contact quasi ponctuel avec des groupements de bandes d'extinction très apparentés aux œils de paon; les cas des figures 142 et 143 donnant l'impression d'un contact mieux réparti.

Dans chacune de ces figures, présentées à 7,5 fois la vraie grandeur, les deux traits traversant complètement la bande noire sont aux limites supposées du contact, les deux petits traits  $T$  sont placés aux points où la valeur de  $|\sigma_t - \sigma_n|$  passe par zéro. À l'aide des numéros des bandes d'extinction, on peut très bien suivre dans la zone du contact la variation de la valeur de  $|\sigma_t - \sigma_n|$  le long du bord. On a admis qu'il n'y a guère de tension tangentielle et donc que la pression normale au bord  $\sigma_n$  et la tension  $\sigma_t$  tangente au bord sont les tensions principales.

Les trois diagrammes de la figure 139 correspondent respectivement aux figures 140, 141, 142. On y trouve présentés les diagrammes de  $(\sigma_t - \sigma_n)$  relevés aux photographies. On y a ajouté une allure probable de la variation de la pression normale au bord  $\sigma_n$  et l'allure probable correspondante de la variation de la tension  $\sigma_t$  tangente au bord, celle-ci passe par zéro en plein dans la zone de contact, en un point  $x$ .

Ces diagrammes montrent qu'il n'y a guère à redouter que malgré la non uniformité du contact, de très fortes valeurs de  $(\sigma_t - \sigma_n)$  et de  $\sigma_t$  puissent se produire, susceptibles de mettre spécialement en danger la résistance des pièces dans la zone même du contact et de surclasser fortement à ce point de vue ce qui se passe dans la zone  $d$ .

Lorsque la matière entre en plasticité l'uniformité du contact s'améliore.

#### i) DIAGRAMMES MONTRANT LA VARIATION DES DEUX TENSIONS PRINCIPALES SUR TOUTE LA HAUTEUR DE LA SECTION TRANSVERSALE PASSANT PAR LE POINT SINGULIER $S_0$

La photo-élasticité permet non seulement de déterminer la valeur de la différence  $|\sigma_t - \sigma_n|$  en tout point et le diagramme de la tension tangente au contour, mais aussi en tout point la valeur et le signe de chacune des deux tensions principales. Ce n'est pas la place ici d'expliquer les procédés à appliquer.



Il est spécialement intéressant de donner le diagramme des tensions  $\sigma_t$  et  $\sigma_n$  tout le long de la section transversale passant par le point  $S_0$ , ou plus exactement tout le long de la trajectoire de  $\sigma_n$  qui passe par ce point et que la figure 130 montre comme quasi confondue avec une section plane transversale. On peut trouver aisément ces diagrammes par les procédés classiques mais aussi, pour cette section, par de simples considérations d'équilibre.

La figure 144 montre les résultats obtenus pour les modèles des palplanches placées en ligne droite et sollicitées par une traction  $F$  de 85 kg, l'épaisseur des modèles étant de 7,6 mm. L'allure des courbes est très belle et fait remarquablement apparaître que l'on commettrait de fortes erreurs en appliquant à une telle pièce les formules ordinaires convenant pour le calcul des pièces droites.

#### j) COMMENTAIRES GÉNÉRAUX

Toute cette étude est faite dans les limites de l'élasticité. On pourrait poursuivre aussi l'étude des tensions dans toute l'aire de la griffe, mais les mesures indiquées sont suffisantes. On constaterait que c'est le long des contours que se produisent les plus grandes valeurs de  $(\sigma_t - \sigma_n)$  et des tensions principales. C'est donc le contour qu'il faut surveiller. On voit combien cette étude photo-élastique définit complètement la tenue de toute la griffe.

On constate que dans la partie intrados de la griffe la tension tangente au bord reste sensiblement constante dans une assez grande largeur. La forme et les dimensions données à la griffe donnent donc une pièce quasi d'égale résistance dans cette zone; d'ailleurs les bandes d'extinction de cote maximum sont à cet endroit très proches d'être parallèles au contour, ainsi que les trajectoires longitudinales des tensions principales (fig. 132, 138 et 130).

Les figures 135 et 139 et 140 à 143 donnent les diagrammes de la variation de  $|\sigma_t - \sigma_n|$  le long du contour de la griffe. Ces diagrammes présentent en  $d$  une zone de maximum, nettement en dehors du contact et puis (fig. 138 et 139) une zone de maximum située aux points  $u$  et  $v$  (fig. 139), soit peu après l'entrée dans la région du contact, soit vers le milieu de celle-ci.

On voit nettement que les maxima dans la zone du contact se produisent dans la partie où  $(\sigma_t - \sigma_n)$  ou  $(\sigma_t - \sigma_n)$  est positive, la traction  $\sigma_t$  surclassant la compression normale au contour, et qu'ils ne surclassent pas le maximum se produisant en  $d$  en dehors du contact.

Cependant on doit s'attendre à ce que dans certains cas la situation puisse être inversée, mais

assurément peu gravement, avec atténuation marquée dès que la matière entre en plasticité.

Au point de vue numérique on a donc relevé qu'une charge de 100 kg par centimètre de longueur de palplanche, crée en  $d$  une traction maximum de 3,57 kg/mm<sup>2</sup>. C'est dans la zone des maxima de  $|\sigma_t - \sigma_n|$  qu'il faut s'attendre à la rupture. On verra plus loin qu'il en est bien ainsi.

Toutes ces constatations conduisent à conclure que la forme donnée aux griffes est bien adaptée à la sollicitation par traction en ligne droite et que si la limite d'élasticité n'est pas dépassée en dehors du contact, elle ne l'est pas non plus dans la zone du contact, ce qui est très remarquable.

#### Effet d'un effort de coincement sur des palplanches en ligne droite

Il a semblé utile de se préoccuper des conséquences d'un effort de coincement se produisant entre le corps d'une griffe et le nez extrême du bras de sécurité et dû à un gravier ou à un corps quelconque qui se logerait à cet endroit. A cet effet entre les pièces présentées en ligne droite et non sollicitées par traction, on a introduit un coin en D, provoquant un effort de coincement C, qui trouve sa contrepartie de l'autre côté.

La figure 133 montre les bandes d'extinction produites par cet effort. L'effort de coincement C de 6 kg appliqué à la pièce de 7,6 mm d'épaisseur, produit les tensions maxima suivantes :

en  $M_9$  une traction de 1,8 kg par mm<sup>2</sup>;  
 en  $M_6$  une compression de 1,2 kg par mm<sup>2</sup>;  
 et en  $M_4$  une compression de 0,8 kg par mm<sup>2</sup>.

\*  
 \*\*

La figure 136 donne les diagrammes correspondant des tensions tangentes au bord.

\*  
 \*\*

La figure 134 montre les bandes d'extinction des effets d'une traction d'ensemble  $F = 85$  kg et d'un effort de coincement  $C'$  de 4 kg, agissant simultanément.

La figure 137 donne les diagrammes correspondant des tensions tangentes au bord

\*  
 \*\*

On voit, ce à quoi il fallait s'attendre, que les tensions dues à un effort de coincement sont relativement fortes, toutefois elles n'affecteraient sensiblement la région des fortes tensions de traction créées à l'intrados de la griffe par l'effort de traction  $F$ , que si l'effort de coincement atteignait des valeurs de l'ordre de 14 kg pour une pièce de 7,6 mm d'épaisseur, soit de l'ordre de 1/6 de

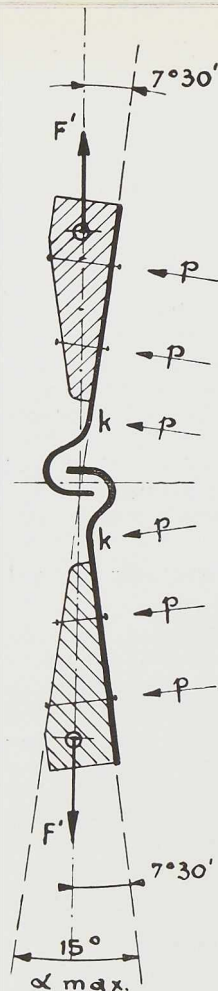


Fig. 145 (ci-contre). Palplanches faisant entre elles l'angle maximum  $\alpha = 15^\circ$ . Dispositif de l'essai photo-élastique de la zone des crochets.

l'effort longitudinal  $F$  ou encore de l'ordre de 2 000 kg par mètre courant de hauteur de palplanche.

Il ne semble pas qu'il puisse jamais être question de tels efforts.

#### Essais des griffes des palplanches lorsque celles-ci constituent un rideau polygonal

Etant donné que les palplanches plates sont essentiellement destinées à la construction de rideaux cintrés, ou plutôt polygonaux, sollicités par des poussées réparties s'exerçant de l'intérieur des cellules, il était utile de se rendre compte de la sollicitation que subissent les griffes dans ces conditions, l'âme même des palplanches n'étant assurément pas en danger si les griffes ne le sont pas.

On sait que les palplanches voisines peuvent prendre une inclinaison relative atteignant au maximum  $\pm 8^\circ$ , et plus fréquemment de  $\pm 5^\circ$ . On a jugé utile de procéder à un essai photo-élastique du cas de l'angle maximum de  $15^\circ$ . Pour



Fig. 146 (ci-dessus). Palplanches faisant entre elles l'angle maximum  $\alpha = 15^\circ$ . Bandes d'extinction. (Correspond à la figure 145.)

cela on a réalisé un montage très simple représenté par la figure 145.

On remarque en effet que sous l'effet des pressions  $p$  effectives venant du côté concave du rideau polygonal, les réactions mutuelles que deux palplanches voisines inclinées de  $15^\circ$ , se transmettent, sont, par raison de symétrie, représentées par les vecteurs  $F'$  alignés à  $7^\circ 30'$  sur l'axe des palplanches et donc normaux à la bissectrice de l'angle.

Donc pour solliciter les griffes comme il convient, il suffit de fixer sur les prolongements des griffes des modèles des petits blocs en bois dans lesquels sont percés des trous pour des œillets, trous dont les centres seront alignés avec le point de contact théorique, de telle sorte que l'alignement des trois points soit normal à la bissectrice de l'angle.

Si l'on présente cet ensemble dans la direction verticale, un poids  $F'$  accroché à l'œillet inférieur trouvera directement sa réaction dans le même alignement, et toute la zone des griffes subira la sollicitation désirée.

Mais il est à remarquer que dès que l'on sort de la zone des griffes pour entrer dans la zone de raccordement aux parties droites, la sollicitation n'est plus celle du cas réel des rideaux polygonaux, elle est plus forte. Aussi cet essai ne serait-il valable que pour la zone des griffes proprement dite. L'essai photo-élastique réalisé avec ce montage est représenté par la figure 146, qui en montre les bandes d'extinction produites par un effort  $F'$  de 42 kg, sur pièces de 7,6 mm d'épaisseur, les palplanches faisant entre elles l'angle maximum de  $15^\circ$ .



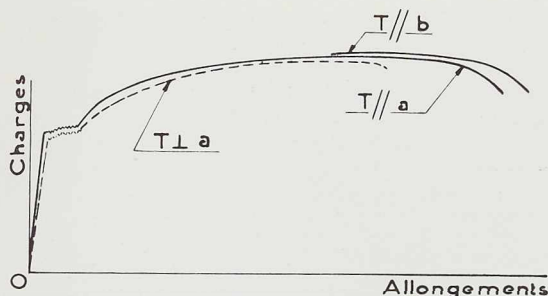


Fig. 147. Diagrammes de l'essai de traction d'éprouvettes en acier découpées dans l'âme des palplanches laminées.

Les deux griffes ne subissent plus les mêmes tensions, celle qui est la plus sollicitée dans la zone intrados est celle qui présente son bras de sécurité du côté extérieur du rideau (pièce de droite dans la figure 146). On voit que l'effort de 42 kg produit une tension maximum de traction à l'intrados représentée par le nombre 12, soit 2,4 kg/mm<sup>2</sup>. Un effort de 85 kg produirait donc 4,85 kg par mm<sup>2</sup>, soit 21 % supérieure au cas des palplanches en ligne droite.

Voilà le maximum d'effet; dans la réalité l'effet de la présentation en polygone sera moindre, par exemple de 10 % au maximum, puisque l'angle  $\alpha$  de 15° ne sera jamais atteint. De plus rien d'anormal ne se produit dans la zone du contact proprement dit (1).

### 3. Les essais sur pièces en acier laminé

#### Généralités

Après avoir abouti à des formes et des dimensions qui semblaient très satisfaisantes pour les griffes des palplanches, on s'attacha à les réaliser en acier de manière à les étudier en cette matière au point de vue déformation et cela jusqu'à la rupture. Dans une première étape, avant de passer à la confection de cylindres de laminoir, on réalisa les formes en acier forgé et usiné aux machines-outils. A titre d'information on exécuta ces premières pièces en acier doux et en acier demi-dur.

L'acier doux révéla évidemment des déformations excessives et une charge ultime un peu faible, la déformation du nez des griffes était telle que l'essai s'acheva non par la rupture de la griffe, mais par son ouverture, le bras de sécurité devenant inefficace et permettant le dégrafage

(1) Le nombre 22, que montre la figure 146, n'est en fait pas en question; cette tension assez forte est le fait du dispositif du montage, elle se produit en dehors de la griffe proprement dite, seule en jeu ici.

par glissement des nez l'un sur l'autre, sans rupture.

A la suite de ce premier groupe d'essais sur acier, la nuance d'acier à employer fut définitivement choisie, un *acier demi-dur*, les formes définitives furent arrêtées et les cylindres de laminoir furent commandés. Dès lors, peu après, on disposa de palplanches en acier laminées, dont on put débiter des tronçons de 50 mm de longueur et des éprouvettes dans l'âme.

#### Nuance de l'acier mis en œuvre par laminage

L'acier est un acier Thomas demi-dur.

Des éprouvettes pour essais de traction ont été découpées dans l'âme des palplanches, les unes dans le sens du laminage, les autres dans le sens transversal.

La figure 147 donne les diagrammes relevés directement à la machine d'essai.

Les résultats numériques sont les suivants :

	Dans le sens du laminage		Dans le sens transversal au laminage
	a	b	
Limite apparente d'élasticité $R_e$ en kg par mm <sup>2</sup>	34	33,20	33,40
Tension conventionnelle de rupture $R_r$ en kg par mm <sup>2</sup>	52	52,45	51,20
Allongement après rupture en %	28,47	30,20	16,80
Striction en %	49	47,90	20,15

Section  $30 \times 8,5$ ; allongements mesurés sur 130 mm.

Dans ce genre de palplanches, c'est principalement dans le sens transversal au sens du laminage que les palplanches sont à considérer.

On voit que dans ce sens les résistances sont élevées et que la ductilité et la striction sont elles aussi très satisfaisantes.

On adoptera

$$R_e = 33 \text{ kg par mm}^2, \quad R_r = 51 \text{ kg par mm}^2.$$

#### Montage de l'essai par traction transversale de tronçons de palplanches en acier laminé de 50 millimètres de longueur, placées en ligne droite

Le montage présente un des tronçons complet

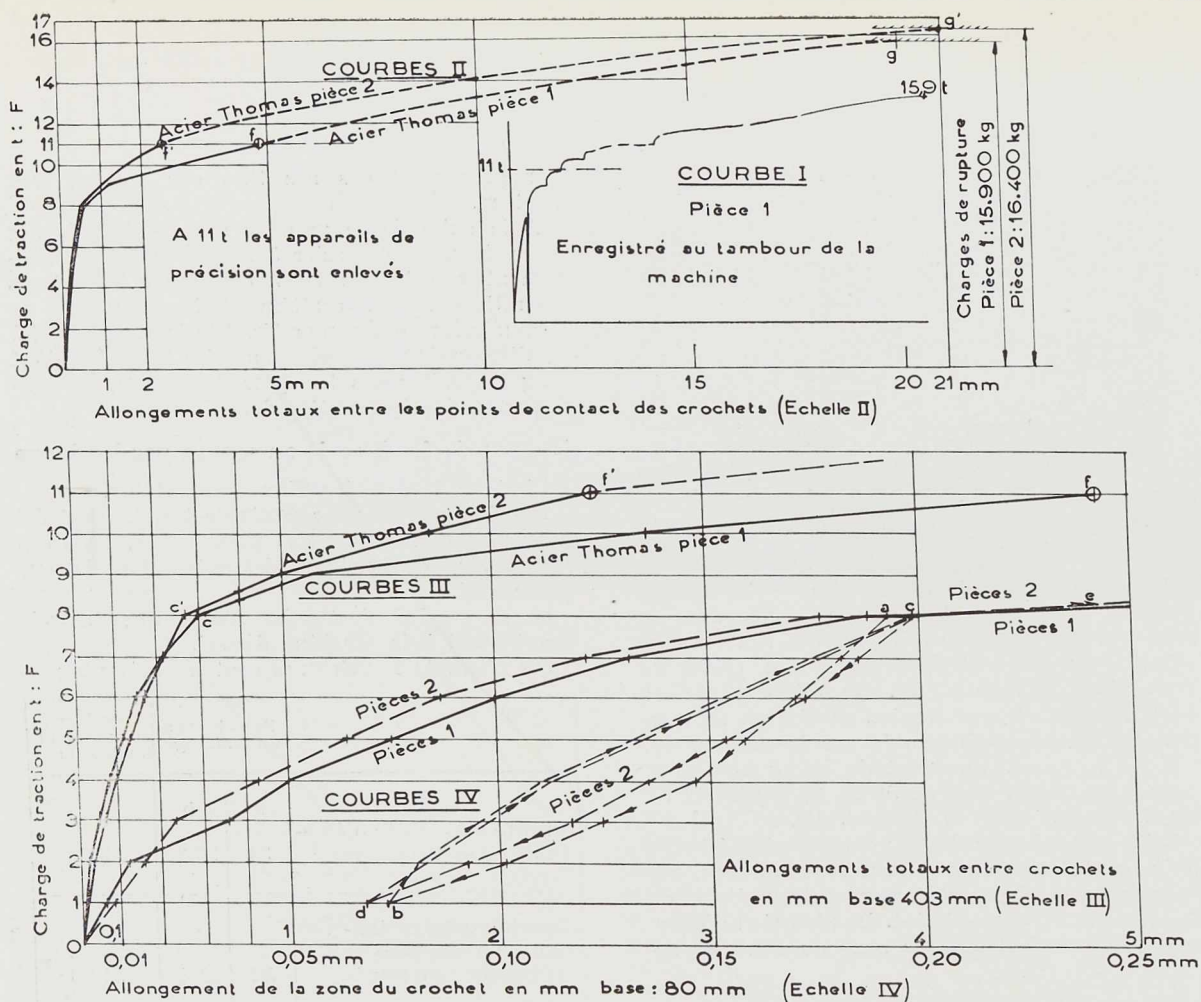


Fig. 148. Diagrammes de l'essai de traction transversale de palplanches en acier laminé présentées en ligne droite. (Correspond au montage présenté par la fig. 149).

agrafé entre deux demi-tronçons engagés dans les mordaches de la machine d'essai. La figure 149 montre le montage.

Il est évident que les régions des griffes sont plus déformables que celles de l'âme de la palplanche. On sait d'ailleurs que des crochets subissent dès les moindres charges des déformations assez sensibles, susceptibles d'être mesurées aux comparateurs au 1/100 de millimètre.

Aussi étant donné l'importance de la question de la déformation des griffes pour la tenue des palplanches des constructions cellulaires, on s'est spécialement attaché à relever les déformations de ces parties de la palplanche.

La figure 149 montre le montage de deux comparateurs au 1/100, permettant de constater les allongements subis par une base de mesure de 80 mm de longueur intégrant l'allongement de l'ensemble de la région d'une griffe, entre la naissance de la partie droite en A', A'' et le centre du nez en B''.

Une petite tige est fixée en A; une petite plaque en acier est articulée au nez en B, elle présente une coulisse droite dans laquelle la tige fixée en A peut coulisser. La plaque porte en outre le comparateur dans une position fixe et la tige coulissante bute contre la pièce fixée en A. De cette manière le comparateur indique au 1/100 de millimètre, ce qui est suffisant, la variation de la distance AB. Pour compenser un défaut possible de centrage de l'effort, on fait les lectures sur deux comparateurs jumelés.

#### Diagrammes des essais

La figure 148 donne les diagrammes relevés au cours de ces essais, qui ont été conduits jusqu'à la rupture.

La courbe I reproduit le diagramme enregistré au tambour de la machine d'essai. Dès 10 tonnes il y a une sorte de fluage toujours nettement constaté d'ailleurs dans les essais de crochets et





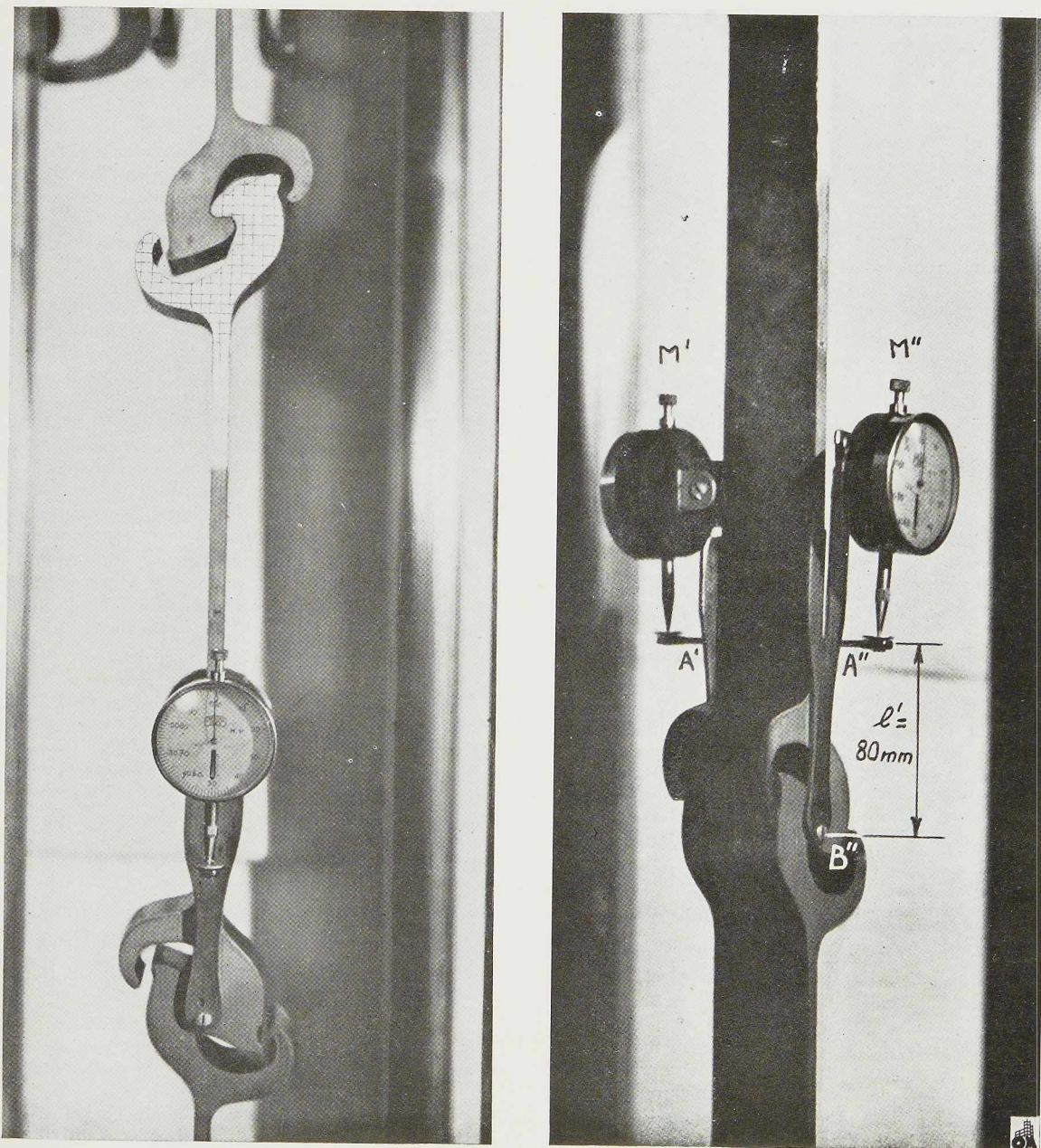
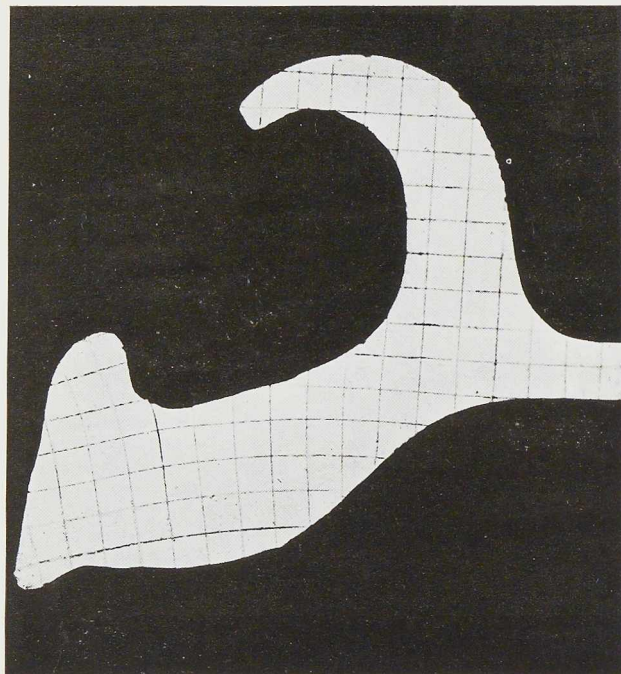


Fig. 149. Dispositif du montage des essais de traction effectués sur des tranches de 50 mm de largeur découpées dans des palplanches en acier laminé. Les comparateurs permettent la mesure des déformations d'ensemble de la zone des crochets.



**Fig. 150.** Déformation des crochets de palplanches en acier laminé présentées en ligne droite et sollicitées par traction, à l'instant précédant la rupture à 16 400 kg (voir fig. 151).

de maillons, c'est-à-dire que la déformation sous une charge déterminée ne se donne pas immédiatement.

On remarque aussi qu'il n'y a aucun phénomène analogue au palier de passage à la limite apparente d'élasticité de l'essai de traction d'une éprouvette droite. Cela est logique, puisque la forme des griffes est telle que sous une charge déterminée la tension maximum n'est atteinte que dans une zone très limitée (voir fig. 138 et 144) le long de l'intrados; aussi le passage de cette zone à la limite d'élasticité ne se marque-t-il pas au diagramme.

Quant à l'âme de la pièce, des mesures directes faites dans cette zone et la chute de l'oxyde de laminage indiquent qu'elle ne passe la limite d'élasticité que vers 13 tonnes, assez près de la fin de l'essai.

L'aptitude à la déformation et la résistance de l'âme ne sont donc pas du tout épuisées par l'essai, d'ailleurs la rupture se produit dans la griffe.

La courbe II donne à échelles précises le diagramme complet de l'essai.

Les figures III et IV donnent à des échelles plus

grandes les déformations de la région d'une griffe (allongement de la base A''B'').

La courbe IV montre un essai de décharge puis de remontée de la charge. La descente de la charge n'a pas été poussée plus bas que 1 tonne, pour ne pas modifier le portage. Ce diagramme donne cependant nettement l'impression qu'au delà du point *d*, vers la gauche, le diagramme se dirige vers l'origine 0; il y aurait donc encore *élasticité pratique* à 8 tonnes, même si l'on avait dépassé très localement la limite d'élasticité. Cela est tout à fait naturel.

L'allure générale du diagramme est nette :

En deçà de 8 tonnes les déformations sont extrêmement faibles, quasi totalement élastiques;

A 8 tonnes : l'allongement de la griffe entre les point A'' et B'' atteint 0,20 mm sur 80 mm, soit 0,25 % et l'allongement total de toute la palplanche : 0,60 mm sur 403 mm, soit 0,15 % seulement.

A partir de 8 tonnes le diagramme change complètement d'allure, on entre dans un processus de déformation très différent avec bientôt un commencement de fluage sous charge constante, fluage limité très vite dans le temps (de quelques minutes à deux heures); à 11 tonnes : l'allongement total est de

$$5 \text{ mm sur } 403 \text{ mm, soit } 1,25 \% .$$

A partir de 13 tonnes l'âme plate franchit successivement la limite d'élasticité, cela commence au raccordement aux griffes. La rupture s'est produite dans les griffes, pour l'une des pièces décrites à 15 900 kg, pour l'autre à 16 400 kg; soit à une charge de l'ordre de

$$F_r = \frac{16\ 000}{5} = 3\ 200 \text{ kg par cm de longueur du tronçon de palplanche}$$

Après rupture on constate une flèche résiduelle de la partie plate de l'âme, de l'ordre de 1/2 mm.

Après la rupture, l'allongement de la base A''B'' des griffes a atteint

$$6 \text{ mm sur } 80 \text{ mm, soit } 7,5 \% ;$$

tandis que l'allongement de la partie plate de l'âme était de

$$10 \text{ mm sur } 254 \text{ mm, soit } 3,9 \% ;$$

et l'allongement total de toute la pièce, entre les griffes des extrémités, était de

$$20 \text{ à } 21 \text{ mm sur } 403 \text{ mm, soit } 5,21 \% ;$$

Les figures 150 et 151 montrent que l'on peut très bien suivre les déformations de toute la zone d'une griffe au moyen du tracé d'un quadrillage.

Jusque vers 10 tonnes aucune déformation du quadrillage n'est sensible à vue directe, mais au



delà la distorsion du quadrillage se perçoit très nettement, montrant d'ailleurs tout l'intérêt qu'il y a au point de vue du moulage respectif des deux nez en contact à ne pas utiliser un acier trop raide pouvant provoquer une rupture intempestive par contact trop localisé.

On ne relève aucun effet de striction, d'ailleurs il n'est pas question ici d'un essai de rupture par traction simple. Aucun danger de dégrafage ne se présente avant rupture malgré l'inversion de l'inclinaison de la surface de contact des nez (fig. 150).

La déformation avant rupture est très marquée, on voit combien grands sont les changements de forme de la zone des griffes avant rupture. Il y a un recul très net vers la droite de tout le doigt de sécurité, ce recul est dû aux rotations qui se produisent vers la droite dans la zone de liaison avec l'âme; ces rotations entraînent cinématiquement le doigt de sécurité (fig. 151).

#### Position des ruptures

La rupture se produit dans la griffe.

La figure 152 montre la position des ruptures. La rupture se produit avec violence, le morceau détaché étant projeté à distance. La rupture commence à l'intrados de la griffe, dans la région *def* de la figure 138.

Le plus fréquemment la rupture traverse toute la griffe, sensiblement suivant une section transversale, alors elle se produit dans la zone *d-e*; parfois elle part un peu plus loin, dans la zone *e-f* et n'intéresse alors que le nez de la griffe.

La rupture se produit bien aux endroits que laissaient prévoir les essais photo-élastiques (fig. 138): c'est-à-dire là où le diagramme des tensions tangentes au bord  $\sigma_t$  ou, dans le contact, le diagramme des  $(\sigma_t - \sigma_n)$  passent par un maximum de traction. Le maximum en *d* et le maximum dans la zone *ef* se surclassent l'un l'autre, suivant le cas.

On ne relève aucun effet de striction.

#### Quelques valeurs numériques importantes

D'après les essais photo-élastiques, la limite d'élasticité  $R_e = 33$  kg par  $\text{mm}^2$  est atteinte *tout à fait localement* en *d* (fig. 138) pour une charge

$$F_e = \frac{33}{3,57} \times 100 = 923 \text{ kg par cm de longueur de palplanche}$$

soit  $F_e' = 4\,615$  kg pour le tronçon de 5 cm soumis aux essais.

Mais l'acier mis en œuvre présente un palier

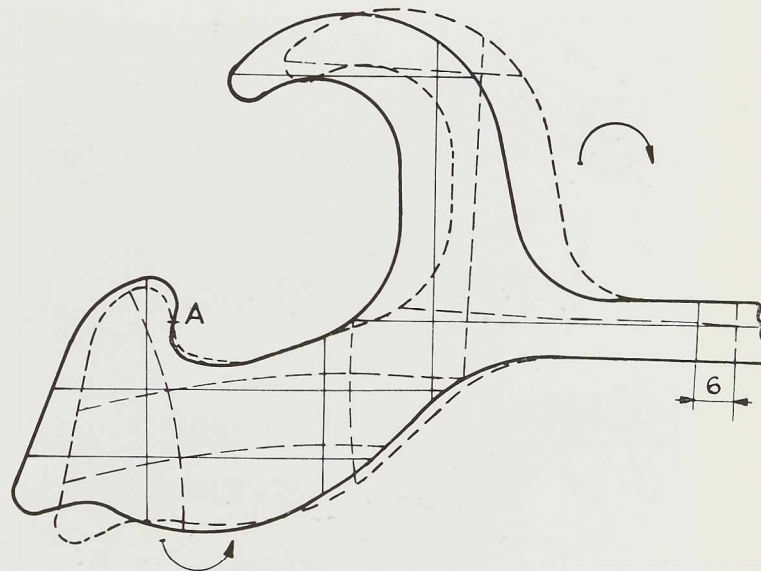


Fig. 151. Comparaison de la forme des crochets des palplanches en acier laminé, avant essai et à l'instant avant la rupture à 16 400 kg (voir fig. 150).

assez marqué à la limite apparente d'élasticité, c'est une matière relativement ductile, aussi n'y a-t-il pas d'inconvénient pour des sollicitations non d'endurance à le solliciter par une charge qui exploitera en partie ce palier (1).

J'estime que pour des constructions à caractère *définitif* on peut admettre une charge de service :

$$F_a = 1,25 \times F_e \\ = 1\,155 \text{ kg par centimètre de longueur}$$

ou 5 775 kg pour 5 cm de longueur.

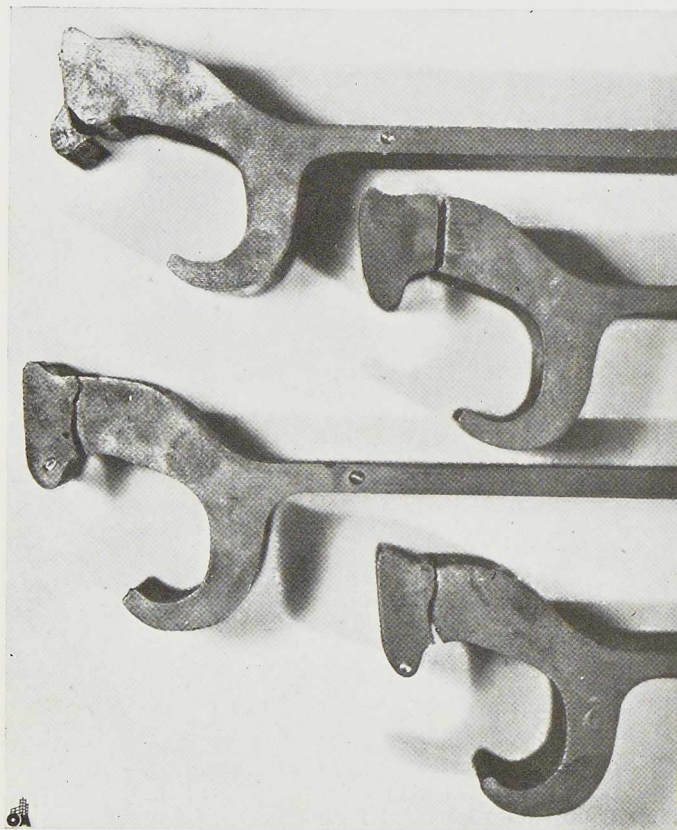
Pour les constructions courantes j'estime que l'on peut admettre comme charge d'utilisation pratique celle qui limite la région des petites déformations, c'est d'ailleurs celle qui se révèle à l'essai courant, sans investigation photo-élastique :

$$F_n \text{ pratique} \\ = 1\,500 \text{ kg par centimètre de longueur}$$

ou 7 500 kg par centimètre de longueur.

D'après l'expérience acquise ces résistances couvrent nettement les besoins.

(1) Il est à remarquer que la photo-élasticité dépiste ici la tension maxima de sorte qu'il n'y a aucunement à tenir compte de supplément de tension si fréquemment en jeu en construction, dans la zone des assemblages.



**Fig. 152.** Palplanches en acier laminé, présentées en ligne droite et rompues par traction. (Correspond aux fig. 150 et 151).

La charge de rupture est

$$F_r = 3\,200 \text{ kg par centimètre de longueur}$$

ou 16 000 kg par 5 centimètres.

Le coefficient de sécurité est donc :

De 3,46 par rapport à la charge  $F_e$  qui fait tout juste atteindre la limite d'élasticité dans une très petite région;

2,78 par rapport à la charge  $F_d$  proposée pour des constructions à caractère définitif.

2,13 par rapport à la charge  $F_n$  d'utilisation pratique courante.

Ces coefficients de sécurité sont bien suffisants étant donné le type des ouvrages en question et le caractère très complet de l'investigation dont le présent mémoire donne le résumé.

Ce sont là des coefficients relatifs aux efforts

sollicitants, mais les coefficients de sécurité contre la rupture au point de vue du travail de déformation à dépenser avant rupture sont eux *très considérables*, ce qui est fort intéressant pour ce qui concerne la tenue aux sollicitations vives exceptionnelles et localisées.

#### 4. Quelques calculs de déformation relatifs aux rideaux polygonaux

Suivant les cas, les palplanches étant en ligne droite, l'axe de l'âme passe par les points théoriques de contact des griffes ou est excentré par rapport à ces points. Pour le tracé adopté, représenté par la figure 121, il n'y a pas d'excentricité; en tout cas il ne serait question que d'excentricités très faibles, de l'ordre de 2 millimètres.

##### Remarques relatives au rideau plan

Avant déformation, les efforts transversaux  $X^A$  sont parallèles, sinon confondus avec l'axe de l'âme (fig. 153-1). Mais comme la palplanche comporte des griffes de forme quelconque, au point de vue du calcul des déformations, chaque palplanche est une *pièce de forme quelconque* sollicitée en bouts par deux efforts de traction  $X^A$ . La palplanche s'allonge mais se déforme aussi par flexion, elle prend la forme générale (fig. 153-2). Donc, qu'il y ait ou non excentricité initiale, à cause de la continuité de la déformation, la palplanche est de toute façon *fléchie dans toutes ses parties*. D'une palplanche à la suivante, les crochets étant renversés, l'âme déformée passe alternativement d'un côté à l'autre de l'alignement des forces  $X^A$  sollicitantes (fig. 153-3).

Pour une pièce très déformable, telle qu'un fil d'acier, on constate très bien que pour une sollicitation suffisante les flèches qu'avait pris l'âme diminuent et tendent vers zéro, cas limite (fig. 153-4).

Le fait que l'âme se déplace un peu du côté de l'intrados des griffes et qu'il en résulte une rotation des sections de l'âme en sens inverse de la rotation des sections du nez des crochets (fig. 150) est très légèrement favorable à la diminution de la rotation de l'extrémité des griffes, dans le sens de l'ouverture de celles-ci. Cela est donc très légèrement favorable, en principe, au maintien de l'engagement des griffes. Mais dans la réalité cela ne joue guère qu'aux très grandes déformations qui, en principe, ne peuvent être tolérées.



De la forme générale que prend la palplanche, il résulte que pour les rideaux plans, la sollicitation est maximum dans la zone des crochets et des parties usinées de l'âme; la sollicitation s'atténue vers le milieu de l'âme. C'est pour cela que l'on s'est limité dans l'étude photo-élastique des pièces en ligne droite, à considérer uniquement ce qui se passe dans la zone des crochets.

### Cas du rideau polygonal

On fait une coupe horizontale dans le rideau cintré et on admet qu'au moins dans l'amplitude de quelques palplanches la paroi est sollicitée par une pression uniforme  $p$  venant de l'intérieur, éventuellement somme algébrique de pressions de l'intérieur et de l'extérieur.

Les pressions  $p$  exercées sur l'une des palplanches, au niveau considéré, sont tenues en équilibre par les réactions  $Q^A$  des palplanches voisines transmises par les crochets. Ces réactions, par raison de symétrie, se présentent suivant la direction normale à la bissectrice de l'angle que font entre elles les deux palplanches successives (fig. 154-2).

Pour une cellule circulaire (fig. 154-1) les réactions  $Q^A$  transmises par les crochets sont les mêmes que s'il était question d'une enveloppe en mince paroi, ayant comme diamètre celui de la cellule.

L'équilibre de la demi-cellule exige que :

$$p \times 2r = 2Q^A, \quad Q^A = p \cdot r$$

Donc, en fonction de la largeur  $l$  de la palplanche et de l'angle  $\alpha$  intercepté par l'une d'elle (fig. 154-2) :

$$Q^A = \frac{p \cdot l}{2 \sin \frac{\alpha}{2}}, \quad X^A = Q^A \cdot \cos \frac{\alpha}{2} = \frac{p \cdot l}{2 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}}$$

La palplanche est donc sollicitée par une flexion d'ensemble due aux pressions  $p$ , associée à une importante traction.

La pièce se cintre donc et s'allonge; sa longueur finale cintrée  $l''$  est supérieure à sa longueur initiale. Le rayon  $r'$  du cylindre sur lequel se trouve en charge les points de contact des crochets est un peu plus grand que le rayon initial  $r$ , en l'absence de pression  $p$ . La palplanche s'allonge, se cintre, mais reste contenue dans la même amplitude angulaire  $\alpha$  qu'avant déformation, les points A d'accrochage se déplacent un peu radialement (fig. 154-2). La forme du rideau après déformation est donc apparentée à un polygone à côtés curvilignes formant de légers festons le long de la circonférence sur laquelle se

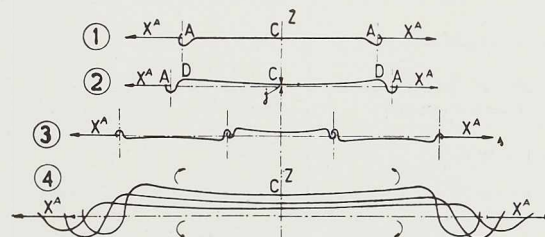


Fig. 153. 1. Avant déformation, 2. après déformation, 3. palplanches en ligne droite laminées sans excentricité, 4. quelques formes prises par un fil terminé par des crochets.

trouvent amenés les points de contact théorique  $A'$  des griffes.

### RELATION ENTRE L'ANGLE $\alpha$ , LE DIAMÈTRE DES CELLULES CIRCULAIRES ET LES EFFORTS

Avant déformation, les côtés du gabion ont une longueur  $l$ ; si  $\alpha$  est l'angle qui embrasse une palplanche et aussi l'angle que font entre elles deux palplanches successives :

$$\frac{l}{2} = r \cdot \sin \frac{\alpha}{2}$$

Pour une largeur de palplanche  $l = 400$  mm, on a pour une pression  $p$  de 1 kg par centimètre carré (10 mètres de hauteur d'eau), le tableau ci-après résume les différentes valeurs :

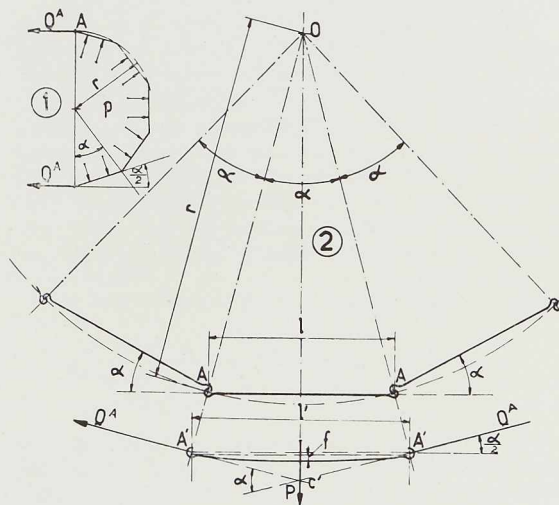


Fig. 154. Rideau cintré.

Valeur de $\alpha$	2°	3°	4°	5°	6°	8°	10°	12°	15°
Valeur du diamètre $d = 2r$ en $m_1$	22,88	15,30	11,44	9,18	7,64	5,74	4,60	3,82	3,07
Valeur de $X^A = \frac{p \cdot l}{2 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}}$ en kg pour 1 cm de longueur de palplanche	1 145	766	574	458	382	287	230	191	152

On voit que pour des palplanches de 400 mm de largeur l'angle normal et maximum à considérer est  $\alpha = 5^\circ$ . Toutefois pour certains raccords, il est utile de laminier les palplanches d'un tracé tel qu'il autorise un angle  $\alpha = 15^\circ$  (fig. 121); aux grands angles correspondant d'ailleurs à des efforts plus petits.

#### CALCUL DES FLÈCHES ET DES ALLONGEMENTS

Etant donné l'importance dans ce genre de problème des déformations subies par les palplanches, il est utile de rechercher des formules approchées permettant au moins de chiffrer l'ordre de grandeur de ces déformations, ainsi que des tensions subies par l'âme.

Ci-après on étudie dans les limites de l'élasticité la déformation d'une tôle mince non terminée par des crochets et sollicitée d'une manière analogue à celle dont sont sollicitées les palplanches. On considère l'existence d'une excentricité  $e$ , car pour un rideau polygonal les vecteurs  $Q^A$  ne passent pas par le point  $A'$  au centre théorique des régions de contact en cas de rideau plan.

Etant donné qu'il s'agit de pièces peu épaisses qui prennent des flèches de l'ordre de grandeur de leur épaisseur  $h$  et que l'excentricité  $e$  est également du même ordre, le calcul doit tenir compte des moments fléchissants dus aux flèches elles-mêmes, il doit donc se faire après déformation, ce qui le complique. Les tangentes en  $A'$  à la pièce déformée ne sont pas confondues avec les alignements des réactions  $Q^A$  qui sont normaux aux rayons limitant le secteur occupé par la pièce étudiée.

On a (fig. 155-1) :

$$Z^A = \frac{p \cdot l'}{2}, \quad X^A = \frac{p \cdot l'}{2 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}}$$

donc, à très peu près, dans le cas étudié, on connaît à priori les valeurs de  $X^A$  et  $Z^A$ , pour une valeur déterminée de  $\alpha$ . Etant donné la très faible incurvation de la pièce on pourra remplacer les

pressions  $p$  normales par des pressions verticales. En menant l'étude de la figure 155-2 d'une manière parallèle à celle qu'employa M. G.-L. Gérard dans son *Etude sur la flexion des pièces minces* (1), on trouve les résultats suivants, dont on ne donne ici que le résumé.

L'équation différentielle de la pièce fléchie peu courbée est

$$E \cdot I \cdot \frac{d^2 w}{dx^2} = -M$$

$w$  étant la flèche en la section d'abscisse  $x$ , les moments fléchissants étant comptés positifs s'il y correspond une tendance à courbure à convexité vers le haut. Dans le cas de la figure 155-2 :

$$M = -M_c - X^A \cdot w + \frac{p \cdot x^2}{2}$$

L'équation différentielle de la ligne élastique est donc :

$$E \cdot I \cdot \frac{d^2 w}{dx^2} - X^A \cdot w = -\frac{p \cdot x^2}{2} + M_c$$

L'intégration de cette équation donne :

$$w = 2K_1 \left( \frac{e^{+m \cdot x} + e^{-m \cdot x}}{2} - 1 \right) + \frac{p \cdot x^2}{2X^A} \\ = 2K_1 \left( \operatorname{ch} m \cdot x - 1 \right) + \frac{p \cdot x^2}{2X^A}$$

$$\text{avec } 2K_1 = \frac{M_c}{X^A} - \frac{E \cdot I \cdot p}{(X^A)^2} \quad (a)$$

Sous cette forme l'équation est générale, indépendante des conditions d'appui de la tôle en A, puisqu'il n'en a pas été question jusqu'ici. Pour particulariser le cas, il suffit de tenir compte explicitement des conditions d'appuis en A :

$$\text{pour } x = \frac{l'}{2}, \quad w = f \quad \text{et} \quad M = +X^A \cdot e$$

(1) *Revue Universelle des Mines*, tome XXVI, 4<sup>e</sup> série, 1909.



Dès lors l'équation de la ligne élastique devient

$$w = -\frac{p}{X^A} + \frac{X^A \cdot e}{E \cdot I} (\text{ch } m \cdot x - 1) + \frac{p \cdot x^2}{2X^A} \quad (b)$$

et en posant  $x = \frac{l'}{2}$ , on obtient l'expression de la flèche  $f$  :

$$f = -\frac{p}{X^A} + \frac{X^A \cdot e}{E \cdot I} \frac{\text{ch } \frac{m \cdot l'}{2} - 1}{\text{ch } \frac{m \cdot l'}{2}} + \frac{p \cdot l'^2}{8X^A} \quad (c)$$

Mais ces expressions (b) et (c) contiennent la longueur  $l'$  de la corde, après déformation, qui jusqu'ici n'est pas connue. Pour lever la question on tire parti de la seule condition physique non encore utilisée dans le problème :

Après déformation la longueur  $l''$  développée est égale à la longueur initiale augmentée de l'allongement qu'a subi la fibre moyenne de la tôle.

Cet allongement a pour expression  $a = \frac{X^A \cdot l''}{E \cdot \Omega}$ .

On obtiendrait ainsi la nouvelle équation, d'où l'on pourrait tirer la valeur de  $l'$ , longueur de la corde après déformation.

Cette équation est très lourde à manier <sup>(1)</sup>. Or on se trouve manifestement dans un cas où l'on peut se contenter d'une approximation, car  $l'$  est très peu différente de  $l$ . Aussi, ci-après, on se contente de la méthode approchée qui consiste en ceci :

On utilise l'expression exacte (c) de la flèche, mais on chiffre la longueur développée de la courbe, en assimilant l'arc à une parabole du second degré très tendue.

La longueur de l'arc de parabole très tendu répond ici à l'expression :

$$l' = l + \frac{8}{3} \frac{f^2}{l'} = l + a = l + \frac{X^A}{E \cdot \Omega} l$$

donc

$$f^2 = \frac{3}{8} l' \left[ \frac{X^A \cdot l}{E \cdot \Omega} - (l' - l) \right]$$

en confrontant cette expression à l'expression (c), on obtient (d) :

<sup>(1)</sup> Nous avons établi cette équation et sommes tout disposé à la communiquer aux lecteurs qui désireraient la connaître.

$$\text{ch} \left( \frac{l'}{2} \sqrt{\frac{X^A}{E \cdot I}} \right) = \frac{p \cdot E \cdot l + X^A \cdot e}{(p \cdot E \cdot l + X^A \cdot e) - \frac{p \cdot l'^2}{8} X^A} + (X^A)^2 \sqrt{\frac{3}{8} l' \left[ \frac{X^A \cdot l}{E \cdot \Omega} - (l' - l) \right]}$$

$$\text{avec } X^A = \frac{p \cdot l'}{2 \text{tg} \frac{\alpha}{2}}$$

De cette équation on tire aisément  $l'$  par approximation; puis on calcule (f) par (c) et le problème est achevé.

On aura enfin en C, au milieu de la palplanche :  
Tension à l'extrados :

$$\sigma_e = \frac{X^A}{h \cdot j} \left[ 1 - 6 \frac{f+e}{h} \right] + \frac{p \cdot l^2}{8 \frac{I}{v}} \quad (f)$$

Tension à l'intrados :

$$\sigma_i = \frac{X^A}{h \cdot j} \left[ 1 + 6 \frac{f+e}{h} \right] - \frac{p \cdot l^2}{8 \frac{I}{v}}$$

$h$  étant l'épaisseur de l'âme et  $j$  étant la hauteur de palplanche sur laquelle agit la force  $X^A$ .

#### Application numérique

Voici les résultats de l'application des formules pour les données numériques suivantes :

Palplanches de largeur  $l = 400$  mm, épaisseur 8 mm, tracé avec axe centré sur le point A' (fig. 121);

Angle de deux palplanches successives  $\alpha = 5^\circ$ ; donc diamètre de cintrage du rideau : 9<sup>m</sup>18; Excentricité admise dans ce cas pour  $X^A$ , du fait de la position du secteur de contact

$$e = \pm 2,5 \text{ mm},$$

chacun des deux signes correspond à une palplanche sur deux.

Le signe + signifie que l'excentricité  $e$  est vers l'intérieur de la cellule, donc comme le présente la figure 155.

Pour une pression  $p = 1$  kg par  $\text{cm}^2$  ou 10 m d'eau :

$$X^A = \frac{p \cdot l}{2 \text{tg} \frac{\alpha}{2}} = \frac{2 \times 40}{2 \times 0,04366} = 458 \text{ kg}$$

par centimètre de hauteur de palplanche.

On a

$$\Omega = 80 \text{ mm}^2,$$



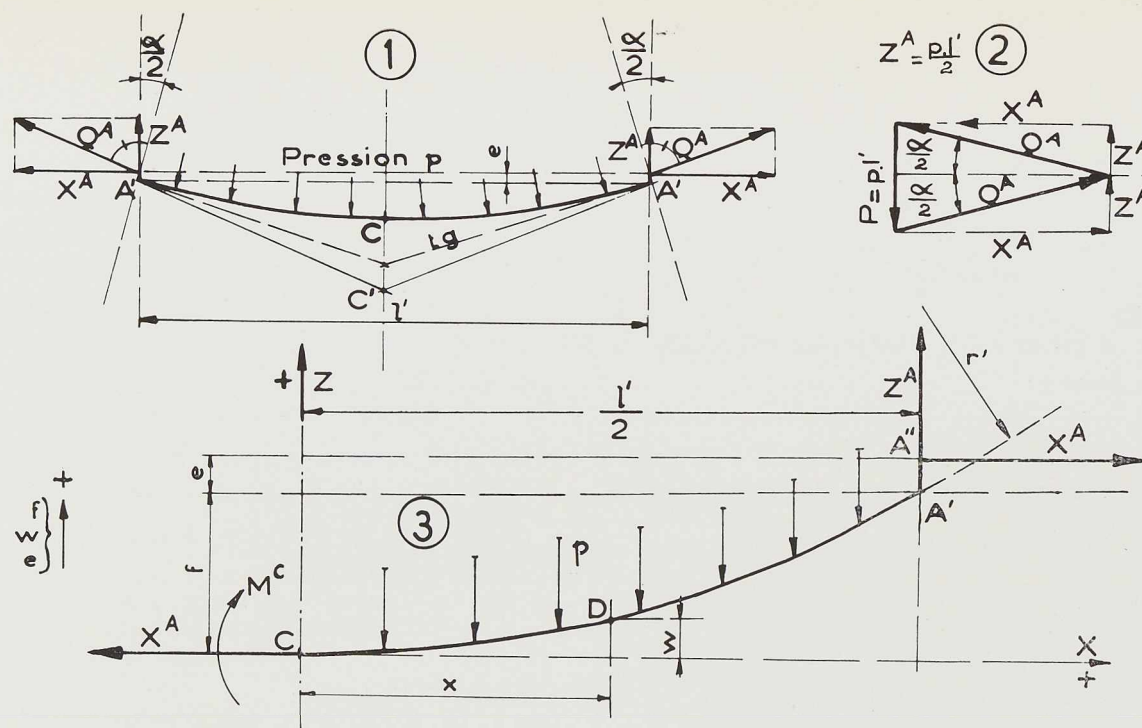


Fig. 155.

$$I = \frac{10 \times 8^3}{12} = 426,7 \text{ mm}^4$$

$$m = \sqrt{\frac{X^A}{E \cdot I}} = 0,00731$$

en fonction du millimètre.

L'allongement

$$a = \frac{X^A \cdot l}{E \cdot \Omega} = \frac{1,145}{10} \text{ mm},$$

donc très faible.

\*\*

En introduisant ces éléments numériques dans les équations (d) et (f), on obtient :

	Cas de $e = +2,5 \text{ mm}$	Cas de $e = -2,5 \text{ mm}$
Valeur de $l' - l$	0,111 mm	0,033 mm
Valeur de la flèche $f$	+ 0,7 mm	+ 3,5 mm moyenne + 2,1 mm
Valeur de la tension maxima extrados en C :	+ 10,7 kg par $\text{mm}^2$	+ 20,1 kg par $\text{mm}^2$
Valeur de la tension maxima intrados en C :	+ 0,75 kg par $\text{mm}^2$	- 8,75 kg par $\text{mm}^2$

les flèches et les tensions varient moins que proportionnellement à la pression  $p$ .

Ces chiffres peuvent être considérés comme donnant l'ordre de grandeur des flèches et des tensions du cas réel des palplanches dans les conditions de sollicitation envisagées.

On voit que dans le cas de rideau polygonal les tensions maxima subies à mi-largeur d'une palplanche sont, pour une palplanche sur deux, de l'ordre de la tension maxima subie dans le même cas dans l'intrados du crochet; l'ensemble de la pièce, crochets et âme, est donc sensiblement d'égale résistance.

## 5. Conclusions

Il résulte de toute cette étude que le profil de palplanche plate Belval P, à simple crochet, conforme à la figure 121, réalisé en acier Thomas demi-dur, par l'ARBED, répond bien aux conditions qui s'imposent pour de telles pièces.

Ce profil présente les caractères suivants :

1° Poids minimum pour les résistances obtenues et les fonctions auxiliaires à satisfaire (135 kg par  $\text{m}^2$  de rideau plan);

2° Fonctionnement statiquement bien déterminé, la liaison des griffes se faisant par un contact unique, de sorte que le fonctionnement n'est pas basé sur la déformation des griffes;





3° Grande résistance transversale, aussi bien des rideaux polygonaux ou cintrés que des rideaux plans.

Cette résistance se caractérise pour les rideaux plans par une charge d'utilisation pratique courante

$F_u = 1\ 500$  kg par cm de hauteur de palplanche ou 150 000 kg par mètre de hauteur.

Cette charge présente une sécurité suffisante de 2,13 sur la charge de rupture et une sécurité considérable par rapport au travail nécessaire pour provoquer la rupture.

Pour les rideaux polygonaux il faut compter sur une réduction de 10 %.

La charge d'utilisation courante indiquée répondrait ainsi à une retenue d'eau de 30 mètres de hauteur, pour un rideau cintré au diamètre de 9<sup>m</sup>18 ( $\alpha = 5^\circ$ );

4° Aucune sollicitation dangereuse n'est à redouter du fait du coincement de gravier dans les griffes;

5° En rideaux plans les âmes des palplanches sont très peu sollicitées ;

En rideaux polygonaux elles le sont davantage, mais cependant les pièces cèdent par les griffes;

6° Dans les limites des sollicitations effectivement prévues et à prévoir les déformations sont très faibles.

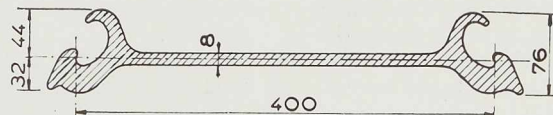
Ainsi à la charge d'utilisation courante  $F_u$  dans le cas de rideau plan, l'allongement total d'une palplanche n'est que de l'ordre de 0,6 mm, soit 0,15 %, soit 1,5 mm par mètre de largeur.

Il en est de même dans le cas des rideaux cintrés, toutefois dans ce cas et dans ces limites, les âmes des palplanches prennent des flèches par rapport à la corde, de l'ordre de 2,5 mm sur la largeur de 400 mm, sous la pression qui correspondrait à 10 mètres de hauteur d'eau;

7° Alors que les déformations sous charge d'utilisation courante sont très faibles, les déformations avant rupture sont très sensibles, atteignant des allongements de 20 mm par palplanche de 400 mm, soit 5 %, soit 5 cm par mètre.

Cela confère à l'ensemble l'importante aptitude à absorber un très grand travail avant rupture, rendant l'ouvrage apte à supporter des coups durs exceptionnels.

L. B.



#### Articles à paraître prochainement :

**Nouvelles formes dans la construction des charpentes métalliques**, par H. LAUREYSSENS.

**Les éléments de machines en tôles soudées.**

**Pont d'accès au barrage de Ruppertsuil-Auenstein**, par A. LAMBOTTE.

**Les charpentes à toitures à versants portants.**

**Reconstruction des parcs de stockage de pétrole**, par G. DARIC.

**Emploi de la soudure à l'arc dans la construction économique des bâtiments**, par R. ALEXANDRE.

**Tableaux pour le calcul des joints et âme des poutres rivées soumises à flexion**, par E. DORLET.

**Le pont de Howrah à Calcutta (Inde).**

**La reconstruction du Dôme du Palais de Justice, à Bruxelles.**

**Résistance au feu des constructions métalliques.**

**Le port charbonnier de Zolder.**

# CHRONIQUE

## Le marché de l'acier pendant le mois de décembre 1947

	Production acier lingot en tonnes		
	Belgique	Luxembourg	Total
Janv.-déc. 1946	2 018 361	1 175 824	3 194 188
Novembre 1947	261 439	156 488	417 927
<b>Décembre 1947</b>	<b>290 174</b>	<b>167 831</b>	<b>458 005</b>
Janv.-déc. 1947	2 803 118	1 714 297	4 517 415

La production de décembre a atteint un chiffre record pour l'année 1947. Le total de l'année dépasse le palier de 4,5 millions de tonnes, mais est encore inférieur de 10 % à la moyenne des années d'avant-guerre. Les chiffres de 1935-1939 s'établissent, en effet, comme suit :

Année	Belgique	Luxembourg	Total
1935	3 022 540	1 836 831	4 859 371
1936	3 104 393	1 981 054	5 085 447
1937	3 869 187	2 510 234	6 379 421
1938	2 073 155	1 550 703	3 623 858
1939	3 034 890	1 762 171	4 797 061
Moyenne 1935-39	3 020 833	1 928 198	4 949 031

A moins d'imprévus, et si notamment l'approvisionnement en charbon continue à s'améliorer, la production de 1948 pourrait dépasser cette moyenne. Dans les charbonnages, en effet, les effectifs augmentent et l'absentéisme est en régression.

On s'attend au rallumage prochain d'un ou deux hauts fourneaux supplémentaires. A Sambre-

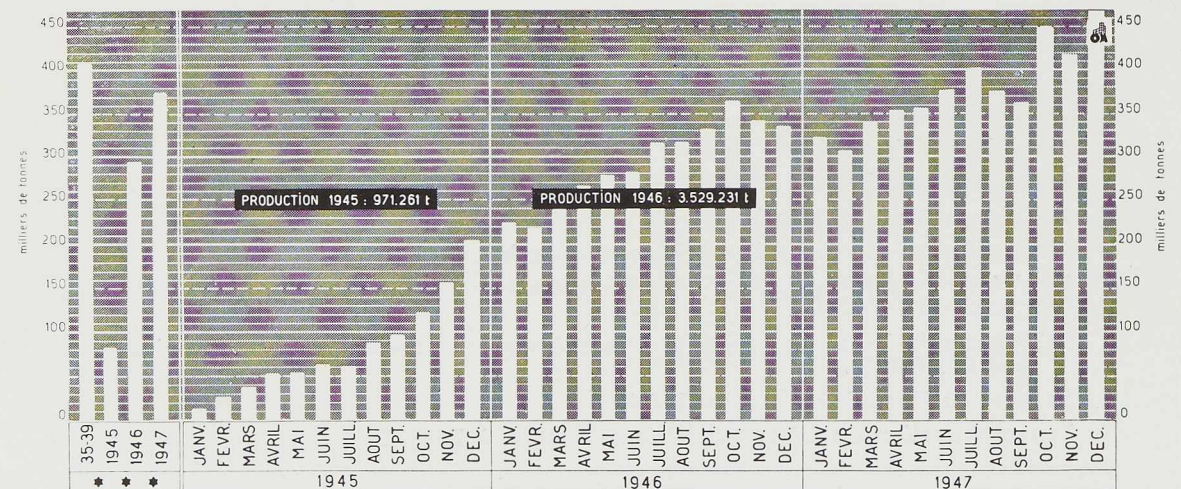


Fig. 156. Production des aciéries belges et luxembourgeoises.  
\*\*\* Moyennes mensuelles des années 1935-1939, 1945, 1946 et 1947.



et-Moselle, on compte remettre en marche la division « Nouvelle Usine » de Châtelaineau, qui avait été endommagée pendant la guerre; d'autre part, le rallumage d'un haut fourneau à Espérance-Longdoz alimenterait un laminoir à tôles, ce qui apportera une légère amélioration au marché de ce produit.

A partir du 15 décembre se trouve appliquée, en métallurgie, une prime d'assiduité et de rendement, pouvant atteindre 5 % des salaires.

L'approvisionnement en mitraille est suffisant, les prix ne présentant guère de variations. Certaines fournitures sont attendues de la zone russe d'occupation en Allemagne.

### Marché intérieur

Les délais de livraison continuent de diminuer. Le contingentement, abandonné à titre provisoire, il y a trois mois, peut être considéré comme définitivement aboli, à l'exception de celui concernant les tôles fines.

En construction, les entreprises travaillent à plein rendement. Les expéditions de novembre ont totalisé 127 000 tonnes de produits, dont :

- 21 140 tonnes de produits de la tôle,
- 13 072 tonnes de matériel de chemins de fer et de tramways,
- 10 208 tonnes d'accessoires métalliques du bâtiment,
- 5 436 tonnes de poutres et charpentes.

En fin du mois de décembre, des difficultés passagères rencontrées pour le placement des commandes en aciers marchands se sont aplanies ultérieurement. Certaines spécifications restent cependant difficiles à placer.

On suppose, dans tous les milieux, l'influence que pourra avoir l'exécution du plan Marshall sur la situation de notre marché.

### Marché extérieur

Les prix marquent une nouvelle tendance à la hausse, sur la plupart des marchés d'exportation, notamment en Angleterre et aux Etats-Unis.

L'Angleterre désire réduire de 10 % ses exportations de produits sidérurgiques afin de pouvoir produire davantage d'objets manufacturés. Les Etats-Unis, de leur côté, contrôlent sévèrement les tonnages exportés et leur destination. Aussi, la demande à l'exportation est-elle très forte, par continuation.

Si certains entrevoient déjà la fin du « seller's

market », M. White, président de Republic Steel Corp. est d'avis que la pénurie d'acier durera encore deux ans. M. White met en garde contre une trop forte augmentation de la capacité de production, qui lui paraît d'ailleurs irréalisable aux Etats-Unis.

La non-convertibilité de la livre a amené des difficultés passagères en ce qui concerne les commandes de la zone de cette devise, notamment les pays du Proche et Moyen-Orient. Des pourparlers sont cependant en cours avec l'Angleterre pour amener une atténuation des difficultés actuelles. En même temps, nos expéditions vers la Grande-Bretagne en 1948 font l'objet de négociations au début de l'année.

D'autre part, on reprend les négociations au sujet du renouvellement des conventions avec les autres pays du secteur organisé; on est optimiste au sujet de leur dénouement. On s'attend à un accord prochain avec l'U. R. S. S. qui nous fournirait du blé en échange de 60.000 tonnes de produits sidérurgiques et de fournitures importantes de fabrications métalliques.

Les exportations de fabrications métalliques rencontrent les mêmes difficultés dans la zone sterling et vers la Norvège et le Danemark, alors qu'elles suivent le mouvement contraire vers la Suède. D'Allemagne viennent des commandes de réparation de wagons et de bateaux. Les relations avec l'Argentine s'améliorent et elles continuent à être favorables avec la Suisse.

On estime le total des exportations de fabrications métalliques pour l'année 1947 à 30 milliards de francs, contre 20 milliards en 1946, malgré une plus forte consommation intérieure.

### Pont aval du Val-Benoît

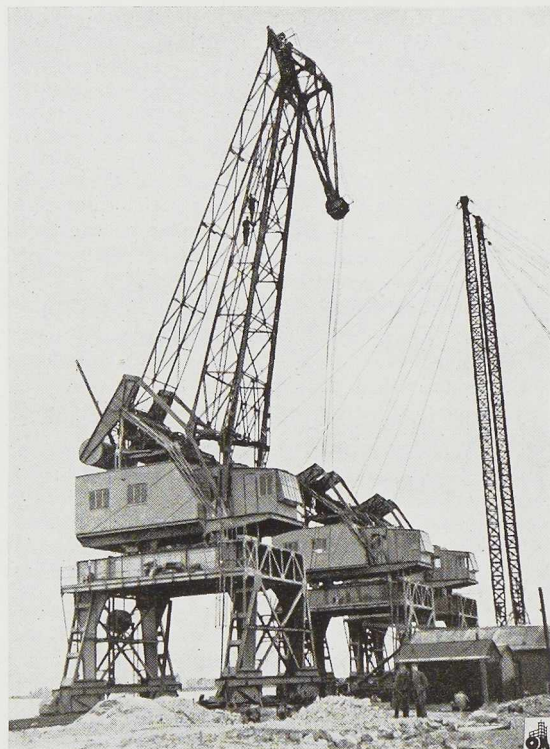
Les travaux de reconstruction du pont du Val-Benoît vont commencer incessamment.

Ce pont-rails à double voie comporte deux travées d'approche de 25 mètres chacune et un pont composé de trois travées continues de 53<sup>m</sup>85 de portée chacune.

Les poutres principales, à âme pleine, auront une hauteur d'environ 4 mètres. Le tonnage de l'acier à mettre en œuvre est de l'ordre de 1 860 tonnes.

L'achèvement du pont du Val-Benoît, dont les travaux ont été confiés aux Ateliers Métallurgiques de Nivelles, est prévu normalement pour juillet 1949.





(Document A. C. M. T.)

**Fig. 157.** Montage de 3 grues à grappin aux installations maritimes de Bruges.

### Montage de grues à grappin

Les Ateliers de Construction Mécanique de Tirlement (A. C. M. T.) ont livré, aux Installations Maritimes de Bruges, trois grues à grappin de 8 tonnes de capacité et de 24<sup>m</sup>50 de flèche, destinées à l'équipement du Môle de Zeebrugge. Le montage de ces grues est virtuellement achevé (fig. 157).

### Concours de la Lincoln Electric Company

La James F. Lincoln Arc Welding Foundation a organisé en 1947 un concours doté de 200.000 dollars de prix, relatif à la soudure à l'arc électrique et à ses applications.

Les 452 prix du concours Lincoln sont répartis entre 15 classes : Aviation - Construction automobile - Chemins de fer - Ponts et Charpentes - Industrie mécanique - Containers, etc.

Parmi les lauréats de cette importante compétition on relève les noms de trois Belges :

MM. W. Soete et R. Vancrombrugge, respectivement professeur et assistant à l'Université de Gand, ont obtenu le quatrième prix de la Division O-2 (Recherches dans les laboratoires universitaires).

M. R. Mouton, directeur technique de la S. A. Soudométal, a obtenu le quatrième prix de la Division O-1 (Recherches effectuées dans les laboratoires industriels).

### Cintre métallique du pont de Huy

En collaboration avec l'entreprise Blaton-Aubert de Bruxelles, les Ateliers Awans-François à Awans-Bierset ont été chargés de l'étude et de l'exécution du nouveau cintre métallique à la réparation d'une arche du pont de Huy, qui a été détérioré par la chute d'une bombe.

La portée de ces cintres est de 51 mètres environ.

### Installations pour minerais

Les Ateliers de Construction et Chaudronnerie de l'Est ont reçu une commande de 10 groupes de jigs à minerai à destination du Congo belge. La même société a reçu, de France, des commandes de matériel pour le traitement des minerais d'étain.

### Travaux de la Centrale électrique de Mol

Les Ateliers de Construction de Jambes-Namur procèdent actuellement à l'achèvement d'importants travaux de construction à la centrale électrique de Mol. Ces travaux comprennent notamment des charpentes métalliques, des planchers, un chemin de roulement, etc.

### Matériel de charbonnages

Les Ateliers de Construction et Chaudronnerie de l'Est à Marchienne-au-Pont, viennent de terminer la fourniture d'un important matériel de manutention et lavage. Ce matériel est destiné au traitement des schistes en provenance des terrils de la région liégeoise, en vue de la récupération du charbon. L'installation est capable de traiter 80 tonnes par heure.



# Bibliothèque

Nouvelles entrées (1)

## **Experimental study of structures** (Etude expérimentale des constructions)

par A. J. S. PIPPARD.

Un ouvrage relié de 114 pages, format 14 × 22 cm, illustré de 60 figures. Edité par Edward Arnold et C<sup>o</sup>, Londres, 1947 (envoyé par le British Council). Prix : 9 shillings.

Le professeur Pippard est d'avis que la théorie des constructions (à base mathématique) doit être accompagnée d'études expérimentales pour être bien assimilée par les étudiants d'écoles d'ingénieurs. Aussi l'auteur et ses collaborateurs immédiats se sont attachés à monter un laboratoire équipé de modèles à échelle réduite, destinés à illustrer et à vérifier expérimentalement les principaux théorèmes de la statique. Ce laboratoire ayant donné d'excellents résultats, le professeur Pippard a écrit ce livre en vue d'encourager l'usage généralisé des travaux expérimentaux sur modèles à échelle réduite.

Au sommaire de cet instructif ouvrage figurent les chapitres suivants :

Théorèmes et méthodes — Méthodes expérimentales directes — Applications du théorème de Maxwell — Méthode de l'énergie de déformation — Etude expérimentale des arcs — Etude de la pression du sol — Equipement de laboratoire.

## **Buckling of webs in deep steel I girders** (Flambage de l'âme dans les poutrelles métalliques de grande hauteur)

par G. WÄSTLUND et Sten G. A. BERGMAN.

Un ouvrage de 206 pages, format 17 × 24 cm, illustré de 109 figures. Edité par la Commission Nationale Suédoise de la Recherche sur le Bâtiment, Stockholm, 1947. Prix : 6 couronnes.

Cette publication contient les résultats des recherches sur le flambage de l'âme des poutres de grande hauteur, effectuées par l'Institut Royal de Technologie de Stockholm. On sait que lorsqu'on utilise des poutrelles de grande hauteur,

(1) Tous les ouvrages analysés sous cette rubrique peuvent être consultés en notre salle de lecture, 14, rue Van Orley, à Bruxelles, ouverte de 8 h 30 à 17 heures tous les jours ouvrables (les samedis de 8 h 30 à 12 heures).

L'épaisseur de l'âme doit être calculée en tenant compte du flambage. Pour ce genre de calcul, il existe des formules théoriques; toutefois ces formules sont établies pour des conditions idéales, qui ne se rencontrent quasi jamais dans la pratique. Les recherches suédoises ont donc eu pour but de faire la lumière sur le comportement réel des âmes des profils métalliques soudés. L'ouvrage contient les résultats de ces recherches, qui ne manqueront pas d'intéresser les constructeurs métalliques.

## **La Pratique du Soudage**

Bulletin périodique publié par l'Institut Belge de la Soudure (I. B. S.)

L'I. B. S. vient de publier le premier numéro de son nouveau bulletin technique mensuel intitulé *La Pratique du Soudage*.

Ce bulletin est destiné à compléter la formation de tous les agents techniques des entreprises industrielles qui utilisent la soudure comme moyen d'assemblage.

Par le choix et la présentation de ses articles, *La Pratique du Soudage* constituera un instrument pour l'éducation et le perfectionnement des cadres et de la main-d'œuvre de soudure.

## **Practical building terms** (Termes utilisés dans la pratique du bâtiment)

par Percy L. MARKS.

Un ouvrage relié de 120 pages, format 12 × 19 cm. Edité par Technical Press Ltd, Londres, 1947. Prix : 5 shillings.

Ainsi que nous l'avons dit à plusieurs reprises dans *L'Ossature Métallique* la définition correcte d'un terme technique est de première importance pour l'ingénieur ou l'architecte. A ce titre il convient de saluer la publication de cet ouvrage, apportant une contribution réelle dans ce domaine.

L'ouvrage de M. Marks, architecte, donne les définitions de 2 000 termes anglais utilisés principalement dans la construction civile.



# Bibliographie

## Résumé d'articles relatifs aux applications de l'acier <sup>(1)</sup>

### 13.3. - Martelage à la grenaille des surfaces

*Machinery Lloyd*, n° 11A-1947, pp. 59-63, 9 fig.

Dans le procédé du martelage à la grenaille, des billes en acier sont projetées avec une grande rapidité sur les surfaces des pièces métalliques.

Chaque bille se comporte comme un petit marteau faisant une légère empreinte sur le métal. La grandeur des billes employées varie de 0,4 mm à 1,59 mm. Elles produisent une surface mate sur le métal. Les pièces ainsi traitées sont plus résistantes à la fatigue, l'augmentation de cette résistance étant de 50 à 100 %. Pour trouver une explication de cette résistance accrue, il faut se rappeler que les métaux ductiles capables de résister à de grands efforts pendant les essais, peuvent être rompus par des efforts beaucoup plus faibles, lorsque ceux-ci sont répétés un grand nombre de fois. Ceci est dû aux petites crevasses ou entailles de la surface, qui finissent par s'agrandir, provoquant la rupture en ces endroits. Chaque bille en martelant, produit un flux plastique déterminant une augmentation de la température à la surface du métal, et provoque ainsi la contraction de ces entailles. La structure de la couche superficielle devient plus dure, plus forte, et protège le métal immédiatement en dessous.

Le martelage à la grenaille peut s'effectuer au moyen de l'air comprimé, ou mécaniquement au moyen de machines spéciales.

### 17.1. - Perfectionnement aux tirants d'ancrage

A. COÛARD, *Le Génie Civil*, 1<sup>er</sup> novembre 1947, p. 419, 3 figures.

On a constaté assez fréquemment que des tirants d'ancrage de murs de quais, enterrés

dans le terre-plein, cassaient au bout de quelques années. Les ruptures se produisaient généralement à proximité immédiate du rideau de palplanches. On fut amené à conclure que, par suite du tassement des remblais qu'ils traversaient, les tirants étaient soumis à des efforts de flexion supplémentaires; cette flexion était maxima à proximité de la paroi, en raison de leur mode de fixation habituel par un simple écrou terminal.

Comme il est impossible d'éviter le tassement du remblai, il est indispensable de prévoir une articulation du tirant à son point de fixation sur la paroi et jusqu'ici, on utilisait des plaques d'appui à rotule. Cette précaution est toutefois onéreuse et compliquée. La véritable solution serait d'utiliser une articulation à couteau, qui roule autour de l'arête de celui-ci. Cette arête présente une surface d'appui cylindrique convexe dont les dimensions et le rayon de courbure sont calculés pour que la fatigue du métal reste dans les limites voulues, tant pour le couteau que pour la surface d'appui.

### 17.3. - Des pieux en béton sont remplacés par des pieux formés de rails, assemblés par soudure

E. R. MUNTZ, *Engineering Journal*, avril 1947, pp. 161-264, 5 fig.

Lors de la construction d'un bâtiment à ossature au Canada, il a été décidé de substituer aux pieux en béton armé, prévus initialement pour porter le bâtiment, des pieux formés de trois rails assemblés par soudure.

Les travaux ont commencé par le battage des pieux en béton, des désordres et des défauts ayant été signalés dans certains pieux, il fut décidé, après un examen attentif de l'état des pieux en béton, de les remplacer par des pieux métalliques. Ceux-ci sont constitués de trois rails réunis entre eux par soudure; 101 pieux de ce type furent battus pour porter la construction, dont la superficie est de 1.000 mètres carrés.

Leur capacité portante varie de 75 à 100 tonnes par pieu. Les pieux formés de rails soudés ont l'avantage de s'enfoncer facilement jusqu'au niveau des couches portantes et de résister au flambage dans les couches tendres, grâce à la disposition triangulaire des rails.

Les pieux ont été formés au moyen de rails pesant 30 ou 35 kg/m.c. Leur prix de revient s'est révélé inférieur à celui des pieux en béton.

<sup>(1)</sup> Les listes des périodiques reçus par notre Association ont été publiées dans les numéros 1/2-1946 et 2-1947 de *L'Ossature Métallique*. Ces périodiques peuvent être consultés en la salle de lecture du Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier, 14, rue Van Orley, à Bruxelles ouverte de 8 h 30 à 17 heures tous les jours ouvrables (les samedis de 8 h 30 à 12 heures).

Les numéros d'indexation indiqués correspondent au système de classification, dont le tableau a été publié dans *L'Ossature Métallique*, n° 7/8-1946, p. 199.



July 34



# SÉCURITÉ

COMME LE ROSEAU ....  
L'ACIER PLIE MAIS NE ROMPT PAS

Construisez en Acier!





*légère, indéformable* standardisée pour l'intérieur

**PORTES**

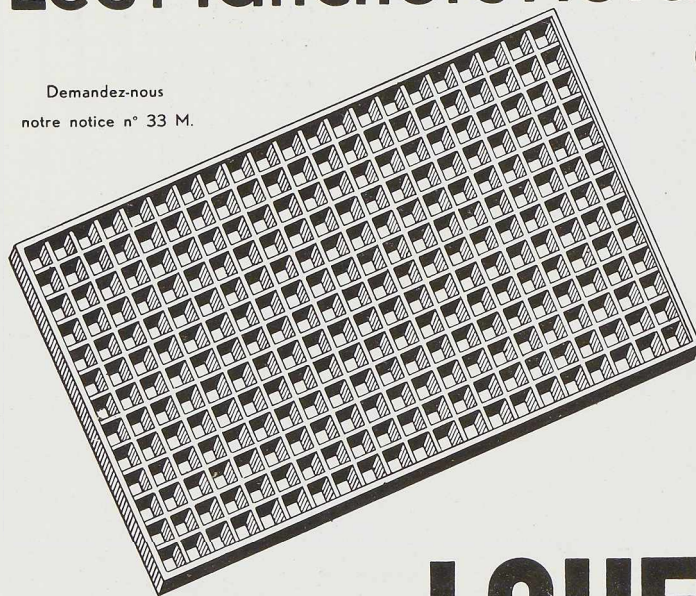
**MÉTALLIQUES**

**VANDERPLANCK**

(Tel: MANAGE 124) FAYT · LEZ · MANAGE  
S. P. R. L.

## Les Planchers Métalliques Lauffer Galvanisés

Demandez-nous  
notre notice n° 33 M.



... remplacent les tôles striées et les tôles perforées.

Mais les avantages qu'ils présentent sont autrement importants. Résistance inégalée. Non glissants. Ils laissent passer l'air à profusion. La teinte claire de leur galvanisation leur assure une luminosité particulière.

Les planchers métalliques LAUFFER qui sont fabriqués à dimensions, contribuent à donner aux locaux industriels un aspect bien spécial d'ordre et de propreté.

Ils sont actuellement d'une application courante pour les planchers de chaufferies, salles de machines, passerelles, canivaux, bouches d'air et de chaleur, fosses de garage, etc.

Usines **LAUFFER** Frères

Hermalle sous Argenteau