

LA CHARPENTE MÉTALLIQUE RIVÉE ET ENROBÉE DE L'INSTITUT DE CHIMIE ET DE MÉTALLURGIE DE L'UNIVERSITÉ DE LIÈGE (AU VAL-BENOÎT)

(SUITE)

par FERNAND CAMPUS, Ingénieur A. I. Lg., A. I. Br., A. I. M.,
Professeur à l'Université de Liège.

DEUXIÈME PARTIE

ESSAIS EFFECTUÉS SUR LA CONSTRUCTION

I. — Essais de la charpente avant enrobage

Ces essais ont été effectués du 15 au 23 juin 1931, limites incluses. Ils ont porté sur la ferme A 16, de 16 m de portée et à quatre étages, une ferme F à trois montants et cinq étages et la ferme A 12, de 16 m de portée et à quatre étages. Les instruments employés pour les essais étaient : un télé-extensomètre Dr. O. Schaefer, à douze fils de mesure du type D 6, appartenant au Fonds National de la Recherche Scientifique (fig. 11 et 17) ; des extensomètres Huggenberger, modèles B, A et D (fig. 12) ; deux clinomètres Stoppani, (fig. 13) ; des fleximètres Zivy et un fleximètre Stoppani (fig. 11).

Les charges, dont le total atteignait 25 tonnes, étaient constituées par des rails et des gueuses de fonte placés sur des trucks, reposant eux-mêmes sur des rails et traverses. Les deux trucks étaient suspendus aux fermes par des câbles métalliques. Les charges étaient soulevées au moyen de palans et de treuils jusqu'à ce qu'elles soient complètement libres ; les câbles étaient alors serrés au moyen de clamés boulonnées, de manière à décharger les treuils (fig. 14).

Les essais ont été effectués très tôt dans la matinée, afin d'éviter ou de diminuer le plus possible les effets thermiques. Commencés à cinq heures du matin, ils étaient généralement terminés avant neuf ou dix heures. Malgré cela, certains essais ou instruments furent influencés par les variations thermiques ou les alternances d'ensoleillement et d'ombre résultant de l'état du ciel. L'action du vent, très appré-



Fig. 11.

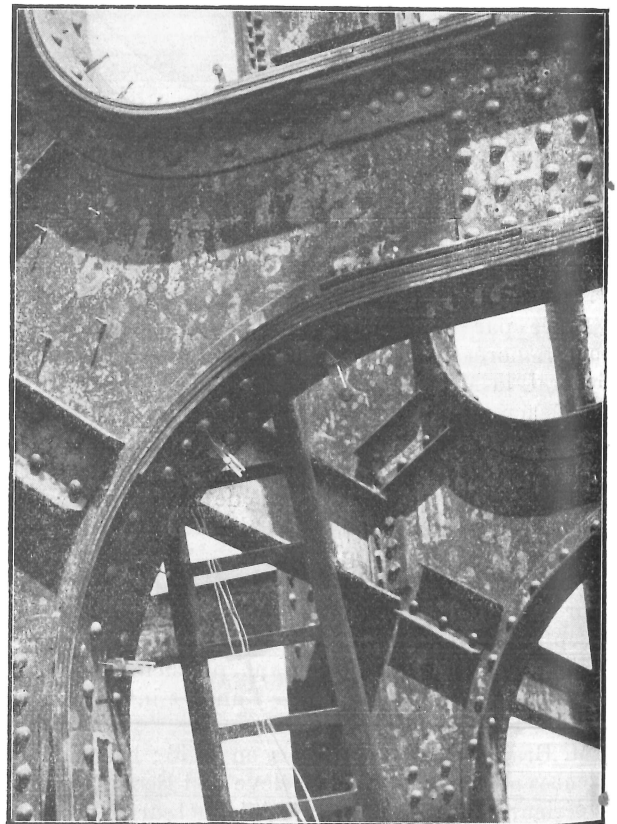


Fig. 12.

ciable à certains jours, quelques averses enfin ont, malgré un temps généralement très favorable, montré qu'on ne peut éluder au cours d'expériences faites sur un chantier, certaines causes perturbatrices qui confèrent aux essais un caractère différent de celui du travail de laboratoire. Il en est de même pour la manutention des charges qui, malgré l'obligeance et l'intelligence du personnel mis à notre disposition par l'entrepreneur, ne peut être exempte de chocs,

surtout familières aux monteurs de charpente. Enfin, l'occupation active du chantier par deux entreprises (montage et bétonnage) n'était pas sans créer une gêne générale pour les essais.

Dans l'appréciation des résultats que l'on peut attendre d'essais complets sur des ouvrages d'art et des travaux de chantier, on doit tenir compte de ces caractères et de toutes les perturbations qui font que l'on ne peut demander de l'emploi d'appareils de laboratoire, précis en eux-mêmes, des résultats

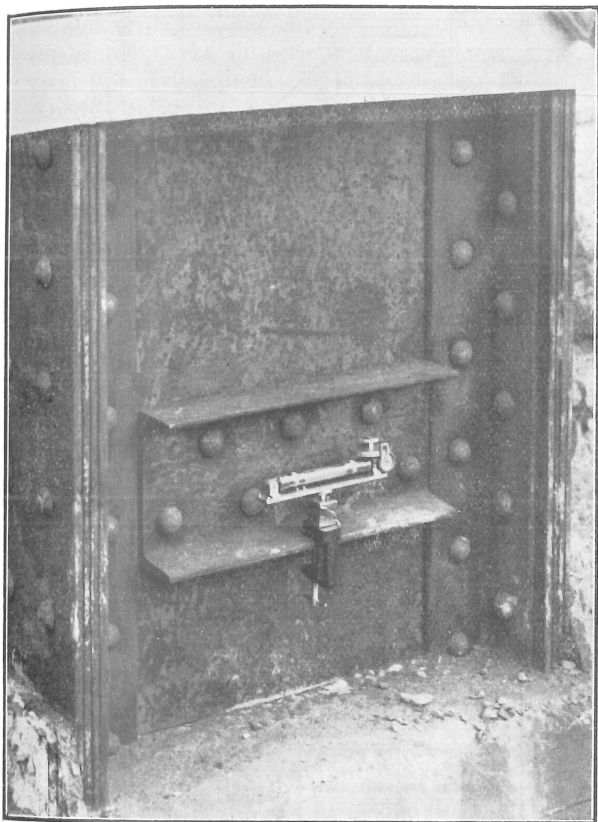


Fig. 13.

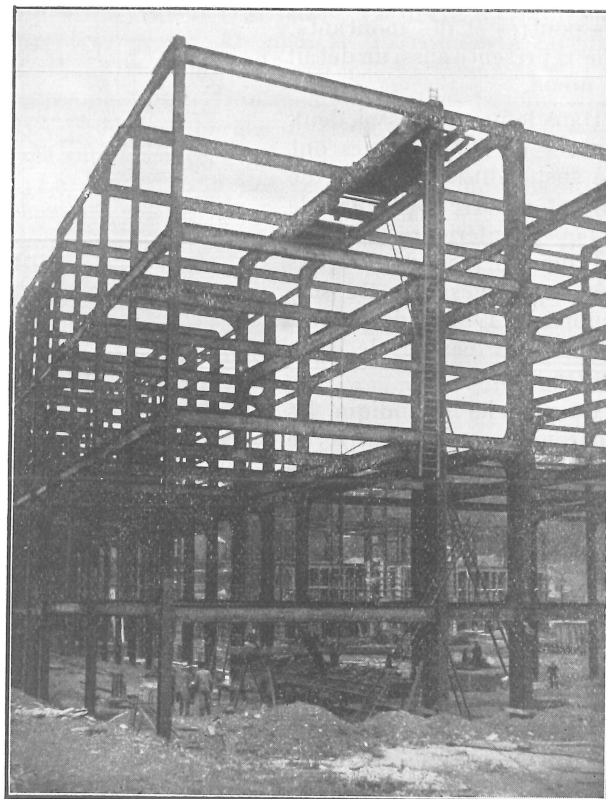


Fig. 14. — Chantier d'essai de la ferme A 16 (vue de la digue).

parfois violents, notamment en cas de fausse manœuvre ou même d'accident, toujours probable vu le caractère improvisé du matériel de chantier. Ces incidents n'ont pas manqué de se produire, accompagnés même de lésions corporelles, heureusement peu graves. Enfin, certaines parties du dispositif expérimental pouvaient être affectées du même caractère improvisé, tels les supports des fleximètres, qui ont faussé les lectures du premier jour et qu'il a fallu consolider sérieusement et entourer d'une zone de protection. La précision de la grandeur des charges, déterminée par pesée, ne pouvait être exactement appréciée.

Certains essais, notamment ceux de la poutre supérieure de la traverse A 16, qui n'était accessible que par des échelles de montage et une passerelle de montage assez sommaire accrochée à vingt mètres de hauteur au-dessus du sol, n'étaient pas exempts d'émotion pour les opérateurs de laboratoire, peu préparés à travailler dans des conditions qui sont

aussi parfaits que ceux obtenus lors de leur usage en laboratoire. Dans l'interprétation des résultats, on doit moins s'attacher aux chiffres isolés qu'à leurs ordres de grandeur relatifs et leurs relations réciproques. Ces conclusions n'acquiescent leur vraie valeur que par la comparaison aux résultats des calculs. On jugera, par le compte rendu ci-après, que les essais effectués ont été réussis et concluants.

Essais sur la ferme A 16. — Cette ferme est une des deux plus fortes fermes du type A. Son écartement par rapport à la ferme de façade est de huit mètres, l'autre ferme voisine est située à trois mètres. Tant en ce qui concerne le poids mort que la surcharge, cette ferme est plus sollicitée que les autres. Aussi ses poutres comportent-elles les plus fortes sections employées et consistent en poutrelles Grey D. I. L. 60. Au moment des essais, les pieds des colonnes de cette ferme étaient déjà enrobés dans le béton sur une hauteur de 0,83 m au-dessus de la fondation.

La planche 15 synthétise tous les éléments et résultats des essais ; elle indique notamment les dimensions principales de la ferme, les rigidités $\frac{I}{l}$ des poutres, les rapports des rigidités des divers montants par rapport à celles des poutres prises comme unités et les sections transversales des poutres et des montants. Elle représente aussi un détail de nœud.

Dans le premier essai, deux charges de 12,5 tonnes ont été suspendues à 2,68 m de part et d'autre du centre de la poutre inférieure.

Dans un second essai, les mêmes charges ont été suspendues à 1,40 m de part et d'autre du centre de cette poutre.

La planche 15 indique les diagrammes comparatifs de tensions calculées et mesurées correspondant à ces deux cas de charge. On remarque que, dans la poutre, les tensions mesurées sont inférieures aux tensions calculées, abstraction faite, d'après le principe de St Venant, des perturbations qui se produisent au voisinage des charges concentrées et qui ne pouvaient être mesurées. L'inverse se produit dans les montants, où les tensions sont d'ailleurs faibles. Les tensions mesurées sont basées sur une valeur du module de Young égale à 21.000 kg/mm², qui sert également de base au calcul des flèches et des rotations. Les tensions sont calculées par résolution exacte des équations des cadres continus à étages, compte tenu des rapports de rigidité variables des barres de la construction.

Toutefois, ces équations considèrent les barres réduites à leurs axes et de moments d'inertie constants jusqu'aux centres des nœuds. En fait, les goussets de la charpente, tels qu'ils ont été décrits précédemment, augmentent considérablement la rigidité des barres au voisinage des nœuds. En outre, les barres ont des hauteurs finies et les plages communes dans l'intérieur des nœuds altèrent aussi les hypothèses géométriques simples du calcul. Enfin, les assemblages des joints, avec leurs multiples couvre-joints, constituent en fait des régions de rigidité renforcée.

Théoriquement, il n'y a pas de difficulté à tenir

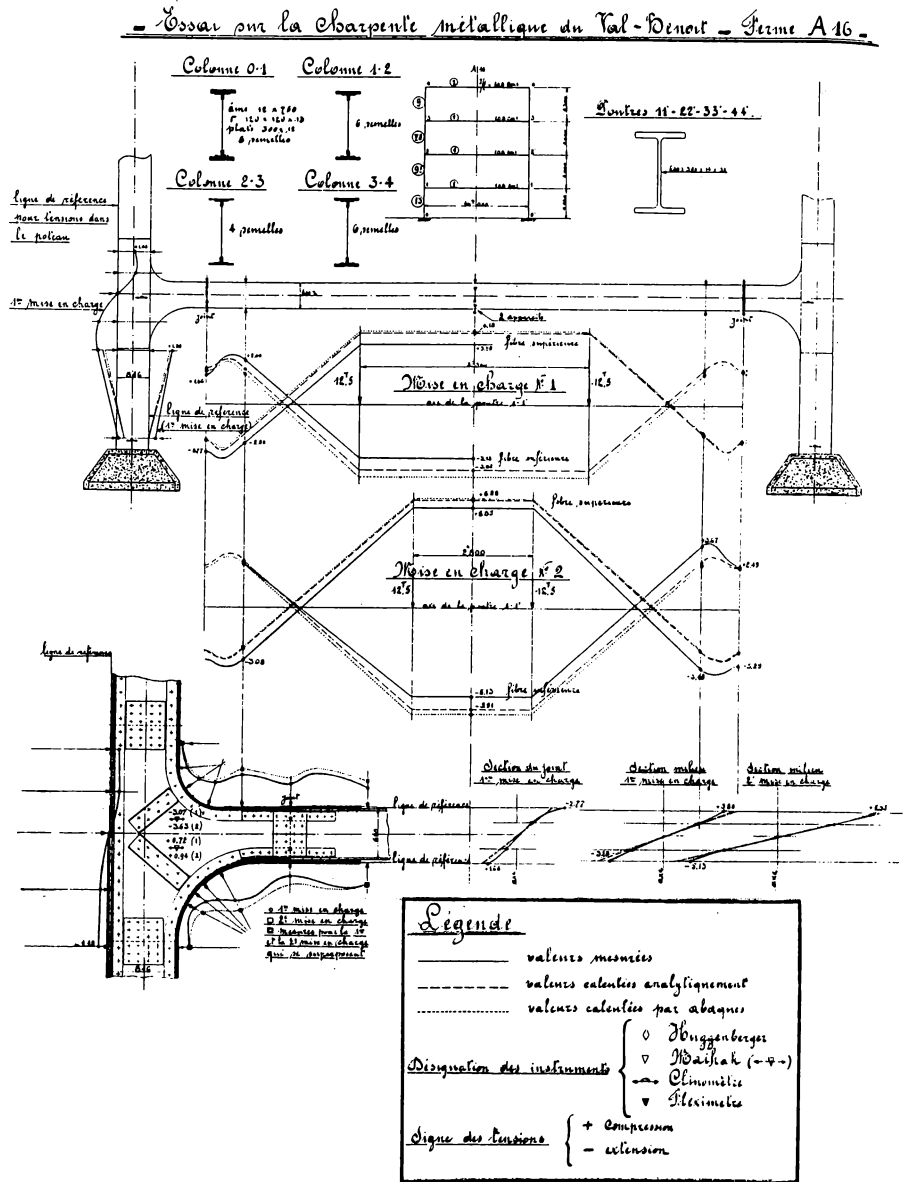


Fig. 15.

compte dans les équations de la variation des moments d'inertie des barres. Les équations restent inchangées quant à leur caractère, seuls les coefficients numériques changent. Seulement, le calcul de ces coefficients devient très complexe et, si l'on veut tenir compte des joints et des régions communes aux barres qui se coupent, ne peut être absolument exact. J'ai indiqué, dans l'exposé sommaire du calcul des fermes continues (op. précité) que l'on peut avec une approximation suffisante, déterminer pour les barres symétriques à moment d'inertie variable un moment d'inertie moyen. Ce calcul est encore assez complexe et nécessairement approximatif. En outre, il n'est pas rigoureusement applicable aux montants, qui ne sont pas symétriques dans les fermes du Val Benoit. On a constaté, après avoir déterminé les moments d'inertie moyens des montants et des

poutres que les rapports de rigidité ne sont guère changés. Donc, les moments fléchissants ne sont guère affectés; seules les rotations sont diminuées.

Il résulte de ces circonstances que les poutres et surtout leurs assemblages aux montants sont plus rigides que ne le suppose le calcul. C'est la raison pour laquelle les tensions mesurées sont systématiquement inférieures aux tensions calculées dans les poutres et supérieures dans les poteaux. Ce caractère est mis encore en évidence par le déplacement des points d'inflexion réels, par rapport aux points d'inflexion théoriques, vers l'intérieur des poutres. Cela provient principalement de l'accroissement considérable de rigidité des barres au voisinage des nœuds. La longueur des consoles fictives augmente, sans que les fatigues croissent en excès, grâce à la résistance élevée des nœuds (voir étude des nœuds op. cité). La portée entre points d'inflexion de la poutre diminue, réduisant d'autant la sollicitation. Si l'on se réfère à la théorie de l'adaptation élastique et plastique, on voit quelle réserve de sécurité les nœuds rationnellement établis confèrent aux charpentes continues.

Ces conclusions sont confirmées par toutes les comparaisons ci-après indiquées.

Rotations φ_1 des nœuds 1 et 1' :

Essai	Valeurs calculées	Valeurs mesurées	Diminution en %
N° 1	226×10^{-6}	$166,9 \times 10^{-6}$	26%
N° 2	246×10^{-6}	$174,39 \times 10^{-6}$	29%

Flèches de flexion au milieu de la poutre 11' :

Essai	Valeurs calculées	Valeurs mesurées	Diminution en %
N° 1	11,70 mm	8,49 mm	27%
N° 2	14,40 mm	11,48 mm	20%

Comparaisons des moments fléchissants au milieu de la travée 11' :

Essai	Valeurs calculées	Valeurs réduites des mesures	Diminution en %
N° 1	23,1 t m	19,2 t m	17%
N° 2	35,1 t m	31,6 t m	10%

Les valeurs des moments sont déduites des tensions mesurées par les formules :

$$\sigma' = \frac{Mv}{I} + \frac{N}{\Omega}$$

$$\sigma'' = -\frac{Mv}{I} + \frac{N}{\Omega}$$

d'où

$$\frac{2 Mv}{I} = \sigma' - \sigma''$$

et

$$M = \frac{(\sigma' - \sigma'') I}{h}$$

Ces valeurs peuvent être moins précises que celles des éléments directement mesurés. Les erreurs de σ' et σ'' se combinent et affectent la différence algè-

brique des tensions, c'est-à-dire leur somme arithmétique, elles restent donc vraisemblablement d'un degré modéré.

Quant à la comparaison des valeurs calculées et déduites des mesures de l'effort normal N , elle est illusoire, car cet effort N , d'expression

$$N = \Omega \frac{(\sigma' + \sigma'')}{2}$$

correspond à la somme algébrique des deux tensions, qui a une valeur très faible. Le degré d'erreur doit être très grand. La planche 15 comporte les diagrammes comparatifs des tensions mesurées et calculées dans la section médiane et dans le joint complet pour des charges diverses. La concordance est très satisfaisante.

La comparaison des résultats des mesures et de ceux des calculs est particulièrement suggestive par la notion des degrés d'encastrement. J'ai défini cette notion par les angles de rotation dans l'exposé sommaire de la méthode de calcul des fermes continues (op. cité). Ce degré est fixe pour les constructions continues à nœuds fixes et à foyers fixes. Il est variable d'après la sollicitation pour les constructions continues à nœuds mobiles et à mailles fermées. Plus exactement, pour les constructions continues à mailles fermées mais à nœuds fixes, les degrés d'encastrement doivent varier avec la sollicitation, mais si faiblement que l'on peut encore admettre la notion pratique de degré d'encastrement fixe.

En l'occurrence, la ferme A 16 n'est pas à nœuds fixes mais, par suite de la symétrie de la sollicitation d'épreuve, elle est à nœuds pseudo-fixes, c'est-à-dire que les rotations d'ensemble des montants sont nulles, par raison de symétrie. Donc, nous pouvons admettre la notion pratique du degré d'encastrement constant.

Le degré d'encastrement ε dont l'expression ne dépend que des conditions effectives de l'appui encasté est défini, par la relation

$$\varphi_a = \frac{-m_a l}{3 E I \varepsilon} (1 - \varepsilon)$$

ou

$$\varepsilon = \frac{m_a l}{m_a l - 3 E I \varphi_a}$$

Il est facile d'en déduire les relations suivantes, pour une poutre symétrique et symétriquement chargée.

Si M_ε représente le moment d'encastement partiel, si M_1 représente le moment d'encastement qui se produirait si $\varepsilon = 1$ (encastement parfait)

$$M_\varepsilon = \frac{3\varepsilon}{2 + \varepsilon} M_1$$

d'où

$$\varepsilon = \frac{2 \frac{M_\varepsilon}{M_1}}{3 - \frac{M_\varepsilon}{M_1}}$$

Si M'_ϵ représente le moment au milieu en cas d'encastrement partiel,

M'_1 représente le moment au milieu en cas d'encastrement parfait,

M'_0 représente le moment au milieu en cas d'appui simple

$$M'_\epsilon = \frac{3 M'_1 \epsilon + 2 (1 - \epsilon) M'_0}{2 + \epsilon}$$

d'où

$$\epsilon = 2 \frac{M'_0 - M'_\epsilon}{2 M'_0 + M'_\epsilon - 3 M'_1}$$

Si φ_ϵ représente la rotation du nœud partiellement encasté,

Si φ_0 représente la rotation du nœud s'il était simplement appuyé

$$\varphi_\epsilon = \varphi_0 \frac{2(1-\epsilon)}{2+\epsilon}$$

d'où

$$\epsilon = \frac{2 \left(1 - \frac{\varphi_\epsilon}{\varphi_0}\right)}{2 + \frac{\varphi_\epsilon}{\varphi_0}} = \frac{2 \left(1 - \frac{\varphi_\epsilon}{\varphi_0}\right)}{3 - \left(1 - \frac{\varphi_\epsilon}{\varphi_0}\right)}$$

On a d'ailleurs

$$\varphi_0 = \frac{\Phi_a l}{2 E I} = - \frac{M_1 l}{2 E I}$$

Si f_ϵ représente la flèche au milieu de la poutre partiellement encastée,

Si f_1 représente la flèche au milieu de la poutre en cas d'encastrement parfait,

Si f_0 représente la flèche au milieu de la poutre en cas d'appui simple

$$f_0 - f_\epsilon = \frac{3 \epsilon}{\epsilon + 2} (f_0 - f_1)$$

En posant

$$\frac{f_0 - f_\epsilon}{f_0 - f_1} = \delta f = \frac{f_0 - f_\epsilon}{M_1 l^2} \times 8 E I$$

$$\epsilon = \frac{2 \delta f}{3 - \delta f}$$

Cette formule montre que

$$\delta f = \frac{M_\epsilon}{M_1} = 1 - \frac{\varphi_\epsilon}{\varphi_0}$$

Ces formules appliquées aux essais N° 1 et N° 2 donnent les résultats suivants :

Mise en charge	ϵ calculé	résultant des mesures en fonction des		
		rotations	moments	flèches
1	0.965	0.975	1.10	1.095
2	0.970	0.980	1.08	1.082

Il est très intéressant de noter que les résultats des mesures de flèches et de moments satisfont à la

propriété $\delta f = \frac{M_\epsilon}{M_1}$

car

$$\frac{M_\epsilon}{M_1} = 1,065 \quad \text{et} \quad \delta f = 1,063$$

ou

$$\frac{M_\epsilon}{M_1} = 1,053 \quad \text{et} \quad \delta f = 1,055$$

mais

$$1 - \frac{\varphi_\epsilon}{\varphi_0} = 0,98275 \quad \text{ou} \quad 0,986.$$

On constate que les degrés d'encastrement résultant des mesures sont supérieurs à ceux résultant des calculs. Cependant, pour les rotations, l'écart est faible, $\epsilon = 0,975$ ou $0,980$ au lieu de $0,965$ ou $0,970$. Par contre pour les flèches et les moments, on obtient le résultat inadmissible que $\epsilon = 1,10$ environ. Le degré d'encastrement ne peut être supérieur à 1, mais ce résultat provient de l'influence de la rigidité des nœuds sur la flèche et les moments. Il signifie que le degré d'encastrement de la barre étant $0,975$ ou $0,980$ environ, les flèches et les moments résultant des mesures sont inférieurs à ceux résultant du calcul en supposant la barre prismatique. Cela est dû au surcroît de résistance et de rigidité provenant de la variation du profil de la poutre 11' vers ses extrémités et dont il n'a pas été tenu compte.

Enfin, on remarque que le degré d'encastrement défini par les rotations varie effectivement très peu lorsque la sollicitation varie, malgré que le système continu ait des mailles fermées.

Le troisième essai effectué sur la ferme A 16 a consisté à charger la poutre supérieure 44' de la ferme de deux charges de 12,5 tonnes appliquées à 1,30 m de part et d'autre du milieu. La planche 16 indique la comparaison des tensions mesurées aux tensions calculées; les constatations sont analogues à celles des essais précédents.

La comparaison des autres résultats donne ce qui suit :

Rotation φ_4 des nœuds 4 et 4' :

Valeur calculée	652	$\times 10^{-6}$
Valeur mesurée	516,31	$\times 10^{-6}$
Diminution	21%	

Flèches au milieu de la poutre 44' :

Valeur calculée	16,10	mm
Valeur mesurée	12,02	mm
Diminution	25%	

Moments fléchissant au milieu de la portée :

Valeur calculée	38,1	t m
Valeur mesurée	34,4	t m
Diminution	11%	

Degré d'encastrement calculé de la poutre 44', $\epsilon = 0,909.$

Degré d'encastrement résultant des mesures :
 en fonction des rotations φ_4 : 0,925,
 en fonction des flèches : 1,045,
 en fonction des moments : 1,02.

Ces résultats appellent les mêmes observations que ci-dessus. En outre, on notera l'augmentation appréciable des rotations des nœuds et la diminution du degré d'encastrement par rapport aux essais de la poutre 11', provenant de ce que aux nœuds 4 et 4' il n'y a que deux barres au lieu de trois.

Au cours des essais N° 1 et N° 2 de mise en charge

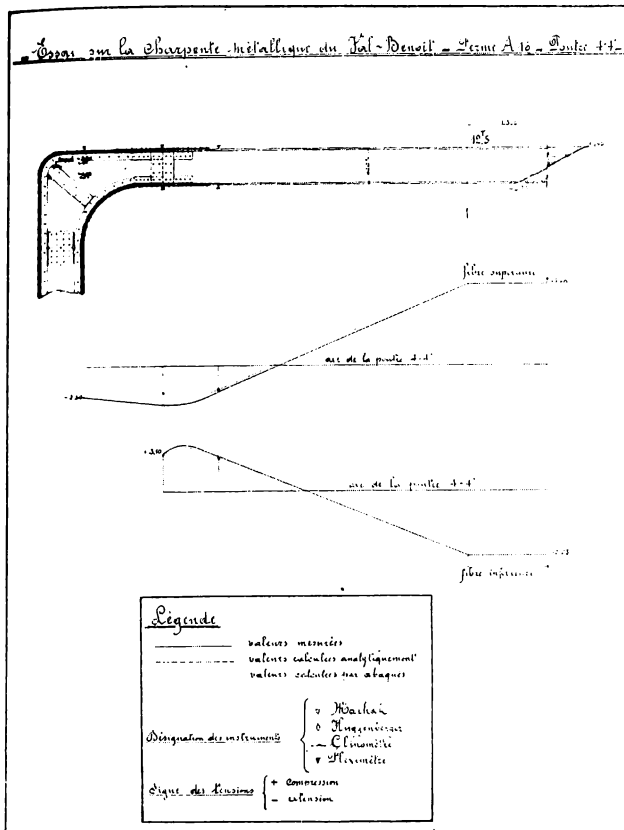


Fig. 16.

de la poutre 11', des clinomètres ont été placés sur un raidisseur du montant, à 1,08 m au-dessus de la fondation, soit à 0,25 m au-dessus de la face du massif d'enrobage du pied.

Les rotations calculées et mesurées sont les suivantes :

Essai	φ calculé	φ mesuré	diminution.
N° 1	$68,80 \times 10^{-6}$	$17,20 \times 10^{-6}$	75%
N° 2	$75,70 \times 10^{-6}$	$12,90 \times 10^{-6}$	83%

Les calculs sont basés sur l'hypothèse de l'encastrement parfait au pied des montants, de l'invariabilité du profil (sans tenir compte ni de l'embase ni du nœud) et de la hauteur égale à la distance de la plaque d'appui à l'axe de la poutre 11'. On ne tient pas davantage compte de la rigidité supplémentaire

introduite par l'enrobage en béton de l'embase. Ces observations suffisent à expliquer l'importante diminution des rotations mesurées.

Le calcul d'un degré d'encastrement de la base, correspondant aux rotations mesurées, est entaché de grande complexité, les montants 01 et 01' n'étant pas symétriques. En outre, ce calcul établi dans l'hypothèse d'un montant prismatique serait dépourvu de réalité ; on trouverait, ainsi que le montre une recherche approximative, des valeurs de ϵ multiples de l'unité ! La signification d'un tel résultat est que la rigidité de l'embase et de son béton d'enrobage diminue considérablement les déformations angulaires et que les bases des colonnes peuvent être effectivement considérées comme parfaitement encastrees. L'augmentation générale de rigidité des montants provenant de l'embase et des nœuds provoque dans les montants des fatigues supérieures aux fatigues calculées, d'ailleurs faibles.

Avant de conclure, indiquons encore quelques observations relatives d'abord aux tensions, puis aux particularités des essais.

Nous avons déjà attiré l'attention sur l'allure comparative des tensions mesurées par rapport aux tensions calculées en admettant les rapports de rigidité des barres prismatiques indiqués à la planche 15.

A titre de comparaison, on a aussi calculé les tensions par les abaques que M. Spoliensky a établis à partir de notre méthode de calcul (1).

Ces abaques supposent que toutes les colonnes d'une part, et toutes les poutres d'autre part, ont respectivement des mêmes valeurs de $\frac{I}{l}$. Pour les montants, il a donc fallu adopter une valeur moyenne

$$\frac{I_h}{h} = 104,8 \cdot 10^4$$

tandis que pour les poutres

$$\frac{I_l}{l} = 10,8 \times 10^4$$

Donc

$$\rho = \frac{I_l h}{l I_h} = 0,103$$

Les tensions calculées de la sorte sont également représentées aux diagrammes de la planche 15.

On remarque que les écarts par rapport à un calcul plus exact ne sont pas grands et que l'on peut en toute sécurité se servir des abaques de M. Spoliensky pour un calcul pratique, même lorsque $\frac{I_h}{h}$

n'est pas constant. On comprend dès lors que le calcul basé sur les moments d'inertie moyens des poutres et montants à profil variable n'entraîne pas de variation sensible des rapports de rigidité et ne modifie donc guère les tensions. Seulement les rota-

(1) A. Spoliensky. — Abaques pour le calcul des portiques simples étagés sous l'effet de charges verticales symétriques, *La Technique des Travaux*, octobre 1931.

lions sont diminuées et se rapprochent des valeurs mesurées.

On trouve comme moment d'inertie moyen des poutres, en tenant compte des goussets $20,10 \times 10^4 \text{ cm}^4$ au lieu de $17,29 \times 10^4 \text{ cm}^4$.

Pour les colonnes, on trouve de même :

Colonne	01	12	23	34
$\frac{I}{10^4} \text{ cm}^4$	73,5	55,20	45,10	57,80
ρ	12,75	8,80	7,14	8,67

au lieu de

$\frac{I}{10^4} \text{ cm}^4$	63,92	51,42	39,62	51,42
ρ	13	9,5	7,3	9

On voit que les rigidités relatives varient peu. Mais les valeurs calculées des flèches et rotations sont sensiblement réduites et l'on obtient :

Cas de sollicitation	1	2	3	de permettre l'auscultation d'un nombre de points suffisants.
Rotation calculée $\varphi_1 = 194,3 \times 10^{-6}$		$211,5 \times 10^{-6}$	$\varphi_4 = 561 \times 10^{-6}$	
Rotation mesurée $\varphi_1 = 166,9 \times 10^{-6}$		$174,39 \times 10^{-6}$	$\varphi_4 = 516,31 \times 10^{-6}$	

L'écart est appréciablement diminué.

Pour les rotations des colonnes 01 au niveau du premier raidisseur, les nouvelles valeurs calculées ne diffèrent que d'une manière insignifiante des premières ($59,8 \times 10^{-6}$ et $65,8 \times 10^{-6}$ au lieu de $68,8 \times 10^{-6}$ et $75,7 \times 10^{-6}$) et restent donc très différentes des valeurs mesurées. Quant aux flèches calculées par les moments d'inertie moyens tenant compte des goussets, elles sont :

Cas de charge	1	2	3
Flèche calculée	10,06 mm	12,38 mm	13,85 mm
Flèche mesurée	8,49 mm	11,48 mm	12,02 mm

Le rapprochement entre les valeurs mesurées et calculées est sensible. Il met en évidence l'effet des goussets, des couvre-joints et de tous les renforcements quelconques.

Dans ces conditions, les degrés d'encastrement déduits des rotations calculées et mesurées deviennent respectivement :

Degré d'encastrement déduit des rotations :

Essai	calculées	mesurées
N° 1	0,968	0,971
N° 2	0,969	0,974

Les dernières décimales ne sont naturellement pas caractéristiques.

En fonction des flèches mesurées, on trouve :

Cas de charge	N° 1	N° 2
ϵ	$\epsilon = 1,04$	$\epsilon = 1,015$

L'anomalie constatée à propos des degrés d'encastrement calculés d'après les flèches réelles s'atténue par l'emploi d'un moment d'inertie moyen pour les poutres ; elle est donc bien due à la variation de moment d'inertie de ces poutres.

En ce qui concerne la technique des essais, les particularités suivantes sont à noter.

Un premier essai préalable a été fait le lundi 15 juin 1931. On a chargé la poutre 11', les boulons d'assemblage des 2 linteaux et des 2 longrines qui la réunissaient aux 2 fermes voisines étant serrés. On a ensuite desserré ces boulons, on n'a constaté aucune variation sensible des extensomètres.

On peut en déduire que les joints boulonnés des longrines, d'ailleurs assez peu rigides, n'influent pas sur la résistance de la poutre et se comportent comme des appuis simples. Ce sont des joints ordinaires exécutés au moyen de boulons ordinaires.

Ce que nous avons appelé le premier essai a effectivement comporté cinq mises en charge successives, portant sur 3 journées d'essai. Les extensomètres ont été changés de place au cours de ces essais, afin

de permettre l'auscultation d'un nombre de points suffisants.

Toutefois, les résultats proviennent en général des moyennes de deux lectures, c'est-à-dire qu'il y a eu répétition. En outre, les appareils sont relativement bien revenus au zéro malgré que le 16 juin, il y ait eu une variation totale de température en cours d'essai de 5° cent. à l'ombre et 8,7° cent. au soleil.

Le 17 juin, la température a très peu varié et la cinquième mise en charge a donné d'excellentes lectures avec bon retour au zéro.

Un essai spécial sans mise en charge, la température ayant varié au soleil de 29° à 32° puis à 25° n'a donné lieu qu'à de très faibles variations thermiques, de sens d'ailleurs divers.

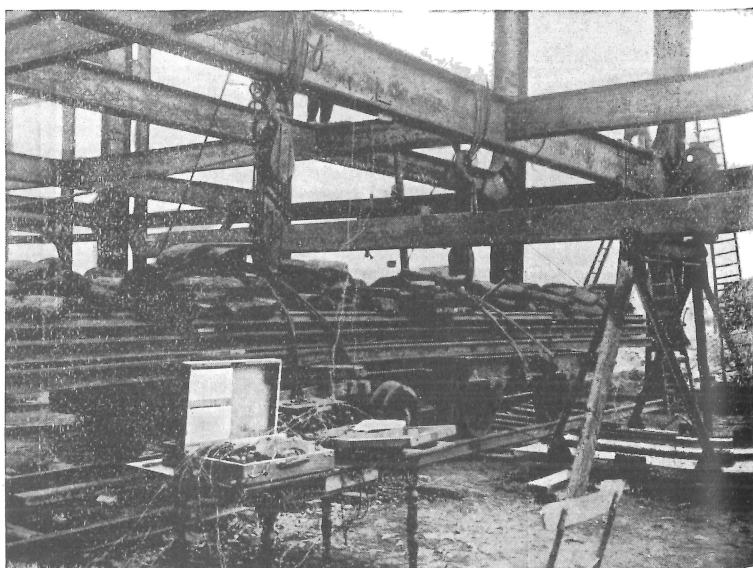


Fig. 17

Pour l'essai N° 2, deux mises en charge successives ont donné de bons résultats.

Pour l'essai N° 3, deux mises en charge ont eu lieu. L'essai doit être considéré comme moins précis, à cause de la position difficile des opérateurs à 20 m au-dessus du sol et des communications difficiles entre ces opérateurs et ceux qui faisaient les lectures au poste central du télé-extensomètre Schaefer, au niveau du sol (fig. 17).

Les extensomètres Dr. Schaefer ont généralement très bien fonctionné. Les appareils Huggenberger ont donné lieu à quelques difficultés, notamment pour certains appareils placés avec rallonges de 10 cm sur les tôles des goussets. Ces défauts ne sont pas attribuables aux appareils, mais aux difficultés de fixation et aux conditions défavorables d'expérience sur un chantier très actif, à l'air libre, les appareils étant exposés aux intempéries, aux poussières, au vent, etc. Il faut considérer aussi que l'on avait en service simultané 20 extensomètres, 2 clinomètres et 2 fleximètres.

Néanmoins, ce sont les appareils Huggenberger qui ont permis de relever les diagrammes des tensions sur les ailes courbes des nœuds, figurés à la planche 15. Ces diagrammes sont tout à fait analogues à ceux que nous avons déduits de divers modèles de nœuds du même type. Les discontinuités dues à la rivure ne semblent pas avoir influencé l'allure de ces diagrammes, sauf la perturbation au joint, que nous avons également mise en évidence par un essai sur modèle.

Les clinomètres se sont avérés très sensibles; plutôt trop sensibles même eu égard aux effets thermiques. Les lectures répétées de φ_1 et de φ_4 dans le premier et le troisième essai ont été bien concordantes. Les lectures répétées de φ_1 , dans le deuxième essai ont été moins concordantes. Les lectures de φ_0 vers le pied du montant au cours des essais 1 et 2 ont été relativement variables, à cause des très faibles inclinaisons mesurées. Les perturbations thermiques étaient aussi grandes que les valeurs à mesurer. L'ordre de grandeur montre que les inclinaisons sont négligeables.

La mesure de flèche par les fleximètres Zivy pour la première mise en charge de l'essai N° 1 a dû être éliminée, les supports des fleximètres ayant varié. Les quatre autres mises en charge, après consolidation des supports, ont été concordantes. Néanmoins, pour l'essai N° 2, nous avons désiré avoir une vérification par lecture au théodolite, que M. Dehalu, professeur de Topographie, de Géodésie et d'Astronomie, directeur de l'Institut astronomique de Coïnte et administrateur-inspecteur de l'Université de Liège, a bien voulu effectuer en personne.

Les résultats ont été les suivants :

Appareil Zivy	11,375	11,608	mm
Appareil Stoppani	11,557	11,658	mm
Théodolite	11,450	11,250	mm par deux méthodes différentes
Moyenne générale	11,483		mm.

Nous pouvions dès lors avoir toute confiance dans les fleximètres qui ont bien fonctionné pour l'essai N° 3, malgré la grande longueur des fils de mesure (en acier).

On peut admettre que les essais décrits ont été effectués avec un bon matériel scientifique et dans des conditions très consciencieuses. Leurs résultats sont donc dignes de foi. Les conclusions à en tirer sont les suivantes :

1° La répartition des tensions dans les poutres et montants est conforme à celle qu'indique le calcul des cadres continus à étages.

2° Les tensions calculées dans les poutres par les équations des cadres continus à étages en supposant les barres prismatiques jusqu'au centre des nœuds sont supérieures aux tensions réelles. La cause en réside dans l'augmentation de rigidité des poutres et montants au voisinage des nœuds et à la conformation des nœuds mêmes, qui sont très rigides. La même observation s'applique aux déformations linéaires et angulaires.

3° On peut aussi pratiquement effectuer le calcul par des abaques tels que ceux de M. Spoliansky, en négligeant les variations de rigidité des montants.

4° Les tensions calculées en se basant sur un moment d'inertie moyen des poutres, qui tient compte de la variation de leur profil aux abouts, ne diffèrent pas pratiquement des précédents d'une manière importante et il ne se justifie donc pas, en pratique, d'imposer le surcroît de besogne qui en résulte. Mais les déformations calculées par ce moyen sont plus voisines des déformations mesurées.

5° Par suite de l'accroissement de rigidité aux nœuds, les points d'inflexion se déplacent vers l'intérieur des poutres, ce qui augmente l'utilisation du métal des nœuds, par un phénomène d'adaptation élastique.

6° Les rotations des nœuds de même que les flèches sont sensiblement inférieures aux valeurs calculées.

7° Le degré d'encastrement des poutres est légèrement supérieur à celui du calcul et est très voisin de l'unité.

8° Il n'y a pas eu de flèche permanente appréciable, les rivures et les assemblages ont donc été parfaits. La réalisation du joint complet d'assemblage des poutres aux nœuds n'entraîne aucune conséquence défavorable; les fatigues sur les couvre-joints sont faibles.

9° Les fatigues mesurées sur les éléments des assemblages de ce joint complet et sur les éléments du nœud proprement dit confirment les résultats des essais sur modèles de nœuds et les conclusions qui en ont été déduites.

On peut affirmer que les nœuds sont des points forts de la construction et constituent, par les phénomènes d'adaptation élastique et plastique, des réserves considérables de résistance.

10° Ces observations sont aussi exactes pour le nœud de la poutre supérieure de la ferme. Par suite du fait qu'il n'y concourt que deux barres, le degré

d'encastrement est diminué, mais reste néanmoins très élevé, grâce à la forme adéquate du nœud.

11° Les assemblages ordinaires des linteaux et longrines aux fermes principales, par boulons non tournés, ne réalisent aucune continuité, mais des appuis analogues à des appuis simples.

12° Le mode d'appui des colonnes sur leurs fondations, par une embase bien rigide mais sans tirants d'ancrage, réalise un encastrement pratiquement parfait, même sous l'effet des sollicitations d'épreuve, qui exagèrent le caractère de flexion par rapport à la compression.

Essais sur la ferme A 12. — Les essais sur la ferme A 12 n'ont été décidés, en supplément au programme prévu primitivement, que parce que les embases de cette forme étaient encore libres au moment des essais. Notre but était principalement de vérifier si l'embase non bétonnée, mais simplement scellée au mortier, était capable par elle-même de réaliser déjà l'encastrement total constaté sur la ferme A 16. En même temps, nous avons voulu vérifier l'effet des charges asymétriques et de leur superposition. Ces essais, plus sommaires d'ailleurs que les précédents, n'ont duré qu'un jour (23 juin 1931). Il y a eu deux mises en charges successives. On a chaque fois appliqué une charge asymétrique de 12 tonnes à 1,27 m. du milieu de la poutre, puis une seconde symétrique. Après quoi on a enlevé la première, ensuite la seconde. La température a très peu varié au cours de l'essai.

On a employé comme instruments deux fleximètres Zivy, donnant les flèches au milieu ; deux clinomètres Stoppani donnant la rotation du nœud 1 et de l'embase, enfin quatre extensomètres Huggenberger, mesurant sur 2 centimètres. L'opération a parfaitement réussi, car tous les appareils sont convenablement revenus au zéro. Cependant seules les lectures des fleximètres ont été répétées. Les extensomètres n'ont été placés qu'à la deuxième mise en charge et pour celle-ci, les deux clinomètres ont été fixés sur les deux embases symétriquement par rapport à l'axe de la ferme.

La planche 18 indique les dispositions d'essai, les caractéristiques de la ferme (dimensions et rapports de rigidité) ainsi que les résultats des mesures comparés à ceux du calcul, d'une manière d'ailleurs assez sommaire, vu le petit nombre d'extensomètres employés. Ces résultats n'ont d'autre but que de confirmer

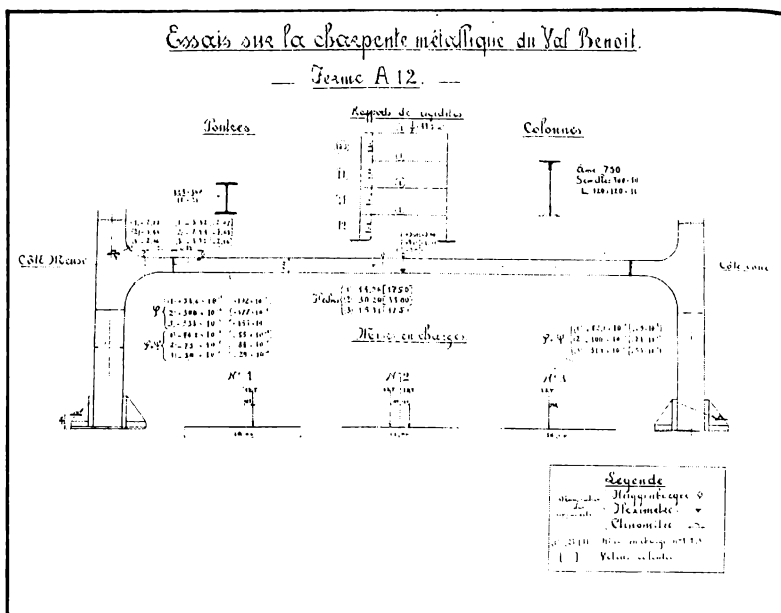


Fig. 18.

ceux beaucoup plus complets obtenus sur la ferme A 16.

La comparaison des flèches au milieu de la poutre 11', mesurées et calculées, donne les résultats suivants :

Mises en charge	Flèches calculées	Flèches mesurées	Diminut.
N° 1	17,50 mm	14,26 mm	18%
N° 2	35,00 mm	30,20 mm	14%
N° 3	17,50 mm	15,31 mm	12%

Pour le calcul des flèches on a résolu les équations du cadre continu à étages pour chaque cas de charge en admettant l'encastrement parfait des bases et des barres prismatiques, ayant les rapports de rigidité indiqués, mais en négligeant les renforts dus aux nœuds.

Les mêmes conditions de calcul ont encore permis la comparaison des valeurs mesurées et calculées des rotations du nœud 1 et des embases.

Rotations du nœud 1

Mises en charge	Rotations calculées	Rotations mesurées	Diminution
N° 1	125×10^{-6}	$54,6 \times 10^{-6}$	56 %
N° 2	577×10^{-6}	300×10^{-6}	48 %
N° 3	455×10^{-6}	233×10^{-6}	48,5%

Rotations des embases

Mises en charge	Rotations calculées	Rotations mesurées	Ecart.
N° 1	$\varphi_0 - 55 \times 10^{-6}$	$\varphi_0 - 74,2 \times 10^{-6}$	+ 35 %
	$\varphi'_0 - 29 \times 10^{-6}$	$\varphi'_0 - 82,8 \times 10^{-6}$	+ 185 %
N° 2	$\varphi_0 - 84 \times 10^{-6}$	$\varphi_0 - 73 \times 10^{-6}$	- 13 %
	$\varphi'_0 - 84 \times 10^{-6}$	$\varphi'_0 - 100 \times 10^{-6}$	+ 19 %
N° 3	$\varphi_0 - 29 \times 10^{-6}$	$\varphi_0 - 50 \times 10^{-6}$	+ 72,5%
	$\varphi'_0 - 55 \times 10^{-6}$	$\varphi'_0 - 51,8 \times 10^{-6}$	- 6 %

Dans les rotations des embases, d'ailleurs mesurées au-dessus de la base proprement dite, on constate une certaine asymétrie dans les résultats, ensuite le fait que la rotation de la base la plus voisine de la charge, lorsque celle-ci est asymétrique, est plus grande que la rotation calculée. Ceci est un indice d'encastrement imparfait de la base lorsque, sous l'effet d'une charge asymétrique, le moment d'encastrement dans la base la plus voisine devient relativement très important. Il y a vraisemblablement une légère déformation de la base sous l'effet de la flexion, sans toutefois qu'il puisse naître des extensions.

Il est à remarquer que, sous l'effet des charges asymétriques, les montants subissent des rotations d'ensemble. On constate toutefois que si l'encastrement est légèrement réduit, les rotations restent néanmoins très faibles.

En ce qui concerne le degré d'encastrement de la poutre 11' à ses extrémités, que nous ne considérons comme il a été dit que pour les charges symétriques, donc pour la mise en charge N° 2, on trouve comme valeur calculée $\varepsilon = 0,969$ et comme valeurs déduites des mesures en fonction des rotations $\varepsilon = 0,984$, en fonction des flèches au milieu $\varepsilon = 1,037$. La dernière valeur est illusoire ; sa signification a été expliquée pour la ferme A 16. Quant au reste, l'encastrement est presque parfait. Si l'on compare les résultats ci-dessus à ceux de la ferme A 16, on constate : que les flèches sont fortement augmentées ($\frac{1}{530^e}$ de la portée) de même que les rotations, mais que le degré d'encastrement est augmenté, de même que le degré de diminution des rotations.

Ces constatations correspondent au fait que les poutres de la ferme A 12 sont des D. I. N. 42,5, beaucoup moins rigides que les D. I. L. 60 de la ferme A 16, pour une même portée de 16 m. Il en résulte que la rigidité moyenne des montants par rapport aux poutres est plus grande et que l'effet raidisseur des nœuds est relativement plus grand. Néanmoins, la souplesse de la poutre se marque par l'accroissement des flèches, leur moindre écart par rapport aux flèches calculées et la diminution du degré d'encastrement fictif déduit des flèches mesurées. Cependant tous les résultats restent sensiblement en deçà de ceux du calcul.

On n'a pas constaté de flèche permanente appréciable, malgré des charges d'essai relativement fortes pour la ferme en question.

En conclusion, les essais de la ferme A 12 confirment et complètent les résultats obtenus sur la ferme A 16.

On peut en déduire :

1° Qu'il n'y a pas d'inconvénient à diminuer la rigidité des poutres en proportions des charges sollicitantes, en prenant soin d'éviter que les flèches calculées ne soient excessives, compte tenu de l'encastrement, qui devient pratiquement égal à l'unité.

2° Que le fonctionnement élastique est conforme

à la théorie, aussi bien pour les charges asymétriques que symétriques.

3° Que les charges asymétriques, placées dans des positions qui correspondent sensiblement au maximum du moment d'encastrement dans l'embase la plus voisine, y provoquent de très légères déformations lorsque ces embases ne sont pas bétonnées. L'écart par rapport à l'encastrement parfait est néanmoins insignifiant.

4° Le bétonnage de l'embase contribue à sa rigidité d'une manière appréciable.

Essais sur la ferme F. — C'est une ferme à trois oselles et cinq étages, située dans l'entrée latérale regardant vers la Meuse. La planche 19 en donne les dimensions principales et les caractéristiques essentielles, notamment les rapports de rigidité des poutres et colonnes.

L'essai de cette ferme a été effectué en une journée (21 juin 1931). Il y a eu trois mises en charge différentes, sans répétition. L'expérience a donc été beaucoup moins approfondie et rigoureuse que celles relatives à la ferme A 16. Les raisons en sont les suivantes.

L'emplacement de cette ferme F était beaucoup moins favorable, tant par suite de l'état bouleversé du terrain que du fait de la proximité plus grande des fermes voisines. Les charges avaient dû être décomposées en deux moitiés, de 12 tonnes chacune. Leur manœuvre exigeait deux treuils et un câblage plus compliqué. Les mises en charges étaient moins sûres, il y a eu plus de chocs. La suspension des charges au milieu des travées a empêché le placement des fleximètres. Nous aurions dû disposer, à cause de la multiplicité des colonnes et de l'asymétrie de la ferme, de plus de deux clinomètres. Nous avons essayé d'y pallier en déplaçant l'un d'eux en cours d'essai ; les résultats n'ont pas été favorables.

Enfin, par suite de la complication hyperstatique beaucoup plus grande de cette construction, nous n'avons eu pour but, en la soumettant aux essais, que de vérifier son fonctionnement élastique dans les grandes lignes. Les résultats à ce point de vue ont été suffisants.

En ce qui concerne le fonctionnement des appareils dans cet essai, de nombreux extensomètres, tant acoustiques que mécaniques, ne sont pas revenus au zéro à l'issue des trois mises en charge. Il y a eu ainsi apparence finale de tensions résiduelles, correspondant à des déformations permanentes et à un léger déversement des colonnes du côté opposé à la Meuse. Il n'a pas été possible de vérifier s'il y avait des flèches permanentes, vu l'absence de fleximètres. Mais le clinomètre qui est resté sur la colonne centrale pendant toute la durée de l'expérience est revenu au zéro à 3 divisions près, qui correspondraient à un dévers du côté opposé à la Meuse de $3 \times 2,87 \times 10^{-6}$ ou $8,61 \times 10^{-6}$. Une telle inclinaison serait inférieure aux erreurs de montage possible. Rien ne prouve d'ailleurs son existence ni sa permanence. La température ambiante avait varié pendant l'expérience de 5,5° cent. Il se peut que les ailes des mon-

Essais sur la charpente métallique du Vel-Benoit

Ferme F

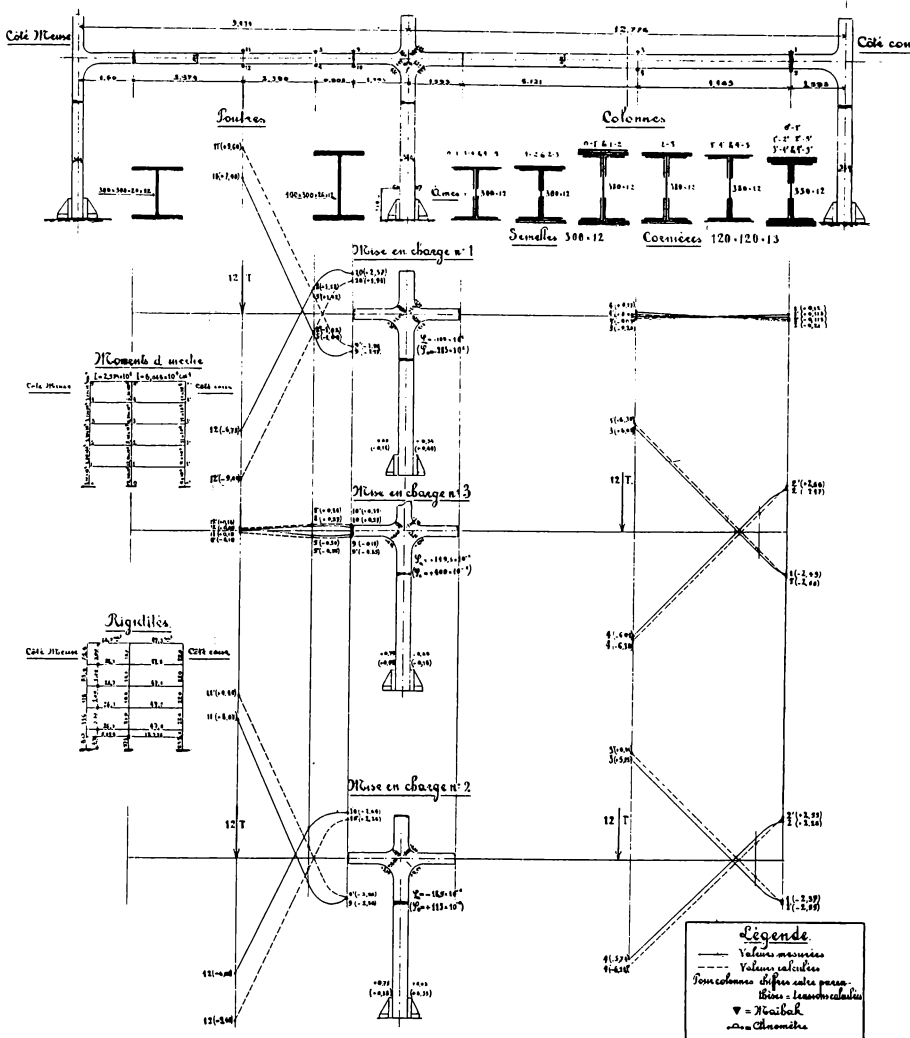


Fig. 19.

tants du côté de la Meuse (Est) aient pris une température supérieure à celles des ailes du côté de Coite. La rigidité des poutres par rapport aux montants étant relativement faible, il aurait pu en résulter une certaine déformation de la ferme dans le sens indiqué. Néanmoins, nous pensons que, vu les circonstances plus difficiles de l'expérience et l'obligation d'aller assez vite, les appareils ont pu être moins bien fixés et que les écarts constatés sont dus surtout à l'effet des chocs et vibrations de mise en charge et à la non répétition des charges.

On a suspendu d'abord une charge de 12 tonnes au milieu de la travée de 9,674 m (côté Meuse), puis une charge égale au milieu de la travée de 12,776 m. Ensuite on a enlevé la première, puis la seconde. On a donc réalisé trois sollicitations différentes, ayant surtout pour but de vérifier le fonctionnement élastique de la colonne centrale.

La planche 19 comprend les diagrammes des tensions mesurées comparées aux tensions calculées

rigidité des nœuds et montants.

Les valeurs des tensions mesurées sur le nœud central indiquent que les fatigues y restent aussi modérées, sinon plus, que dans les nœuds simples de la ferme A 16 (voir planche 15). En ce qui concerne les rotations, celles du nœud central concordent en général avec les résultats du calcul approximatif quant au sens, mais les valeurs sont considérablement réduites. Il est vrai que les lectures sont peu sûres (l'appareil a été déplacé en cours d'essai) néanmoins il est certain que la rigidité considérable du nœud central fait admettre que les rotations sont effectivement fortement diminuées.

Enfin, le clinomètre placé sur la colonne centrale dénote des inclinaisons d'ailleurs faibles de cette colonne, concordant avec le sens exigé par les mises en charge et qui est vraiment insignifiante en cas de charge des deux travées, malgré qu'elles ne soient pas symétriques.

Les diagrammes des tensions mesurées dans les

dans les divers cas de charge. Les tensions ont été calculées par une méthode approximative basée sur l'application, par approximations successives, de la théorie des foyers à la ferme supposée à nœuds fixes, après quoi on superpose l'effet des inclinaisons des colonnes, établi en admettant que les points d'inflexion soient à mi-hauteur des étages, sauf dans les colonnes inférieures, où on les a admis à 0,60 h au-dessus de la base. Cette correction est minime. Les inclinaisons des colonnes sont d'ailleurs très faibles.

On constate que les fatigues mesurées sont inférieures aux fatigues calculées au milieu des poutres et au voisinage immédiat des nœuds, mais on remarque aussi le déplacement des points d'inflexion vers l'intérieur des poutres, plus prononcé encore que dans la ferme A 16. Cela tient à la rigidité relativement plus grande des poteaux et surtout des nœuds par rapport aux poutres de la ferme F, qui sont des D.I.N. à larges ailes N° 30 et N° 40, enfin à la grande rigidité du nœud médian, à quatre branches.

Dans les travées non chargées, les diagrammes concordent avec ceux du calcul, seulement les efforts transmis par la continuité sont diminués, à cause de la plus grande

divers cas de charge montrent d'ailleurs très bien que la colonne centrale est fléchie d'une manière appréciable lorsque l'une seule des travées est chargée; tandis que le moment sur la colonne est fortement réduit lorsque les deux travées sont chargées.

En conclusion :

1° Le fonctionnement élastique des fermes continues à trois colonnes du type F est conforme à la théorie; les diagrammes de variations des tensions ou ceux des moments fléchissants, que l'on peut en déduire, reproduisent les allures des diagrammes calculés.

2° Les tensions mesurées sont toutes inférieures à celles qui ont été calculées par la méthode approximative définie. Les écarts sont du même ordre que pour des calculs plus exacts théoriquement (tels que ceux de la ferme A 16). La méthode proposée convient donc pour le calcul de ces fermes.

3° Les diminutions constatées dans les fatigues mesurées sont dues aux renforcements des poutres et montants par les nœuds, d'autant plus que le nœud central est très rigide et que l'importance relative des nœuds, par rapport à la rigidité des

poutres, est augmentée dans la ferme F du fait que les poutres sont assez légères.

4° C'est le même caractère de grande rigidité du nœud central qui explique la diminution sensible de ses déformations angulaires par rapport au calcul.

5° La colonne centrale subit des inclinaisons variables d'après la position des charges sollicitant la ferme. Lorsque les travées sont chargées de part et d'autre de la colonne, sa flexion et son inclinaison deviennent insignifiantes, en accord avec la théorie.

6° Malgré la grande rigidité de la colonne centrale et du nœud, lorsqu'une travée est chargée, les effets de continuité se marquent dans l'autre, mais d'une manière atténuée par rapport au calcul.

7° Pratiquement, les effets de la continuité relatifs à la rotation des nœuds et les inclinaisons des colonnes sont négligeables en ce qui concerne les poutres, qui peuvent être considérées comme parfaitement encastées.

8° Les assemblages par boulons tournés se sont comportés pratiquement d'une manière très satisfaisante, quoiqu'il se peut que de légères déformations permanentes aient persisté.

(A suivre)