

**Zeitschrift:** IABSE publications = Mémoires AIPC = IVBH Abhandlungen  
**Band:** 29 (1969)

**Artikel:** Recherches expérimentales sur les nœuds d'ossatures acier-béton :  
1re partie : Les nœuds d'ossatures comportant une colonne de béton et  
une poutre mixte : 2e partie : Les nœuds d'ossatures en acier  
complètement enrobés de béton

**Autor:** Dobruszkes, A. / Janss, J. / Massonnet, Ch.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-22920>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

### **Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 04.10.2024

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>**

## **Recherches expérimentales sur les nœuds d'ossatures acier-béton**

1re partie: Les nœuds d'ossatures comportant une colonne de béton et une poutre mixte

2e partie: Les nœuds d'ossatures en acier complètement enrobés de béton

### *Versuche an Stahl-Beton-Rahmenknoten*

1. Teil: Rahmenknoten aus Betonstütze und Verbundträger
2. Teil: Stahl-Rahmenknoten vollständig mit Beton umhüllt

### *Experimental Researches on Steel Concrete Frame Connections*

1st Part: Frame Connections Comprising a Concrete Column and a Composite Beam

2nd Part: Frame Connections Completely Encased in Concrete

A. DOBRUSZKES

Directeur Technique de la  
S.A. Preflex

J. JANSS

Ingénieur – Chef de Travaux  
au C.R.I.F.

CH. MASSONNET

Professeur à l'Université de Liège

### **Avant-propos**

Le béton armé est couramment employé dans le bâtiment pour la confection des dalles de plancher. De plus, il peut intervenir comme enrobage des poutres et colonnes métalliques pour améliorer la résistance au feu de l'ossature. Enfin, on peut trouver avantage à constituer les colonnes en béton armé, tout en gardant les poutres métalliques enrobées qui travaillent en poutres mixtes avec les dalles et leur enrobage. Ces diverses combinaisons posent de difficiles problèmes d'assemblage, au sujet desquels la littérature technique est pratiquement muette. C'est pourquoi le Centre de Recherches Scientifiques et Techniques de l'Industrie des Fabrications Métalliques (C.R.I.F.) et la Station d'Essais et de Recherches de la Construction Métallique (S.E.R.C.O.M.) ont



décidé d'exécuter deux séries d'investigations expérimentales afin d'améliorer les connaissances dans ce domaine.

La première partie rend compte de la première série d'essais, qui concernent l'assemblage d'une poutre mixte à une colonne en béton, tandis que la seconde partie traite des nœuds métalliques complètement enrobés de béton.

### Notations

- $\sigma_e$  = limite d'élasticité de l'acier.  
 $R'_{br}$  = contrainte de rupture à la compression sur cubes de béton.  
 $R'_{cr, cyl}$  = contrainte de rupture à la compression sur cylindres de béton.  
 $M_u$  = moment résistant ultime d'une section métallique enrobée de béton.  
 $M_{max}$  = moment maximum que peut reprendre la colonne d'un nœud.  
 $M_c$  = moment fléchissant dû aux charges permanentes de service.  
 $M_s$  = moment fléchissant dû aux charges mobiles de service.  
 $M_t$  =  $M_c + M_s$ .  
 $n$  =  $\frac{M_s}{M_t}$ .  
 $P$  = charge agissant sur la poutre du nœud.  
 $P_c$  = charge ultime théorique à appliquer à la poutre du nœud d'ossature pour provoquer la ruine de la colonne.  
 $P_p$  = charge ultime théorique à appliquer à la poutre du nœud d'ossature pour provoquer la ruine de la poutre.  
 $P_s$  = charge de service agissant sur la poutre du nœud d'ossature.  
 $P_u$  = charge ultime agissant sur la poutre du nœud d'ossature.  
 $N$  = effort normal agissant sur la colonne du nœud d'ossature.  
 $N_{cr}$  = effort normal maximum que peut reprendre la colonne du nœud d'ossature.  
 $E_a$  = module d'élasticité de l'acier.  
 $E'_b$  = module d'élasticité en compression du béton.  
 $m$  =  $\frac{E_a}{E'_b}$  = coefficient d'équivalence ou module de raideur relative acier-béton (phase élastique).  
 $\Omega_a$  = section tendue de l'acier.  
 $\Omega'_a$  = section comprimée de l'acier.  
 $\Omega'_b$  = section comprimée du béton.

**Première partie: Les nœuds d'ossature comportant une colonne  
de béton et une poutre mixte**

A. DOBRUSZKES, J. JANSS et CH. MASSONNET

**1. But des essais**

Le but du programme d'essais prévu est de répondre aux points principaux suivants:

1. Evaluer les mérites relatifs de divers modes d'assemblages poutre-colonne et la validité de dimensionnements simples de ces modes d'assemblages.
2. Déterminer, si possible, le mécanisme réel de la transmission des efforts internes dans les divers types de nœuds.
3. Comparer, si possible, les valeurs réelles des contraintes avec celles calculées d'après les théories existantes.
4. Examiner les mérites relatifs des divers types essayés en ce qui concerne leur sécurité à la fissuration et à la ruine.

Les variables choisies sont:

1. La géométrie des nœuds (à trois et à deux branches).
2. Les raideurs relatives des barres.
3. Les moyens d'ancrage de la poutre sur la colonne.

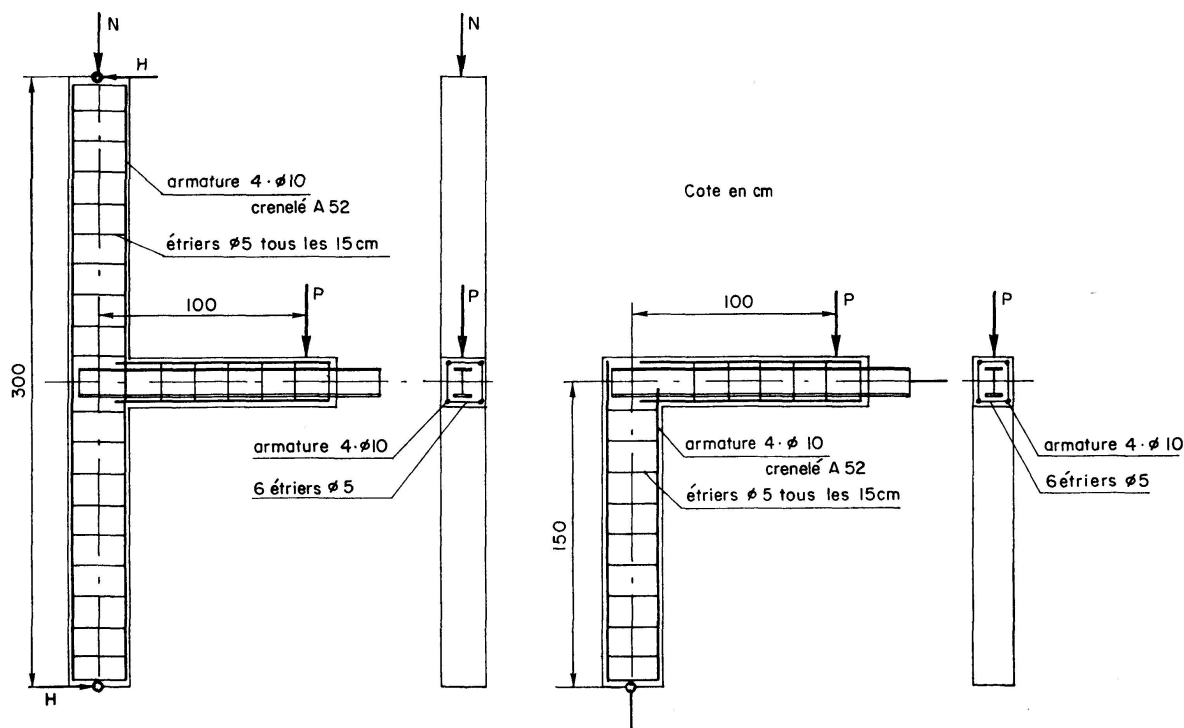


Fig. 1. Schema d'essai. Armatures des nœuds essayés. Barres d'encastrement non figurées.

Le nombre d'essais étant limité par les possibilités budgétaires, il a fallu faire une sélection sévère des modèles qui, d'ailleurs, pour des raisons de coût, ont été ramenés à des proportions juste suffisantes pour qu'une extrapolation raisonnable soit encore possible. Pour la même raison, on n'a pu exécuter chaque essai qu'en un seul exemplaire.

On aura une idée générale des essais par l'examen des schémas des deux formes de nœuds et de leur mode de mise en charge.

## 2. Descriptions des nœuds

Les essais ont porté sur 12 types de nœuds, soit 8 types de nœuds à trois branches et 4 types de nœuds à deux branches, différant, soit par les raideurs relatives de la poutre et de la colonne, soit par les moyens d'ancrage poutre-colonne. Les dimensions des nœuds et les moyens d'ancrage sont définis aux figures 2 à 7 ainsi qu'au tableau I. Les profilés métalliques sont en acier de qualité A 37 (non contrôlée).

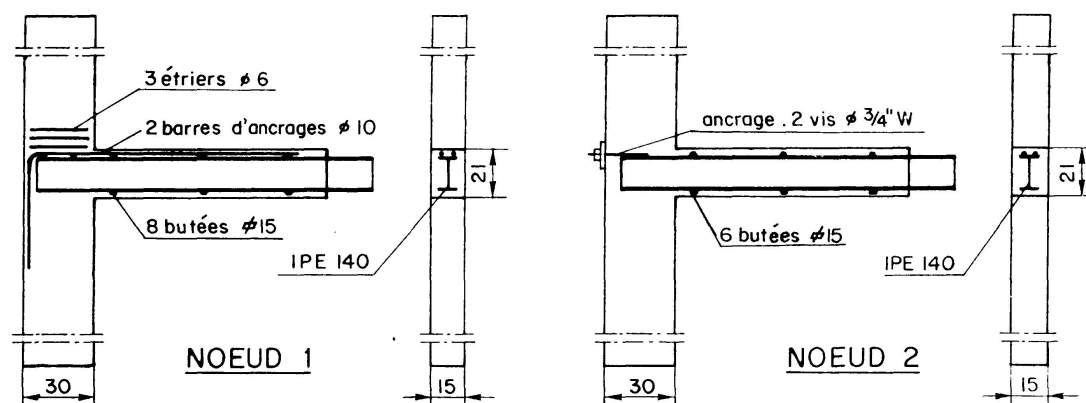


Fig. 2. Moyens d'encastrement.

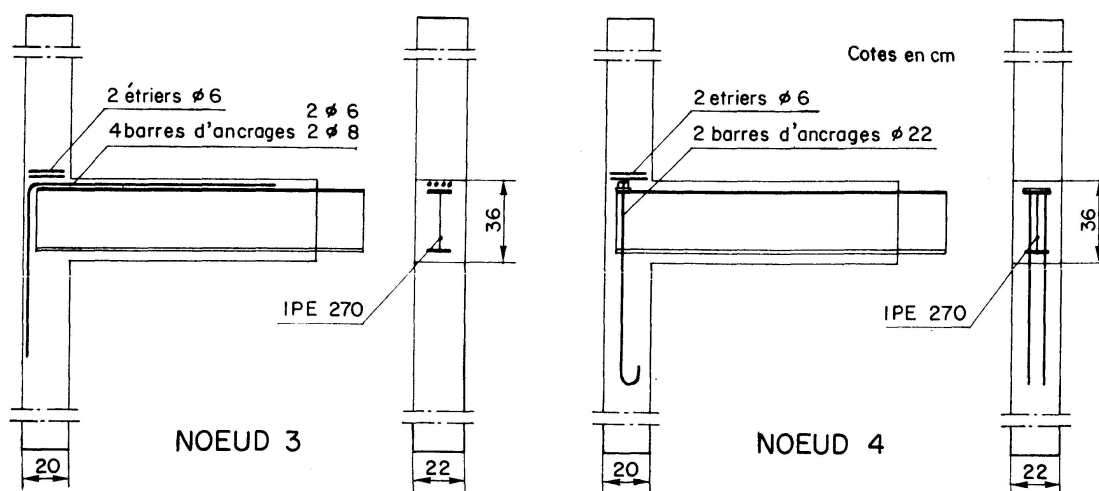


Fig. 3. Moyens d'encastrement.

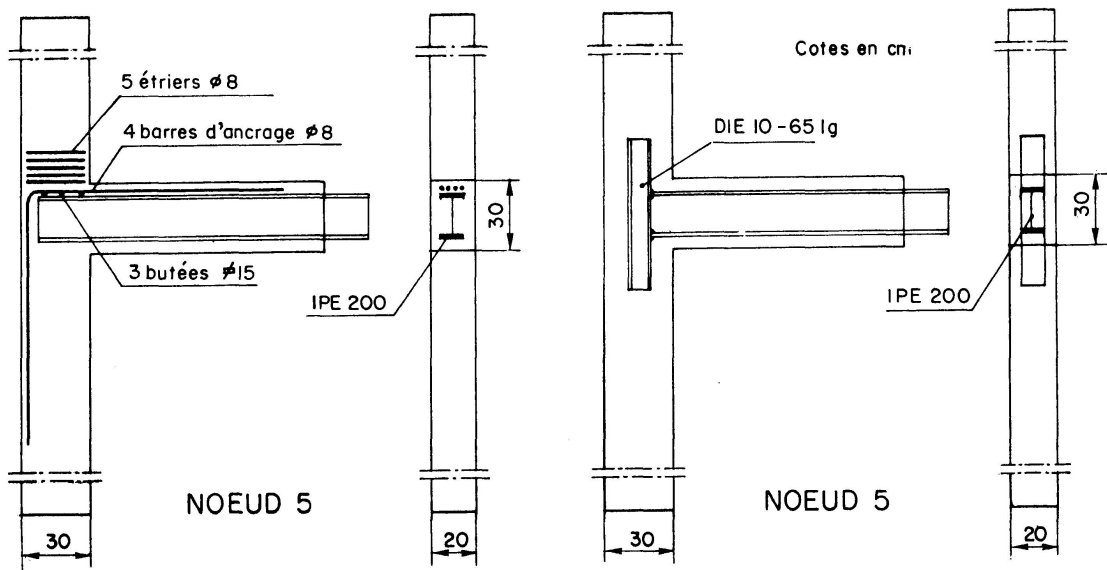


Fig. 4. Moyens d'encastrement.

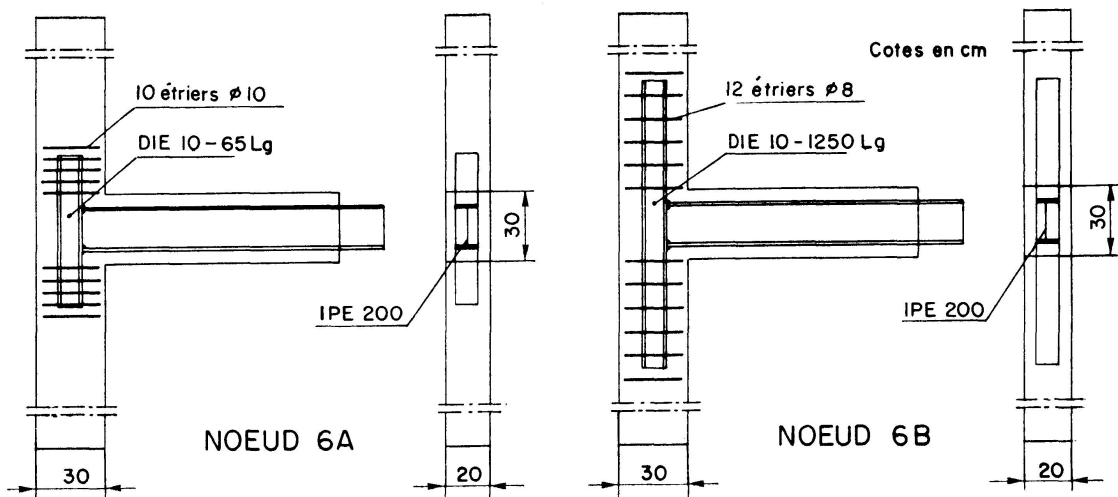


Fig. 5. Moyens d'encastrement.

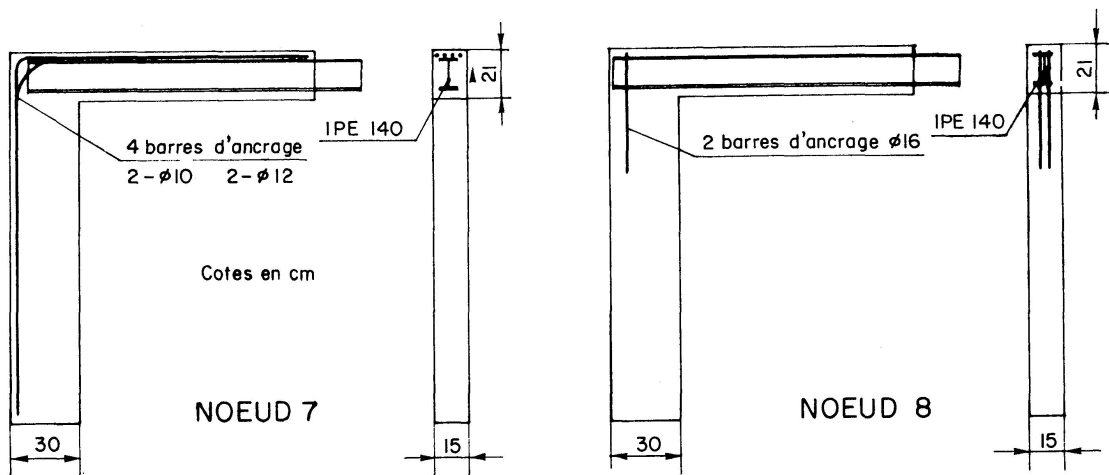


Fig. 6. Moyens d'encastrement.

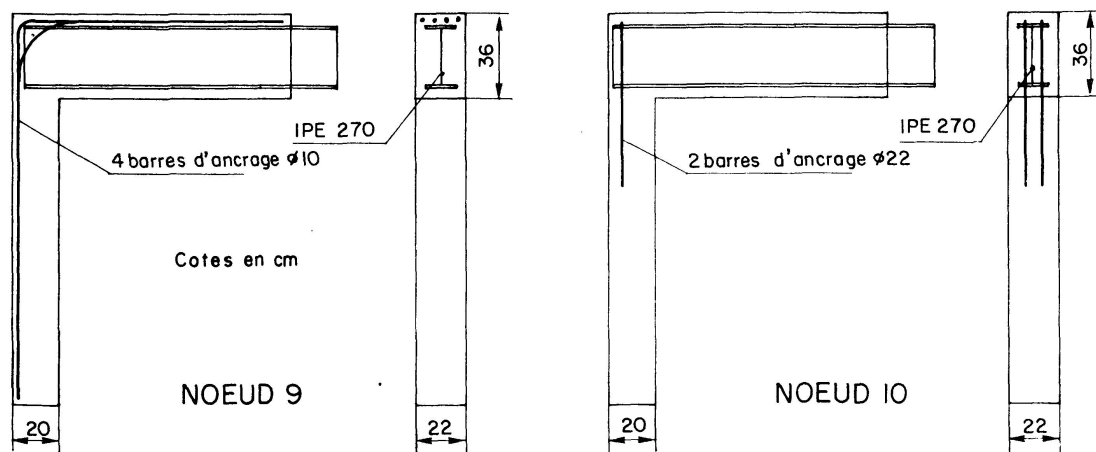


Fig. 7. Moyens d'encastrement.

### 3. Dimensionnement

Les poutres mixtes et les colonnes ont été dimensionnées suivant les théories élastiques classiques des poutres mixtes ou du béton armé, sous les charges admissibles. Les liaisons poutres-colonnes ont été dimensionnées suivant les principes simples exposés ci-dessous.

#### 3.1. Nœud sans tête à marteau

Le nœud représenté à la fig. 8 est soumis à une charge verticale  $N$ , sur la colonne et à une charge  $P$ , sur la poutre. Il s'agit de transmettre et d'équilibrer l'effort normal, l'effort tranchant et le moment fléchissant agissant sur le nœud.

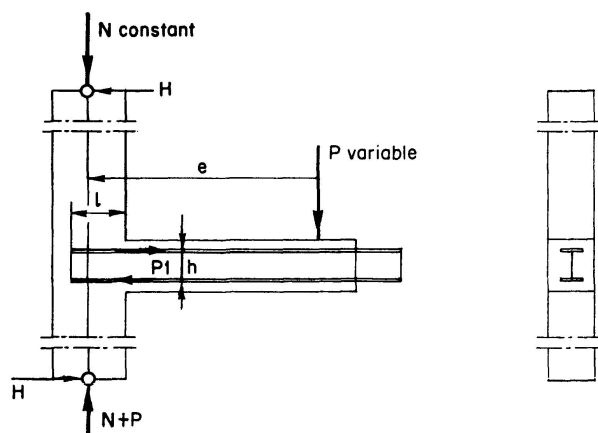


Fig. 8. Schema de l'essai d'un nœud à 3 branches.

L'effort tranchant est supposé être transmis uniquement par l'âme du profilé métallique. On suppose que le moment fléchissant est transmis par une poutre dont la membrure tendue est la semelle tirée du profilé tandis que la membrure comprimée est la semelle comprimée du profilé, enrobée de béton

[1]. Ce moment est équivalent à l'action d'un couple de forces horizontales ( $P_1$ ) dont la valeur est égale au moment fléchissant divisé par le bras de levier,  $h$ , du couple élastique. Cet effort ( $P_1$ ), dans la semelle supérieure, sera repris par l'effet d'adhérence acier-béton sur la semelle supérieure ( $P_{1,1}$ ), par l'effet de butée ( $P_{1,2}$ ) et par les barres d'ancrage ( $P_{1,3}$ ).

$$\text{Dès lors} \quad P_1 = P_{1,1} + P_{1,2} + P_{1,3}$$

avec  $P_{1,1} = \sigma_{adh.adm.} p l$  où  $\sigma_{adh.adm.}$  est la contrainte d'adhérence admise (de sécurité), égale à  $6 \text{ kg/cm}^2$ ;  
 -  $p$  est le périmètre de la semelle supérieure;  
 -  $l$  est la longueur d'ancrage du profilé dans la colonne.

$P_{1,2} = \sigma_{butée} \Omega_{butée}$  où  $\sigma_{butée}$  vaut  $0,5 R'_{br}$   
 et  $\Omega_{butée}$  est la section d'attaque de l'ensemble des butées du nœud.

$P_{1,3} = \sigma_{adm.} \Omega_{b.a.}$  où  $\sigma_{adm.}$  est la tension admissible des barres d'ancrage;  
 et  $\Omega_{b.a.}$  est la section des barres d'ancrage.

Lorsque la liaison poutre-colonne est assurée par des tirants, soit verticaux, soit horizontaux, on détermine l'effort à reprendre par ces tirants, ( $P_{1,3}$ ), en écrivant l'équation d'équilibre des efforts horizontaux ou des moments.

### 3.2. Nœuds du type «tête à marteau» [2]

Dans le cas des nœuds du type «tête à marteau», les conditions d'équilibre horizontal, vertical et des moments permettent de déterminer les caractéristiques du profil de la tête à marteau ainsi que les contraintes dans l'acier et le béton (fig. 2).

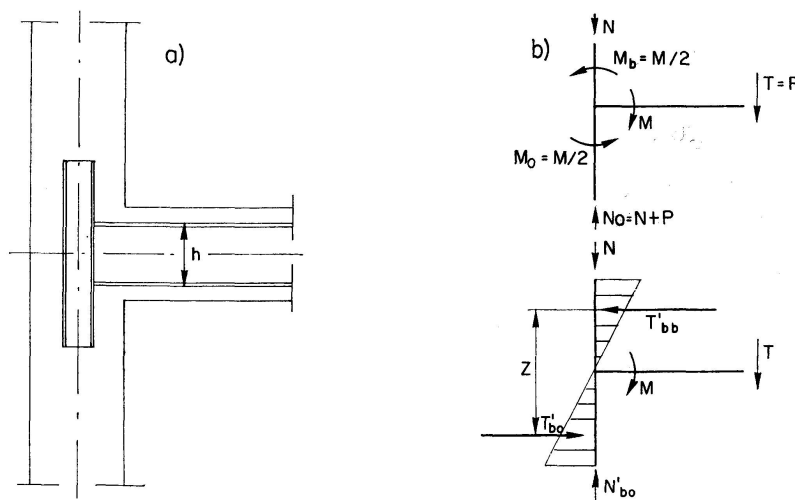


Fig. 9. Nœud du type «Tête à marteau».

L'équilibre d'un nœud, schématisé à la fig. 9, permet d'écrire:

$$N'_{b0} = T, \quad T'_{bb} = T'_{b0} = \frac{M}{Z}, \quad M = T'_{bb} Z.$$

De ces relations, on peut déduire les dimensions du profil de la tête à marteau nécessaires pour ne pas dépasser les contraintes admissibles dans l'acier et le béton.

Vu la complexité du problème, il paraît exclu d'investiguer en détail la distribution des contraintes dans les zones d'ancrage. La première vertu d'un nœud d'assemblage est de posséder une résistance au moins égale à celle des barres qu'il assemble et le but principal des essais était de comparer l'efficacité des divers modes d'ancrage possibles.

#### 4. Essais

Les nœuds ont été sollicités dans un montage réalisé sur la dalle universelle du laboratoire de Résistance des Matériaux de l'Université de Liège [3]. La fig. 10 montre le dispositif d'essai.

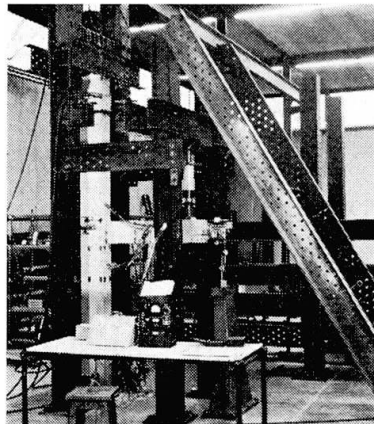


Fig. 10. Dispositif d'essai.

Les appuis de la colonne sont à roulement et sont capables de reprendre les réactions horizontales  $H$  (fig. 1).

La mise en charge des nœuds s'est effectuée en deux phases:

*1re phase:* application de la charge constante,  $N$ , sur la colonne.

*2e phase:* application de la charge variable  $P$ , sur l'extrémité de la poutre mixte (fig. 8). La charge  $P$  est appliquée par paliers successifs jusqu'à la ruine du nœud (deux cycles de mise en charge de service suivis d'un cycle jusqu'à la charge de ruine).

A chaque palier de mise en charge, on a effectué les mesures suivantes:

- a) Mesure, à l'aide d'un fleximètre au  $\frac{1}{100}$  mm, de la flèche prise par l'extrémité de la poutre sous l'effet de la charge  $P$ .

- b) Mesure des déformations du profil métallique, en deux sections bien définies, à l'aide d'extensomètres ohmiques.
- c) Mesure des déformations du béton de la poutre et de la colonne, sous l'effet de la charge  $P$ , à l'aide d'un déformètre mécanique, muni d'un comparateur au micron, dont la base de mesure était réglée sur 300 mm.
- d) Mesure des déformations des moyens d'ancrage des nœuds (barres d'ancrage ou tirants, ainsi que des étriers) à l'aide d'extensomètres ohmiques. Mesure des déformations des armatures des colonnes en béton armé.
- e) Mesure de la rotation à la base, à mi-hauteur et au sommet de la colonne en béton ainsi que la mesure de l'inclinaison de la tangente à l'extrémité de la poutre.
- f) Relevé de la position des fissures en fonction de la charge  $P$  et ouverture maximum des fissures.

Les figures 11 à 16 montrent l'aspect de quelques nœuds après la ruine.

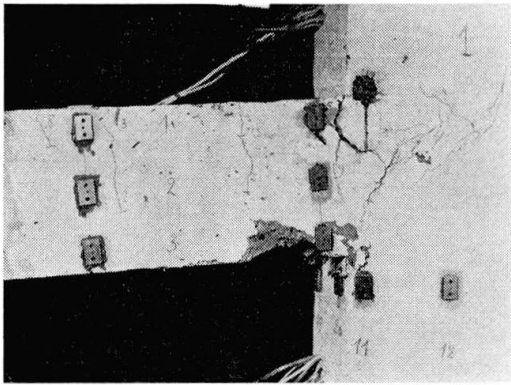


Fig. 11.

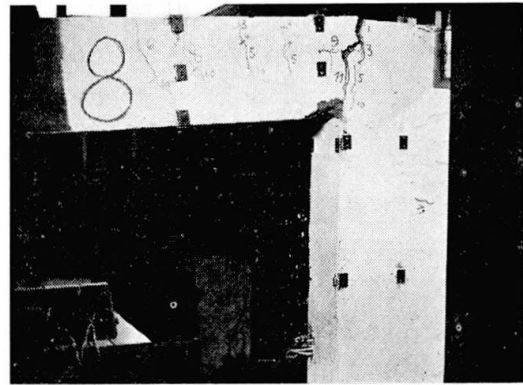


Fig. 15.

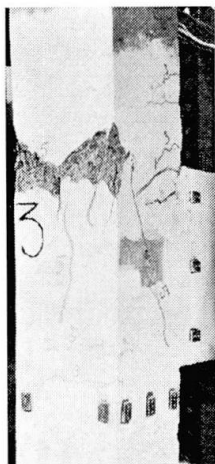


Fig. 12.

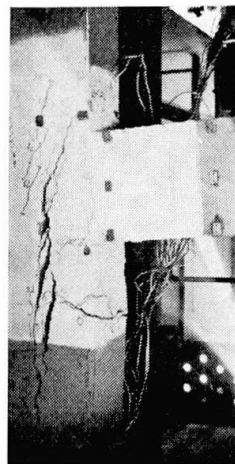


Fig. 13.



Fig. 14.

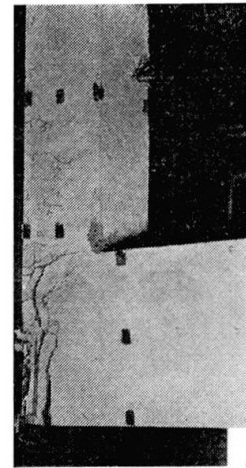


Fig. 16.

Légendes:

- Fig. 11. Fissuration et ruine du nœud 1.
- Fig. 12. Fissuration et ruine du nœud 3.
- Fig. 13. Fissuration et ruine du nœud 6.
- Fig. 14. Fissuration et ruine du nœud 6A.
- Fig. 15. Fissuration et ruine du nœud 8.
- Fig. 16. Fissuration et ruine du nœud 9.



## 5. Résultats des essais

5.1. L'examen des diagrammes de la flèche à l'extrémité de la poutre (fig. 17), et de la rotation de l'extrémité de la poutre (fig. 18) en fonction de la charge  $P$  appliquée à la poutre, montre que, dans la zone de service, la variation de ces déformations est toujours linéaire. Dans cette même zone de service, on a également constaté une déformation permanente nulle, ou très faible, après déchargement. Sur ces mêmes diagrammes, on a porté les valeurs de la charge de service de chaque nœud et de la charge provoquant une fissure dont l'ouverture est égale à 0,1 mm.

Ces résultats montrent que la conception des différents nœuds est très satisfaisante.

5.2. Le tableau I donne les valeurs des charges appliquées à l'extrémité des poutres provoquant l'apparition de la première fissure des nœuds, ainsi que les charges correspondant aux ouvertures maximales admissibles des fissures, suivant les critères de l'Institut Belge de Normalisation, soit 0, 1, 0,2 ou 0,3 mm. La fig. 19 montre l'évolution de l'ouverture des fissures en fonction de la charge  $P$ .

En ce qui concerne l'apparition de la première fissure, l'interprétation est parfois délicate étant donné qu'il n'est pas toujours possible de distinguer si cette fissure est due à la mise en charge ou au retrait.

La sécurité vis-à-vis des fissures d'une ouverture égale à 0,1 mm est satisfaite sous la charge de service pour tous les nœuds à trois branches, excepté le nœud 6, ce dernier étant un nœud à tête à marteau sans étriers. L'apparition de fissures de 0,1 mm dans la colonne de ce nœud est explicable par l'absence d'une armature capable de reprendre les effets de traction dus à l'effort tranchant et à l'action directe de la tête à marteau. En ce qui concerne les nœuds à deux branches, la sécurité vis-à-vis des fissures de 0,1 mm est insuffisante pour les nœuds 9 et 10. Pour ces deux nœuds, les colonnes où apparaissent ces fissures sont très faibles et on ne peut compter sur l'effet favorable d'une charge de compression sur la colonne, comme pour les nœuds 3 et 4.

5.3. Les diagrammes des déformations de la poutrelle métallique, sous l'effet de la charge sur la poutre, montrent que l'acier n'atteint pas les contraintes prévues par les calculs aux charges de service. Ce fait est probablement dû aux raisons suivantes:

1. Dans le cas d'une poutre à faible inertie et d'une colonne d'inertie élevée ou dans le cas d'un nœud dont les branches sont d'égale inertie, le béton est peu ou n'est pas fissuré sous les charges de service. Cela veut dire que le béton supposé tendu, dont on n'a pas tenu compte dans les calculs, est en fait très actif.
2. Dans le cas d'une poutre de forte inertie et d'une colonne d'inertie faible, la charge de service est déterminée en fonction de la colonne. Par rapport à cette charge, la poutre est surabondante.

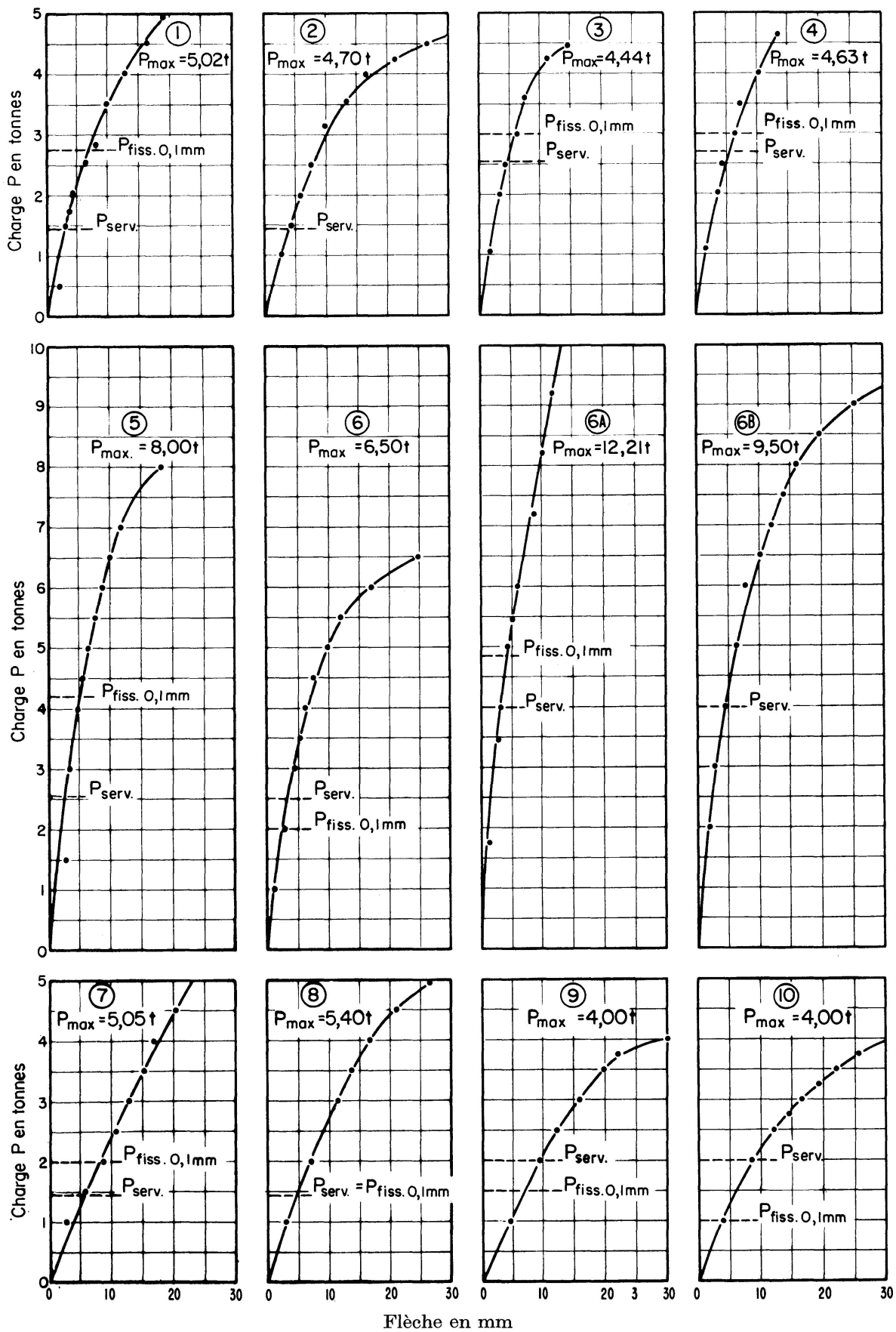
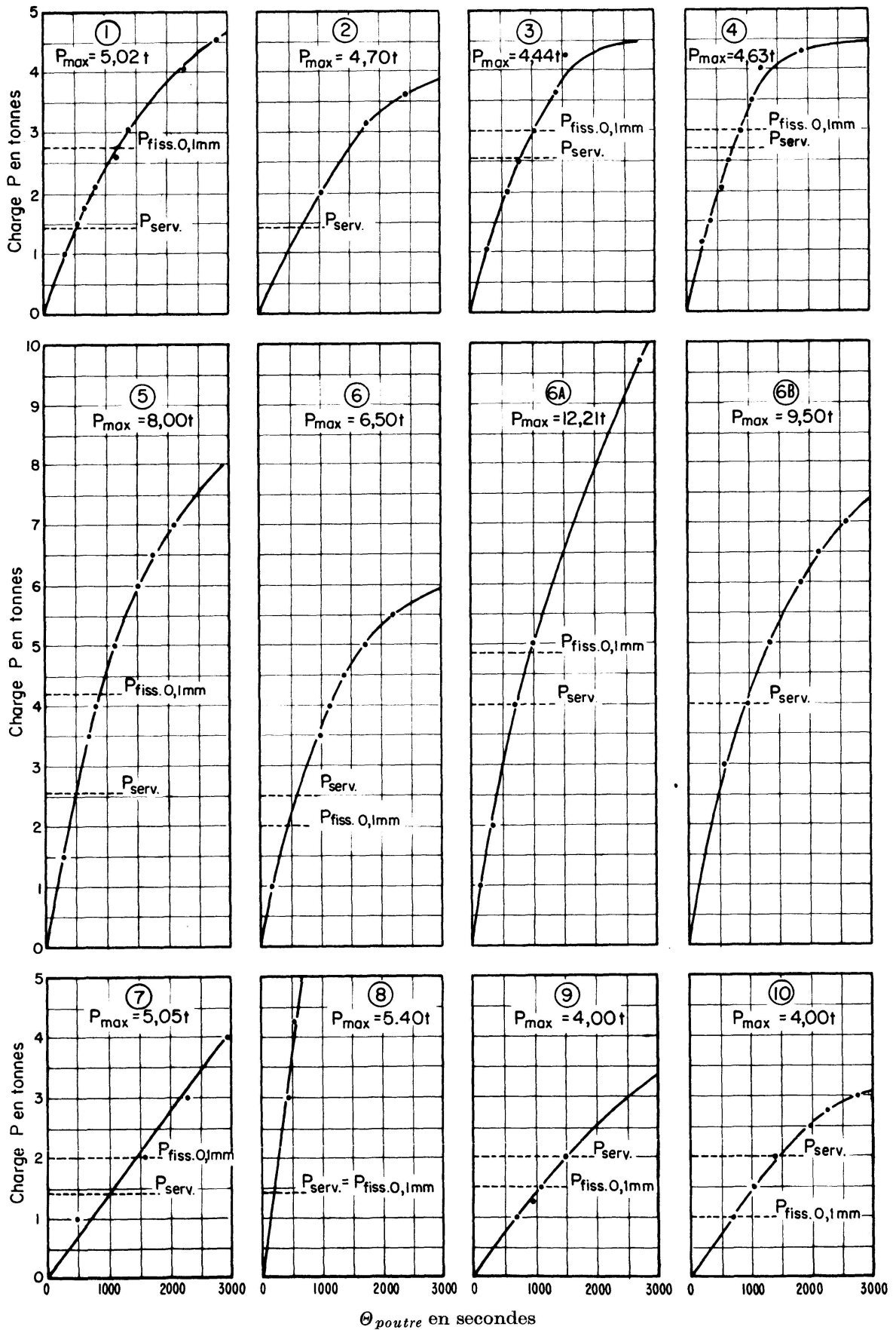


Fig. 17. Variation de la flèche à l'extrémité de la poutre en fonction de la charge P.

Fig. 18 Rotation de l'extrémité de la poutre en fonction de la charge  $P$ .

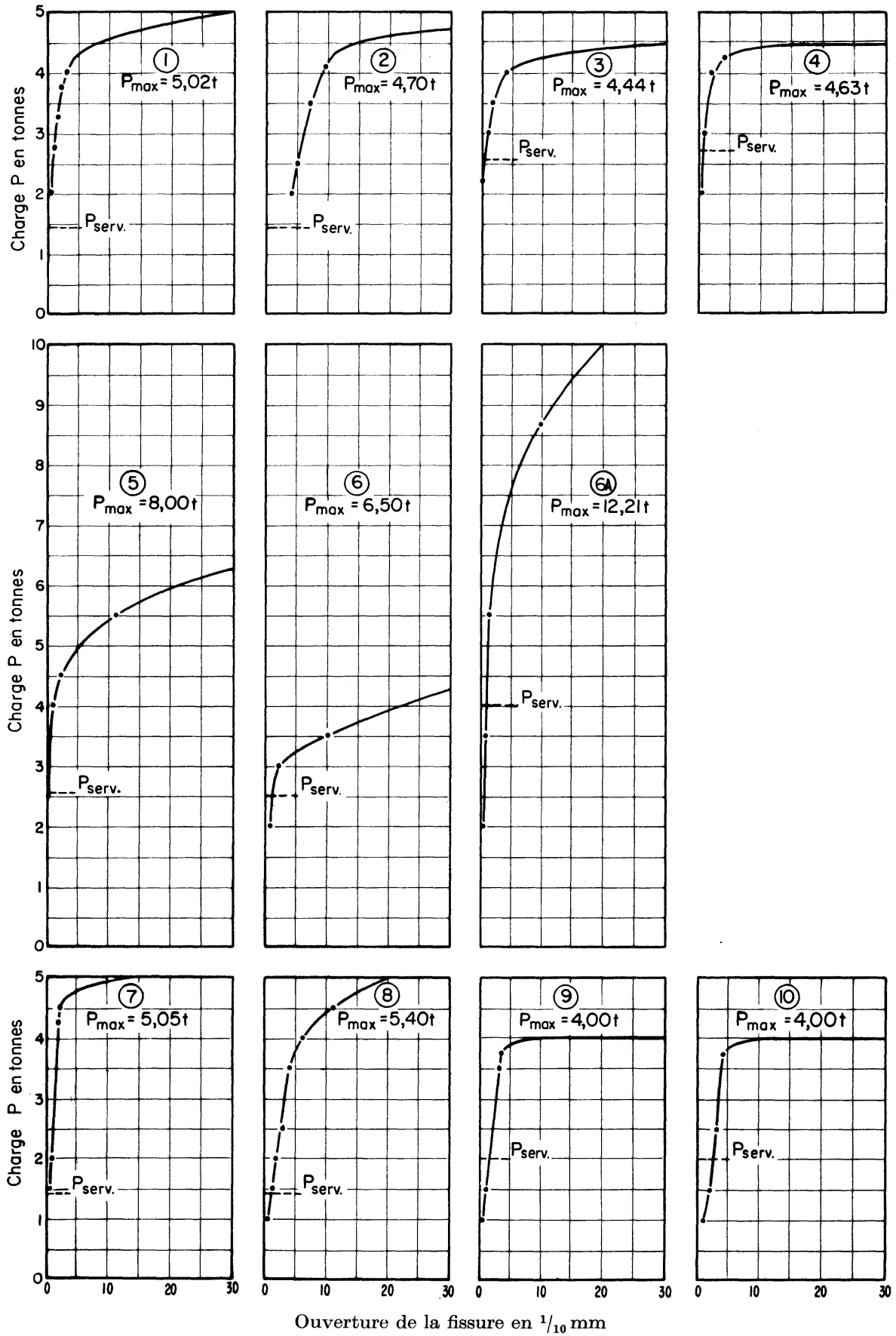
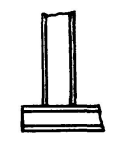
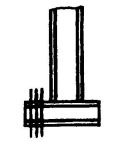
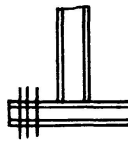
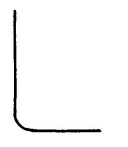
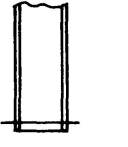

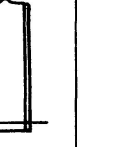


Fig. 19. Variation de l'ouverture maximum des fissures en fonction de la charge  $P$ .

Tableau I. Résultats des mesures

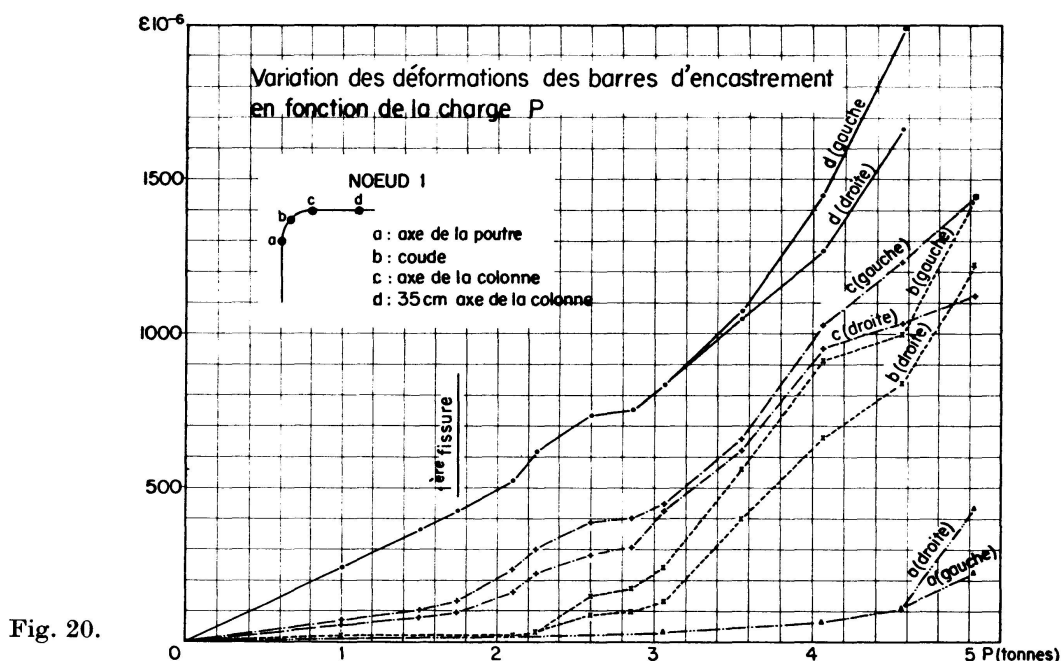
N° du nœud	Forme du nœud	Type d'ancrage	Béton			Charge de service théorique en kg	Charge réelle en kg $P$				Sécurité vis-à-vis de la fissure suivant N.B.N.			Sécurité vis-à-vis de la ruine	Flèche sous charge de service mesurée en mm	
			Age jours	R'br kg/cm <sup>2</sup>	$E_c$ kg/cm <sup>2</sup>		1re fiss.	Fiss. 0,1 mm	Fiss. 0,2 mm	Fiss. 0,3 mm	Ruine	0,1 mm	0,2 mm			0,3 mm
1			25	585	351.000	$N = 11.000$ $P = 1.430$	1.750	2.750	3.750	4.500	5.020	1,92	2,62	3,15	3,50	2,92
2			32	597	352.000	$N = 11.000$ $P = 1.430$	2.000	—	—	—	4.700	—	—	—	3,30	4,01
3			28	435	284.000	$N = 10.000$ $P = 2.580$	2.200	3.000	3.500	4.000	4.440	1,16	1,36	1,55	1,72	3,40
4			35	473	287.000	$N = 10.000$ $P = 2.700$	1.500	3.000	4.000	4.200	4.630	1,11	1,48	1,56	1,71	3,20
5			31-35	308	212.000	$N = 15.000$ $P = 2.560$	2.500	4.200	4.500	4.600	8.000	1,64	1,76	1,80	3,12	4,10

6		40	302	215.000	$N = 15.000$ $P = 2.510$	2.000	2.000	2.000	3.000	—	6.500	0,80	1,20	—	2,60	5,40
6A		25	453	288.500	$N = 15.000$ $P = 4.010$	1.760	4.840	5.440	9.000	12.210	1,21	1,36	2,24	3,04	2,60	
6B		32	483	291.000	$N = 15.000$ $P = 4.010$	1.600	> 3.500	—	—	9.500	—	—	—	2,36	3,60	
7		25	408	305.000	$N = —$ $P = 1.430$	1.500	2.000	4.500	5.000	> 5.050	1,40	3,15	3,50	3,53	5,75	
8		32	478	322.000	$N = —$ $P = 1.430$	1.000	1.430	2.000	2.500	5.400	1,—	1,40	1,75	3,77	4,70	
9		31	348	262.000	$N = —$ $P = 2.000$	500 1.500	1.500	3.000	3.500	4.000	0,75	1,50	1,75	2,—	9,20	
10		38	353	256.000	$N = —$ $P = 2.000$	500	1.000	1.500	2.500	4.000	0,50	0,75	1,25	2,—	8,60	

L'examen de ces diagrammes (non reproduits) permet de déterminer la position de la fibre neutre des poutres et, surtout, de déduire jusqu'à quelle charge (agissant sur la poutre) la loi de Hooke est encore valable.

Il est également intéressant de noter que les contraintes de la poutre métallique croissent encore proportionnellement à la charge  $P$  au-delà de l'apparition des premières fissures.

5.4. Les contraintes dans les barres d'ancrage n'atteignent pas, sous les charges de service, les valeurs prévues par le calcul (fig. 20). Les raisons sont identiques à celles exposées au point 5.3.



Sur la base de ces essais, il est également possible de se faire une idée sur la valeur numérique de la contrainte d'adhérence sous les charges de service et dans la phase critique.

Tableau II. Valeurs des contraintes d'adhérence mesurées

N° du nœud	$P_{service}$ kg	$\sigma_{adh.}$ en kg/cm <sup>2</sup>	$P_{fis. 0,1 mm}$ kg	$\sigma_{adh.}$ en kg/cm <sup>2</sup>
1	1.430	11	2.750	21,1
3	2.580	24	3.000	30,-

Il faut remarquer ici que la valeur de la contrainte d'adhérence (de sécurité) généralement introduite dans le mécanisme d'encastrement est égale à 6 kg/cm<sup>2</sup> [1].

5.5. Les valeurs mesurées des déformations des étriers sont très faibles. Les étriers travaillent très peu et très tard, *mais ils travaillent* quand même, ce qui justifie leur présence. L'absence des étriers provoque des désordres assez importants (nœud 6, fig. 13). Les étriers, tout en étant en général surdimensionnés, sont néanmoins très utiles. Ils n'entraînent d'ailleurs qu'une dépense très faible.

5.6. Les mesures de déformations faites sur le béton des poutres montrent que ce béton peut atteindre de très grandes déformations de traction sans subir une fissuration. Ce fait, très important, peut se justifier par l'influence de la grande proportion d'acier dont le béton est «armé».

5.7. Les tirants d'ancrage (nœuds 2, 4, 8, 10) sont plus ou moins efficaces à la ruine, mais ils n'entrent en action que très tard après une forte fissuration.

## 6. Le calcul à la ruine des nœuds

La méthode de calcul au stade ultime a été appliquée aux nœuds essayés en postulant que le nœud lui-même est plus résistant que ses branches. Dans le cas des nœuds devant périr par insuffisance de la poutre (nœuds 1, 2, 7 et 8), on a déterminé le moment ultime de la poutre mixte en envisageant l'état plastique complet des deux matériaux, acier et béton, composant la section de la poutre, à l'exclusion du béton tendu [5].

En ce qui concerne les nœuds devant périr par insuffisance de la colonne (nœuds 3, 4, 9 et 10), le moment ultime de cette colonne est obtenu en appliquant soit les prescriptions du Comité Européen du Béton [6] soit la méthode probabiliste du Professeur BAUS [7] (la rupture se produit dans la branche supérieure de la colonne).

Le moment ultime des colonnes des nœuds du type 6, 6 A, 6 B est déterminé en admettant que la colonne comprimée et fléchie au niveau du nœud se comporte comme un élément mixte, étant donné la présence de la tête à marteau. Ayant déterminé le moment de flexion ultime de la colonne «mixte», on tient compte de la compression par la formule d'interaction

$$\frac{N}{N_{cr}} + \frac{M_{max}}{M_u} = 1 \quad [8].$$

Le tableau III ci-après résume les valeurs des charges ultimes théoriques à appliquer à l'extrémité de la poutre pour provoquer soit la ruine de la poutre ( $P_p$ ), soit celle de la colonne ( $P_c$ ). Ces valeurs sont comparées aux charges ultimes mesurées ( $P_u$ ).

L'examen de ce tableau montre qu'il y a une concordance satisfaisante



(dans le sens de la sécurité) sauf pour les nœuds 5, 6 B, 7 et 10. Or l'examen de l'aspect des nœuds, à la ruine, montre que ce sont précisément ces nœuds là qui semblent présenter une faiblesse à la jonction poutre-colonne. La résistance de ces nœuds pourrait être améliorée en plaçant des étriers inclinés dans la zone en question (fig. 21).

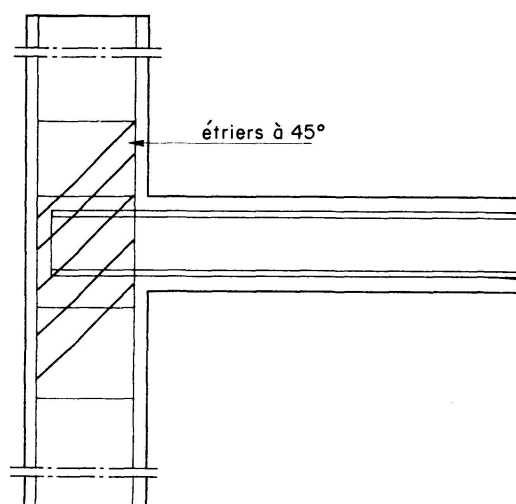


Fig. 21. Disposition des étriers à 45° dans la zone du nœud.

Tableau III. Valeurs des charges ultimes  $P$

N° du nœud	Charge ultime mesurée $P_u$ (kg)	Charge ultime $P_c$ (kg)	Charge ultime $P_p$ (kg)	$\frac{P_u}{P_c}$	$\frac{P_u}{P_p}$
1	5.020	—	4.450	—	1,13
2	4.700	—	3.750	—	1,25
3	4.440	4.800	—	0,93	—
4	4.630	4.800	—	0,96	—
5	8.000	13.500	10.330	0,59	0,77
6	6.500	—	—	—	—
6 A	12.210	11.000	8.835	1,11	1,38
6 B	9.500	11.130	8.895	0,85	1,07
7	5.050	—	6.190	—	0,82
8	5.400	—	3.150	—	1,72
9	4.000	3.590	—	1,11	—
10	4.000	4.930	—	0,81	—

La comparaison entre les charges ultimes calculées et mesurées se fera toutefois avec prudence étant donné que, pour chaque type de nœud, on n'a effectué qu'un seul essai.

Les moments ultimes peuvent être obtenus par la multiplication des charges  $P_c$  et  $P_p$  par le bras de levier respectif à l'axe de la colonne et au nu de la colonne.

## 7. Conclusions

Des essais sur nœuds acier-béton du type considéré n'ont encore jamais été effectués ailleurs, à la connaissance des auteurs.

Étant donné la difficulté de déterminer le jeu des efforts internes aux différents stades de chargement, ainsi que le nombre réduit de modèles (un par type de nœud), il n'a pas été possible d'atteindre tous les objectifs définis au paragraphe 2. En effet, vu la dispersion habituelle des lectures effectuées en cours d'essais sur des modèles à structure hétérogène, il aurait fallu soumettre à l'épreuve au moins trois nœuds de chaque type. Dès lors, les résultats doivent être interprétés avec prudence. Néanmoins, il est possible de tirer une série de conclusions qualitatives très précieuses pour le projeteur et le constructeur.

### *7.1. Conclusions générales*

Dans le nœud comportant une poutre mixte et une colonne en béton armé, il existe réellement une collaboration efficace entre tous les moyens d'encastrement présents: adhérence poutrelle-béton, butées, barres d'ancrage, têtes à marteau ou tirants.

La collaboration est immédiate et simultanée quand il s'agit de l'adhérence des butées et des barres d'ancrage. Il en est de même quand il s'agit de la tête à marteau munie d'étriers. Par contre, cette collaboration est mauvaise lorsque la tête à marteau n'est pas pourvue d'étriers.

Dans le cas de la liaison par tirants horizontaux ou verticaux, la collaboration s'établit avec un certain retard. Une mise en tension préalable des tirants pourrait améliorer leur efficacité. Les moyens d'encastrement classiques, tels que l'adhérence et les barres d'ancrage, sont efficaces quelle que soit la forme géométrique du nœud.

### *7.2. Conclusions relatives à la sécurité réelle offerte par les nœuds dimensionnés par la méthode des contraintes admissibles*

Comme le montre le tableau I (voir colonne «sécurité vis-à-vis de la ruine»), tous les nœuds présentent une sécurité suffisante.

### *7.3. Conclusions relatives à la sécurité réelle offerte par des nœuds dimensionnés par la méthode à la ruine*

Les normes belges ne définissent pas quelle doit être la sécurité des constructions mixtes vis-à-vis de la ruine. Il est cependant permis d'admettre que cette sécurité ne doit pas être plus sévère que celle exigée des éléments en béton précontraint. Cela faisant, on néglige les avantages propres aux poutrelles

enrobées (ductilité accrue, déformation dans le temps atténuée et absence d'une ruine véritable dans la grande majorité des cas pratiques).

La norme belge NBN 15 [4] prescrit la sécurité ci-après pour les éléments en béton précontraint, en fonction du pourcentage des charges fixes et variables, suivant que la ruine est à prévoir par insuffisance de l'acier ( $M_{RA}$ ) ou du béton ( $M_{RB}$ ):

$$1,45 M_c + 2,00 M_s \leq M_{RA} \quad (M_c = \text{moment dû aux charges fixes}).$$

$$1,90 M_c + 2,60 M_s \leq M_{RB} \quad (M_s = \text{moment dû aux charges variables}).$$

Si l'on pose  $n = \frac{M_s}{M_t}$  avec  $M_t = M_c + M_s$  [5]

et  $S_u = \frac{M_u}{M_t}$  où  $M_u$  remplace  $M_{RA}$  ou  $M_{RB}$

on obtient  $S_u \geq 1,45 + 0,55 n$  ou  $S_u \geq 1,90 + 0,70 n$ .

Ces deux relations sont reportées sous forme de graphique à la fig. 22. On peut voir que la sécurité maximum exigée est, selon le mode de ruine, de 2 ou 2,60 pour le cas (inexistant) où toute la charge serait variable. Dans le cas assez courant de  $n = 0,5$  ( $M_c = M_s$ ),  $S_u = 1,725$  ou 2,25.

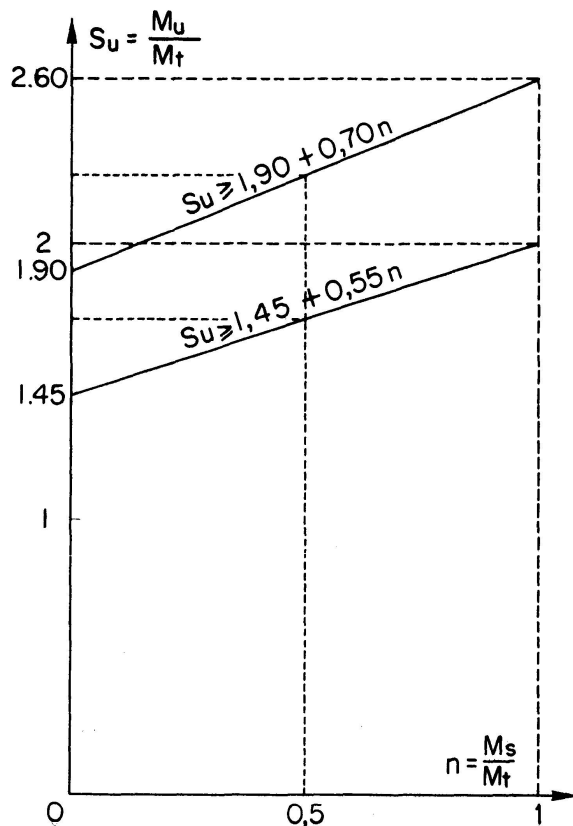


Fig. 22. Variation de la sécurité ultime  $S_u$  en fonction de  $n$ .

En examinant le tableau I, on constate que cette condition est théoriquement satisfaite pour les nœuds 1, 2, 7 et 8 qui devaient périr par faiblesse de la poutre. La sécurité réelle est satisfaisante même dans le cas extrême où  $n = 1$  (ce qui est le cas des essais). Dans le cas des nœuds 3, 4, 9 et 10, qui devaient périr et ont péri par insuffisance de la colonne, la sécurité à la ruine est comprise entre 1,7 et 2. Cette valeur est supérieure à celle proposée par les règles européennes du Comité Européen du Béton (C.E.B.) [6] pour les poutres en béton armé, soit une sécurité en cas de rupture par insuffisance de l'acier égale à 1,65 ( $S = \gamma_m \times \gamma_s = 1,15 \times 1,40$ ,  $S$  étant la sécurité globale,  $\gamma_m$  et  $\gamma_s$  respectivement le coefficient de minoration de la résistance du matériau et le coefficient de majoration des sollicitations).

Enfin, en ce qui concerne les nœuds 5, 6, 6 A et 6 B, où la colonne et la poutre ont la même résistance, la sécurité par rapport à la ruine atteint des valeurs assez élevées comprises entre 2,37 et 3,13, donc, dans tous les cas, supérieures aux deux valeurs minimales indiquées plus haut.

#### 7.4. Conclusions relatives au calcul des nœuds à la ruine

Les essais ont montré que la charge ultime des nœuds (n° 1, 2, 3, 4, 6 A, 8 et 9) est généralement égale ou supérieure à celle des charges ultimes théoriques des branches qui y aboutissent (tableau III).

Dans le cas des nœuds 5, 6 B, 7 et 10, le nœud paraît faible; or le principe adopté étant que le nœud doit être plus résistant que les éléments qui le composent, on améliorera la résistance de ces nœuds en plaçant des étriers inclinés dans les zones adéquates (fig. 21).

#### 7.5. Conclusions concernant la sécurité à la fissuration

En appliquant les critères de la Norme NBN 15 [4], concernant la sécurité à la fissuration, à tous les nœuds sur lesquels des mesures valables ont été faites (c'est-à-dire tous les nœuds essayés, sauf les nœuds 2 et 6 B), on constate ce qui suit (tableau I, fig. 19):

- milieu corrosif – fissures de 0,1 mm: la sécurité est atteinte pour tous les nœuds sauf les nœuds 6, 9 et 10;
- milieu extérieur – fissures de 0,2 mm: la sécurité est atteinte pour tous les nœuds sauf le nœud 10;
- milieu intérieur – fissures de 0,3 mm: la sécurité est atteinte pour tous les nœuds.

En ce qui concerne le nœud 6, il est apparu évident, lors de l'essai, que l'absence d'étriers autour de la tête marteau (voulue par le promoteur de ce type d'encastrement) a été la cause de la fissuration prématurée.

Dans le cas du nœud 9, l'apparition d'une fissure prématurée est probablement due à la présence d'une fissure capillaire, due au retrait, qui n'a pas été relevée préalablement à l'essai. La sécurité largement surabondante vis-à-vis des ouvertures de fissures de 0,2 et 0,3 mm en est une preuve.

On peut conclure que pour tous les nœuds, sauf ceux du type 6 et 10, la sécurité à la fissuration est assurée dans toutes les conditions. Dans le cas du nœud 10, il est probable qu'une mise en tension préalable du tirant aurait évité la fissuration prématurée.

Rappelons qu'aucune conclusion concernant la fissuration n'a pu être déduite des essais sur les nœuds 2 et 6 B.

### 8. Recommandations pratiques pour les constructeurs

1. Sur la base des nœuds d'ossature essayés, il est possible d'établir le classement qualitatif suivant des divers modes d'assemblages poutre-colonne:

1. Assemblages au moyen de barres d'ancrage et de butées d'adhérence. Assemblages par petite tête à marteau *avec* étriers.
2. Assemblage au moyen de tirants verticaux (de préférence précontraints) ou de tirants horizontaux.
3. Assemblages par grande tête à marteau avec étriers.

2. La résistance des nœuds présentant une faiblesse à la jonction poutre-colonne (nœud 5 par exemple) sera améliorée en plaçant des étriers inclinés à  $45^\circ$ , perpendiculaires aux fissures observées dans les zones adéquates.

3. Les butées ne doivent être utilisées que lorsqu'un effort normal vertical est présent pour contrecarrer les effets du cisaillement qu'elles engendrent.

4. Les tirants horizontaux sans tension préalable seront surtout utilisés pour les nœuds à trois branches où l'inertie de la colonne est grande vis-à-vis de celle de la poutre.

Les tirants verticaux seront employés quand la géométrie du nœud s'y prête: nœud à deux ou trois branches comprenant une large colonne et une poutre de faible hauteur.

Ils seront plus efficaces lorsqu'ils sont initialement prétendus.

5. Il est peut-être prématuré, sur la base de ces quelques essais, de recommander une élévation des contraintes admissibles des moyens d'encastrement tels que barres d'ancrage et butées. Cependant on peut admettre dès à présent que le calcul des étriers en acier A 37 peut se faire avec une contrainte admissible de  $1800 \text{ kg/cm}^2$  étant donné que les essais ont montré que ces étriers travaillent très tard.

## ***Deuxième partie: Les nœuds d'ossature en acier complètement enrobés de béton***

J. JANSS

### **1. Objet de la recherche**

Dans le but d'améliorer la résistance au feu des ossatures en acier, celles-ci sont souvent revêtues d'un enrobage plus ou moins important. Cet enrobage peut être en béton et, bien que dans ce cas, il serait intéressant de tenir compte de la collaboration du béton à la résistance de la structure métallique, cette collaboration est souvent négligée en pratique.

L'objet de la présente recherche est d'étudier la contribution de l'enrobage de béton à la résistance de l'ensemble et de proposer une méthode de calcul pour les ossatures métalliques enrobées. Cette méthode de calcul sera différente des méthodes de calcul élastique classiques car, en appliquant ces dernières, on arrive souvent au paradoxe suivant: une poutre ou colonne métallique jugée satisfaisante sans tenir compte du béton d'enrobage est refusée dès que l'on est obligé de vérifier les contraintes du béton. Les calculs classiques n'ont par conséquent que peu de signification.

La méthode de calcul proposée est basée sur le comportement à l'état ultime des poutres mixtes acier-béton.

### **2. Calcul des charges ultimes des poutres et colonnes enrobées**

#### *2.1. Poutres métalliques enrobées de béton sollicitées en flexion*

Il est possible de déterminer par calcul la valeur du moment de flexion nécessaire pour mettre hors service une poutre mixte acier-béton [5].

La mise hors service peut intervenir:

- a) soit par déformation plastique de la poutre métallique avant d'atteindre la limite de rupture du béton par compression;
- b) soit par dépassement de la limite de rupture du béton par compression avant d'atteindre la limite élastique de l'acier.

Le premier cas amène à considérer le moment de flexion plastique de la poutre métallique. On admet que la ruine se produit quand toute la section métallique travaille à la limite d'élasticité  $\sigma_e$  de l'acier et le béton à sa limite de rupture en compression  $R'_{br,cyl}$ . (fig. 23). En procédant de cette manière, on ne commet qu'une très légère erreur sur la valeur du moment ultime.

Dans ces conditions, l'axe neutre peut être déterminé par la condition d'équilibre des efforts normaux, soit:

$$\sum N = 0 \text{ ou } R'_{br, cyl} \Omega'_b + \sigma_e \Omega'_a = \sigma_e \Omega_a$$

et le moment ultime par la condition d'équilibre des moments, soit:

$$M_u = \sum N y$$

avec  $y$  la distance des centres de gravité des sections partielles à l'axe neutre du profil mixte.

Le deuxième cas peut être traité de la même façon que le premier, en faisant la même hypothèse en ce qui concerne la ruine [9].

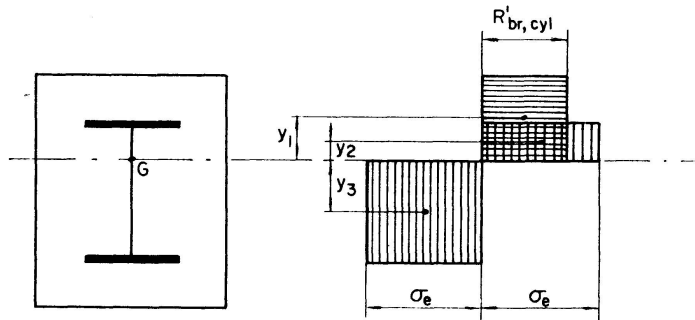


Fig. 23. Etat limite d'une poutre métallique enrobée.

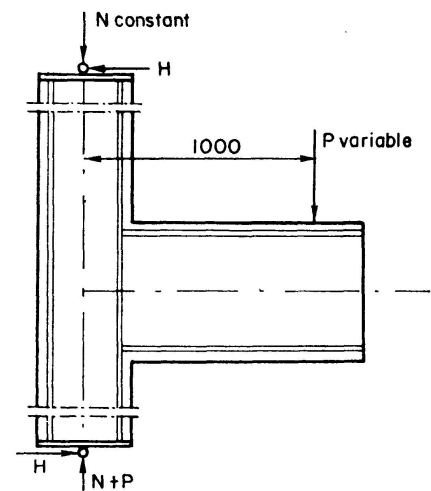


Fig. 24. Schéma de l'essai.

## 2.2. Colonnes métalliques enrobées de béton, soumises à compression et flexion

C'est le cas des colonnes d'ossatures enrobées qui font l'objet de la présente étude. En effet, la colonne est soumise à un effort de compression  $N$  et à un moment de flexion  $M$  dû aux sollicitations de la poutre.

Si l'on fait l'hypothèse que la colonne métallique enrobée de béton se comporte comme un élément métallique, on peut déterminer le moment maximum  $M_{max}$  que peut reprendre la colonne par la formule d'interaction (8)

$$\frac{M_{max}}{M_u} = 1 - \frac{N}{N_{cr}}$$

- $M_u$  est le moment ultime de la colonne enrobée de béton et se détermine par la méthode exposée ci-dessus.
- $N$  et  $N_{cr}$  représentent respectivement la charge de compression appliquée à la colonne et la charge de compression ultime que peut supporter cette même colonne.

Par ces méthodes relativement simples, il est aisé de déterminer les sollicitations ultimes d'une poutre ou d'une colonne mixte acier-béton formant les éléments d'un nœud.

### 3. Calcul des sollicitations de service

Connaissant les sollicitations ultimes des poutres ou des colonnes métalliques enrobées de béton, il est cependant intéressant de connaître les sollicitations de service que ces éléments peuvent supporter.

Les sollicitations de service de ces éléments de nœuds enrobés ont été déterminées de deux façons :

1. Soit par la méthode élastique classique, qui est la moins intéressante, en adoptant un coefficient d'équivalence  $m$  égal au rapport des modules d'élasticité de l'acier et du béton et en se limitant aux contraintes admissibles de l'acier et du béton (10).
2. Soit en adoptant comme sécurité ultime, la même sécurité exigée des éléments en béton précontraint. Cette façon de faire néglige les avantages détenus par les poutrelles enrobées.

La norme belge NBN 15 «Ouvrages en Béton» prescrit la sécurité ultime pour le béton précontraint en fonction du pourcentage des charges fixes et variables et suivant que la ruine est à prévoir par insuffisance du béton ou de l'acier [4].

Ces prescriptions peuvent être présentées sous la forme d'un graphique (fig. 22).

Dans le cas de ces essais en laboratoire, on peut considérer que le moment dû aux charges fixes est nul et donc  $M_t = M_s$ . Dès lors  $n = \frac{M_s}{M_t} = 1$  et les valeurs de la sécurité ultime seront respectivement égales à 2 dans le cas de ruine par insuffisance de l'acier et égales à 2,60 dans le cas de la ruine par insuffisance du béton.

### 4. Description des essais

Les essais ont porté sur huit nœuds à trois branches différant soit par la géométrie des éléments ainsi que par leur raideur réciproque, soit par les moyens d'encastrement (fig. 25).

Les caractéristiques mécaniques de l'acier et du béton sont reprises au tableau IV.

L'assemblage des poutres et colonnes métalliques à été réalisé par soudure. Les cordons ont été dimensionnés à partir des critères classiques admis par l'Institut International de la Soudure et repris dans le projet de norme belge NBN 212 «Calcul des contraintes dans les assemblages soudés soumis à une sollicitation statique» [11].

Les nœuds ont été essayés dans le même type de montage que celui décrit précédemment (fig. 10).



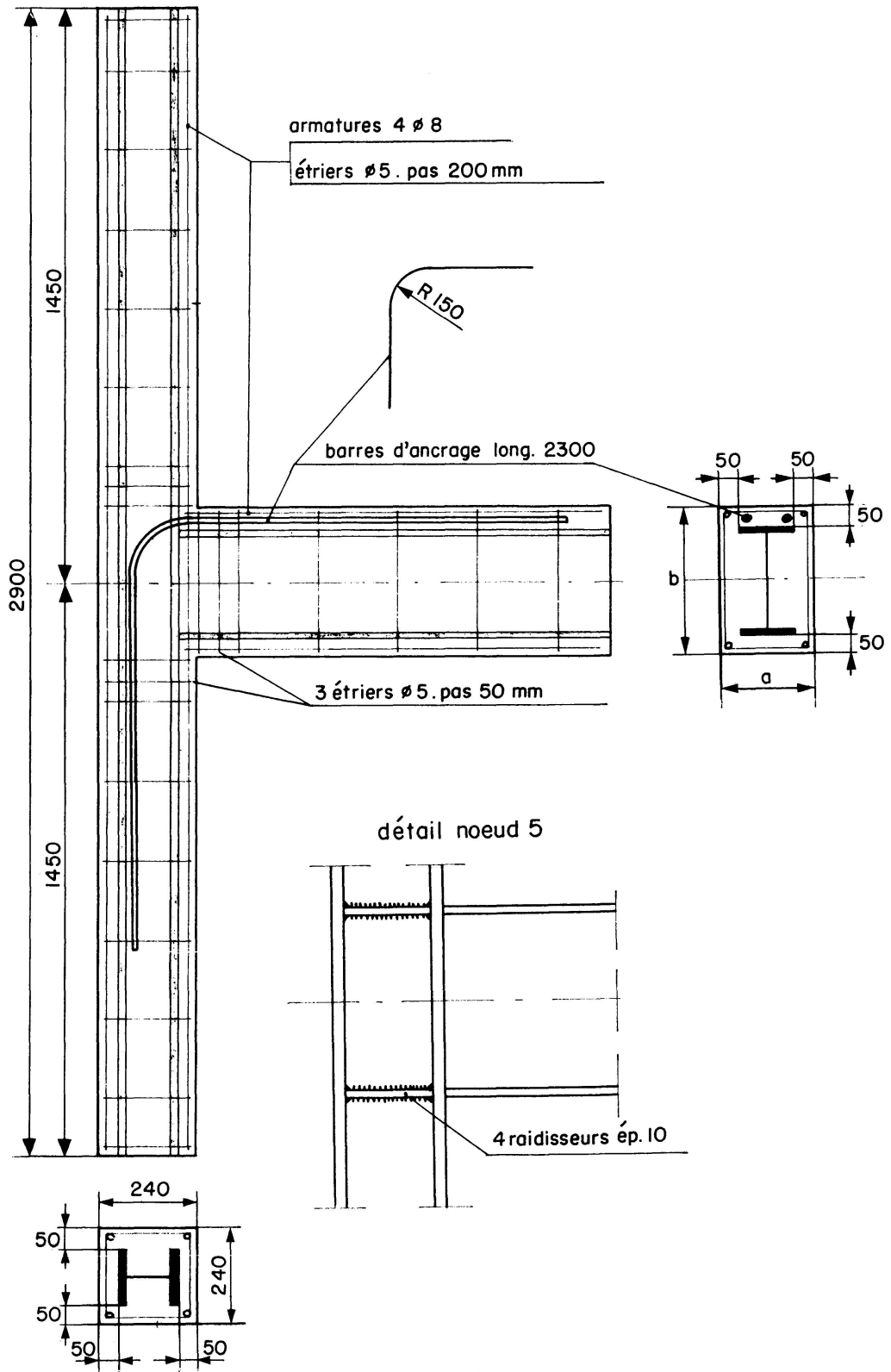


Fig. 25. Cotes en mm.


Nœud	Colonne		Poutre			Ancrage
	profil	section	profil	a	b	
1	HEB 140	240 × 240	IPE 160	182	260	—
2	HEB 140	240 × 240	IPE 160	182	260	2 ∅ 8 cré. A 52
3	HEB 140	240 × 240	100 × 10	200	340	—
4	HEB 140	240 × 240		200	340	2 ∅ 16 cré. A 52
5	HEB 140	240 × 240	100 × 10	200	340	voir détail
6	HEB 140	240 × 240	IPE 270	235	370	—
7	HEB 140	240 × 240	IPE 270	235	370	2 ∅ 8 cré. A 52
8	HEB 140	—	IPE 160	non enrobé		

Fig. 25.

Tableau IV. Caractéristiques mécaniques de l'acier et du béton des différents nœuds

N° du nœud	$R'_{br}$ sur cubes 20 × 20 cm en kg/cm <sup>2</sup>	$E'_b$ en kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_e$ en kg/cm <sup>2</sup>	
			poutre	colonne
1	427	293.000	2914	2510
2	427	293.000	2914	2510
3	532	398.000	2430	2510
4	532	398.000	2430	2510
5	354	324.000	2430	2510
6	493	282.000	2530	2510
7	493	282.000	2530	2510
8	—	—	2914	2510

La mise en charge des nœuds s'est effectuée de la façon suivante:

- 1re phase: application d'une charge constante  $N = 40$  tonnes sur la colonne.  
 2e phase: application de la charge variable  $P$  sur l'extrémité de la poutre.  
 La charge  $P$  est appliquée par paliers successifs jusqu'à la ruine du nœud (deux cycles de mise en charge jusque la charge de service suivis d'un cycle jusqu'à la charge de ruine).

A chaque palier de mise en charge, on a effectué le même type de mesures que celles décrites précédemment (1re partie, 4).

## 5. Résultats des essais

5.1. Le tableau V résume les valeurs de charges ultimes mesurées et calculées des poutres et des colonnes des différents nœuds envisagés.

Les charges ultimes théoriques sont calculées en tenant compte des qualités mécaniques réelles de l'acier et du béton et en prenant les diverses armatures d'ancrage ou de construction en considération.

Tableau V

N° nœud	Charge ultime mesurée $P_u$ en kg	Charge ultime théorique pour la poutre $P_p$ en kg	Charge ultime théorique pour la colonne $P_c$ en kg	$\frac{P_p}{P_c}$	$\frac{P_u}{P_p}$	$\frac{P_u}{P_c}$
1	8.000	6.910	15.220	0,45	1,16	—
2	8.340	8.040	16.100	0,50	1,04	—
3	15.900	15.000	15.840	0,95	1,06	1,00
4	19.300	18.920	19.870	0,95	1,02	0,97
5	16.000	14.340	14.520	0,99	1,12	1,10
6	18.000	20.930	15.540	1,35	—	1,16
7	18.000	21.950	16.630	1,32	—	1,08
8	4.600	4.250	4.430	—	1,08	1,04

Dans le cas des nœuds 1 et 2, la mise hors service se produit par insuffisance de la poutre (fig. 26 et 27), tandis que dans le cas des nœuds 6 et 7, il y a mise hors service par insuffisance de la colonne (fig. 28 et 29).

Les rapports  $P_u/P_p$  et  $P_u/P_c$  montrent que le calcul des charges ultimes  $P_p$  ou  $P_c$  provoquant la mise hors service soit de la poutre enrobée, soit de la colonne enrobée, peut se faire d'une façon très satisfaisante par les méthodes de calcul exposées au paragraphe 2. Dans le cas des nœuds 3, 4 et 5, où la charge ultime théorique pour la mise hors service de la poutre est voisine de la charge ultime théorique pour la mise hors service de la colonne ( $\frac{P_p}{P_c} \cong 1$ ); la concordance entre les charges ultimes théoriques et mesurées est également très satisfaisante. L'examen des figures 30 à 32 montre que, dans ce cas, la ruine se produit dans la colonne et qu'il y a en même temps un arrachement de la poutre.

Dans le cas du nœud 8, la mise hors service est caractéristique des nœuds métalliques sans raidisseurs (fig. 33).

Tableau VI

N° nœud	Charge ultime théorique $P_u$ en kg	Charge de service - $P_s$ en kg			$\frac{P_u}{P_{s3}}$	$\frac{P_{s1}}{P_{s3}}$	$\frac{P_{s2}}{P_{s3}}$
		$P_{s1} = \frac{P_u}{2,00}$	$P_{s2} = \frac{P_u}{2,60}$	$P_{s3}$ (calcul élastique*)			
1	6.910	3.455	2.658	2.126	3,25	1,63	1,21
2	8.040	4.020	3.092	2.800	2,87	1,44	1,10
3	15.000	7.500	5.769	4.270	3,51	1,76	1,35
4	18.920	9.460	7.277	5.350	3,54	1,77	1,36
5	14.340	7.170	5.515	2.390	6,00	3,00	2,31
6	15.540	7.770	5.977	4.750	3,27	1,64	1,26
7	16.630	8.315	6.396	5.400	3,08	1,54	1,18

\*) Toutes les charges  $P_{s3}$  sont limitées par la contrainte admissible du béton. L'acier est sollicité à des contraintes inférieures à 1.600 kg/cm<sup>2</sup>.

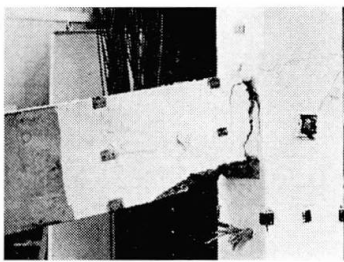


Fig. 26.

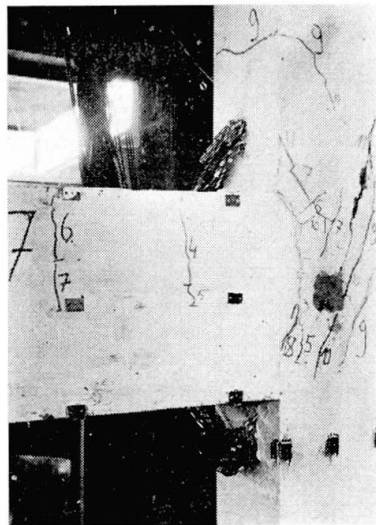


Fig. 29.



Fig. 30.

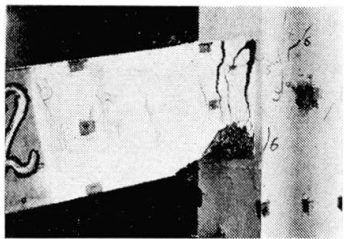


Fig. 27.

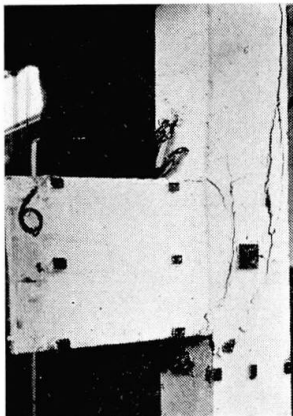


Fig. 28.

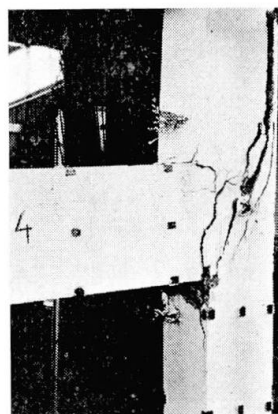


Fig. 31.

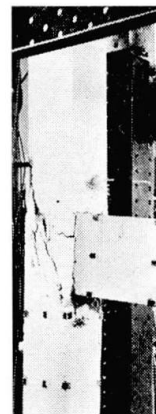


Fig. 32.

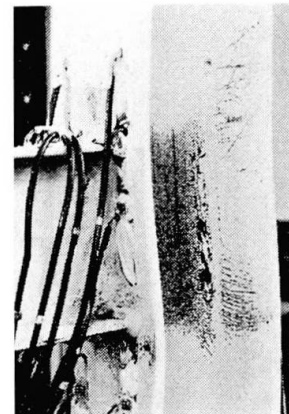


Fig. 33.

Légendes:

- Fig. 26. Nœud 1 après la mise hors service.
- Fig. 27. Nœud 2 après la mise hors service.
- Fig. 28. Nœud 6 après la mise hors service.
- Fig. 29. Nœud 7 après la mise hors service.
- Fig. 30. Nœud 3 après la mise hors service.
- Fig. 31. Nœud 4 après la mise hors service.
- Fig. 32. Nœud 5 après la mise hors service.
- Fig. 33. Nœud 8 après la mise hors service.

5.2. La comparaison entre les valeurs des charges ultimes et des charges de service est faite au tableau VI.

L'examen du tableau VI montre bien que le calcul par la méthode classique des charges de service des nœuds enrobés donne une sécurité nettement exagérée. De plus, il faut insister sur le fait que, par cette méthode, l'acier est très mal utilisé étant donné que, dans tous les cas, les charges de service sont limitées par la contrainte admissible en flexion du béton d'enrobage ( $R'_{br}/3,5$ ).

La mise hors service des éléments enrobés tels que ceux étudiés dans la

présente recherche se produit dans la grande majorité des cas par insuffisance de l'acier.

La sécurité ultime adoptée étant dès lors égale à 2,00, la réserve de capacité sous charge de service est donc de 40 à 70% par rapport aux charges de service calculées par la méthode classique ( $P_{s1}/P_{s3}$ ). En admettant même la mise en hors service par insuffisance du béton, cette réserve de capacité sous charge de service est encore de 10 à 36% ( $P_{s2}/P_{s3}$ ).

5.3. La variation de la flèche mesurée à l'extrémité des poutres en fonction de la charge  $P$  appliquée à la poutre est représentée à la fig. 34. L'examen de ces diagrammes montre que dans la zone de service (jusqu'à la charge  $P_{s1}$ ) la variation reste linéaire. Dans cette même zone, on a également relevé une déformation nulle ou très faible après déchargement (lors des cycles préliminaires).

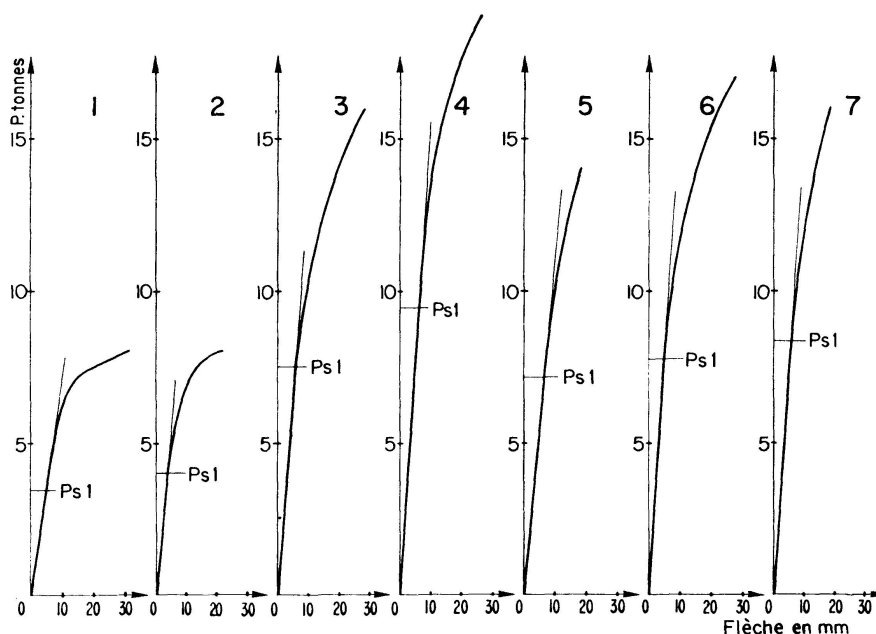


Fig. 34. Variation de la flèche à l'extrémité de la poutre en fonction de la charge  $P$ .

5.4. Les diagrammes de la fig. 35 représentent la variation de l'ouverture maximum des fissures observées en fonction de la charge  $P$  appliquée.

En se référant aux valeurs admissibles de l'ouverture des fissures proposées par la norme belge N.B.N. 15 [4], on constate ce qui suit en examinant les diagrammes de la fig. 35:

- Milieu corrosif – fissures 0,1 mm: la sécurité sous la charge de service  $P_{s1}$  est atteinte pour les nœuds 1, 3 et 4.
- Extérieur – fissures 0,2 mm: la sécurité sous la charge de service  $P_{s1}$  est atteinte pour tous les nœuds.
- Intérieur – fissures 0,3 mm: la sécurité est assurée à fortiori.

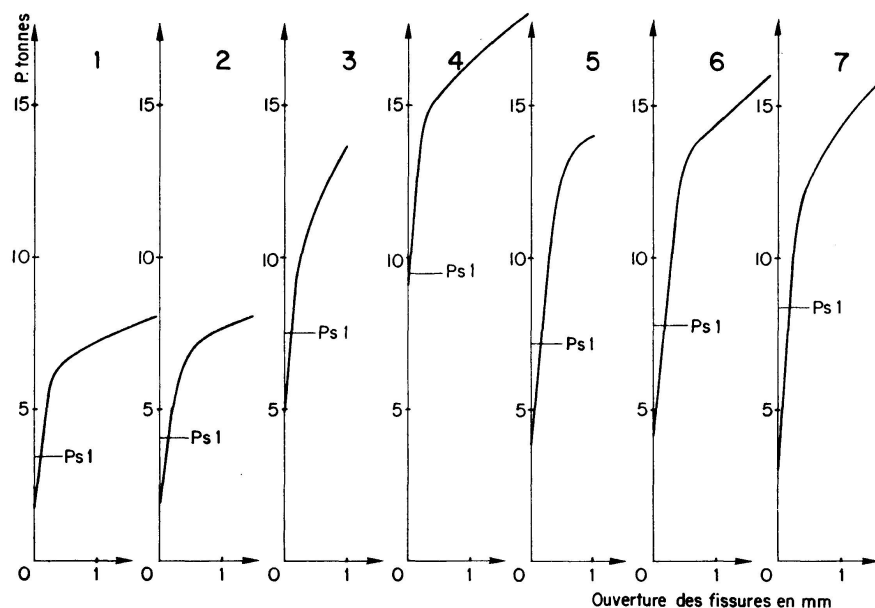


Fig. 35. Variation de l'ouverture maximum des fissures en fonction de la charge  $P$ .

5.5. Les barres d'ancrages des nœuds 2 et 7 ne semblent pas jouer un grand rôle. En effet, on peut voir au tableau V qu'il n'y a guère de différence entre les charges ultimes des nœuds 1 et 2 ou 6 et 7. Dans le cas du nœud 4 où les barres d'ancrage sont plus importantes étant donné la configuration du nœud, la charge de mise hors service de ce nœud est nettement supérieure à celle du nœud 3. Il faut noter que ces barres d'ancrage ont été dimensionnées à partir des efforts de service  $P_{s1}$  [1].

L'examen des déformations maximales des barres d'ancrage en fonction de la charge  $P$  montrent que, sous la charge  $P_{s1}$  ces barres n'atteignent pas leur contrainte de service ( $24 \text{ kg/mm}^2$ ).

5.6. Les valeurs mesurées des déformations des étriers placés au niveau du nœud sont très faibles. Ces étriers travaillent très peu et très tard, mais ils travaillent, ce qui justifie leur présence. Il faut noter que l'absence de ces étriers provoque en général des désordres assez importants au droit du nœud.

5.7. La colonne du nœud n° 5, semblable aux nœuds 3 et 4, a été renforcée au droit de l'intersection poutre-colonne (fig. 25). En effet, si l'on considère ce type de nœud sans enrobage, la colonne ne peut résister sans déformations excessives aux efforts que la charge limite provoque au droit du nœud [8]. Il en est de même pour les nœuds 6 et 7. La mise hors service du nœud 5 ne diffère pas de celle des nœuds 3 et 4, ce qui montre que l'enrobage seul est un renfort nettement suffisant.

L'examen de la colonne métallique après ruine complète montre que le profil n'a pas subi de déformations excessives (fig. 36).



Fig. 36. Etat de la colonne métallique d'un nœud enrobé après la mise hors service.

5.8. L'enrobage des nœuds 1 et 2 permet un gain de 74 et 83% sur la charge ultime, mesurée par rapport au nœud identique non enrobé (nœud 8). Ces chiffres montrent l'intérêt de la prise en compte du béton d'enrobage.

Dans le cas des autres nœuds, la comparaison peut se faire à partir des valeurs des charges ultimes théoriques.

Pour tous ces nœuds, la colonne non enrobée est plus faible que la poutre et le gain tenant compte du béton d'enrobage sera voisin de 250%.

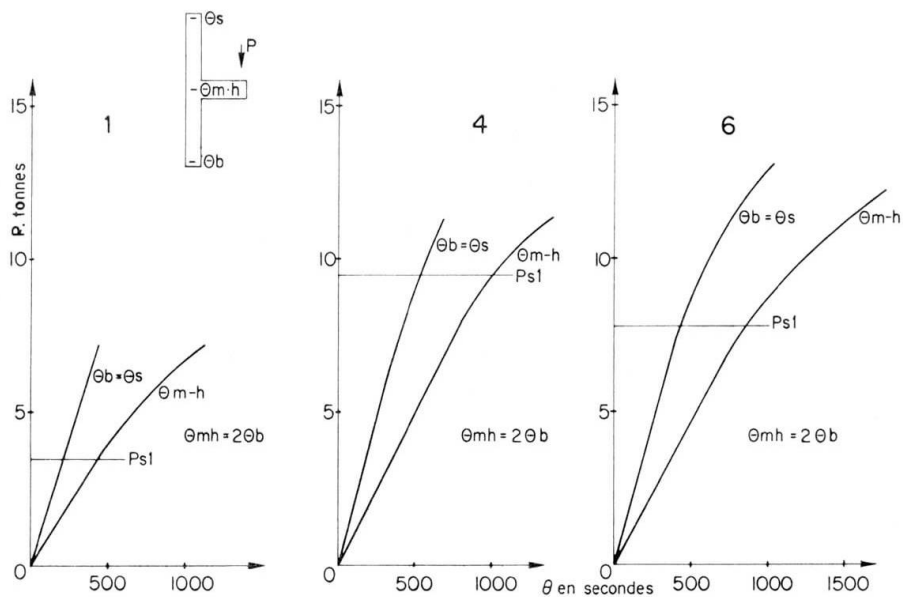


Fig. 37. Rotations de la colonne en fonction de la charge  $P$ .

5.9. L'examen des rotations de la colonne en fonction de la charge  $P$  permet de dire que les nœuds se comportent de façon rigide jusqu'aux charges de services  $P_{s1}$  (fig. 37). Il est dès lors possible de calculer les moments dans les ossatures par les méthodes usuelles (par exemple méthode de Cross) d'application pour les ossatures à nœuds rigides.

## 6. Conclusions

6.1. Lorsqu'un nœud d'ossature en acier doit être revêtu d'un enrobage de béton, il y a lieu de tenir compte de la résistance supplémentaire de l'enrobage. En effet, les charges de service et ultimes d'un nœud enrobé de béton sont augmentées d'une façon appréciable par rapport à celle du même nœud non enrobé. Dans le cas de ces essais, cette augmentation va de 80 à 200% suivant la configuration du nœud.

6.2. Les essais montrent que la méthode de dimensionnement à la charge ultime des nœuds métalliques enrobés de béton est très satisfaisante. L'écart entre les valeurs ultimes mesurées lors des essais et les valeurs calculées est compris entre 4 et 16% dans le sens de la sécurité.

6.3. Le calcul des charges de service par la méthode élastique classique en adoptant un coefficient d'équivalence  $m$  égal au rapport des modules d'élasticité du béton et de l'acier et en se limitant aux contraintes admissibles de l'acier et du béton donne une sécurité exagérée. De plus, dans la plupart des cas, l'acier est mal utilisé, étant donné que l'on est limité par la contrainte admissible du béton d'enrobage. Il est dès lors nettement plus intéressant de déterminer les charges de service à partir des charges ultimes en adoptant un coefficient de sécurité approprié.

## Bibliographie

1. A. DOBRUSZKES: Preflex balken. Revue Cement (II) 4 et 5 de 1959.
2. A. S. G. BRUGGELING: Ervaringen bij de toepassing van preflex. Revue Cement (XV) 10 et 11 de 1963.
3. R. ANSLIJN et CH. MASSONNET: Nouveaux développements du laboratoire de Résistance des Matériaux de l'Université de Liège. Revue universelle des Mines. Vol. 108, 1965.
4. N.B.N. 15. Ouvrages en béton. Institut belge de Normalisation.
5. A. LIPSKI et A. DOBRUSZKES: Calcul aux charges ultimes des poutres préfléchies. Revue Acier Stahl Steel n° 11 de 1965.
6. Recommandations pratiques pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton armé. Comité Européen du béton, 1964.
7. R. BAUS: Contribution au calcul à la rupture du béton armé. Mémoires du Cérès (nouvelle série) 2 décembre 1966.
8. CH. MASSONNET et M. SAVE: Calcul plastique des constructions. Vol. 1, 1967. Centre Belgo Luxembourgeois de l'acier.



9. H. FROELICH: Verbundträger. Der Bauingenieur n° 11 et 12 de 1949.
10. J. JANSS: Les constructions composites acier-béton. Ire partie. Rapport C.R.I.F. MT 25, septembre 1966 (Fabrimétal, Bruxelles).
11. N.B.N. 212. Calcul des contraintes dans les assemblages soudés soumis à une sollicitation statique. Institut belge de Normalisation.

### Résumé

Des essais sur douze nœuds d'ossature comportant une colonne en béton et une poutre mixte ont permis d'évaluer les mérites respectifs de divers modes d'assemblages poutre-colonne et la validité de méthodes de dimensionnement simples de ces modes d'assemblages en service. On a examiné la sécurité que ces méthodes fournissent vis-à-vis de la fissuration et de la ruine.

La deuxième partie de cet article traite des essais sur huit modèles de nœuds d'ossature métallique complètement enrobés de béton. Les résultats des essais montrent la nécessité et le grand intérêt de la prise en compte du béton d'enrobage dans la résistance de la structure métallique. Pour ces nœuds métalliques enrobés de béton, on propose une méthode de dimensionnement basée sur le comportement à l'état ultime.

### Zusammenfassung

Versuche an zwölf Rahmenknoten bestehend aus einer Betonstütze und einem Verbundbalken haben den Vergleich der verschiedenen Verbindungen Stütze-Träger sowie die Gültigkeit der einfachen Bemessung für Gebrauchslast erlaubt. Untersucht worden ist die Sicherheit, mit der diese Bemessungen gegenüber Rissen und Bruch bestehen.

Die zweite Hälfte dieses Beitrages behandelt die Versuche an acht Stahl-Rahmenknoten vollständig mit Beton umhüllt. Die Ergebnisse zeigen die Notwendigkeit sowie das Interesse, die Betonumhüllung im Widerstand des Stahles zu berücksichtigen. Für die mit Beton umhüllten Stahlknoten wird ein Bemessungsverfahren vorgeschlagen, das auf der Traglast fußt.

### Summary

Tests on twelve frame connections comprising a concrete column and a composite beam have enabled the comparative merits of various types of beam-to-column connections to be evaluated and the validity of simple methods for their design under service conditions to be determined. The safety that these methods provide against cracking and collapse has been examined.

The second part of this paper is devoted to tests on eight models of steel frame connections completely encased in concrete. The test results show the necessity and the great advantage of taking into account the encasing concrete when determining the strength of the steel structure. For these concrete-encased steel connections, a design method has been developed, which is based on the behaviour at the ultimate stage.