

Roblin.

NOTE

SUR LES

DÉFORMATIONS MOMENTANÉES DE LA VOIE

D'APRÈS LES OBSERVATIONS FAITES EN 1897 AU CHEMIN DE FER DE VARSOVIE-VIENNE

PAR

Alexandre WASIUTYŃSKI

INGÉNIEUR DES VOIES DE COMMUNICATION

ATTACHÉ A LA DIRECTION DU CHEMIN DE FER DE VARSOVIE-VIENNE

[625 .14 01]

BRUXELLES

P. WEISSENBRUCH, IMPRIMEUR DU ROI

ÉDITEUR

45, rue du Poinçon, 45

—
1898

NOTE

SUR LES

DÉFORMATIONS MOMENTANÉES DE LA VOIE

D'APRÈS LES OBSERVATIONS FAITES EN 1897 AU CHEMIN DE FER DE VARSOVIE-VIENNE (1)



Difficultés de l'étude théorique de la superstructure.

Pour déterminer les forces qui agissent sur les constructions et le travail des matériaux qui en est le résultat, on peut procéder de deux manières : 1° en les calculant d'après des déductions théoriques, ou bien 2° en mesurant directement les forces et les déformations qu'elles produisent.

Dans les questions concernant la superstructure, l'examen théorique présente des difficultés sérieuses.

Malgré les recherches ingénieuses de Schwedler, Zimmermann et d'autres, qui semblent avoir tenu compte de tous les facteurs pouvant influencer sur le travail de la superstructure, celui-ci n'a pu cependant, jusqu'à ce jour, être déterminé que d'une manière approximative.

Les difficultés qui s'opposent à l'examen théorique de ces questions proviennent non seulement des conditions complexes dans lesquelles se trouvent les éléments de la superstructure soumis à l'action directe du matériel roulant, mais aussi de l'élas-

(1) Cette note a fait l'objet d'un rapport à la XV^e réunion de l'Assemblée consultative des ingénieurs de la voie russes, tenue à Saint-Petersbourg en décembre 1897.

ticité de leurs appuis, notamment des traverses, qui reposent sur une base élastique et continue et qui fléchissent eux-mêmes sous la charge.

La flexion du rail sous l'action des forces verticales et horizontales, son déversement et sa torsion, l'interruption inévitable de la voie au joint, l'action insuffisante et presque toujours indécise des éclisses ou d'autres systèmes d'attaches, présentent de très grandes difficultés au calcul.

Mais il n'est ni moins important ni moins difficile de déterminer l'influence qu'exercent sur le travail de la superstructure l'élasticité de l'assise des traverses, leur distribution et leur flexibilité.

Le calcul démontre que le degré de rigidité des appuis a une influence très grande sur le travail du rail et sur celui de l'éclissage.

L'enfoncement uniforme de la voie sur toute sa longueur, qui dépend principalement de la répartition des traverses, est une condition indispensable pour assurer la stabilité des véhicules en marche. Mais son importance est plus grande encore, car c'est de cette uniformité, de même que de la rigidité générale de la voie que dépend la surcharge momentanée des essieux et des roues isolées, surcharge qui augmente sensiblement l'action dynamique éprouvée par la voie.

Or, c'est précisément en déterminant l'influence de la rigidité de la voie sur le travail des parties qui la composent, qu'on est obligé, dans l'examen théorique de la question, d'avoir recours à des hypothèses ⁽¹⁾, plus ou moins fondées, qui ne permettent pas d'obtenir un résultat exact.

Dans ces conditions, il importe de déterminer le travail de la superstructure au moyen de l'observation qui, non seulement permet de vérifier la théorie, mais fournit aussi des résultats exacts et directement applicables dans les cas où, par suite de la complexité du problème, on se trouve dans l'impossibilité de le résoudre théoriquement.

Observation et enregistrement des déformations.

La méthode la plus juste pour apprécier, au moyen d'observations, le travail des parties constituantes de la superstructure, c'est d'enregistrer leurs déformations *momentanées* sous l'action des forces. Les déformations permanentes prouvent que le travail du matériel a surpassé les limites de l'élasticité; elles attestent la destruction sans en expliquer les causes.

Ces observations, comme cela vient d'être établi, doivent non seulement se rapporter à toutes les parties constituantes de la superstructure : rails, éclisses, attaches, traverses et leur assise, mais encore embrasser une certaine longueur de la voie, savoir une paire de rails avec les joints avoisinants. Malheureusement, ce sont justement les déformations momentanées qui, par suite de leur rapidité, se prêtent le plus difficilement à l'observation et, comme il n'est pas possible de les mesurer

(1) Voir tableau II.

directement, il faut avoir recours à des appareils capables de les enregistrer automatiquement.

Appareils de Flamache, de Couïard et de Stecewicz, et leurs défauts.

Les appareils de ce genre employés par Flamache ⁽¹⁾ et par Couïard ⁽²⁾ sont universellement connus.

L'enregistrement des déplacements de certains points de la voie y est obtenu sous forme de diagrammes sur un cylindre mis en mouvement de rotation. Les déplacements à observer sont transmis à l'appareil d'enregistrement, à l'aide d'un système exclusivement mécanique dans l'appareil de Flamache et pneumatique dans celui de Couïard. En Russie, un appareil à transmission hydraulique a été construit par Stecewicz et lui a servi pour ses observations aux chemins de fer de Tambov-Saratov et de la Baltique ⁽³⁾.

Malheureusement tous ces appareils, d'une construction très ingénieuse, souffrent des défauts inhérents à chaque transmission, qu'elle soit mécanique, pneumatique ou hydraulique, notamment de l'inertie et du jeu perdu de ses parties, de leur dilatation par suite des changements de température, etc.

Pour éviter l'inexactitude provenant de ces causes, de même que du changement de pression des ressorts, du retard des indications, etc., il faut avoir recours à des corrections et refaire les diagrammes à une échelle qui varie d'une ordonnée à l'autre. Il est évident toutefois que les corrections les plus minutieuses ne sauraient éliminer certaines inexactitudes dans les indications de ces appareils.

Un défaut non moins grave de ces appareils, c'est leur construction qui exige que le point d'appui de l'élément explorateur soit placé dans le voisinage immédiat du point dont les déplacements doivent être enregistrés. Tant qu'il n'est question que des déplacements relatifs des différentes parties de la superstructure, ce défaut n'est pas trop sensible; mais, dans d'autres cas, comme nous allons le démontrer, il conduit à des résultats absolument faux.

Appareil de M. Ast.

Lors de la cinquième session du Congrès international des chemins de fer tenue à Londres, M. Ast a donné, dans son rapport sur la question I, la description d'un appareil qui a servi aux observations qu'il a faites au chemin de fer du Nord Empereur Ferdinand.

Cet appareil ingénieux permet d'obtenir les diagrammes des déplacements verti-

⁽¹⁾ *Compte rendu du Congrès international des chemins de fer*, deuxième session. Milan, 1887, vol. III.

⁽²⁾ « Recherches expérimentales des conditions de stabilité des voies en acier », par M. COÛARD. (*Revue générale des chemins de fer*. Octobre, 1887.)

⁽³⁾ *Journal du Ministère des voies de communication*. Saint-Petersbourg. Janvier 1892.

eaux au moyen de la photographie, c'est-à-dire sans avoir recours à une transmission quelconque dans l'acception ordinaire de ce mot.

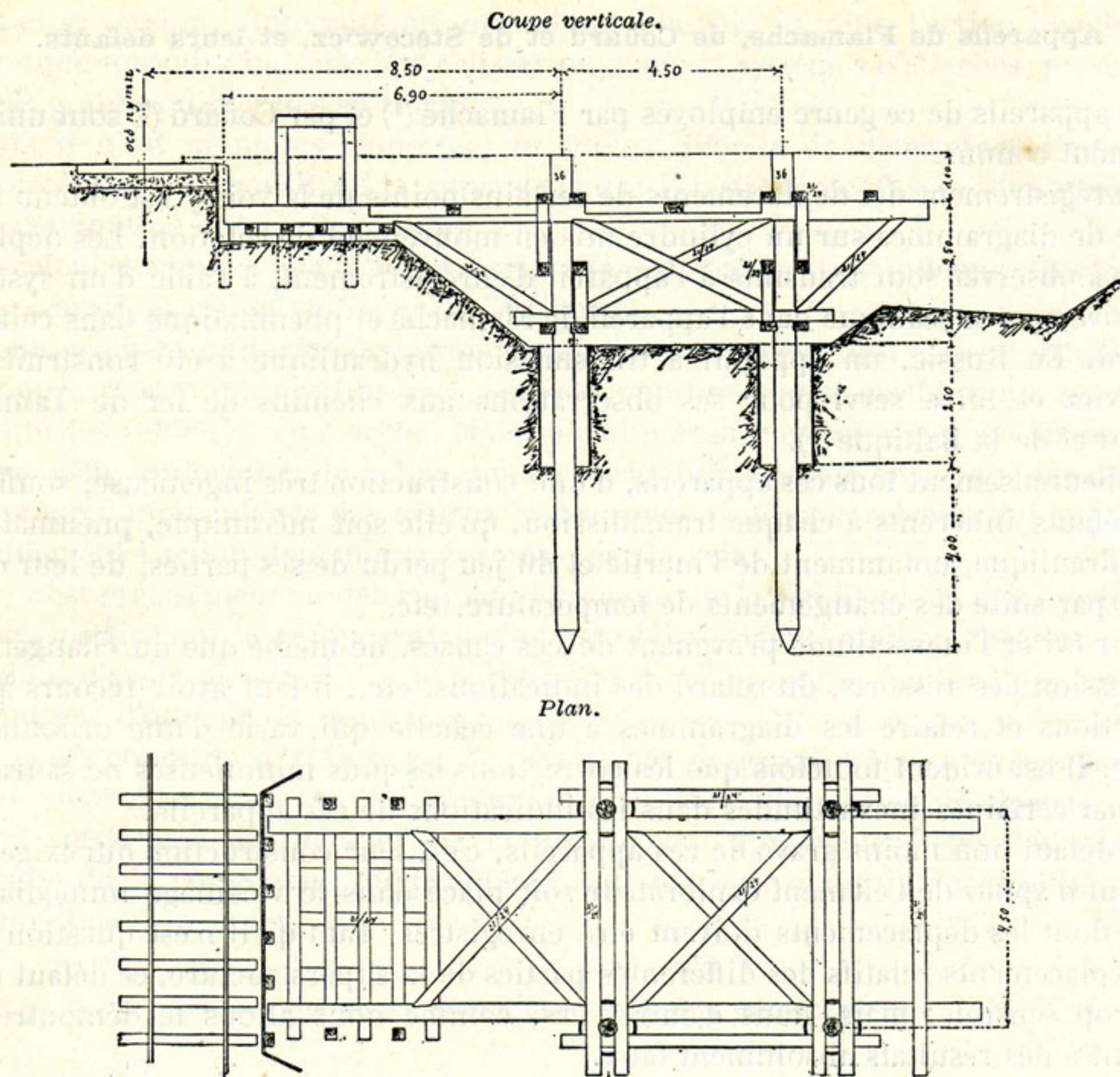


Fig. 1. — Fondation sur pilotis de l'appareil de M. Ast.

Vu la supériorité évidente du principe photographique des observations, il nous parut indispensable de suivre cette méthode dans les observations qui furent organisées en 1897 au chemin de fer Varsovie-Vienne.

Grâce à l'aimable obligeance de M. Ast, nous avons eu l'occasion d'examiner son appareil en action et de nous convaincre qu'il fonctionnait d'une manière tout à fait satisfaisante. Néanmoins, il nous a paru désirable de modifier sa construction sous certains rapports. Pour obtenir un agrandissement convenable des déplacements (à peu près trois fois grandeur naturelle), l'appareil de M. Ast⁽¹⁾ exige que son objectif

(1) La description de cet appareil a été publiée dans le *Compte rendu du Congrès international des chemins de fer*, session de Londres, p. I/121. Son aspect général est celui d'un grand appareil photo-

soit éloigné de 70 centimètres du point observé. Un éloignement plus grand ne peut être facilement obtenu, parce qu'il exigerait une augmentation du développement de la chambre noire, lequel est déjà très considérable ($3 \times 70 = 2^m10$) et que la courte durée de l'exposition exige un objectif d'une grande clarté, c'est-à-dire un objectif pour lequel le rapport du diamètre de l'ouverture à la distance focale soit aussi grand que possible.

Pour que les diagrammes obtenus sur la plaque sensible donnent l'image véritable des déplacements à observer, il est évidemment indispensable que l'appareil tout entier soit soustrait à l'influence des vibrations du terrain occasionnées par le passage des trains.

Pour atteindre ce but dans les conditions précitées, M. Ast a établi (fig. 1 et 2) à une distance d'à peu près 7 mètres de la voie, dans des puits profonds, un pilier en maçonnerie ou bien des pilotis complètement isolés sur lesquels reposent de longues poutres formant consoles et destinées à supporter l'appareil photographique à la distance nécessaire de la voie. Le poids de l'appareil est contre-balancé à l'autre bout des poutres au moyen de rails.

Malgré cette disposition, on a été obligé d'établir un blindage de soutènement pour que l'appareil puisse être suffisamment approché de la voie.

Dans ces conditions, la position de l'appareil est plus ou moins fixe, c'est-à-dire que le champ d'observation est limité à un seul point de la voie, par exemple le joint.

Appareil du chemin de fer de Varsovie-Vienne.

Dans le but d'obvier aux inconvénients d'une position de l'appareil aussi proche de la voie, nous avons cru pouvoir nous servir d'un téléobjectif. On connaît sous ce nom un objectif double, dont la lentille postérieure est divergente et peut être plus ou moins écartée de la lentille antérieure qui est convergente. Cette disposition permet de réduire considérablement le développement de la chambre noire et d'obtenir l'image à une grande échelle des objets éloignés. Il est vrai que le degré de clarté de ces objectifs n'admet pas, dans les circonstances ordinaires, l'exposition instantanée; mais il nous parut possible de remédier à ce défaut en employant des marques en forme de petits miroirs convexes fortement éclairés.

graphique avec chambre noire à soufflet dont le développement est de plus de 2 mètres. Il repose sur un pied d'atelier en forme de table (fig. 2).

Aux points dont il s'agit de relever les déplacements, on a fixé des lames polies, brillantes, pouvant donner une image nette sur la plaque sensible. Cette plaque est couverte, sauf une fente verticale très étroite. La plaque se meut derrière cette fente d'un mouvement uniforme au moyen d'un mécanisme d'horlogerie, de sorte qu'il y a constamment sur la plaque une nouvelle raie éclairée.

Les hauteurs successives des marques se projettent ainsi sous forme d'une ligne continue. Les plaques employées mesurent 13 sur 35 centimètres.

L'armature d'un petit électro-aimant, dépendant d'un mouvement d'horlogerie propre, couvre et découvre alternativement la partie supérieure de la fente. On enregistre ainsi les secondes, ce qui permet de déduire les vitesses.

C'est dans cet ordre d'idées que furent construits, pour le chemin de fer de Varsovie-Vienne, deux appareils semblables dont un est représenté ci-contre (fig. 4 à 6) (1).

Un tube *ab* en cuivre jaune de 1^m18 de longueur et de 9 centimètres de diamètre, servant de chambre noire, est muni par devant d'une lentille convergente donnant une image réduite qui est ensuite amplifiée par des lentilles de microscope.

L'écartement de ces lentilles peut être réglé à l'aide d'une crémaillère *c*. Pour que l'image de l'objet soit nette, ce dernier doit être écarté de l'objectif *a* de 3^m45.

Le côté postérieur du tube porte une boîte *N* servant de châssis. La paroi de la boîte qui la sépare du tube est munie d'une fente *t* par où la lumière peut pénétrer jusqu'à la pellicule sensible. Cette pellicule a 12 centimètres de large et sa longueur peut atteindre 8 mètres. Le cylindre *v* placé devant la fente sert à dérouler la pellicule qui est ajustée à sa surface au moyen de deux baguettes *z'z''* pressées par des ressorts. Le cylindre vide placé par derrière sert de réservoir à la pellicule qui, après avoir fait le tour du cylindre, s'enroule sur une baguette.

Le cylindre *v* est mis en mouvement de rotation au moyen d'un mécanisme d'horlogerie *d* placé à part.

La transmission de ce mouvement s'opère par un fil de soie enroulé autour du cylindre à filet *f* dont l'autre bout est accroché à la surface du cylindre *g* du mécanisme d'horlogerie. La vitesse du mouvement de la pellicule peut varier entre 5 et 20 centimètres par seconde.

Un indicateur *k* placé à l'extérieur du châssis montre la longueur de la pellicule usée et un perforateur *p* sert à délimiter la situation des clichés consécutifs.

Un peu au-dessus de la fente verticale du châssis se trouve une petite ouverture qui peut être alternativement couverte et découverte par un secteur relié à l'armature d'un électro-aimant dépendant du métronome *M*.

Au moyen de cette disposition, on obtient une ligne interrompue marquant les secondes et servant en même temps d'abscisse de contrôle du mouvement rectiligne de la pellicule.

Le mécanisme *d* est mis en action à l'aide d'une poire pneumatique *i*.

Cependant le cylindre *g* peut tourner librement sur son axe et reste immobile jusqu'à ce que ces deux parties soient réunies par l'électro-aimant *r* qui soulève le cylindre et met en contact deux crémaillères opposées.

L'électro-aimant *r* dépend de deux contacts *s's''* posés dans la voie; de cette manière, la mise en mouvement et l'arrêt de la pellicule sont opérés automatiquement par la roue de devant de la locomotive.

En connaissant l'écartement des contacts et la durée de l'observation, il est facile

(1) Ces appareils furent construits d'après nos indications par le fabricant Lebedzinski, de Varsovie, qui en a étudié les détails. Les téléobjectifs en vente ne donnant pas une image assez nette, il a réalisé une combinaison d'objectifs spéciale répondant à toutes les exigences.

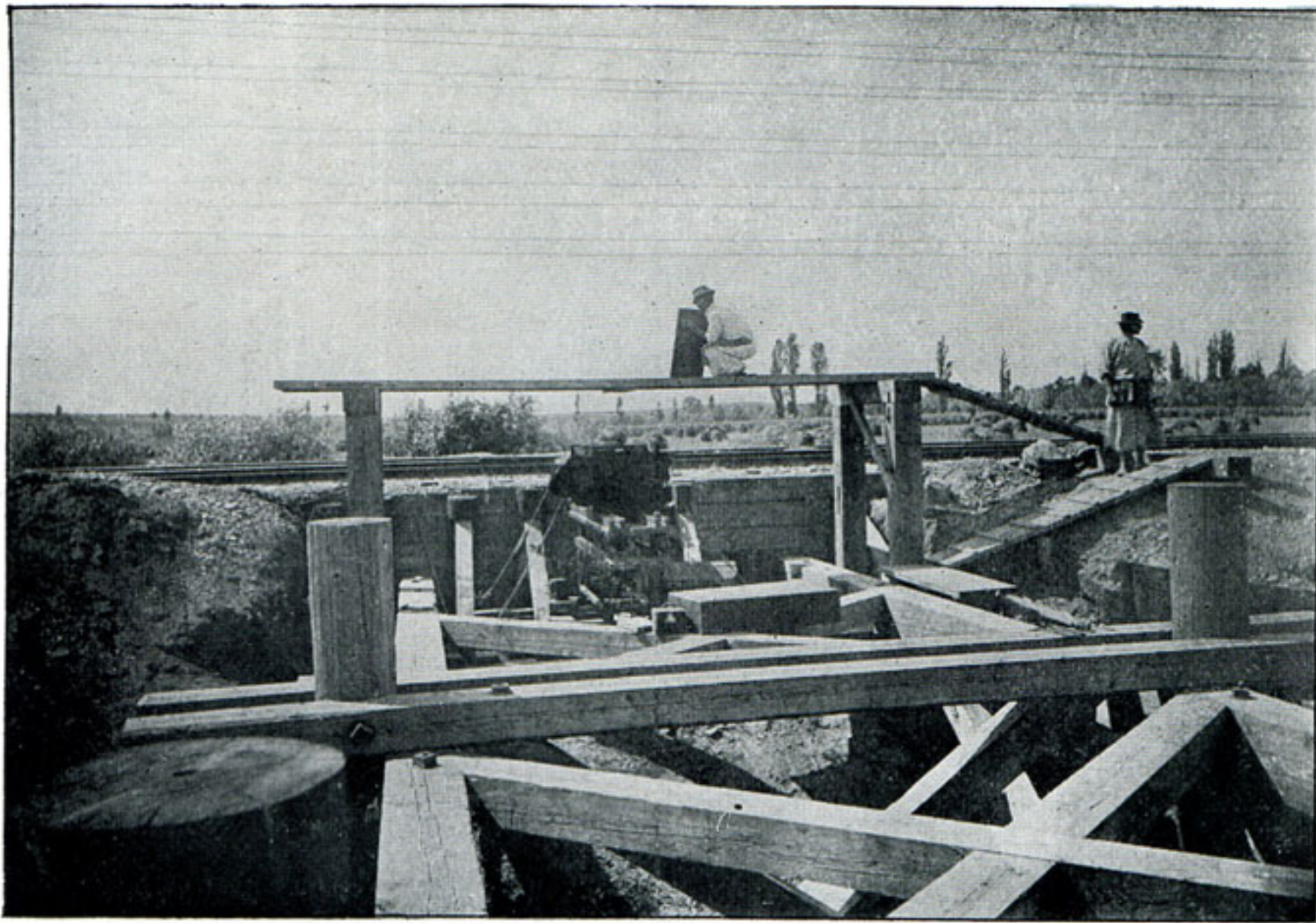


Fig. 2. — Poste d'observation du chemin de fer du Nord Empereur Ferdinand près de la station de Dürenkrut (à 48.6 kilomètres de Vienne).

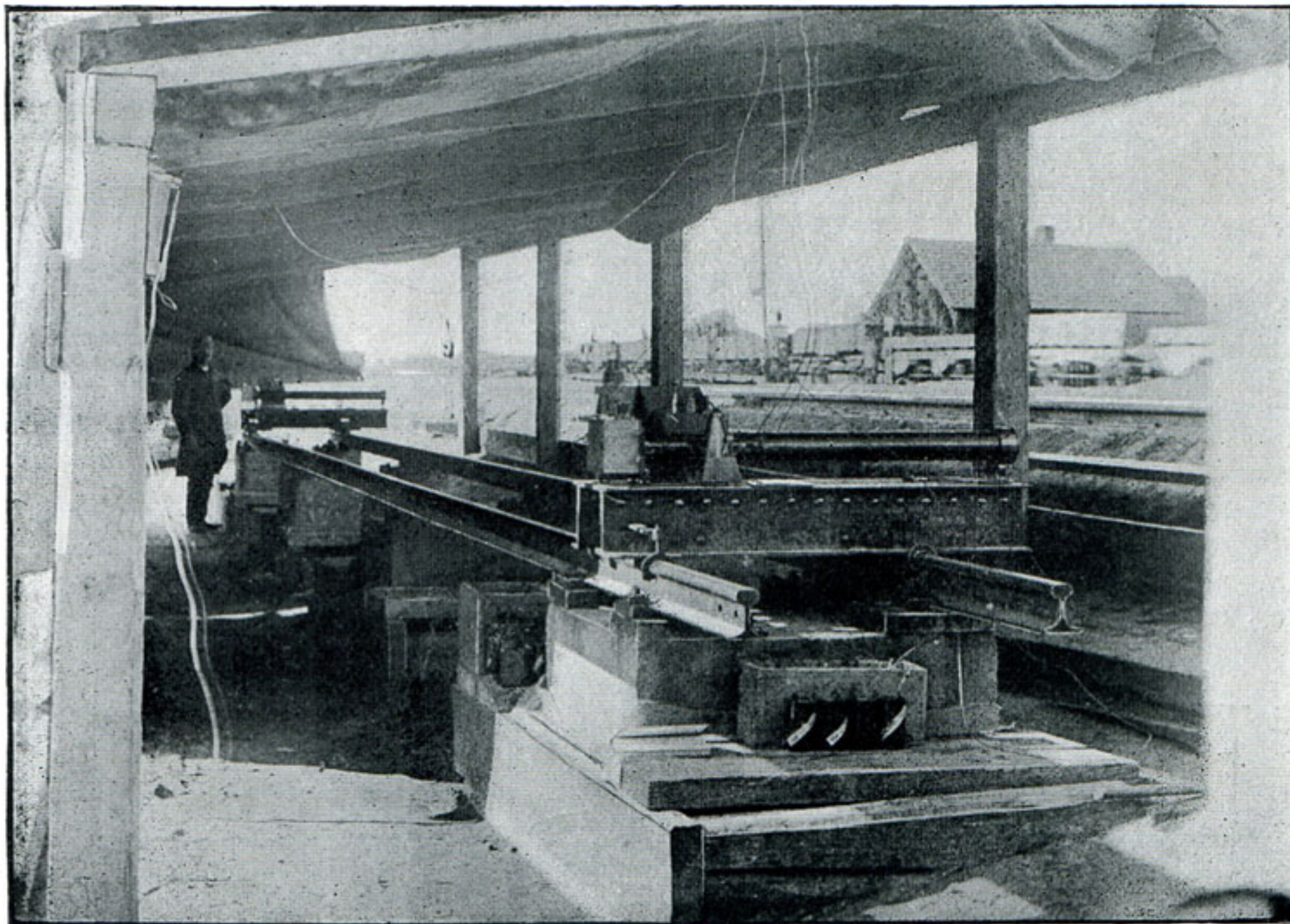
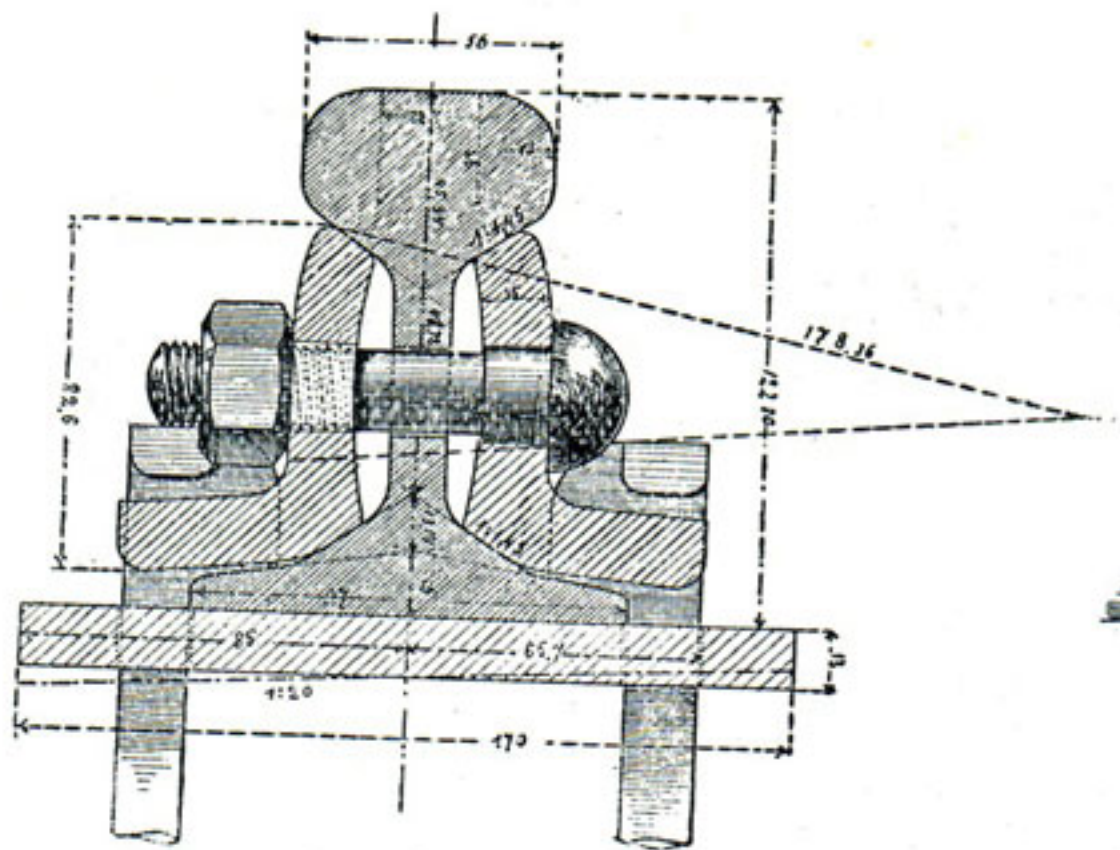


Fig. 3. — Poste d'observation au kilomètre 4 du chemin de fer de Varsovie-Vienne.

Coupe.



Vue de côté.

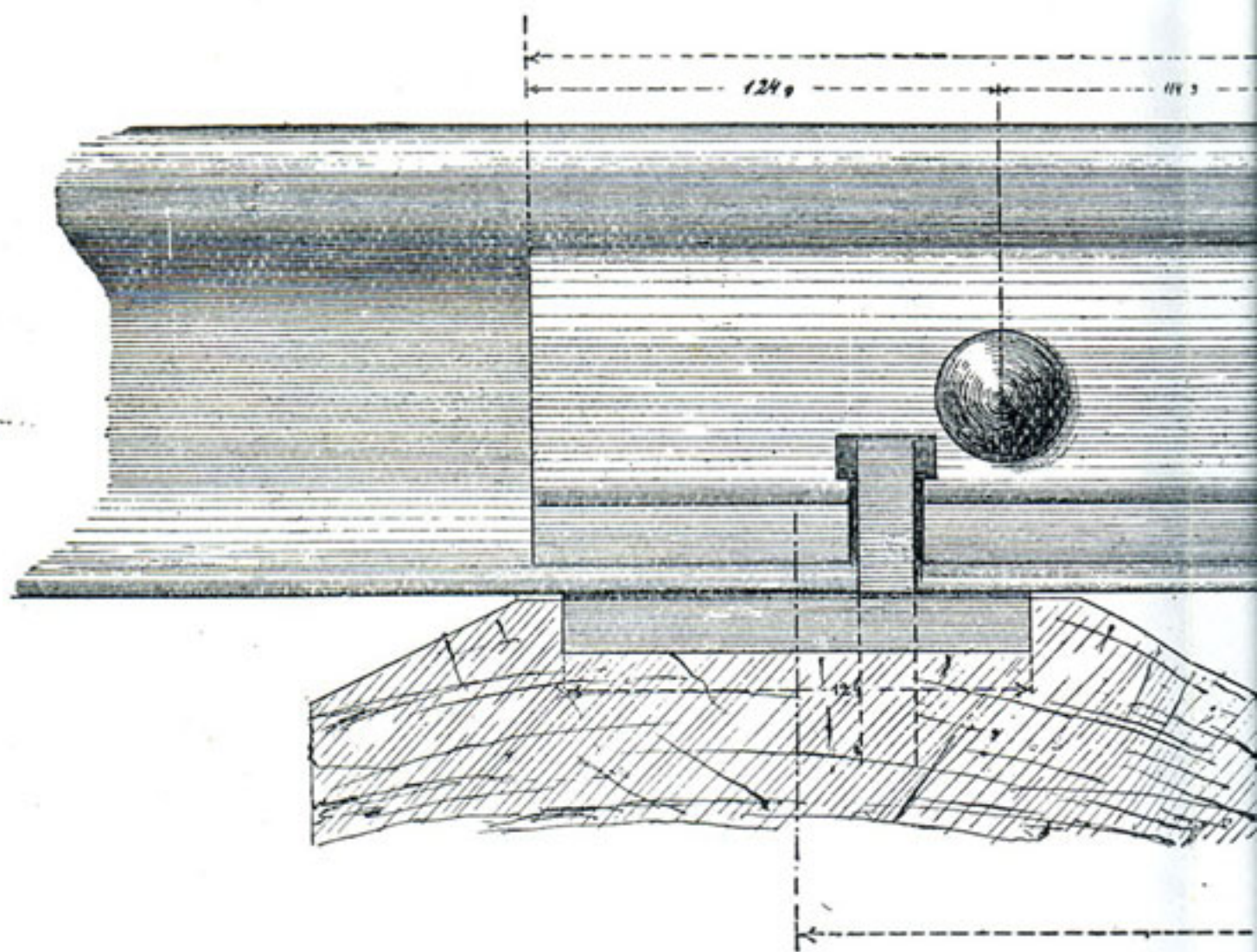
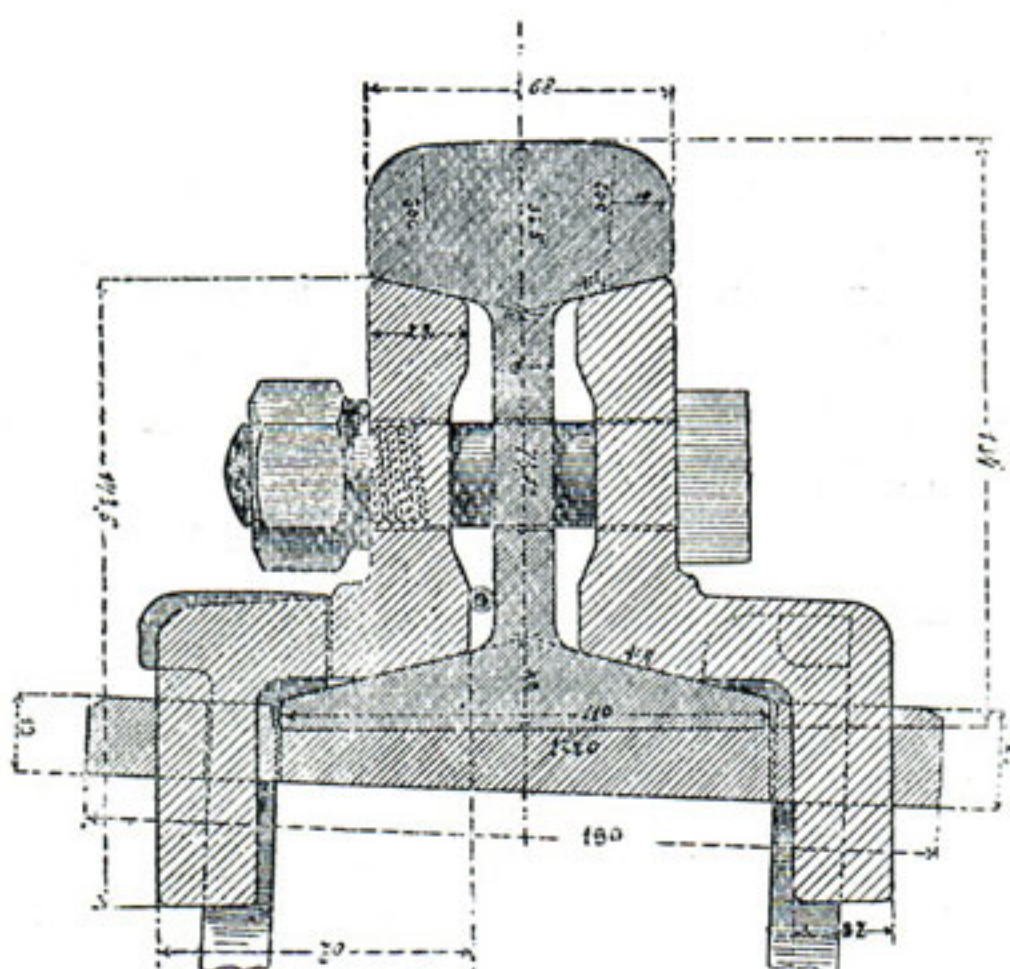


Fig. 10. — Joint avec éclisses cornières pour

Coupe.



Demi-vue

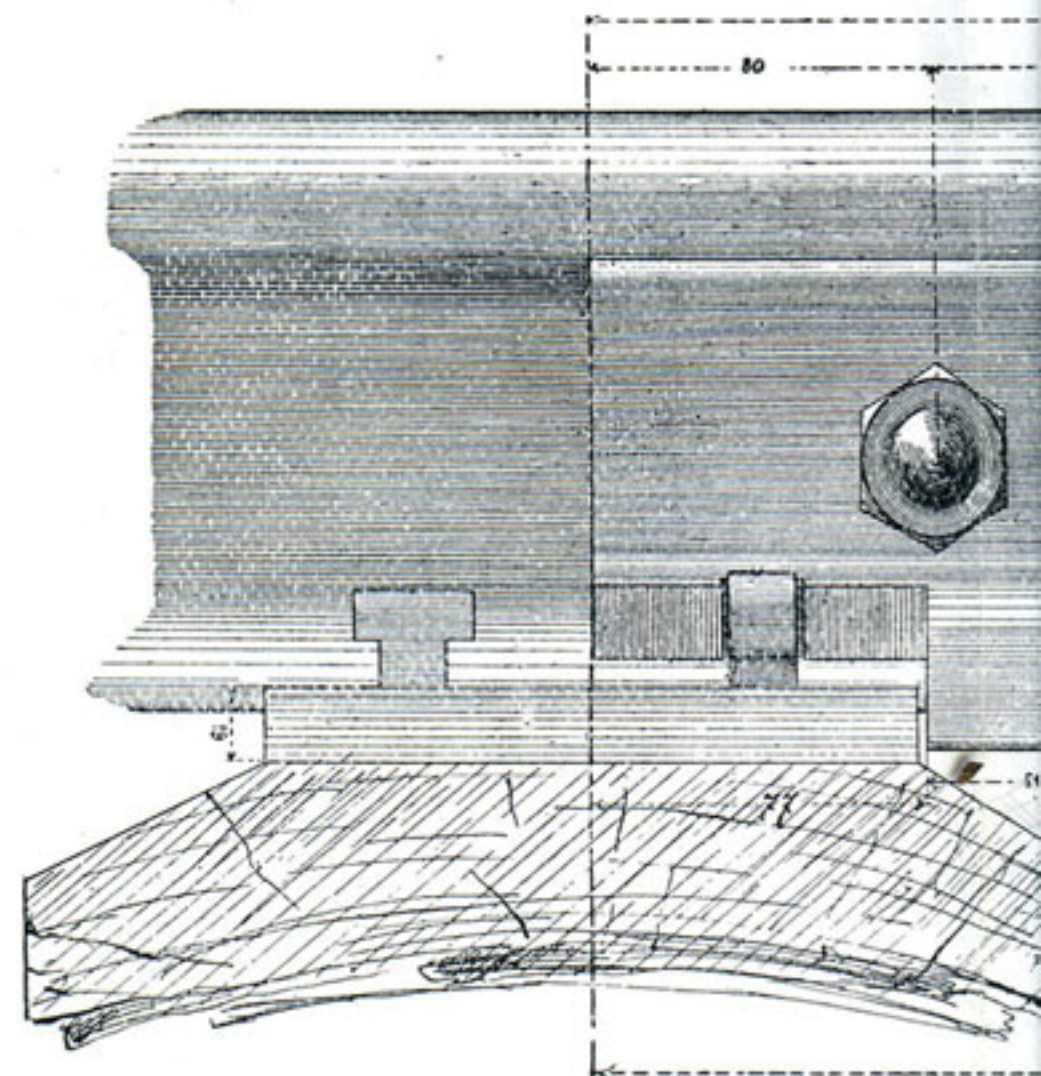
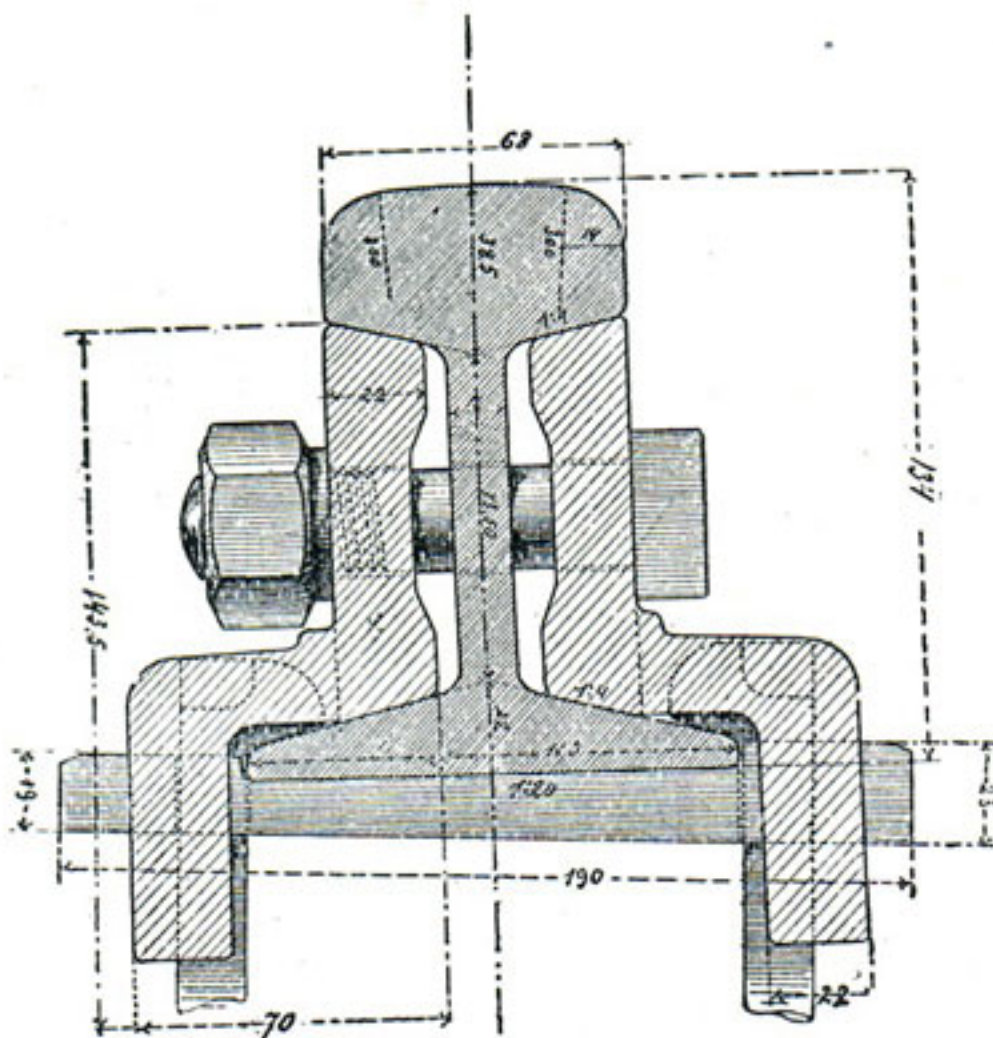


Fig. 11^a. — Joint avec éclisses courtes en s

Coupe.



Demi-vue du côté intérieur.

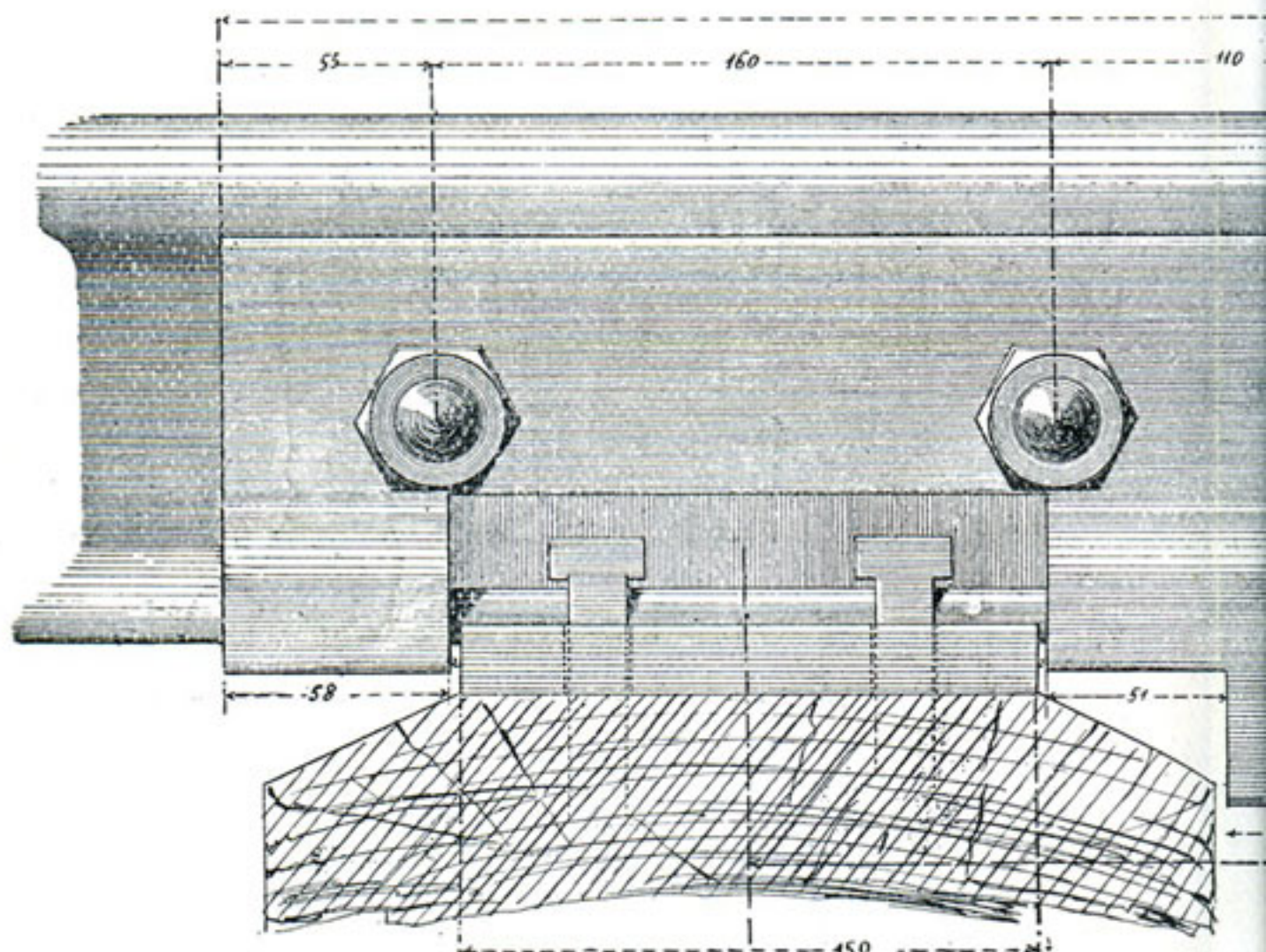
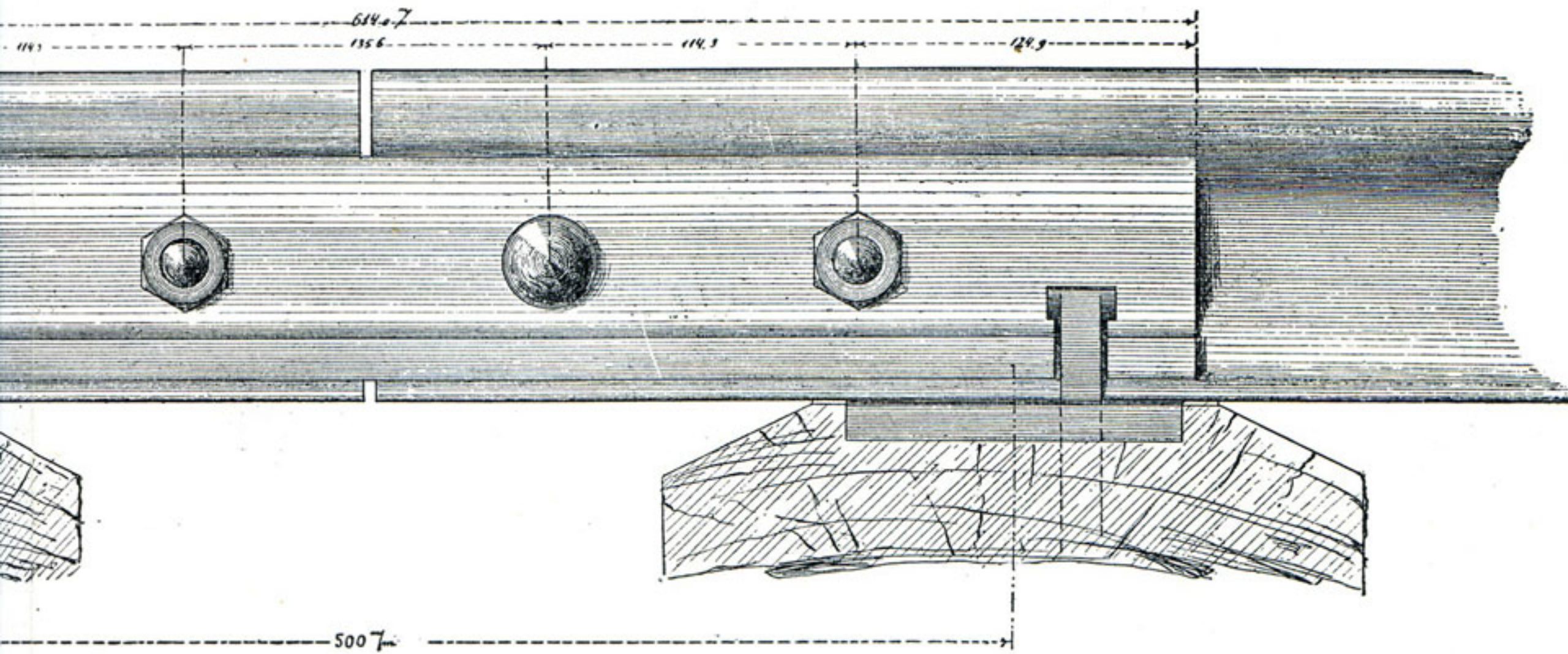


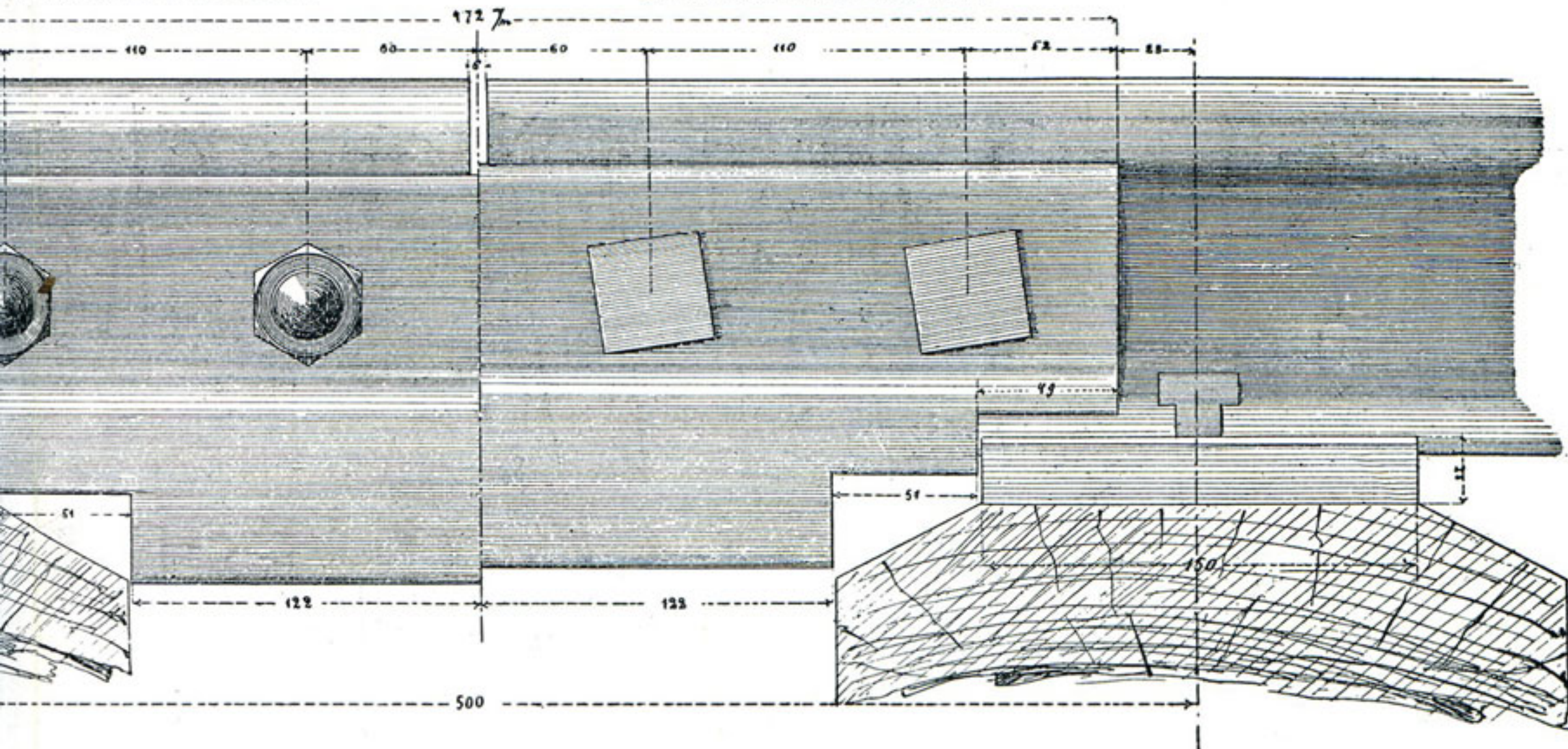
Fig. 11^b. — Joint avec éclisses longues en s



es pour rails de 31.45 kilogrammes par mètre.

Demi-vue du côté intérieur.

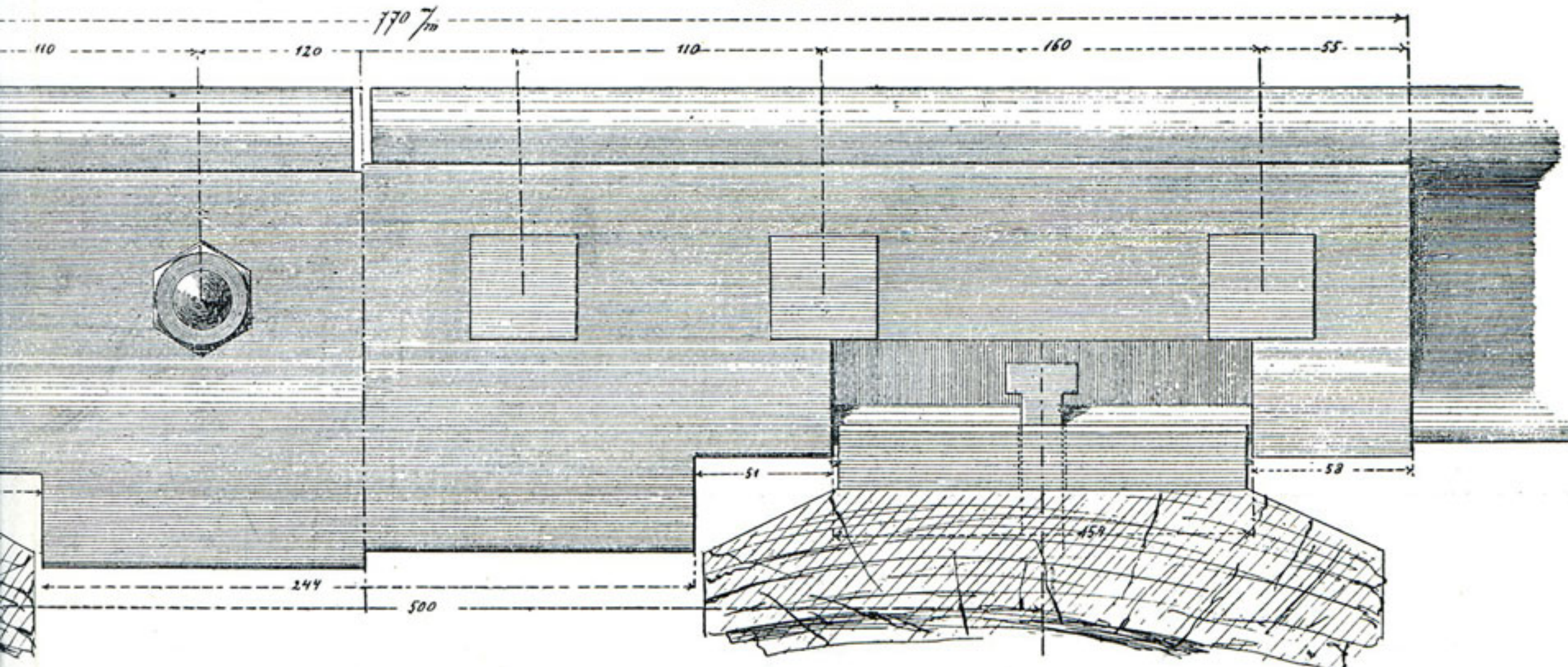
Demi-vue du côté extérieur.



en z pour rails de 38 kilogrammes par mètre.

ur.

Demi-vue du côté extérieur.



s en z pour rails de 38 kilogrammes par mètre.

*Appareil du chemin de fer Varsovie-Vienne pour observer
les déformations momentanées de la voie.*

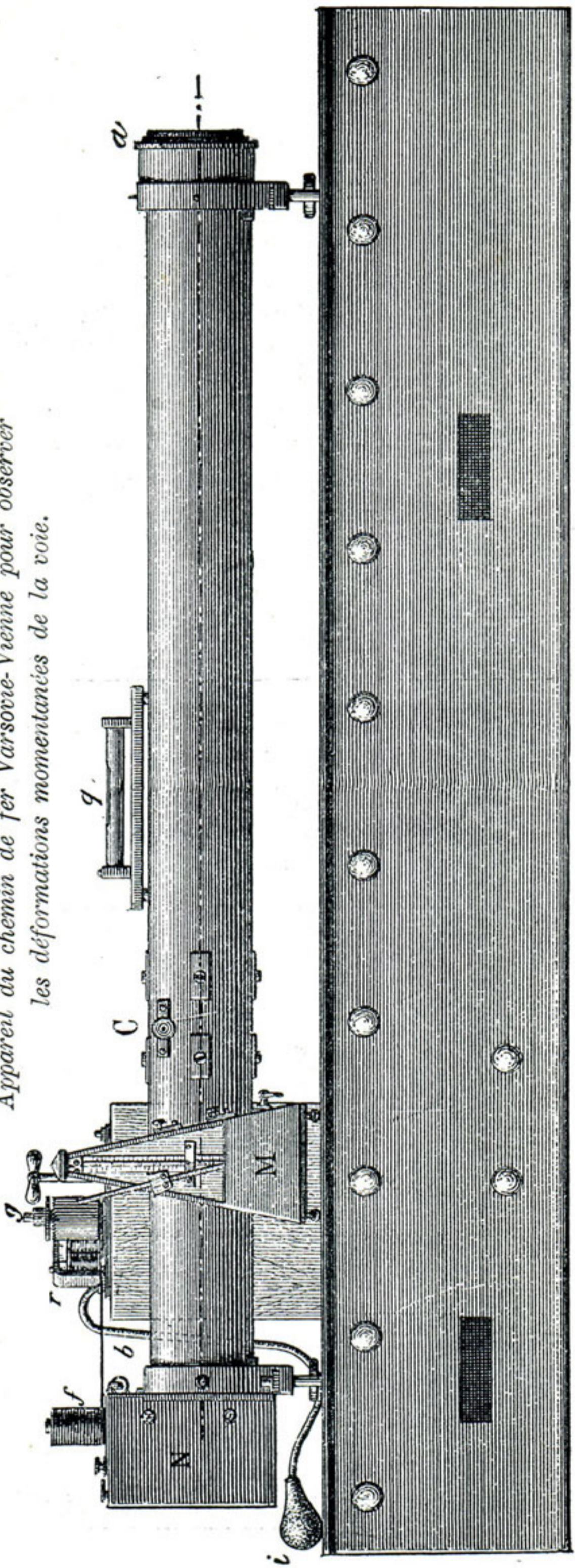


Fig. 4.

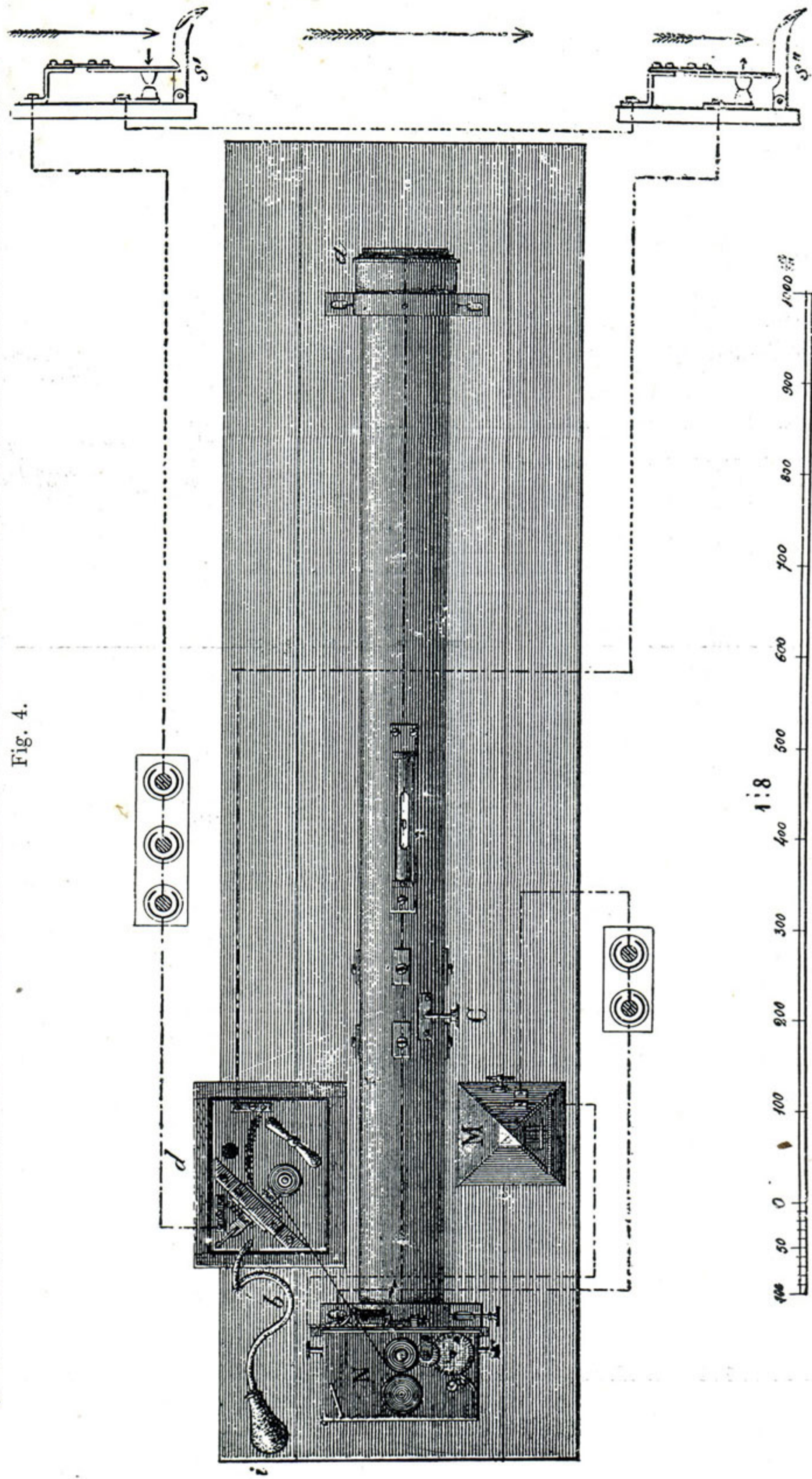


Fig. 5.

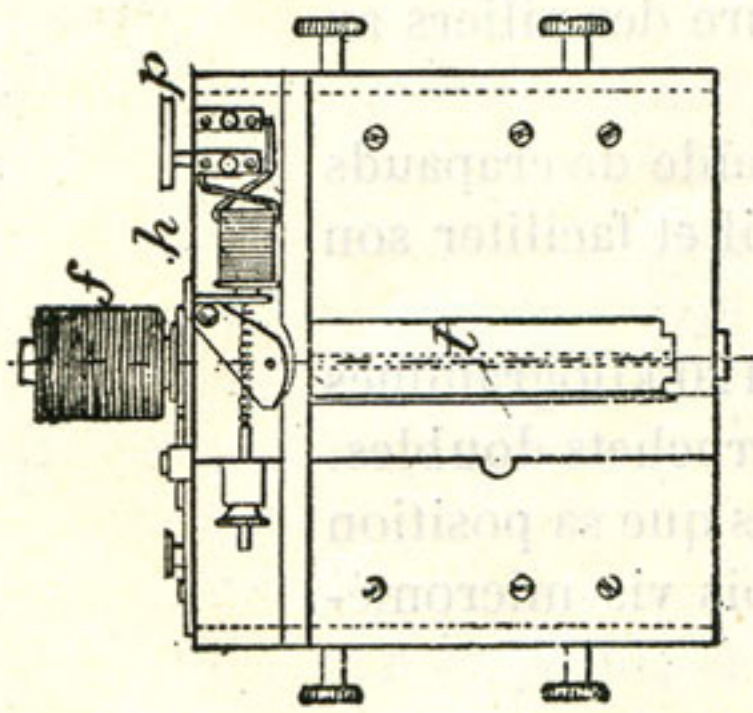


Fig. 6^a.

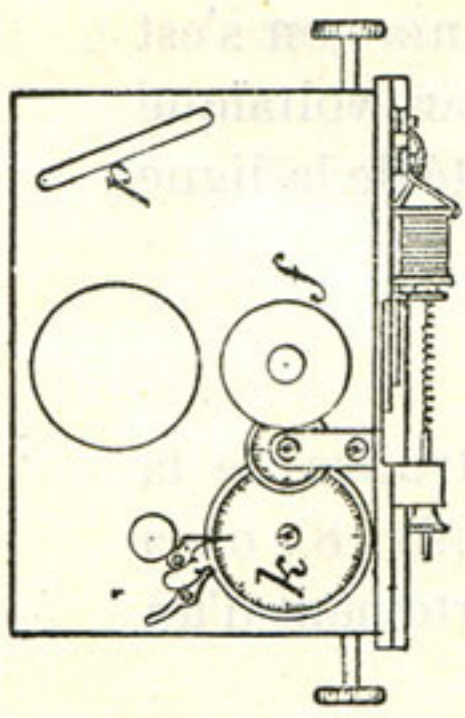


Fig. 6^b.

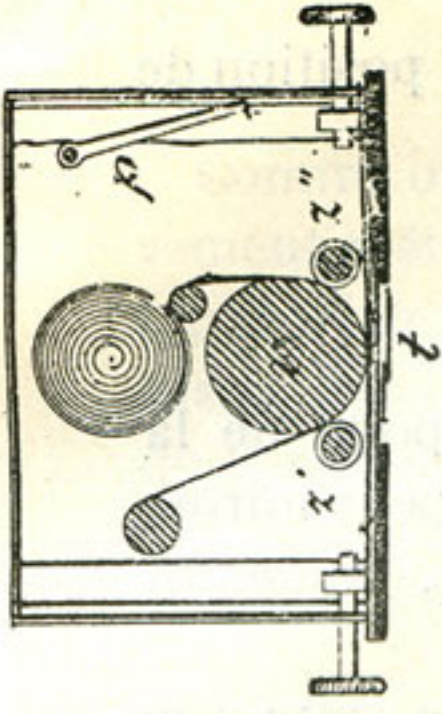


Fig. 6^c.

Coupe.

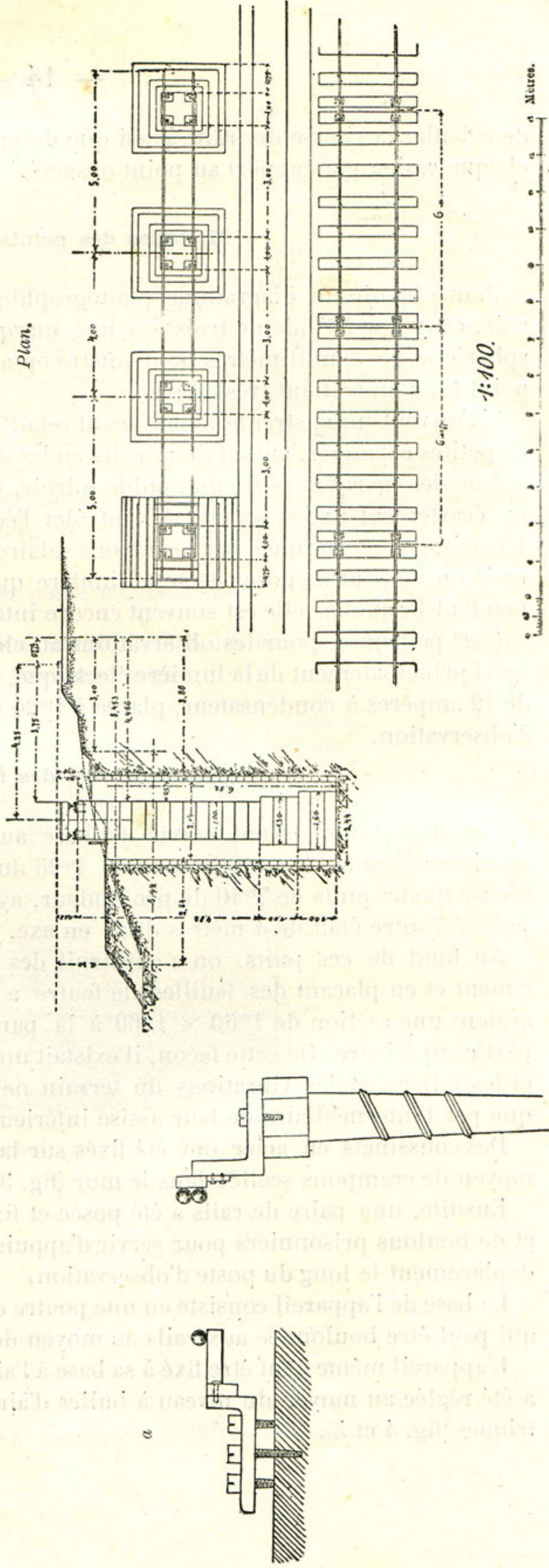


Fig. 7.

Fig. 8. — Disposition des fondations de l'appareil.

de calculer la vitesse du train, ainsi que de préciser au moment voulu la position de chaque essieu par rapport au point observé.

Marques des points à observer.

Pour obtenir un diagramme photographique du déplacement d'un point de la voie, on y fixe à l'aide de trois vis une marque (fig. 7) composée d'un petit miroir sphérique de 3 millimètres de diamètre en acier poli qui, étant éclairé, donne un point fin d'un brillant très intense.

Si l'on veut enregistrer le déplacement relatif de plusieurs points, on y fixe, au moyen de petites cornières, autant de miroirs en les disposant sur la même ligne verticale.

Une des marques porte un double miroir, c'est-à-dire deux petites sphères ayant un écartement fixe et servant à contrôler l'échelle verticale du diagramme (fig. 6^b). L'éclairage des marques par les rayons solaires directs donne les meilleurs résultats, mais on ne peut disposer de cette lumière qu'à certains jours et à certaines heures pendant lesquelles elle est souvent encore interceptée par le matériel roulant.

C'est pourquoi, pour les observations au chemin de fer Varsovie-Vienne, on s'est servi principalement de la lumière électrique, notamment d'une lampe à arc voltaïque de 12 ampères à condensateur, placée à 1^m20 de la marque, un peu à côté de la ligne d'observation.

Construction des fondements.

Les fondations devant servir de base aux appareils ont été construites de la manière suivante. A une distance de 4^m25 du rail extérieur de la voie (fig. 8), on a creusé quatre puits de 7^m40 de profondeur, ayant 2^m14 sur 2^m14. L'écartement d'un puits à l'autre était de 4 mètres d'axe en axe.

Au fond de ces puits, on a construit des piliers isolés maçonnés en briques et ciment et en plaçant des feuilles de feutre à chaque cinquième assise. Les piliers avaient une section de 1^m60 × 1^m60 à la partie inférieure et de 1^m00 × 1^m00 à la partie supérieure. De cette façon, il existait un écartement entre le cuvelage des puits et les piliers, et les vibrations du terrain ne pouvaient être transmises aux piliers que par l'intermédiaire de leur assise inférieure.

Des coussinets en acier ont été fixés sur la plate-forme supérieure des piliers au moyen de crampons scellés dans le mur (fig. 3).

Ensuite, une paire de rails a été posée et fixée aux coussinets à l'aide de crapauds et de boulons prisonniers pour servir d'appuis à la base de l'appareil et faciliter son déplacement le long du poste d'observation.

La base de l'appareil consiste en une poutre en fer pesant environ 120 kilogrammes qui peut être boulonnée aux rails au moyen de barres en fer et de crochets doubles.

L'appareil même peut être fixé à sa base à l'aide de quatre vis, après que sa position a été réglée au moyen du niveau à bulles d'air *q* et au moyen de trois vis micrométriques (fig. 4 et 5).

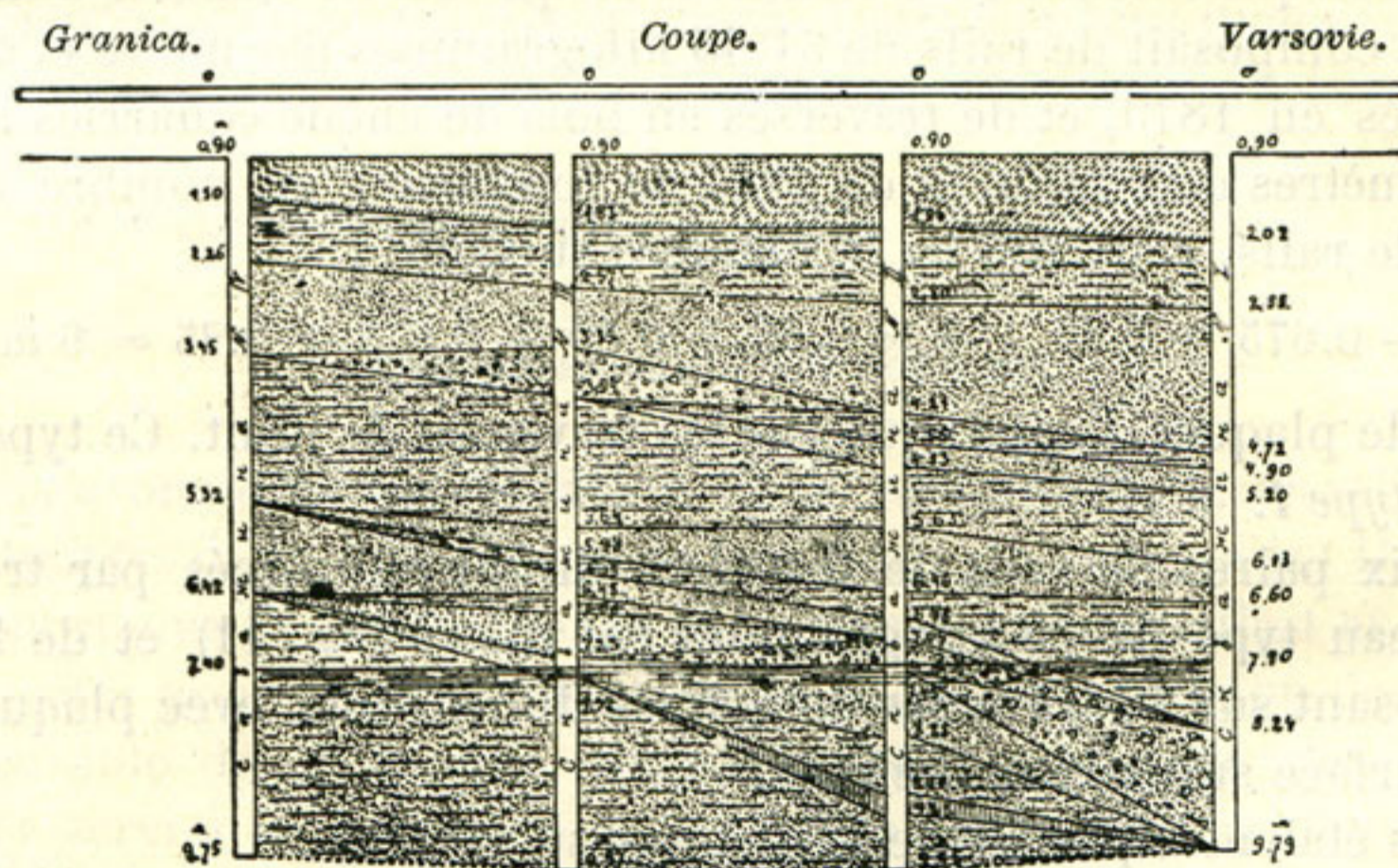
Disposition de l'ensemble des appareils.

Comme on le voit, l'appareil est fixé à ses fondations au moyen de parties exclusivement métalliques et rigides. L'appareil même est construit en cuivre jaune massif. L'observateur n'a besoin de toucher ni aux fondements ni à l'appareil, dont le mécanisme d'horlogerie est mis en action quelque temps avant le passage du train à l'aide de la poire pneumatique.








Grâce à la disposition qui vient d'être décrite, on a été à même de conduire les observations sur une longueur de la voie de 14 mètres en embrassant une paire de rails nouveau type de 12 mètres de longueur et les deux joints avoisinants. Pour faire les observations avec deux appareils à la fois, on les introduisait dans un circuit électrique commun en les faisant dépendre des mêmes contacts et d'un seul métro-
nome. De cette façon, la durée de l'observation était égale pour les deux appareils et les secondes étaient marquées simultanément sur deux diagrammes.

Emplacement du poste d'observation.

L'emplacement du poste d'observation fut choisi à 3.6 kilomètres de distance de la station de Varsovie sur la voie des trains montants.



LÉGENDE :

- | | |
|---|--|
|  Terrain rapporté. |  Gros sable. |
|  Sable mêlé de marne. |  Gros sable mêlé de cailloux. |
|  Sable fin. |  Argile. |
|  Sable fin mêlé de cailloux. | |

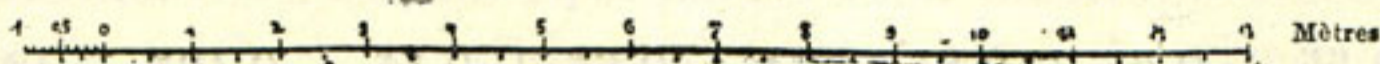


Fig. 9. — Sondage du terrain sur l'emplacement des fondations.

A ce point, le chemin de fer est établi en ligne droite et en remblai de 1^m50 de

hauteur. Le profil longitudinal présente une légère pente de 1 p. m. Le remblai date de l'année 1840 et consiste, d'après le sondage qu'on a fait, en terre argileuse entremêlée de sable.

Le nombre de trains passant sur cette ligne comporte, d'après l'horaire d'été, 16 paires de trains de voyageurs (y compris les trains express) et 12 paires de trains de marchandises. La vitesse des trains de voyageurs atteint 60 kilomètres à l'heure, tandis que celle des trains de marchandises, vu la proximité de la gare à marchandises, est généralement très réduite.

De cette manière, les observations ont pu être faites en grand nombre et dans des conditions variées.

Un sondage effectué sur l'emplacement des fondations (fig. 9) a démontré que, jusqu'à une profondeur de 10 mètres au-dessous du niveau des rails, le terrain se composait de sable fin, en partie limoneux. A une profondeur de 6^m50, on a rencontré une couche de gros sable entremêlé de pierrailles et d'argile. L'eau souterraine apparut à une profondeur de 7^m40 et c'est à ce niveau que furent posées les fondations.

Types de superstructure observés.

Le type de voie qui existait en cet endroit et qui servit d'abord aux observations (voir fig. 10) se composait de rails de 31.45 kilogrammes par mètre et de 6 mètres de longueur, posés en 1879, et de traverses en bois de chêne équarries avec aubier de 15 × 25 centimètres de section et de 2^m44 de longueur, au nombre de huit, sous chaque paire de rails, réparties de la manière suivante :

$$0.25 + 0.675 + 0.80 + 3 \times 0.85 + 0.80 + 0.675 + 0.25 = 6 \text{ mètres.}$$

Il n'existait de plaques d'appui que sur les traverses de joint. Ce type est nommé, dans la suite, *type I*.

Plus tard, six paires de rails de 6 mètres furent remplacés par trois paires de rails du nouveau type de 38 kilogrammes par mètre (fig. 11) et de 12 mètres de longueur, reposant sur 16 traverses de mêmes dimensions, avec plaques d'appuis à rebords et à surface supérieure inclinée.

Les traverses étaient réparties de la manière suivante :

$$0.25 + 0.55 + 0.80 \times 13 + 0.55 + 0.25 = 12 \text{ mètres.}$$

Ce fut la paire de rails du milieu qui servit aux observations. Ce type de voie est nommé dans la suite : *type II*.

Pour les observations suivantes, on a augmenté d'abord la longueur des traverses jusqu'à 2^m70, sans changer leur répartition (*type III*).

Enfin, ces mêmes traverses de 2^m70 furent réparties de la manière suivante :

$$0.125 + 0.55 + 0.65 + 0.85 \times 11 + 0.65 + 0.55 + 0.125 = 12 \text{ mètres.}$$

c'est-à-dire qu'on rapprocha les traverses de joint jusqu'au contact (*type IV*).

Pour tous les quatre types de superstructure, le ballast est resté le même. Ce

ballast était en gros sable de carrière mêlé de gravier et contenait une certaine quantité de parties terreuses entraînées par de nombreux bourrages. L'épaisseur de la couche de ballast était de 25 centimètres en dessous des traverses.

Programme des observations de l'année 1897.

Les observations recueillies en 1897 avaient pour objet :

- 1° La compressibilité du sous-sol à différentes profondeurs ;
- 2° La compressibilité du ballast dans le but de déterminer le coefficient de ballast (pour les types II et III);
- 3° L'enfoncement des traverses en certains points suivant leurs longueurs, dans le but de déterminer leur courbe de flexion (pour les types II et III);
- 4° L'abaissement des rails au droit des traverses et aux joints (pour les types I, II, III et IV).

De plus, on a observé les déformations des joints de rails pour les constructions suivantes :

- 1° Joint en porte-à-faux avec éclisses cornières (type I, fig. 10);
- 2° Joint en porte-à-faux avec éclisses en Σ à quatre boulons (types II et III, fig. 11^a);
- 3° Joint en porte-à-faux avec de longues éclisses en Σ à six boulons (type III, fig. 11^b);
- 4° Joint sur deux traverses avec éclisses platés (type IV).

Compressibilité du sous-sol.

Comme nous avons déjà eu l'occasion de le remarquer, le travail de toutes les parties constituantes de la voie dépend de la rigidité de ses appuis; il est donc de la plus haute importance de déterminer la compressibilité du ballast et du sous-sol.

D'un autre côté, pour pouvoir apprécier le degré de précision des observations, il est indispensable de se rendre compte jusqu'à quel point les fondations de l'appareil qui a servi à les recueillir peuvent être envisagées comme inébranlables.

A proximité de la voie, tout le terrain est sujet à des ébranlements plus ou moins sensibles. C'est pourquoi il est impossible d'enregistrer, au moyen de notre appareil, les vibrations absolues de ses fondations et l'on doit se contenter d'observer les vibrations relatives d'un pilier par rapport à un autre.

A cette fin, une marque était fixée à l'un des piliers, tandis que l'appareil reposait sur le pilier voisin et enregistrait le diagramme des vibrations de la marque pendant le passage des trains. On a donné à l'appareil deux positions différentes. Dans l'une de ces positions, la pellicule sensible se déroulait dans la direction horizontale et donnait un diagramme des vibrations relatives verticales des deux piliers; dans l'autre, la pellicule se déroulait dans la direction verticale et le diagramme obtenu était celui des vibrations relatives horizontales et perpendiculaires à la voie.

D'après ces diagrammes, l'amplitude des vibrations relatives verticales ne dépasse pas 0.15 millimètre et celle des vibrations horizontales 0.1 millimètre. Si l'on considère que les déplacements des deux piliers ne pouvaient avoir lieu en même temps et que les déplacements maximums correspondaient aux écartements extrêmes et contraires de leur position normale, on doit en conclure que l'amplitude des vibrations absolues de l'appareil ne dépassait pas la moitié des valeurs indiquées, savoir 0.075 millimètre dans la direction verticale et 0.05 millimètre dans la direction horizontale. Le degré de précision des observations ultérieures est donc compris entre ces limites.

On peut supposer que l'enfoncement du sol à la profondeur de l'assiette des fondations surpassait les déplacements verticaux de l'appareil même, par suite de l'action des feuilles de feutre intercalées dans la maçonnerie des piliers, ce qui a contribué sans doute à modérer l'amplitude des vibrations verticales de l'appareil.

Pour observer la compressibilité du sous-sol à différentes profondeurs, on a percé, à l'aide d'une sonde dans les intervalles entre les abouts des traverses et au droit du rail, des trous de 50 centimètres, 1 mètre et 1^m50 de profondeur et de 10 centimètres de diamètre dans lesquels on a fait descendre des tuyaux en fer ayant les mêmes dimensions. Au fond de ces puits, on a enfoncé, jusqu'à 40 centimètres, de longs tubes à gaz de 4 centimètres de diamètre et on a relevé des diagrammes des marques fixées aux extrémités supérieures de ces tubes.

Les diagrammes annexés (fig. 12) démontrent clairement une compression élastique du sous-sol sous chaque roue de la locomotive à la profondeur de 1^m50 au-dessous du rail, ce qui correspond à 1^m15 au-dessous de la plate-forme du remblai.

La valeur maximum de l'enfoncement du sous-sol pendant le passage des trains était de :

1.2 millimètre à la profondeur de	0 ^m 50 au-dessous du rail.
0.8 — — — —	1 ^m 00 —
0.6 — — — —	1 ^m 50 —

Coefficient de ballast.

Le coefficient de ballast a été déterminé d'après une méthode analogue à celle qui a été appliquée par Zimmermann aux observations recueillies aux chemins de fer de l'Alsace-Lorraine.

Pour ce genre d'observations, on a choisi deux traverses de milieu et, sur chacune d'elles, trois points devant caractériser leur courbe de flexion, notamment au milieu, au droit du rail et à l'about.

Ces traverses, ainsi que toutes les autres traverses du tronçon d'essai, furent bourrées avec soin, mais sans exagération cependant, afin de ne pas les mettre dans des conditions exceptionnelles.

Au milieu de la traverse observée, on a vissé une barre solide en fer (fig. 13) dont le bout passait librement par un trou pratiqué à travers l'âme du rail. Par ce moyen, il devint possible d'observer à l'aide d'un seul appareil l'enfoncement de la traverse au milieu et au droit du rail, ainsi que l'abaissement du rail sur l'appui.

Pour observer l'enfoncement de l'about de la traverse, il fut indispensable de se servir du second appareil, parce que la courbe de flexion de la traverse prend en ce point une direction inclinée vers l'horizon, de sorte qu'en appliquant une disposition analogue à celle qui fut employée pour transmettre les abaissements du milieu de la traverse jusqu'au rail, on obtiendrait évidemment des résultats absolument faux. A l'about de la traverse, la marque était fixée sur un tire-fond vissé dans la traverse.

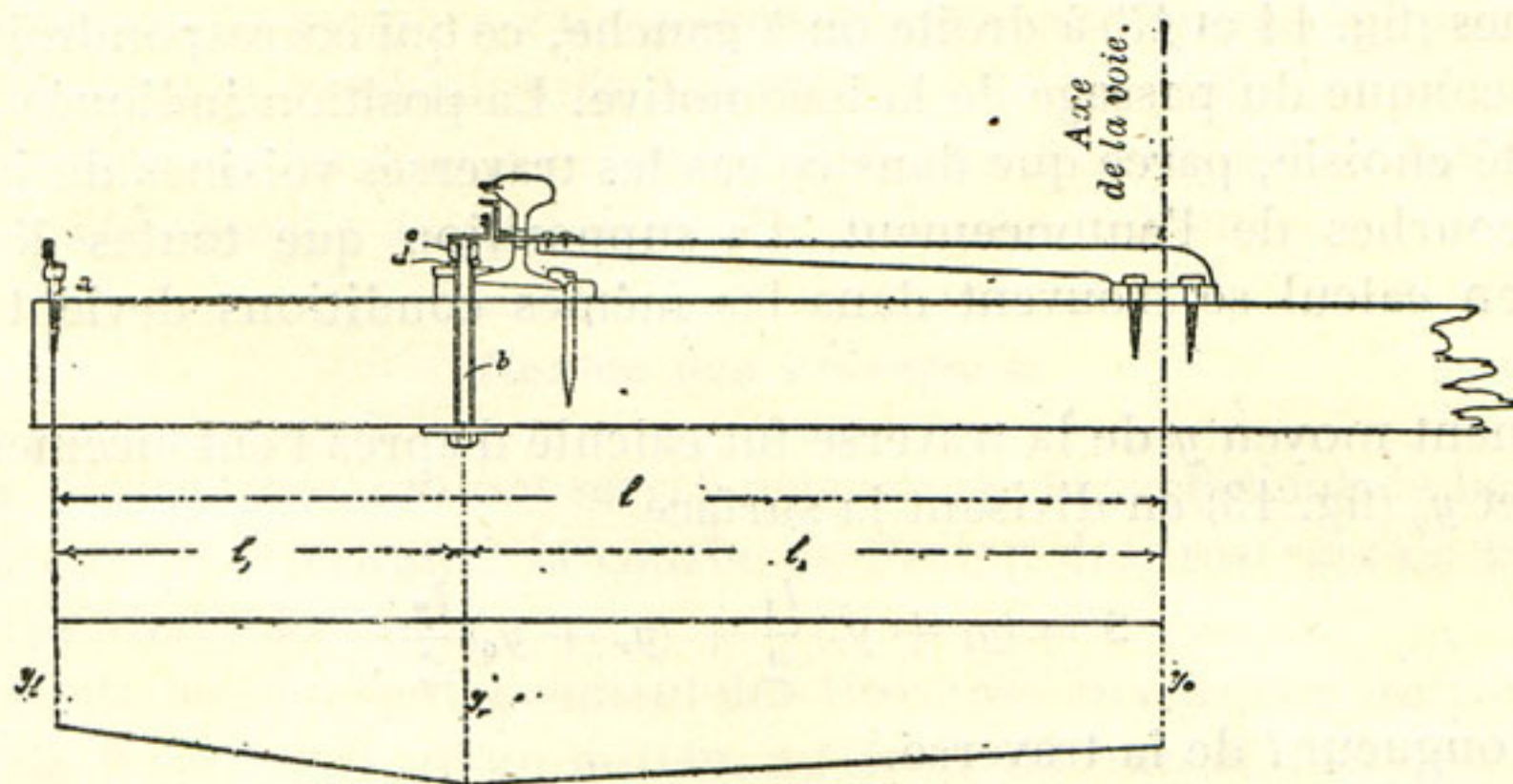


Fig. 13.

Pour éliminer l'influence de la compression de la traverse sur les valeurs de son enfoncement au droit du rail, on a eu recours à la disposition suivante :

A côté du patin du rail (fig. 13), la traverse fut percée d'un trou d'un diamètre un peu plus grand que celui du boulon qui y fut placé la tête en bas. De l'autre bout du boulon, au-dessus de la traverse, entre un crapaud embrassant le patin du rail et l'écrou, on a intercalé un anneau élastique tirant le boulon en haut. De cette manière, la marque, qui était fixée au bout supérieur du boulon, indiquait exactement l'enfoncement de l'assise de la traverse.

Les diagrammes de l'enfoncement de la traverse furent obtenus en laissant passer tout doucement, le long du tronçon d'essai, une locomotive sans tender. L'écartement des essieux extrêmes de la locomotive était de 3^m40, tandis que les rails avaient une longueur de 12 mètres.

Par conséquent, lorsque l'essieu du milieu occupait une position au droit de la traverse observée, l'influence qu'exerçait la charge sur l'enfoncement des traverses ne dépassait pas, comme on le voit d'après les diagrammes, la troisième traverse à partir des deux joints, c'est-à-dire qu'elle était limitée à la partie du milieu du rail où la répartition des traverses était uniforme.

Les diagrammes obtenus de cette façon (fig. 14 et 15) représentent les enfoncements consécutifs d'une seule traverse pendant le passage de la locomotive. Cependant, on peut admettre que dans les limites de la répartition uniforme des traverses, chacune d'elles s'enfonce de la même manière, de sorte que pour obtenir la valeur de cet enfoncement pour une de ces traverses au moment voulu, il suffit de lui assigner sur le diagramme la place qui lui correspond.

On peut ainsi déterminer d'après les diagrammes, pour chaque position de la locomotive, les valeurs de l'enfoncement de toutes les traverses aux points caractéristiques de leurs courbes de flexion et en déduire la valeur moyenne de l'enfoncement.

Il est évident qu'on pourrait déplacer les traverses de leur position indiquée par les diagrammes (fig. 14 et 15) à droite ou à gauche, ce qui correspondrait à un autre moment quelconque du passage de la locomotive. La position indiquée par ces diagrammes a été choisie, parce que dans ce cas les traverses voisines du joint sont en dehors des courbes de l'enfoncement. La supposition que toutes les traverses qui entrent en calcul se trouvent dans les mêmes conditions devient alors plus probable.

L'enfoncement moyen y de la traverse fut calculé d'après l'enfoncement des trois points y_l , y_r et y_o (fig. 13) en divisant la surface

$$S = (y_l + y_r) \frac{l_1}{2} + (y_r + y_o) \frac{l_2}{2}$$

par la demi-longueur l de la traverse.

Puis, connaissant l'aire ω de la surface inférieure de chaque traverse, son enfoncement moyen y et le poids de la locomotive P , le coefficient de ballast C fut calculé d'après l'équation

$$C \Sigma \omega y = P.$$

On pourrait objecter à cette méthode de calcul, que l'hypothèse de l'enfoncement uniforme des traverses intermédiaires ne répond pas à la réalité. Chaque traverse peut enfoncer autrement, à cause de l'inégalité du bourrage, c'est pourquoi il convient d'observer simultanément l'enfoncement de toutes les traverses sujettes à l'action de la charge.

Cette condition est bien difficile à remplir, à cause du grand nombre d'appareils qui devraient être employés. On pourrait d'ailleurs encore prétendre que, le ballast n'étant pas absolument homogène, le coefficient de ballast peut être différent pour chaque traverse.

La concordance des résultats obtenus, d'après les observations sur les traverses de différentes longueurs reposant sur le même ballast, prouve que l'inexactitude qui fut admise est tout à fait insignifiante.

Le coefficient de ballast, de qualité indiquée plus haut, fut évalué, d'après une dizaine d'observations, à 4 jusqu'à 6. Cette valeur du coefficient de ballast paraît assez grande lorsqu'on la compare avec les résultats obtenus d'après les observations

faites en 1888 aux chemins de fer de l'Alsace-Lorraine et décrites par Zimmermann⁽¹⁾, puisque là dans des conditions analogues aux nôtres, ce coefficient fut évalué à 3. Ce n'est que dans le cas d'un ballast en gravier avec assise empierrée qu'il fut trouvé $C = 8$.

D'après les observations de l'ingénieur Stecewicz, aux chemins de fer de Tambov-Saratov et de la Baltique, le coefficient de ballast, même dans le cas d'un ballast de qualité médiocre, variait de 3 à 9.

Mais aux chemins de fer d'Alsace-Lorraine, l'enfoncement des traverses fut déterminé par rapport à un appareil reposant tout près de la voie, à la surface du sol, qui, par suite de l'action de la charge avoisinante, pouvait être sujet à des soulèvements. D'un autre côté, dans les observations de l'ingénieur Stecewicz, ce même enfoncement fut déterminé par rapport à un pilotis placé à côté du rail et qui, sans doute, suivait l'abaissement du remblai et du ballast.

On ne peut donc établir une comparaison entre les résultats de ces observations et ceux qui ont été obtenus au chemin de fer de Varsovie-Vienne.

Flexion des traverses.

Les mêmes diagrammes, qui ont servi à déterminer le coefficient de ballast, furent utilisés ensuite pour déterminer la courbe de flexion des traverses de 2^m44 (type II) et de 2^m70 (type III) de longueur.

Les valeurs relatives de l'enfoncement des traverses aux trois points caractérisant leur courbe de flexion, savoir au milieu, au droit du rail et à l'extrémité, ont été déterminées en mesurant sur les diagrammes au moyen d'un planimètre, les surfaces contenues entre une ligne horizontale et les courbes de l'enfoncement de ces points.

De cette manière, on a pu déduire le rapport moyen de l'enfoncement des trois points d'une traverse pendant toute la durée de la déformation.

En désignant l'enfoncement de la traverse au milieu, au droit du rail et à son extrémité respectivement par y_o , y_r et y_l et en admettant l'enfoncement au droit du rail égal à 100, le rapport obtenu $y_o : y_r : y_l$ peut être exprimé comme suit :

1° Pour traverses de 2^m44 de longueur,

$$y_o : y_r : y_l = 69 : 100 : 124;$$

2° Pour traverses de 2^m70 de longueur,

$$y_o : y_r : y_l = 75 : 100 : 68.$$

En prenant comme coefficient de ballast $C = 5$ (chiffre moyen d'après nos observations) et pour coefficient d'élasticité du bois de chêne $E' = 120$ tonnes par

(1) « Die Wirkungsweise der Bettung nach Versuchen der Reichseisenbahnen », von Dr ZIMMERMANN. (Organ für die Fortschritte des Eisenb., 1888, V.)

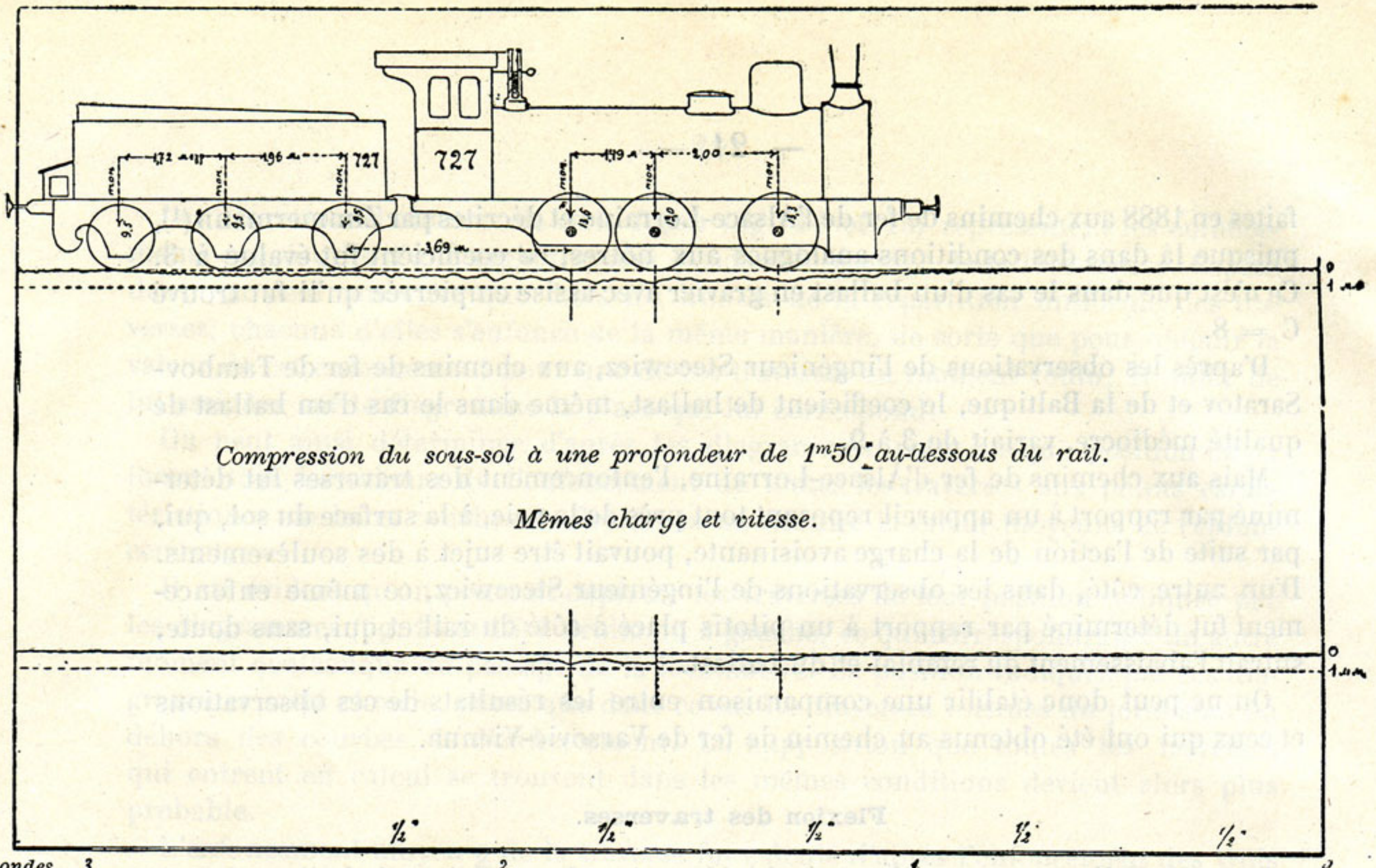


Fig. 12. — Rails de 38 kilogrammes par mètre, de 12 mètres de longueur, sur 16 traverses de 2^m70 de longueur.

Traverse n° 9. — Rail et traverse au milieu et au droit du rail. Vitesse du train : 9 kilomètres à l'heure.

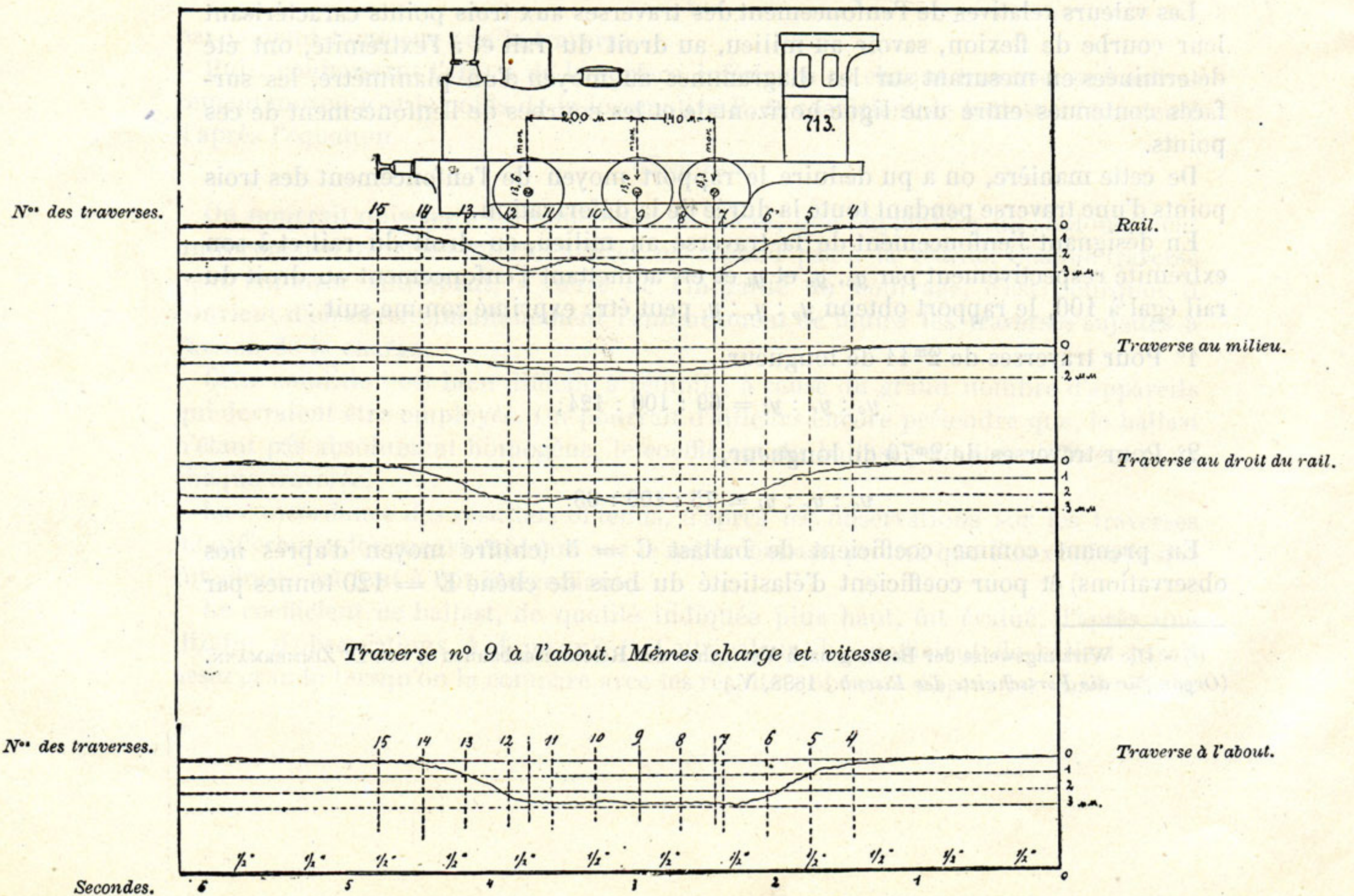


Fig. 14. — Rails de 38 kilogrammes par mètre, de 12 mètres de longueur, sur 16 traverses de 2^m44 de longueur.

Traverse n° 8. — Rail et traverse au milieu et au droit du rail. Vitesse du train : 8 kilomètres à l'heure.

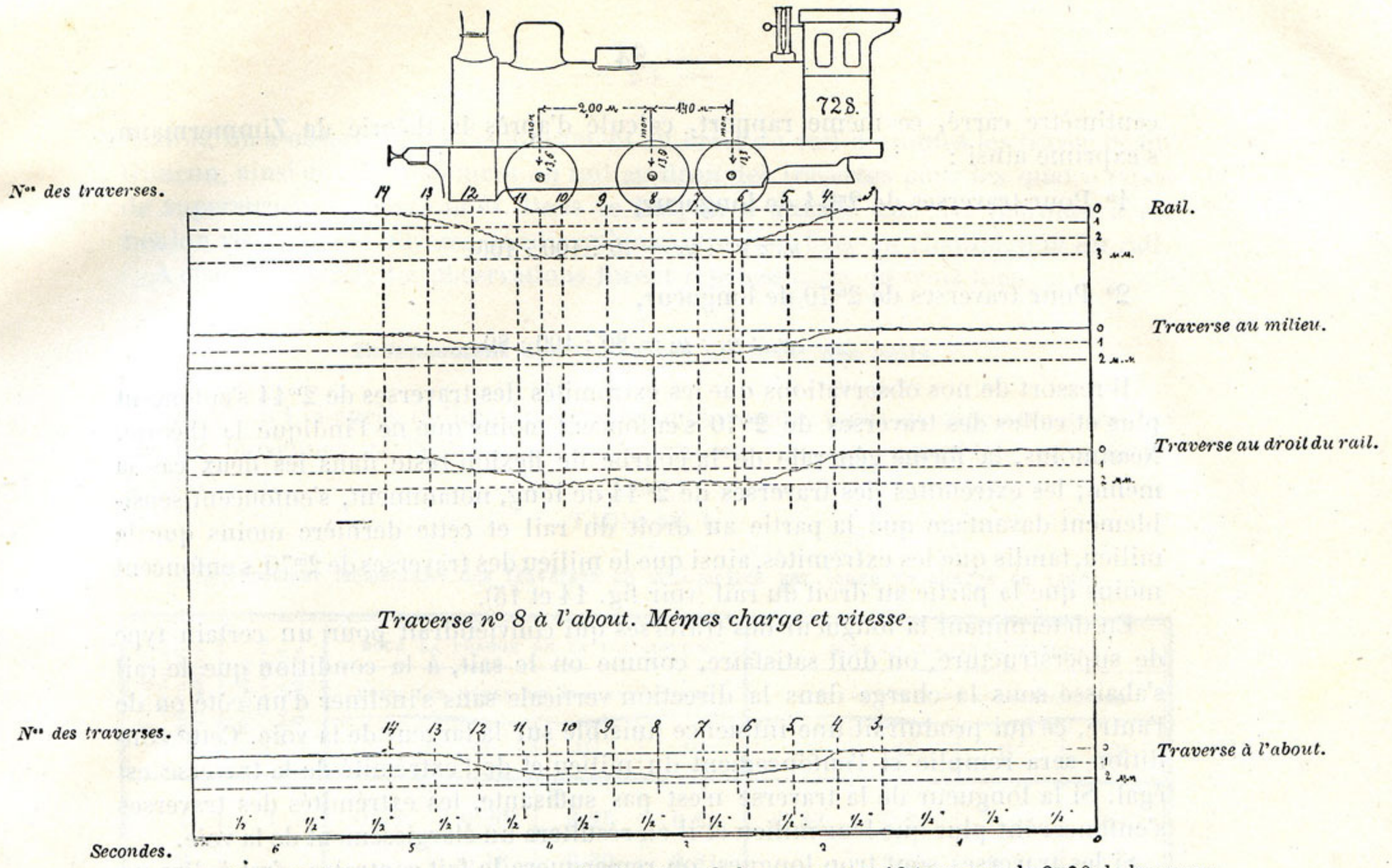


Fig. 15. — Rails de 38 kilogrammes par mètre, de 12 mètres de longueur, sur 16 traverses de 2^m10 de longueur.

Traverse n° 3. — Vitesse du train : 26 kilomètres à l'heure.

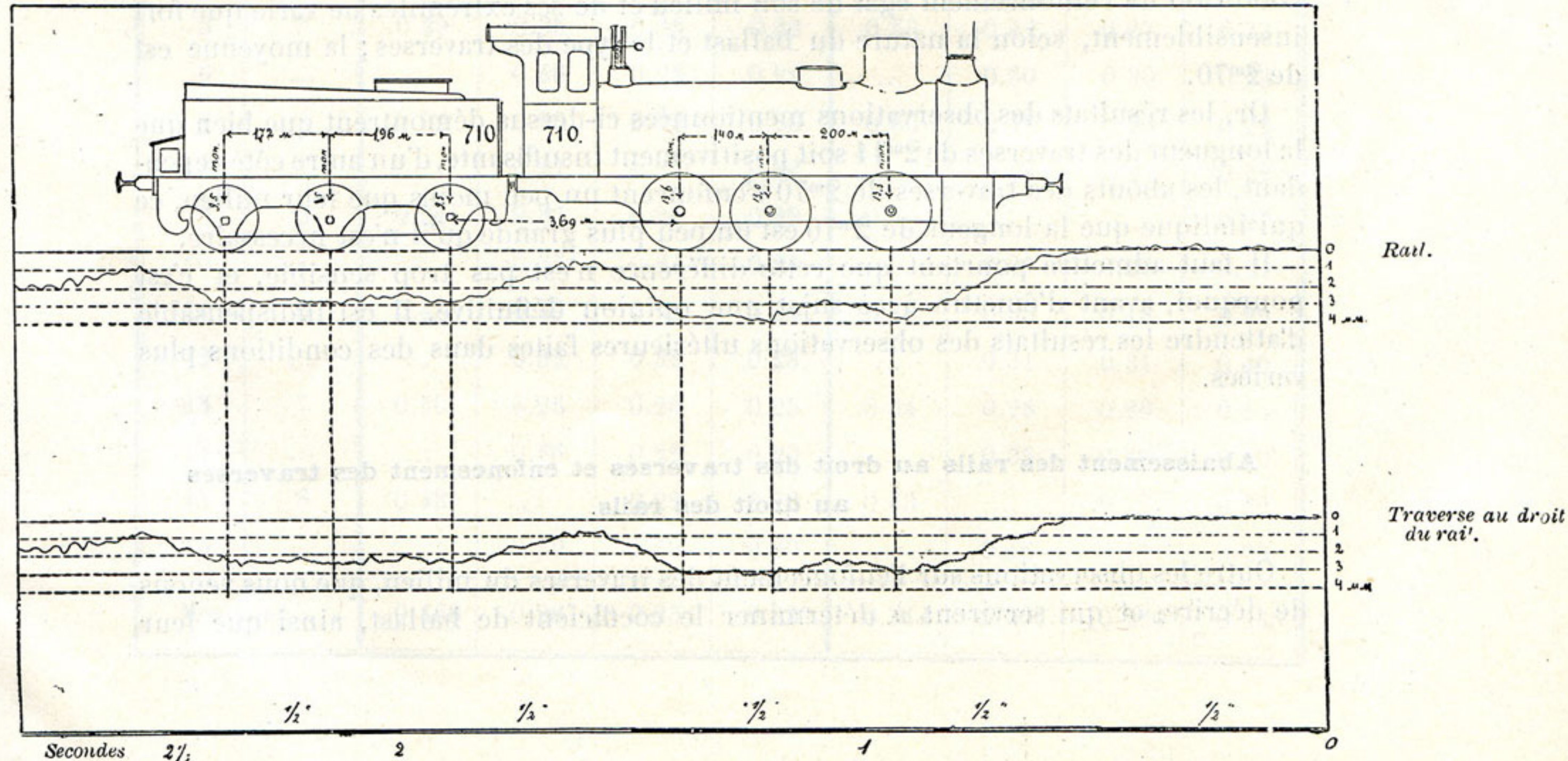


Fig. 16. — Rails de 31.45 kilogrammes par mètre, de 6 mètres de longueur, sur 8 traverses de 2^m44 de longueur.

centimètre carré, ce même rapport, calculé d'après la théorie de Zimmermann, s'exprime ainsi :

1° Pour traverses de 2^m44 de longueur,

$$y_o : y_r : y_l = 70 : 100 : 106;$$

2° Pour traverses de 2^m70 de longueur,

$$y_o : y_r : y_l = 80 : 100 : 80.$$

Il ressort de nos observations que les extrémités des traverses de 2^m44 s'enfoncent plus et celles des traverses de 2^m70 s'enfoncent moins que ne l'indique la théorie. Néanmoins, la forme générale de la courbe de flexion reste dans les deux cas la même; les extrémités des traverses de 2^m44 de long, notamment, s'enfoncent sensiblement davantage que la partie au droit du rail et cette dernière moins que le milieu, tandis que les extrémités, ainsi que le milieu des traverses de 2^m70, s'enfoncent moins que la partie au droit du rail (voir fig. 14 et 15).

En déterminant la longueur des traverses qui conviendrait pour un certain type de superstructure, on doit satisfaire, comme on le sait, à la condition que le rail s'abaisse sous la charge dans la direction verticale sans s'incliner d'un côté ou de l'autre, ce qui produirait une influence nuisible sur la largeur de la voie. Cette condition sera remplie si l'enfoncement du milieu et de l'extrémité de la traverse est égal. Si la longueur de la traverse n'est pas suffisante, les extrémités des traverses s'enfonceront plus que leur milieu et il en résultera un élargissement de la voie.

Si les traverses sont trop longues, on remarquera le fait contraire, c'est-à-dire un rétrécissement de la voie.

D'après les calculs de Zimmermann, la longueur de la traverse déterminée sous la condition de l'enfoncement égal de son milieu et de ses extrémités ne varie que fort insensiblement, selon la nature du ballast et le type des traverses; la moyenne est de 2^m70.

Or, les résultats des observations mentionnées ci-dessus démontrent que bien que la longueur des traverses de 2^m44 soit positivement insuffisante, d'un autre côté cependant, les abouts des traverses de 2^m70 s'enfoncent un peu moins que leur milieu, ce qui indique que la longueur de 2^m70 est un peu plus grande qu'il n'est nécessaire.

Il faut admettre pourtant que cette différence n'est pas trop sensible, et c'est pourquoi, avant d'émettre à ce sujet une opinion définitive, il est indispensable d'attendre les résultats des observations ultérieures faites dans des conditions plus variées.

**Abaissement des rails au droit des traverses et enfoncement des traverses
au droit des rails.**

Outre les observations sur l'enfoncement des traverses du milieu, que nous venons de décrire, et qui servent à déterminer le coefficient de ballast, ainsi que leur

flexion, on a observé aussi l'enfoncement au droit du rail de toutes les traverses du tronçon, ainsi que l'abaissement du rail au droit des traverses pour les quatre types de superstructure mentionnés. Dans ce but, on a attaché une des marques à un boulon vissé dans la traverse, tandis qu'une autre était fixée au champignon du rail.

A chaque traverse, les observations furent répétées deux ou trois fois.

Enfoncement des traverses au droit des rails.

Le tableau I ci-après indique, pour chacun des quatre types de superstructure, les valeurs moyennes de l'enfoncement, séparément sous la locomotive et sous le tender.

TABLEAU I.

Enfoncement momentané des traverses en millimètres par tonne de charge de roue.

Numéros des traverses sous un rail de 12 mètres.	Numéros des traverses sous un rail de 6 mètres.	SOUS LA CHARGE DE LA LOCOMOTIVE				SOUS LA CHARGE DU TENDER			
		POUR LES TYPES DE SUPERSTRUCTURE				POUR LES TYPES DE SUPERSTRUCTURE			
		I	II	III	IV	I	II	III	IV
1	1	0.30	0.20	0.23	0.22	0.32	0.22	0.22	0.20
2	0.18	0.20	0.21	...	0.18	0.21	0.22
3	2	0.46	0.19	0.16	0.20	...	0.25	0.15	0.18
4	0.33	0.21	0.27	...	0.33	0.20	0.27
5	3	0.49	0.35	0.25	0.32	0.53	0.42	0.27	0.33
6	0.46	0.25	0.22	...	0.60	0.30	0.23
7	4	0.52	0.20	0.22	0.25	0.60	0.18	0.20	0.22
8	0.27	0.27	0.22	...	0.24	...	0.22
9	5	0.54	0.37	0.26	0.29	0.70	0.27
10	0.35	0.24	0.24	...	0.37	0.23	0.21
11	6	0.45	0.39	0.22	0.24	0.48	0.55	0.18	0.22
12	0.32	0.32	0.23	...	0.31	0.31	0.40
13	7	0.50	0.25	0.26	0.25	0.54	0.28	0.26	0.16
14	0.26	0.22	0.20	...	0.55	0.20	0.20
15	8	0.48	...	0.22	0.23	0.43	...	0.18	0.22
16	0.19	0.19	0.20	...	0.16	0.17	0.23
Moyenne. . .		0.468	0.287	0.232	0.237	0.514	0.331	0.220	0.236

Ces valeurs sont exprimées en millimètres et ont été rapportées à une tonne de charge de roue. Le calcul a été opéré de la manière suivante. Pour chacune des observations, on a mesuré sur le diagramme les enfoncements sous les roues de la locomotive ou du tender et leur somme a été divisée par la moitié du poids brut de la locomotive ou du tender. De cette façon, on a cherché à éliminer autant que possible l'influence de la surcharge des roues isolées.

Les locomotives des trains circulant sur la section où fut établi le poste d'essai étaient en majeure partie à trois essieux et avaient un poids brut d'environ 13 tonnes par essieu.

Les trains express et directs seuls étaient remorqués par des locomotives à quatre essieux avec bogie, ayant une charge d'environ 15 tonnes par essieu moteur.

La vitesse des trains et des locomotives qui ont servi aux observations variait dans les limites très larges de 10 à 60 kilomètres par heure. Malgré cela, on n'a pas constaté dans l'enfoncement des traverses et l'abaissement des rails, rapportés à une tonne de charge de roue, des différences assez grandes pour qu'elles puissent être attribuées à l'action dynamique de la charge.

Il est vrai que pour chaque type de superstructure, l'enfoncement des traverses varie assez sensiblement, ce qui doit être attribué à des inégalités de bourrage, à la sinuosité verticale des rails, ainsi qu'à la surcharge des roues qui n'a pas pu être entièrement éliminée par le mode de calcul que nous venons de décrire.

Cependant ces différences dans les valeurs de l'enfoncement se sont manifestées dans les mêmes proportions, tout aussi bien pour les petites que pour les grandes vitesses, ce qui prouve que pour les limites de vitesse qui viennent d'être indiquées, l'action dynamique de la charge n'exerce pas une influence sensible sur la déformation de la voie.

C'est pourquoi dans le tableau ci-dessus, toutes les observations ont été renseignées sans tenir compte de la différence des vitesses des trains, mais en indiquant séparément les enfoncements sous la locomotive et ceux sous le tender. Les valeurs moyennes indiquées au bas du tableau démontrent que dans la plupart des cas, l'enfoncement sous le tender (par tonne de charge de roue) surpasse celui sous la locomotive; cette différence n'atteint pas cependant plus de 10 à 15 p. c.

En comparant ces résultats avec les conclusions de Flamache, Couard, Ast et autres, sur l'action dynamique de la charge et de l'ellipticité des roues des tenders, on doit convenir que d'après les observations au chemin de fer de Varsovie-Vienne, l'influence de ces agents a été très insignifiante. On pourrait l'attribuer en partie à ce que, d'après certains observateurs, l'action dynamique de la charge devient particulièrement apparente après que la vitesse des trains a dépassé 80 kilomètres par heure, tandis que dans notre cas elle avait à peine atteint 60 kilomètres.

Il est possible également qu'au chemin de fer de Varsovie-Vienne, à cause d'une moindre vitesse des trains, l'usure inégale des bandages des tenders soit moindre qu'aux autres chemins de fer où ont eu lieu les observations de Flamache et de Couard, ou bien encore que les bandages soient tournés avec plus de soin.

Traverse n° 8. — Vitesse du train : 23 kilomètres à l'heure.

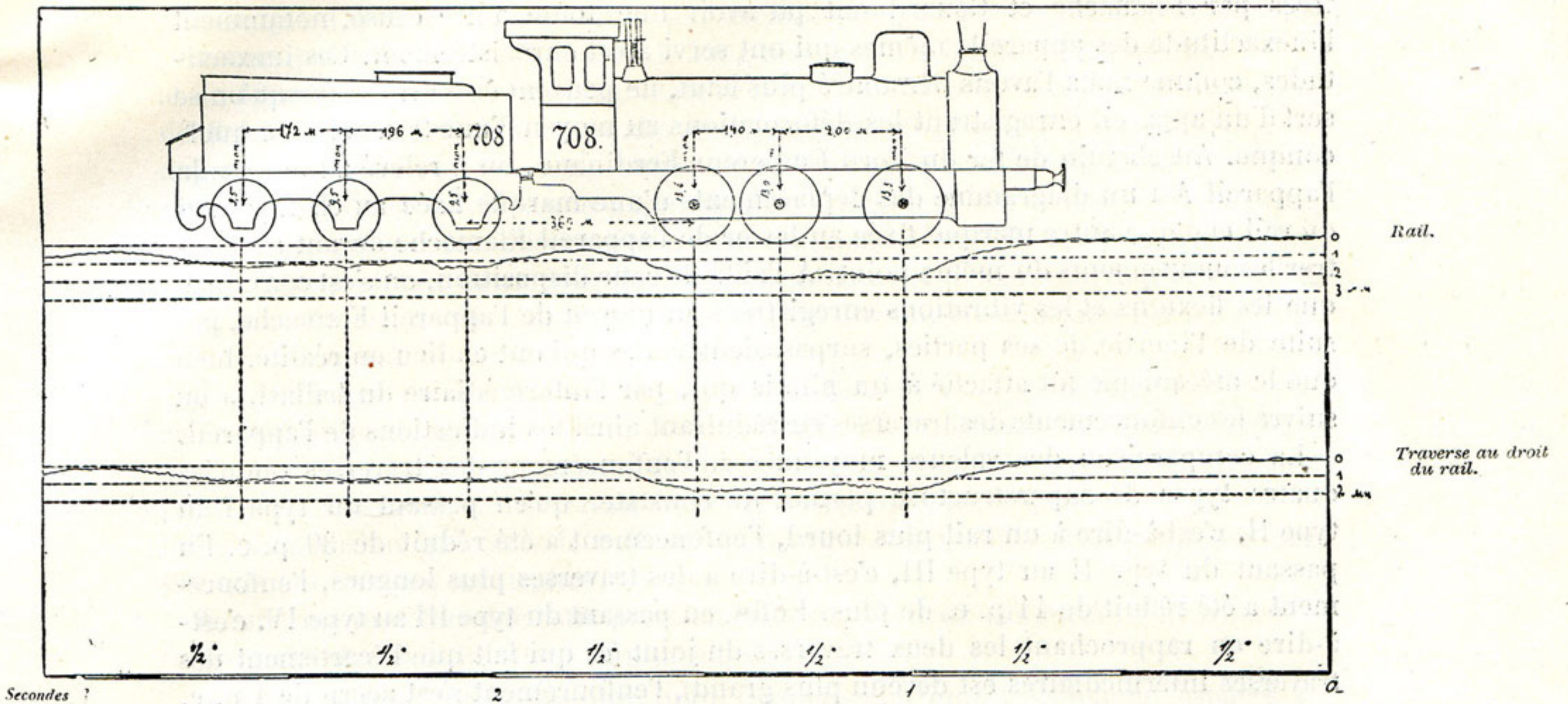


Fig. 17. — Rails de 38 kilogrammes par mètre, de 12 mètres de longueur, sur 16 traverses de 2^m44 de longueur.

Traverse n° 12. — Vitesse du train : 22 kilomètres à l'heure.

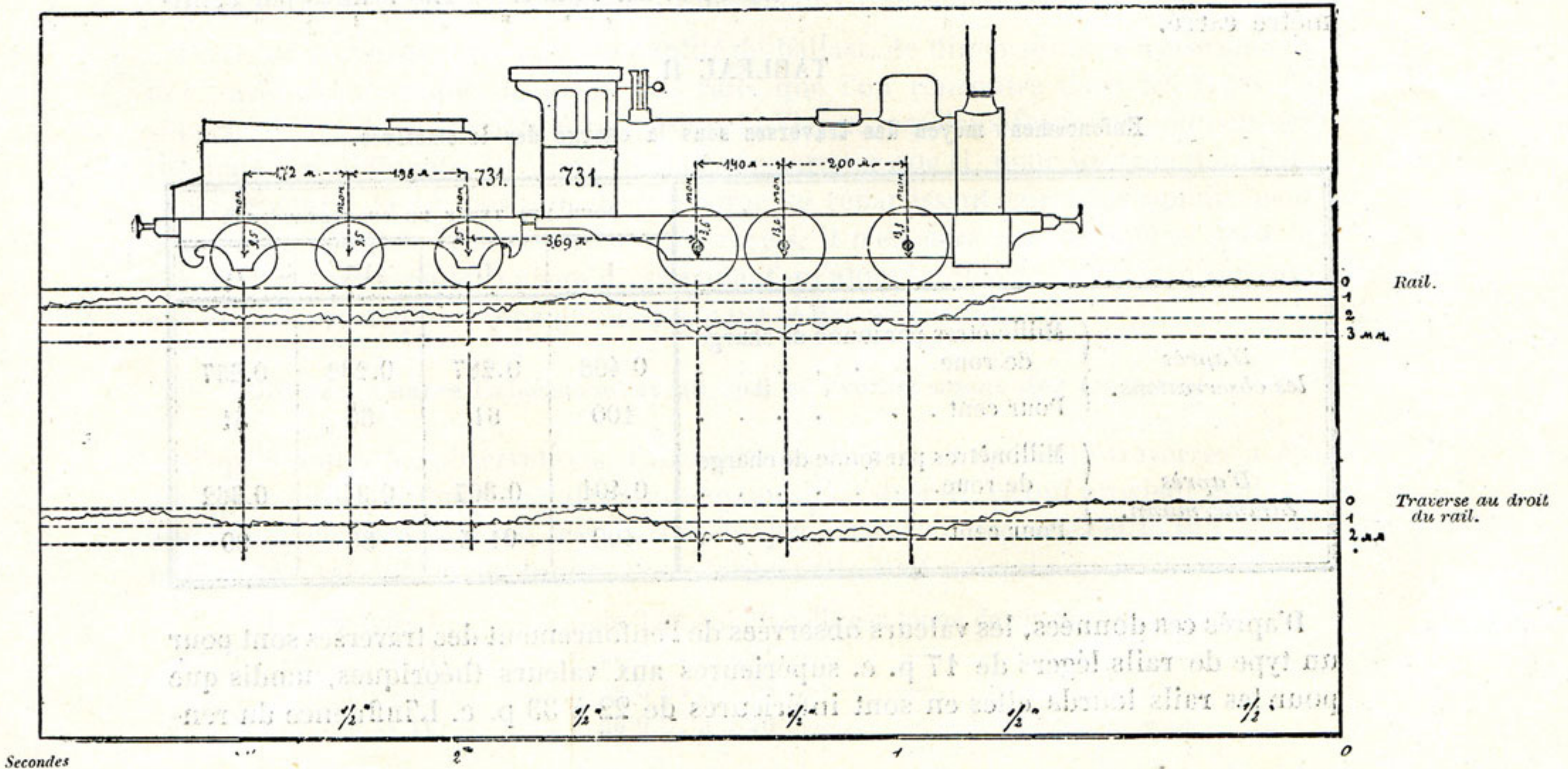


Fig. 18. — Rails de 38 kilogrammes par mètre, de 12 mètres de longueur, sur 16 traverses de 2^m70 de longueur.

Cependant il faut remarquer que les déformations énormes qui furent enregistrées par Flamache et Couard ont pu avoir une toute autre cause, notamment l'inexactitude des appareils mêmes qui ont servi à cet enregistrement. Ces inexactitudes, comme nous l'avons démontré plus haut, ne peuvent être évitées lorsqu'on se sert d'un appareil enregistrant les déformations au moyen d'une transmission quelconque. Au chemin de fer du Nord Empereur Ferdinand, on a relevé au moyen de l'appareil Ast un diagramme des déplacements d'une marque fixée au champignon du rail et d'une autre marque fixée au levier de l'appareil Flamache devant enregistrer les mouvements du même point. A l'aide de cette disposition, on s'est convaincu que les flexions et les vibrations enregistrées au moyen de l'appareil Flamache, par suite de l'inertie de ses parties, surpassaient celles qui ont eu lieu en réalité, bien que le mécanisme fût attaché à un pilotis qui, par l'intermédiaire du ballast, a pu suivre les enfoncements des traverses en réduisant ainsi les indications de l'appareil.

La comparaison des valeurs moyennes de l'enfoncement des traverses pour les quatre types de superstructure permet de constater qu'en passant du type I au type II, c'est-à-dire à un rail plus lourd, l'enfoncement a été réduit de 39 p. c. En passant du type II au type III, c'est-à-dire à des traverses plus longues, l'enfoncement a été réduit de 11 p. c. de plus. Enfin, en passant du type III au type IV, c'est-à-dire en rapprochant les deux traverses du joint (ce qui fait que l'écartement des traverses intermédiaires est devenu plus grand), l'enfoncement s'est accru de 1 p. c.

Le tableau II permet de comparer les résultats des observations aux valeurs théoriques d'après Zimmermann, correspondant au coefficient de ballast $C = 5$ et aux coefficients d'élasticité de l'acier $E = 2,000$ et du bois $E' = 120$ tonnes par centimètre carré.

TABLEAU II

Enfoncement moyen des traverses sous la charge des locomotives.

		POUR LES TYPES DE SUPERSTRUCTURE			
		I	II	III	IV
<i>D'après les observations.</i>	Millimètres par tonne de charge de roue.	0.468	0.287	0.232	0.237
	Pour cent	100	61	50	51
<i>D'après Zimmermann.</i>	Millimètres par tonne de charge de roue.	0.401	0.367	0.345	0.362
	Pour cent	100	91.5	86	90

D'après ces données, les valeurs observées de l'enfoncement des traverses sont pour un type de rails légers de 17 p. c. supérieures aux valeurs théoriques, tandis que pour les rails lourds elles en sont inférieures de 22 à 33 p. c. L'influence du ren-

forcement de la voie sur sa raideur est donc, d'après les observations, beaucoup plus grande que d'après la théorie. Ainsi, par exemple, en passant des rails de 31.45 kilogrammes par mètre et de 6 mètres de long aux rails de 38 kilogrammes par mètre et de 12 mètres de long, on n'augmente la raideur de la voie, d'après la théorie, que de 8 1/2 p. c. au maximum, tandis qu'en réalité, d'après les observations, cette augmentation atteint 39 p. c. En outre, en allongeant la traverse de 2^m44 à 2^m70 on obtient, d'après la théorie, une augmentation de raideur de la voie de 5 1/2 p. c., tandis que d'après les observations, cette augmentation est de 11 p. c. Enfin, l'augmentation totale de raideur de la voie résultant des deux mesures précitées est, d'après la théorie, de 14 p. c. au lieu des 50 p. c. qui ont été constatés par les observations du chemin de fer de Varsovie-Vienne.

Une différence aussi grande entre les données théoriques et les résultats de l'expérience s'explique facilement si l'on considère que, bien que dans son étude Zimmermann ait tenu compte de tous les facteurs les plus essentiels pouvant exercer une influence quelconque sur le travail de la superstructure, il a cependant, pour déterminer la pression qu'exerce le rail sur la traverse, eu recours à des suppositions presque entièrement arbitraires.

Zimmermann détermine cette pression pour un des deux cas suivants de sollicitation du rail donnant la valeur la plus élevée :

1° Le rail repose sur un nombre infini d'appuis élastiques, également espacés et alternativement chargés de charges isolées égales;

2° Le rail repose sur trois appuis élastiques également espacés. Il est soumis à l'action d'une seule charge disposée au-dessus de l'appui du milieu.

Pour les rapports ordinaires de qualité de ballast, de dimensions et d'écartement des traverses, ainsi que de profil des rails que l'on rencontre dans les types de superstructure du chemin de fer de Varsovie-Vienne, ces deux formules donnent des résultats peu différents. Or, il est facile de remarquer que si, pour un type donné de superstructure, la supposition de la charge se répartissant sur trois appuis peut donner des résultats approximativement exacts, il n'en sera pas de même dans le cas d'un rail plus raide, puisqu'il est évident qu'alors la charge devra être répartie sur un nombre d'appuis plus grand que dans le cas précédent.

Différence entre l'abaissement du rail et l'enfoncement des traverses.

D'après toutes les observations, l'abaissement du rail au droit des traverses a été plus grand que l'enfoncement des traverses au droit du rail, ce qui provient évidemment de la compression des traverses et du jeu existant entre elles et le rail. Cette différence a varié dans des limites assez larges; elle était notamment :

Pour le type I . . .	de 0.06 à 0.29 mill. par tonne de charge de roue.				
— — II . . .	de 0.04 à 0.21	—	—	—	—
— — III . . .	de 0.04 à 0.15	—	—	—	—
— — IV . . .	de 0.02 à 0.26	—	—	—	—

La cause de ces variations est facile à comprendre, si l'on considère que la compressibilité du bois peut changer non seulement selon l'essence du bois et la durée de son service, mais aussi selon son état d'humidité, la direction des fibres, etc., tandis que le jeu entre le rail, la plaque d'appui et la traverse dépend de l'enfoncement des crampons, ainsi que d'autres causes accidentelles.

Les valeurs moyennes de la différence entre l'abaissement du rail et l'enfoncement de la traverse étaient :

Pour le type I	de 0.157 mill. par tonne de charge de roue.
— — II	de 0.101 — — — —
— — III	de 0.090 — — — —
— — IV	de 0.093 — — — —

Dans le but de déterminer une des parties constitutives de cette différence, notamment la compression de la traverse, remarquons d'abord que les valeurs observées de l'enfoncement des traverses permettent de déterminer la valeur véritable de la pression qu'exerce le rail sur la traverse et par conséquent la compression de cette dernière.

Le rapport de la pression de rail P à la charge de roue G peut être exprimé ainsi :

$$\frac{P}{G} = \epsilon_r \times D,$$

ϵ_r étant l'enfoncement de la traverse (au droit du rail) par tonne de charge de roue en centimètres et D la pression de rail nécessaire pour que la traverse s'enfonce de 1 centimètre.

D'après la théorie de l'élasticité du ballast et des traverses ⁽¹⁾

$$D = \frac{CbL}{[\eta\rho]}.$$

C étant le coefficient de ballast, b la largeur de la traverse,

$$L = \sqrt[4]{\frac{4E'I'}{Cb}}$$

E'I' étant le coefficient de l'élasticité et le moment d'inertie de la traverse; $[\eta\rho]$ une fonction de la largeur de la voie, de la longueur de la traverse et de L, fonction qui, à cause de sa complexité, doit être empruntée aux tables de Zimmermann.

L'expression de D étant déterminée d'après les lois fondamentales de la théorie de l'élasticité, il n'y a pas lieu de douter qu'elle approche de bien près de la vérité.

Pour les types de superstructure observés, E' étant admis égal à 120 tonnes par centimètre carré, on obtient :

D _I	=	13.8 tonnes.
D _{II}	=	13.7 —
D _{III}	=	14.9 —
D _{IV}	=	14.9 —

⁽¹⁾ D^r ZIMMERMANN, *Berechnung der Eisenbahnoberbaues*. Berlin, 1888.

En multipliant ces chiffres par les valeurs correspondantes de l'enfoncement par tonne de charge d'après les observations on obtient :

$$\frac{P_I}{G} = 0.646,$$

$$\frac{P_{II}}{G} = 0.393,$$

$$\frac{P_{III}}{P} = 0.346,$$

$$\frac{P_{IV}}{G} = 0.353.$$

La surface ω de la traverse, recevant la pression du rail, comprenait dans le type I (sans plaques d'appui) $9.7 \times 15 = 145$ centimètres carrés et dans les autres types $19 \times 15 = 285$ centimètres carrés. La hauteur h de traverse était de 15 centimètres.

Le coefficient de l'élasticité de la traverse perpendiculairement aux fibres peut être admis $E'' = 15$ tonnes par centimètre carré.

La compression de la traverse par tonne de charge de roue peut être exprimée par la formule

$$\delta = \frac{P}{G} \cdot \frac{1}{E''} \cdot \frac{h}{\omega}$$

ce qui donne, pour chacun des quatre types de superstructure, les valeurs suivantes :

$$\begin{aligned} \delta_I &= 0.045 \text{ millimètre.} & \delta_{III} &= 0.012 \text{ millimètre.} \\ \delta_{II} &= 0.014 \text{ —} & \delta_{IV} &= 0.012 \text{ —} \end{aligned}$$

En déduisant ces chiffres des valeurs totales de la différence entre l'abaissement des rails et l'enfoncement des traverses on obtient les valeurs suivantes du *jeu entre le rail et la traverse* :

TABLEAU III

TYPES DE SUPERSTRUCTURE.	PAR TONNE DE CHARGE DE ROUE.	POUR UNE CHARGE DE ROUE MOYENNE DE 6.5 TONNES.
I.	0.412 millimètre.	0.728 millimètre.
II.	0.087 —	0.566 —
III.	0.078 —	0.507 —
IV.	0.081 —	0.526 —

Ainsi la valeur totale du jeu entre le rail et la traverse varie selon la fixation du rail de $\frac{3}{4}$ à $\frac{1}{2}$ millimètre.

Pour plus de clarté, l'abaissement moyen du rail, ainsi que ses parties constitutives, ont été réunis dans le tableau ci-après.

TABLEAU IV

TYPES DE SUPERSTRUCTURE.	Enfoncement des traverses au droit du rail. 1	Compression des traverses. 2	Jeu entre le rail et la traverse. 3	Abaissement du rail au droit de la traverse. 1+2+3
	Millimètres par tonne de charge de roue de locomotive.			
I	0.468	0.045	0.112	0.625
II	0.287	0.014	0.087	0.388
III	0.232	0.012	0.078	0.322
IV	0.237	0.012	0.081	0.330

Déformation des joints.

Disposition des appareils. — Les déformations des joints ont été observées de la manière suivante. On a fixé les marques aux abouts des rails d'amont et d'aval, ainsi qu'à l'éclisse et à un piquet enfoncé dans le ballast tout près des rails, en observant que toutes ces marques fussent disposées sur la même ligne verticale, au droit du joint. La marque fixée au piquet était double et servait d'échelle verticale du diagramme. La vis au moyen de laquelle les marques étaient fixées aux rails fut placée à 15 millimètres des abouts des rails. De cette manière on a observé les déformations des joints de tous les quatre types de superstructure, avec et sans éclisses.

Pour le type III, le joint était observé aussi avec de longues éclisses à six boulons.

Les diagrammes furent relevés pour la plupart au moyen de deux appareils à la fois en les plaçant vis-à-vis des deux joints limitant le tronçon d'essai.

A l'aide de cette disposition, il devint possible d'observer le même joint en changeant son éclissage d'un train à l'autre ou bien d'observer à la fois, c'est-à-dire pendant le passage du même train, deux joints de construction différente.

Caractère général des déformations. — En examinant les spécimens de diagrammes ci-joints (fig. 19, 20, 21 et 22), on remarque d'abord que dans le cas de joint sans éclisses, les deux rails fléchissent indépendamment l'un de l'autre, de manière que lorsque une roue s'avance jusqu'au bout du rail d'amont, elle est obligée de sauter sur le rail d'aval qui reste jusqu'à ce moment en état de repos ⁽¹⁾. Au même moment, le bout du rail d'amont étant devenu libre de sa charge, reprend sa position initiale en bondissant vers le haut.

Pour le joint muni d'éclisses, le phénomène reste à peu près le même. La flexion indépendante des deux abouts des rails ne cesse pas d'exister; elle n'est que limitée par les éclisses selon leur raideur, leurs dimensions et le degré de l'usure des

⁽¹⁾ Une flexion insignifiante du rail d'aval avant que la roue ait passé le joint, provient de ce que le jeu entre les deux rails étant petit, l'about du rail d'amont touche en fléchissant le rail d'aval.

portées. Le passage de chaque roue sur un joint éclissé se caractérise sur les diagrammes, au point de la flexion maximum, par une dent saillant vers le haut, qui indique un saut momentané des deux abouts de rails. Le saut correspond au moment où la roue, franchissant l'espace entre les deux rails, se trouve en l'air. Ce laps de temps suffit pour que les abouts des rails débarrassés de leur charge aient le temps de rebondir un peu vers le haut, jusqu'à ce que la roue, ayant fait un saut sur l'about du rail d'aval, ne l'ait obligé de fléchir.

On remarque tout particulièrement ce phénomène sur les diagrammes des joints d'un faible type de rails et d'éclisses (fig. 19).

Il prouve le contraire de ce qui a été affirmé par Couïard et autres, prétendant que les chocs au passage des joints, ainsi que l'usure du champignon du rail d'aval à une certaine distance de l'about, sont occasionnés par la torsion de l'about du rail d'amont et sa surélévation par rapport à l'about d'aval au moment du passage de la roue sur le joint.

L'usure irrégulière du champignon du rail d'aval qu'on remarque ordinairement à une distance de quelques centimètres du joint s'explique par le fait que la flexion maximum de l'about de ce rail a lieu au moment où la roue se trouve déjà à une certaine distance du joint. La charge momentanée de la roue sautant sur le rail d'aval le fait fléchir; mais pour que cette flexion s'accomplisse, il faut un certain temps pendant lequel la roue a dû nécessairement avancer.

Action des éclisses de différents types. — Les diagrammes relevés nous mettent à même d'apprécier l'influence des différents systèmes d'éclissage sur la flexion de la voie au joint. Pour atteindre ce but, il faut réduire à la même échelle les diagrammes relevés pendant le passage des locomotives du même type qui ont eu une vitesse de marche plus ou moins égale. Deux diagrammes pareils, se rapportant à des constructions différentes, peuvent être ensuite superposés, comme on le voit d'après les figures 19, 20, 21 et 22.

Tous ces diagrammes établissent que, en transmettant le moment de flexion d'un rail à l'autre, les éclisses limitent l'amplitude des oscillations des rails au joint, dans une mesure qui dépend de la raideur, de la longueur et de l'usure des éclisses.

La plus grande amplitude des oscillations des abouts des rails a été observée pour le type I avec éclisses cornières dont les portées en contact des rails présentaient un certain degré d'usure (fig. 19). Par contre, cette amplitude était la plus faible pour les longues éclisses en α , munies de six boulons (fig. 21).

Pour le cas d'un rail continu reposant sur des appuis également espacés, le mouvement de la roue, comme l'a démontré M. Ast ⁽¹⁾, peut être envisagé comme rectiligne et parallèle au niveau du rail en état de repos, parce que son abaissement entre les appuis est presque le même qu'au droit des traverses. Ces conditions,

(1) *Compte rendu du Congrès international des chemins de fer*, quatrième session. Saint-Petersbourg. 1892, question V-A.

Joint en porte-à-faux avec et sans éclisses. Vitesse du train : 21 kilomètres à l'heure.

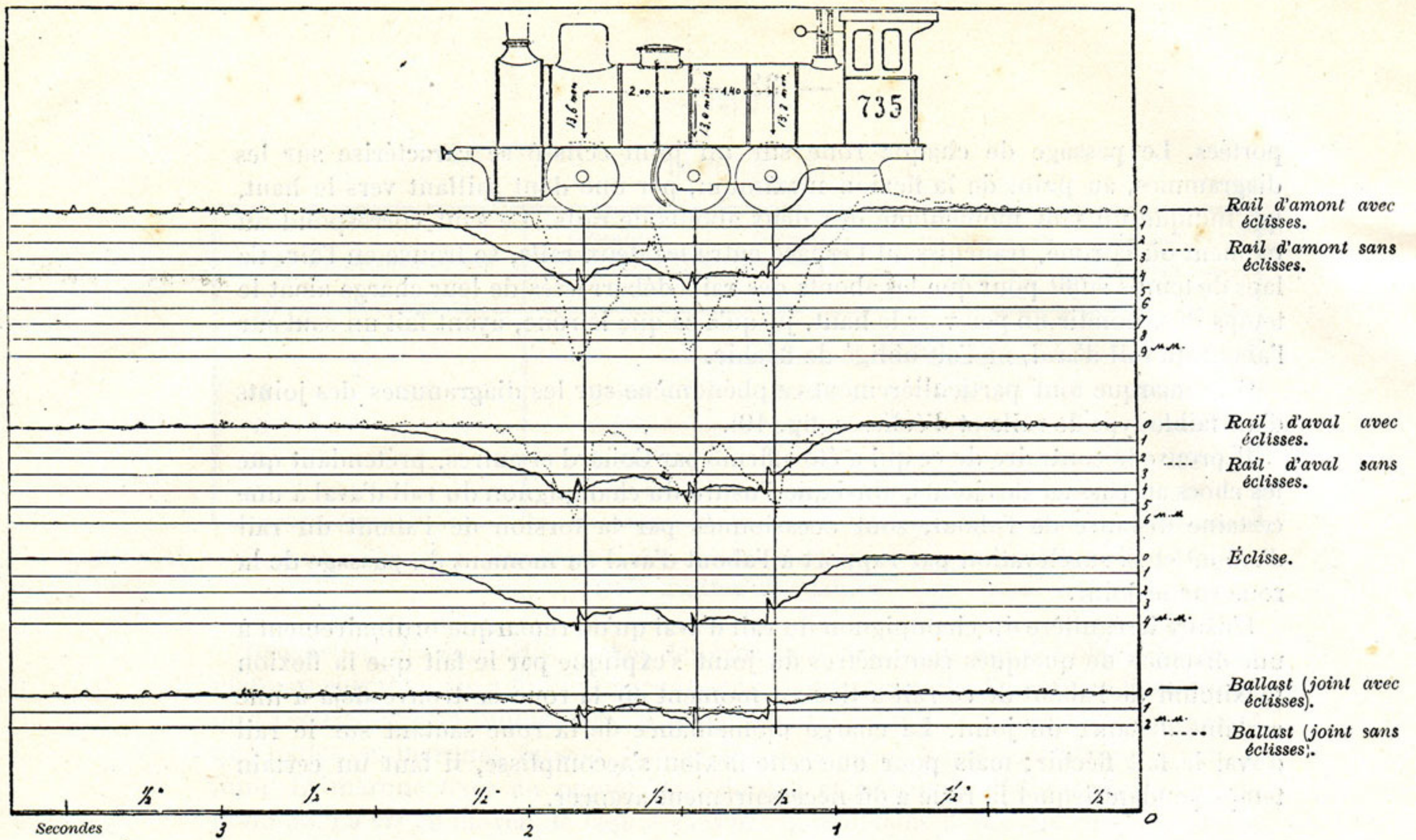


Fig. 19. — Rails de 31.45 kilogrammes par mètre, de 6 mètres de longueur, sur 8 traverses de 2^m44 de longueur.

Joint en porte-à-faux avec et sans éclisses. Vitesse du train : 29 kilomètres à l'heure.

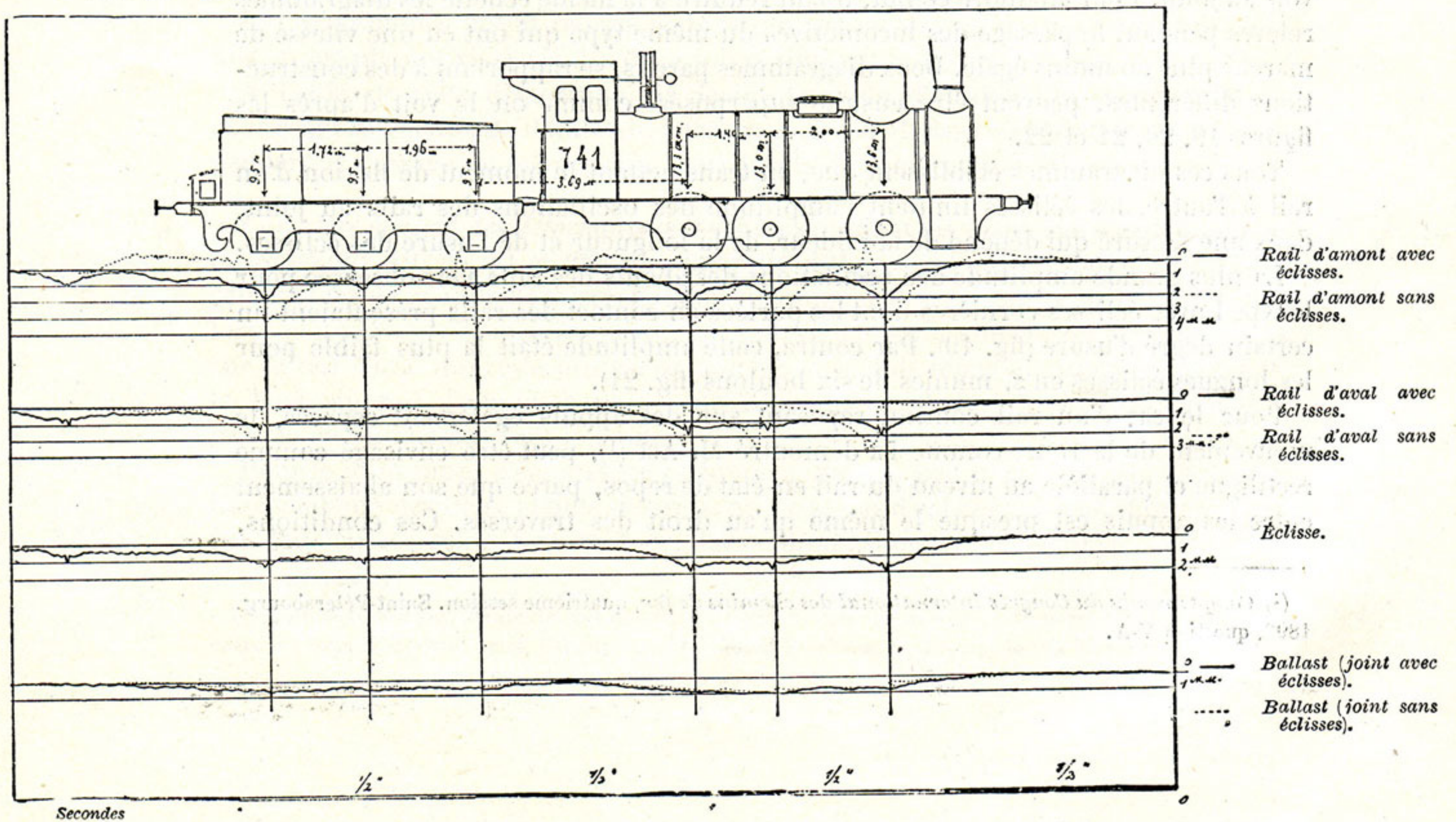


Fig. 20. — Rails de 38 kilogrammes par mètre, de 12 mètres de longueur, sur 16 traverses de 2^m44 de longueur.

Joint en porte-à-faux avec éclisses longues et courtes. Vitesse du train : 55 kilomètres à l'heure.

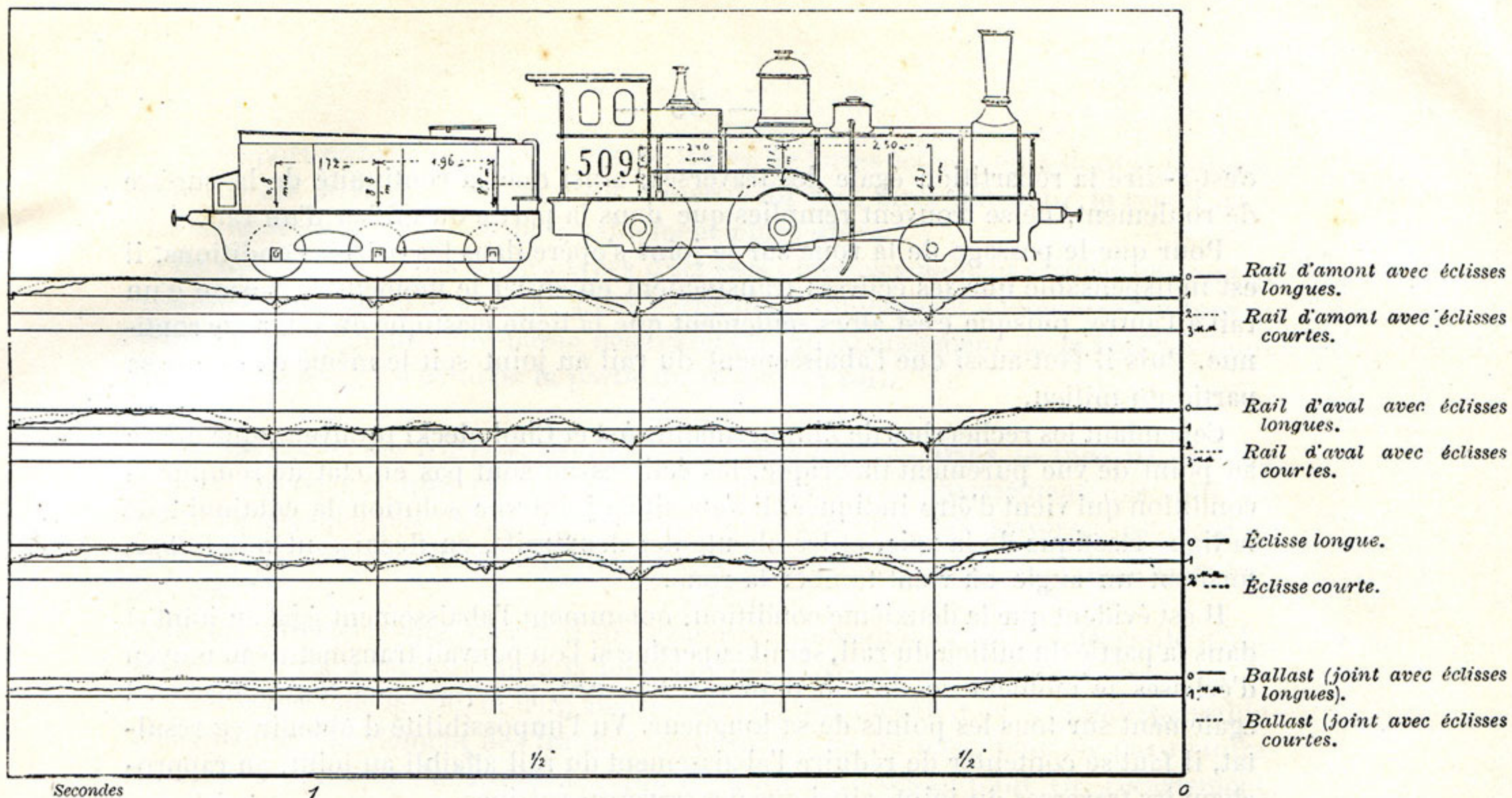


Fig. 21. — Rails de 38 kilog. par mètre, de 12 mètres de longueur, sur 16 traverses de 2^m70 de longueur.

Joint appuyé sur deux traverses avec et sans éclisses. Vitesse du train : 45 kilomètres à l'heure.

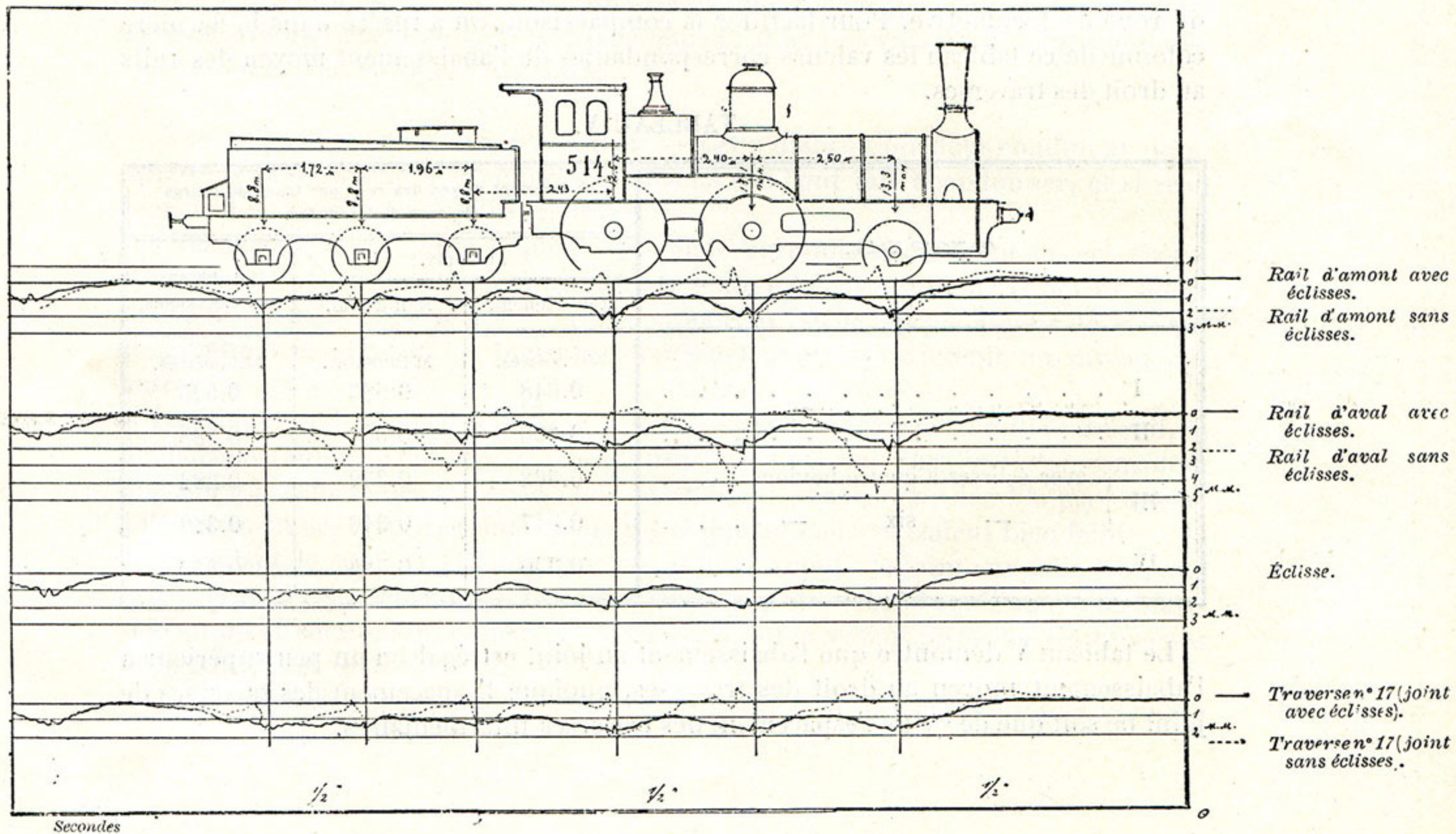


Fig. 22. — Rails de 38 kilogrammes par mètre, de 12 mètres de longueur, sur 16 traverses de 2^m70 de longueur.

c'est-à-dire la répartition égale des traverses, ainsi que la continuité de la surface de roulement, ne se trouvent remplies que dans la partie du milieu d'un rail.

Pour que le passage de la roue sur le joint s'opère dans les mêmes conditions, il est indispensable que les éclisses transmettent en entier le moment de flexion d'un rail à l'autre, puisque c'est alors seulement que la ligne élastique du rail reste continue. Puis il faut aussi que l'abaissement du rail au joint soit le même que dans sa partie du milieu.

Cependant les recherches de Zimmermann, Ast et Cholodecki prouvent, que même au point de vue purement théorique, les éclisses ne sont pas en état de remplir la condition qui vient d'être indiquée. Il s'ensuit au joint une solution de continuité de la ligne élastique de la voie, et les abouts des deux rails, en fléchissant vers le bas, forment un angle où vient tomber la roue.

Il est évident que la deuxième condition, notamment l'abaissement égal au joint et dans la partie du milieu du rail, serait superflue si l'on pouvait transmettre au moyen d'éclisses le moment de flexion d'un rail à l'autre, puisque alors le rail fléchirait également sur tous les points de sa longueur. Vu l'impossibilité d'obtenir ce résultat, il faut se contenter de réduire l'abaissement du rail affaibli au joint, en rapprochant les traverses du joint, ainsi que des traverses voisines.

Nous allons voir jusqu'à quel point ces déductions théoriques sont d'accord avec les résultats des observations. Dans le tableau ci-après, on a indiqué les valeurs moyennes de l'abaissement au joint des rails d'amont et d'aval par tonne de charge de roue de locomotive. Pour faciliter la comparaison, on a inséré dans la dernière colonne de ce tableau les valeurs correspondantes de l'abaissement moyen des rails au droit des traverses.

TABLEAU V

TYPES.	Abaissement moyen des rails par tonne de charge de roue de locomotive		
	AU JOINT.		AU DROIT DES TRAVERSES.
	Rail d'amont.	Rail d'aval.	
	Millimètres.	Millimètres.	Millimètres.
I	0.648	0.625	0.625
II	0.390	0.367	0.388
III } avec éclisses à quatre boulons . . .	0.368	0.372	0.322
	— six —	0.347	0.340
IV	0.330	0.325	0.330

Le tableau V démontre que l'abaissement au joint est égal ou un peu supérieur à l'abaissement moyen au droit des traverses, quoique l'espacement des traverses de joint ne soit que de $\frac{5}{8}$ de l'espacement des traverses intermédiaires.

Ce rapport reste le même pour le type II avec de fortes éclisses en z dont le moment d'inertie est de 85 p. c. du moment d'inertie du rail, ainsi que pour le type I avec des éclisses cornières qui sont notablement plus faibles.

De cette manière, pas un des types d'éclisses observées ne peut assurer au joint la continuité de flexion de la voie. Elles permettent uniquement d'atteindre, au moyen d'un rapprochement convenable des traverses, un abaissement de la voie au joint plus ou moins égal à celui de la partie du milieu du rail.

La répartition des traverses dépend de leur longueur. — Dans le type III, qui ne diffère du type II que par de plus longues traverses, l'abaissement des rails au joint n'a presque pas changé; par contre, l'enfoncement des traverses est devenu plus petit en occasionnant une dépression momentanée au passage de la roue sur le joint.

Ce fait caractéristique mérite d'être remarqué, puisqu'il prouve la nécessité d'observer un certain rapport entre la longueur des traverses et leur répartition.

Pour éviter l'inconvénient d'un abaissement de voie inégal, il devient indispensable d'augmenter l'écartement des traverses intermédiaires ou bien, pour ne pas réduire l'abaissement moyen de la voie, de rapprocher les traverses au joint. Or, l'écartement des traverses au joint, tel qu'il est admis au chemin de fer de Varsovie-Vienne (50 centimètres d'axe en axe), touche à la limite du minimum praticable. En le réduisant encore, le bourrage de ces traverses du côté du joint deviendrait impossible. C'est pourquoi il serait préférable de les rapprocher jusqu'au contact et de les bourrer exclusivement du côté extérieur, puisqu'alors on éviterait au moins le soulèvement du ballast entre ces traverses.

Joint appuyé et joint en porte-à-faux. — Cette disposition nous conduit au joint appuyé et nous amène à examiner les raisons qui l'ont fait abandonner, et si réellement il ne mérite plus notre attention.

L'inconvénient du joint appuyé, qui était autrefois exclusivement en usage, consistait principalement en ce que la traverse du joint, par suite de la flexion alternative des deux abouts de rails qu'elle supportait, se balançait autour de son axe longitudinal et exigeait un bourrage continu pour la maintenir au niveau des autres traverses.

La raideur de la voie au joint étant sensiblement moindre qu'au milieu du rail, le débouillage rapide de la traverse du joint paraît tout naturel, surtout si l'on considère que son espacement des traverses voisines était alors assez considérable par rapport à l'écartement des traverses intermédiaires et que les éclisses étaient bien faibles.

Cependant le tableau I démontre que si l'on appuie le joint sur deux traverses (type IV) et si l'écartement des traverses voisines et de celles du milieu est respectivement de 55 centimètres et de 85 centimètres, l'enfoncement de toutes les traverses reste à peu près égal.

On a remarqué encore que les secousses ressenties au passage des joints appuyés

étaient plus fortes que sur les joints en porte-à-faux et que, par suite d'un martelage des abouts des rails contre les plaques d'appui, les surfaces inférieures des patins de rails s'usaient rapidement. Ces deux derniers inconvénients seront probablement supprimés si l'on appuie chaque extrémité du rail sur une traverse et une plaque particulières.

Il est d'ailleurs bien connu que le joint en porte-à-faux est sujet à une usure inégale par suite de laquelle le passage du joint devient de plus en plus dur.

Un autre défaut grave du joint en porte-à-faux, c'est la déformation permanente des abouts de rails qui, par suite de l'inefficacité des éclisses, s'infléchissent vers le bas.

Ce fait, qui a été décrit par Couard ⁽¹⁾, fut constaté aussi au chemin de fer de Varsovie-Vienne sur des rails de 31.45 kilogrammes par mètre et de 6 mètres de long, posés en 1879. Le mesurage s'opérait au moyen d'un fil d'acier tendu fortement au-dessus du rail observé et au moyen d'une petite règle trapézoïde permettant de lire les dixièmes de millimètre.

Les inflexions des abouts de rails par rapport à la partie du milieu atteignaient jusqu'à 7 millimètres.

Il est permis de supposer que par le rapprochement des traverses de contre-joint jusqu'au contact, ces inflexions seraient notablement diminuées.

Sous le rapport du bourrage, la disposition du joint sur deux traverses ne présente pas de difficultés bien graves, à en juger d'après les essais qui ont été faits au chemin de fer de Varsovie-Vienne. D'un autre côté, les résultats de nos observations, indiquant qu'avec cette disposition l'enfoncement de toutes les traverses peut rester à peu près égal, devraient engager à entreprendre des essais sur une plus grande échelle.

Eclisses à six boulons. — Quant aux constructions ayant pour but d'améliorer le joint en lui assurant un meilleur assemblage, il n'y a que le joint à longues éclisses et 6 boulons qui jusqu'ici ait été mis à l'épreuve. D'après les diagrammes de la déformation du joint avec de courtes éclisses, ainsi qu'avec de longues, on peut conclure que ces dernières rendent le joint plus raide en réduisant les oscillations des abouts des rails (fig. 21).

De plus, la supériorité des éclisses longues consiste en ce qu'on peut leur donner une forme embrassant la plaque d'appui et empêchant ainsi d'une manière très efficace le cheminement des rails (fig. 11^b).

Cheminement des rails. — Ce dernier, comme l'ont démontré des recherches nouvellement faites, doit être attribué à des causes de nature différente. Cependant, d'après les diagrammes de la déformation des joints qui ont été obtenus au chemin de fer de Varsovie-Vienne et dont nous venons de parler, une des causes principales du cheminement des rails paraît être le choc de la roue contre l'about du rail d'aval

⁽¹⁾ « Note sur les déformations permanentes de la voie. » (*Revue générale des chemins de fer*, juillet 1897.)

sur lequel elle est obligée de sauter. D'après de nombreuses observations le cheminement se fait particulièrement sentir sur des remblais argileux et mal assainis avec ballast de qualité inférieure. Au chemin de fer Nicolas (ligne Pétersbourg-Moscou), on a remarqué que le cheminement des rails a augmenté à partir du moment où l'on a réduit la hauteur des traverses de 18 centimètres à 13.5 centimètres. Par contre, sur les sections où le ballast était entièrement en pierre concassée, le cheminement était presque nul.

Toutes ces observations attestent que le moyen le plus efficace pour supprimer le cheminement des rails, c'est d'augmenter la raideur de la voie et, par conséquent, de diminuer l'abaissement des rails aux joints, puisque c'est de cette dernière cause que proviennent les chocs de la roue contre l'about du rail d'aval.

Conclusions sur l'importance du rail pour la raideur de la voie. — En terminant la description des observations qui ont été faites au chemin de fer de Varsovie-Vienne en 1897, nous devons faire remarquer que ces observations ont particulièrement mis en relief l'influence d'un type plus fort des rails et de leurs accessoires sur l'augmentation de la raideur générale de la voie qui, de son côté, exerce une influence énorme sur le travail de toutes les parties constitutives de la superstructure, sur la stabilité des véhicules en marche, sur la valeur même des forces qui agissent sur la voie et, en dernier lieu, sur les frais de son entretien.

Les frais d'entretien de la voie décroissent proportionnellement à la pression qu'exerce le rail sur la traverse et celle-ci sur le ballast.

Ce rapport est de toute évidence et sa justesse a été confirmée au chemin de fer de Varsovie-Vienne depuis l'introduction, en 1894, du nouveau type de rails et de leurs accessoires. On a remarqué, en effet, que les sections ayant la superstructure du type nouveau n'exigeaient, pour leur entretien, que la moitié d'ouvriers en comparaison des autres.

En outre, il faut espérer qu'en diminuant la détérioration mécanique des traverses, le temps de leur service pourra être prolongé.

Le moyen le plus rationnel pour augmenter la raideur de la voie, c'est indubitablement d'améliorer la qualité du ballast.

Malheureusement, ce moyen n'est pas toujours réalisable, car, en Russie, par exemple, il y a des sections où le gros sable est tout ce qu'on peut trouver de meilleur, comme ballast, dans un rayon de plusieurs centaines de kilomètres.

L'augmentation du nombre des traverses, avec le type de joint actuellement en usage, paraît être arrivée à son extrême limite.

Dans ces conditions et pour les lignes à fort trafic, le renforcement du rail, — dont l'influence sur la raideur de la voie s'est montrée, d'après nos observations, beaucoup plus grande qu'on ne le supposait d'après la théorie, — paraît tout indiqué et presque inévitable.

Varsovie, le 24 mai 1898.

Faint, illegible text at the top of the page, possibly a header or introductory paragraph.

A second block of faint, illegible text, appearing as a separate paragraph.

A third block of faint, illegible text, continuing the document's content.

A fourth block of faint, illegible text, possibly a concluding paragraph or a section separator.

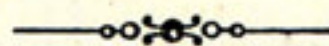
A fifth block of faint, illegible text, located in the lower middle section of the page.

A sixth block of faint, illegible text, near the bottom of the page.

A final block of faint, illegible text at the very bottom of the page.

LES DÉFORMATIONS MOMENTANÉES DE LA VOIE

d'après les observations faites en 1898 au chemin de fer de Varsovie-Vienne.



But des observations de 1898.

Les observations qui ont été faites au chemin de fer de Varsovie-Vienne en 1897, se rapportaient exclusivement aux déformations de la superstructure dans le sens vertical, au droit des traverses et aux joints, et bien que plusieurs types de superstructure aient servi à ces observations, le ballast en gros sable de carrière entremêlé de gravier restait cependant toujours le même. C'est pourquoi on a jugé important de déterminer au moyen de l'observation directe l'influence que peut avoir l'amélioration du ballast sur la raideur de la voie.

En même temps, il restait à observer les déformations du rail entre ses appuis dans le sens vertical, dont la connaissance est indispensable pour déterminer le travail du matériel des rails.

Les déformations dans le sens vertical correspondent par leur direction aux plus grands efforts agissant sur la voie et sont par conséquent les plus remarquables ; néanmoins, elles sont loin d'être uniques.

L'action de la charge mobile sur la voie se manifeste principalement de deux manières : sous forme de charge statique, égale au poids du matériel roulant et agissant sur la voie dans le sens vertical, et sous forme de forces, agissant en directions diverses, qui ne se font remarquer que pendant le mouvement des trains.

On sait que la direction de la force motrice de la locomotive, ainsi que de son inertie, ne correspond pas toujours, même en ligne droite, avec la direction de la voie sur laquelle a lieu le mouvement. Il en résulte que ces forces, hormis les efforts longitudinaux qui sont la cause du cheminement des rails, donnent une composante verticale augmentant la charge statique et une composante horizontale et perpendiculaire à l'axe de la voie qui produit les déformations des rails dans le sens horizontal.

Enfin, par suite de l'action commune de ces forces, qui ne passent pas, en général, par le centre de gravité de la section du rail, celui-ci est sujet à une torsion et à un déversement latéral.

La détermination des déformations du rail qui sont produites par les forces horizontales et les forces de torsion est d'une grande importance non seulement en vue des tensions dans le matériel du rail qui en sont la conséquence, mais aussi à cause de l'effet qu'elles produisent sur les attaches du rail, puisqu'il est bien connu que la résistance de la voie contre ces efforts est insuffisante.

Le mouvement rotatoire du rail autour de son axe longitudinal peut aussi exercer une influence sur la valeur de sa déformation apparente dans le sens vertical, de sorte que les observations qui s'y rapportent auraient dû être corrigées.

Disposition de l'appareil pour observer les déformations dans le sens horizontal.

La méthode photographique, qui se prête si facilement à l'observation des déformations dans le sens vertical, présente des difficultés assez graves pour être appliquée aux observations des déformations dans un sens quelconque autre que celui-là.

Quand on observe les déformations dans le sens vertical, les déplacements latéraux du rail sont parallèles à l'axe optique de l'appareil et coïncident presque avec cet axe; c'est pourquoi leur influence peut être entièrement éliminée.

Pour obtenir à l'aide du même appareil un diagramme des déplacements horizontaux en éliminant les déplacements verticaux, il serait nécessaire de placer l'axe optique de l'appareil suivant la direction de ces derniers, c'est-à-dire verticalement au droit du rail, ce qui, naturellement, n'est pas possible.

On a donc dû se contenter d'une autre disposition, bien qu'elle fût moins favorable. L'appareil fut arrangé de manière à pouvoir être tourné de 90° autour de l'axe longitudinal du tube, de façon que la fente donnant accès à la pellicule sensible pût prendre une direction horizontale. Dans ce cas, le mouvement de la pellicule sensible s'opérait verticalement de bas en haut.

On plaçait l'appareil sous un angle de 60° par rapport à l'axe de la voie. Son écartement du point observé du rail devint alors un peu plus grand que dans la position perpendiculaire à la voie. Dans cette position de l'appareil, les déplacements latéraux du rail furent enregistrés sous forme d'écartements de la ligne verticale que suivait la pellicule sensible, tandis que les déplacements verticaux coïncidaient avec la direction du mouvement de la pellicule. De cette manière, les déplacements verticaux du rail n'avaient aucune influence sur la grandeur enregistrée des déplacements horizontaux, mais seulement sur leur position respective dans le sens longitudinal du diagramme. Si pourtant on connaît l'ordonnée indiquant l'enfoncement vertical du rail au moment considéré, l'ordonnée correspondant au déplacement latéral peut être facilement trouvée, vu que sa position devance l'autre de la grandeur même de l'enfoncement vertical.

L'échelle des diagrammes des déformations dans le sens horizontal obtenus dans cette position de l'appareil, peut être déterminée de la manière suivante :

Le déplacement horizontal ab (fig. 1) est indiqué sur le diagramme par sa projection ac . En cas d'un angle $abc = 30^\circ$, $ac = \frac{1}{2} ab$.

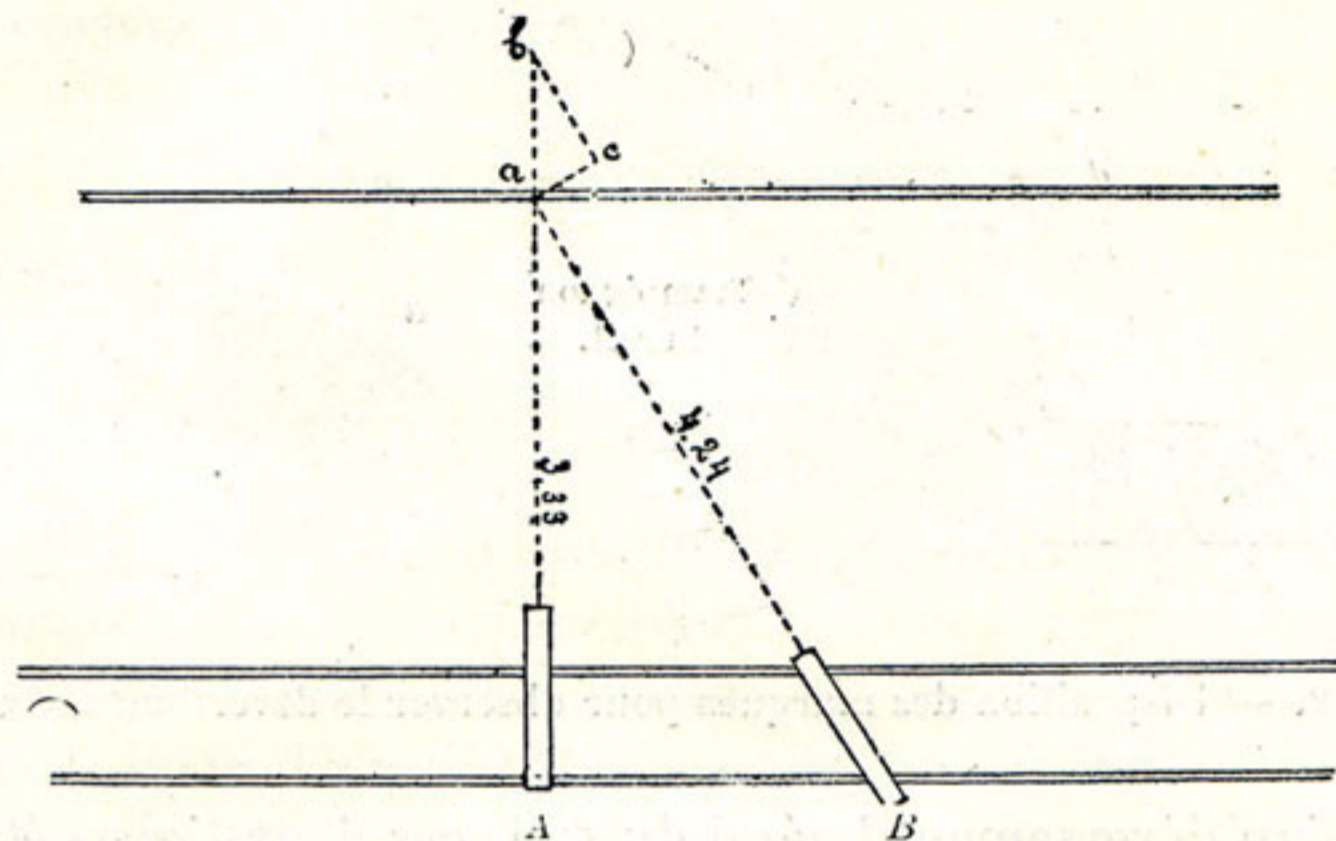


Fig. 1. — Disposition des appareils pour observer les déformations dans le sens vertical et horizontal.

Si l'appareil était placé dans une position A perpendiculaire à la voie, la grandeur des déformations serait obtenue sur les diagrammes à une échelle trois fois grandeur naturelle. Lorsque l'appareil est placé dans une position B , c'est-à-dire obliquement à la voie, son éloignement de celle-ci devenant plus grand, l'agrandissement de l'image photographique n'est plus que $2 \frac{1}{2}$. Or, la projection du déplacement horizontal étant égale à la moitié de sa grandeur réelle, le déplacement horizontal est obtenu sur le diagramme à une échelle $\frac{1}{2} \times 2 \frac{1}{2} = 1 \frac{1}{4}$.

Sur les diagrammes ci-après, toutes les déformations ont été reproduites à une même échelle de trois fois la grandeur naturelle, dans le but de faciliter leur examen.

Pour observer les déformations verticales, en même temps que le déversement du rail au point a , on s'est servi d'un second appareil A , en lui conservant la même position que lors des observations de 1897, c'est-à-dire en le plaçant perpendiculairement à la voie.

Disposition des marques pour observer le déversement latéral du rail.

Pour observer le déversement latéral du rail, on a eu recours à la disposition suivante des marques fixées au point choisi.

A la cornière acd (fig. 2) ont été fixés deux miroirs sphériques, dont un à l'extrémité de l'une de ces branches en a , et l'autre au point b , un peu plus haut que le premier, ainsi que plus loin de l'appareil. La position du miroir b pouvait être réglée au moyen de deux vis c , de manière que l'écartement de centre à centre des

deux miroirs *a* et *b* fût égal à 10 millimètres. Cet écartement fut contrôlé avec beaucoup d'exactitude au moyen d'un micromètre spécial. L'écartement vertical de ces deux miroirs était d'environ 3 millimètres, de sorte que leur image sur la pellicule sensible fût obtenue sous forme de deux lignes espacées d'à peu près 9 millimètres.

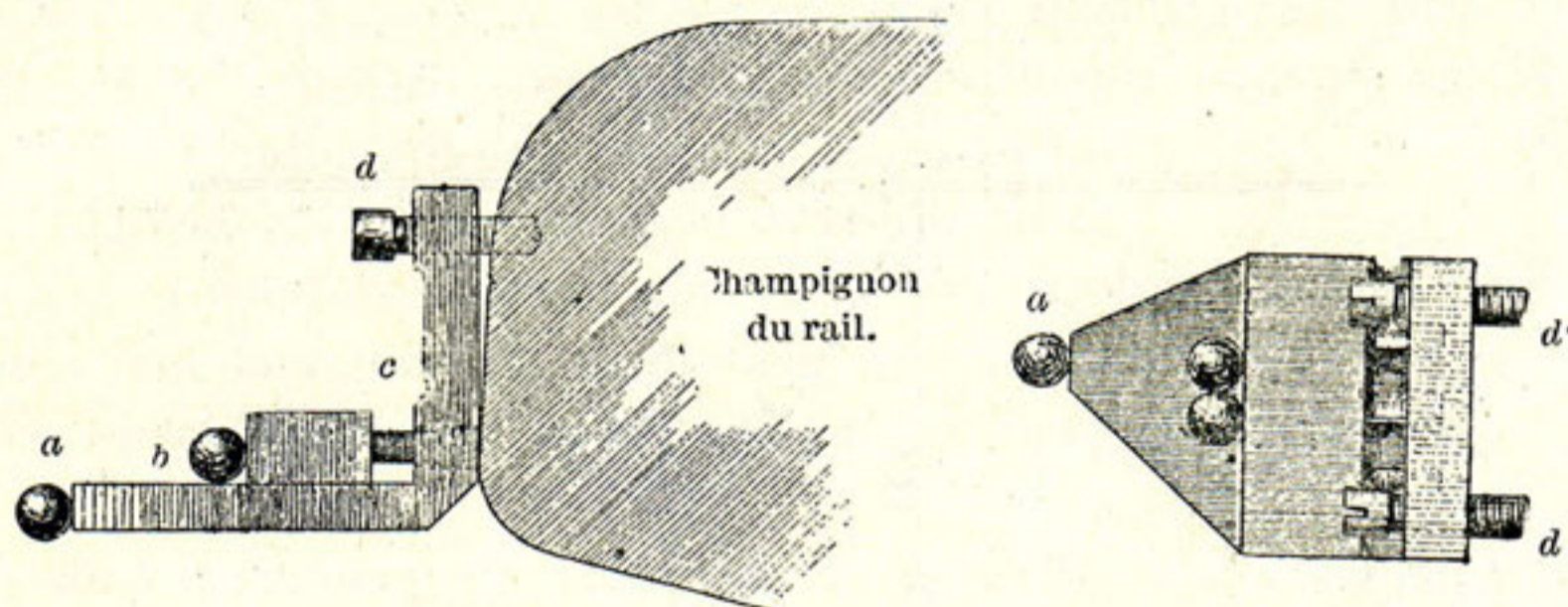


Fig. 2. — Disposition des marques pour observer le déversement du rail.

En l'absence d'un déversement latéral du rail, ces deux lignes étaient exactement parallèles. Cependant, si le rail était sujet non seulement à des déformations dans le sens vertical et horizontal, mais aussi à un mouvement de rotation autour de son axe longitudinal vers l'intérieur ou l'extérieur de la voie, il s'ensuivait un rapprochement ou bien un écartement des deux lignes mentionnées.

L'angle de rotation, étant en général très petit, peut être considéré comme égal à la différence de l'espacement vertical des deux miroirs divisée par la distance de leur centre. Les déplacements verticaux étant obtenus sur les diagrammes à une échelle trois fois grandeur naturelle, il s'ensuit qu'une différence de 0.2 millimètre dans l'écartement des deux lignes tracées par ces deux miroirs correspond à un angle de rotation

$$\frac{0.2}{3 \times 10} \times \frac{180^\circ}{\pi} = \frac{1.2^\circ}{\pi} = 23'.$$

L'écartement de ces deux lignes a été mesuré sous une loupe au moyen d'une échelle argentée avec division en cinquièmes de millimètre. Les valeurs intermédiaires ont été appréciées à l'estime. De cette manière, le degré de précision du mesurage n'était pas moindre que 0.1 millimètre, ce qui correspond à un angle de rotation de $11' \frac{1}{2}$ (1).

(1) Les diagrammes des déformations dans le sens vertical ont été obtenus à une échelle trois fois grandeur naturelle. Les ordonnées de ces diagrammes ont été mesurées avec une précision de 0.2 millimètre. La charge des roues des locomotives était d'environ 6.7 tonnes. De cette manière, les valeurs de l'enfoncement vertical, des flexions, etc., par tonne de charge de roue de locomotive, contenues dans les tableaux ci-après, furent obtenues en divisant les ordonnées des diagrammes par $6.7 \times 3 = 20$ et leur précision est de $\frac{0.2}{20} = 0.01$ millimètre.

La troisième décimale ne fut conservée que pour les valeurs moyennes, afin d'éviter les erreurs pouvant résulter de leur multiplication.

Avec les dispositions indiquées ci-dessus, on était à même d'observer simultanément : au moyen de l'appareil A (dirigé perpendiculairement à la voie), les déformations dans le sens vertical, ainsi que le déversement du rail, et au moyen de l'appareil B (dirigé sous un angle de 60° à la voie), les déformations dans le sens horizontal se rapportant au même point.

Disposition d'ensemble du poste d'observation.

Une vue d'ensemble du poste d'observation, prise de la voie, est représentée par la figure 4. Les fondations ont été recouvertes d'un léger hangar, ayant à son côté deux cabines en charpente. Une de ces cabines renfermait un petit poste électrique, recevant la force électrique d'une dynamo et la distribuant à l'aide de commutateurs, de rhéostats, d'ampèremètre, de voltmètre, etc., à deux lampes à arc voltaïque éclairant les marques, ou bien à un accumulateur. Ce dernier, qui mettait en action les électro-aimants des appareils, était chargé pendant les intervalles où l'éclairage électrique n'était pas nécessaire.

Pour communiquer avec le machiniste de la dynamo, on installa un téléphone. Un banc de serrurier fut placé près de la fenêtre et la partie d'arrière de la même cabine fut arrangée en chambre noire pour changer les pellicules sensibles.

La seconde cabine servait de dépôt pour les appareils, ainsi que de refuge pour un chef ouvrier chargé de surveiller le poste.

On doit mentionner encore certaines améliorations des appareils, exécutées en 1898. Le métronome, dont on s'est servi en 1897 présentant certains défauts, a été remplacé par un mécanisme d'horlogerie à échappement chronométrique interrompant le courant électrique chaque demi-seconde.

Au milieu du tube de chaque appareil, on a introduit un obturateur actionné par un électro-aimant et donnant accès à la lumière, ou bien la recouvrant au moment même où la pellicule sensible était mise en mouvement ou arrêtée.

Programme des observations de 1898 et types de superstructure observés.

Au printemps de 1898, le ballast du poste d'essai, en gros sable de carrière entremêlé de gravier, fut remplacé par un autre en granit concassé d'environ 4 centimètres de grosseur. Ce changement fut entrepris non seulement pour étudier l'influence que peut produire l'amélioration du ballast sur les déformations de la superstructure, mais aussi en vue de faciliter l'observation des mouvements latéraux du rail, en réduisant autant que possible les déformations dans le sens vertical, dont on n'a pas su éliminer l'influence par le mode d'observation qui vient d'être décrit.

Afin de faciliter le bourrage, la pierre concassée fut entremêlée dans sa couche supérieure de déchet de granit.

L'ancien ballast fut enlevé jusqu'à une profondeur permettant de donner au nou-

veau ballast le profil figure 3, actuellement adopté au chemin de fer de Varsovie-Vienne pour les voies principales.

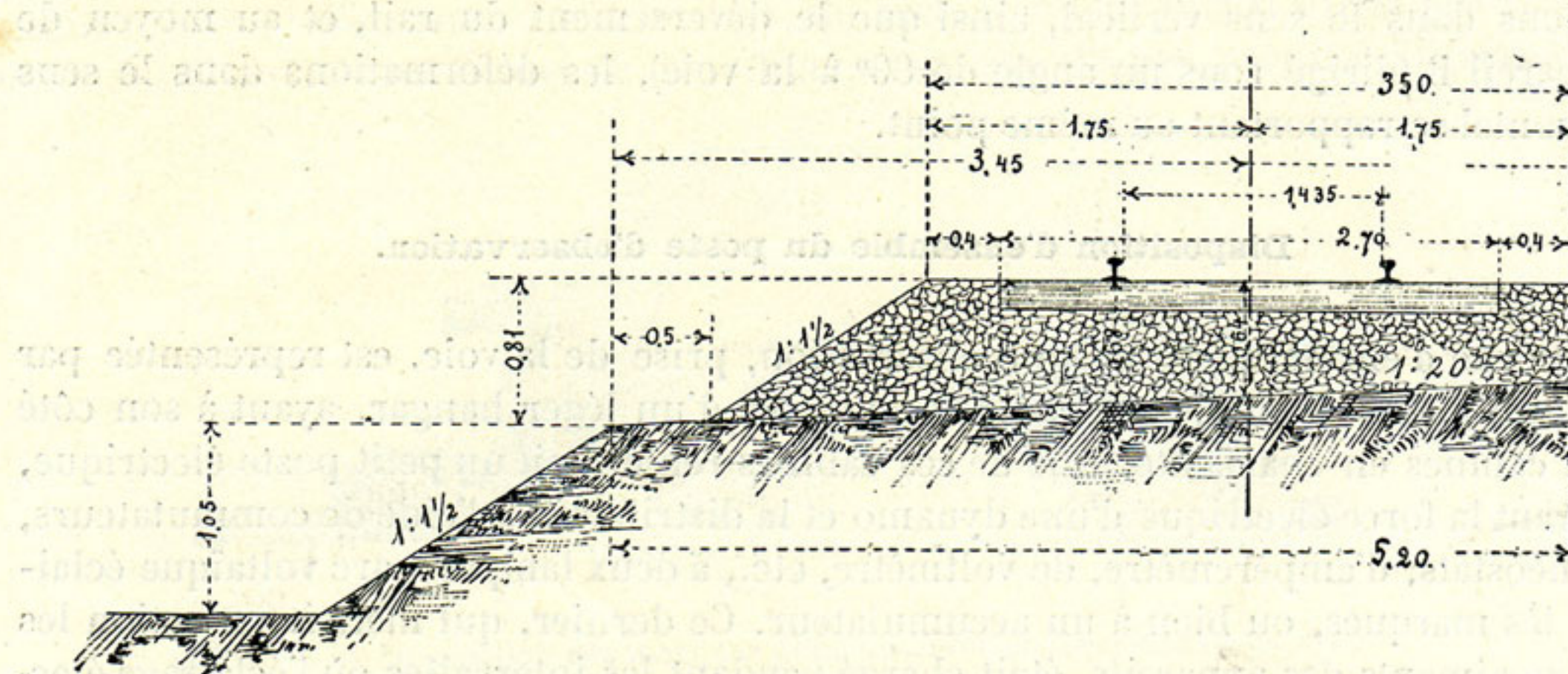


Fig. 3. — Profil transversal du ballast pour types IV^a et V.

Les observations de 1898 se rapportaient à deux types de superstructure : 1^o rails de 38 kilogrammes par mètre, avec éclisses, attaches, traverses et leur disposition, etc., telles que dans le type IV, ayant servi aux observations de 1897, et 2^o rails de 31.45 kilogrammes par mètre, de 9 mètres de longueur, sur treize traverses du type ordinaire de 2^m70 de longueur, réparties de la manière suivante :

$$0.25 + 0.50 + 0.75 \times 10 + 0.50 + 0.25 = 9 \text{ mètres.}$$

Le premier de ces deux types de superstructure, ne différant du type IV que par la qualité du ballast, est nommé dans la suite *type IV^a*, tandis que le second, qui diffère du type I non seulement par la qualité du ballast, mais aussi par la longueur des rails (9 mètres au lieu de 6 mètres), ainsi que par celle des traverses (2^m70 au lieu de 2^m44) et leur disposition, est nommé type V.

Le type V diffère encore du type I en ce que les traverses et les rails, ainsi que leurs accessoires, étaient neufs, sans traces apparentes d'avarie ou d'usure.

En se servant de la méthode d'observation qui a été décrite plus haut, on a observé pour ces deux types de superstructure les déformations simultanées dans le sens vertical et horizontal, ainsi que celles résultant du déversement latéral des rails au droit des traverses et entre deux traverses voisines (fig. 5).

Dans le but d'observer les déformations relatives du rail dans le sens vertical au droit des traverses, ainsi qu'entre deux traverses voisines, on a placé ensuite les deux appareils, l'un à côté de l'autre, perpendiculairement à l'axe de la voie. Dans cette position, un des appareils relevait le diagramme des déformations au droit de la traverse, tandis que l'autre relevait simultanément les déformations au milieu entre la même traverse et la traverse voisine.

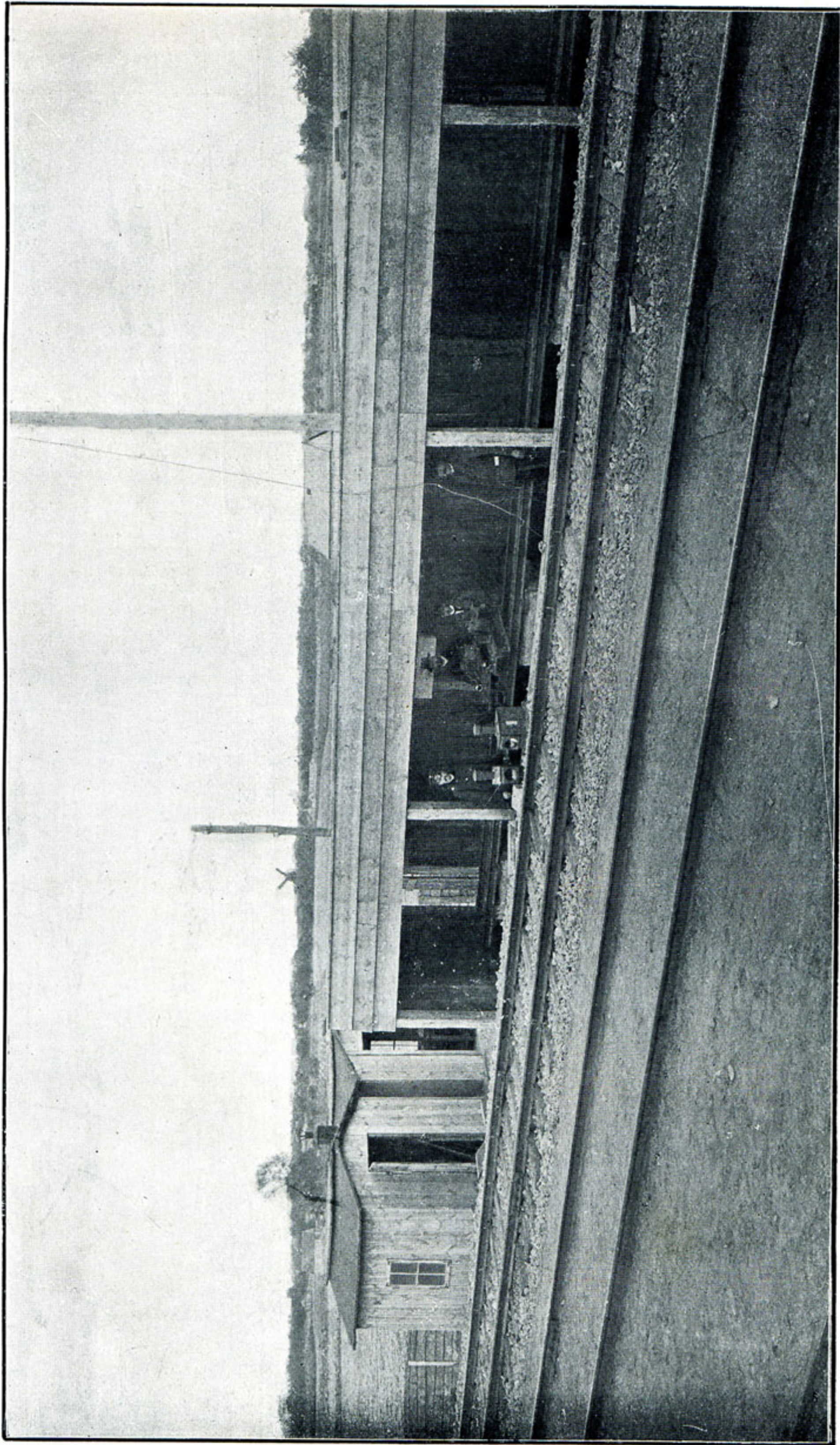


Fig. 4. — Poste d'observation au kilomètre 4 du chemin de fer de Varsovie-Vienne. Vue d'ensemble.

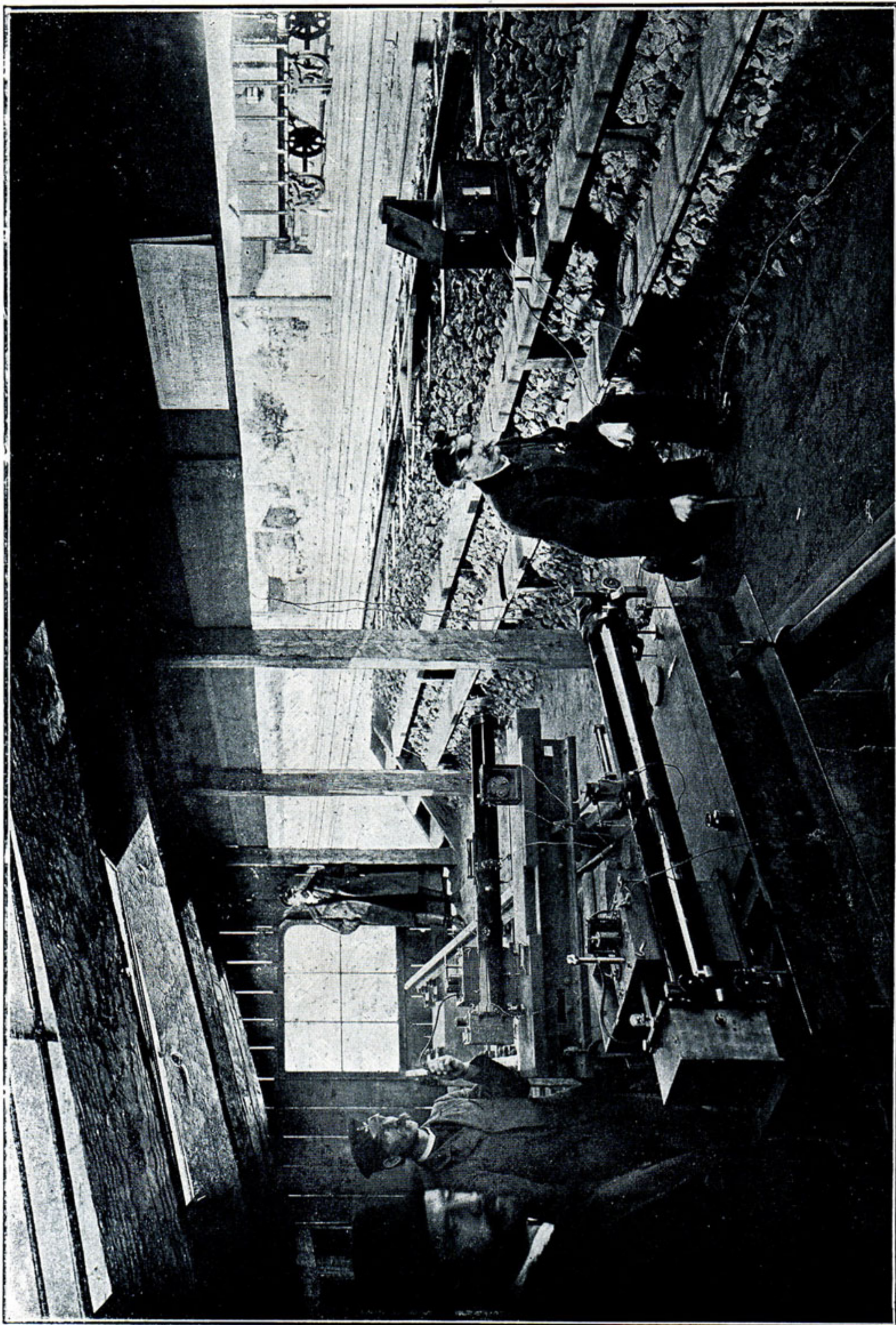


Fig. 5. — Poste d'observation au kilomètre 4 du chemin de fer de Varsovie-Vienne. Disposition des appareils pendant l'observation simultanée des déformations dans le sens vertical et horizontal.

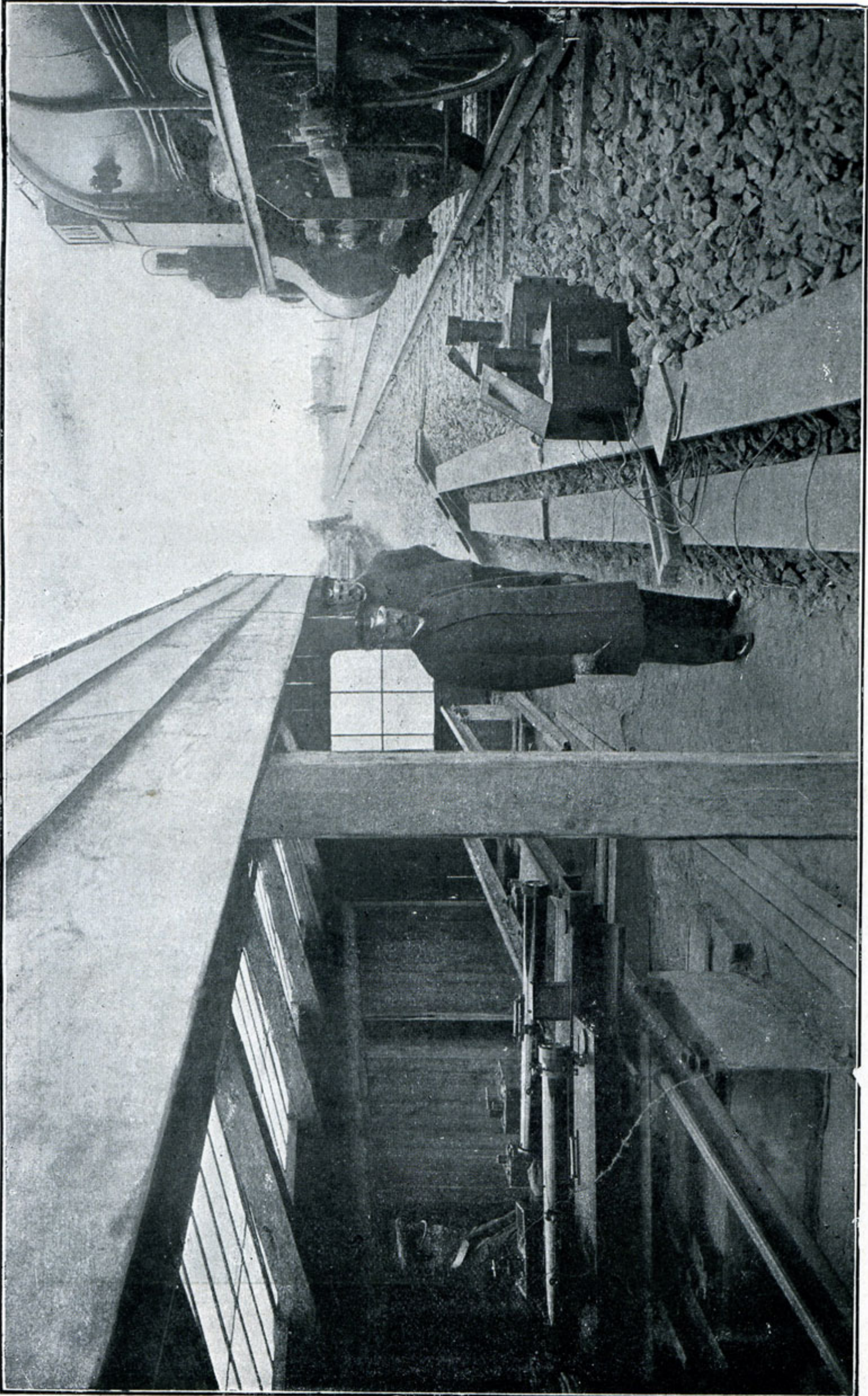


Fig. 6. — Poste d'observation au kilomètre 4 du chemin de fer de Varsovie-Vienne. Disposition des appareils pour déterminer le coefficient de l'assise des traverses.

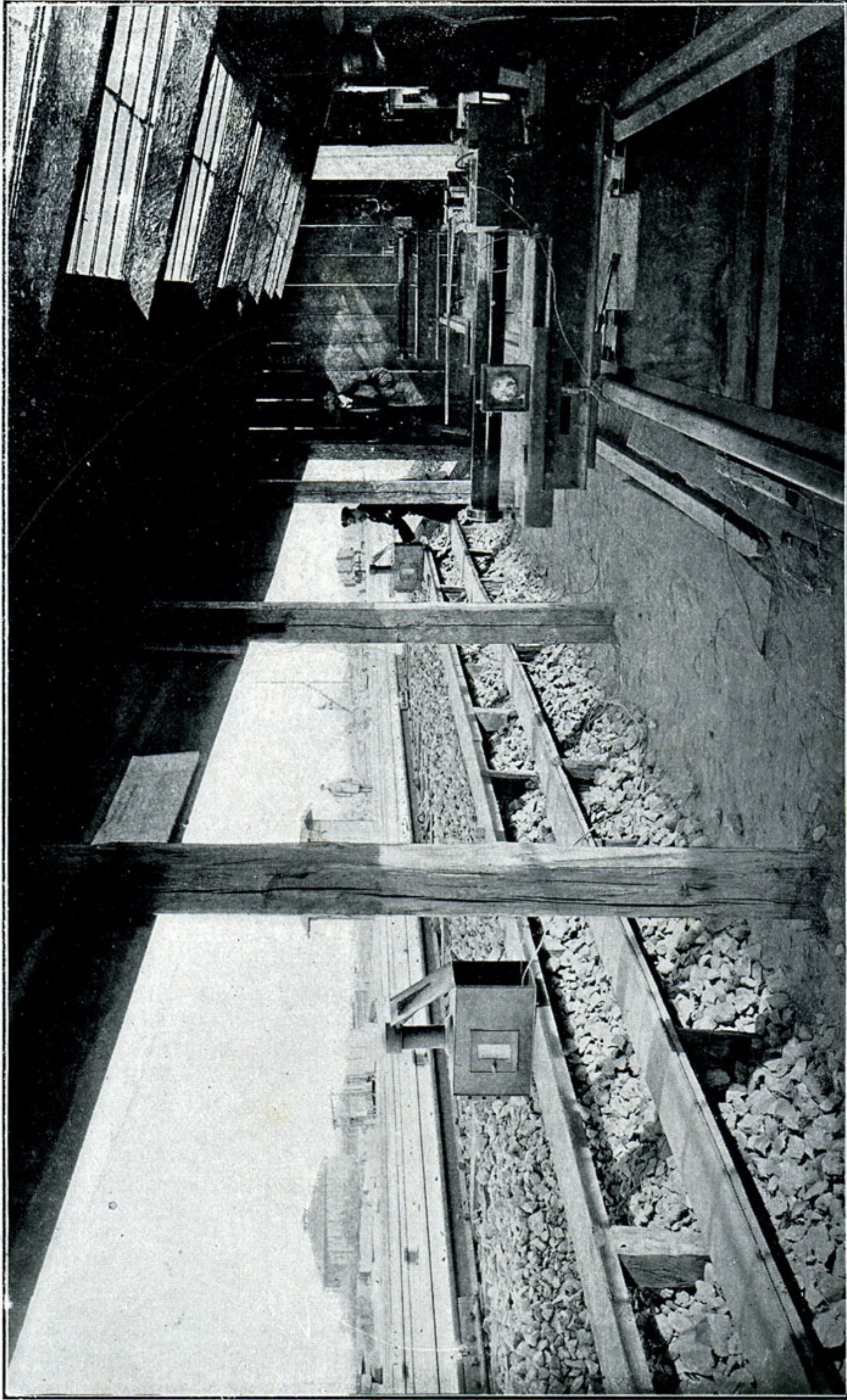


Fig. 7. — Poste d'observation au kilomètre 4 du chemin de fer de Varsovie-Vienne. Disposition des appareils pour observer les déformations aux joints.

On a déterminé aussi pour les deux types de superstructure le coefficient du ballast (fig. 6), ainsi que l'enfoncement du sous-sol à diverses profondeurs. Lorsque ces observations furent achevées relativement au type IV^a, les traverses contre-joint ont été écartées jusqu'à 50 centimètres d'axe en axe, tandis que les autres traverses ont été réparties suivant le type III. Dans ces conditions, on a procédé à l'observation des déformations aux joints (fig. 7) avec longues et courtes éclisses, ainsi qu'aux joints à feuillure (type Rueppell, fig. 30), avec éclisse porteuse (type Neumann, fig. 33), et avec rail auxiliaire (*Stossfangschiene*, fig. 36 et 37).

Enfin, on a relevé pour le type V des diagrammes des déformations aux joints pour différents degrés de serrage des boulons.

Enfoncement du remblai.

Dans la description des observations de 1897, on a donné les valeurs de l'enfoncement du remblai à la profondeur de 50 centimètres, 1 mètre et 1^m50 au-dessous de la plate-forme du ballast.

Le tableau I ci-après indique, pour différents types de superstructures observés en 1897 et 1898 (fig. 8), les valeurs moyennes de l'enfoncement du remblai par tonne de charge de roue de locomotive, ce qui permettra de les comparer à l'enfoncement des traverses.

TABLEAU I.

PROFONDEUR EN DESSOUS DE LA PLATE-FORME DU BALLAST.	Enfoncement du remblai en millimètres par tonne de charge de roue de locomotive, pour types de superstructure :			
	I	III	IV ^a	V
0.5 mètre	0.15	0.11
1.0 —	0.11	0.09	0.09	0.08
1.5 —	0.09	0.07	0.06	0.07

Coefficient de l'assise des traverses (coefficient de ballast).

Sur la proposition de Winkler ⁽¹⁾, on était convenu d'appeler coefficient de ballast la pression par unité de surface de l'assise de la traverse divisée par son enfoncement :

$$C = \frac{p}{y}$$

en supposant que l'enfoncement de la traverse reste proportionné dans certaines limites, à la pression mentionnée.

⁽¹⁾ *Vorträge über Eisenbahnbau*, I. Heft.

Il est donc évident que, d'après cette théorie, le coefficient C exprime la résistance de l'assise de la traverse et que, par conséquent, sa valeur dépendra de la qualité de tous les matériaux disposés sous la traverse jusqu'à une profondeur à laquelle la pression de traverse, étant répartie sur une superficie de plus en plus grande, n'a plus de valeur pratiquement appréciable. Dans les conditions du poste d'essai, l'enfoncement du sous-sol sous la charge des trains ne cesse d'exister, d'après les observations de 1897, pas même à une profondeur de 7^m50.

A une profondeur de 50 centimètres jusqu'à 1^m50, cet enfoncement a pu être enregistré sous forme de diagrammes, d'après lesquels l'influence de la charge de chaque roue isolée peut être exactement mesurée.

Enfin, il est évident que cette partie constitutive de l'enfoncement total de l'assise de la traverse dépendra de l'établissement de la voie en déblai ou en remblai, de la hauteur du remblai et des qualités des terres dont il est construit, ainsi que de la nature du sous-sol.

Pour ces raisons, on doit convenir que le terme de *coefficient de ballast* n'est pas bien choisi pour désigner la valeur C , qui ne peut donner une idée juste de l'influence du ballast sur la raideur de la voie et c'est pourquoi, afin d'éviter un malentendu, il conviendrait de remplacer ce terme par un autre, en nommant par exemple, la valeur C *coefficient de l'assise des traverses*, ainsi que nous l'avons fait dans la suite.

Ce coefficient déterminé d'après la méthode qui a été indiquée dans la description des observations de 1897, prend les valeurs suivantes :

a) D'après les observations de 1897 :

Pour le type II	de 3.9 à 4.6; moyenne, 4.2.
— III	de 5.4 à 6.4; — 5.8.

b) D'après les observations de 1898 (fig. 9 et 10) :

Pour le type IV ^a	de 4.0 à 4.7; moyenne, 4.5.
— V	de 2.9 à 3.1; — 3.0.

Ces chiffres démontrent que le remplacement de l'ancien ballast de carrière par un ballast de granit concassé, avait fait baisser le coefficient de l'assise des traverses. Une appréciation exacte de l'influence du ballast sur la valeur de ce coefficient ne peut pourtant être faite qu'après l'examen des observations sur l'enfoncement de toutes les traverses d'une paire de rails.

Flexion des traverses.

Le rapport de l'enfoncement des traverses au milieu, au droit du rail et à leurs extrémités, fut trouvé :

Pour le type IV ^a	$y_o : y_r : y_l = 74 : 100 : 64.$
— V	$y_o : y_r : y_l = 91 : 100 : 78.$

N° 271 ab

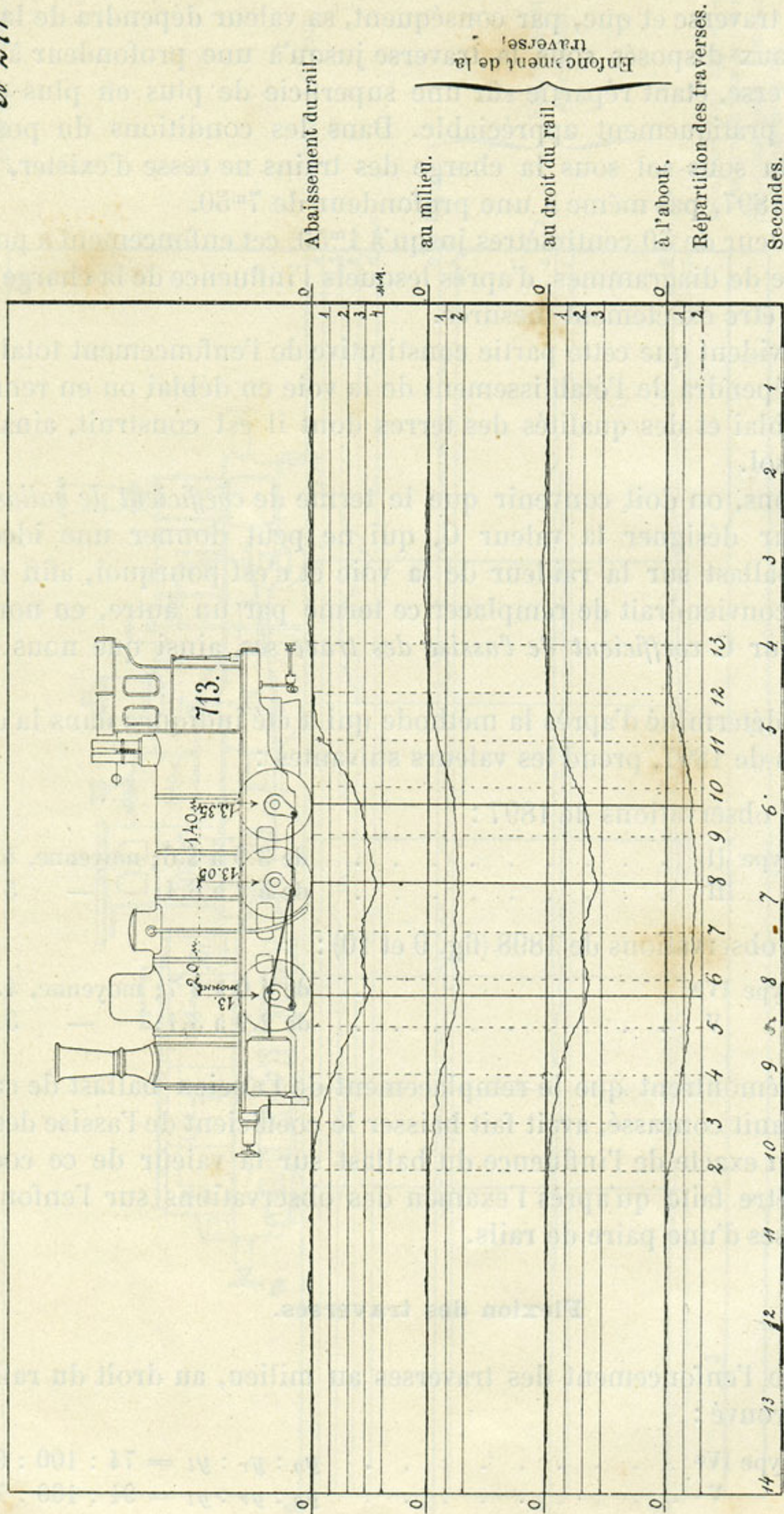


Fig. 9. — Type IVa. Abaissement du rail et enfoncement de la traverse 8 au milieu, au droit du rail et à l'about.

Vitesse du train, 5 kilomètres à l'heure.

N. 336^{eb}

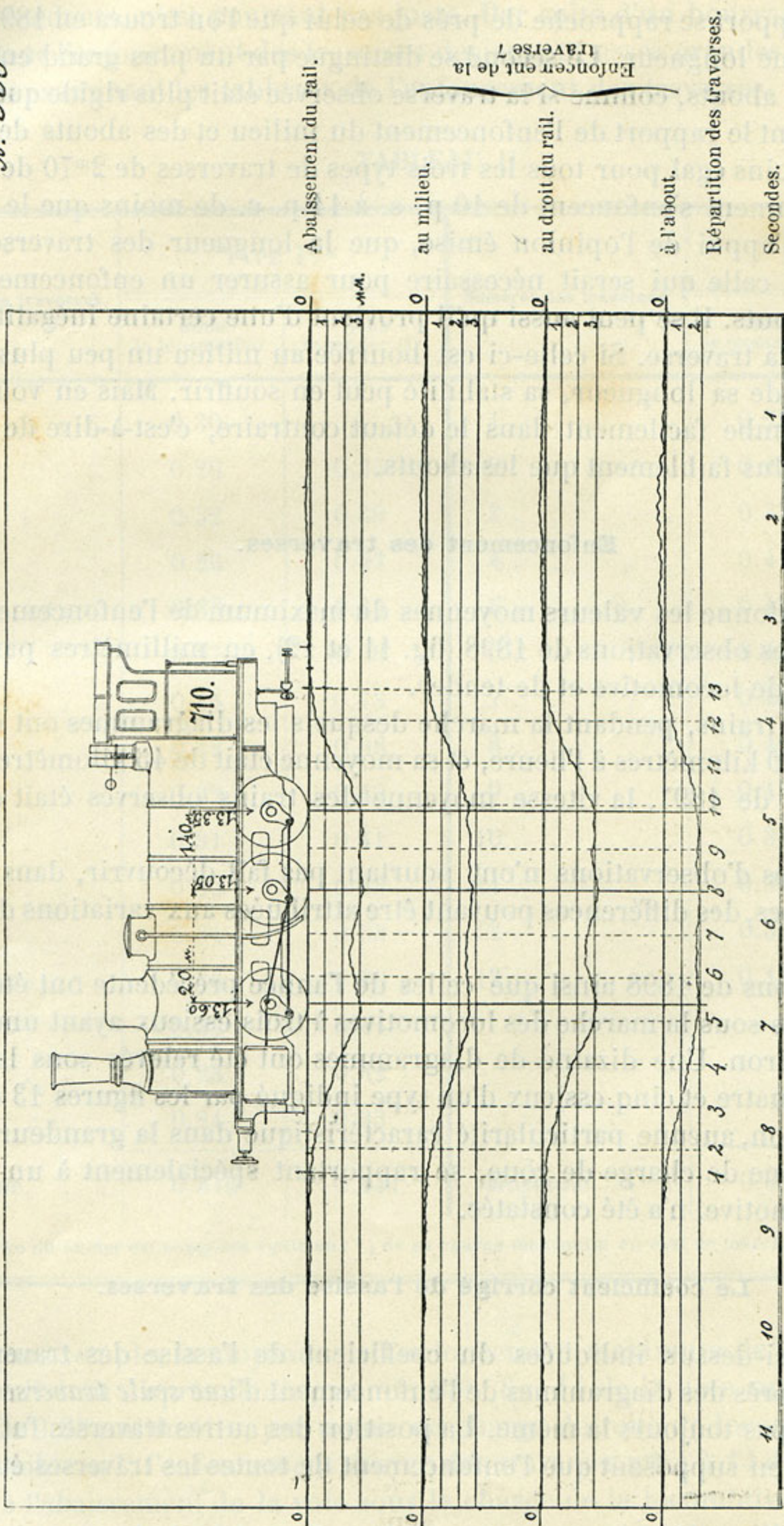


Fig. 10. — Type V. Abaissement du rail et enfoncement de la traverse 7 au milieu, au droit du rail et à l'about.
Vitesse du train, 6 kilomètres à l'heure.

Le premier rapport se rapproche de près de celui que l'on trouva en 1897 pour des traverses de même longueur. Le second se distingue par un plus grand enfoncement du milieu et des abouts, comme si la traverse observée était plus rigide que les précédentes. Cependant le rapport de l'enfoncement du milieu et des abouts des traverses reste plus ou moins égal pour tous les trois types de traverses de 2^m70 de longueur; les abouts notamment s'enfoncent de 10 p. c. à 14 p. c. de moins que le milieu. Ce résultat vient à l'appui de l'opinion émise, que la longueur des traverses de 2^m70 dépasse un peu celle qui serait nécessaire pour assurer un enfoncement égal du milieu et des abouts. Il se peut aussi qu'il provient d'une certaine inégalité de bourrage le long de la traverse. Si celle-ci est bourrée au milieu un peu plus fortement que sur le reste de sa longueur, sa stabilité peut en souffrir. Mais en voulant éviter ce défaut, on tombe facilement dans le défaut contraire, c'est-à-dire de bourrer le milieu un peu plus faiblement que les abouts.

Enfoncement des traverses.

Le tableau II donne les valeurs moyennes du maximum de l'enfoncement des traverses, d'après les observations de 1898 (fig. 11 et 12), en millimètres par tonne de charge de roue de locomotive et de tender.

La vitesse des trains, pendant la marche desquels les diagrammes ont été relevés, variait de 14 à 70 kilomètres à l'heure, et sa moyenne était de 45 kilomètres. Pendant les observations de 1897, la vitesse moyenne des trains observés était de 40 kilomètres.

Ces deux séries d'observations n'ont pourtant pas fait découvrir, dans l'enfoncement des traverses, des différences pouvant être attribuées aux variations de la vitesse des trains.

Les observations de 1898 ainsi que celles de l'année précédente ont été principalement effectuées sous la marche des locomotives à trois essieux ayant une charge de 13.3 tonnes environ. Une dizaine de diagrammes ont été relevés sous la charge de locomotives à quatre et cinq essieux d'un type indiqué par les figures 13 et 34.

A cette occasion, aucune particularité caractéristique dans la grandeur des déformations par tonne de charge de roue, se rapportant spécialement à un type quelconque de locomotive, n'a été constatée.

Le coefficient corrigé de l'assise des traverses.

Les valeurs ci-dessus indiquées du coefficient de l'assise des traverses furent déterminées d'après des diagrammes de l'enfoncement *d'une seule traverse* de milieu, laquelle n'était pas toujours la même. La position des autres traverses fut portée sur les diagrammes en supposant que l'enfoncement de toutes les traverses était plus ou moins égal.

Cette supposition qui, pour autant que je le sache, a été admise par tous les obser-

vateurs précédents, n'est pourtant pas juste. Par suite d'un bourrage inégal, les différences dans l'enfoncement des traverses deviennent assez grandes, ce qui peut être constaté en examinant les tableaux de l'enfoncement des traverses.

TABLEAU II.

Numéros des traverses.	TYPE IV ^a		Numéros des traverses.	TYPE V	
	Sous la locomotive.	Sous le tender (1).		Sous la locomotive.	Sous le tender (1).
1	0.30	..	1	0.25	0.28
2	0.26	0.35	2	0.28	0.38
3	0.32	0.39	3	0.33	0.43
4	0.29	0.47	4	0.41	0.67
5	0.35	0.43	5	0.45	0.72
6	0.27	0.28	6	0.45	0.56
7	0.44	0.73	7	0.44	0.68
8	0.42	0.68	8	0.40	0.64
9	0.32	0.49	9	0.43	0.72
10	0.31	0.41	10	0.37	0.61
11	0.29	0.33	11	0.32	0.52
12	0.34	0.55	12	0.38	0.49
13	0.36	0.49	13	0.43	0.61
14	0.32	0.44			
15	0.23	0.32			
16	0.24	0.33			
Moyenne. . .	0.316	0.447	Moyenne. . .	0.384	0.562

(1) La charge du tender est supposée égale aux $\frac{3}{4}$ de sa charge maximum en état de marche.

Ainsi, par exemple, la moyenne de l'enfoncement maximum de la traverse n° 9 au droit du rail était d'après le diagramme 88^a (fig. 14 de la note sur les observations de 1897) de 0.35 millimètre, par tonne de charge de roue de locomotive, tandis que d'après le tableau I, l'enfoncement moyen des traverses nos 4 à 14 du type II, qui ont participé à l'abaissement de la voie sous la charge de la locomotive dans sa position indiquée sur le diagramme, n'était en moyenne que de 0.32 millimètre. Il s'ensuit

N. 240^{eb}

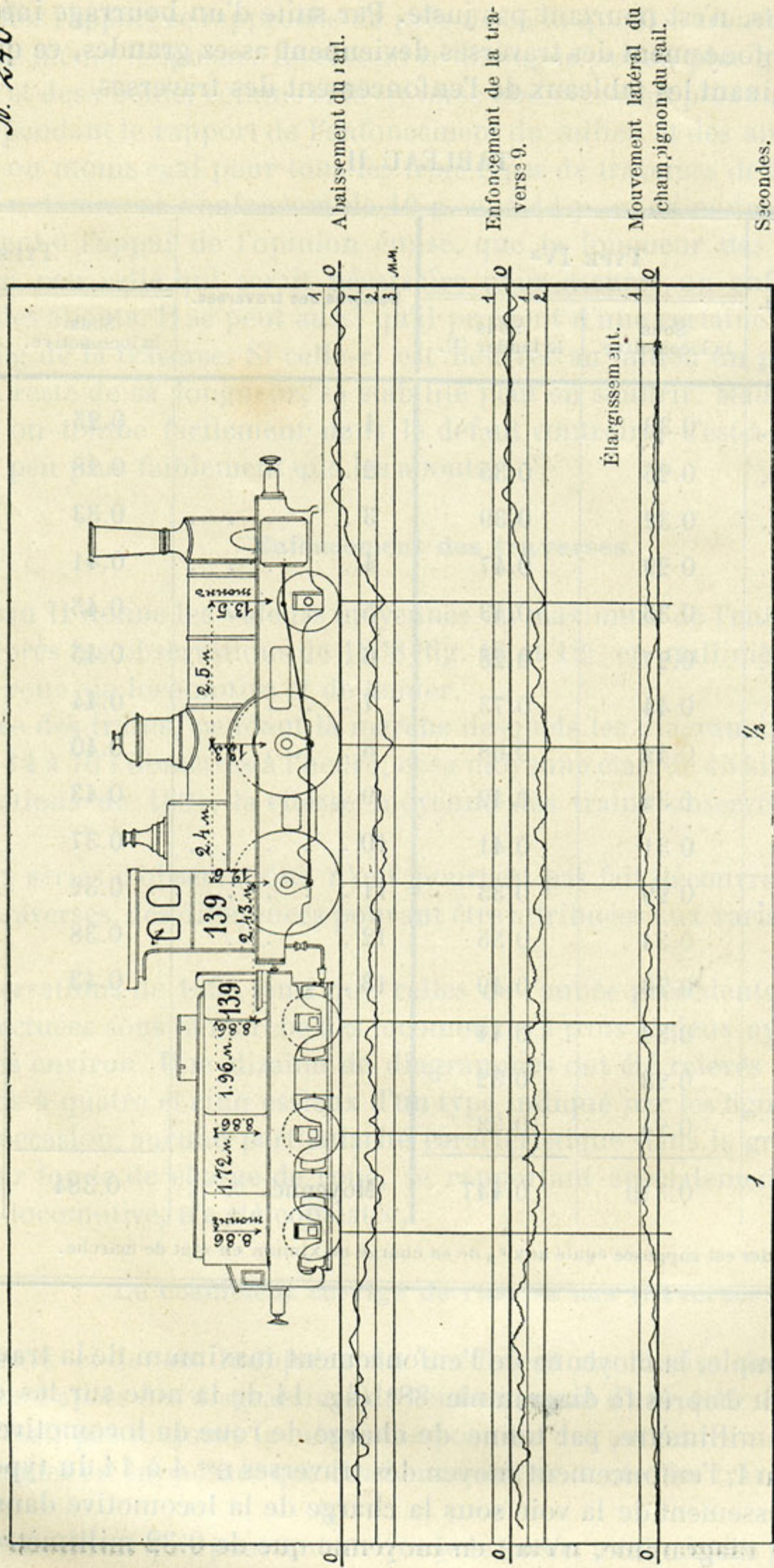


Fig. 11. — Type IVa. Enfoncement de la traverse 9, abaissement et mouvement latéral du champignon du rail au droit de la traverse 9.
Vitesse du train, 56 kilomètres à l'heure.

N. 330^{ab}

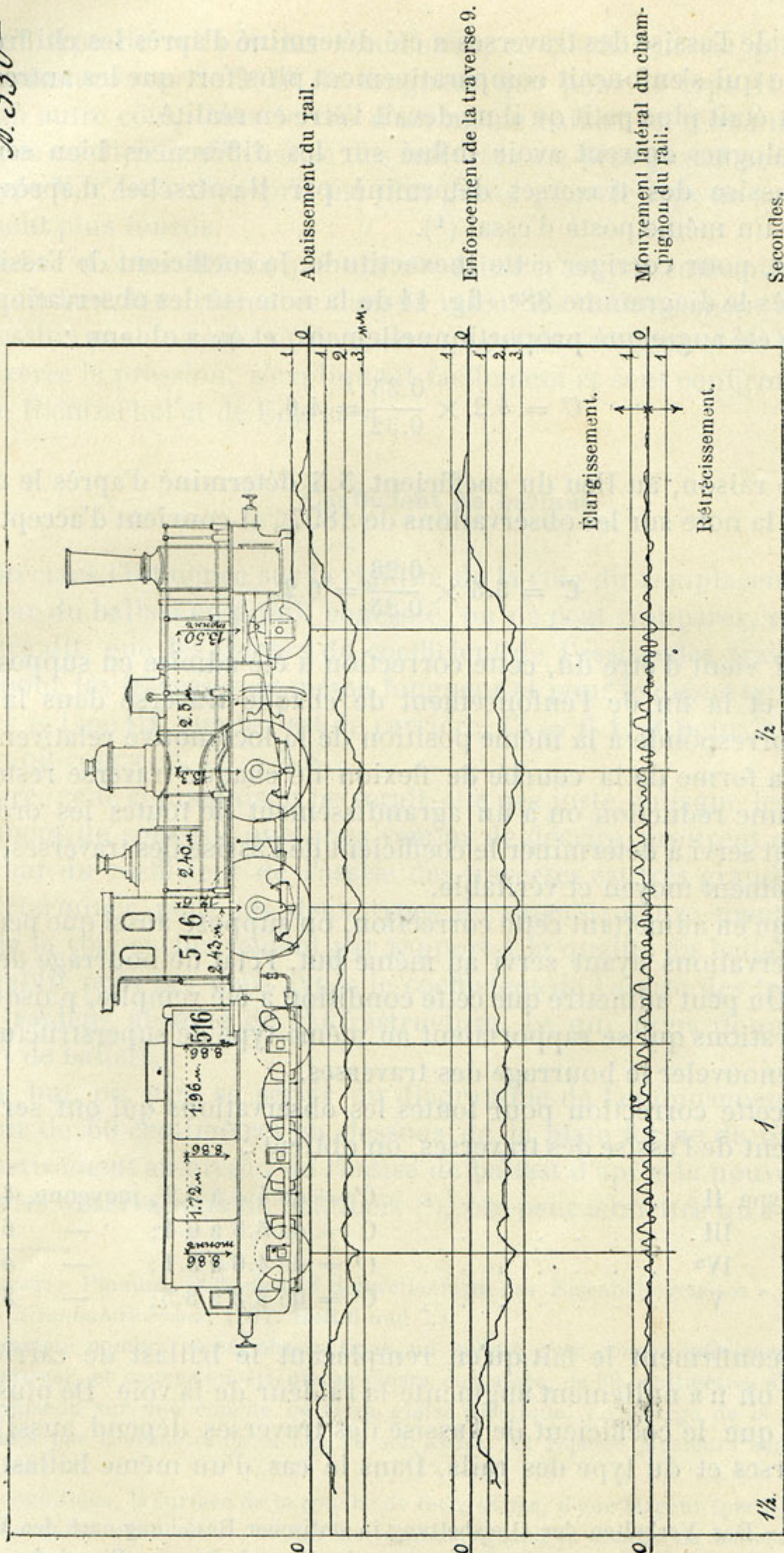


Fig. 12. — Type V. Enfoncement de la traverse 9, abaissement et mouvement latéral du champignon du rail au droit de la traverse 9.
Vitesse du train, 49 kilomètres à l'heure.

que le coefficient de l'assise des traverses a été déterminé d'après les chiffres obtenus pour une traverse qui s'enfonçait comparativement plus fort que les autres, de sorte que ce coefficient était plus petit qu'il ne devait l'être en réalité.

Des causes analogues doivent avoir influé sur les différences bien sensibles du coefficient de l'assise des traverses déterminé par Hæntzschel d'après plusieurs observations sur un même poste d'essai (4).

Dans notre cas, pour corriger cette inexactitude, le coefficient de l'assise des traverses, qui d'après le diagramme 88^a (fig. 14 de la note sur les observations de 1897) était égal à 4.2, a été augmenté proportionnellement, et on a obtenu :

$$C' = 4.2 \times \frac{0.35}{0.32} = 4.6.$$

Pour la même raison, au lieu du coefficient 5.5 déterminé d'après le diagramme 119^a (fig. 15 de la note sur les observations de 1897), il convient d'accepter :

$$C' = 5.5 \times \frac{0.28}{0.25} = 6.2.$$

D'après ce qui vient d'être dit, cette correction a été admise en supposant que le commencement et la fin de l'enfoncement de chaque traverse dans la partie du milieu du rail corresponde à la même position de la locomotive relativement à cette traverse et que la forme de la courbe de flexion de chaque traverse reste la même. Elle équivaut à une réduction ou à un agrandissement de toutes les ordonnées du diagramme, ayant servi à déterminer le coefficient de l'assise des traverses, en rapport avec leur enfoncement moyen et véritable.

Il est évident qu'en admettant cette correction, on suppose aussi que pendant toute une série d'observations ayant servi au même but, l'état de bourrage des traverses n'a pas changé. On peut admettre que cette condition a été remplie, puisque pendant toutes les observations qui se rapportaient au même type de superstructure, il n'y a pas eu lieu de renouveler le bourrage des traverses.

En acceptant cette correction pour toutes les observations qui ont servi à déterminer le coefficient de l'assise des traverses, on obtient :

Pour le type II	C' = de 4.4 à 5.2; moyenne, 4.7.
— III	C' = de 5.8 à 6.4; — 6.1.
— IV ^a	C' = de 4.6 à 5.1; — 4.8.
— V	C' = de 3.3 à 3.5; — 3.4.

Ces résultats confirment le fait qu'en remplaçant le ballast de carrière par du granit concassé, on n'a nullement augmenté la raideur de la voie. De plus, on arrive à la conclusion que le coefficient de l'assise des traverses dépend aussi de la longueur des traverses et du type des rails. Dans le cas d'un même ballast, ainsi que

(4) Voir la note : « Das Verhalten der Gleisbettung in statischer Beziehung nach den Versuchen der Reichseisenbahnen », von G. HÆNTZSCHEL. (*Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens*, 1889.)

d'un même type de rails et des accessoires, ce coefficient est plus grand pour le type III avec traverses de 2^m70 de longueur que pour le type II avec traverses de 2^m44. D'un autre côté, dans le cas d'un même ballast et d'une même longueur de traverses, le coefficient de l'assise des traverses est plus grand pour le type IV^a que pour le type V, c'est-à-dire qu'il est plus grand pour le type de superstructure dont les rails sont plus lourds.

Le nombre d'observations qui ont été faites n'est pas suffisant pour élucider ce point. Cependant, les différences dans la valeur de l'enfoncement correspondant à la même pression par unité de surface, en rapport de l'étendue et de la figure de la surface qui exerce la pression, s'expliquent facilement et sont confirmées par les observations de Hæntzschel et de Engesser.

Coefficient de ballast.

En appréciant l'influence sur la rigidité de la voie du remplacement du ballast de carrière par du ballast en granit concassé, on ne peut comparer, en raison de ce qui vient d'être dit, que les valeurs du coefficient de l'assise des traverses qui ont été trouvées pour les traverses de même longueur et pour le même type de rails, notamment pour le type III, sur ballast de carrière, $C' = 6.4$, et pour le type IV^a, sur ballast en granit concassé, $C' = 4.8$.

Et encore, cette comparaison ne serait-elle pas juste, puisque les observations sur l'enfoncement du sous-sol que nous venons de décrire prouvent que son influence sur la valeur du coefficient de l'assise des traverses est très grande. C'est pourquoi, voulant déterminer pour les deux types de superstructure mentionnés la rigidité relative de la voie exclusivement par rapport à la qualité du ballast, il est indispensable d'établir pour ces deux types le coefficient de l'assise des traverses en supposant une raideur absolue de l'infrastructure, ce qui nous donnera alors le vrai coefficient de ballast.

Dans ce but, on peut se servir du diagramme de l'enfoncement du remblai à la profondeur de 50 centimètres en dessous de la plate-forme de ballast, c'est-à-dire approximativement au niveau de l'assise de ballast d'après le nouveau profil.

D'après les observations de Schubert ⁽¹⁾, on peut admettre qu'à cette profondeur,

(1) SCHUBERT. « Planum, Bettung und Schwellenform des Eisenbahngeleises ». (*Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens*, 1897. Heft 6 und 7.)

Dans un certain nombre de ces observations, un ballast, avec couche inférieure en sable, de 5 centimètres d'épaisseur, et couche supérieure en pierre concassée, de 30 centimètres d'épaisseur sous la traverse, fut répandu sur une couche de terre glaise plastique. La charge de la traverse, à raison de 4 kilogrammes par centimètre de surface de son assise, fut répétée plusieurs centaines de milliers de fois.

Dans ces conditions, la surface de la couche de terre glaise, d'une largeur (perpendiculairement à l'axe de la traverse) de 95 centimètres, restait horizontale. Quand la couche de ballast était moindre, on a observé son enfoncement dans la terre glaise au droit de la traverse.

la pression d'une traverse se répartit d'une manière plus ou moins uniforme sur une étendue au moins égale à l'écartement des traverses d'axe en axe et qui fut, dans notre cas, de 75 à 85 centimètres. C'est pourquoi, bien que les puits, au fond desquels se trouvaient les tubes indiquant l'abaissement du remblai, fussent disposés entre deux abouts de traverses, on peut admettre cependant qu'à la même profondeur, l'enfoncement du remblai sous la traverse était partout le même.

La répartition de la pression à la même profondeur dans la direction de la longueur de la traverse ne nous est pas connue. Il paraît le plus probable de supposer que cette pression correspond à l'enfoncement de la traverse aux différents points de sa longueur.

De cette manière, pour obtenir un diagramme de l'enfoncement d'une traverse au droit du rail, qui dépendrait exclusivement de la compressibilité du ballast, il serait indispensable de porter sur le diagramme de l'enfoncement absolu de cette traverse le diagramme de l'enfoncement de l'infrastructure sur la même verticale. La différence des ordonnées de ces deux diagrammes donnerait les ordonnées du diagramme cherché.

Les ordonnées des diagrammes de l'enfoncement de la traverse à son milieu ainsi qu'aux abouts devraient être réduites en proportion.

Pour simplifier ce problème, il suffirait de réduire les ordonnées des diagrammes de l'enfoncement de la traverse en proportion à la réduction que subirait l'enfoncement moyen maximum des traverses, abstraction faite de l'enfoncement du remblai.

Pour le type I et un ballast de carrière, l'enfoncement maximum du remblai à la profondeur de 50 centimètres au-dessous de la plate-forme de ballast était de 0.15 millimètre par tonne de charge de roue. Or, l'enfoncement moyen maximum des traverses de ce type de superstructure était de 0.47 millimètre par tonne. Son rapport à la compression du ballast est donc :

$$\frac{0.47}{0.47 - 0.15} = 1.47.$$

Le ballast du type III de superstructure fut le même que celui du type I; c'est pourquoi on peut admettre que ce rapport s'applique également aux deux types.

Le coefficient de l'assise des traverses fut évalué ci-dessus $C' = 6.1$. On en déduira le coefficient de ballast en gros sable et gravier de carrière :

$$K = 6.1 \times 1.47 = 9.0.$$

Dans le cas de superstructure type V avec ballast en pierre concassée, l'enfoncement du remblai au-dessus de l'assise de ballast était de 0.10 millimètre par tonne de charge de roue. Puisque l'enfoncement moyen maximum des traverses de ce type fut de 0.38 millimètre par tonne, son rapport à la compression du ballast est :

$$\frac{0.38}{0.38 - 0.10} = 1.36$$

Le ballast du type IV^a étant le même que celui du type V, on peut déduire d'après le coefficient de l'assise des traverses qui fut déterminé pour le premier de ces types, $C' = 4.8$, le coefficient de ballast en pierre concassée :

$$K = 4.8 \times 1.36 = 6.5.$$

De cette manière, la réaction élastique du ballast en pierre concassée n'est que de $\frac{6.5}{9} = 72$ p. c. de la réaction du ballast de carrière.

Cette particularité n'a pu être constatée par d'autres observateurs, parce que leurs observations ont été généralement poursuivies en différentes places et se rapportaient à des infrastructures différentes, dont l'enfoncement n'a pas été déterminé. En outre, le coefficient de l'assise des traverses fut établi d'après l'enfoncement d'une seule traverse ou d'un seul point d'une longrine.

Ainsi, par exemple, d'après les observations de Hæntzschel se rapportant à différents types de superstructure sur traverses, la valeur du coefficient de leur assise fut obtenu :

Pour vieux ballast en gravier sur terrain en argile compacte . . .	$C = 4.4.$
— en pierre concassée sur terrain en argile compacte.	$C = 5.3.$

Par contre, d'après une autre série d'observations se rapportant à une voie sur longrines, le même observateur a trouvé :

Pour vieux ballast en gravier sur terrain en argile compacte . . .	$C = 5.0.$
— en pierre concassée sur terrain en argile compacte.	$C = 4.6.$

Ces derniers chiffres paraissent confirmer les résultats obtenus au chemin de fer de Varsovie-Vienne. Si on remarque cependant que, d'après les observations faites sur une voie sur traverses, le coefficient C fut trouvé supérieur pour un ballast en pierre concassée que pour un ballast en gravier, tandis que d'après les observations faites sur une voie sur longrines, le rapport des coefficients pour ces deux genres de ballast fut trouvé justement inverse, on est obligé d'en conclure que cette disparité provient simplement de l'impossibilité de préciser les qualités d'un terrain par une définition générale. Certaines observations de Haentzschel nous permettent cependant d'apprécier la compressibilité du sous-sol. Ces observations se rapportent à l'enfoncement des traverses sur ballast en gravier nouvellement répandu : 1° sur terrain naturel léger n'ayant pas encore supporté la charge des trains; 2° sur un terrain naturel plus compact et bien tassé sous la charge des trains, et 3° sur rocher. Pour ces trois cas, le coefficient de l'assise des traverses fut trouvé $C = 2$, $C = 2.7$, et $C = 4$, c'est-à-dire que l'enfoncement du sous-sol était de 50 jusqu'à 33 p. c. de l'enfoncement total de la traverse. Malheureusement, ces observations ne se rapportent qu'à une seule qualité de ballast dont l'épaisseur n'était même pas constante (1). Il est cependant à remarquer que dans le second cas, le rapport de la

(1) Cette épaisseur variait de 23 à 53 centimètres.

compression du sous-sol à l'enfoncement total des traverses se rapproche de près des valeurs qui furent obtenues au chemin de fer de Varsovie-Vienne, notamment pour le type I, 0.325, et pour le type V, 0.256.

En résumant les conclusions auxquelles nous sommes parvenu et en admettant que le rapport de l'enfoncement du sous sol au-dessous de l'assise de ballast à l'enfoncement de la traverse reste le même pour différents types de superstructure, on obtient pour les coefficients de l'assise des traverses et de ballast les valeurs suivantes :

TABLEAU III.

TYPES de superstructure.	Qualité du ballast.	Coefficient corrigé de l'assise des traverses C'	Enfoncement des traverses	Rapport de l'enfoncement du sous-sol au-dessous de l'assise de ballast à l'enfoncement des traverses	Coefficient de ballast K.
			en millimètres par tonne de charge de roue de locomotive.		
II.	Gros sable de carrière entremêlé de gravier.	4.7	0.287	0.325	6.9
III.		6.1	0.232	0.325	9.0
IV ^a	Granit concassé.	4.8	0.316	0.256	6.5
V.		3.4	0.384	0.256	4.6

Comme on le voit, le coefficient de ballast varie selon la qualité du ballast et le type de superstructure dans les limites suivantes : pour ballast en gros sable de carrière entremêlé de gravier, de 6.9 à 9, pour ballast en granit concassé, de 4.6 à 6.5.

D'après les observations de Hæntzschel, le coefficient de l'assise des traverses fut trouvé, comme il a été mentionné ci-dessus, pour ballast en gravier fraîchement répandu sur rocher $C = 4$. Cependant d'après une autre série d'observations sur vieux ballast, Hæntzschel avait obtenu pour ballast en gravier sur rocher, $C = 7.3$, et pour ballast en gravier avec assise empierrée, $C = 9$.

Les observations de Hæntzschel et celles du chemin de fer de Varsovie-Vienne se rattachent à des types de superstructure bien différents, et comme nous venons de le dire, il nous manque des données assez précises pour pouvoir établir une comparaison plus ou moins exacte sur la qualité du ballast qui a servi à ces observations.

De plus, les valeurs du coefficient de ballast citées en dernier lieu furent obtenues au moyen d'observations faites sur une voie sur longrines. Néanmoins, si l'on prend en considération les larges limites dans lesquelles varient ordinairement les valeurs du coefficient de l'assise des traverses, on doit en conclure que les résultats des observations de Hæntzschel et de celles du chemin de fer de Varsovie-Vienne concordent suffisamment bien.

La valeur du coefficient de ballast de carrière d'après les observations du chemin

de fer de Varsovie-Vienne, $C = 9$ concorde également avec les observations de l'ingénieur Stecewicz des chemins de fer de Tambov-Saratov et de la Baltique.

Les valeurs du coefficient de l'assise des traverses obtenues par cet observateur ont été les suivantes : au chemin de fer de Tambov-Saratov, de 3.5 (ballast à niveau, terrain naturel léger); à 5 (en déblai, terrain argileux et compact), et au chemin de fer de la Baltique, 9 (déblai en argile très compacte).

Au chemin de fer de la Baltique, M. Stecewicz avait constaté que certaines traverses s'enfonçaient si peu sous la charge des trains, que le coefficient de leur assise fut évalué à $C = 45$, chiffre qu'il trouvait possible d'admettre. Cependant, en nous basant sur les observations faites au chemin de fer de Varsovie-Vienne nous estimons que cette valeur du coefficient de ballast n'est pas vraisemblable.

Ces observations se rapportaient à deux qualités de ballast absolument différentes et on pourrait, semble-t-il, en conclure que pour toute autre qualité de ballast intermédiaire entre le granit concassé et le gros sable, le coefficient de ballast devrait être compris entre les limites qui furent déterminées pour ces deux derniers, notamment de $K = 6.5$ pour granit concassé à $K = 9$ pour gros sable.

En ce qui concerne le coefficient de l'assise des traverses, sa valeur doit être évidemment moindre et dépendra surtout de la résistance du sous-sol, mais aussi de la répartition uniforme de la pression du ballast sur la plate-forme.

Il est possible d'effectuer un changement avantageux dans une infrastructure existante au moyen de travaux d'assainissement et de consolidation, ce qui produit, comme on le sait, une influence très salutaire sur l'état de stabilité de la voie.

Une répartition uniforme de la pression de ballast sur la plate-forme peut être atteinte en donnant à la couche de ballast une épaisseur convenable. D'après les expériences faites en ces derniers temps, l'épaisseur de cette couche pour un écartement des traverses ne dépassant pas les limites ordinaires ne doit pas être inférieure à 35 centimètres sous la traverse.

Enfin, une augmentation de la valeur du coefficient de l'assise des traverses au moyen de l'amélioration de la qualité du ballast n'est possible, comme nous venons de le voir, que dans des limites assez restreintes, attendu que pour un même ballast, ce coefficient peut varier, selon les propriétés de l'infrastructure, de 3 à 9, tandis que le coefficient de ballast pour granit concassé et pour gros sable ne varie que de 6.5 à 9.

D'après les résultats des observations du chemin de fer de Varsovie-Vienne, doit-on conclure que le ballast en sable est préférable au ballast en pierre concassée, ou bien qu'en général l'amélioration de la qualité de ballast n'est qu'un luxe superflu? Évidemment non, car le rôle complexe qu'est appelé à jouer le ballast dans la superstructure de la voie nous oblige à donner la préférence à un ballast possédant la plus grande somme des qualités qu'on recherche.

Le but des observations qui ont été entreprises au chemin de fer de Varsovie-Vienne était de déterminer les déformations élastiques de la voie, et c'est pourquoi ces observations furent exécutées dans des conditions telles que les déformations

permanentes n'ont pas dépassé le degré de précision des appareils, et par suite n'ont pas pu être remarquées sur les diagrammes. Et pourtant la résistance du ballast contre les déformations permanentes, qui dépend du degré de mobilité de ses parties et de leur adhérence aux traverses, de sa durée, c'est-à-dire de sa résistance au frottement, à l'écrasement et aux influences atmosphériques, ainsi que de sa perméabilité, doit être envisagée comme beaucoup plus importante pour la stabilité et la durée de la voie que les différences minimales dans la compressibilité du ballast. Il n'est pas à douter que le ballast en granit concassé possède les qualités susdites à un degré beaucoup plus élevé que le ballast en gros sable et en gravier de carrière. Cette opinion est prouvée non seulement par les observations de Schubert, Bräuning et autres, mais aussi par une longue expérience de nombreux chemins de fer.

La supériorité du ballast en pierre concassée a pu être constatée aussi, quoique pour une période assez courte, au chemin de fer de Varsovie-Vienne.

Le remplacement du ballast de carrière par de la pierre concassée, ainsi que le dressage et le réglage définitifs de la voie furent terminés au poste d'observation le 14 juin 1898. Depuis ce moment jusqu'à la fin des observations sur le type de superstructure IV^a, le 20 août, ainsi que depuis la pose de la voie type V, le 25 septembre, jusqu'à la fin de novembre 1898, aucun travail tel que : bourrage des traverses, réglage de la voie, etc., n'a été entrepris au poste d'observation, car malgré les vérifications souvent répétées, aucune défectuosité de la voie n'a été observée.

Tout au contraire, avec le ballast de carrière qui servit lors des observations de 1897, le bourrage de certaines traverses, principalement de celles de contre-joint, devenait quelquefois indispensable avant qu'un mois se fût écoulé.

En résumant ces remarques, on est amené à conclure que les résultats des observations sur le coefficient de ballast des deux genres qui ont démontré, contrairement à ce qu'on attendait, un grand degré de compressibilité du ballast en pierre concassée, prouvent uniquement que la supériorité de ce genre de ballast doit être attribuée aux autres qualités qu'il possède.

Coefficient de la route.

Les résultats des observations mentionnées ci-dessus nous donnent le moyen d'apprécier l'influence relative du ballast et de l'infrastructure sur la rigidité de la voie.

Le coefficient, que nous venons de déterminer pour deux genres de ballast, mesure sa résistance à la compression exercée par les traverses, indépendamment des propriétés de l'infrastructure. Il serait important de déterminer parallèlement, au moyen d'une mesure convenable, la résistance de la route (c'est-à-dire de la plate-forme servant de base au ballast) à l'enfoncement, indépendamment des qualités du ballast.

Dans ce but, on devra s'imaginer le ballast sous forme d'une couche incompressible, composée de parties mobiles. Si on admet ensuite que la qualité de ballast,

compressible ou incompressible, n'a pas d'influence sur l'enfoncement élastique de la route et si on donne le nom de coefficient de la route au quotient de la pression qu'elle supporte par unité de surface divisée par son enfoncement (en kilogrammes et centimètres), il sera facile de déterminer ce coefficient pour une route donnée d'après le diagramme de son enfoncement sous l'assise du ballast.

On pourra pour cela se servir de la même méthode qui fut employée pour déterminer le coefficient de l'assise des traverses, avec la seule différence que pour obtenir la pression moyenne exercée par une charge donnée, on doit évidemment prendre en considération non pas la somme des surfaces inférieures des traverses ayant reçu la charge, mais la surface correspondante de l'assise du ballast. On peut admettre, avec une approximation suffisante, que cette surface est égale à la surface de l'assise des traverses ayant reçu la charge, multipliée par le rapport de l'écartement a des traverses d'axe en axe à la largeur inférieure b de la traverse.

Le coefficient de la route, que nous indiquerons par la lettre N , peut être déterminé plus simplement au moyen des valeurs connues des coefficients de l'assise des traverses et du ballast.

En réalité, si on écrit $\frac{a}{b} = n$, le rapport entre les trois coefficients mentionnés peut être exprimé par l'équation :

$$\frac{1}{C'} = \frac{1}{K} + \frac{1}{nN} \dots \dots \dots (1)$$

d'où l'on obtient :

$$N = \frac{KC'}{n(K - C')} \dots \dots \dots (2)$$

Dans le tableau IV, on a indiqué les valeurs du coefficient de la route, obtenues d'après l'équation (2) en se servant des coefficients de l'assise des traverses et de ballast qui furent déterminés plus haut.

TABLEAU IV.

TYPES de superstructure.	Écartement des traverses d'axe en axe a .	Largeur de l'assise inférieure de la traverse b .	$n = \frac{a}{b}$.	Coefficient		
				de l'assise des traverses C' .	de ballast K .	de la route N .
II	80	25	3.2	4.7	6.9	4.6
III	80	25	3.2	6.1	9.0	5.9
IVa	85	25	3.4	4.8	6.5	5.4
V	75	25	3.0	3.4	4.6	4.4

Comme on le voit d'après le tableau IV et comme cela était à prévoir, d'ailleurs, le coefficient de la route, approximativement égal à 5, ne varie que très peu d'un type de superstructure à l'autre, quoique les variations des valeurs correspondantes des coefficients de l'assise des traverses et du ballast soient cependant très sensibles. Il s'ensuit que si l'on suppose une pression égale par unité de surface, la plate-forme de la route au poste d'observation du chemin de fer de Varsovie-Vienne présente une résistance qui n'est que peu inférieure à celle d'une couche de pierre concassée d'une épaisseur de 53 centimètres.

Charge de rail.

Les valeurs obtenues du coefficient de l'assise des traverses, de l'enfoncement moyen des traverses et de leur flexion, nous permettent de déterminer, pour chaque type de superstructure observé, la charge de rail moyenne maximum, sans avoir recours à des formules théoriques.

Nous choisirons comme exemple la superstructure du type IV^a.

Pour ce type, le rapport de l'enfoncement de la traverse au milieu, au droit du rail et à l'about, fut déterminé comme suit :

$$y_o : y_r : y_l = 74 : 100 : 64,$$

par conséquent, l'enfoncement moyen de la traverse y_m était, par rapport à son enfoncement au droit du rail y_r (voir fig. 13 de la note sur les observations de 1897) :

$$y_m = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{75}{135} \cdot 0.74 + \frac{60}{135} \cdot 0.64 \right) y_r = 0.846 y_r.$$

Le coefficient de l'assise des traverses fut évalué ci-dessus (voir tableau III), d'après la moyenne de quatre observations, $C' = 4.8$.

La demi-surface de l'assise de la traverse $\omega = 135 \times 25 = 3375$ centimètres carrés.

Par suite, la charge de rail produisant un enfoncement de la traverse au droit du rail égal à 1 centimètre, sera :

$$D = C' \cdot \frac{y_m}{y_r} = 4.8 \times 3375 \times 0.846 = 13.7 \text{ tonnes.}$$

Or, d'après les observations faites, l'enfoncement maximum au droit du rail de toutes les traverses du type IV^a, fut trouvé de 0.0316 centimètre par tonne de charge de roue de locomotive (voir le tableau II). La charge de rail moyenne maximum $\frac{P}{G}$ correspondant à cet enfoncement, sera donc

$$\frac{P}{G} = 0.0316 \cdot D = 0.43 \text{ tonnes}$$

Le tableau ci-après contient les valeurs moyennes maximums de la charge de rail, déterminées d'après la méthode qui vient d'être indiquée.

TABLEAU V.

TYPES de superstructure.	Demi-poids de la locomotive. ΣG	Nombre de traverses ayant reçu la charge de la locomotive. n	Enfoncement relatif de la traverse au milieu, au droit du rail et à l'about. $y_0 : y_r : y_l$	Coefficient corrigé de l'assise des traverses. C'	Rapport de l'en- foncement moyen des traverses à leur enfoncement au droit du rail. $\frac{y_m}{y_r}$	Enfoncement moyen maximum de toutes les traverses au droit du rail. Centimètres	Charge de rail par tonne de charge de roue $\frac{P}{G}$	
							d'après les observa- tions.	d'après la formule (5).
I	20	(10.5)	(69 : 100 : 124)	(3.3)	(0.951)	0.0468	(0.45)	0.52
II	20	10.5	69 : 100 : 124	4.7	0.951	0.0287	0.39	0.48
III	20	10	75 : 100 : 68	6.1	0.855	0.0232	0.41	0.50
IV	20	(10)	(75 : 100 : 68)	(6.1)	(0.855)	0.0237	(0.42)	0.51
IV ^a	20	10	74 : 100 : 64	4.8	0.846	0.0316	0.43	0.50
V	20	12.5	91 : 100 : 78	3.4	0.927	0.0384	0.41	0.49

Pour les types I et IV, le coefficient de l'assise des traverses n'a pas été déterminé. Toutefois, la différence entre les types III et IV consiste exclusivement dans une répartition un peu différente des traverses, dont le nombre sous une paire de rails de 12 mètres ne change pas. C'est pourquoi on peut admettre, pour ces deux types, le même coefficient de l'assise des traverses.

Le type I possède le même ballast ainsi que la même longueur des traverses que le type II, qui ne diffère du précédent que par un autre profil des rails. Ils diffèrent entre eux sur le même point que les types IV et V, et on pourrait admettre par analogie, pour le type I, un coefficient de l'assise des traverses

$$4.7 \times \frac{3.4}{4.8} = 3.3.$$

Cette valeur, ainsi que le coefficient de l'assise des traverses pour le type IV ne sont qu'hypothétiques; c'est pourquoi, dans le tableau V, ils ont été placés entre parenthèses.

Il serait intéressant de comparer les résultats précités, basés sur l'observation, avec les valeurs théoriques de la charge de rail maximum sous l'action d'une charge en repos.

Cependant, les formules connues de Schwedler, Hoffmann et autres reposent sur

A cause de la difficulté de déterminer les charges d'appuis d'une manière tout à fait précise, il paraît plus convenable d'admettre, dans le cas présent, que la valeur maximum de cette charge est égale à la moitié de la somme des expressions (4) et (5), c'est-à-dire que

$$\frac{P}{G} = \frac{1}{2} \left\{ \frac{4\gamma + 1}{8\gamma + 1} + \frac{\gamma + 1}{3\gamma + 1} \right\} \dots \dots \dots (6)$$

Les valeurs maximums des charges d'appuis, déterminées d'après la formule (6), se trouvent dans la dernière colonne du tableau V. Comme on le voit, ces valeurs dépassent de 18 à 21 p. c. celles qui ont été observées.

Si on prend en considération la proportionnalité frappante qu'on remarque entre ces deux colonnes de chiffres, obtenus d'une manière tout à fait différente, on doit convenir que les suppositions qu'on a exprimées plus haut concernant le coefficient de l'assise des traverses pour les types I et IV, ainsi que l'expression théorique de la charge d'appui maximum, deviennent d'autant plus probables.

En outre, il est facile de comprendre que la valeur absolue de la charge de rail théorique surpasse celle qui fut déterminée d'après l'observation, puisque la formule théorique a été déduite en supposant, au lieu de trois, un nombre infini de charges.

Si on remarque, enfin, que l'écartement véritable des essieux de la locomotive s'approchait, en moyenne, plutôt du triple que du double de l'écartement des traverses, et que la méthode théorique qui fut choisie pour déterminer la charge de rail n'est qu'approximative, on peut conclure que la valeur de la charge de rail, d'après les observations, s'accorde bien avec celle qui fut évaluée théoriquement pour le cas d'une charge en repos, et que, par conséquent, elle ne démontre nullement un surcroît d'enfoncement des traverses qu'on aurait pu attribuer à des causes dynamiques.

Nous sommes déjà arrivé plus haut à la même conclusion, en examinant les résultats des observations sur l'enfoncement des traverses sous la charge de trains de différentes vitesses. Dans la note sur les observations de 1897, nous avons comparé l'enfoncement de tous les types observés avec celui qui fut évalué d'après les formules de Zimmermann pour les valeurs moyennes de coefficient de l'assise des traverses. Comme on le sait, les valeurs théoriques obtenues alors n'étaient pas du tout d'accord avec les résultats des observations.

D'un autre côté, selon les deux dernières colonnes du tableau V, la charge de rail d'après les observations varie dans des limites tout aussi restreintes que celle qui fut déterminée d'après la théorie.

La cause de cette divergence provient des variations du coefficient de l'assise des traverses. Ces variations, qui sont en rapport avec le type de superstructure, produisent une influence très sensible sur la raideur générale de la voie et ne pouvaient rester sans effet sur le résultat du calcul.

Du moment où l'on a tenu compte de cette considération et où la charge de rail a

été déterminée, pour chaque type de superstructure, d'après le coefficient de l'assise des traverses qui lui était propre, l'observation et la théorie ont conduit à des résultats presque identiques.

Longueur de rail et nombre de traverses s'enfonçant sous la charge d'une roue.

En rapport avec les questions précédentes, il ne sera peut-être pas sans intérêt de prêter l'attention à la longueur du rail et au nombre de traverses s'enfonçant sous la charge d'une roue.

L'approche d'un train produit une vibration des rails sur une longueur qui dépend du type de superstructure et de la vitesse du train.

Puis, à une distance de 3 à 6 mètres de la première roue, les rails se soulèvent un peu au-dessus de leur niveau ordinaire et, après être revenus à ce niveau, à une distance de 1^m50 à 3^m50 de la première roue, ils commencent à s'enfoncer sous la charge.

L'enfoncement des traverses, par suite d'un jeu qui existe presque toujours entre celles-ci et le rail, commence un peu plus tard.

Il est difficile de préciser le moment où les rails et les traverses commencent à s'enfoncer, puisque cet enfoncement n'est que très lent à son début. Cependant, il n'est pas douteux que la distance à laquelle le rail ou la traverse commencent à s'abaisser à l'approche de la première roue varie souvent d'un train à l'autre, quoique le type des locomotives de ces trains soit le même. Ce fait indique la présence de causes accidentelles, par exemple d'une surcharge des roues isolées ou bien d'un changement survenu dans la valeur du jeu entre le rail et la traverse.

Ces variations de la distance à laquelle commence l'enfoncement à l'approche de la première roue, qui ont atteint jusqu'à 1 mètre, n'ont pourtant pas d'influence sensible sur la valeur du coefficient de l'assise des traverses. Les valeurs moyennes de cette distance sont indiquées dans le tableau VI.

Comme on le voit dans ce tableau, les traverses commencent à s'enfoncer à une distance de la première roue à peu près la même que pour les rails.

Cette distance est plus grande pour les traverses intermédiaires et les parties du rail au droit de ces traverses que pour les traverses voisines des joints. Elle ne varie que fort peu, suivant le type de superstructure.

Les chiffres de la colonne 5 du tableau VI correspondant aux traverses intermédiaires et équidistantes, conviennent le mieux pour établir une comparaison.

De ces chiffres, on devrait conclure que la charge d'une roue se répartit sur une longueur qui, pour le cas d'un type de rails faibles (types I et V), de traverses courtes (types I et II) et d'un ballast élastique (types IV et V), est plus grande que pour le cas de rails lourds, reposant sur de longues traverses et sur un ballast à coefficient plus élevé (types III et IV).

On obtient le même résultat si, prenant en considération l'écartement des traverses, on en détermine le nombre qui s'enfoncent sous la charge de la roue d'avant.

Si, d'après les données du tableau, on détermine le nombre de traverses s'enfonçant sous la charge d'une locomotive à écartement des essieux extrêmes de 3^m40, qui était employée pour déterminer le coefficient de l'assise des traverses, on constate que ce nombre est de une ou deux traverses plus petit que celui qui fut obtenu en déterminant le coefficient mentionné, c'est-à-dire à une très faible vitesse de train.

TABLEAU VI.

TYPES DE SUPERSTRUCTURE.	Distance en mètres à laquelle commencent à s'abaisser à l'approche de la première roue :				Ecartement d'axe en axe des traverses intermédiaires.	Nombre de traverses s'enfonçant à l'approche de l'essieu d'avant de la locomotive.	Nombre de traverses s'enfonçant sous la charge d'une locomotive avec écartement des essieux extrêmes de 3 ^m 40.
	le rail au droit de la traverse		la traverse				
	en moyenne au droit de toutes les traverses d'une paire de rails.	en moyenne à l'exception de deux traverses à chaque bout du rail.	en moyenne pour toutes les traverses d'une paire de rails.	en moyenne à l'exception de deux traverses à chaque bout du rail.			
I	2.39	2.49	2.35	2.49	85	2.9	9.8
II	2.35	2.46	2.21	2.37	80	3.0	10.2
III	2.14	2.21	2.03	2.09	80	2.6	9.4
IV	2.07	2.19	1.93	2.06	85	2.4	8.8
IV ^a	2.21	2.26	2.11	2.22	85	2.6	9.2
V	2.02	2.14	2.04	2.14	75	2.9	10.3

Ce résultat prouve que, lorsque la charge est appliquée lentement, le rail est en état de la transmettre à un nombre de traverses plus élevé que si elle est appliquée subitement. L'enfoncement des traverses extrêmes étant, en général, très insignifiant, ne peut avoir une influence sensible sur l'enfoncement des autres traverses.

L'influence peu sensible du type de rail sur la longueur de leur enfoncement sous la charge de la première roue, qui fut constatée par les observations au chemin de fer de Varsovie-Vienne, est confirmée, jusqu'à un certain point, par les observations de Couard. Il est vrai que cet observateur arriva à la conclusion que la charge des roues du premier essieu se répartit en avant sur un nombre de traverses d'autant plus grand que le rail est plus long et plus rigide; cependant, à l'appui de cette thèse, il présente les résultats suivants : pour un rail de 5 mètres de longueur, reposant sur sept traverses, l'enfoncement du rail à l'approche de la première roue fut observé sur une longueur de 1^m50 à 2^m90, tandis que pour un rail de 10 mètres de long, reposant sur douze traverses, cette longueur était de 1^m70 à 3^m40. La longueur de l'enfoncement étant sujette à des variations très sensibles et, comme on le voit d'après le tableau de Couard (1), très irrégulières, on ne peut reconnaître que la

(1) *Revue générale des chemins de fer*, 1887, II, p. 365.

conclusion de Couard soit suffisamment fondée, d'autant plus que le nombre des traverses sous les rails observés n'était pas proportionné à leur longueur.

Différences entre l'enfoncement des traverses et celui du rail au droit des traverses.

Cette différence fut obtenue, d'après les observations de 1898, par tonne de charge de roue de locomotive :

Pour le type IV ^a	de 0.04 à 0.16; en moyenne, 0.093 millimètre.
— V	de 0.00 à 0.07; — 0.018 —

La valeur de la compression de la traverse, faisant partie de la différence totale entre l'enfoncement du rail et de la traverse, peut être déterminée ⁽¹⁾ en admettant le module de l'élasticité pour bois de chêne comprimé perpendiculairement aux fibres, $E'' = 15$ tonnes par centimètre carré.

La charge de rail $\frac{P}{G}$ pour chaque type de superstructure observé est indiqué dans le tableau V. Cette charge se répartit sur une surface de la traverse ω qui était pour les types I et V de $9.7 \times 15 = 145$ centimètres carrés, et pour les autres types de $19 \times 15 = 285$ centimètres carrés. La hauteur de la traverse $h = 15$ centimètres. D'après ces données, la grandeur de la compression de la traverse par tonne de charge de roue sera exprimée

$$\delta = \frac{P}{G} \cdot \frac{l}{E''} \cdot \frac{h}{\omega} \dots \dots \dots (7)$$

La compression de la traverse déterminée d'après cette formule, ainsi que la partie restante de la différence entre l'enfoncement du rail et de la traverse, exprimant le jeu qui existe entre eux, sont indiquées dans le tableau VII.

Dans la dernière colonne de ce tableau, on a renseigné l'enfoncement moyen du rail au droit des traverses, obtenu par l'observation directe.

TABLEAU VII.

TYPES DE SUPERSTRUCTURE.	Enfoncement de la traverse.	Compression de la traverse.	Jeu entre le rail, la plaque d'appui et la traverse.	Enfoncement du rail au droit de la traverse
	En millimètres par tonne de charge de roue de locomotive.			
IV ^a	0.316	0.015	0.078	0.409
V	0.384	0.028	0.010	0.402

(1) La valeur de la compression de la traverse sous la charge du rail n'a pu être mesurée au moyen de l'observation directe, à cause de sa petitesse, ainsi que par suite des difficultés qu'on a rencontrées pour fixer la marque dans les fibres supérieures de la traverse, sous le patin du rail.

L'examen du tableau VII nous montre que pour le type V, la différence entre l'enfoncement du rail et de la traverse doit être exclusivement attribuée à la compression de la traverse ⁽¹⁾, ce qui nous mène à la conclusion que, dans ce type de superstructure, la traverse s'est adaptée exactement au rail, sans le jeu qui fut observé pour les types II, III, IV et IV_n. Ces derniers types se sont distingués du type V en ce qui concerne le mode d'attache du rail aux traverses par des plaques d'appui cunéiformes posées sur chaque traverse, tandis que le type V n'avait que des plaques d'appui ordinaires sur les traverses contre-joint. C'est pourquoi la différence entre l'enfoncement du rail et des traverses pour types II, III, IV et IV^a, déduction faite de la compression des traverses, doit être attribuée au jeu entre les surfaces de contact du rail, des plaques d'appui et des traverses.

Ce jeu était plus difficile à écarter en enfonçant les crampons, parce que le nombre et les dimensions des surfaces de contact étaient plus grands et que les rails étaient plus rigides que dans le type V.

Quant au type I, pour lequel la différence entre l'enfoncement du rail et des traverses fut obtenue deux fois plus grande que pour les types à plaques d'appui cunéiformes, il est probable que cette différence provient plutôt d'une plus grande compressibilité des traverses que d'un jeu aussi exceptionnel.

Comme cela a été mentionné dans la note concernant les observations de 1897, ces observations furent commencées par le type de voie qui existait à l'endroit du poste et qui se composait de rails de 1879 de 6 mètres de longueur, posés sur traverses en bois de chêne de 1890, c'est-à-dire ayant servi sept ans. Si on remarque la valeur assez considérable de la charge de rail de ce type (*voir* tableau V), ainsi que les dimensions peu suffisantes de la base d'appui du rail, une plus grande compression de la traverse paraît suffisamment justifiée.

Abaissement du rail entre les traverses.

L'abaissement du rail entre les traverses, par rapport à l'enfoncement des traverses et à celui du rail au droit des traverses, fut observé depuis la première jusqu'à la neuvième traverse du type IV^a, ainsi que depuis la première jusqu'à la septième traverse du type V.

Les diagrammes ci-après (fig. 13 et 14) nous donnent un spécimen de ces observations dont les résultats sont réunis dans le tableau VIII. A défaut d'un troisième appareil, l'abaissement du rail sur les appuis et au milieu entre les appuis n'a pas pu être observé simultanément. C'est pourquoi la valeur déterminée de la flèche de flexion du rail entre les appuis peut être contestée, car dans l'intervalle de temps existant entre deux positions consécutives des appareils, l'enfoncement élastique des traverses a pu changer.

(1) La différence entre l'enfoncement du rail et des traverses de ce type n'a même pas atteint la valeur de la compression des traverses, ce qui doit être attribué, comme nous le verrons plus loin, à un déversement latéral du rail vers l'axe de la voie.

N. 263 ^{ab}

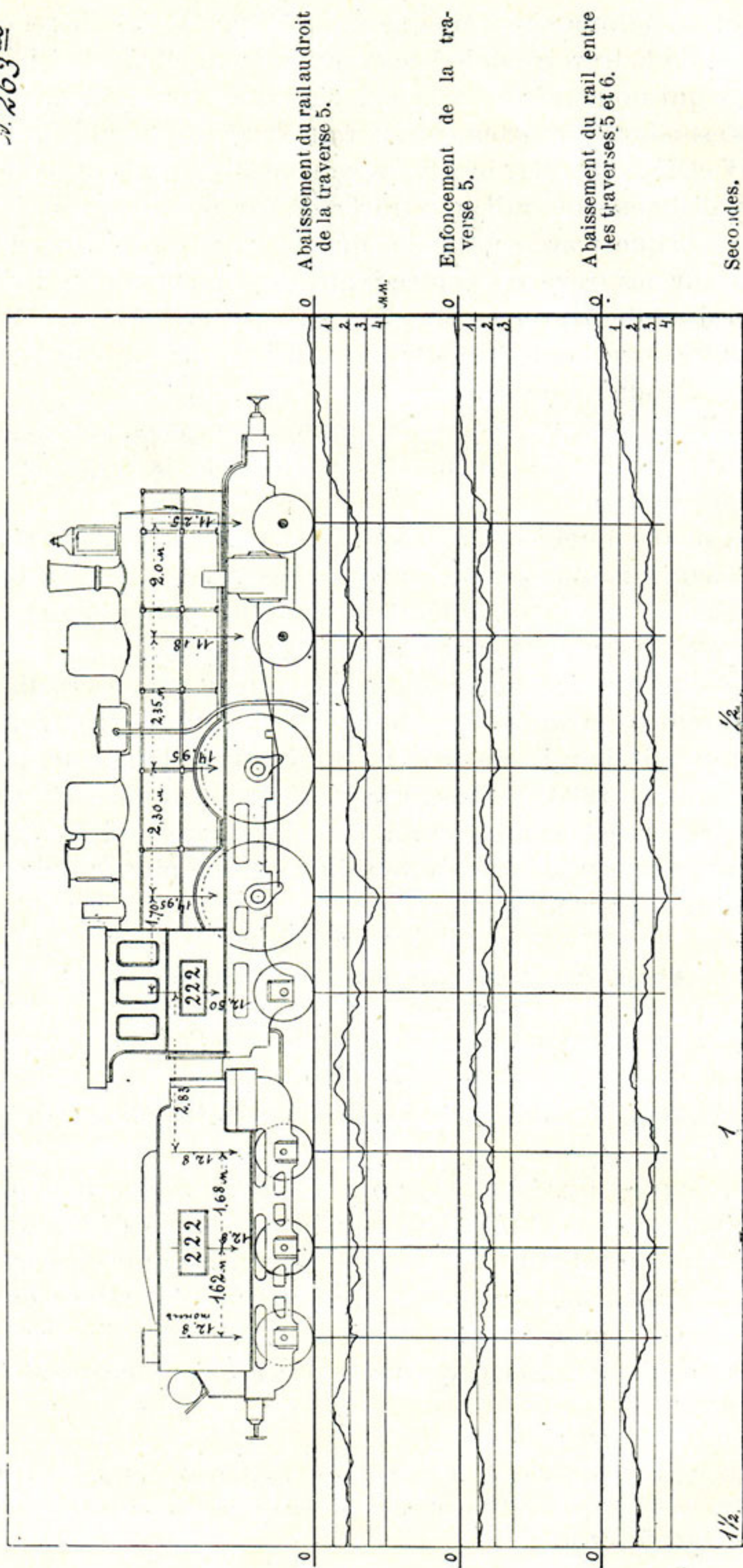


Fig. 13. — Type IVa. Abaissement du rail entre les traverses 5 et 6, enfoncement de la traverse 5 et abaissement du rail au droit de la traverse 5, Vitesse du train, 50 kilomètres à l'heure.

N. 345

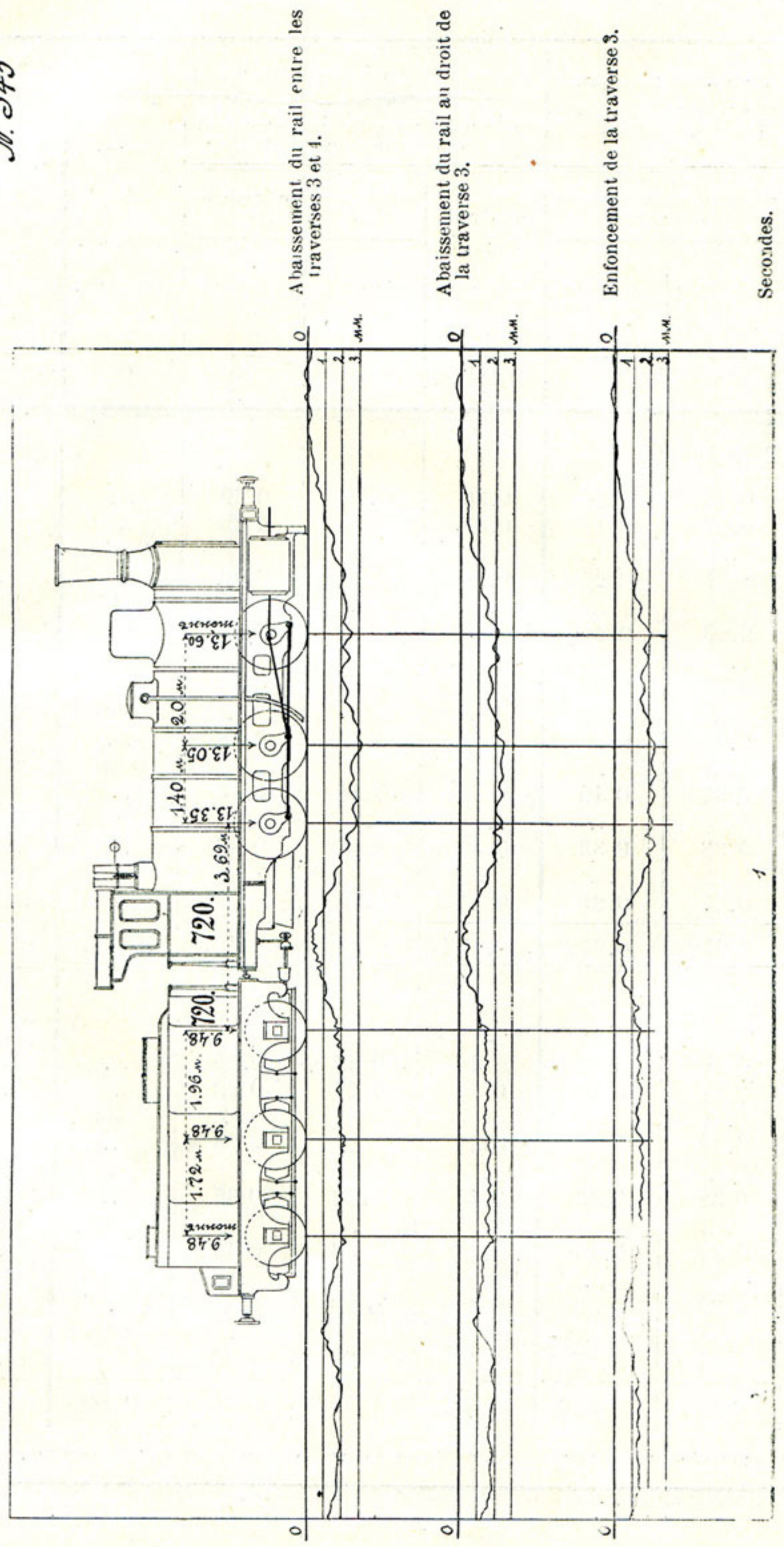


Fig. 14. — Type V. Abaissement du rail entre les traverses 3 et 4, enfoncement de la traverse 3 et abaissement du rail au droit de la traverse 3.
Vitesse du train, 36 kilomètres à l'heure.

Sous la locomotive.

TABLEAU

NUMEROS des TRAVERSESES.	Enfoncement de la traverse correspondant à la position de la roue			Abaissement du rail au droit des traverses correspondant à la position de la roue			entre les traverseSES, maximum.	Différence de l'abaissement du rail maximum entre les traverseSES et au droit des traverseSES.	Flèche de flexion du rail entre deux traverseSES, maxim.um.	Soulèvement du rail au- dessus du milieu de la traverse correspondant à la position de la roue entre deux traverseSES.
	au droit de la traverse	entre la même traverse et la traverse		au droit de la traverse	entre la même traverse et la traverse					
		précédente	suiVante		précédente	suiVante				
	$\frac{y_r}{G}$	$\frac{y'_r}{G}$	$\frac{y''_r}{G}$	$\frac{z}{G}$	$\frac{z'}{G}$	$\frac{z''}{G}$				
	Type IV ^a .									
1	0.30	0.25	0.22	0.39	0.32	0.29	0.02
2	0.26	0.17	0.19	0.36	0.21	0.25	0.05
2 et 3	0.35	0.01	0.10	..
3	0.32	0.21	0.27	0.36	0.21	0.29	0.035
3 et 4	0.37	0.025	0.11	..
4	0.29	0.23	0.26	0.33	0.25	0.31	0.005
4 et 5	0.44	0.037	0.11	.
5	0.35	0.26	0.28	0.475	0.39	0.41	-0.005
5 et 6	0.505	0.058	0.12	.
6	0.27	0.24	0.25	0.42	0.39	0.38	0.01
6 et 7	0.56	0.10	0.145	..
7	0.44	0.37	0.40	0.50	0.44	0.44	0.005
7 et 8	0.61	0.07	0.16	..
8	0.42	0.33	0.33	0.58	0.46	0.46	0.03
8 et 9	0.50	0.005	0.105	..
9	0.29	0.27	0.25	0.41	0.36	0.33	0.035
Moyenne	0.327	0.259	0.272	0.425	0.337	0.351	0.477	0.044	0.122	0.021
	Type V.									
1	0.25	0.25	0.22	0.32	0.29	0.29	0.015
2	0.28	0.27	0.24	0.30	0.27	0.29	-0.005
2 et 3	0.34	0.015	0.04	.
3	0.33	0.28	0.32	0.35	0.29	0.33	0.01
3 et 4	0.42	0.04	0.09	..
4	0.41	0.32	0.36	0.41	0.32	0.37	-0.005
4 et 5	0.48	0.04	0.115	.
5	0.45	0.37	0.40	0.47	0.39	0.41	-0.005
5 et 6	0.48	0.04	0.09	..
6	0.41	0.39	0.39	0.41	0.40	0.39	-0.005
6 et 7	0.48	0.06	0.095	..
7	0.43	0.34	0.37	0.43	0.35	0.37	-0.005
Moyenne	0.366	0.317	0.329	0.385	0.330	0.350	0.440	0.039	0.086	0.000

(1) La charge du tender est supposée égale aux trois quarts de sa charge maximum en état de service.

NUMEROS des TRAVERSES.	Enfoncement de la traverse correspondant à la position de la roue			Abaissement du rail				Différence maximum de l'abaissement du rail entre les traverses et au droit des traverses.	Flèche de flexion du rail entre deux traverses, maximum.	Soulèvement du rail au- dessus du milieu de la traverse correspondant à la position de la roue entre deux traverses.
	au droit de la traverse	entre la même traverse et la traverse		au droit de la traverse	entre la même traverse et la traverse		entre les traverses, maximum.			
		précédente	suivante		précédente	suivante				
Type IVa.										
1
2	0.345	0.25	0.27	0.51	0.345	0.39	0.055
2 et 3	0.545	0.065	0.165	...
3	0.385	0.27	0.36	0.45	0.305	0.415	0.02
3 et 4	0.545	0.04	0.155	...
4	0.465	0.36	0.415	0.56	0.48	0.48	0.005
4 et 5	0.655	0.000	0.085	...
5	0.495	0.36	0.44	0.75	0.615	0.655	0.02
5 et 6	0.74	0.061	0.16	...
6	0.28	0.225	0.265	0.585	0.52	0.545	0.02
6 et 7	0.705	0.005	0.095	...
7	0.735	0.665	0.64	0.815	0.72	0.705	0.02
7 et 8	0.935	0.06	0.20	...
8	0.68	0.44	0.575	0.935	0.655	0.745	0.065
8 et 9	0.85	0.04	0.24	...
9	0.52	0.345	0.40	0.68	0.465	0.56	0.02
Moyenne	0.487	0.365	0.420	0.662	0.514	0.563	0.710	0.039	0.157	0.032
Type V.										
1	0.28	0.28	0.255	0.375	0.335	0.305	0.04
2	0.375	0.375	0.32	0.40	0.375	0.335	0.02
2 et 3	0.455	0.025	0.02	...
3	0.425	0.345	0.455	0.455	0.375	0.495	-0.005
3 et 4	0.615	0.055	0.165	...
4	0.68	0.545	0.52	0.665	0.545	0.52	-0.015
4 et 5	0.695	0.005	0.075	...
5	0.72	0.615	0.68	0.72	0.655	0.695	-0.025
5 et 6	0.785	0.14	0.18	...
6	0.56	0.455	0.56	0.575	0.465	0.56	0.005
6 et 7	0.68	0.055	0.145	...
7	0.655	0.56	0.585	0.68	0.575	0.60	0.01
Moyenne	0.528	0.453	0.482	0.553	0.476	0.502	0.646	0.056	0.117	0.004

Afin d'éviter autant que possible les inexactitudes qui pourraient en résulter, ces observations n'ont été poursuivies que pendant trois jours, l'une après l'autre, et comme on n'a pas constaté la nécessité de bourrer les traverses des deux types observés, même deux mois après le réglage définitif de la voie, on doit en conclure que les changements qui auraient pu survenir d'une observation à la suivante dans l'enfoncement des traverses isolées ont été minimes. Il faut remarquer, enfin, que la flèche de flexion du rail a été déterminée comme différence entre l'abaissement du rail au milieu entre les appuis et la demi-somme de son abaissement au droit des traverses, de sorte que l'inexactitude de l'observation de l'enfoncement d'une des traverses n'a pu influencer que de moitié sur la valeur de la flèche du rail.

L'enfoncement de la traverse, ainsi que celui du rail au droit de la traverse, correspondant à la position de la roue au milieu entre cette même traverse et la traverse précédente ou suivante dans la direction des trains, fut déterminé en marquant sur les diagrammes des ordonnées à une distance de l'ordonnée de l'abaissement maximum égale à la moitié de l'écartement des traverses d'axe en axe (1). L'examen du tableau VIII, quant à la flexion du rail sous la charge de la locomotive (2), nous montre que la flèche moyenne du rail par tonne de charge de roue atteint 0.122 millimètre pour le type IV^a et 0.086 millimètre pour le type V.

En tenant compte que la répartition uniforme des traverses ne commence que depuis la traverse n° 3, on obtient pour la flèche moyenne du rail les valeurs suivantes :

Pour le type IV ^a ayant un écartement des traverses de 85 centimètres	.	0.125 millimètre.
— V — — — — — de 75 —	.	0.10 —

par tonne de charge de roue de locomotive.

Pour comparer ces résultats aux calculs théoriques, on peut se servir de la formule de Zimmermann donnant la flèche de flexion d'une poutre, sur quatre appuis élastiques avec charge isolée G au milieu (3). Dans ce cas, la flèche de flexion de la poutre dans la travée du milieu, au point d'application de la charge et par unité de charge, s'exprime ainsi :

$$\frac{\delta}{G} = \frac{20\gamma + 11}{16(4\gamma + 10)B} \dots \dots \dots (8)$$

(1) Les traverses étant numérotées suivant la direction du piquetage, c'est-à-dire en commençant du côté de Varsovie, tandis que la direction des trains était inverse, il s'ensuit que, par rapport au mouvement des trains, la traverse n° 7 précédait la traverse n° 6, et ainsi de suite

(2) Les chiffres du tableau VIII, qui se rapportent à l'enfoncement maximum des traverses et des rails au droit des traverses, ne sont pas identiques avec les chiffres correspondants du tableau II, qui ont été obtenus d'après un nombre d'observations beaucoup plus élevé.

(3) Ce cas de sollicitation donne, pour les moments maximums, des valeurs plus élevées que le cas d'une poutre sur plusieurs appuis avec trois charges isolées dont l'écartement est de deux à trois fois plus grand que l'écartement des appuis. (Voir CHOŁOĐECKI, *Recherches sur l'influence des forces extérieures sur la superstructure de la voie ferrée*. Kieff, 1897.)

Le moment d'inertie du rail de 38 kilogrammes par mètre (type IV^a) étant égal à 1141 centimètres⁴ et celui du rail de 31.45 kilogrammes par mètre (type V) égal à 768 centimètres⁴, on obtient :

Pour le type IV^a B = 22.3 tonnes.
 — V B = 21.8 —

admettant E = 2,000 tonnes par centimètre carré.

0.011 20000 E

La valeur de D peut être déterminée d'après les observations sur les données du tableau V.

$$D = C' \omega \frac{y_m}{y_m}$$

Pour le type IV^a . D = 4.8 × 3375 × 0.846 = 13.7 tonnes; γ = 1.63.
 — V . D = 3.4 × 3375 × 0.927 = 10.6 — ; γ = 2.05.

La flèche de flexion du rail, d'après la formule (8), sera :

Pour le type IV^a $\frac{\delta}{G} = 0.0074$ centimètre.
 — V $\frac{\delta}{G} = 0.0082$ —

Ces valeurs sont de 20 à 40 p. c. inférieures à celles qui ont été trouvées par l'observation. Il faut remarquer, cependant, que pour l'enfoncement des appuis du rail, on a introduit dans la formule (9) l'enfoncement des traverses. Or, il n'est pas douteux que la différence entre l'abaissement des rails au droit des traverses et celui des traverses mêmes, étant cause d'un abaissement supplémentaire du rail sur ses appuis, a dû influencer sur sa flexion.

L'observation nous montre qu'un rapprochement plus ou moins exact du rail à la traverse sous l'action de la charge est en rapport direct avec la grandeur de cette charge, ce qu'il est facile de constater sur le tableau VIII en comparant les différences entre l'abaissement du rail et des traverses, correspondant à diverses positions de la roue. Pour ces raisons, l'abaissement des rails sur ses appuis, par unité de charge de rail $\frac{1}{D}$, peut être exprimé ainsi :

$$\frac{1}{D} = \frac{1}{D_1} + \frac{1}{D_2} \dots \dots \dots (10)$$

$\frac{1}{D_1}$, étant la partie de l'abaissement du rail provenant de l'enfoncement des traverses et $\frac{1}{D_2}$ la partie restante provenant du rapprochement du rail à l'appui et de son impression dans la traverse.

La grandeur D₂ sera déterminée comme quotient de la charge de rail divisée par la différence moyenne observée entre l'abaissement du rail et de la traverse (voir tableau V).

On aura pour le type IV^a :

$$D_2 = \frac{0.43}{0.0093} = 46.2.$$

$$\frac{1}{D} = \frac{1}{13.7} + \frac{1}{46.2} = \frac{1}{10.5}; \quad \gamma = \frac{22.3}{10.5} = 2.12.$$

pour le type V :

$$D_2 = \frac{0.41}{0.0018} = 222.$$

$$\frac{1}{D} = \frac{1}{10.6} + \frac{1}{222} = \frac{1}{10.2}; \quad \gamma = \frac{21.8}{10.2} = 2.14.$$

Sur ces données, on obtient, pour la flèche de flexion du rail entre les appuis, les valeurs suivantes :

Pour le type IV ^a	$\frac{\delta}{G} = 0.0081.$
— V	$\frac{\delta}{G} = 0.0083.$

Après avoir appliqué cette correction, la valeur théorique de la flèche de flexion du rail s'est approchée, pour le type IV^a, de celle qui fut trouvée d'après les observations, mais elle n'a pas, cependant, dépassé la flèche qui fut calculée pour le type V.

La valeur de la flèche qui, d'après les observations, fut trouvée plus grande pour le type IV^a que pour le type V, est d'autant moins explicable que, dans le type IV^a, le rail reposait sur des plaques d'appui qui ont empêché son impression dans les traverses, lors de la flexion, et que, par conséquent, les points d'appui du rail ont dû se rapprocher des bords des traverses, en produisant ainsi une diminution de longueur de la travée portant la charge.

On peut se convaincre que ce phénomène a eu réellement lieu par le raisonnement suivant. Désignons l'enfoncement de la traverse, correspondant aux positions de la roue au droit de la traverse, ainsi qu'au milieu entre la même traverse et les traverses précédentes et suivantes, respectivement par y_r , y_r' et y_r'' (fig. 15^a). Les valeurs

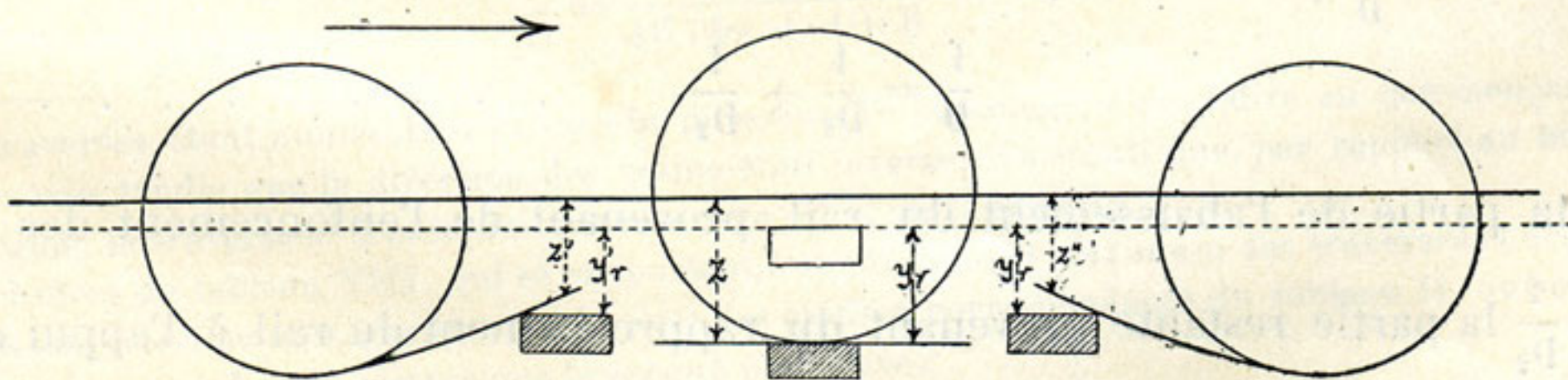


Fig. 15^a. — Soulèvement du rail au droit des traverses munies de plaques d'appui.

correspondantes de l'abaissement du rail seront nommées z , z' et z'' . Si un soulèvement du rail au droit des appuis a réellement lieu pendant que la roue occupe une

des travées voisines, la différence entre l'abaissement du rail et de la traverse qui, dans la position de la roue au droit de la traverse, était $z - y_r$, deviendra moindre et sera respectivement $z' - y_r'$ et $z'' - y_r''$. Le soulèvement ζ du rail au droit de la traverse sera exprimé respectivement par :

$$\begin{cases} \zeta' = z - y_r - (z' - y_r') \\ \zeta'' = z - y_r - (z'' - y_r'') \end{cases} \dots \dots \dots (11)$$

Le tableau VIII nous montre que le soulèvement calculé d'après les formules (11) existe réellement pour le type IV^a, et qu'il est en moyenne de 0.021 millimètre par tonne de charge de roue de locomotive. Tout au contraire, dans le type V, le rail garde sa position relativement au point d'appui au milieu de la traverse, quelle que soit la position de la charge. Les valeurs insignifiantes de ζ (voir le tableau VIII), tantôt positives, tantôt négatives (à l'exception de la première traverse contre-joint, portant une plaque d'appui), doivent être attribuées au manque d'exactitude dans la mesure des ordonnées des diagrammes.

Un pareil résultat des observations sur la flexion des rails sur traverses non munies de plaques d'appui, s'explique facilement par l'écrasement des bords des traverses que produit le rail en fléchissant (fig. 15^b).

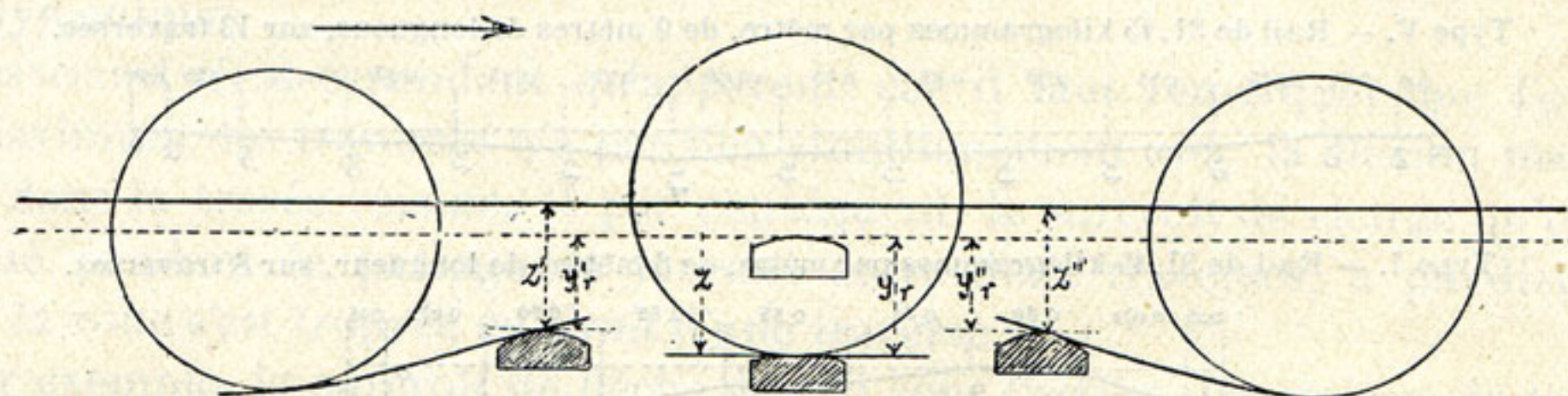


Fig. 15^b. — Écrasement des traverses non munies de plaques d'appui.

Pour en revenir à ce qui vient d'être dit à propos de la valeur de la flèche de flexion du rail du type IV^a, on est obligé de reconnaître que les causes pour lesquelles cette flèche avait surpassé celle du rail du type V, sont encore inconnues.

Parmi les causes hypothétiques de ce fait, on pourrait citer les différences possibles dans la valeur du module d'élasticité de l'acier.

Ce module a été obtenu par différents observateurs dans les limites de 1,700 à 2,000 tonnes par millimètre carré. Dans les calculs ci-dessus, on l'avait admis égal à 2,000 tonnes.

Si ce module avait été pour le type IV^a égal à 1,700 au lieu de 2,000 tonnes, la flèche de flexion des rails de ce type en serait augmentée d'à peu près 10 p. c.

Enfin, il paraît plus probable d'admettre que les flèches du rail du type IV^a, observées entre les traverses 6-7 et 7-8, étant beaucoup plus grandes que dans les travées voisines, ne présentent qu'une anomalie accidentelle, causée par un enfoncement exceptionnel des traverses 7 et 8.

Cet enfoncement a pu être occasionné non seulement par l'inégalité du bourrage, mais aussi par l'inégalité des conditions dans lesquelles se trouvaient les traverses 7 et 8 relativement aux autres, par rapport à la charge mobile ou même à la charge en repos.

Alors même qu'un dressage des rails exactement rectiligne serait possible à l'usine, ces rails n'arriveraient que fort rarement dans un tel état jusqu'à l'endroit où ils doivent être employés.

Presque chaque rail, surtout quand il est long, présente des écartements de 2 à 3 millimètres de la ligne droite; c'est pourquoi, malgré un choix attentif des rails, des écartements pareils n'ont pu être évités au poste d'observation.

Le mesurage des écartements du rail de la ligne droite dans le sens vertical, qui fut effectué pour tous les rails observés, avait montré que les rails auxquels se rapportent les données des tableaux I et VI, ont eu en voie les formes que représente la figure 16.

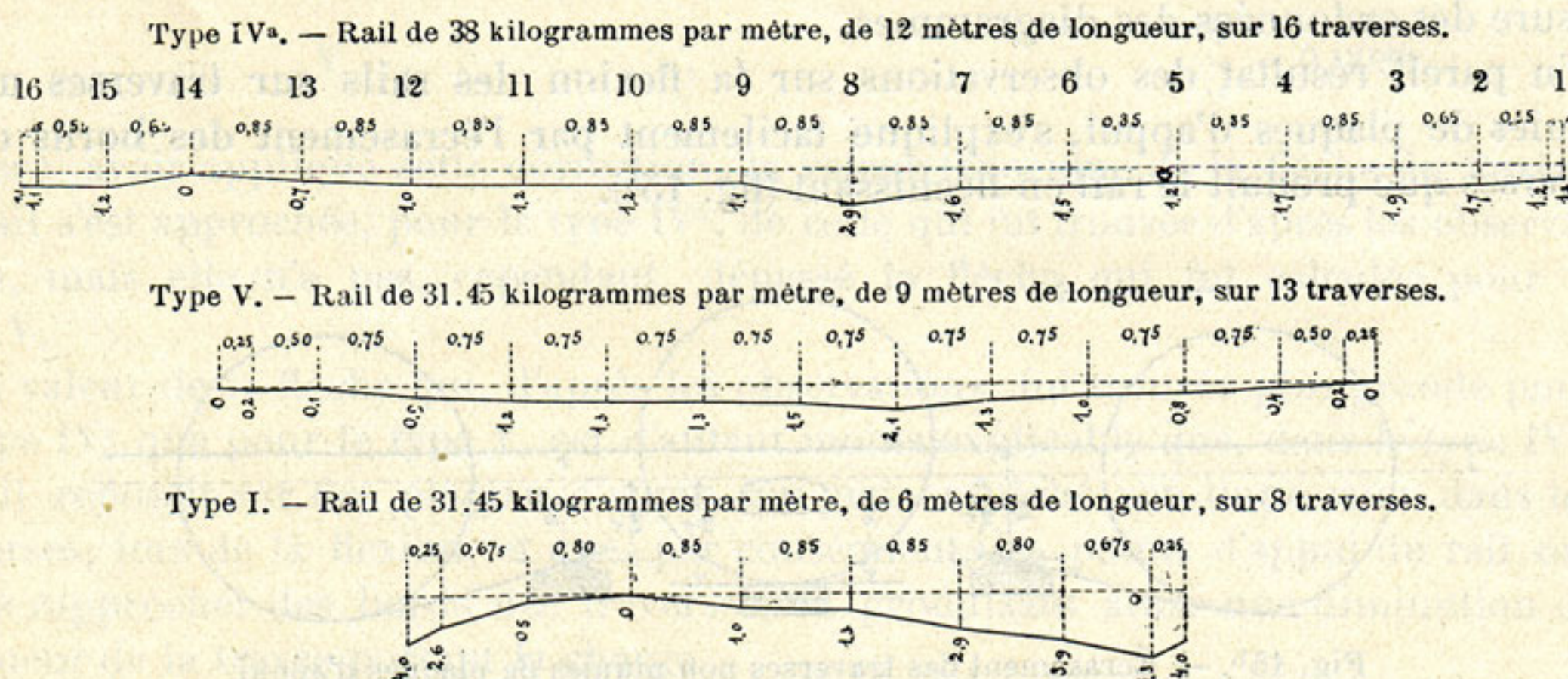


Fig. 16. — Profil longitudinal du champignon des rails observés.

Malgré leur insignifiance, ces écartements peuvent évidemment exercer une certaine influence sur la répartition entre essieux de la charge d'une locomotive ou d'un wagon à trois essieux, même à l'état de repos.

Pendant le mouvement, l'influence de ces inégalités doit être beaucoup plus prononcée, de sorte que l'abaissement du rail qu'on remarque entre les traverses 7 et 9 (fig. 16) a dû produire son effet sur l'enfoncement de ces traverses et la flexion du rail en cet endroit. En n'acceptant, en raison des remarques ci-dessus, que les flèches de flexion observées dans les parties des rails qui présentaient le moins de sinuosités et s'enfonçaient en même temps d'une manière uniforme, nous trouverons que ces flèches étaient pour le type IV^a d'environ 10 millimètres et pour le type V d'environ 11 millimètres par tonne de charge de roue de locomotive, au lieu de 8 millimètres que nous donne le calcul théorique, c'est-à-dire qu'elles surpassaient de 25 à 40 p. c. la flèche théorique calculée pour le cas d'une charge en repos.

La flèche théorique fut calculée cependant pour le cas d'une charge isolée, tandis que sous l'action d'un système de charges, sa valeur devrait être moindre et, par conséquent, la valeur de la charge dynamique, déterminée par comparaison des flèches théoriques et observées, deviendrait encore plus grande.

Suivant les recherches de Cholodecki, les moments maximums d'un système de trois charges agissant sur une poutre sur plusieurs appuis élastiques, deviennent moindres avec le rapprochement des charges. Pour le cas d'un écartement des charges de deux à trois fois plus grand que l'écartement des appuis, γ variant de 1 à 2, ces moments sont de 5 à 21 p. c. plus petits que le moment maximum pour une poutre sur quatre appuis avec une charge unique. D'après Ast ⁽¹⁾, le voisinage d'une seconde charge égale, à une distance de trois fois l'écartement des appuis, produit une réduction de la flèche sous la première charge (pour le cas d'une poutre sur sept appuis, γ variant de 1 à 2) de 9 à 20 p. c.

Pour ces raisons, la charge dynamique moyenne des roues de locomotive, qui fut déterminée plus haut d'après les flèches de flexion des rails comme étant égale à 1.25 jusqu'à 1.40 de la charge statique, doit être augmentée d'environ 15 p. c. et devient égale à 1.44 jusqu'à 1.6 de la charge statique.

Ce résultat paraît être en désaccord avec les résultats des observations sur l'enfoncement des traverses, qui n'ont pas montré de surcroît de charge résultant de son action dynamique.

Le désaccord n'est cependant qu'apparent, car il faut remarquer que l'enfoncement maximum des traverses n'a pas lieu simultanément avec la flexion maximum du rail dans la travée voisine, et par conséquent, le surcroît de charge qu'on avait remarqué pendant le passage de la roue entre deux traverses, a pu disparaître lorsque la roue s'est trouvée au droit d'une traverse.

Si par exemple, le surcroît de flèche de rail sous l'action dynamique de la charge provenait, comme on le suppose, de la force centrifuge, cette force ne pourrait évidemment se manifester au droit des appuis, mais uniquement sur la partie libre de la poutre.

D'après les observations, qui ont été faites jusqu'aujourd'hui, on ne saurait non plus conclure que l'action dynamique de la charge produise un surcroît d'enfoncement des traverses. Suivant les observations de Hæntzschel et de Coüard, l'augmentation de vitesse produit plutôt un décroît qu'un surcroît de l'enfoncement des traverses. Tout au contraire, les flèches des rails entre les traverses augmentent d'après Coüard presque en proportion de la vitesse.

En se basant sur les observations de Flamache, Ast arrive à la conclusion que, pendant ses observations, l'enfoncement des traverses sous la locomotive était de 1.4 à 1.6 de l'enfoncement théorique. Cependant le coefficient de l'assise des traverses observées n'ayant pas été déterminé, cette conclusion ne peut être acceptée que comme hypothèse.

⁽¹⁾ *Compte rendu du Congrès international des chemins de fer, quatrième session, V-A, p. 398.*

Les observations seules de Stecewicz montrent une flexion des rails 1.65 fois plus grande et un enfoncement des traverses 2.5 fois plus grand que les valeurs théoriques correspondantes. D'ailleurs, dans toutes les observations que nous venons de mentionner, à l'exception des observations de Hæntzschel, les déformations dans le sens vertical ont été mesurées par rapport à un piquet enfoncé à proximité du point observé.

Les efforts dynamiques qui se manifestent pendant le mouvement d'un train et produisent une augmentation de la charge roulante peuvent avoir pour cause, d'un côté le mouvement irrégulier des mécanismes moteurs de la locomotive et l'inertie de leurs parties, d'un autre côté l'état défectueux ainsi qu'une résistance inégale de la voie.

Une de ces dernières causes, provenant de la flexion du rail entre ses appuis, peut être appréciée d'après les données de la colonne 9 du tableau VIII, contenant les valeurs de la différence de l'abaissement maximum du rail entre les traverses et au droit des traverses.

Cette différence varie entre les limites de 0.005 à 0.1 millimètre et fut obtenue en moyenne pour type IV^a 0.044 millimètre et pour type V, 0.039 millimètre par tonne de charge de roue. Ast ⁽¹⁾ avait déterminé cette différence par un calcul théorique, en se servant pour l'abaissement maximum du rail au milieu entre deux traverses, de l'expression pour le cas d'une poutre sur quatre appuis élastiques avec charge unique au milieu :

$$\frac{y}{G} = \frac{16\gamma^2 + 112\gamma + 11}{12\gamma(2\gamma + 5)D} \dots \dots \dots (12)$$

et pour l'abaissement du rail au droit de la traverse, de l'expression suivante pour le cas d'une poutre sur trois appuis élastiques avec charge unique au droit de l'appui du milieu :

$$\frac{y_r}{G} = \frac{\gamma + 2}{(3\gamma + 2)D} \dots \dots \dots (13)$$

D'après les résultats de ces calculs, Ast arrive à la conclusion, que la différence entre l'abaissement absolu du rail entre les traverses et au droit des traverses ne dépasse pas ordinairement 0.2 millimètre et, par suite, il croit pouvoir admettre que, en supposant un enfoncement uniforme des traverses ainsi qu'une charge de roue de valeur constante, le mouvement de la roue s'effectue en ligne droite, parallèle au rail avant qu'il fût chargé.

Pour les types IV^a et V la différence $\frac{y - y_r}{G}$ peut être obtenue en introduisant les valeurs correspondantes de D et γ dans les formules [12] et [13].

On obtient ainsi pour le type IV ^a	$\frac{y - y_r}{G} = 0.017$ millimètre.
— — — — — V	$\frac{y - y_r}{G} = 0.018$ —

⁽¹⁾ *Compte rendu du Congrès international des chemins de fer*, quatrième session, V-A, p. 159.

Comme on le voit, les différences observées entre l'abaissement du rail entre les traverses et au droit des traverses, sont de 2.2 à 2.6 fois plus grandes que les valeurs théoriques; néanmoins leur valeur absolue, la charge de roue de locomotive étant en moyenne égale à 6.7 tonnes, ne dépasse pas $0.044 \cdot 6.7 = 0.3$ millimètre. Cette valeur est bien insignifiante en comparaison d'autres causes qui produisent les oscillations verticales du matériel roulant, notamment les défauts de pose de la voie, l'enfoncement inégal des traverses, les irrégularités de tournage et d'usure des bandages, etc.

Enfin, il faut remarquer un phénomène qui ressort du tableau V, notamment que l'enfoncement des traverses et du rail au droit des traverses est toujours plus grand, lorsque la roue est placée au milieu entre la traverse observée et la traverse précédente, que lorsqu'elle est placée entre cette même traverse et la traverse suivante dans le sens de la marche des trains. Ce fait doit être probablement attribué aux particularités de l'action dynamique d'un système de charges et dépend sans doute de la durée de l'action de chacune des charges isolées sur l'enfoncement de la traverse.

Surcharge et décharge, permanentes et accidentelles, des roues de locomotive.

Si on détermine pour chaque essieu des locomotives à trois essieux l'abaissement des traverses et des rails au droit des traverses par tonne de charge de roue, on trouve que ces grandeurs ne sont pas égales pour tous les essieux.

Le rapport de l'abaissement sous chaque essieu isolé à l'abaissement moyen sous tous les trois essieux pris ensemble, est indiqué en pour cent dans le tableau IX pour tous les types de superstructure observés.

TABLEAU IX.

TYPES DE SUPERSTRUCTURE.	Abaissement sous les essieux isolés de locomotive en pour cent de l'abaissement moyen par tonne de charge de roue.					
	Traverses.			Rails.		
	I	II	III	I	II	III
I	93	102	105	93	102	105
II	94	103	103	95	103	102
III	97	103	100	96	103	101
IV	94	104	102	93	104	103
IV ^a	94	107	99	94	105	101
V	95	105	100	95	105	100
Moyenne. . .	94.5	104.0	101.5	94.3	103.7	102.0

Ces différences de l'abaissement par tonne de charge de roue ne peuvent pas provenir de la position relative des roues au milieu ou des deux côtés, car pour tous les types de locomotives à trois essieux, la valeur de cet abaissement fut moindre pour la roue d'avant que pour celle d'arrière, quoique dans l'intervalle entre la locomotive et le tender, surtout aux trains de marchandises (fig. 14 et 18) les rails ainsi que les traverses regagnaient leur niveau primitif, ce qui prouve que les roues des tenders n'ont pas eu d'influence sur l'abaissement sous les roues des locomotives. Ces différences ne peuvent non plus être attribuées à l'effet inégal des roues motrices et des roues porteuses, car on les a remarquées sous les locomotives des trains de marchandises à trois essieux accouplés ainsi que sous les locomotives des trains de voyageurs qui n'en avaient que deux.

Pour ces raisons on doit conclure du tableau IX, donnant pour tous les types de superstructure des valeurs qui se rapprochent de si près, que les différences de l'effet dynamique des roues de locomotives à trois essieux doivent être attribuées à l'action du mécanisme moteur des locomotives produisant une décharge de l'essieu d'avant et une surcharge de celui d'arrière.

Les observations de Couïard l'ont amené à la conclusion que les premières traverses d'une paire de rails s'enfoncent davantage que les dernières, de sorte que les rails forment une rampe que doit gravir la locomotive.

On ne saurait tirer une telle conclusion des observations faites au chemin de fer de Varsovie-Vienne. Certes, l'enfoncement des traverses isolées présentait des différences plus ou moins sensibles, mais la cause doit en être principalement attribuée à un bourrage inégal et à des déficiences accidentelles de la voie. Ainsi, par exemple, dans le type IV toutes les traverses s'enfonçaient presque également, tandis que dans le type IV^a, qui ne se distinguait du précédent que par la qualité de ballast, les traverses intermédiaires s'enfonçaient plus que les traverses voisines des joints, ce qui provenait probablement d'un plus fort bourrage de ces dernières.

Si nous nous imaginons cependant le mouvement de la locomotive sur une voie répondant aux conditions dans lesquelles se trouvait la superstructure du type IV, c'est-à-dire ayant une résistance des traverses à l'enfoncement à peu près uniforme, et si nous admettons une charge égale des trois essieux de locomotive, nous sommes obligés de conclure d'après les chiffres du tableau IX, qui nous montre une surcharge permanente des essieux d'arrière, que le mouvement de la locomotive se produit comme sur un plan incliné. Néanmoins il est évident d'après les remarques ci-dessus, que ce phénomène doit être attribué à la construction de la locomotive et non pas à celle de la voie et qu'il aurait également lieu dans le cas où la charge statique des essieux augmenterait de l'essieu d'avant à celui d'arrière.

Cependant l'effet dynamique des roues d'arrière de la locomotive en comparaison de celui des roues d'avant n'est que de 10 p. c. Or, comme on le voit dans les tableaux ci-dessus, l'enfoncement des traverses varie par suite de toutes sortes de causes accidentelles dans des limites beaucoup plus larges, même pour une voie soigneusement entretenue. La charge statique varie aussi pour les essieux d'une même locomotive

souvent de 50 p. c. et davantage. Par suite de cela, les différences dans l'enfoncement de la voie, qui résultent de l'inégalité de l'effet dynamique des essieux isolés de la locomotive, disparaissent parmi les sinuosités verticales de la voie beaucoup plus prononcées et l'inclinaison idéale des rails vers l'arrière de la locomotive n'existe pas en réalité.

Il faut remarquer que la décharge des premières roues des locomotives à trois essieux, qui fut observée au chemin de fer de Varsovie-Vienne, n'est pas propre à toutes les locomotives ayant un même nombre d'essieux. Ainsi, par exemple, d'après les observations de Stecewicz, les premières roues de locomotives ont été toujours surchargées.

Les différences maximums entre l'abaissement des rails au droit des traverses sous la charge des roues isolées et l'abaissement moyen sous toutes les roues de locomotive, par tonne de charge de roue, sont indiqués en pour cent dans le tableau X.

TABLEAU X.

TYPES DE SUPERSTRUCTURE.	L'abaissement maximum du rail sous une des roues de locomotive est par rapport à l'abaissement moyen	
	supérieur.	inférieur.
I	47 p. c.	37 p. c.
II	25 —	23 —
III	33 —	36 —
IV	23 —	26 —
IV ^a	19 —	25 —
V	18 —	20 —

Des écartements considérables de l'abaissement moyen ont été observés indifféremment à des grandes ainsi qu'à des petites vitesses des trains. Au même point de la voie, l'abaissement des rails sous la charge des roues isolées de locomotive variait d'un train à l'autre dans de larges limites. On est donc obligé d'attribuer ces variations non pas à la vitesse des trains ni à l'état de la voie, mais à des variations accidentelles de la charge de roue, en rapport avec les oscillations des ressorts.

Effet dynamique des roues de tenders.

Les raisonnements ci-dessus se rapportaient exclusivement aux déformations sous la charge des locomotives. On a donné la préférence à l'analyse de l'effet de ce genre de charge, non seulement parce que la valeur absolue des déformations qu'elle pro-

duit surpasse celle des autres, mais aussi parce que la charge statique des roues de locomotive est sujette à moins de variations.

Le poids d'une locomotive d'un type défini varie, en état de service, dans des limites assez restreintes, principalement par rapport au niveau de l'eau dans la chaudière, dont les variations ne dépassent pas ordinairement 10 à 20 centimètres. Tout au contraire, le poids du tender et des wagons, ainsi que sa répartition sur les essieux et même les roues isolées, varient considérablement et sont bien difficiles à déterminer. En outre, on rencontrerait en pratique des difficultés presque insurmontables pour enlever d'un train poursuivant sa marche un tender ou un wagon en vue d'effectuer son pesage.

Néanmoins, dans le but d'apprécier l'influence des roues de tender sur la grandeur des déformations, on avait déterminé approximativement le poids des tenders de différents types en état de charge correspondant à celui qu'ils ont eu en parcourant le tronçon observé. Ce poids fut trouvé à peu près égal aux trois quarts du poids du tender en plein état de service.

Dans le tableau I de l'enfoncement des traverses par tonne de charge de roue, inséré dans la note sur les observations de 1897, on a indiqué aussi les valeurs de l'enfoncement sous la charge des tenders. Or, ces valeurs ont été déterminées pour un poids de tender en plein état de service, tandis que leur poids véritable était inférieur d'un quart.

En faisant cette correction et en insérant les résultats des observations de 1898 indiqués dans le tableau I, on a obtenu les grandeurs suivantes de l'enfoncement moyen maximum des traverses sous la charge des tenders, par rapport à celles qui furent trouvées sous la charge des locomotives (*voir* tableau XI).

TABLEAU XI.

	Enfoncement moyen maximum des traverses par tonne de charge de roue, pour types de superstructure					
	I	II	III	IV	IV ^a	V
Sous la locomotive.	0.468	0.287	0.232	0.237	0.316	0.384
Sous le tender (en état de charge correspondant aux trois quarts de la charge en plein état de service).	0.687	0.441	0.293	0.315	0.447	0.562
L'enfoncement sous le tender par tonne de charge de roue est supérieur à celui sous la charge de la locomotive, en pour cent	46	54	26	34	41	46

A l'exception d'une grande différence qu'on remarque entre l'effet des roues de locomotive et de tender dans le type II, différence qui doit être attribuée à un état de

voie moins satisfaisant manifesté par l'enfoncement inégal des traverses de ce type (voir tableau I de la note sur les observations de 1897), les chiffres du tableau XI nous montrent que l'augmentation de l'effet dynamique des roues de tender par rapport à l'effet des roues de locomotive, dépend de la raideur de la voie, c'est-à-dire du coefficient de l'assise des traverses, de leur répartition et de leur longueur, du type des rails, etc. Cette raideur est caractérisée comme on le sait par la première ligne du tableau XI donnant l'enfoncement moyen des traverses par tonne de charge de roue de locomotive.

L'augmentation de l'effet dynamique des roues de tender par rapport à celui des roues de locomotive varie d'après le même tableau entre 26 et 54 p. c. L'on doit ajouter que toutes les roues des tenders observés étaient munies de freins. La comparaison des valeurs de l'abaissement et des flèches de flexion des rails sous la charge des tenders et des locomotives nous mène à des résultats analogues qui ont été réunis dans le tableau XII.

TABLEAU XII.

	Abaissement du rail moyen, maximum		Flèche de flexion du rail entre deux traverses, maximum.
	au droit des traverses.	entre deux traverses.	
En millimètres par tonne de charge de roue.			
TYPE IV ^a .			
Sous la locomotive	0.425	0.477	0.122
Sous le tender.	0.662	0.710	0.157
L'abaissement sous le tender est supérieur à celui sous la locomotive, en p. c.	56	49	24
TYPE V.			
Sous la locomotive	0.385	0.440	0.086
Sous le tender.	0.553	0.646	0.117
L'abaissement sous le tender est supérieur à celui sous la locomotive, en p. c.	44	47	36

Ce tableau indique l'augmentation pour cent de l'abaissement et de la flèche de flexion du rail par tonne de charge de roue, occasionnée par un effet dynamique des roues de tender plus puissant que celui des roues de locomotive. La différence de l'effet dynamique des roues de tender et de locomotive sur l'abaissement des rails au droit des traverses et entre les traverses, varie presque dans les mêmes limites, qui ont été indiquées ci-dessus pour l'enfoncement des traverses. L'augmentation de la flèche de flexion du rail entre les traverses, par suite du même effet, ne dépasse pas 36 p. c.

On voit d'après ces résultats que l'effet dynamique des roues de tender se manifeste d'une autre manière que celui des roues de locomotive, qu'il augmente notamment non seulement l'abaissement du rail entre les traverses, mais aussi l'enfoncement des traverses ainsi que l'abaissement du rail au droit des traverses.

Cette particularité sera facile à comprendre lorsque nous remarquerons que l'effet dynamique des roues de locomotive et de celles de tender provient de causes bien différentes.

L'effet dynamique des roues de locomotive paraît dépendre exclusivement du mouvement de la roue sur une poutre élastique, tandis que celui des roues de tender peut avoir pour cause la forme irrégulière des roues elles-mêmes. Par suite, l'action dynamique des roues de locomotive se manifeste exclusivement dans les parties du rail en dehors des appuis, tandis que le martelage des roues de tender a lieu sur toute la longueur du rail.

Dans les tableaux XI et XII, la charge dynamique des roues de tender est exprimée par rapport à la charge dynamique des roues de locomotive. Le rapport de la charge dynamique des roues de locomotive à leur charge statique nous étant connu, il ne nous reste qu'à déterminer le même rapport pour la charge des roues de tender.

Comme nous l'avons remarqué plus haut, la charge dynamique des roues de locomotive est, au droit des traverses, égale à la charge statique. Or, l'effet dynamique des roues de tender au droit des traverses, à juger d'après l'enfoncement des traverses et de l'abaissement du rail au droit des traverses (*voir* tableaux XI et XII), dépasse de $1\frac{1}{2}$ l'effet dynamique des roues de locomotive. Donc, le même rapport exprimera l'augmentation au droit des traverses de la charge statique des roues de tender par suite de leur action dynamique.

L'action dynamique des roues de locomotive augmente la flèche de flexion du rail que produit la charge statique des roues, de 1.60 fois dans le type IV^a et de 1.44 fois dans le type V. Or, la flèche de flexion du rail sous les roues de tender est respectivement de 1.24 et de 1.36 fois plus grande que la flèche sous les roues de locomotive (*voir* tableau XII). L'action dynamique des roues de tender sur la flexion du rail augmente donc leur charge statique respectivement de $1.6 \times 1.24 = 1.98$ et de $1.44 \times 1.36 = 1.96$ fois, c'est-à-dire à peu près du double.

L'augmentation de la flèche de flexion du rail sous la charge des roues de tender doit être attribuée à deux causes différentes, dont l'une est propre à chaque roue roulant sur une poutre élastique, tandis que l'autre doit être considérée comme une particularité des roues de tender. Or, l'influence exclusive de la seconde cause au droit des traverses fut trouvée égale à 50 p. c. de la charge statique, tandis que l'influence combinée des deux causes est de 100 p. c. de la même charge. La première de ces causes produit donc pour les roues de tender une augmentation de la charge statique de 50 p. c., c'est-à-dire la même augmentation que celle qui fut trouvée plus haut pour les roues de locomotive.

On doit en conclure que pour le calcul de la charge de rail, de l'enfoncement des traverses, de la pression de ballast, etc., la charge de roue dynamique moyenne doit

être acceptée comme étant respectivement égale à la charge de roue de locomotive et à 1.5 de la charge de roue de tender en état de repos. Pour le calcul des moments maximums des forces agissant sur les rails et les éclisses, la charge de roue dynamique moyenne doit être acceptée comme étant respectivement égale à 1.5 de la charge de roue de locomotive et à deux fois la charge de roue de tender en état de repos.

Pour que l'effet dynamique des roues de tender ne dépasse pas celui des roues de locomotive, il est indispensable que la charge statique maximum de roue de tender T puisse satisfaire, par rapport à la charge statique de roue de locomotive G, aux deux équations suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1.5T \equiv G \\ 2.0T \equiv G \end{array} \right\} \dots \dots \dots (14)$$

Puisque la première condition implique la seconde, on peut remplacer les deux par une seule :

$$K \equiv \frac{2}{3} G \dots \dots \dots (15)$$

Les valeurs de la charge de roue dynamique indiquées ci-dessus ont été obtenues d'après des observations sur voie en ligne droite et horizontale, entretenue en parfait état. Néanmoins, les différences de la charge de roue provenant de leur surcharge et décharge ont atteint jusqu'à 37 p. c.

Un changement dans les conditions de pose de la voie, par exemple un surhaussement du rail extérieur dans les courbes, une moindre raideur ou un entretien défectueux de la voie, produirait indubitablement une augmentation de la charge dynamique des roues; cependant, il n'y a pas de raison pour que le rapport de l'effet dynamique des roues de locomotive et de tender puisse en souffrir. C'est pourquoi les remarques qui furent énoncées dans la note sur les observations de 1897, concernant les déformations excessives observées par Couard et Flamache sous les roues de tender et dépassant de trois fois les déformations sous les roues de locomotive, restent en situation.

Mouvements latéraux du champignon du rail.

Les diagrammes de l'enfoncement des traverses et de l'abaissement des rails au droit des traverses (fig. 8 et 9) que nous venons d'examiner, ainsi que les diagrammes ci-après (fig. 17 et 18) de l'abaissement des rails entre les traverses, sont suivis au bas des déformations dans le sens vertical, des diagrammes des mouvements latéraux du champignon du rail relevés en même temps que les précédents, en se servant du mode d'observation qui a été exposé au commencement de cette note.

Ces diagrammes permettent d'observer que les mouvements latéraux du champignon du rail dépendent beaucoup moins de la charge de roue que les abaissments verticaux. Dans le type IV^a, les mouvements latéraux du champignon du rail avaient lieu principalement vers l'extérieur de la voie et ont atteint jusqu'à 1.5 millimètre,

N 216^{ab}

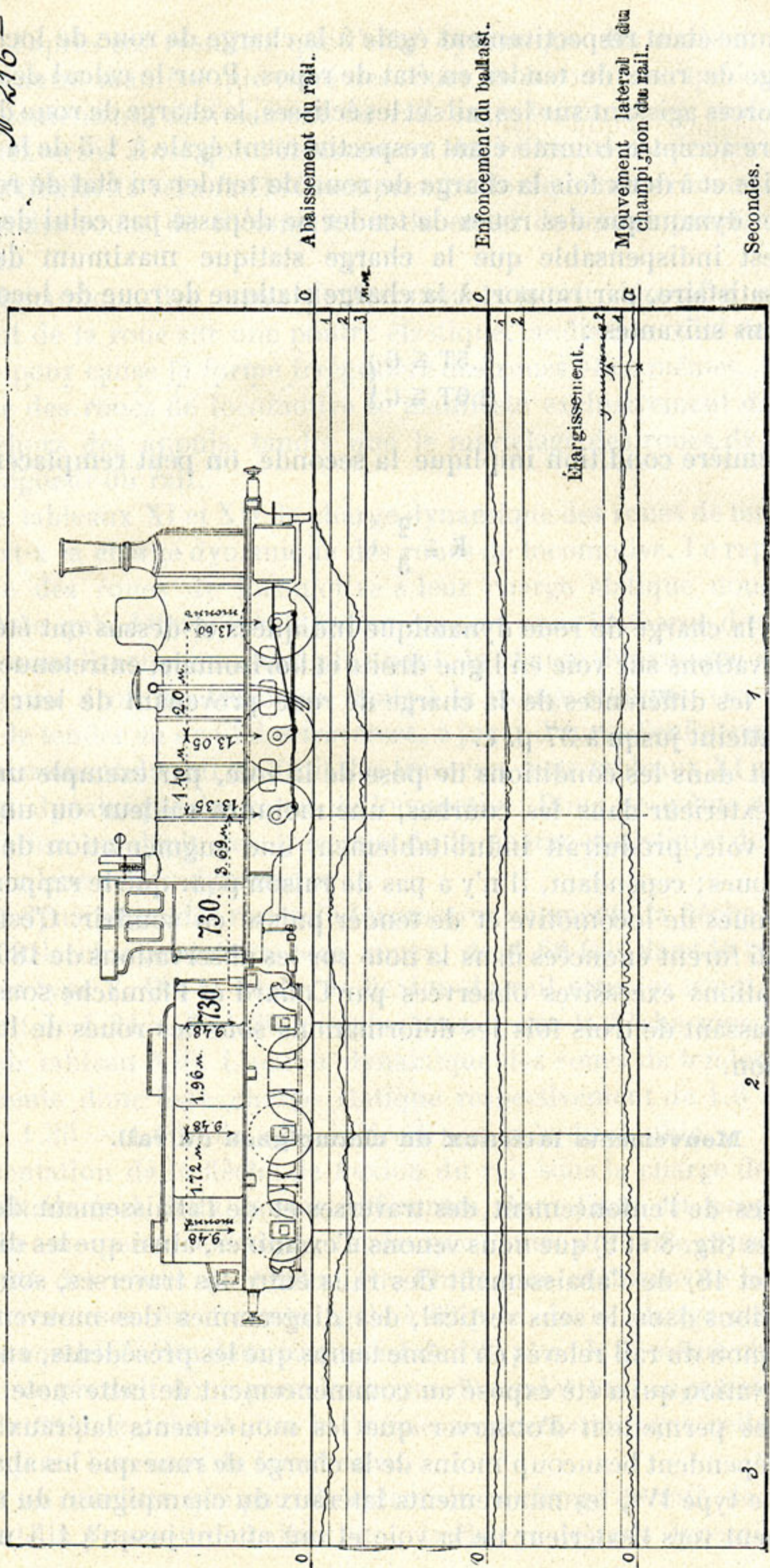


Fig. 17. — Type IVa. Abaissement et mouvement latéral du champignon du rail entre les traverses 9 et 10.
Vitesse du train, 25 kilomètres à l'heure.

N° 3222^{eb}

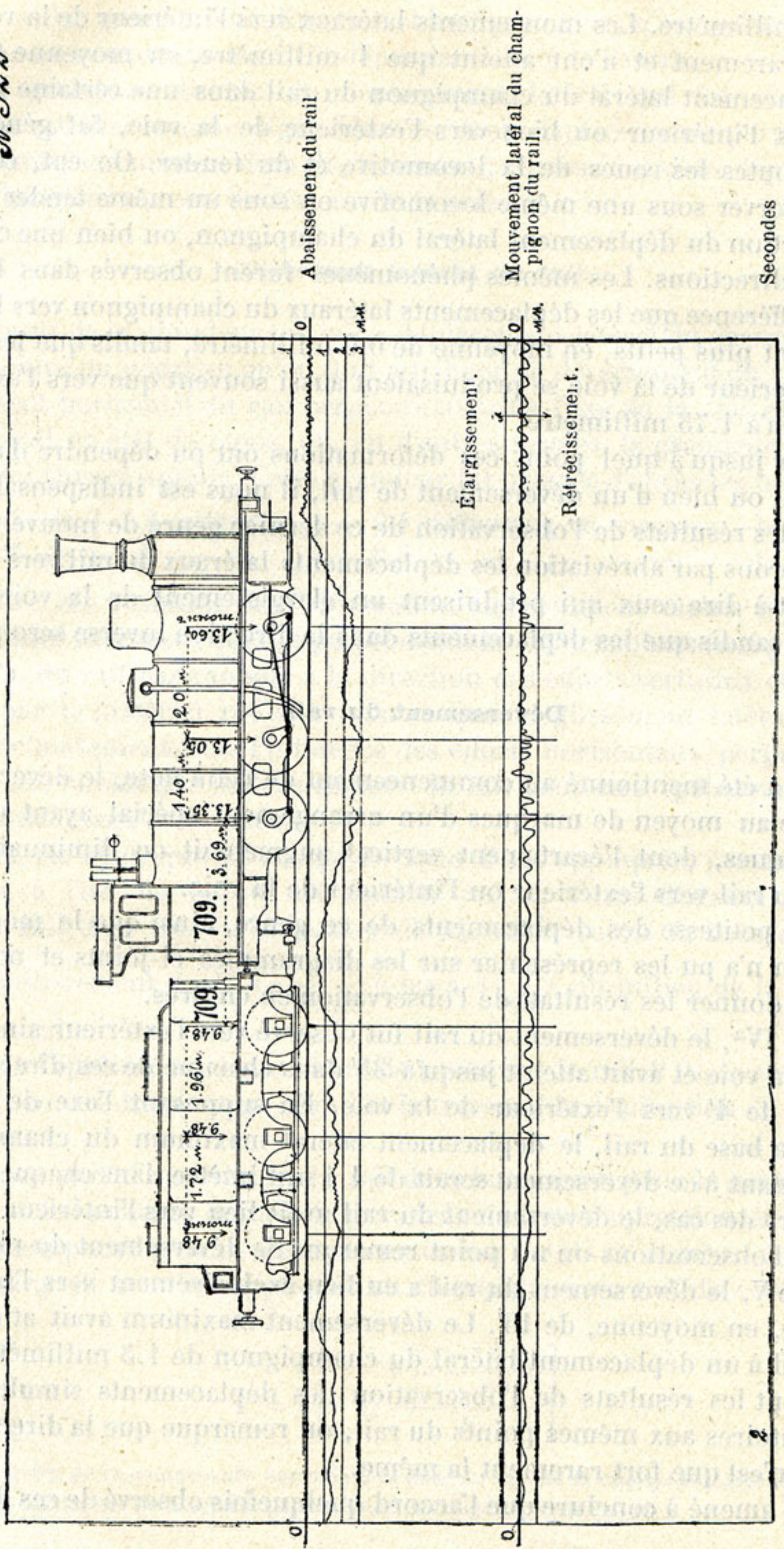


Fig. 18. — Type V. Abaissement et mouvement latéral du champignon du rail entre les traverses 10 et 11. Vitesse du train, 36 kilomètres à l'heure.

en moyenne 1 millimètre. Les mouvements latéraux vers l'intérieur de la voie furent observés plus rarement et n'ont atteint que 1 millimètre, en moyenne 0.6 millimètre. Le déplacement latéral du champignon du rail dans une certaine direction, c'est-à-dire vers l'intérieur ou bien vers l'extérieur de la voie, fut généralement observé sous toutes les roues de la locomotive et du tender. On eut, cependant, l'occasion d'observer sous une même locomotive ou sous un même tender un changement de direction du déplacement latéral du champignon, ou bien une oscillation dans les deux directions. Les mêmes phénomènes furent observés dans le type V, avec la seule différence que les déplacements latéraux du champignon vers l'extérieur de la voie étaient plus petits, en moyenne de 0.6 millimètre, tandis que les déplacements vers l'intérieur de la voie se produisaient aussi souvent que vers l'extérieur et ont atteint jusqu'à 1.75 millimètre.

Pour élucider jusqu'à quel point ces déformations ont pu dépendre d'un glissement horizontal ou bien d'un déversement de rail, il nous est indispensable d'examiner d'abord les résultats de l'observation de ce dernier genre de mouvement.

Nous appellerons par abréviation les déplacements latéraux du rail vers l'extérieur de la voie, c'est-à-dire ceux qui produisent un élargissement de la voie, déplacements positifs, tandis que les déplacements dans la direction inverse seront nommés négatifs.

Déversement du rail.

Comme cela a été mentionné au commencement de cette note, le déversement du rail fut observé au moyen de marques d'un arrangement spécial ayant deux petits miroirs sphériques, dont l'écartement vertical augmentait ou diminuait selon le déversement du rail vers l'extérieur ou l'intérieur de la voie.

Vu l'extrême petitesse des déplacements de ce genre, ainsi que le mode de leur observation, on n'a pu les représenter sur les diagrammes ci-joints et nous devons nous borner à donner les résultats de l'observation en chiffres.

Dans le type IV^a, le déversement du rail fut observé vers l'extérieur ainsi que vers l'intérieur de la voie et avait atteint jusqu'à 35' dans chacune de ces directions, avec une moyenne de 4' vers l'extérieur de la voie. En supposant l'axe de rotation à proximité de la base du rail, le déplacement latéral maximum du champignon du rail correspondant à ce déversement serait de 1.4 millimètre dans chaque direction. Dans la plupart des cas, le déversement du rail avait lieu vers l'intérieur de la voie. Dans un tiers d'observations on n'a point remarqué de déversement du rail.

Dans le type V, le déversement du rail a eu lieu exclusivement vers l'intérieur de la voie et a été, en moyenne, de 16'. Le déversement maximum avait atteint 46', ce qui correspond à un déplacement latéral du champignon de 1.5 millimètre.

En comparant les résultats de l'observation des déplacements simultanés horizontaux et rotatoires aux mêmes points du rail, on remarque que la direction de ces déplacements n'est que fort rarement la même.

On est donc amené à conclure que l'accord quelquefois observé de ces deux genres

de déplacements, quant à leur direction et leur grandeur, n'est qu'accidentel, et que les déplacements eux-mêmes sont indépendants l'un de l'autre.

Ainsi, la grandeur absolue du déplacement latéral qui fut obtenue sur les diagrammes est une somme algébrique de deux déplacements perpendiculaires à l'axe de la voie, notamment d'un déplacement progressif et d'un déplacement rotatoire vers l'intérieur ou vers l'extérieur de la voie.

Glissement latéral du rail.

En déduisant de la grandeur totale du déplacement latéral du champignon du rail la partie positive ou négative qu'on doit attribuer au déversement du rail, on obtient le déplacement horizontal du rail perpendiculaire à l'axe de la voie et parallèle à la position du rail en état de repos, ou, en d'autres termes, la grandeur du glissement latéral du rail sur ses appuis. Cette grandeur fut trouvée d'après les observations :

Pour le type IV^a de + 1.2 millimètre à — 0.4 millimètre; en moyenne, + 0.2 millimètre.
 — V de + 1.7 — à — 0.5 — ; — + 0.7 —

Pour rendre ces résultats de l'observation suffisamment clairs, il est indispensable d'examiner les causes qui ont pu produire les déformations indiquées ci-dessus.

La position du rail par rapport à la direction des efforts verticaux et horizontaux, développés par le matériel roulant, montre que le glissement latéral du rail peut avoir lieu exclusivement sous l'influence des efforts horizontaux perpendiculaires à l'axe de la voie, tandis que le déversement du rail peut être également produit par les efforts horizontaux et verticaux.

Supposons, en effet, que la charge de roue P est appliquée, par suite de causes quelconques, à l'un des points extrêmes n' ou n'', à une distance a de l'axe de symétrie du rail (fig. 19). La direction de cet effort coupe la base du rail à une distance respectivement égale à $a - \frac{1}{20} h$ ou $a + \frac{1}{20} h$ du milieu de la base, h étant la hauteur du rail.

Par suite de l'application excentrique de la charge de rail P ⁽¹⁾, la compression de la traverse et, en cas de jeu entre le rail et la traverse, la diminution de ce jeu ne sont pas uniformes.

En désignant par δ l'impression du rail dans la traverse pour le cas d'une répartition uniforme de la charge de rail, la grandeur de cette impression en cas de charge excentrique sera pour les deux arêtes de patin aux points m' et m'' :

1° Si la charge de roue est appliquée au champignon du rail du côté extérieur de la voie :

$$\delta' = \delta \left[1 \pm \frac{6 \left(a - \frac{1}{20} h \right)}{b} \right] \dots \dots \dots (16)$$

(1) Proprement dit, de la composante normale à la base du rail de la charge P. L'inclinaison de la base du rail étant très faible, ces deux efforts peuvent être envisagés comme égaux.

2° Si la charge de roue est appliquée au champignon du rail du côté intérieur de la voie :

$$\delta'' = \delta \left[1 \pm \frac{6 \left(a + \frac{1}{20} h \right)}{b} \right] \dots \dots \dots (17)$$

Par suite de l'impression inégale des deux arêtes du patin, le rail tourne évidemment autour d'un axe longitudinal disposé au milieu de sa base.

Le nouveau type de rails de 38 kilogrammes par mètre fut introduit au chemin de fer de Varsovie-Vienne en 1894. Jusqu'en 1898, la pose des rails du nouveau type a été effectuée sur un parcours d'à peu près 160 kilomètres de voies principales. Les autres 600 kilomètres de ces voies, sans compter les embranchements, sont en rails de 31.45 kilogrammes par mètre.

La largeur du champignon est de 68 millimètres pour le rail de 38 kilogrammes et de 56 millimètres pour le rail de 31.45 kilogrammes par mètre.

C'est ainsi que la longueur des voies en rails du nouveau type n'est qu'une fraction assez petite de la longueur totale du réseau, de sorte que le profil des bandages usés dépend principalement de la largeur de la zone de roulement des rails du vieux type à champignon étroit.

Pour ces raisons, l'application de la charge de roue plus près du côté extérieur du champignon des rails nouveau type est tout à fait compréhensible; de plus, elle est confirmée par l'usure des rails de ce type (fig. 20). Les rails du vieux type doivent exercer, au contraire, une pression plus forte du côté de l'arête intérieure du patin que du côté de l'arête extérieure, alors même que le roulement des roues aurait lieu au milieu du champignon (fig. 21).

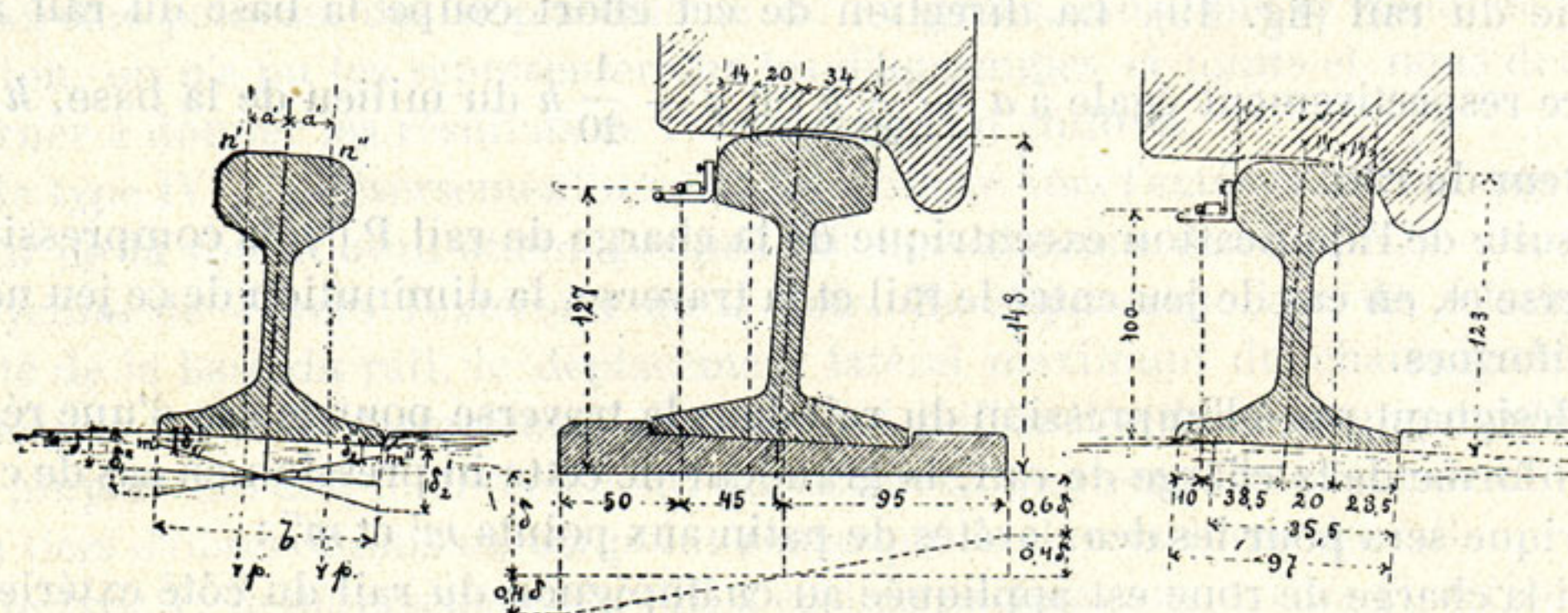


Fig. 19.

Fig. 20.

Fig. 21.

Pression de rail excentrique.

Calculons l'angle de rotation du rail dans deux suppositions extrêmes, notamment pour le cas de l'application de la charge de roue au rail du nouveau type à une distance de 14 millimètres du bord extérieur du champignon ainsi qu'au rail du

vieux type à une même distance du bord extérieur du champignon. En substituant dans la formule (16) :

$$a = \frac{68}{2} - 14 = 20$$

La largeur de la plaque d'appui pour rails de 38 kilog. par mètre, $b = 190$ millimètres.
La hauteur du rail augmentée de l'épaisseur de la plaque d'appui, $h = 148$ —

on obtient la grandeur de l'impression dans la traverse aux deux arêtes de la plaque d'appui

$$\delta' = \delta \left[1 \pm \frac{6(20 - 7.4)}{190} \right] = \delta (1 \pm 0.40),$$

c'est-à-dire que l'impression aux arêtes est égale à 1.4 et 0.6 de la valeur qui aurait été obtenue si la charge de rail était uniformément répartie sur toute la surface inférieure de la plaque d'appui.

La différence maximum entre l'abaissement du rail et de la traverse correspondant à l'angle maximum de rotation du rail vers l'extérieur de la voie était, d'après les observations sur le type IV^a, de 0.21 millimètre par tonne de charge de roue. Cette valeur fut déterminée d'après les indications d'un miroir sphérique qui était fixé au champignon du rail à une distance horizontale de l'arête extérieure de la plaque d'appui d'environ 50 millimètres.

Par conséquent, on peut supposer (fig. 20) que la différence obtenue entre l'abaissement du rail et de la traverse correspondait à

$$0.6 + 0.8 \times \frac{190 - 50}{190} = 1.19$$

de la différence qu'on obtiendrait dans le cas d'une répartition uniforme de la pression, c'est-à-dire que

$$1.19\delta = 0.21G.$$

La charge de roue de locomotive étant en moyenne $G = 6.7$ tonnes, on trouve :

$$\delta = \frac{0.21 \times 6.7}{1.19} = 1.14 \text{ millimètre.}$$

Le déversement du rail vers l'extérieur de la voie, par suite de l'excentricité de la charge de roue sera alors

$$\frac{0.8 \times 1.14}{190} = 0.0048,$$

ce qui correspond à un angle de 17'.

Pour déterminer la grandeur de l'impression des rails de 31.45 kilogrammes par mètre dans la traverse, il faut remarquer que la différence maximum entre l'abaissement des rails de ce type et l'enfoncement des traverses, correspondant au déversement maximum des rails vers l'extérieur de la voie, était, d'après les observations,

de 0.07 millimètre par tonne de charge de roue de locomotive. On doit supposer que ce déversement fut observé dans une position extrême de la roue telle que nous l'avons admise tout à l'heure pour un rail de 38 kilogrammes par mètre.

Dans cette supposition, pour obtenir l'impression maximum aux arêtes du patin du rail, il faut substituer dans la formule (16) :

$$a = \frac{56}{2} - 14 = 14; b = 97 \text{ et } h = 123$$

et on obtient alors :

$$\delta' = \delta \left[1 \pm \frac{6(14 - 6)}{97} \right] = \delta (1 \pm 0.5).$$

Comme la distance horizontale du miroir sphérique à l'arête extérieure du patin du rail était d'environ 10 millimètres (fig. 21), l'impression du rail, déterminée d'après les indications de ce miroir, était :

$$\delta \left(0.5 + \frac{97 - 10}{97} \right) = 1.4\delta,$$

tandis que l'impression moyenne du rail pour le cas d'une répartition uniforme de la pression était :

$$\delta = \frac{0.07 \times 6.7}{1.4} = 0.34 \text{ millimètre,}$$

la charge de roue étant égale à 6.7 tonnes. Cependant, pour les rails de 31.45 kilogrammes par mètre, on avait observé exclusivement un déversement du rail vers l'intérieur de la voie. Par conséquent, pour déterminer l'angle de rotation maximum sous l'action de la charge de roue, nous allons supposer que cette charge est appliquée à une distance de 14 millimètres du bord intérieur du champignon du rail.

Substituant dans la formule (17) $a = \frac{56}{2} - 14 = 14$, la largeur du patin $b = 97$ et la hauteur du rail $h = 123$, on obtient :

$$\delta'' = \delta \left[1 \pm \frac{6(14 + 6)}{97} \right] = \delta (1 \pm 1.24),$$

d'où l'on voit qu'il s'ensuivrait dans ce cas un soulèvement de l'arête extérieure du patin du rail et, par conséquent, une diminution de la surface recevant la charge du rail. Comme on le sait, la largeur de cette surface est, dans ce cas, égale au triple de la distance de la charge à l'arête la plus proche de la figure exerçant la pression, c'est-à-dire $\left(\frac{97}{2} - 20\right) 3 = 85.5$ millimètres, tandis que l'impression maximum à l'arête intérieure du patin est égale au double de l'impression moyenne.

Ce résultat paraît très probable, car, comme on le voit d'après le tableau VII, le miroir qui était fixé à une distance horizontale de 10 millimètres de l'arête extérieure du patin du rail n'a pas indiqué d'impression de rail dans la traverse.

La grandeur de l'impression du rail de ce type, pour le cas d'une répartition uniforme de la charge sur toute la largeur du patin fut trouvée ci-dessus égale à 34 millimètres. Tenant compte de la diminution de la surface exerçant la pression, l'impression maximum à l'arête intérieure du patin sera :

$$2 \times 0.34 \times \frac{97}{85.5} = 0.77$$

et le déversement du rail vers l'intérieur de la voie $\frac{0.77}{85.5} = 0.009$, ce qui correspond à un angle de 31'.

Les valeurs maximums de l'angle du déversement du rail, qui ont été obtenues par l'observation directe, s'approchent d'assez près des valeurs que nous venons de déterminer d'après d'autres données, en supposant l'action exclusive de la charge verticale. C'est ainsi qu'il n'y a pas de contradiction entre un déversement du rail vers l'intérieur de la voie et un glissement latéral du même rail dans la direction inverse qu'on avait observés simultanément.

Quant au glissement latéral du rail vers l'intérieur de la voie, d'ailleurs très insensible (jusqu'à 0.5 millimètre), on ne saurait l'expliquer autrement que comme un effet de l'action des bandages usés embrassant le champignon du rail et l'entraînant pendant les oscillations latérales du matériel roulant.

Les grandeurs observées du glissement latéral du rail sur les appuis ont été, en général, très petites, ce qui doit être attribué à une fixation solide du rail au moyen d'un nombre suffisant de crampons tenant bien dans des traverses neuves en bois de chêne. Néanmoins, le fait même qu'un glissement latéral du rail sur les appuis fut observé atteste que, même en ligne droite, les efforts latéraux exercés par les véhicules sont très considérables.

En désignant par f_1 le coefficient de frottement entre le rail et la roue et par f_2 le coefficient de frottement entre le rail et son appui et en admettant que la charge d'essieu $2G$ est également répartie sur les deux roues, la résistance de la part du frottement au déplacement latéral du rail sera exprimé :

$$R = (f_1 + f_2) G.$$

Posant pour rails secs, $f_1 = 0.25$, et pour voie non munie de plaques d'appui, $f_2 = 0.50$, on obtient que, pour produire un déplacement latéral du rail, comme c'était le cas, l'effort latéral exercé par les roues a dû être supérieur à $0.75G$.

La décharge des roues isolées n'avait pas dépassé, d'après les observations, 37 p. c. (voir tableau X). De plus, le déplacement latéral du rail conservait généralement sa direction sous plusieurs roues et ne peut donc être attribué à une décharge des roues isolées.

Il se peut que les valeurs du coefficient de frottement qu'on avait admises ci-dessus sont plus grandes qu'en réalité. Il semble en tout cas que, pour dépasser l'effet du frottement, la pression latérale des roues a dû être supérieure à $0.6G$.

Cette valeur correspond avec les observations de Weber et de Wœhler, quoique

dans les derniers temps les efforts latéraux exercés sur la voie aient été appréciés comme étant de moitié plus petits ⁽¹⁾.

Différences dans la grandeur des déformations dans le sens vertical par suite du déversement du rail.

Le déversement du rail découvert par les observations de 1898 nous oblige à étudier la question de l'influence qu'il pouvait exercer sur la grandeur des déformations observées dans le sens vertical.

Les projections verticale et horizontale du rayon vecteur du miroir sphérique, servant de marque, dans son mouvement de rotation occasionné par le déversement du rail, ont été, pour rails de 38 kilogrammes par mètre, respectivement égales à 127 et 45 millimètres. Les mêmes grandeurs, pour rails de 31.45 kilogrammes par mètre, ont été égales à 100 et 38.5 millimètres.

Par suite, le rayon vecteur α du miroir et l'angle ϵ que fait ce rayon avec l'horizon, seront exprimés ainsi :

$$\rho_1 = \sqrt{(127)^2 + (45)^2} = 134.7 \text{ millimètres.}$$

$$\alpha_1 = \text{arc tang. } \frac{127}{45} = 70^{\circ}29'.$$

$$\rho_2 = \sqrt{(100)^2 + (38.5)^2} = 107 \text{ millimètres.}$$

$$\alpha_2 = \text{arc tang. } \frac{100}{38.5} = 68^{\circ}58'.$$

L'angle de rotation maximum fut trouvé respectivement égal à 35' et 46'. Donc, la projection verticale correspondant à ce déversement sera, pour rails de 38 kilogrammes par mètre,

$$134.7 (\sin 71^{\circ}4' - \sin 70^{\circ}29') = 0.46 \text{ millimètre,}$$

et, pour rails de 31.45 kilogrammes par mètre,

$$107 (\sin 69^{\circ}44' - \sin 68^{\circ}58') = 0.50 \text{ millimètre.}$$

ce qui fait à peu près 17 p. c. de l'abaissement du rail maximum.

Cependant, l'angle du déversement du rail n'était, en moyenne, que de 4' vers l'extérieur de la voie, pour rails de 38 kilogrammes par mètre, et de 16' vers l'intérieur de la voie, pour rails de 31.45 kilogrammes par mètre. Par conséquent, les valeurs moyennes de l'abaissement du rail, indiquées dans le tableau VIII, peuvent changer tout au plus de 0.01 millimètre pour le type de superstructure IV^a, et de 0.03 millimètre pour le type de superstructure V. Cette correction ne peut avoir

⁽¹⁾ Voir Dr ZIMMERMANN, *Berechnung des Oberbaues*. (*Handbuch der Ingenieurwissenschaften*, 1897, vol. V, chap. II, p. 60.)

d'importance que pour le type V, en indiquant une des causes de la différence exceptionnellement petite entre l'abaissement des rails et des traverses de ce type. La flèche de flexion des rails entre les appuis étant déterminée d'après la différence des indications des marques qui ont pris part simultanément au déversement du rail, n'a pas pu être influencée par ce déversement.

Déformations des joints. — Abaissement des rails aux joints.

L'action du joint du type ordinaire avec éclisses latérales a été suffisamment élucidée par les observations de l'année 1897, et les observations présentes n'ont fait que confirmer les conclusions déjà émises concernant l'insuffisance des éclisses pour donner à la voie une continuité complète.

Les figures 23 à 29 représentent les diagrammes des déformations des joints à éclisses en Z et éclisses cornières, correspondant à différents degrés de serrage des écrous. Les rails, ainsi que les éclisses, étaient neufs et bien adaptés.

Ces diagrammes montrent clairement l'influence d'un ajustement plus ou moins exact des éclisses aux rails sur les déplacements des deux bouts de rails, indépendamment l'un de l'autre, et sur la grandeur de leur abaissement.

Le tableau XIII ci-dessous contient les grandeurs de l'abaissement des bouts des rails d'amont et d'aval pour les types de joints observés en 1898 ⁽¹⁾, avec éclisses bien serrées, en comparaison avec l'abaissement des rails au droit des traverses.

TABLEAU XIII.

TYPES DE SUPERSTRUCTURE.	Abaissement moyen des rails par tonne de charge de roue de locomotive		
	au joint.		au droit des traverses.
	Rail d'amont.	Rail d'aval.	
III ^a avec éclisses courtes en Z.	0.36	0.31	0.41
III ^a avec éclisses longues en Z.	0.33	0.28	0.41
IV ^a sur deux traverses	0.37	0.35	0.41
V avec éclisses cornières	0.54	0.58	0.40

Les chiffres de ce tableau nous montrent que pour les types III^a et IV^a, l'abaissement moyen des rails au droit des traverses est plus grand que l'abaissement au joint, tandis que pour les types III et IV, qui ne se distinguaient des précédents que par la qualité du ballast, l'abaissement au droit des traverses était, en général, plus petit que l'abaissement au joint.

⁽¹⁾ La figure 22 représente un joint sur deux traverses, qui fut observé en 1897 et 1898 (types IV et IV^a).

Coupe.

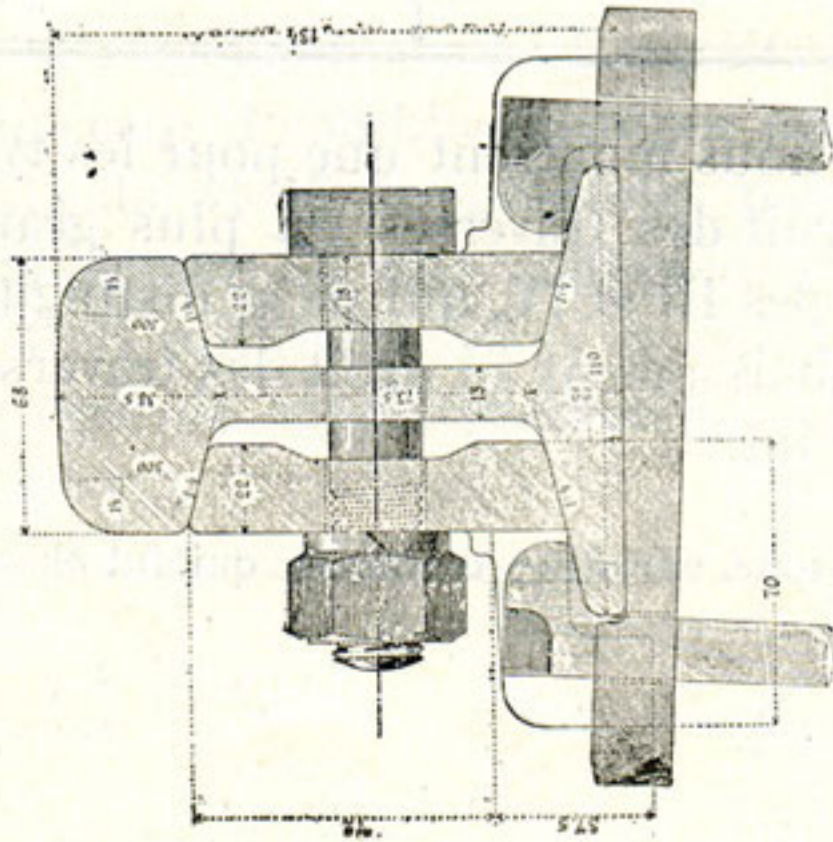
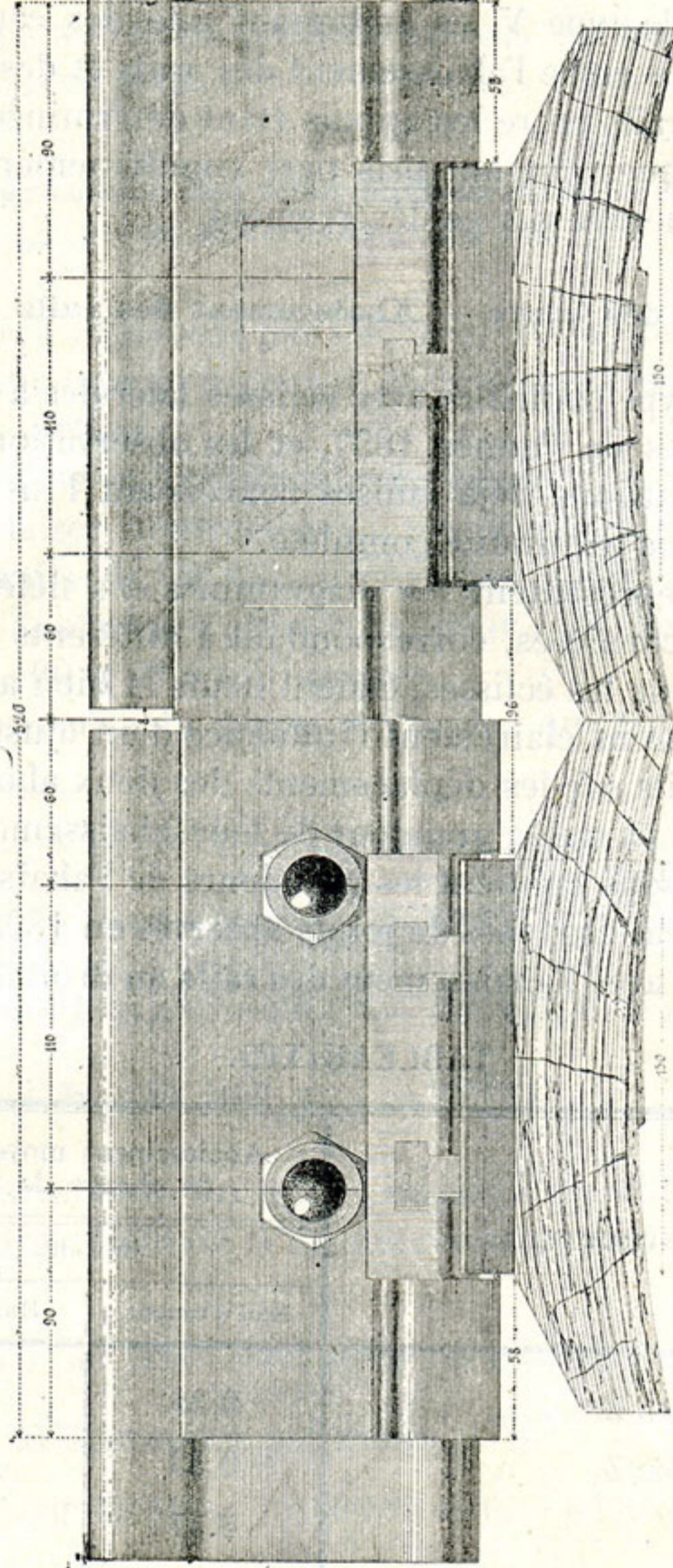


Fig. 22a.

Demi vue du côté intérieur.



Demi-vue du côté extérieur.

Joint sur deux traverses. Rails de 38 kilogrammes par mètre.

Fig. 22b.

N. 268^{ab} 269.

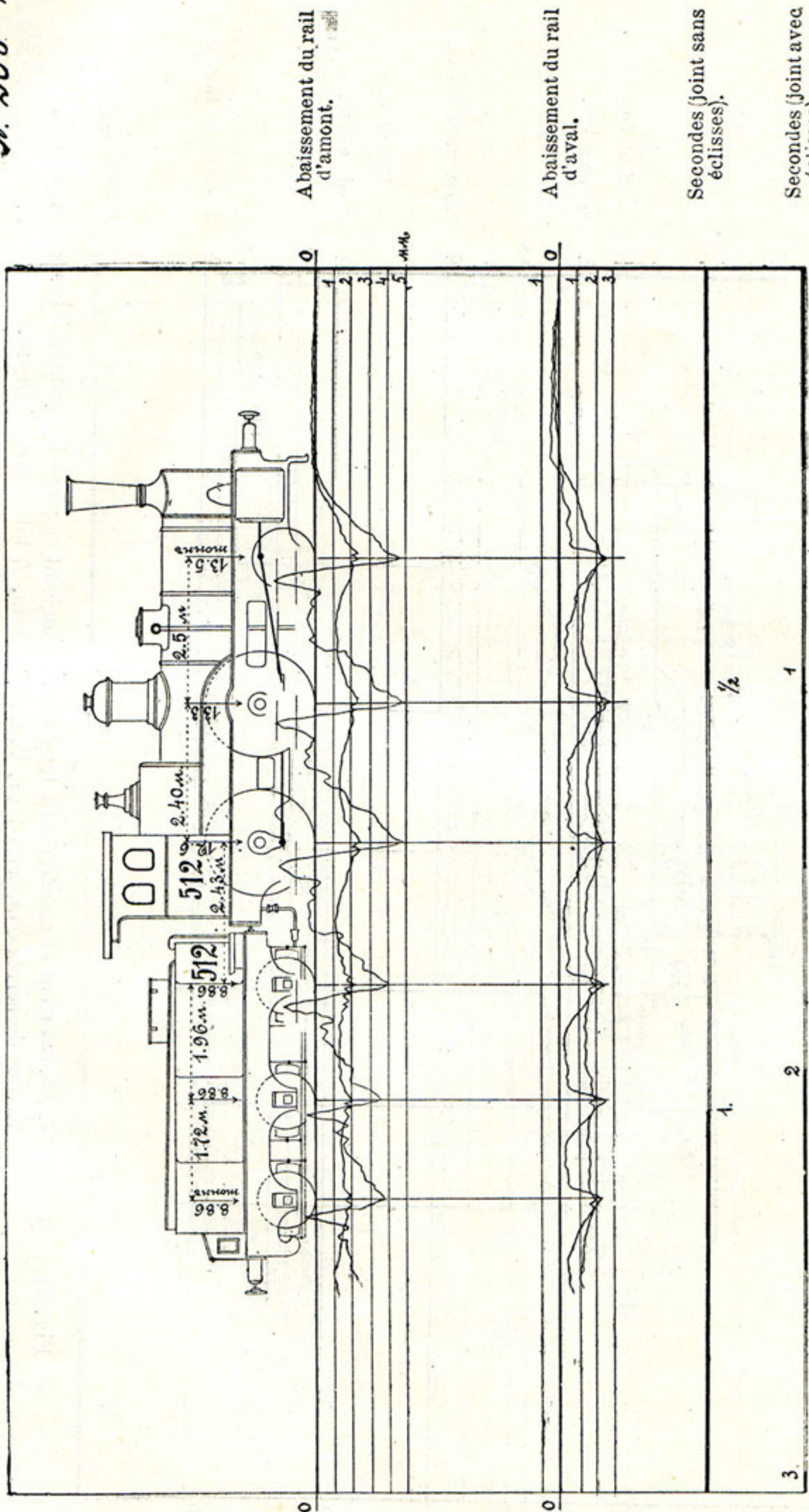


Fig. 23. — Type IVa. Abaissement des rails au joint sur deux traverses avec et sans éclisses. Vitesse des trains, 21 et 53 kilomètres à l'heure.

N 278^{ab}

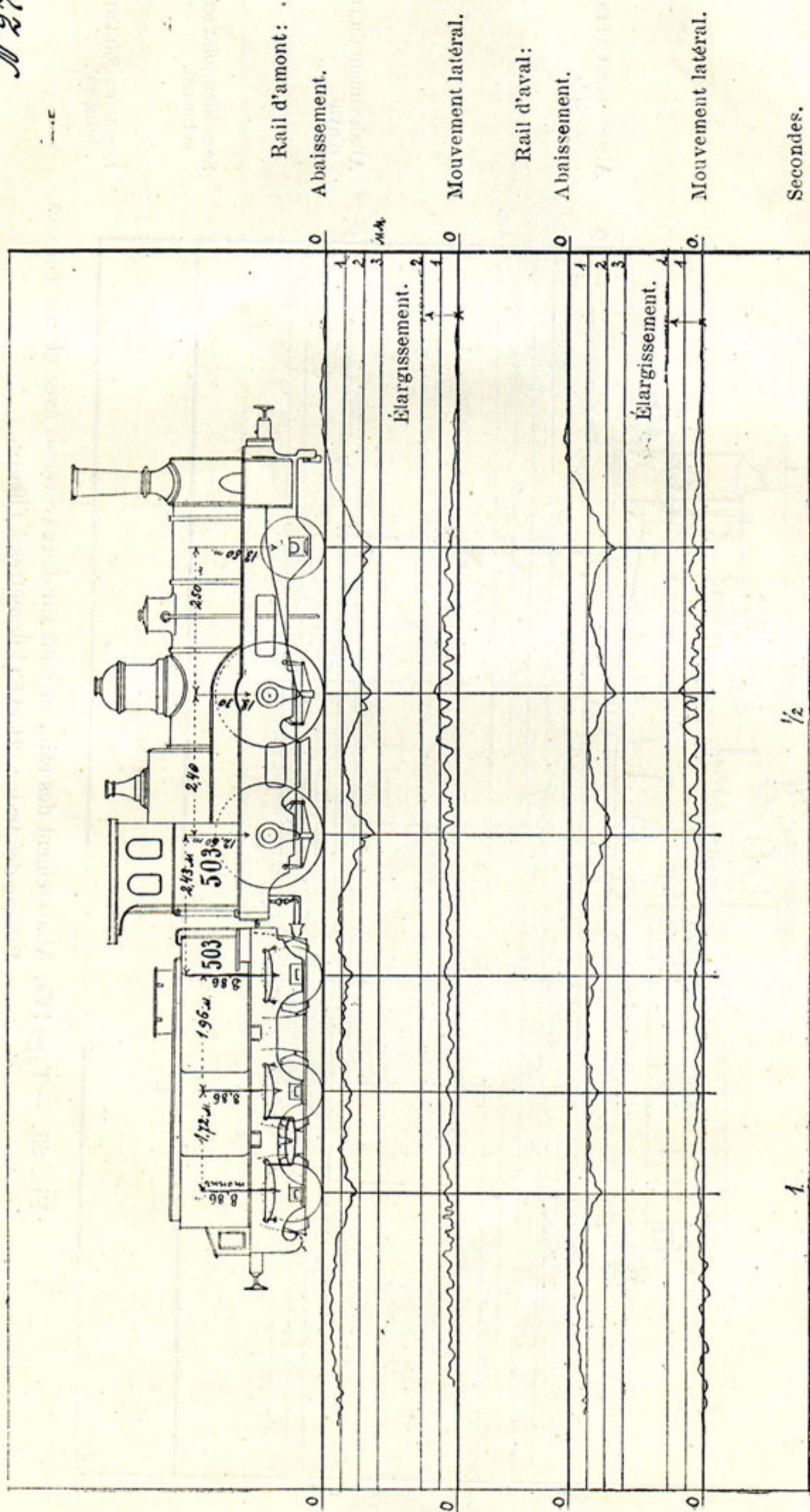


Fig. 24. — Type IIIa. Abaissement et mouvement latéral des rails au joint en porte-à-faux avec éclisses courtes en Z. Écrous desserrés d'un demi-tour. Vitesse du train, 57 kilomètres à l'heure.

N^o 280^{ab}

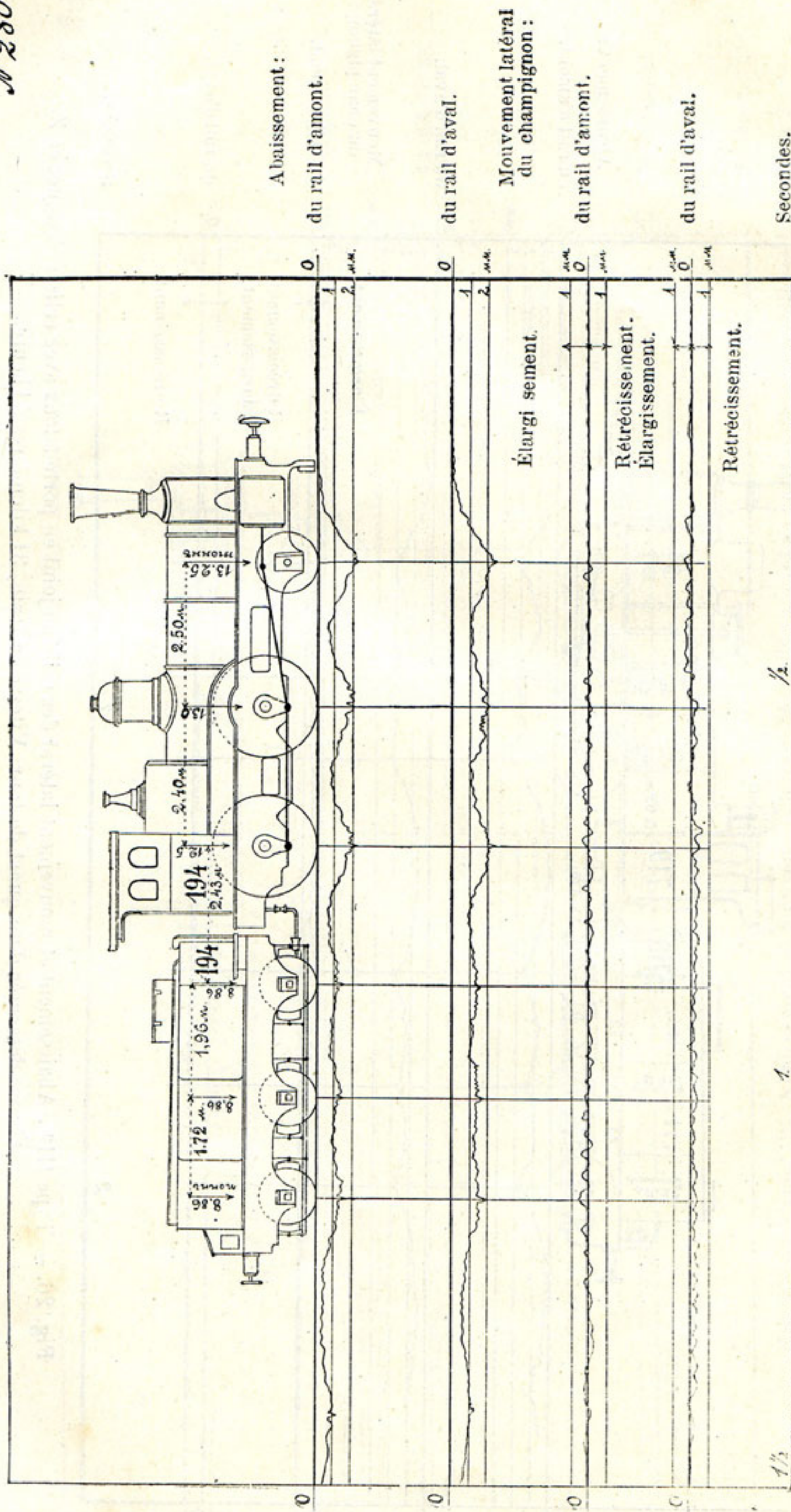


Fig. 25. — Type IIIa. Abaissement et mouvement latéral des rails au joint en porte-à-faux avec éclisses longues en Z, Écrous bien serrés. Vitesse du train, 49 kilomètres à l'heure.

N 281 ⁵⁶

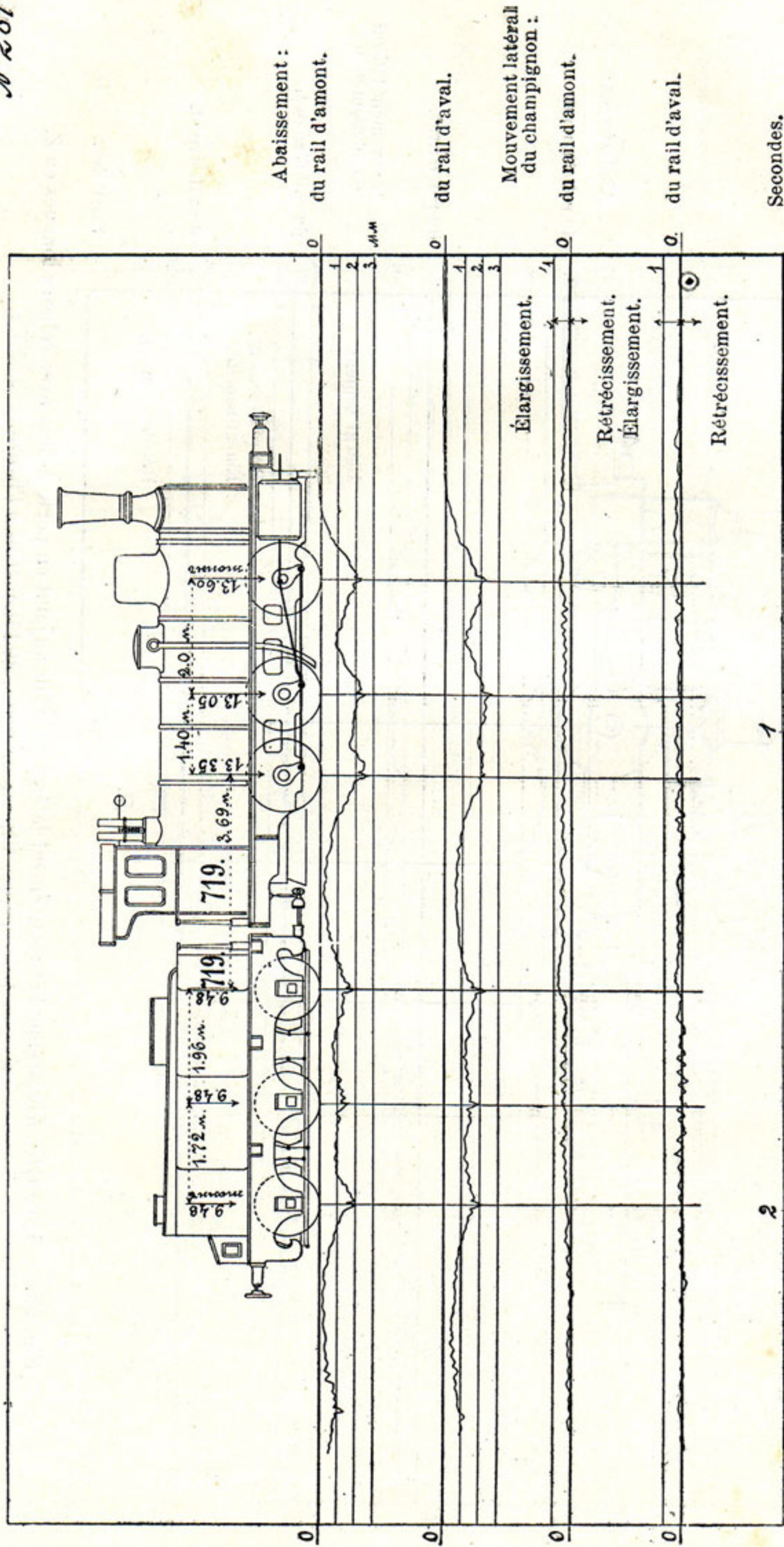


Fig. 26. — Type IIIa . Abaissement et mouvement latéral des rails au joint en porte-à-faux avec éclisses longues en Z.
Écrous desserrés d'un quart de tour. Vitesse du train, 31 kilomètres à l'heure.

N. 283 ab

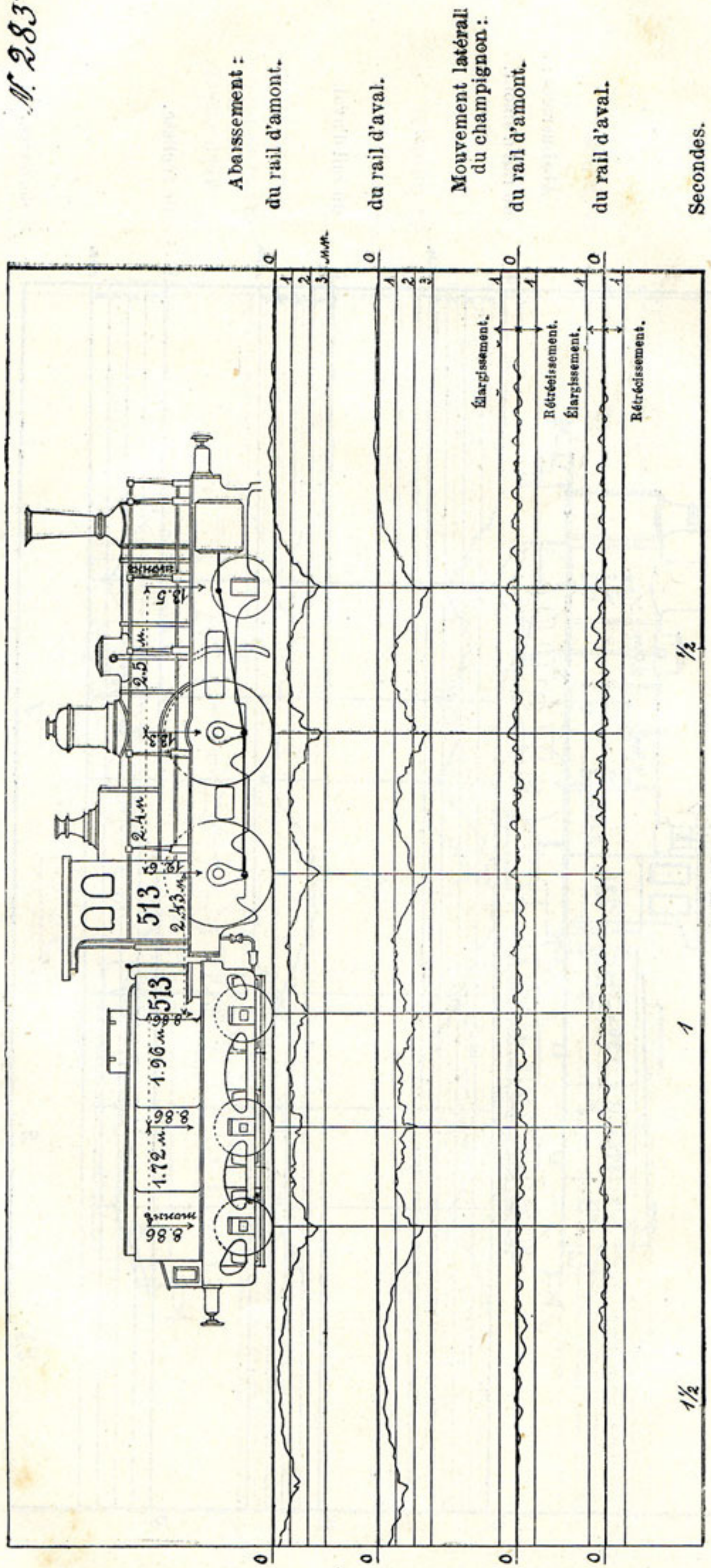


Fig. 27. — Type IIIa. Abaissement et mouvement latéral des rails au joint en porte-à-faux avec éclisses longues en Z. Écrous desserrés d'un demi-tour. Vitesse du train, 48 kilomètres à l'heure.

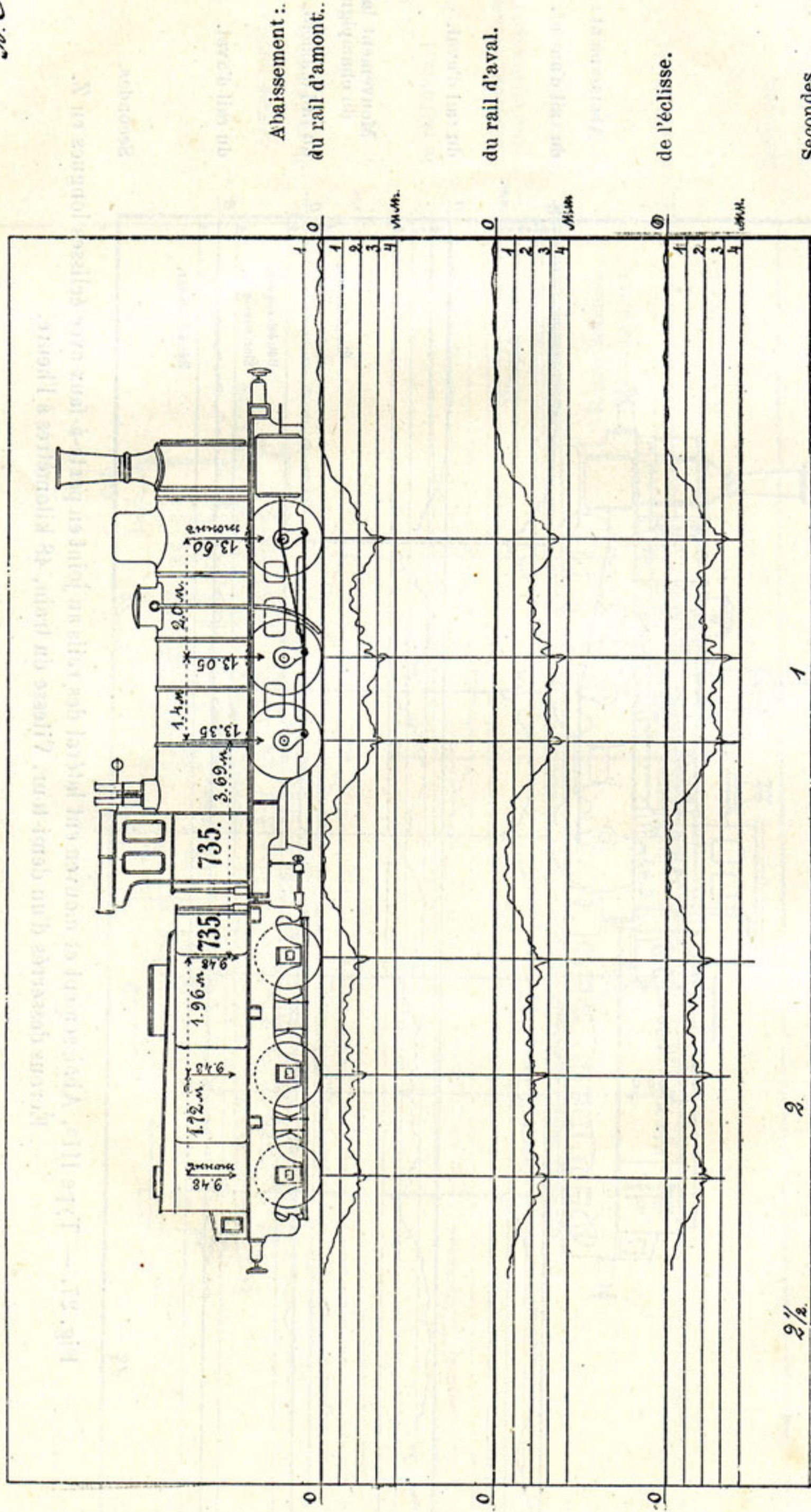


Fig. 28. — Type V. Abaissement au joint en porte-à-faux avec éclisses cornières. Écrous bien serrés. Vitesse du train, 27 kilom. à l'heure.

N. 313^e

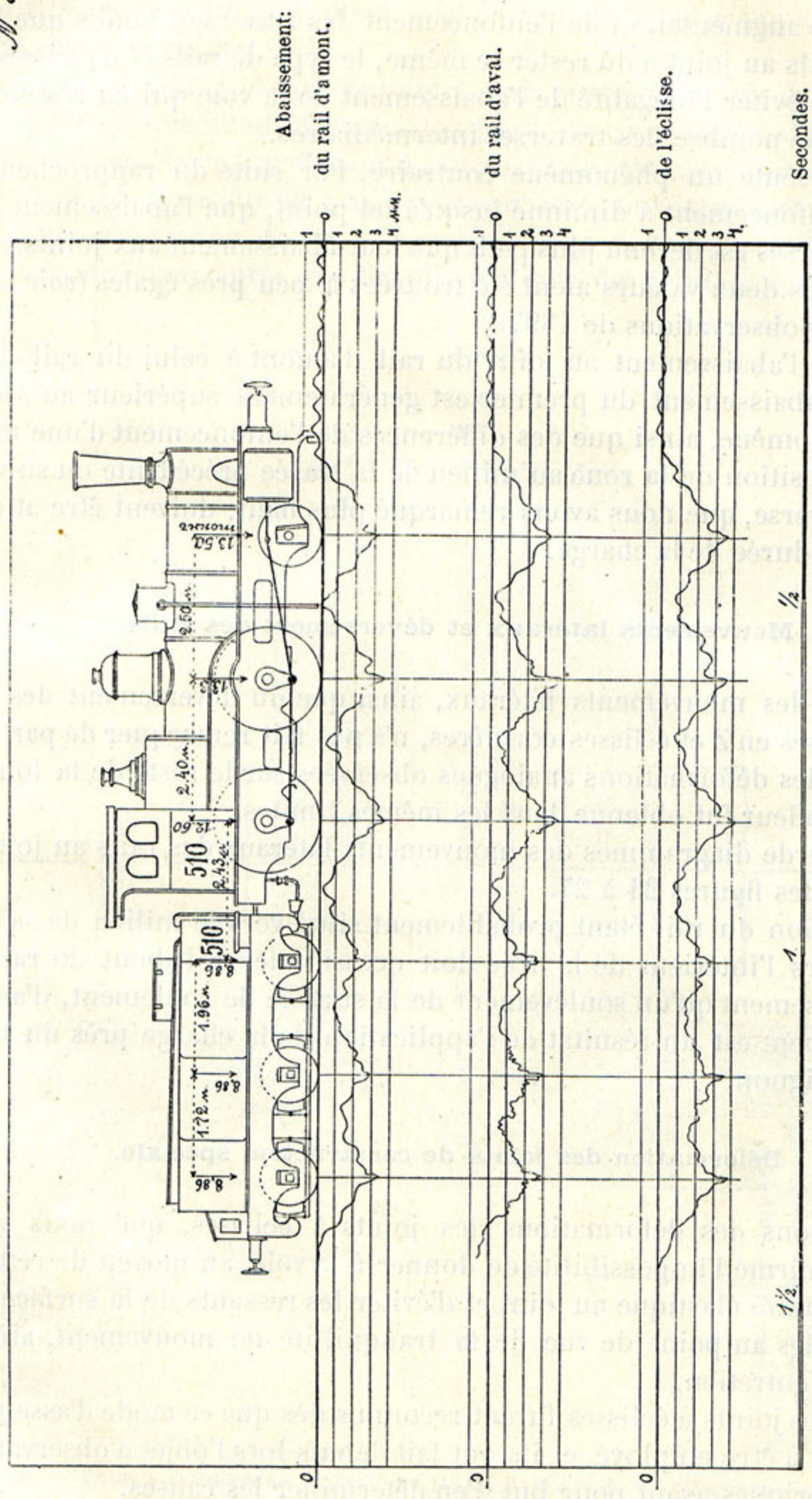


Fig. 20. — Type V. Abaissement au joint en porte-à-faux avec éclisses-cornières. Écrous desserrés d'un demi-tour. Vitesse du train, 46 kilomètres à l'heure.

La cause de ce fait est évidente. Le remplacement du ballast de carrière par de la pierre concassée, c'est-à-dire par un corps possédant un coefficient inférieur, a eu pour résultat une augmentation de l'enfoncement des traverses, tandis que la flèche de flexion des rails au joint a dû rester le même, le type de rails et d'éclisses n'ayant pas changé. Pour éviter l'inégalité de l'abaissement de la voie qui en résulte, il faudrait augmenter le nombre des traverses intermédiaires.

Le type V présente un phénomène contraire. Par suite du rapprochement des traverses, leur enfoncement a diminué jusqu'à tel point, que l'abaissement des rails au droit des traverses est devenu plus petit que leur abaissement aux joints, quoique, pour le type I, ces deux valeurs aient été trouvées à peu près égales (*voir* tableau V de la note sur les observations de 1897).

En comparant l'abaissement au joint du rail d'amont à celui du rail d'aval, on remarque que l'abaissement du premier est généralement supérieur au second. La cause de ce phénomène, ainsi que des différences de l'enfoncement d'une même traverse, selon la position de la roue au milieu de la travée précédente ou suivante par rapport à la traverse, que nous avons remarqué plus haut, doivent être attribuées à l'influence de la durée de la charge.

Mouvements latéraux et déversement des rails.

L'observation des mouvements latéraux, ainsi que du déversement des rails aux joints avec éclisses en Z et éclisses cornières, n'a pas fait remarquer de particularités les distinguant des déformations analogues observées sur le reste de la longueur du rail, et leur grandeur fut obtenue dans les mêmes limites.

Des spécimens de diagrammes des mouvements latéraux des rails au joint ont été représentés sur les figures 24 à 27.

L'axe de rotation du rail étant probablement situé vers le milieu de sa base, son déversement vers l'intérieur de la voie doit occasionner à l'about du rail d'amont plutôt un abaissement qu'un soulèvement de la surface de roulement, d'autant plus que ce déversement est un résultat de l'application de la charge près du bord intérieur du champignon.

Déformation des joints de construction spéciale.

Les observations des déformations des joints à éclisses, que nous venons de décrire, ont confirmé l'impossibilité de donner à la voie, au moyen de cette disposition, une continuité élastique au joint et d'éviter les ressauts de la surface de roulement, si nuisibles au point de vue de la tranquillité de mouvement, ainsi que de l'économie de l'entretien.

Ces défauts des joints à éclisses furent reconnus dès que ce mode d'assemblage des rails commença à être employé, et ils ont fait depuis lors l'objet d'observations et de recherches théoriques ayant pour but d'en déterminer les causes.

Une quantité innombrable de systèmes de joints, qui furent inventés et mis à l'épreuve depuis à peu près cinquante ans, attestent la nécessité qu'on avait éprouvée d'améliorer leur construction, ainsi que l'infructuosité des tentatives qui ont été faites pour atteindre ce but.

Au nombre des constructions qui ont été proposées dans ces derniers temps, les suivantes méritent une attention spéciale : joint à recouvrement de Rüppell, joint à éclisse porteuse de Neumann et joint à rail auxiliaire (*Stossfangschiene*).

Des joints de ces types furent projetés et exécutés pour le nouveau rail du chemin de fer de Varsovie-Vienne de 38 kilogrammes par mètre et ont été posés dans la voie du tronçon d'essai après que les observations des joints à éclisses étaient terminées.

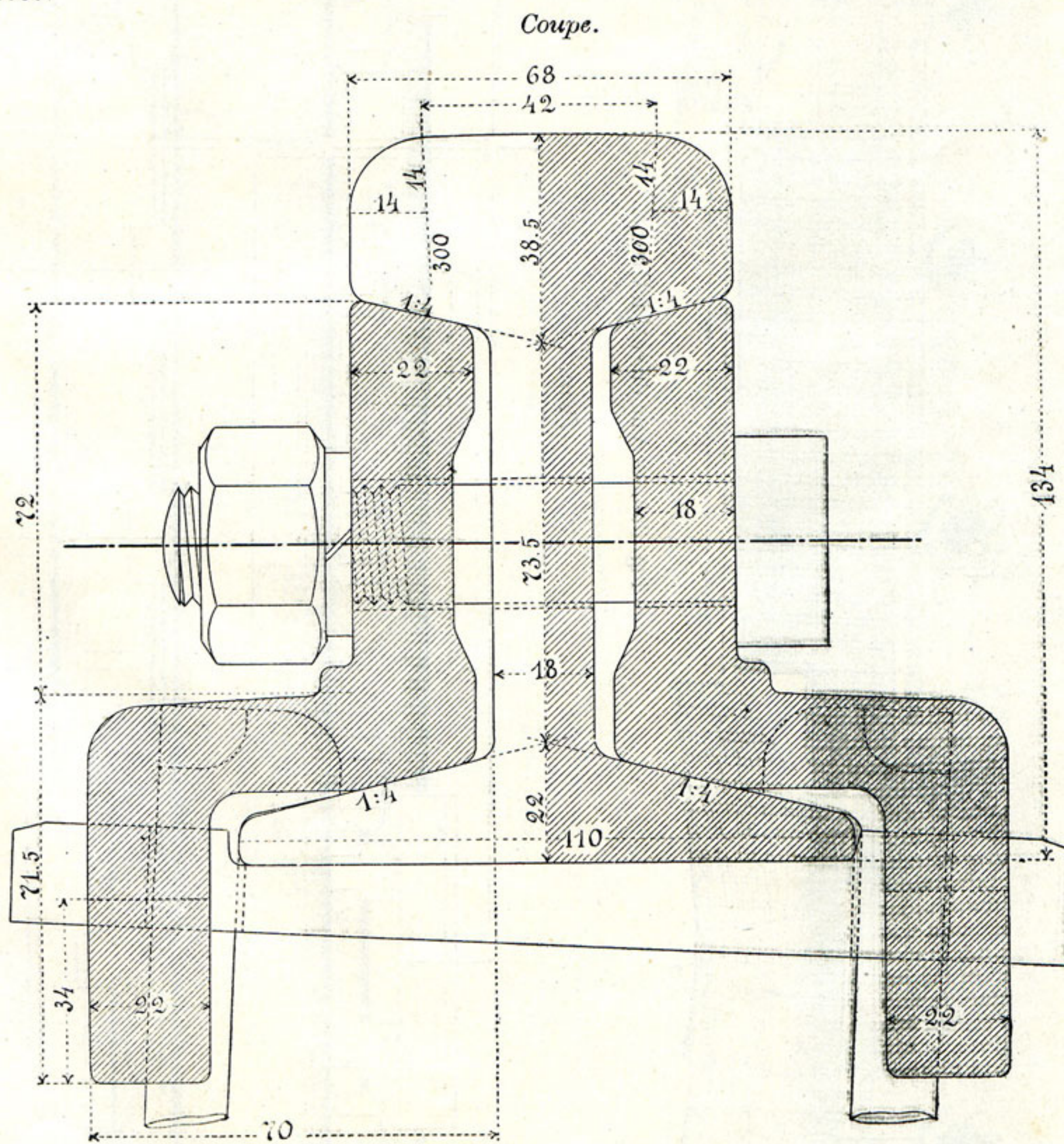


Fig. 30a. — Joint à recouvrement, système Rüppell. Rails de 38 kilogrammes par mètre.

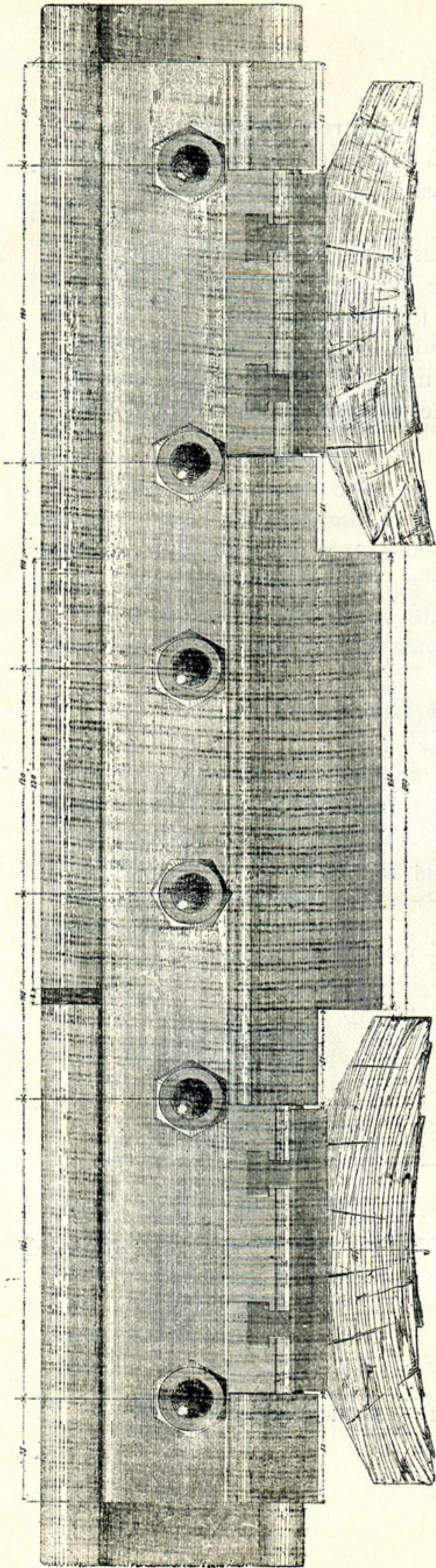


Fig. 30b. — Vue du côté intérieur.

Plan.

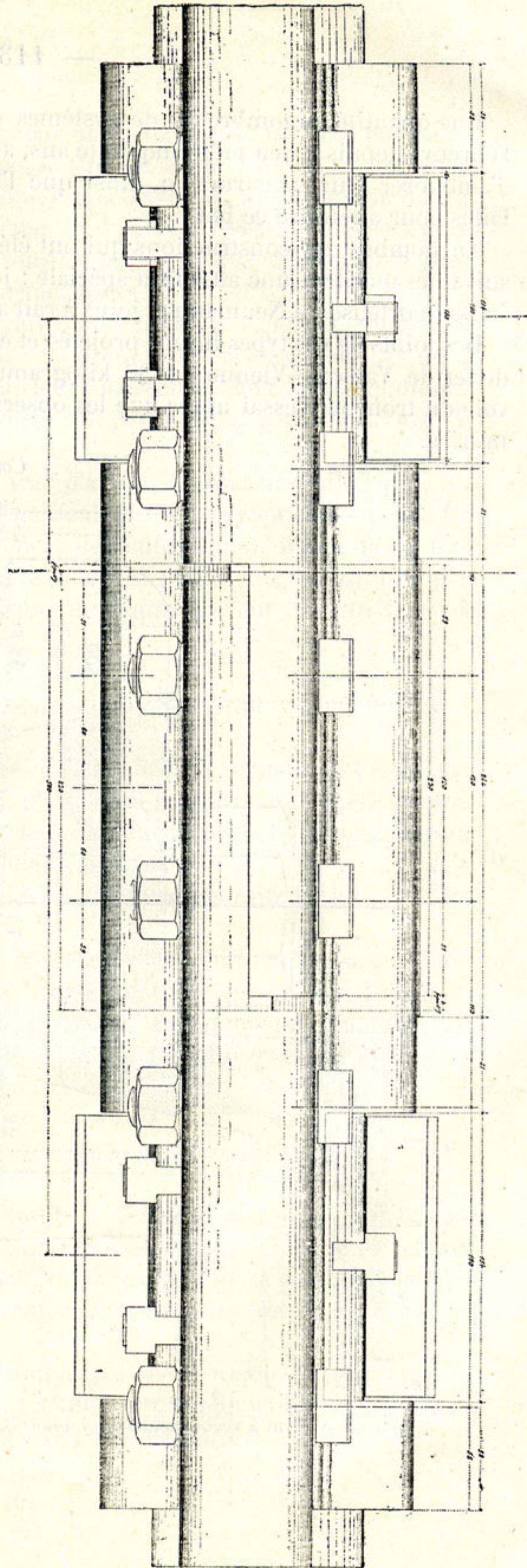


Fig. 30c. — Joint à recouvrement, système Rüppell. Rails de 38 kilogrammes par mètre.

N 304

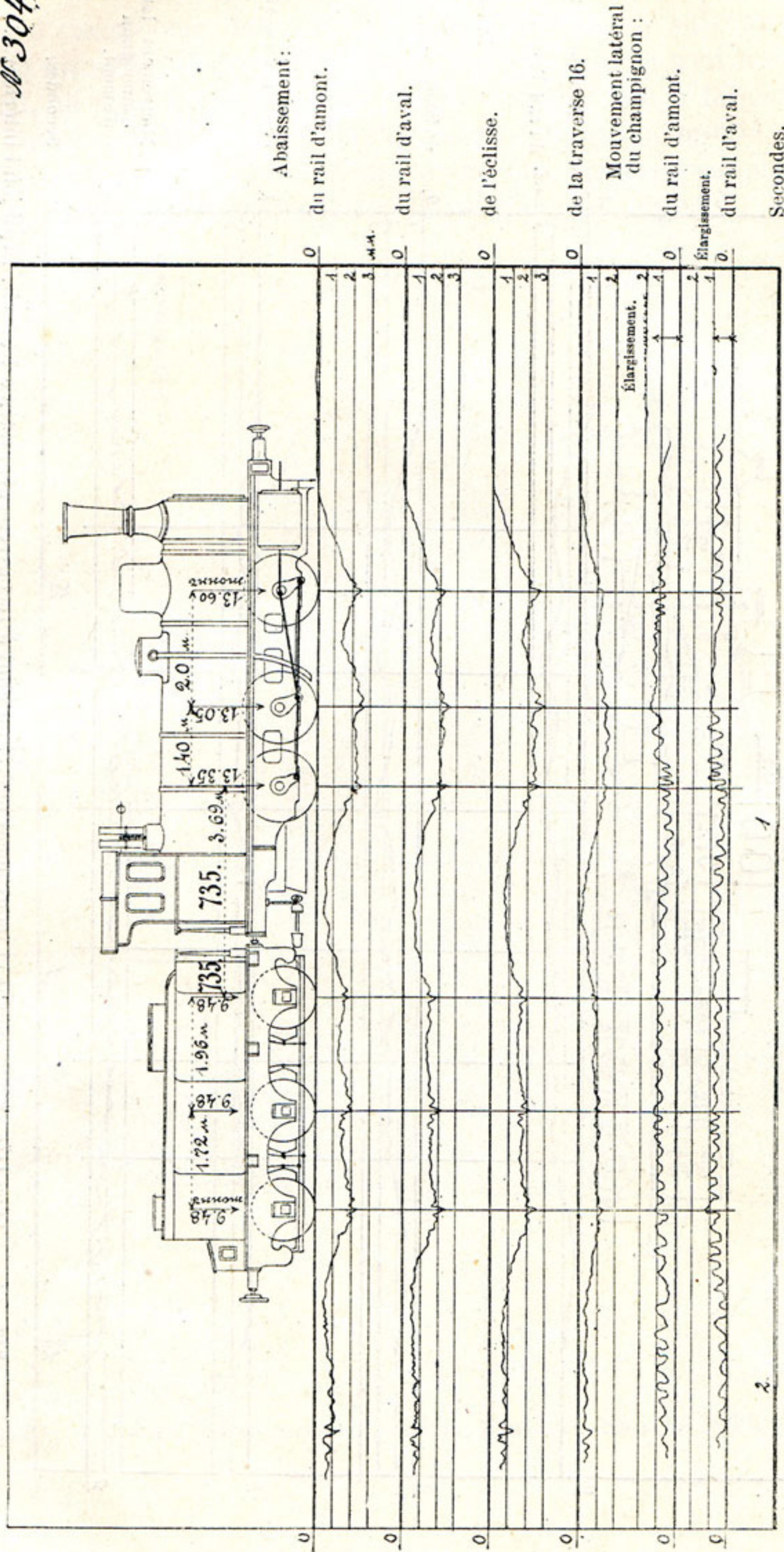


Fig. 31. — Type III^a. Abaissement et mouvement latéral au joint à recouvrement système Rüppell. Demi-joint extérieur. Vitesse du train, 36 kilomètres à l'heure.

N 307^{ab}

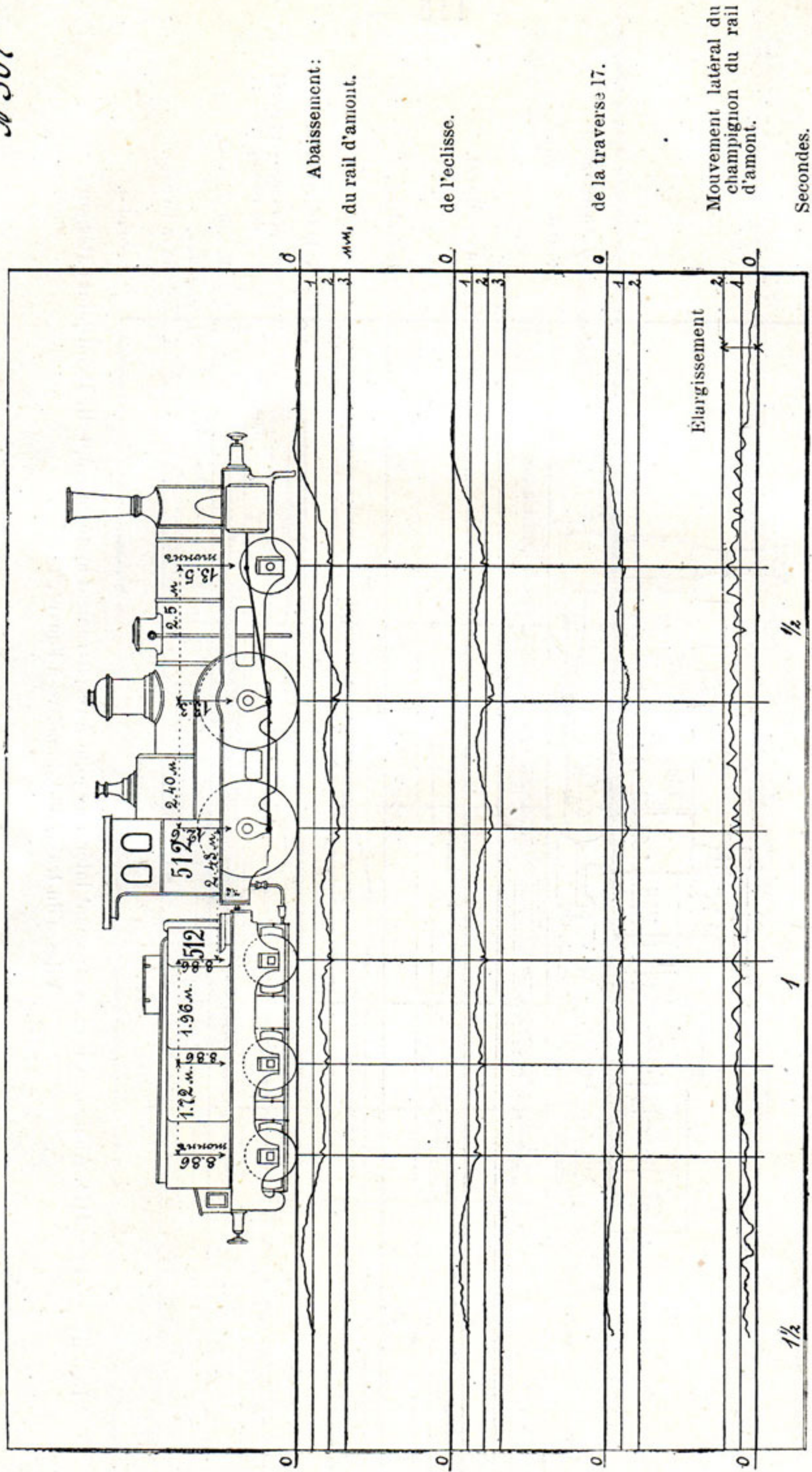


Fig. 32. — Type IIIa. Abaissement et mouvement latéral au joint à recouvrement, système Rüppell. Demi-joint intérieur.
Vitesse du train, 47 kilomètres à l'heure.

Joint à recouvrement, système Rüppell.

Ce type d'assemblage des rails (fig. 30), ainsi que le suivant, fait remarquer la tendance à diminuer l'effet d'une solution complète de la continuité de la surface de roulement, en remplaçant l'intervalle qui occupait toute la largeur du champignon du rail par deux intervalles qui n'en occupent que la moitié. On avait supposé que, de cette façon, la moitié restante du champignon supporterait la roue au passage de la lacune opposée réduite de moitié de sa largeur.

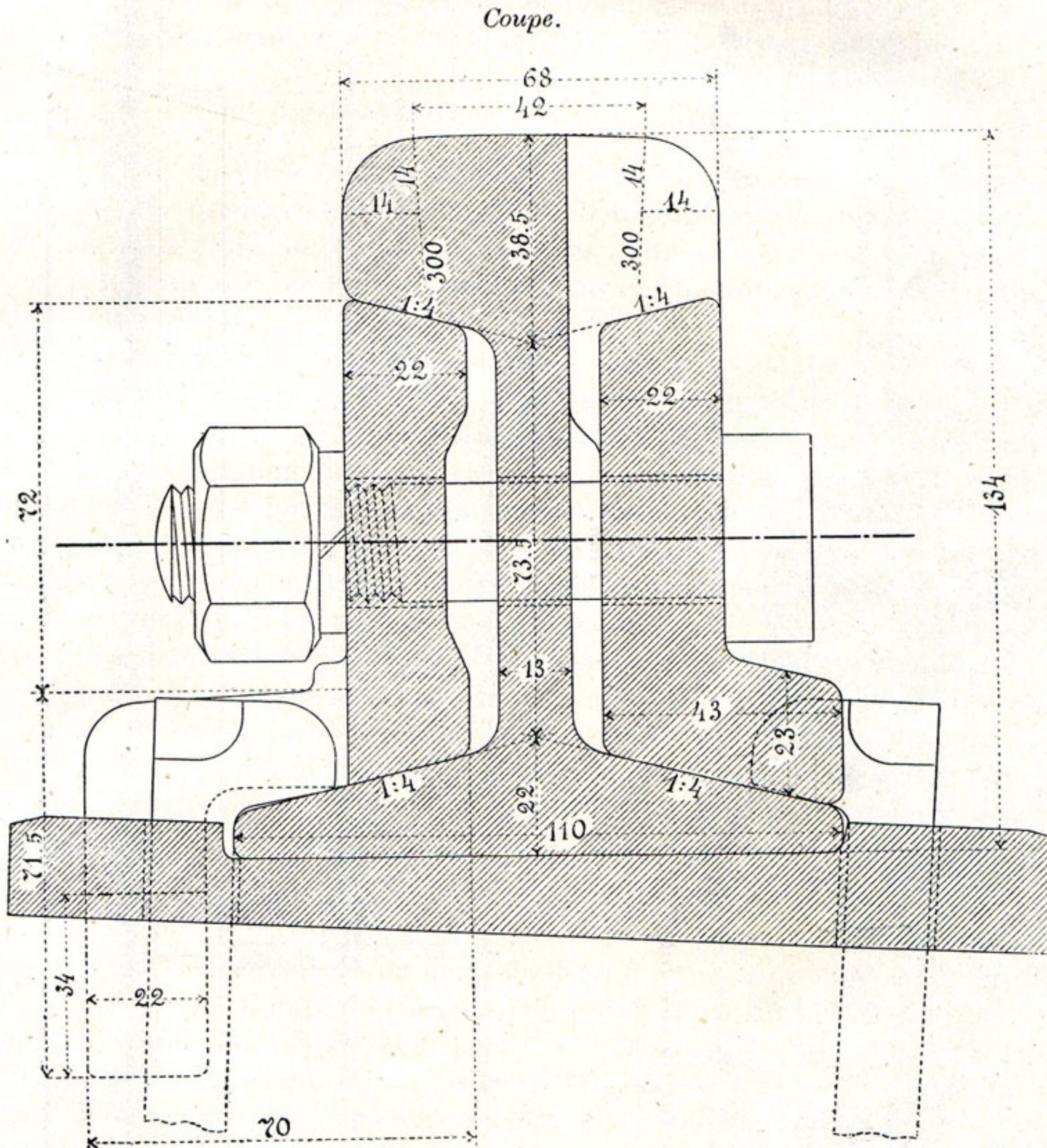


Fig. 33a. — Joint à éclisse porteuse, système, Neumann. Rails de 38 kilogrammes par mètre.

Les diagrammes ci-joints (fig. 31 et 32) montrent cependant que le redan caractéristique au moment où la roue franchit la lacune du joint, quoique plus petit que pour le joint ordinaire, existe néanmoins.

Les mouvements considérables du champignon du rail dans la direction horizontale paraissent démontrer que la rigidité latérale du joint avait été diminuée.

Le passage de la roue au joint s'effectue néanmoins très doucement et, même en écoutant de très près, aucun choc ne se fait entendre. Les traverses contre-joint restent très stables.

Joint à éclisse porteuse, système Neumann.

Ce joint (fig. 33) constitue un passage entre le joint à recouvrement et le joint à rail auxiliaire. Du premier de ces types il se distingue entre autres parce que la longueur des rails employés reste normale, les rails ne se recouvrant pas l'un l'autre. Dans le joint système Ruppell on perd sur chaque longueur de rail une longueur de recouvrement.

En comparant le joint à éclisse porteuse avec le joint à rail auxiliaire, on remarque surtout que ces accessoires sont destinés tous les deux à supporter la roue pour lui faire éviter la lacune. Le système à éclisse porteuse n'augmente pourtant pas la largeur de la surface de roulement comme le fait le rail auxiliaire.

Les diagrammes des déformations des joints à éclisse porteuse (fig. 34 et 35) ne démontrent pas de différences sensibles comparées à celles des joints à recouvrement. On peut dire la même chose de la douceur du roulement pendant les premières semaines qui suivent la pose de ce type de joint.

Plus tard la différence très difficile à éviter entre la qualité du métal employé pour la fabrication des rails et pour celle des éclisses porteuses se fait fâcheusement sentir. Dans les joints observés les éclisses porteuses étaient en métal plus doux que les rails, il s'ensuivait donc un matage des abouts des éclisses dont le métal remplissait la lacune du joint. En outre, les traverses contre-joint ont dû être rebourrées deux mois après la pose.

Joints à rail auxiliaire (" Stossfangschiene ").

Les joints de ce système furent préparés de deux façons; le premier type (fig. 36) avait été fourni par la Compagnie berlinoise, propriétaire du brevet d'invention, tandis que le second (fig. 37) avait été projeté par l'auteur de cette note. Le second type se distingue du précédent par la forme de la pièce de fourrure, à laquelle on avait donné de larges portées, bien ajustées aux rails de la voie courante ainsi qu'au rail auxiliaire.

Entre les champignons de ces rails on avait ménagé un jeu permettant de serrer les écrous lorsque les portées de la pièce de fourrure seraient usées. En outre, chaque rail de la voie courante fut immédiatement fixé à la traverse contre-joint des deux côtés du patin, de sorte que la longueur du rail auxiliaire dut être diminuée.

N 297²³

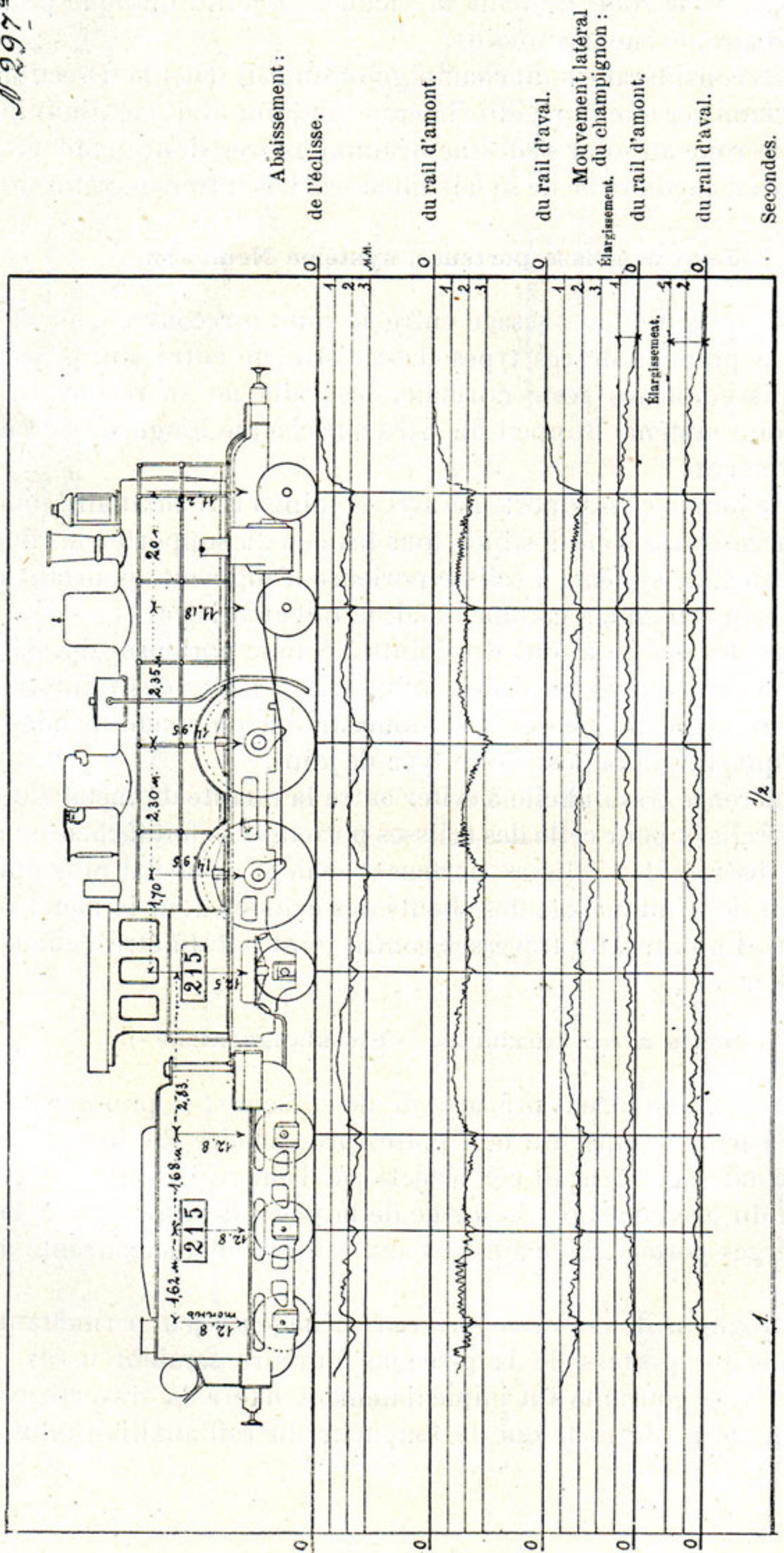


Fig. 34. — Type IIIa. Abaissement et mouvement latéral au joint avec éclisse porteuse, système Neumann. Milieu du joint. Vitesse du train, 63 kilomètres à l'heure.

N. 3022²

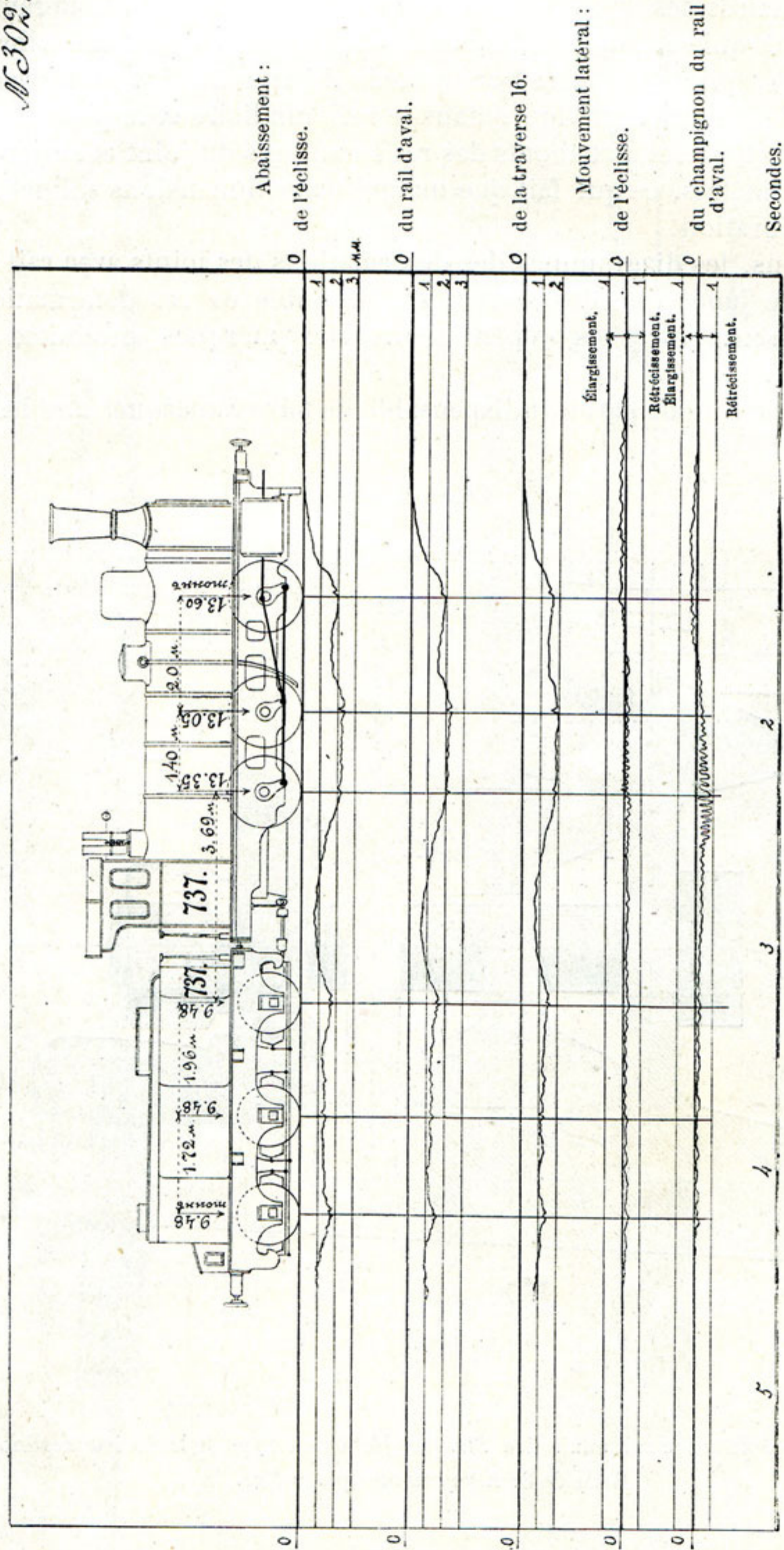


Fig. 35. — Type III^a. Abaissement et mouvement latéral au joint avec éclisse porteuse, système Neumann, à l'about de l'éclisse. Vitesse du train, 14 kilomètres à l'heure.

Les diagrammes ci-joints (fig. 38 et 39) indiquent l'abaissement des rails de la voie et des rails auxiliaires des deux types, ainsi que leurs mouvements latéraux.

Les diagrammes qui se rapportent aux rails de la voie décèlent une vibration très forte des marques, qui a été causée par le mode de leur fixation au moyen de cornières passant par des trous pratiqués dans le rail auxiliaire et la pièce de fourrure. Ces cornières ont été fixées aux bouts des rails tout près du joint et avaient une longueur de 10 centimètres, ce qui fait que malgré leurs dimensions solides on n'a pu empêcher leur vibration.

Pour ces raisons, les diagrammes des déformations des joints avec rail auxiliaire ne permettent de juger que des contours d'ensemble de ces déformations; leurs détails disparaissent entre les déplacements des marques produites par leur vibration.

A cette occasion, il nous paraît indispensable de faire remarquer que les déforma-

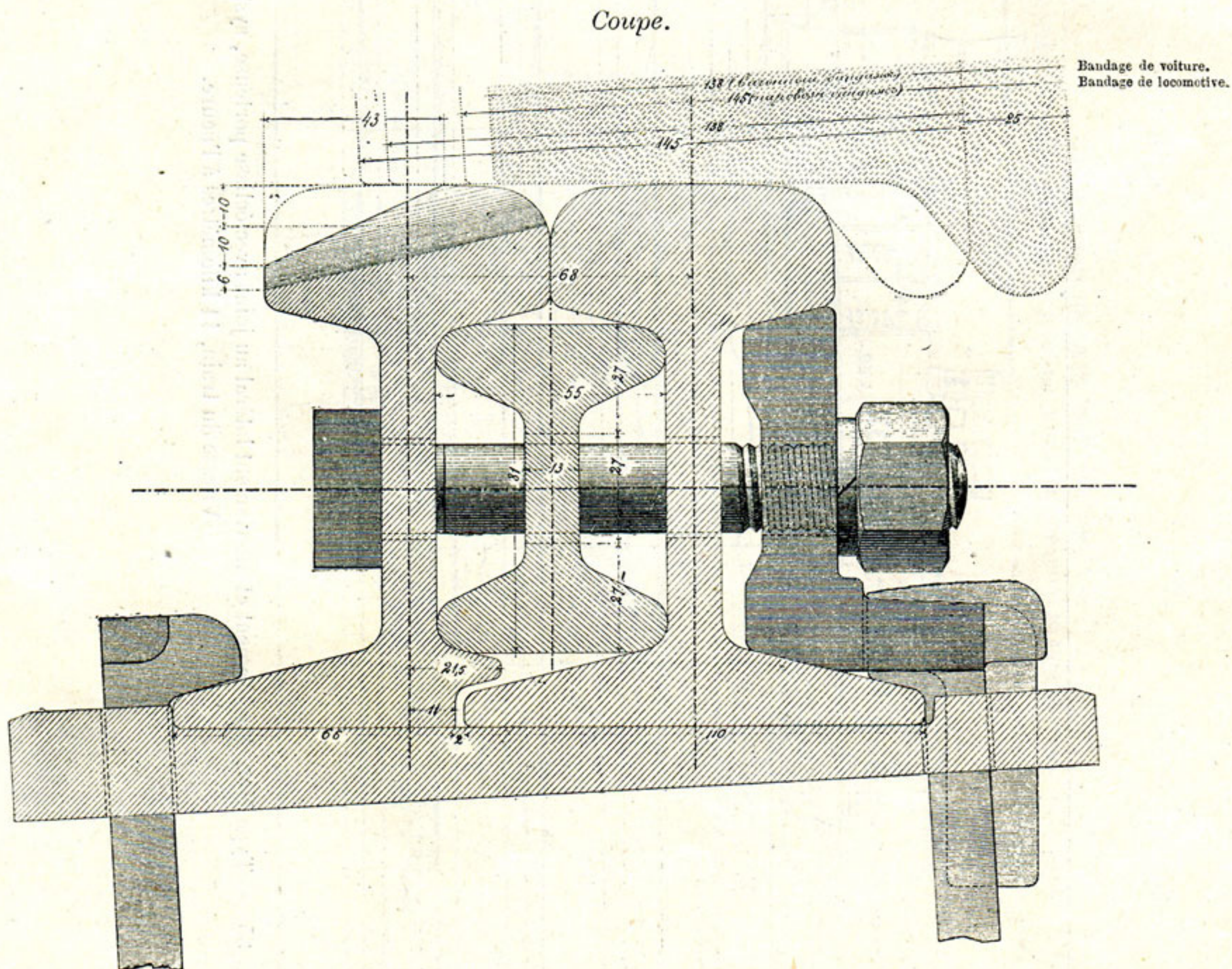
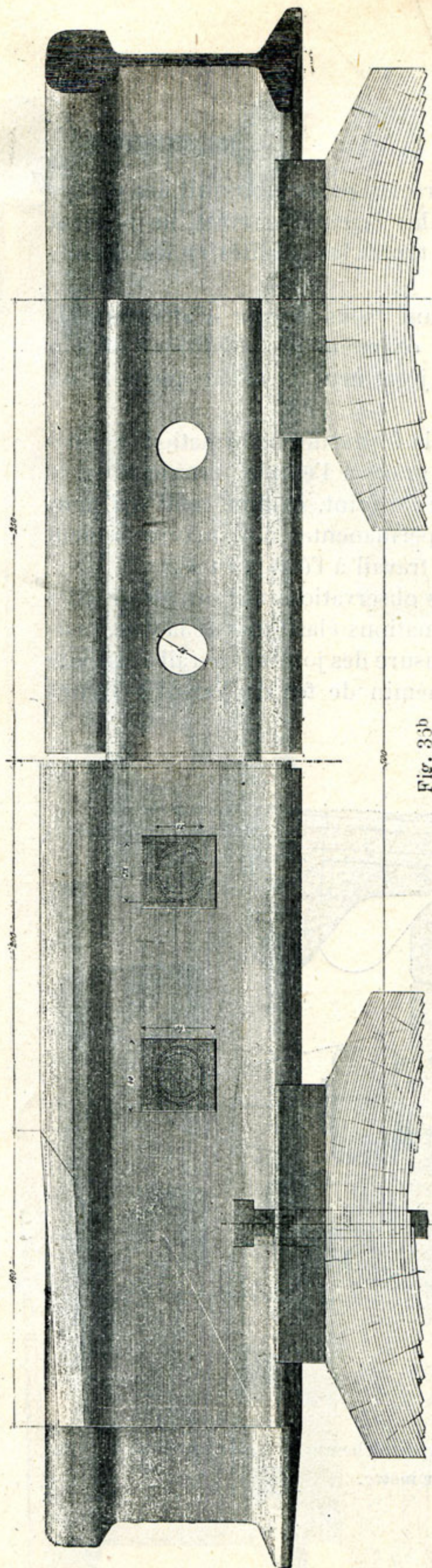


Fig. 36a. — Joint avec rail auxiliaire (*Stossfangschiene*). Type de la Société berlinoise.
Rails de 33 kilogrammes par mètre.

Vue du côté extérieur.



Avec rail auxiliaire.

Sans rail auxiliaire.

Fig. 33b

Plan.

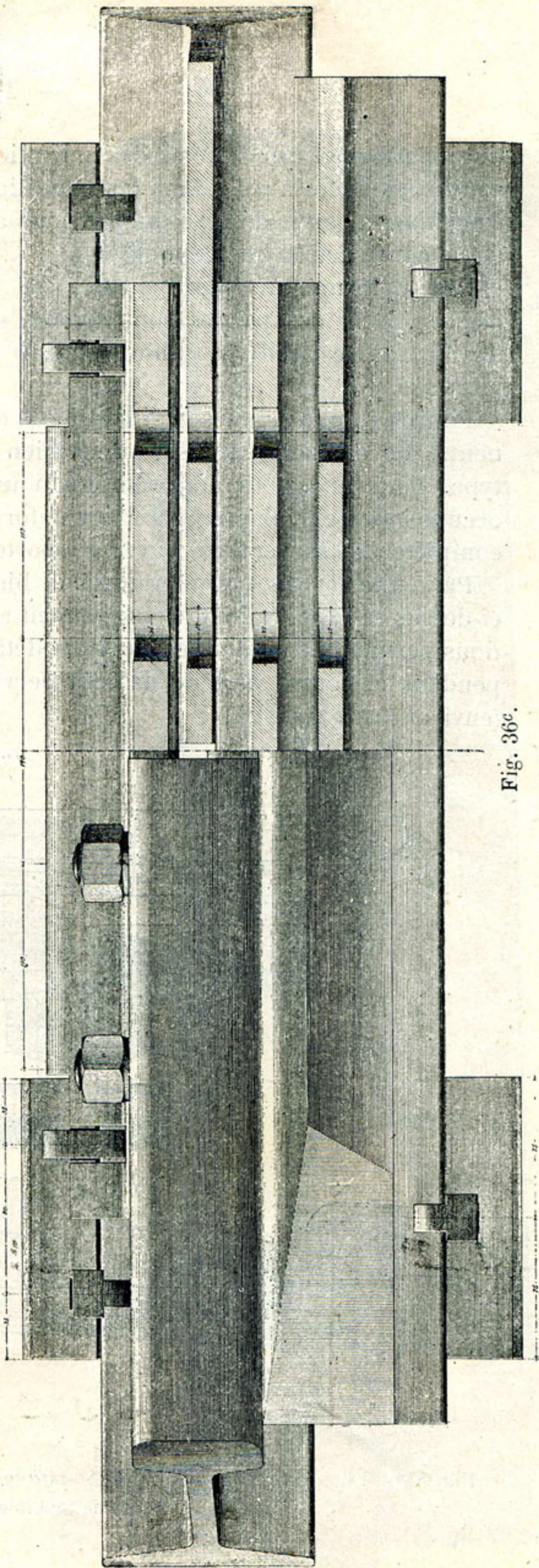


Fig. 36c.

Joint avec rail auxiliaire. Type de la Société berlinoise. Rails de 38 kilogrammes par mètre.

tions élastiques, qui donnent des indications très précieuses sur le travail des parties constitutives de la voie dans les conditions où elles furent observées, ne peuvent évidemment servir de base unique pour apprécier toutes les qualités et les défauts d'une construction quelconque.

Les déformations permanentes se manifestant sous forme d'affaissement, d'usure, etc., des parties constitutives du joint, changent les conditions de son travail qu'il est indispensable d'étudier pour un joint neuf de même que pour un joint usé.

Pour le joint à éclisses ordinairement employé, la forme des déformations permanentes de ses parties nous est assez bien connue, grâce à l'emploi prolongé de ce type. De même, pour apprécier un nouveau type de joint, comme celui qui nous occupe à présent, l'observation des déformations permanentes doit nécessairement compléter les recherches, qui se rapportent à son travail à l'état normal.

Par suite de ces considérations et bien que les observations qui ont été décrites ci-dessus se rapportaient exclusivement aux déformations élastiques de la voie, nous nous permettons de donner quelques détails sur l'usure des joints avec rail auxiliaire pendant la courte période de leur service au chemin de fer de Varsovie-Vienne (environ trois mois).

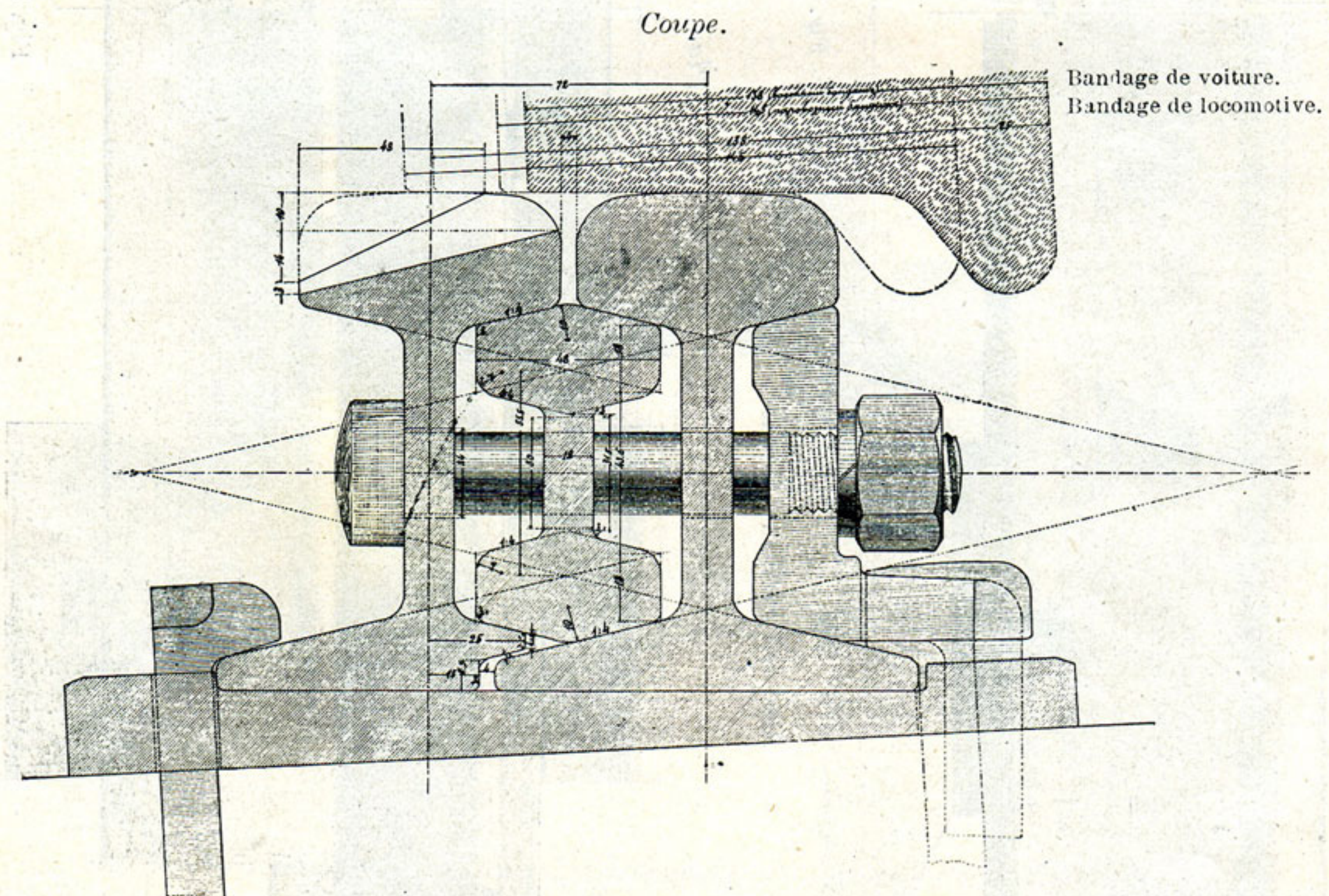


Fig. 37^a. — Joint avec rail auxiliaire (*Stossfangschiene*). Type du chemin de fer de Varsovie-Vienne.
Rails de 38 kilogrammes par mètre.

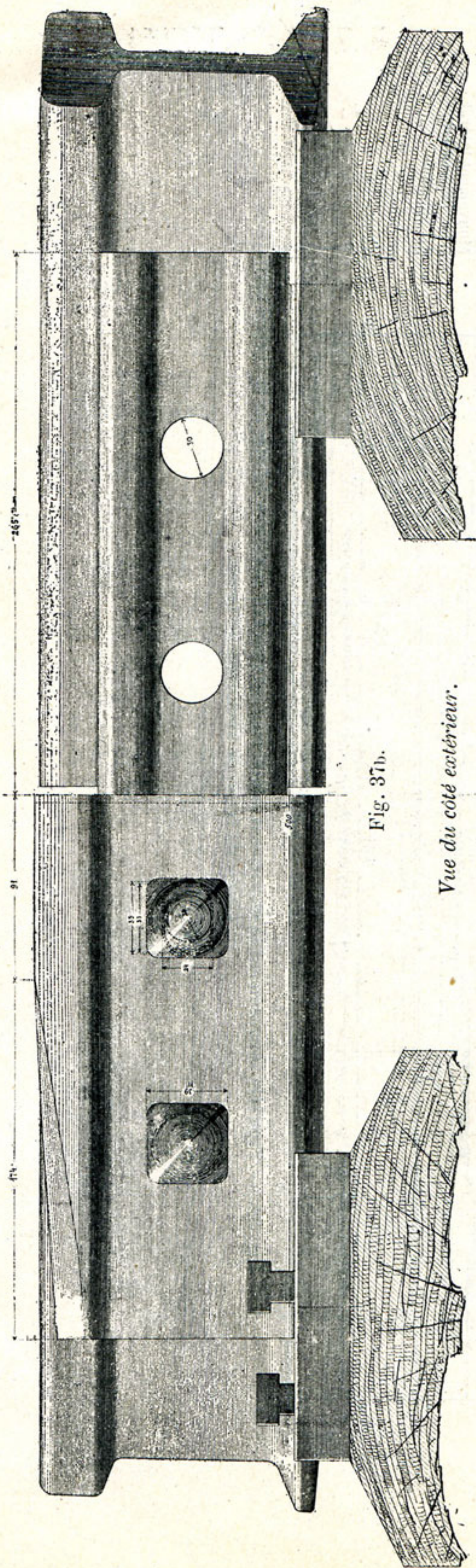


Fig. 37b.

Vue du côté extérieur.

Avec rail auxiliaire.

Sans rail auxiliaire.

Plan.

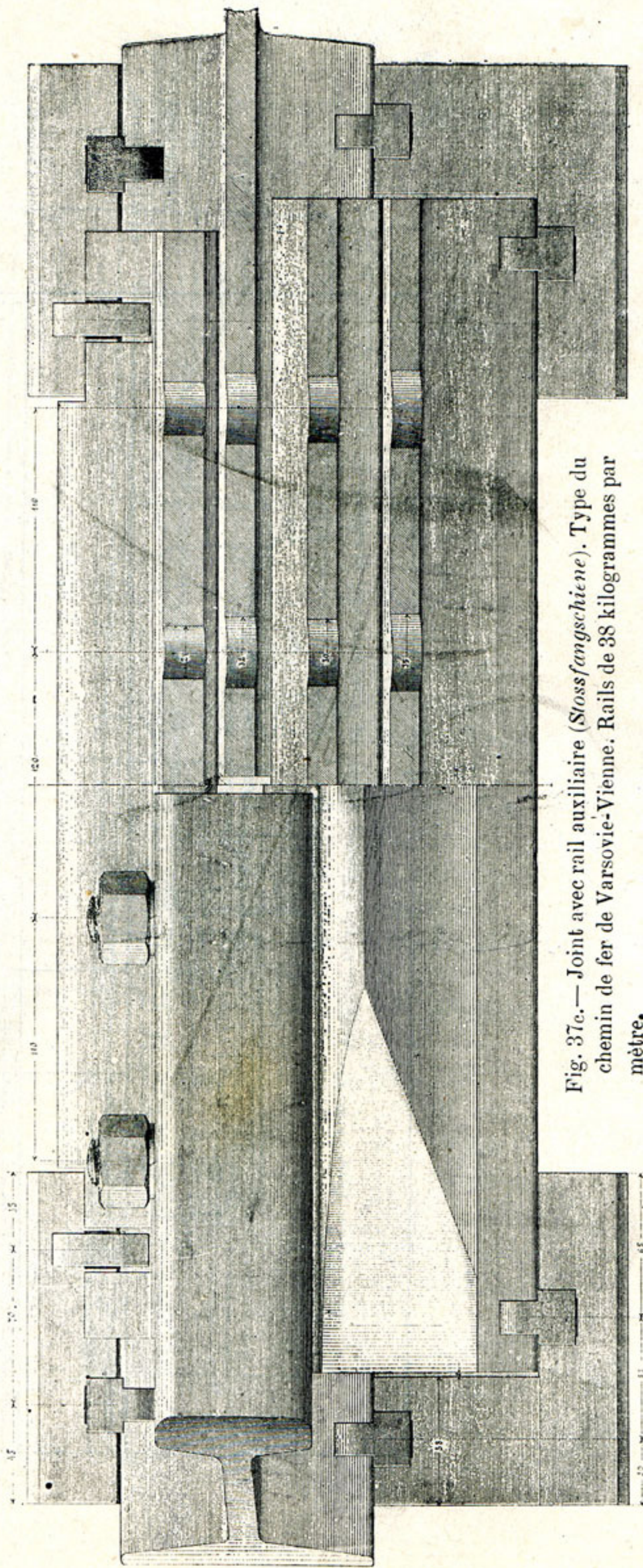


Fig. 37c. — Joint avec rail auxiliaire (*Stossfangschiene*). Type du chemin de fer de Varsovie-Vienne. Rails de 38 kilogrammes par mètre.

N 288^a

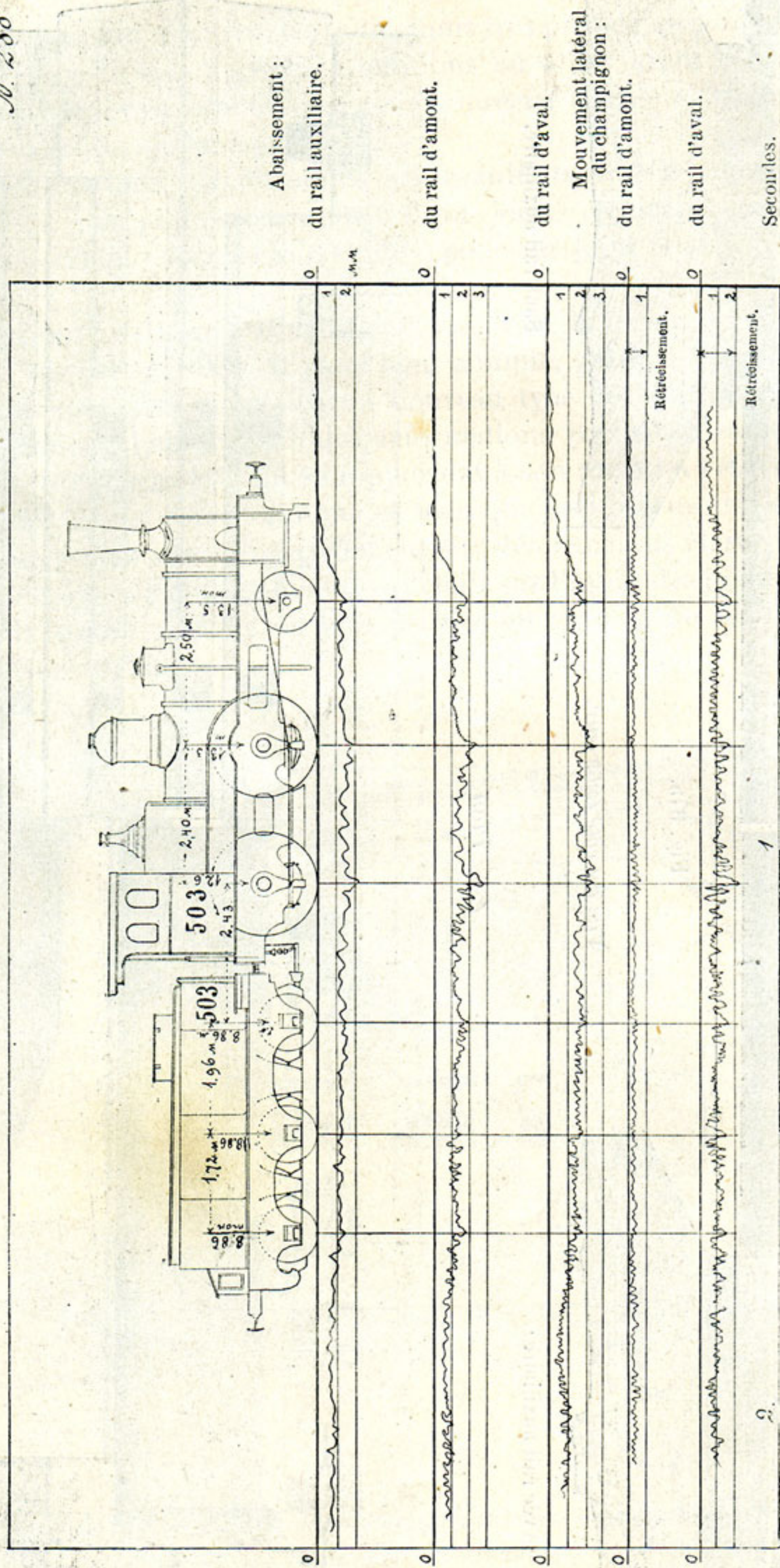


Fig. 38. — Type IIIa. Abaissement et mouvement latéral au joint avec rail auxiliaire du type de la Société berlinoise.
Vitesse du train, 36 kilomètres à l'heure.

N. 286^{av}

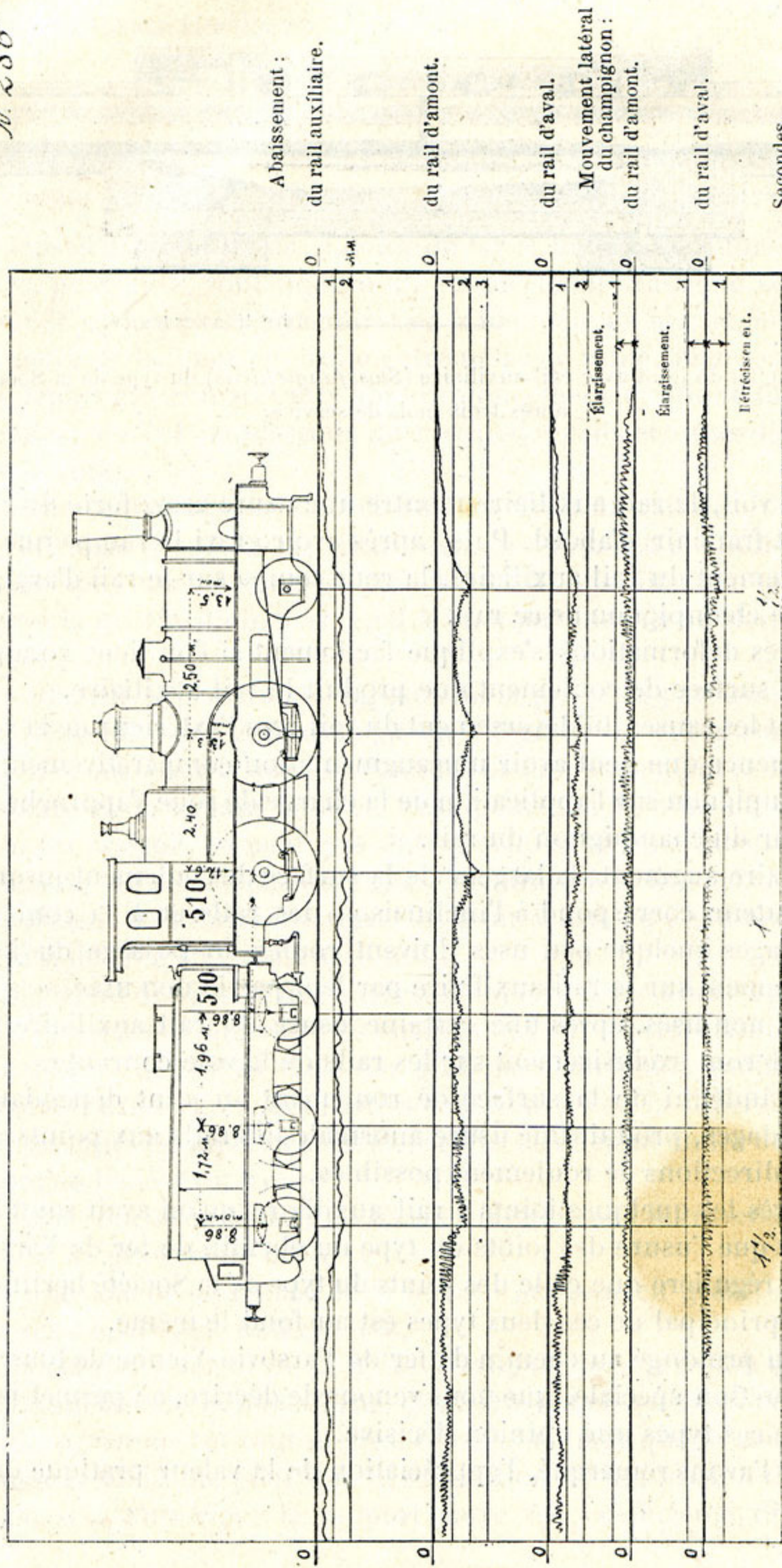


Fig. 39. — Type IIIa. Abaissement et mouvement latéral au joint avec rail auxiliaire du type du chemin de fer de Varsovie-Vienne.
Vitesse du train, 41 kilomètres à l'heure.

La figure 40 montre en plan l'extérieur que présentent actuellement la plupart de ces joints.

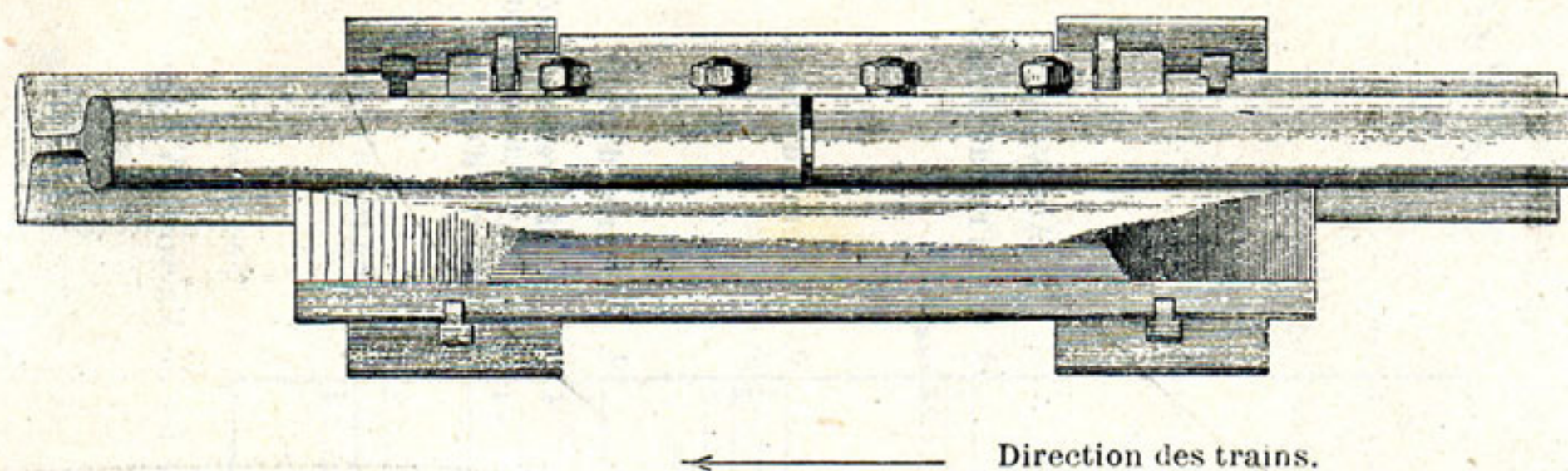


Fig. 40. — Vue en plan du joint avec rail auxiliaire (*Stossfangschiene*) du type de la Société berlinoise, après trois mois de service.

Comme on le voit, le rail auxiliaire montre une usure assez forte du côté d'amont que la roue doit franchir d'abord. Puis, après avoir gravi la rampe que présente la surface de roulement du rail auxiliaire, la roue tombe sur le rail d'aval, aplatissant en cet endroit le champignon de ce rail.

La cause de ces déformations s'explique facilement si l'on tient compte de l'élargissement de la surface de roulement que produit le rail auxiliaire.

En examinant les causes du déversement du rail vers l'extérieur de la voie, on avait remarqué l'influence que peut avoir une augmentation comparativement petite de la largeur du champignon sur l'application de la charge de roue s'approchant alors vers le bord extérieur du champignon du rail.

Le rail auxiliaire augmente la largeur de la surface de roulement jusqu'à un degré tel que si sa hauteur correspond à l'inclinaison des rails et à la conicité des bandages, les bandages quelque peu usés doivent rouler au passage du joint en s'appuyant exclusivement sur le rail auxiliaire par leur partie non usée.

Les bandages non usés, après une certaine usure du rail auxiliaire par les bandages usés, rouleront exclusivement sur les rails de la voie courante.

Ce caractère indéfini de la surface de roulement au joint dépendant du degré d'usure des bandages, produit une usure anormale des rails aux points de raccordement des deux directions de roulement possibles.

Jugeant d'après les quelques joints à rail auxiliaire qu'on avait soumis à l'observation, il paraît que l'usure des joints du type du chemin de fer de Varsovie-Vienne est un peu plus régulière que celle des joints du type de la Société berlinoise. Cependant, le défaut principal de ces deux types est au fond le même.

Le service peu prolongé au chemin de fer de Varsovie-Vienne de tous les types de joints de construction spéciale, que nous venons de décrire, ne permet pas d'émettre sur la valeur de ces types une opinion décisive.

Comme nous l'avons remarqué, l'appréciation de la valeur pratique des construc-

tions dépasse les limites des problèmes qu'on peut résoudre au moyen de l'observation des déformations élastiques.

Conclusions.

Les observations des déformations élastiques de la voie faites au chemin de fer de Varsovie-Vienne en 1897 et 1898 permettent d'établir les conclusions suivantes :

1° Le corps d'un remblai de chemin de fer et le terrain naturel sous le remblai, ainsi qu'à sa proximité, sont sujets à un enfoncement élastique sous le passage des trains. Pour le cas d'un terrain naturel en sable mêlé de marne, ainsi que d'un remblai d'un mètre de hauteur en argile entremêlée de sable, bien tassé sous la marche des trains depuis environ soixante ans, l'enfoncement élastique fut observé même à une profondeur de 7^m40 au-dessous du niveau des rails et à une distance de 5 mètres de l'axe de la voie ;

2° L'enfoncement élastique du remblai au droit du rail diminue de l'assiette du ballast vers le bas. Pour le cas d'un remblai tel qu'il a été indiqué ci-dessus, son enfoncement sous une couche de ballast de 53 centimètres sous la traverse fut trouvé, selon la qualité du ballast, égal à un quart jusqu'à un tiers de l'enfoncement des traverses ;

3° Le coefficient exprimant le rapport de la pression par unité de surface inférieure de la traverse à son enfoncement (en kilogrammes et centimètres), dépend des propriétés des matériaux dont se composent non seulement le ballast, mais aussi l'infrastructure et le terrain naturel, c'est pourquoi le nom de coefficient de ballast qui lui fut assigné, ne peut pas être considéré comme exact. Si l'on donne à ce rapport le nom de coefficient de l'assise des traverses, le coefficient de ballast sera égal au coefficient de l'assise des traverses pour le cas où l'enfoncement de la plate-forme servant de base au ballast sera nul ;

4° Le coefficient de l'assise des traverses doit être déterminé d'après l'enfoncement de toutes les traverses ayant reçu les charges qui ont servi à établir ce coefficient ;

5° Le coefficient de ballast varie non seulement suivant la qualité du ballast, mais aussi suivant les dimensions des parties constitutives de la superstructure.

6° Pour les types de superstructure observés au chemin de fer de Varsovie-Vienne, le coefficient de ballast fut trouvé :

a) Pour une couche de ballast de 53 centimètres sous la traverse, en gros sable de carrière mêlé de gravier, de 6.9 à 9 ;

b) Pour une couche de ballast de la même épaisseur en granit concassé d'environ 4 centimètres d'épaisseur, de 4.6 à 6.5 ;

7° En appelant coefficient de la route le rapport de la pression qu'exerce le ballast par unité de surface de la plate-forme des terrassements à l'enfoncement de la plate-forme (en kilogrammes et centimètres) et en admettant que la couche de ballast soit d'une épaisseur suffisante pour que la répartition de la pression des traverses sur la plate-forme soit uniforme, le rapport entre les coefficients de l'assise des tra-

verses C, de ballast K et de la route N peut être approximativement exprimé par l'équation :

$$\frac{1}{C} = \frac{1}{K} + \frac{1}{nN}$$

$n = \frac{a}{b}$ étant le rapport entre l'écartement des traverses d'axe en axe et la largeur de la surface inférieure de la traverse. Le coefficient de la route ainsi déterminé fut trouvé pour le cas indiqué sous 1° N = 5;

8° L'enfoncement relatif des traverses au milieu, au droit du rail et à l'about, pour le cas d'un bourrage uniforme sur toute la longueur de la traverse, fut trouvé en moyenne :

a) Pour traverses de 2^m44 de longueur et pour rails lourds (type II)

69 : 100 : 124;

b) Pour traverses de 2^m70 de longueur et pour rails lourds (types III et IV^a)

74 : 100 : 66;

c) Pour traverses de 2^m70 de longueur et pour rails légers (type V)

91 : 100 : 78.

9° L'enfoncement des traverses varie d'une manière à peu près symétrique du milieu vers les deux abouts du rail, en raison du coefficient de l'assise des traverses, de leur répartition et du type de rails. Avec des joints en porte-à-faux et un écartement des traverses contre-joint de 50 centimètres et des traverses intermédiaires de 75 à 85 centimètres d'axe en axe, l'enfoncement des traverses intermédiaires est généralement supérieur à celui des traverses contre-joint;

10° Des causes accidentelles, par exemple un bourrage inégal des traverses et des sinuosités insensibles des rails dans le plan vertical, peuvent, même dans une voie soigneusement entretenue, modifier l'enfoncement des traverses isolées de 50 p. c. ;

11° L'observation de l'enfoncement des traverses par tonne de charge de roue de locomotive n'a pas décelé l'influence de la vitesse des trains sur la grandeur de cet enfoncement pour des vitesses allant jusqu'à 60 kilomètres par heure ;

12° Pour un écartement des essieux de locomotives de deux à trois fois l'écartement des traverses intermédiaires, la charge du rail maximum est de 0.39 à 0.44 de la charge de roue ;

13° L'abaissement des rails au droit des traverses est, en général, supérieur à l'enfoncement des traverses. La grandeur de cette différence, qui provient principalement du jeu entre les surfaces juxtaposées du rail, de la plaque d'appui et de la traverse ainsi que de la compression et de l'écrasement de la traverse, varie suivant le type de superstructure. Pour des traverses neuves, auxquelles on avait fraîchement fixé les rails, la différence entre l'abaissement des rails et l'enfoncement des traverses est moindre pour une voie posée sans plaques d'appui ;

14° L'abaissement maximum du rail entre les traverses n'est que peu supérieur à son abaissement au droit des traverses. La différence absolue n'a pas dépassé en moyenne 0.3 millimètre;

15° Quoique la charge dynamique des roues de locomotive ne produise pas un enfoncement des traverses plus considérable que la charge en repos, elle augmente cependant d'environ 50 p. c. la flèche de flexion des rails entre les traverses;

16° Dans les locomotives à trois essieux des types en usage au chemin de fer de Varsovie-Vienne, le premier essieu est déchargé, en moyenne, de 6 p. c., tandis que les deux autres essieux sont surchargés, l'essieu du milieu de 4 p. c. et celui d'arrière de 2 p. c.;

17° Sur voie en ligne droite, soigneusement entretenue, la surcharge accidentelle maximum des roues isolées ne dépasse pas 35 p. c. et la décharge 37 p. c.;

18° L'action dynamique de la charge des roues de tender augmente l'enfoncement des traverses d'environ 50 p. c. et la flèche de flexion des rails entre les traverses d'environ 100 p. c. des valeurs obtenues sous l'action de la charge en repos;

19° Il résulte des conclusions 15 et 18 que, pour que l'effet dynamique des roues du tender ne soit pas plus grand que celui des roues de la locomotive, il est indispensable que la charge de roue du tender en état de service ne dépasse pas deux tiers de la charge maximum de roue de la locomotive;

20° Le déversement du rail dans une voie en ligne droite peut avoir lieu également vers l'intérieur et vers l'extérieur de la voie. Le maximum de l'angle de rotation du rail a atteint, d'après les observations, 46' ;

21° Le glissement du rail sur les appuis perpendiculairement à l'axe de la voie a atteint, d'après les observations, 1.7 millimètre vers l'extérieur de la voie et 0.5 millimètre vers l'intérieur;

22° Le déplacement latéral du champignon du rail dans une voie en ligne droite provient d'un déversement du rail et d'un glissement sur les appuis. Ces deux mouvements peuvent avoir lieu simultanément dans des directions opposées, c'est-à-dire qu'un glissement du rail vers l'extérieur de la voie peut avoir lieu en même temps qu'un déversement vers l'intérieur et *vice versa*;

23° Dans une voie soigneusement entretenue, en ligne droite, les déplacements latéraux du champignon du rail vers l'extérieur ainsi que vers l'intérieur de la voie, provenant du déversement du rail, ainsi que de son glissement sur les appuis, ne dépassent pas 1.75 millimètre;

24° Dans tous les types de joints à éclisses qui furent observés, notamment dans les joints en porte-à-faux avec éclisses cornières et éclisses en Z à quatre et à six boulons, dans les joints sur deux traverses, les joints à recouvrement et les joints à éclisse porteuse, les éclisses ne sont capables que de limiter jusqu'à un certain degré les déformations indépendantes des abouts des rails sans pouvoir les empêcher. Le degré de l'efficacité des éclisses sous ce rapport dépend de la construction du joint et de l'ajustement des éclisses aux rails;

25° Si dans une voie non chargée, les abouts des rails au joint se sont trouvés au

même niveau, les roues des véhicules, en passant sur un joint à éclisses, de même que sur un joint sans éclisses, rencontrent l'about du rail d'aval à un plus haut niveau que celui du rail d'amont, de sorte que ces roues doivent pour ainsi dire faire un saut pour escalader ce gradin ;

26° Le rapport entre l'abaissement des rails aux joints et leur abaissement au droit des traverses varie non seulement en raison de l'écartement des traverses contre-joints et des traverses intermédiaires, mais aussi du coefficient de l'assise des traverses, de leurs dimensions et du type des rails.

Varsovie, le 14 janvier 1899.
