

Thèmes de discussion concernant les relations fondamentales et la détermination des notions se rapportant à la résistance à la fatigue des assemblages soudés

Autor(en): **Gehler, W.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht**

Band (Jahr): **2 (1936)**

PDF erstellt am: **21.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-3039>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

IIIa 3

Thèmes de discussion concernant les relations fondamentales et la détermination des notions se rapportant à la résistance à la fatigue des assemblages soudés.

Diskussionsfragen über Grundbeziehungen und Begriffsfestsetzungen für die Dauerfestigkeit geschweißter Stabverbindungen.

Questions for Discussion on Fundamental Relationships and Principles Governing the Fatigue Strengths of Welded Connections.

Dr. Ing. W. Gehler,

Professor an der Technischen Hochschule und Direktor beim Staatlichen Versuchs- und Materialprüfungsamt, Dresden.

Lors de la mise en valeur des nombreux essais de durée, exécutés au cours des 5 dernières années dans les laboratoires officiels d'essai des matériaux de l'Allemagne pour l'établissement de normes officielles relatives aux assemblages soudés, on se trouva en présence d'une série de questions qui purent être éclaircies mais aussi de problèmes qui doivent faire l'objet d'un échange de vues international et de nouvelles recherches.

1° — *La représentation graphique des grandeurs fondamentales: force, chemin et temps (fig. 1).*

a) *Le plan XY des forces et du chemin* (ou encore plan des tensions-déformations) illustre les résultats des essais statiques de rupture exécutés chaque jour et forme la base de la théorie de l'élasticité et de la résistance des matériaux. L'influence de la durée de l'essai de rupture, qui généralement est négligée, se reconnaît au fait que la ligne 1 de la fig. 1, se transforme en la ligne 2, pour un essai exécuté rapidement, et en la ligne 3 pour un essai de résistance aux chocs ou aux coups.

b) Considérons le troisième axe du système de coordonnées, Z comme axe du temps; le plan YZ représente le passage au *domaine des oscillations* ou à celui des relations temps-résistance des matériaux. On portera dans ce plan les résultats des essais de durée sous forme de la *ligne temps-résistance à la fatigue, (ligne de Wöhler)*.¹ Les abscisses z représentent la durée des essais, exprimée non pas

¹ Wöhler: Zeitschrift für Bauwesen, Berlin 1860, 1863, 1866 et 1870.

au moyen de l'unité de temps généralement usitée mais plutôt au moyen du nombre d'oscillations (par ex. 2 millions d'oscillations à 4 secondes chacune, c'est-à-dire 8 millions de secondes). Le temps, au lieu d'être mesuré au moyen de la montre, l'est donc par le nombre d'oscillations identiques. La ligne de Wöhler donne le nombre d'oscillations que peut supporter une éprouvette dans le cas d'une sollicitation déterminée. Après un temps assez long, cette ligne est parallèle à l'axe des Z à la distance σ_D , appelée *résistance à la fatigue*. Cette distance donne la tension qui peut être supportée un nombre infini de fois.²

c) Le domaine des oscillations comprend un système de coordonnées $X' Y' Z$ déplacé parallèlement au système XYZ. Dans ce nouveau système on porte en ordonnées y' les tensions (dans la direction de l'axe des forces). Dans le plan des $Y' Z$ (*plan forces-temps*) on peut mettre en évidence les *notions fondamentales de résistance aux efforts alternés* σ_W , de *résistance aux efforts répétés* σ_U et de *résistance aux efforts ondulés* $\sigma_{D,max}$ (résistance à la fatigue dans le cas d'une contrainte initiale σ_m). (Les limites sont pour la résistance aux efforts alternés $\sigma_o = +\sigma_W$ et $\sigma_u = -\sigma_W$, d'où $\sigma_m = 0$ (fig. 1) par contre pour la résistance

aux efforts répétés $\sigma_o = \sigma_U$ et $\sigma_u = 0$, d'où $\sigma_m = \frac{1}{2} \cdot \sigma_U$).

d) Un plan X'' ou X' déplacé autour de l'axe des Y' peut servir à la représentation d'autres fonctions quelconques de la résistance des matériaux à la fatigue; on portera toujours en ordonnées y' les contraintes σ_D . Par exemple on peut représenter la relation existant entre la profondeur de l'encoche et les tensions dans les essais de résilience, ou bien le procédé γ des Chemins de fer allemands

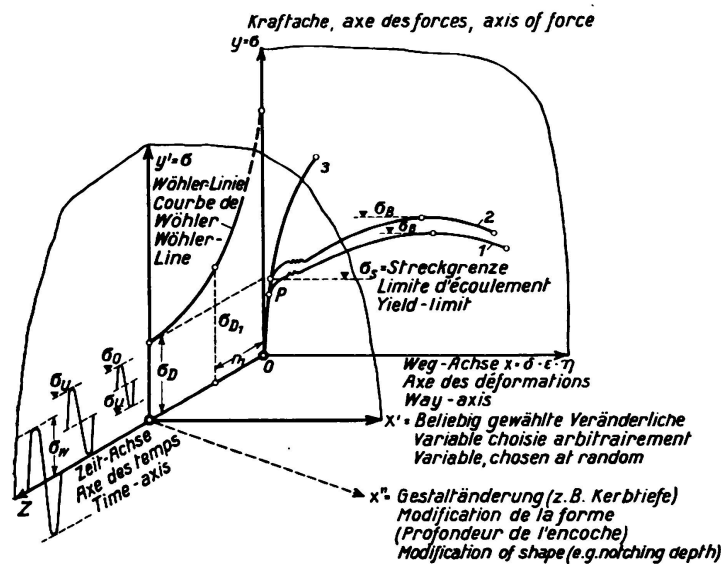


Fig. 1.

($x' = \sigma_{min} : \sigma_{max}$) ou bien encore la relation entre la contrainte statique initiale σ_m et les tensions (représentation de Haigh).

Au moyen de cette représentation (fig. 1) on a distingué tous les domaines de la résistance des matériaux avec leurs caractéristiques.

2° --- Tensions admissibles et coefficients s'appliquant aux ponts métalliques.

A. — Ponts-rails rivés.³

Dans le cas de surcharges fixes (statiques), le coefficient de sécurité est égal au rapport entre la tension σ_s à la limite d'écoulement et la contrainte σ_{adm}

² De là sont tirés les deux premiers sujets de discussion.

³ Par ponts-rails nous entendons les ponts qui portent des voies de chemin de fer, par opposition aux ponts-routes.

engendrée par une surcharge effective, $v = \sigma_s : \sigma_{adm}$. Mais dans le cas d'une surcharge oscillante, la sécurité de l'ouvrage est donnée par le *nombre des oscillations* (problème de statistique).

1^{er} Cas. — *Poteaux et diagonales des poutres principales en treillis d'un pont-rails rivé.*

Nous avons exécuté des mesures sur un vieux pont en treillis de 39 m de portée.⁴ On mesura dans une diagonale, lors du passage de deux wagons d'essai de $4 \cdot 8 = 32$ tonnes de poids total, un effort de traction $\sigma_{max} = +215 \text{ kg/cm}^2$ et un effort de compression $\sigma_{min} = -70 \text{ kg/cm}^2$. Ces mesures furent enregistrées et l'on trouva graphiquement la même courbe des tensions (fig. 2) comme

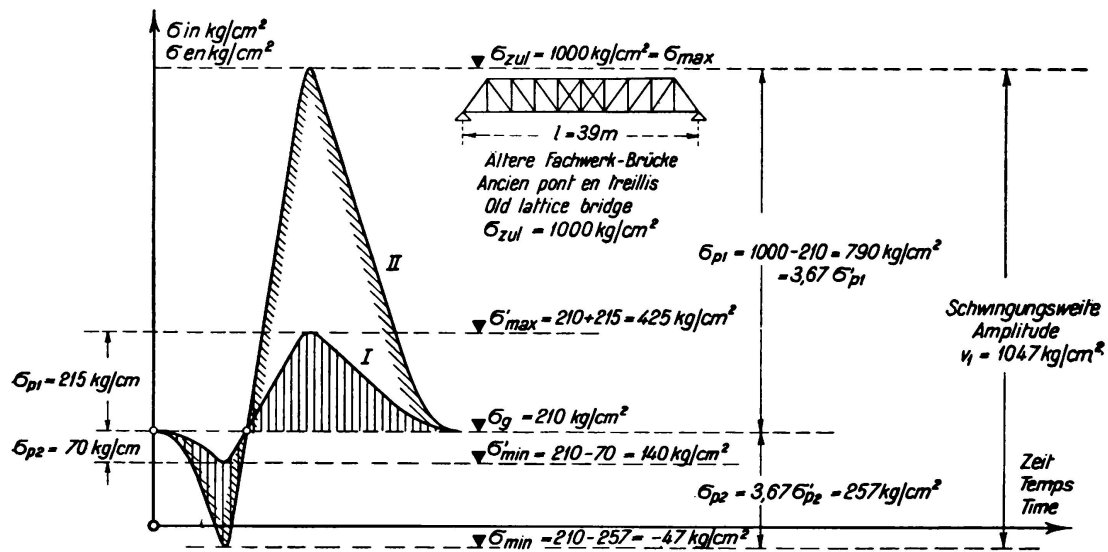


Fig. 2.

Le principe de l'amplitude et de la sécurité statique dans les assemblages des ponts-rails.

ligne d'influence de la surcharge. Lors du passage d'une locomotive, la tension admissible autrefois de $\sigma_{adm} = \sigma_{max} = 1000 \text{ kg/cm}^2$ doit être complètement utilisée, de telle sorte que pour une tension permanente fixe de $\sigma_g = 210 \text{ kg/cm}^2$ la courbe des tensions reste analogue à ce qu'elle est mais agrandie dans le rapport $\frac{1000 - 210}{215} = 3,67$. L'on obtient dans ce cas comme point le plus bas $70 \cdot 3,67 = 257 \text{ kg/cm}^2$ et $\sigma_{min} = 210 - 257 = -47 \text{ kg/cm}^2$ (c'est-à-dire une compression). L'amplitude totale des tensions dans cette diagonale est donc

$$v_1 = 1000 + 47 = 1047 \text{ kg/cm}^2 = 10,5 \text{ kg/cm}^2. \quad (1)$$

Il s'agit maintenant de trouver expérimentalement la résistance à la fatigue σ_{p1} de cette barre et de ses assemblages. Lors des essais il faudra choisir comme amplitude d'oscillations $w_1 = v_1 = 10,5 \text{ kg/mm}^2$. Comme la variation de la tension dans cette diagonale ne se trouve que très peu dans le domaine de la compression, on peut se baser avec raison sur la résistance aux efforts répétés

⁴ Voir W. Gehler: „Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken“, page 67 (W. Ernst & Sohn, Berlin 1910).

($\sigma_{\min} = 0$ à $\sigma_{\max} = 10,5 \text{ kg/mm}^2$). Si par exemple les essais de durée nous donnent la rupture pour un nombre d'oscillations $n_{D_1} = 2\,000\,000^5$, la rupture ne se produira qu'après 80 000 jours, c'est-à-dire 220 ans pour un pont supportant journalièrement $n_T = 25$ trains (par contre pour un pont servant au trafic urbain et supportant par jour $n_T = 250$ trains, la rupture se produira après 22 ans déjà). Le chiffre qui caractérise la sécurité est dans ce cas la durée du pont (exprimée en jours), c'est-à-dire le rapport:⁶

$$v_T = n_D : n_T. \quad (2)$$

Ces essais de durée ne donnent cependant pas une reproduction exacte de la réalité, car ils sont exécutés sans aucune interruption. Entre les différents passages de trains il existe, principalement pendant la nuit, un intervalle assez grand au cours duquel il est possible que le matériau se repose. Même si les essais exécutés jusqu'à aujourd'hui n'ont attribué à ces temps de repos aucune influence sur la résistance à la fatigue du matériau lui-même, nous pouvons supposer que les conditions sont peut-être meilleures dans les *assemblages réels* rivés ou soudés.⁷

2^{ème} Cas. — *Membrures des poutres principales continues à âme pleine ou en treillis.*

Ce cas nous montre qu'il est nécessaire de distinguer les parties de poutres dans lesquelles les limites des tensions calculées σ_{\max} et σ_{\min} sont de même signe, des parties dans lesquelles on a des tensions alternées (de signe différent). En partant du rapport qui existe entre les efforts statiques S ou les moments M

$$\xi = \frac{S \min}{S \max} \text{ resp. } \frac{M \min}{M \max} \quad (3)$$

nous pouvons introduire un *coefficient d'oscillations*

$$\gamma = \frac{\sigma_{adm}}{\sigma_{D adm}} > 1 \quad (4)$$

(semblable au *coefficient de flambage* déjà connu $\omega = \frac{\sigma_{adm}}{\sigma_{D adm}}$) parce que dans les essais de durée les résistances σ_w , σ_u , $\sigma_{D \max}$ ne sont pas les mêmes pour les aciers 37 et 52. C'est ainsi que l'on obtient les différentes lignes des γ — ξ des Chemins de fer allemands (B.E. § 36, tableau 17). De même que pour le flambage $\frac{\omega \cdot S}{F} \leq \sigma_{adm}$, devons-nous ici calculer une tension abstraite

$$\sigma_I = \frac{\gamma \cdot S \max}{F} \leq \sigma_{adm} \quad (5)$$

de telle sorte que ce procédé puisse être employé comme si l'on avait affaire à des éléments de construction sollicités d'une manière purement statique.⁸

⁵ Voir le premier sujet de discussion.

⁶ Voir le quatrième sujet de discussion.

⁷ Ceci nous mène au troisième sujet de discussion.

⁸ Voir *Kommerell: Erläuterung zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten*, II^e partie, page 39 (W. Ernst & Sohn, Berlin 1936).

3^{ème} Cas. — Assemblages des longrines aux entretoises.

Les rivets se desserrent très facilement dans ces assemblages ainsi que l'expérience nous l'a montré. C'est pourquoi les nouvelles normes des Chemins de fer allemands (B.E., § 46) prescrivent, pour l'augmentation de la sécurité, non seulement des méthodes de calcul très sévères (augmentation des réactions d'appuis $A'_{\max} = 1,2 A_g + \varphi A_p$ et augmentation des moments pour l'acier 52 par rapport à l'acier 37) mais surtout des mesures constructives adéquates (disposition dans tous les cas d'une tôle placée au-dessus des longrines afin de leur donner de la continuité). D'autre part ces normes tiennent compte de la portée des longrines par l'intermédiaire de la grandeur donnée au coefficient φ pour effets dynamiques (par ex. $\varphi = 1,6$ lorsque la superstructure est formée de traverses et pour $l = 5,0$ m alors que $\varphi = 1,4$ pour une poutre principale de portée moyenne). Ce n'est que par des essais précis, exécutés sur des ponts en service, que l'on pourra déterminer le nombre et l'amplitude des véritables ondes de tension pour le cas spécial que nous avons exposé et en tenant compte de l'influence de la superstructure sur la répartition des forces. Il sera possible de comparer alors les résultats des essais de durée avec de tels assemblages, (*problème d'essais qu'il serait très intéressant de traiter*).

B. — Ponts-rails soudés.

L'on tient compte de l'influence des surcharges de la façon suivante:

a) Détermination (au moyen des lignes d'influence) de la position la plus défavorable du train-type immobile.

b) Coefficient pour effets dynamiques $\varphi \geq 1$ (où l'on a $S = S_g + \varphi \cdot S_p$ ou $M = M_g + \varphi \cdot M_p$) afin de tenir compte de l'influence des chocs et des trépidations provoquées par le mouvement des forces (par ex. par suite de l'effet des roues motrices, des joints des rails). Par ce moyen, la flexion statique est augmentée. (*Problème qui deviendra le plus important de la technique des mensurations relatives aux ponts.*)

c) Au moyen du coefficient d'oscillations $\gamma \geq 1$ en tant que fonction des limites statiques calculées S_{\min} et S_{\max} , on doit englober la fatigue de la partie de l'ouvrage sollicitée aux efforts alternés ou aux efforts ondulés. Ceci doit être mis en valeur d'une façon différente pour les aciers 37 et 52 de même que pour un faible et un fort trafic. ($n_T \leq 25$ et $n_T > 25$ trains par jour.)

d) Coefficient de réduction relatif à la forme $\alpha \geq 1$.

Alors que le coefficient γ peut, en principe, être identique pour les ponts rivés et soudés, il n'en est pas ainsi si l'on se base sur les essais de durée faits en Allemagne.⁹ Il faut encore réduire les contraintes admissibles¹⁰ et de la manière suivante (voir l'équation 5)

$$\sigma'_I = \frac{\sigma_I}{\alpha} = \frac{\gamma \cdot S_{\max}}{\alpha \cdot F} \leq \sigma_{\text{adm}} \quad \text{resp.} \quad \frac{\gamma}{\alpha} \cdot \frac{M_{\max}}{W} \leq \sigma_{\text{adm}}, \quad (6)$$

⁹ Voir „Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen“, 1935. Édition VDI, Berlin, Rapport commun du laboratoire officiel d'essai des matériaux de Berlin-Dahlem et du laboratoire d'essai des matériaux de Dresde, par K. Memmler, G. Bierett et W. Gehler.

¹⁰ Voir note 8, Kommerell, page 44.

Le coefficient α peut prendre différentes valeurs suivant la forme de la soudure (d'angle ou bout à bout) ou la qualité de son exécution (avec ou sans reprise à l'envers, cordons usinés très exactement). De tels coefficients de réduction sont déjà utilisés pour les charpentes soudées (DIN 4100, § 5) par exemple pour les soudures bout à bout sollicitées à la traction $\rho_{adm} = 0,75 \sigma_{adm}$, c'est-à-dire $\alpha = 0,75$.

C. — Ponts routes rivés et soudés.

Lorsque l'on compare les ponts-routes aux ponts-rails on constate que les premiers sont beaucoup moins souvent soumis à des sollicitations répétées d'une façon régulière. Les surcharges envisagées chez nous (DIN 1073) offrent une large sécurité quant à la grandeur et à l'intensité des charges, de telle sorte que

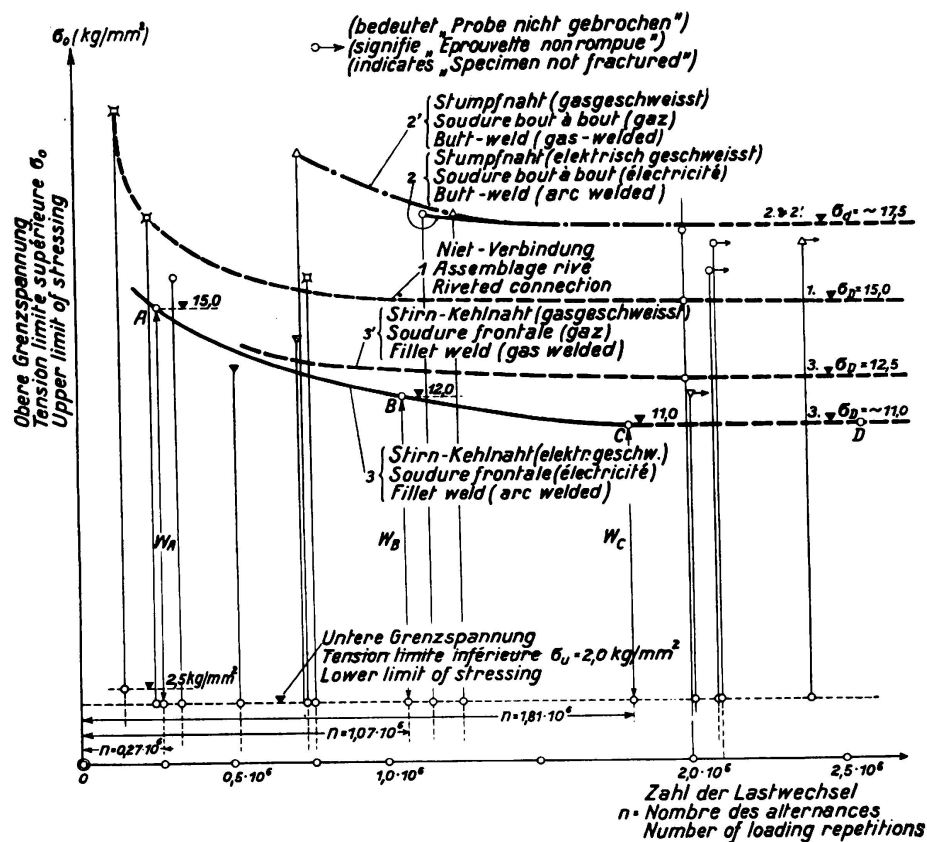


Fig. 3.

Lignes de Wöhler des essais du comité spécial avec assemblages de poutres rivés et soudés, sollicités à la traction.

l'on peut considérer ces ponts comme chargés avant tout statiquement. Des 4 influences dont il a été parlé sous B) on peut dégager le coefficient d'oscillations qui peut être posé $\gamma = 1$ tandis que l'on doit conserver le coefficient φ et, pour les ponts-routes soudés, le coefficient de réduction relatif à la forme: α .

3° — La courbe des tensions limites-temps (fig. 3) (ligne de Wöhler).

La résistance des matériaux à la durabilité σ_D est fonction d'une série de variables (par ex. n , σ_0 , σ_u , σ_m): il est par conséquent préférable de les repré-

senter dans les différents plans ayant pour axe Z, X', X'' ainsi que le montre la fig. 1. Nous devons tout d'abord reporter les résultats des essais afin d'obtenir la ligne de Wöhler. Supposons que, au moyen d'un pulsateur, nous ayons à déterminer par des essais de traction σ_D pour une soudure frontale¹¹ (fig. 3 ligne 3). On choisit d'abord une valeur quelconque comme limite supérieure de tension (par ex $\sigma_o = 15 \text{ kg/mm}^2$) pour une limite inférieure de tension $\sigma_u = 2,0 \text{ kg/mm}^2$. La rupture se produit déjà pour $n = 270000$ oscillations (point A). Lors du 2^{ème} essai l'on prend $\sigma_o = 12 \text{ kg/mm}^2$ et l'on garde la même valeur

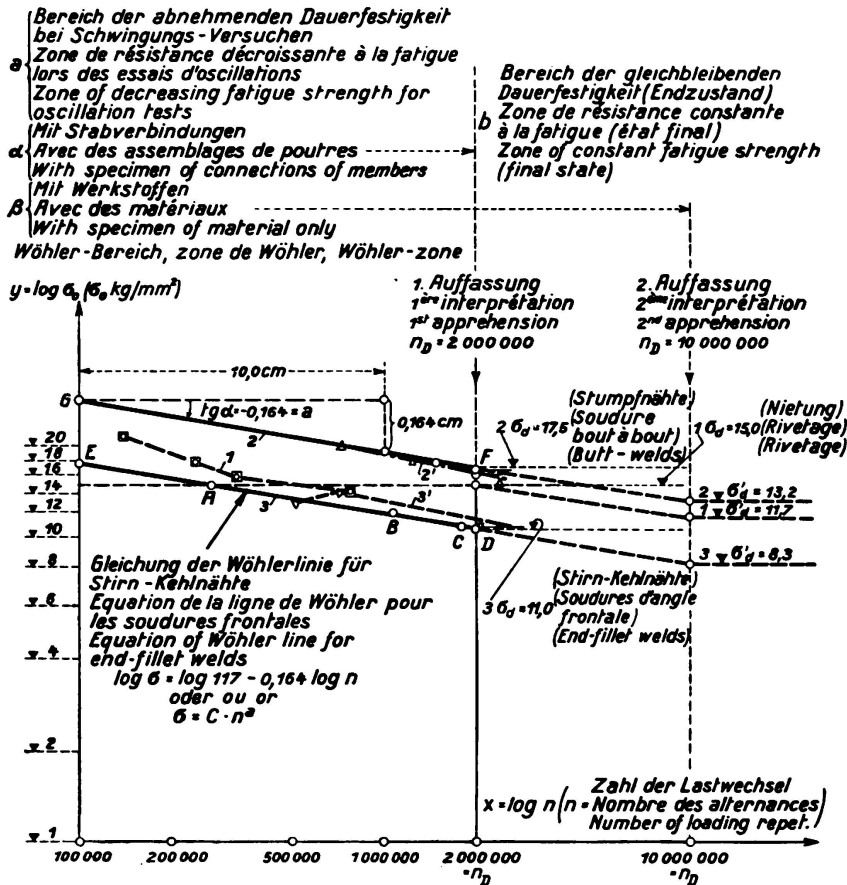


Fig. 4.

Zone de résistance décroissante à la fatigue (zone de Wöhler) de la ligne des tensions-temps (représentation logarithmique) pour les assemblages de poutres rivés et soudés.

$\sigma_u = 2,0 \text{ kg/mm}^2$ et l'on obtient dans ce cas $n = 1,07 \cdot 10^6$ (point B). Et enfin dans le cas du 3^{ème} essai, $\sigma_o = 11,0 \text{ kg/mm}^2$ et $n = 1,81 \cdot 10^6$ (Point C). On peut constater sur la figure que la ligne ABC se rapproche déjà sensiblement de l'horizontale dans la zone CD, de telle sorte que l'on peut prendre comme valeur finale pour la résistance à la fatigue¹²

$$\sigma_D = \text{env. } 11,0 \text{ kg/mm}^2.$$

Portons maintenant pour les mêmes essais, comme ordonnées $y = \log \sigma_o$ et en abscisses $x = \log n$ (fig. 4). Nous employons les échelles logarithmiques

¹¹ Voir le rapport cité à la note 9, page 16.

¹² Premier sujet de discussion.

suivant les deux directions et non pas comme on l'a souvent fait suivant l'axe des x seulement. Nous pouvons constater que la courbe ABC s'est transformée assez exactement en une droite ED qui, avec la droite qui lui est parallèle GF,

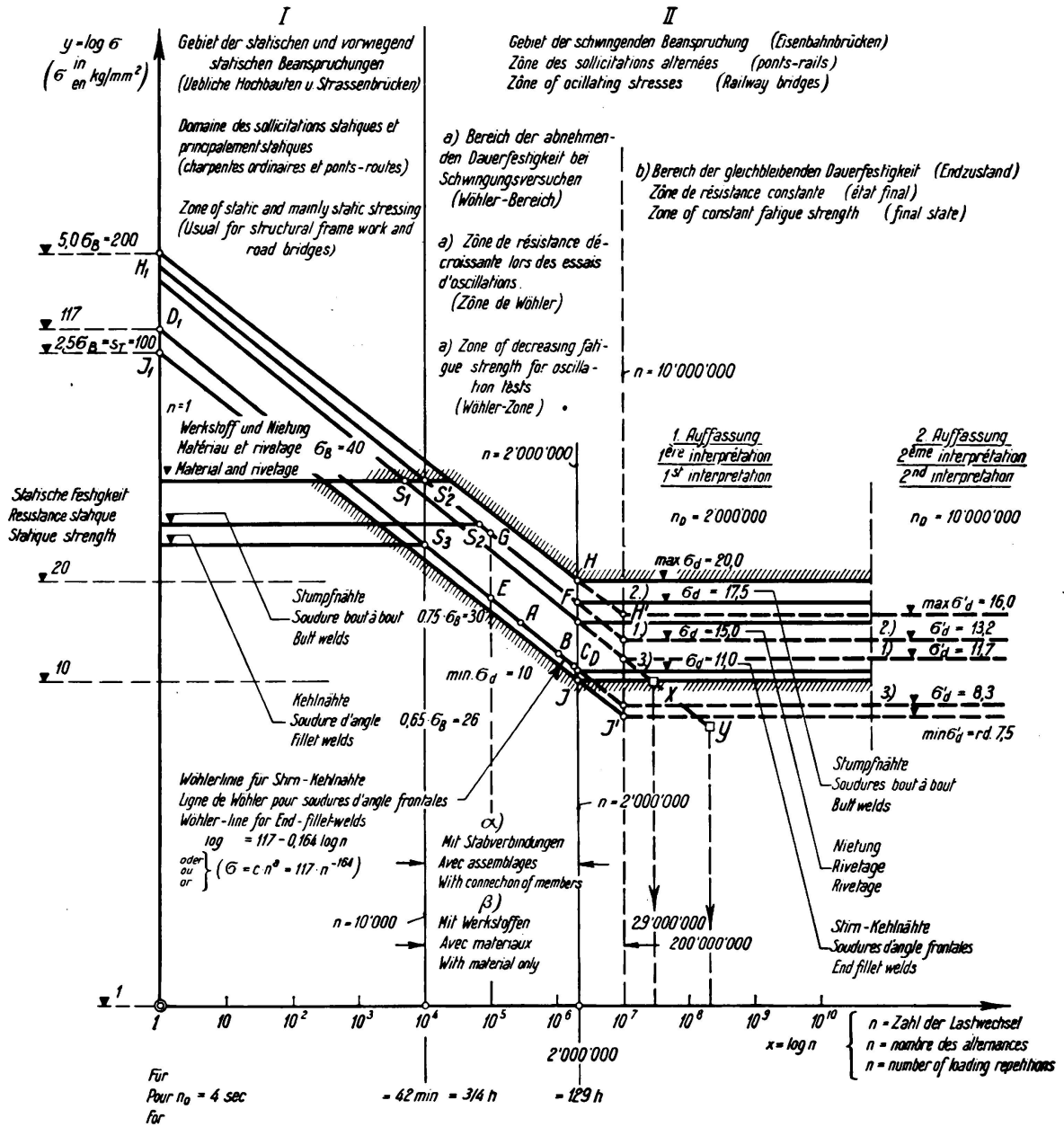


Fig. 5.

Les zones de la ligne des tensions-temps et de la ligne de Wöhler pour les assemblages de poutres (représentation logarithmique).

donne parfaitement l'allure des directions des autres lignes d'essais. L'équation de la droite ABC est:

$$\log \sigma = \log 117 - 0,164 \log n \quad (7 a)$$

Cette équation représente dans la figure 3 une courbe exponentielle.¹³

¹³ Voir aussi Moore, Am. Soc. Test. Mat. 1922, page 266 et Basquin, idem, 1910, page 625.

$$\sigma = C \cdot n^a, \quad (7b)$$

où $a = \operatorname{tg} \alpha = 0,164$ donne l'inclinaison de la droite et $C = 117 \text{ kg/mm}^2$ la valeur de σ pour $n = 1$.

La figure 5 représente la courbe contraintes-temps réduite à la même échelle logarithmique. La zone de résistance décroissante à la fatigue que nous désignons ici par zone de *Wöhler* est limitée par les coordonnées des points $n = 10\,000$ et $n = 2\,000\,000$. Vers la gauche ainsi que vers la droite viennent s'adjoindre des droites horizontales de telle sorte que la ligne contraintes-temps est doublement brisée dans cette représentation logarithmique. La droite DE coupe l'axe des ordonnées ($n = 1$) au point $C = 117 \text{ kg/mm}^2$. Si maintenant l'on fait passer par le point J ($\sigma_D = 10 \text{ kg/mm}^2$ et $n = 2\,000\,000$) et le point J_1 (situé sur l'axe de coordonnées $\sigma_D = 100 \text{ kg/mm}^2$) la droite JJ_1 et la parallèle HH_1 (pour le point H_1 nous avons $\sigma_D = 20 \text{ kg/mm}^2$, on délimite une surface dans laquelle il est possible de porter presque toutes les valeurs que l'on obtient lors des essais de résistance à la fatigue des assemblages de poutres.

On obtient ainsi la division suivante de la ligne des tensions-temps. D'abord la zone des sollicitations totalement statiques et principalement statiques. Cette zone sert de base à la construction des charpentes usuelles et des ponts-routes. Vient ensuite la zone des sollicitations alternées (pont-rails), zone que l'on peut subdiviser en: zone de résistance décroissante lors des essais d'oscillations (zone de *Wöhler*) et zone de résistance constante (état final). Nous désignerons ces deux dernières zones par IIa et IIb.

La limitation arbitraire de ces deux zones IIa et IIb fera l'objet de notre premier sujet de discussion.¹⁴ Nos connaissances actuelles sur les essais de durée des assemblages de poutres nous conduisaient au choix de $n_D = 2\,000\,000$ (1^{ère} interprétation). Si par contre on prend, ainsi que cela se fait généralement pour les essais de matériaux, $n_D = 10\,000\,000$ (2^{ème} interprétation), le prolongement en droite de la courbe dans la zone de *Wöhler* (par ex. jusqu'aux points H' et J') donnerait pour le cas d'un rivetage $\sigma_D' = 11,7 \text{ kg/mm}^2$ seulement au lieu de $\sigma_D = 15 \text{ kg/mm}^2$ (voir points V et W). Le fait que nos ponts-rails rivés calculés avec 14 kg/mm^2 se sont avérés suffisants pour l'exploitation des chemins de fer serait une contradiction aux résultats des essais, contradiction difficile à élucider.

Le rapport de la résistance à la fatigue des assemblages rivés $\sigma_D = 15 \text{ kg/mm}^2$, trouvée au cours des essais et de la contrainte admissible pour les ponts-rails rivés $\sigma_{adm} = 14 \text{ kg/mm}^2$

$$v_w = \frac{\sigma_D}{\sigma_{adm}} = \frac{15}{14} = 1,07$$

(appelé *sécurité de contrainte*) procure une sécurité supplémentaire (faible peut-être il est vrai) permettant de tenir compte de l'influence secondaire des écarts de qualité du matériau et des inexactitudes d'exécution.

Lors de l'essai de matériaux pour $n > 10\,000\,000$, la ligne contraintes-temps fut considérée comme horizontale (zone IIb). Il fut surprenant de constater qu'au laboratoire officiel d'essai des matériaux de Dresde la rupture à la fatigue d'une éprouvette se produisit encore après 29 millions d'oscillations (voir le point X

¹⁴ Voir le premier sujet de discussion sous 5.

de la fig. 5) et qu'au laboratoire de Berlin-Dahlem la rupture à la fatigue au droit d'un trou de rivet d'une barre de treillis ne se produisit qu'après 200 millions d'oscillations (voir le point Y). La question de savoir si de telles valeurs ($n > 10\,000\,000$) furent trouvées ailleurs au cours d'essais ou dans le cas d'un pont en service fera l'objet de notre *deuxième sujet de discussion*.¹⁵

A la fig. 6 nous avons porté encore une fois la courbe de Wöhler avec les points V, W, X et Y. Si l'on interrompait l'essai de fatigue des assemblages non pas pour $n = 2\,000\,000$ d'oscillations (point V) mais pour $n = 10\,000\,000$ d'oscillations (point W) on obtiendrait des valeurs de 20% plus faibles pour la

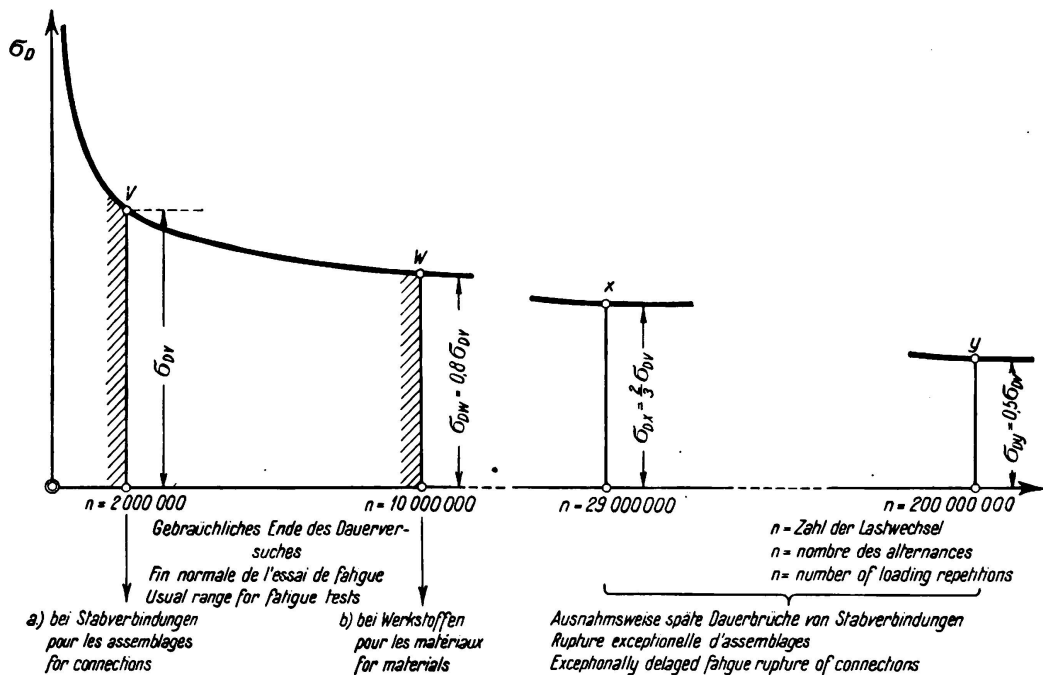


Fig. 6.

La ligne de Wöhler pour la représentation de la limite des essais fatigue effectués sur des assemblages de poutres.

résistance à la fatigue. Aux points exceptionnels X et Y de rupture tardive d'assemblages, la résistance à la fatigue est à prendre égale aux $\frac{2}{3}$ et à la moitié de sa valeur au point V. Il en résulte qu'il est de toute première importance de connaître l'état final de la zone de résistance à la fatigue permanente (fig. 5).

Cette représentation logarithmique de la ligne des contraintes-temps nous permet d'avoir un aperçu très exact de tout le domaine, tant statique que dynamique, dans le plan des contraintes-temps. Il est encore très intéressant de remarquer que l'ordonnée du point J_1 de la droite limite inférieure JJ_1 a la valeur de la résistance à la discossion

$$\sigma_T = 2,5 \cdot \sigma_B = 2,5 \cdot 40 = 100 \text{ kg/mm}^2 \quad (8)$$

et que, d'autre part, les points d'intersection S_1 et S_2 des droites horizontales de la zone de Wöhler présentent une certaine régularité. Les résultats des essais

¹⁵ Voir le deuxième sujet de discussion sous 5.

statiques et des essais de durée se combineront très bien si l'on prescrivait à l'avenir pour les soudures bout à bout $\rho_{adm} = 1,0 \sigma_{adm}$ au lieu de $0,75 \sigma_{adm}$ c'est-à-dire si l'on déplaçait le point S_2 en S'_2 .

Au point de vue physique, C de l'équation (7b) doit être désigné par *coefficient de cohésion* (voir l'équation 8). Nous pouvons donner une signification à l'autre coefficient a en dérivant l'équation 7b)

$$y' = \frac{d\sigma}{dn} = c \cdot a \cdot n^{a-1} = 117 \cdot 0,164 \cdot n^{-0,836} = \approx \frac{19,2}{n}, \quad (9)$$

équation qui représente, en première approximation, une hyperbole équilatère. Cette courbe des y' descend fortement au début de la zone de *Wöhler* pour devenir ensuite parallèle à l'axe des abscisses (fig. 3). Les ordonnées représentent une puissance $\left(\frac{\text{travail}}{\text{temps}}\right)$ et si l'on considère ces ordonnées $\sigma \left(\frac{\text{kg} \cdot \text{mm}}{\text{mm}^3} = \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}\right)$ comme un travail ou une charge spécifique de l'unité de volume, le mm^3 , cette courbe des y' nous donne la décroissance de la puissance ou l'augmentation de la fatigue au cours de l'essai. Ces différentes lignes sont semblables dans la zone de *Wöhler* pour les différents assemblages de poutres que nous avons essayés (fig. 5). Il en résulte que l'on peut considérer « a » comme le coefficient de fatigue ($a = 0$ dans les zones I et IIb de la fig. 5).

4° -- Comparaison entre les contraintes réelles dans les ouvrages, obtenues d'après le calcul statique, et les contraintes dans les éprouvettes.

La disposition des essais doit être aussi simple que possible, c'est pourquoi l'on adopte une variation sinusoïdale des contraintes qui, à partir d'une contrainte moyenne σ_m , varient entre les limites σ_o et σ_u égales vers le haut et vers le bas. En réalité il en est tout autrement, ainsi que le montre la fig. 2: les amplitudes dans les barres de treillis, à partir de la contrainte résultant de la charge permanente σ_g , sont en général très différentes vers le haut et vers le bas (vers le haut $\sigma_{p1} > \sigma_{p2}$ vers le bas). Dans les membrures on a même $\sigma_{p2} = 0$. La différence entre l'essai et la réalité ne réside pas seulement dans la forme des oscillations mais aussi dans la dissymétrie de ces dernières ou dans les différences d'amplitude vers le haut (σ_{p1}) et vers le bas (σ_{p2}). L'influence de cette dissymétrie n'est malheureusement pas assez étudiée (autres sujets de discussion).

5° — Sujets de discussion.

1^{er} Sujet. Est-il exact de limiter le nombre des oscillations dans les essais de fatigue des assemblages de poutres à $n_D = 2\,000\,000$ alors que dans l'essai des matériaux il est d'usage de prendre $n_D = 10\,000\,000$? (voir les notes 2, 5, 12 et 14, ainsi que les fig. 5 et 8, points S et W).

2^{ème} Sujet. Des valeurs exceptionnelles de rupture à la fatigue comme celles observées en Allemagne, pour 29 et 200 millions d'oscillations, ont-elles été relevées ailleurs lors d'essais à la fatigue d'assemblages de poutres ou en cours de service d'un pont-rails? (voir les notes 2 et 15 ainsi que les fig. 5 et 8, points X et Y).

- 3^{ème} Sujet. Possède-t-on ailleurs des résultats d'essais concernant *l'influence favorable des temps de repos sur la résistance à la fatigue des assemblages de poutres* (voir la note 6).
- 4^{ème} Sujet. Les assemblages rivés qui servent de base à l'appréciation de la résistance des assemblages soudés, présentent une résistance moyenne à la fatigue de $\sigma_D = 15 \text{ kg/mm}^2$ pour une contrainte admissible (y compris la majoration pour les effets dynamiques) de $\sigma_{adm} = 14 \text{ kg/mm}^2$. Nous avons par conséquent résolu la question de la sécurité des ponts-rails en considérant le rapport existant entre le nombre d'oscillations n_D supporté lors des essais et le nombre de trains passant sur le pont en un jour n_T . Ce n'est pas autre chose qu'un problème de longévité ($v_T = n_D : n_T$, *interprétation statistique de la sécurité*). Peut-on présenter d'autres projets pour la détermination de la sécurité?