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

Band: 6 (1960)

Rubrik: IIb. Prestressed high-strength bolts

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 09.08.2025

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

IIb1

The Use of High Strength Bolts in Railway Girder Bridges

Emploi des boulons précontraints dans les ponts-rails à poutres

Die Verwendung von vorgespannten Schrauben bei Eisenbahn-Balkenbrücken

P. S. A. BERRIDGE
M.B.E., M.I.C.E., London

1. Definition

This Paper is concerned with the use of bolts in large clearance holes and acting as permanent shear connectors through the friction grip resulting from the clamping effect brought about by tightening them sufficiently to prevent slip occurring between the parts joined together. The process here described as high-strength bolting depends on the friction caused by the clamping effect of the fasteners, and normally such a joint is deemed to have failed if the friction is overcome and the parts commence to slide, one upon the other. The expression high-strength bolt is taken to mean the same as high preload bolt, prestressed bolt, friction grip bolt, etc.

2. History

The use of high-strength bolts (38 tsi ultimate) for the permanent fastening together of mild steel plates and rolled sections originated in the United Kingdom with the pioneer work of the late Professor C. Batho (Second and Third Reports of the Steel Structures Research Committee, H.M.S.O. 1934 and 1936 respectively). Subsequently the technique of high-strength bolting was developed in the U.S.A.; but it was the change over from riveted fabrication to welding that brought high-strength bolting to the fore. It was a shortage of skilled riveters and a dislike for site-welding, especially on railway bridge work that brought the high-strength bolt into regular use as a permanent fastener on British Railways.

3. The Friction Grip Joint

The high-strength bolted joint depends on the friction between the plies due to the clamping force resulting from tightening the bolts. The shear load strength of the joint is therefore dependent on:

a) The coefficient of friction of the faying surfaces, and
b) The tension in the bolts.

The bolts are in clearance holes, normally $^1/_{16}''$ larger, the amount of the clearance not greatly mattering between certain limits, see table 1. And because the tension in the bolts remains unaffected under increased shear loading on the joint, the technique gives fatigue resistance much superior to riveted work.

Since the coefficient of friction of the faying surfaces will vary according to the condition of those surfaces, this steel in contact is not normally oiled or painted.

The tension which can be developed in the bolts depends on the strength of the bolt steel, the torque characteristics of the threads, lubrication, and the method of tightening. Of the total work put into tightening a high-strength bolt, only about 10% is available for tensioning the bolt: the remainder being lost in overcoming friction in the threads and in the nut face bearing on the washers, vide fig. 1.

Table 1. Effect of Size of Clearance Hole in Structural Parts

Bolt Dia. (D)	Code symbol of NUT (B.S. 1083 Table 10)	Applied torque	Bolt tension due to applied torque	Code symbol of NUT (B.S. 1083 Table 10)	Applied torque	Bolt tension due to applied torque
	Hole dia. = $D+^1/_{16}''$			Hole dia. = $D+^1/_8''$		
inch		lb. ft.	ton		lb. ft.	ton
$^5/_8$	*A*	140	7.0	*P*	125*	6.25*
$^3/_4$	*A*	250	10.4	*A*	200*	8.3*
				P	250*	10.4*
$^7/_8$	*A*	300*	10.8*			
	P	390	14.1	*P*	310*	11.2*
1	*A*	480*	15.0*			
	P	600	18.7	*P*	510*	15.9*
$1^1/_8$	*A*	690*	19.4*			
	P	830	23.3	*P*	740*	20.8*

Note: Where marked (*) any higher tension would involve a risk of crushing the steel at the nut face. With the reduced tensions shown, the bolts will still function as effectively as hot-driven rivets.

Tightening is done either by the torque coefficient method where the bolt tension does not exceed the yield point, or by the part-torque part-turn technique.

4. Riveted and Bolted Friction Joints Compared

High-strength bolted friction joints have shear values in excess of the friction obtaining in a riveted joint. Rivets do not fill the holes *absolutely* and if the friction is overcome there is a small, even minute slip of the faying surfaces before the rivet commences to function as a dowel. In sound riveted

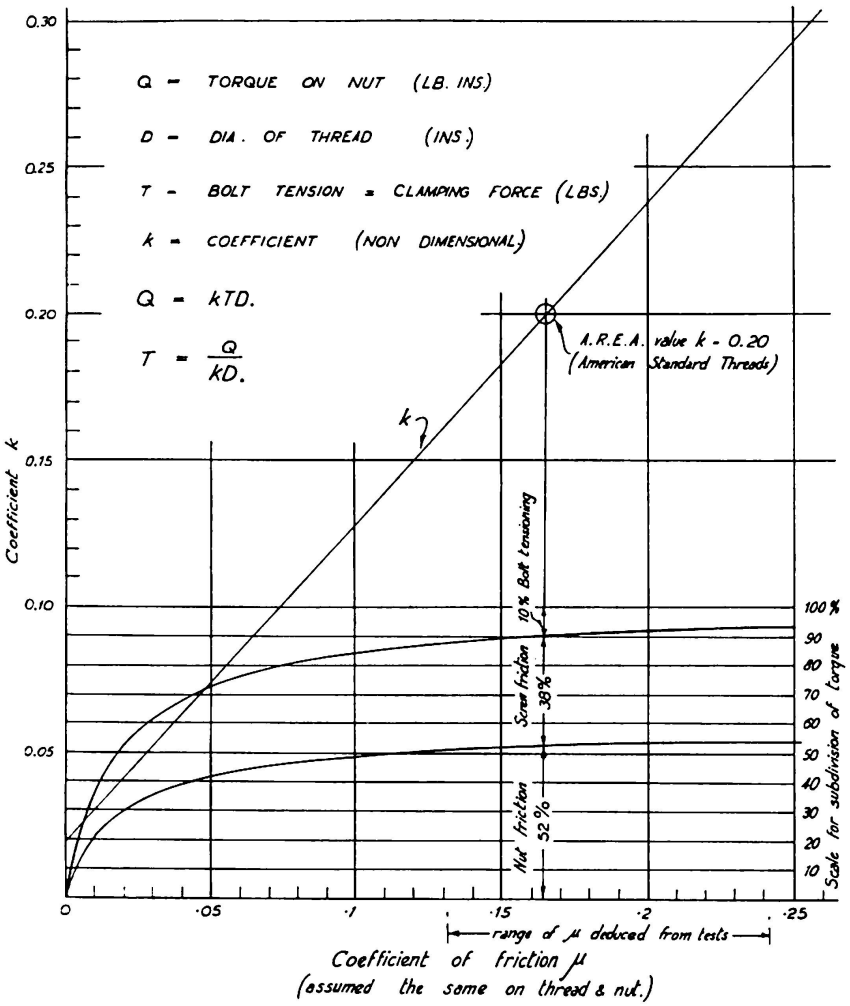
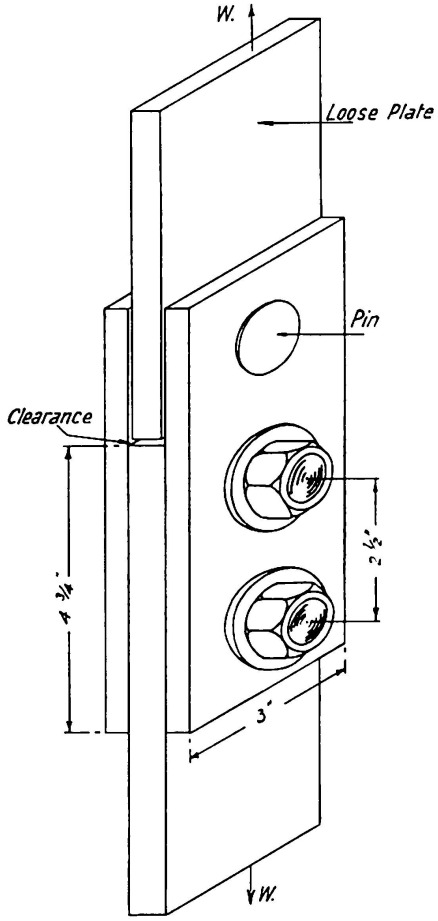


Fig. 1. Bolt Tension Due to Nut Tightening (B.S.W.).



$^3/_4$" Dia high strength bolts with M.S. nuts and case hardened washers working in clearance holes.

Fig. 2. Diagram Showing the Arrangement of High Strength Bolted Friction Joint Used to Determine the Values of μ Coefficient of Friction.

work, the rivets are permanently strained up to the elastic limit. Rivet steel to B.S. 15 has an ultimate strength of 25 tsi, and a yield of about 13.75 tsi. In the process of heating and driving, the ultimate is increased some 10 to 15 per cent. Comparison of the grip applied to the plates joined with an *R* quality (45/55 tsi ultimate) high-strength bolt tightened to 90 per cent of the yield is as follows:

Rivet after closing	15.8 tsi
Tension in $^7/_8$ in. rivet ($^{15}/_{16}$ in. diameter)	10.85 tons
High-strength bolt *R* quality (34 tsi minimum yield)	30.6 tsi
Tension in $^7/_8$ in. diameter H.S. bolt (0.464 sq. ins. stress area $\times$30.6)	14.1 tons

and so the ratio of bolt tension to rivet tension is 14.1 to 10.85 or 1.3.

5. Coefficient of Friction of the Faying Surfaces

The value of μ the coefficient of friction, for mild steel plates as rolled is generally taken as 0.33. Experiments on a bolted joint in double shear, fig. 2, were made to determine the variations in the coefficient of friction when the bolts were tightened to different torques under different surface conditions of the plies. The plates were fastened together with $^3/_4$ in. diameter bolts, the joint was pulled in a tensile testing machine and the load noted at which slip occurred. The results are given in table 2.

Table 2. Results of Friction Tests on a High Strength Bolted Joint
$^3/_4''$ Dia. H.T. Bolts in Double Shear

Condition of Surface	Applied Torque lb. ft.	Total Clamping Force Tons	Slip Load Tons	Coefficient of Friction μ
As received	150	11.4	8.3	0.37
As received	200	15.2	12.7	0.42
Hand Filed	50	3.8	3.4	0.45
Hand Filed	100	7.6	7.0	0.46
Hand Filed	150	11.4	12.6	0.55
Filed and Oiled	50	3.8	1.9	0.25
Filed and Oiled	100	7.6	3.5	0.23
Filed and Oiled	150	11.4	5.6	0.25
Filed and Oiled	200	15.2	8.3	0.27
Filed and Oiled	240	18.4	11.7	0.32
Filed and Painted (wet)	240	18.4	5.7	0.16

Similar tests to determine the effect of coating the faying surfaces with wet and dry red lead paint gave values of μ of 0.27 and 0.31 respectively. Wire-brushing and flame-cleaning increase the friction, the values of μ for mild steel (28/32 tsi ultimate) being 0.50 and 0.60 respectively.

6. Torque Coefficient

The torque coefficient method of tightening is based on the fact that the tension in the bolt varies directly as the torque, an assumption which because it neglects the effects of the condition of the threads and their lubrication, can result in tension 15 per cent above or below the value given by the torque. The torque coefficient is a non-dimensional constant given by the expression:

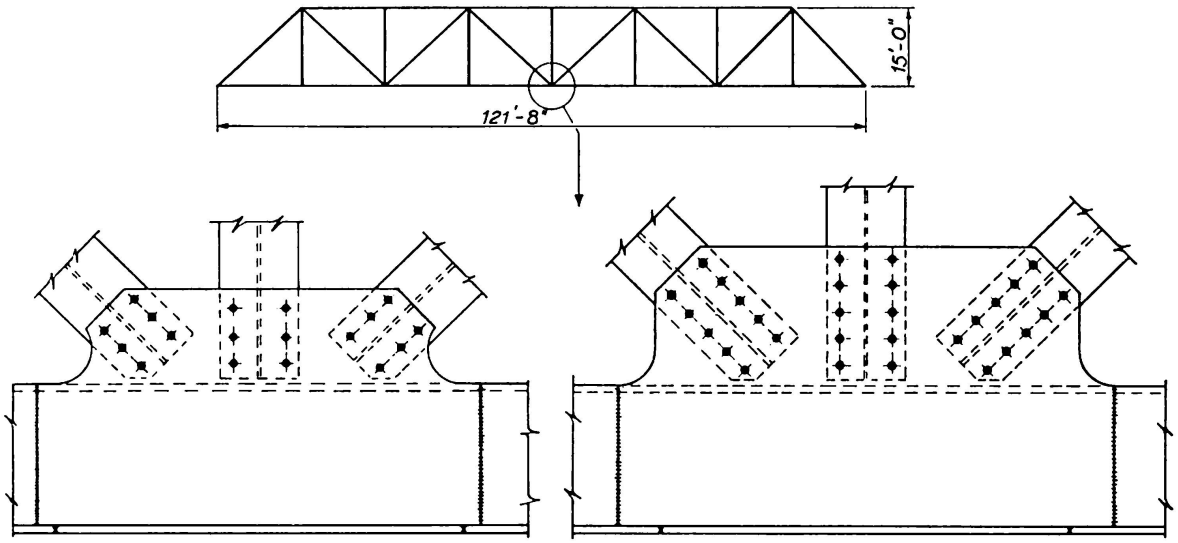
$$K = \frac{Q}{T\,d}.$$

Where Q is the torque applied (lbs. ins. units),
T is the bolt tension (lbs. units),
and d is the nominal thread diameter (inch units).

Experience shows that for Whitworth threaded bolts with no lubrication other than the oil applied by the makers, K has values ranging between 0.15 and 0.20.

7. Specifications

Bolts, nuts and washers comply with British Standard Specifications for materials as shown in table 3. The normal quality bolts are used in direct



V Quality Bolts (65/75 t.s.i. ult.) R Quality Bolts (45/55 t.s.i. ult.)

Fig. 3.

Table 3. British Railways — Western Region. Specifications for High-Strength Bolts ($^5/_8$ to $1^1/_8$ inch diameter) Materials

Class of bolt		B.S. No. and code symbol	Minimum ultimate tensile stress tsi	Minimum yield stress tsi	Minimum percentage elongation on gauge length equal to $4\sqrt{\text{Area}}$	Minimum izod impact value ft. lb.		Brinell hardness number
						$^5/_8$ and $^3/_4$ in. dia.	Over $^3/_4$ in. dia.	
Normal	Bolt	B.S. 1083 *R* 45/55	45	34	20	40	35	201/271
	Nut	B.S. 1083 *P* 35/48	35	—	15	—	—	152/235
Special	Bolt	B.S. 1083 *V* 65/75	65	52	16	35	30	293/364
	Nut	B.S. 1083 *R* 45 min.	45	—	20	—	—	201/271
Torshear	Bolt	B.S. 1768 *T* 55/65	55	41	18	40	35	248/316
	Nut	B.S. 1750 2*H* 45/55	45	—	—	—	—	248/352

Table 4. Dimensions in Inches of Precision Hexagon Bolts and Nuts and Plain Washers

Nominal size	Bolt			Bolt and nut					Nut	Washer		
	Dia. of shank min.	Thickness of head min.	Radius under head max.	Threads per inch: BSW UNC	Threads per inch: BSF	Width across flats min.	Width across corners max.	Dia. of. washer face min.	Thickness min.	Dia. of hole	Outside dia.	Thickness
$^5/_8''$	0.619	0.48	$^1/_{32}$	11	14	1.000	1.17	0.975	0.552	$^{11}/_{16}$	$1^3/_8$	0.144
$^3/_4''$	0.744	0.59	$^1/_{32}$	10	12	1.190	1.39	1.165	0.677	$^{13}/_{16}$	$1^5/_8$	0.160
$^7/_8''$	0.867	0.65	$^1/_{32}$	9	11	1.288	1.50	1.263	0.740	$^{15}/_{16}$	$1^7/_8$	0.176
$1''$	0.992	0.76	$^1/_{32}$	8	10	1.468	1.71	1.443	0.865	$1^1/_{16}$	$2^1/_8$	0.176
$1^1/_8''$	1.117	0.87	$^3/_{64}$	7	9	1.658	1.93	1.628	0.990	$1^3/_{16}$	$2^3/_8$	0.192

Note: With the exception of the washers all dimensions are as B.S. 1083: 1951.

Table 5. The Effect of Thread Condition on Bolt Tension

The results tabulated below are from an examination made of bolt loading achieved due to various thread conditions. The same torque was applied to each nut regardless of thread condition and altered only when a change in the ultimate tensile strength was involved.

Condition of thread	Torque (lb. ft.)	Bolt tensile loading (tons)	Remarks
$^7/_8'' \times 3^3/_4''$ B.S.F. Bolts, ultimate tensile strength 50 tsi			
Dry-	470	8.8	Sudden increase in torque at 6–7
(Degreased in Trichlor-		10.5	tons bolt loading due to jamming.
ethylene)		8.8	(See *)
Rusted-	470	12.5	Higher bolt tension than anti-
(Severe secondary oxida-		12.3	cipated, because of slight lubri-
tion of thread surface)		12.0	cating action of rust scale. (See *)
Normal blackened and	470	18.5	The 90% torque figure is cal-
oiled finish		17.9	culated on the basis of results
		19.0	obtained from this finish. (See *)
Zinc plated	470	20.5	Excellent finish for producing
		21.0	high uniform bolt tensions. (See *)
		20.0	
Lubricated with heavy	470	21.5	
silicone based grease		22.0	
		23.4	
* The required minimum bolt tension in the A.S.T.M. A. 325 Specification is 14.46 tons for this diameter of bolt.			
$^7/_8'' \times 7^1/_2''$ B.S.F. Bolts, ultimate tensile strength 65/75 tsi			
Dry-	546	11.4	Nut jammed giving low bolt ten-
(Degreased in Trichlor-		12.0	sile loading.
ethylene)		10.5	
Rusted-	546	15.0	Thread lubricity assisted by rust
(Severe secondary oxida-		12.5	scale
tion of thread surface)		13.0	
Normal blackened and	546	25	
oiled finish		24.5	
		23.5	
Zinc plated	546	25.5	
		27	
		26.8	
Lubricated with heavy	546	26.5	
silicone based grease		27	
		26	

General Remarks: For all tests, Nuts 45/55 ton/sq. in. were used with case-hardened washers. The torques applied were calculated to produce 90% of the yield stress of the bolt under normal conditions of thread lubrication etc.

substitution for mild steel rivets, the special are for new work designed to make better use of the technique of high-strength bolting. Fig. 3 shows the reduction in size of gusset plates in a truss span resulting from the use of higher tensile steel bolts. The quality of Torshear bolts, referred to later is also included in the table. The dimensions of the bolts and nuts used on British Railways are in accordance with B.S. 1083, the heads and nuts being either chamfered or washer faced. Screw threads are British Standard Whitworth. Washers (two per bolt) are made from medium carbon steel, double heat treated. The dimensions of the normal bolts, nuts and washers used on British Railways are given in table 4.

8. Bolt Threads

The condition of the threads, that is dry, rusty, lubricated, etc., the form of the threads and the method of forming the threads on the bolt have a marked effect on the value of the torque coefficient of a bolt. The results of tests carried out by a leading Scottish firm of bolt makers to determine the effect of the condition of the thread on bolt tension are given in table 5. The bolts used in these tests had British Standard Fine threads formed by a cold rolling process. A comparison between British Standard Whitworth and BSF threads is given in table 6 which shows the results of laboratory tests made to determine the effect of thread form and condition on bolt tension. It will be seen that the results are by no means consistent though on average the BSW generally appears to give the higher tension. This is perhaps to be expected since with a large proportion of the load carried on only one or two threads

Table 6. Test Results to Determine the Effects of Thread Form and Condition on Bolt Tension

Bolt size	Applied torque lb. ft.	Condition of threads	Statistical mean load tons			
			Type of Nut			
			B.S. 190		B.S. 1083	
			Whit	BSF	Whit	BSF
3/4″	240	Dry	10.0	9.2	10.25	10.0
		Oiled	10.5	9.25	10.45	10.6
		G.G.C.	10.95	9.7	10.65	11.2
7/8″	370	Dry	15.7	14.1	14.6	15.0
		Oiled	15.3	13.7	14.6	14.4
		G.G.C.	15.25	14.15	14.0	12.9
1″	560	Dry	17.25	18.65	20.95	18.8
		Oiled	17.55	17.95	19.25	16.65
		G.G.C.	17.9	15.9	18.9	16.7

(fig. 4 shows the distribution of stress in a bolt and nut assembly) the BSW has the greater strength. The effect of different methods of forming the threads is more marked, bolts with threads formed in a cold rolled process giving consistently higher values of tension under all conditions, vide table 7 summarizing the results of a further series of laboratory tests.

It will be noticed that Torshear bolts referred to later on have Unified Coarse Threads (UNC). This happened to be the only thread available on these particular bolts at the time, and it is of but little consequence because the performance of this self-reactor bolt is dependent on a shear link embodied in the bolt and designed to fail in torsional shear when the bolt tension reaches the prescribed value.

Table 7. Test Results to Determine the Effects of Rolled and Cut Threads on Bolt Tension

Bolt size	Thread form	Type of nut	Applied torque lb. ft.	Condition of threads	Statistical mean load tons	
					Roll. thread	Cut thread
7/8″	B.S.F.	B.S. 1083 A 28 tsi ult	370	Dry	15.0	12.5
				Oiled	14.4	11.15
				G.G.C.	12.9	11.8

Note: G.G.C. indicates lubricated with Graphite Grease Compound.

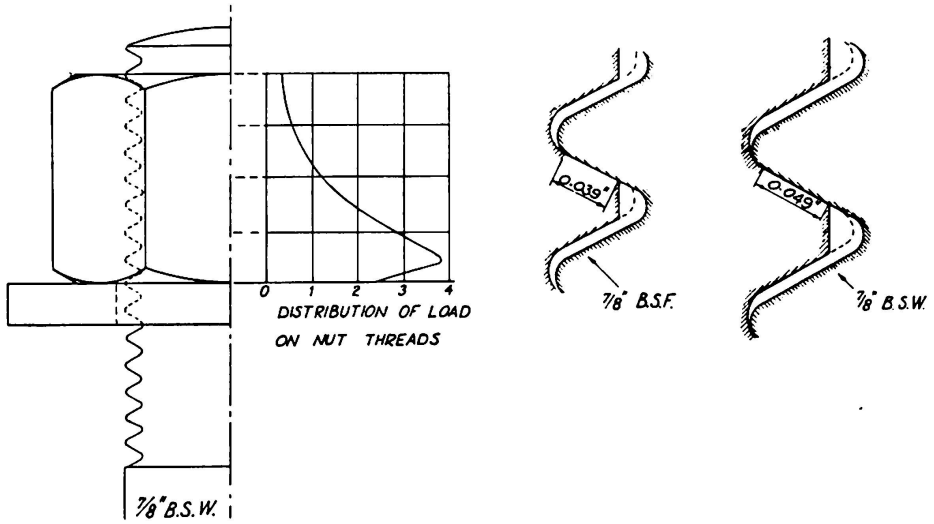


Fig. 4.

9. Assembly

It is specified that the surfaces of bolted parts adjacent to the bolt heads and nuts shall be parallel, tapered washers being used where necessary. The bolted parts have to fit solidly together and the faying surfaces have to be

free of paint, oil, loose scale, burrs and other defects that might prevent the solid seating of the parts or might interfere with the development of the friction between them. Bolts tensioned by the torque coefficient method are tightened to the applied torques set forth in table 8.

Table 8. High-Strength B.S.W. Bolts

(1) Dia. of Bolt	(2) "Stress area" of thread (Note A)	(3) Applied torque	(4) Bolt tension due to applied torque	(5) Maximum permissible shear load (Note B)	(6) Maximum permissible tension due to external load (Note C)
inch	sq. in.	lb. ft.	ton	ton	ton
5/8	0.2271	140	6.9	1.84	3.29
3/4	0.3359	250	10.4	2.65	4.87
7/8	0.4636	390	14.1	3.61	6.72
1	0.6083	600	18.7	4.71	8.82
1 1/8	0.7663	830	23.3	5.96	11.11
1 1/4	0.9724	1170	29.8	7.36	14.10

Note A. "Stress area" is the area at the mean of the effective and minor diameters of thread. It is about 10 per cent greater than the area at root of thread and represents the nearest approach to the effective stress area of the threaded length.

Note B. Calculated at 6 tsi on gross cross-sectional area.

Note C. Calculated at 14.5 tsi on "stress area".

10. Bolt Loading by Torque Coefficient Method

The torque coefficient method of tightening is normally used in conjunction with ordinary hand spanners, the plies being drawn together and the bolts well bedded down before final tightening with a torque-measuring or a torque-limiting spanner. No additional lubrication is given to the threads, the bolts being oiled at the works before supply. The effect of lubrication on the threads determined by laboratory tests has been shown in table 6.

The following hand spanners are in use:

a) Torque-measuring spanners fitted with a dial from which the torque is read off at the moment the nut just ceases to move on conclusion of tightening, figs. 5 and 6.

b) Torque-limiting spanners adjusted to "collapse" at the prescribed torque. These are usually fitted with a ratchet, figs. 7 and 8.

c) A combination of torque-limiting spanner used with a torque-multiplying spanner, the latter designed to give a mechanical advantage of 6 when

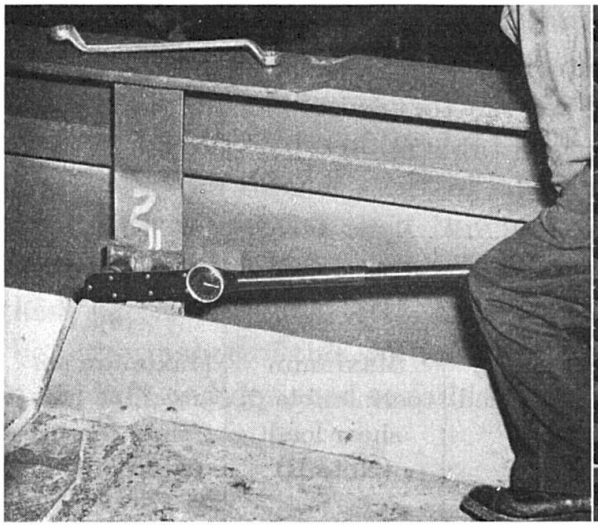


Fig. 5.

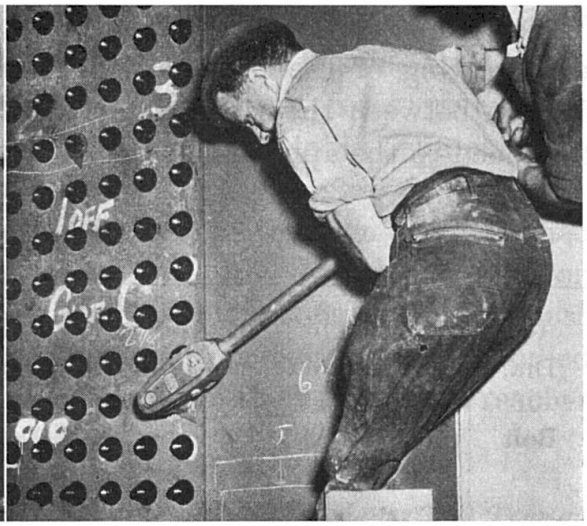


Fig. 6.

tightening bolts requiring a torque in excess of 600 lb. ft. This is also used for bolts in confined spaces, see fig. 9. With the torque-multiplying spanner, it is, of course essential to use some torque reaction fitting to prevent the tool from turning.

The nut running impact type of pneumatic wrench can be used provided the torque is checked afterwards. There are also pneumatic impact wrenches on the market which can be set to give a controlled torque, fig. 10. They give an accuracy of ± 20 per cent if the air pressure is kept quite constant; but fluctuations in the air supply can greatly alter the rate of tightening which in turn can result in a wide scatter in the torque.

Calibrated shear links introduced between the tool and the nut socket have been used in high precision work with unskilled labour. The link contains a groove designed to shear at the desired torque load. Such shear links cost about 6 shillings each and their use is expensive; but they can be used more economically in conjunction with a pressure regulator in the air line within 20 feet of the tool. The air pressure is increased slowly from a low reading, the operator waiting after each increase until the tool stalls, until finally the shear link breaks. The regulator is then locked, and provided the air supply is not allowed to drop, any number of bolts can be tightened, the torque remaining constant as the tool stalls.

11. Bolt Loading by Turn of the Nut Method

This method, applicable with hand or power wrenches, involves bedding down the bolts and then tightening them by turning the nuts a precise amount. It is defined as the part-torque part-turn method. The initial tightening, any amount between one quarter and three quarters of the nominal torque that

g. 7.

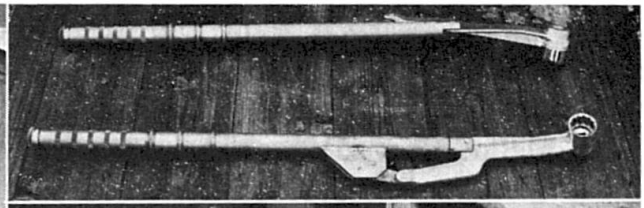
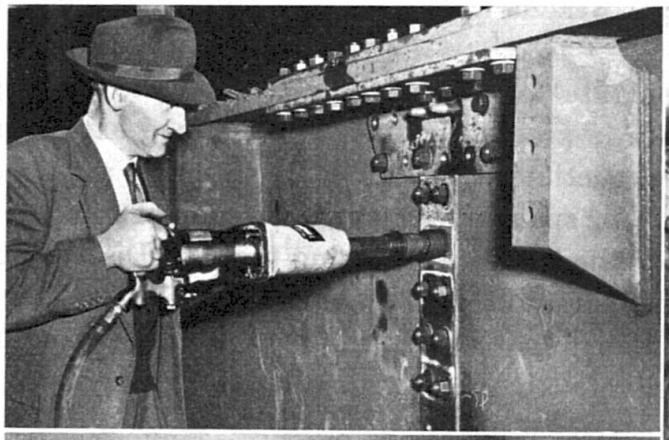


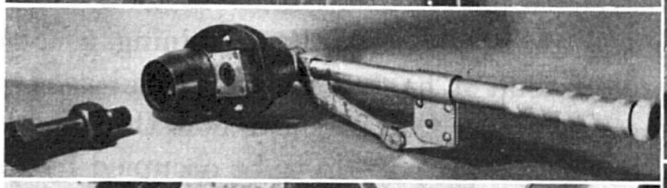
Fig. 8.

Fig. 9.



g. 10.

Fig. 12.



ig. 11.

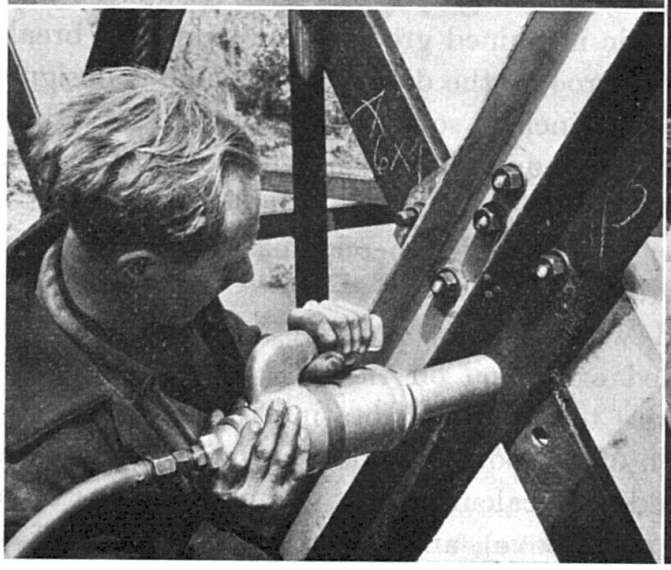


Fig. 13.

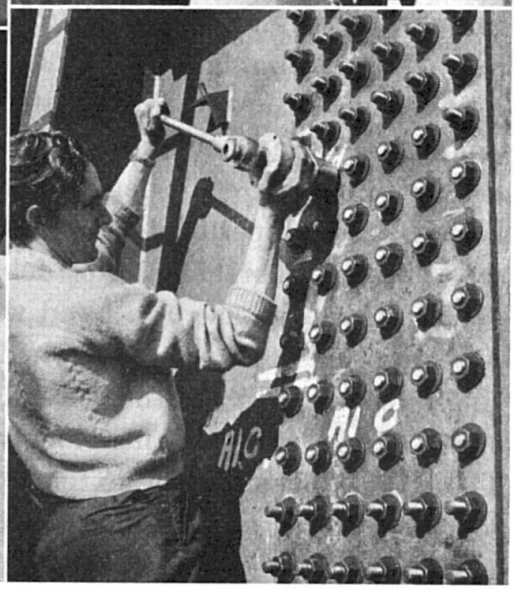


Fig. 1

would be necessary if using the torque coefficient method, is followed by a further turning of the nut by:

$$\text{Degrees of turn} = (180^\circ + x) \times \frac{TPI}{10},$$

where x = a quarter turn for every 6 inches length of bolt,
and TPI = threads per inch.

Thus for bolts with a grip of less than 6 inches, the nut, after an initial half turn, would, after an additional half turn, have been tensioned beyond 90 per cent of the yield.

It is significant that it would have taken at least another $1^1/_2$ turns of the nut to cause the bolt to break. And the effect on the final tightening caused by a variation of as much as between one quarter and three quarters of the initial torquing, makes only 7 per cent difference in the final tensioning.

12. Self-Reactor Bolts

To overcome the need for separate torque reaction fittings, the prolong bolt has been introduced, fig. 11. The prolong bolt with its splined extension overcomes the need for a separate reaction fitting. It is tightened by a special torque-multiplying and torque-limiting spanner, a remarkably compact machine which fits over the spline and holds the bolt while turning the nut. Disadvantages are the increased length of the bolt and the increased depth of the spanner making it difficult to apply in confined spaces, and the liability to damage of the spline when the bolts are delivered bagged; and, of course, the prolong bolt costs more than a plain high-strength bolt.

A more advanced development is the Torshear bolt combining a shear link in the bolt itself. Like the prolong bolt it has an extension and needs a special wrench to tighten it. The extension of the Torshear bolt threaded in the normal way is separated from that threaded portion to be occupied by the nut after tensioning, by a concentric machined groove. The extension breaks off through failure in torsion at the groove, the diameter of which is designed (and made to an accuracy of ± 0.002 inches) so that the bolt will have been loaded to within ± 10 per cent of the required tension. The cost of Torshear bolts is only 20 per cent more than that of a plain high-strength bolt. Figs. 12 and 13 show Torshear bolts being tightened with pneumatic wrenches, and fig. 14 shows the use of a hand wrench.

Torshear bolts are tightened with special patented torshear wrenches. These wrenches grip the threaded extension on the bolt with a 4-toothed chuck, and apply an anti-clockwise torque while rotating the nut clockwise. The torque between the extension of the bolt and the nut increases until the torsional stress on the bolt exceeds the calculated maximum torsional shear strength at the reduced area (at the groove), and the extension twists off, so

preventing any further tightening of the nut. Reversal of the wrench causes the tool to eject the sheared end of the bolt extension. The action of the wrench is smooth and in the case of the pneumatic wrench it is a continuous and deliberate motion, and the final bolt loading is wholly independent of the pressure in the air line (so long as it is sufficient to work the tool, no matter how slowly) or the capacity of the air compressor. Thus the Torshear technique is one that can be relied upon with an unskilled operator to give the correct bolt loading so long as the groove has been machined to the correct torsional strength and the quality of the steel of the bolt is consistent. Advantages of Torshear are that the head of the bolt does not have to be held in any stage of the tightening, and visual inspection of the ends of the bolts is all that is needed to see whether all the bolts in a group have been properly tensioned. It should, of course, be noted that the plies must be properly in contact and all the bolts in a large group fully bedded down before commencing to shear off any of the extensions. This is, of course, a condition which applies to any bolting technique whether shear links are used or not. The need for observing this technique was demonstrated when tightening a large group of Torshear bolts in the flange and web joints of a plate girder. Two groups of bolts (25 in each) were tested in the web splice. The thickness of the web was $^3/_4$ inch, and

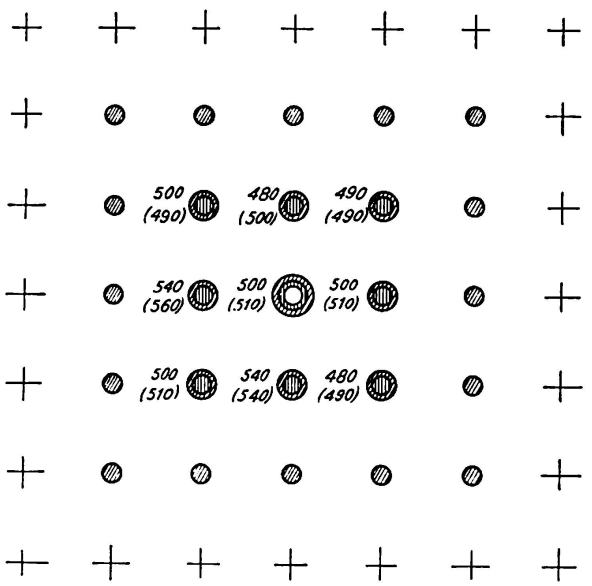


Fig. 15. All Bolts Pre-Tightened to Approximately 200 lbs ft.

Phase 1. O Central bolt tightened to 500 lbs ft.
Phase 2. ◍ Inner ring of 8 No. bolts tightened and central bolt checked. Values shown thus 543.
Phase 3. ◉ Outer ring of 16 No. bolts tightened, inner ring and central bolt checked. Values shown thus (543).

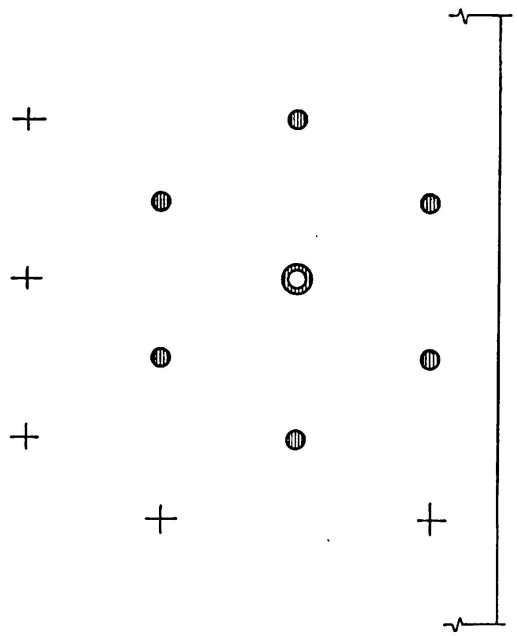


Fig. 16. Bolts *Not* Pre-Tightened.

Torque in central bolt: after initial tightened 520 lbs ft.; after adjacent bolts tightened 210 lbs ft.

the two covers were $^5/_8$ inch. The $^7/_8$ inch diameter Torshear bolts were initially torqued to 200 lbs. ft. They were then torsheared commencing with the middle bolt and working round the next innermost bolts, and finally the outer "ring". Subsequent checking with a torque-measuring spanner gave the results shown in the accompanying figs. 15. In the girder flange joint where the thickness of the plies was $1^1/_2$ inch, $1^3/_4$ inch and 2 inch, four groups of $^7/_8$ inch diameter Torshear bolts (7 in each) were similarly tested but with the nuts only finger tight before torshearing. In these cases very serious slackening of the central bolts occurred after the surrounding bolts had been tightened, vide fig. 16.

13. Experience in Bridgework

The first instance of the use of high-strength bolts in bridgework on British Railways was in the joints between cross girders and the sloping flanges of tee-shaped stiffeners on the main girders of half-through type spans described in Discussion III 2, page 391 of the Final Report on the Fifth Congress of the IABSE, Lisbon 1956. It was for tightening these bolts in the somewhat confined space that the special torque-multiplying spanner, fig. 9 was designed. Here the high-strength bolts were used not in friction grip joints but in direct tension. So successful did they prove that their use was extended to all fasteners in site joints, whether in direct tension or in shear, for new bridges and for

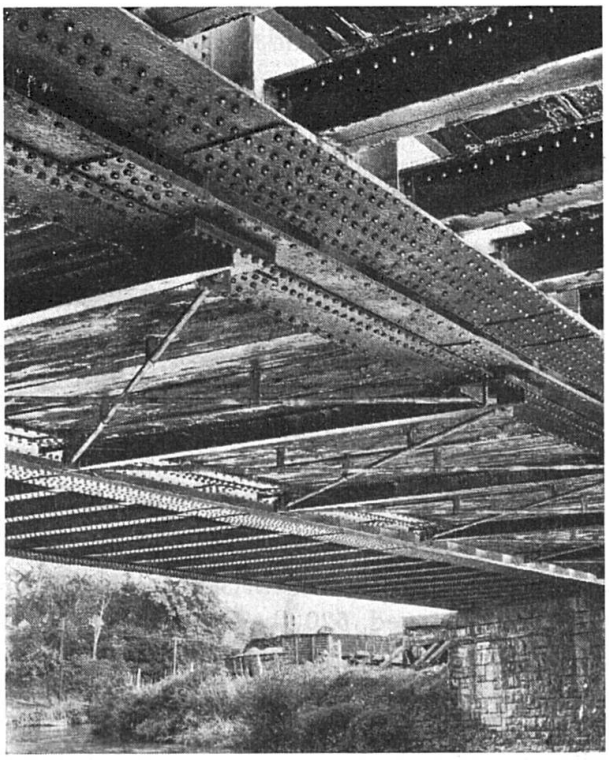


Fig. 17.

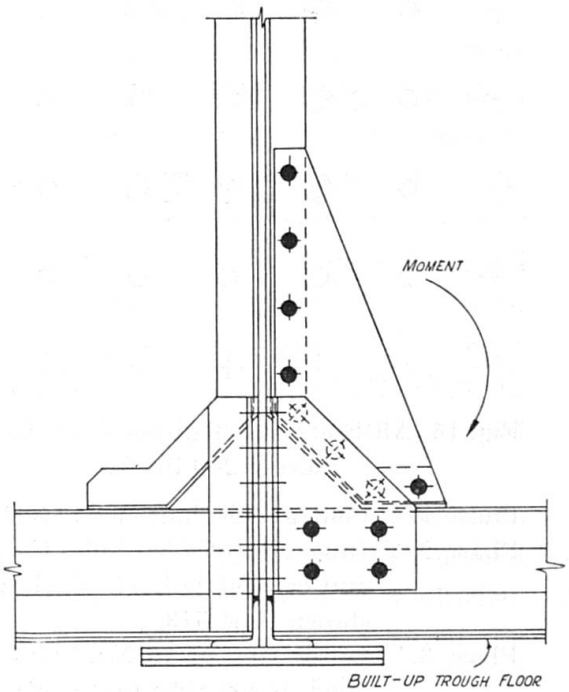


Fig. 18. Centre Main Girder.

the repair of old ones. The first use of high-strength bolts as shear connectors was in the joints between newly-fitted lateral bracings between the bottom flanges of the main girders of an 80-ft. wrought iron plate girder span carrying a busy single track on a main line, see photo of lateral bracings on span over Fowey River, fig. 17. This bridge, in service since 1858 consists of two hog-backed plate girders with a decking of transverse timbers resting on the bottom flanges, and a few iron ties to hold the girders in against the ends of the decking. The addition of the lateral bracing greatly improved the behaviour of the bridge under fast traffic, lateral oscillation at the centre being reduced from $^3/_4$ inch to less than $^1/_8$ inch. The bolts, $^7/_8$ inch diameter in $^{15}/_{16}$ inch holes, were based on the American ASTM A-325 specification, and were tightened to a torque between 400 and 450 lbs. ft. to give a gripping tension of 14.4 tons. For design purposes the shear-transfer properties of these bolts were assumed to be the same as for hot-driven mild steel rivets. Case-hardened washers were provided under the machined surfaces of the head of the bolt and the nut. The bolts were tightened by hand in the first place with ordinary spanners and finally with a 42-inch long Delapena Torquometer spanner fitted with a dial gauge measuring up to 600 lb. ft. Subsequent checking with a torque-limiting spanner five years after the fitting of the laterals confirmed the claim that these high-strength bolts could be relied upon to stay tight under vibratory loading.

A typical use of high-strength bolts in the repair of existing bridges has been the substitution of these bolts in the place of rivets (which had perpetually worked loose in the past) in the connections between the transverse trough flooring and the main girders of a double track three-girder half-through type bridge. This particular bridge, see figs. 18 and 19 carries very fast traffic on a main line and the connections are subject to severe shock loads. The

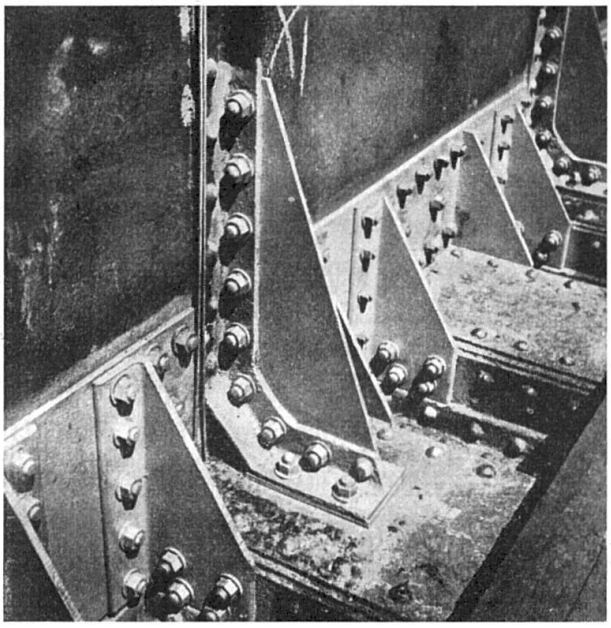


Fig. 19.

bolts used were $^7/_8$ inch diameter and they were in direct substitution for the $^7/_8$ inch rivets in $^{15}/_{16}$ inch holes. Examination, $3\,^1/_2$ years after fitting the bolts, showed that these bolts have retained their original tensions.

14. Web and Flange Joints in Continuous Girders

Mention has already been made of the use of Torshear bolts in the web and flange site joints of some 200-ft. long plate girders continuous over two openings. Ordinary high-strength bolts were used in 170-ft. long plate girders continuous over three openings across the River Vyrnwy near Llanymynech. There were two site joints in each of these girders and they had to be bolted up while the parts were held in mid-air by cranes. The correct alignment was ensured by the use of black bolts in combination with close-tolerance parallel shank drifts. The accompanying fig. 20 shows the arrangement and the order for the removal of the black bolts and the substitution of the permanent high-strength bolts, and fig. 21 is a site photograph of the joint. The high-strength bolts were tightened with torque-limiting pneumatic impact tools. In spite

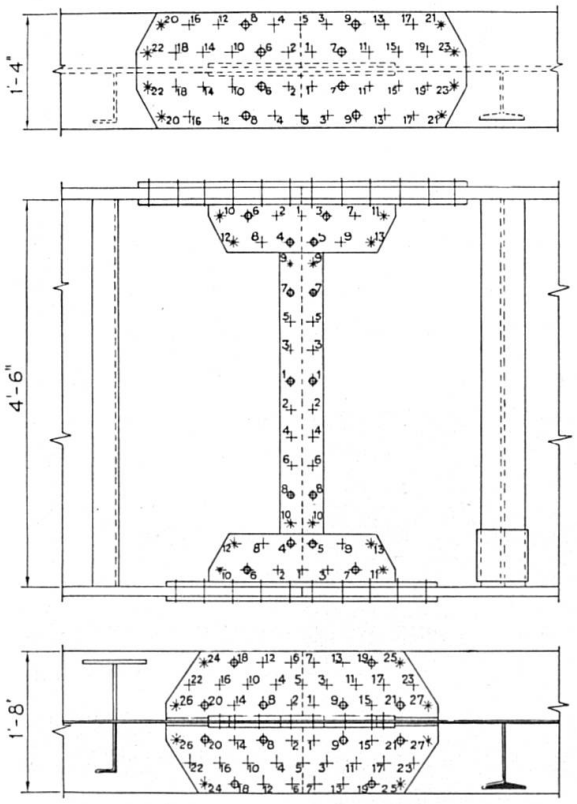


Fig. 20. Main Girder Joints in River Vyrnwy Bridge Near Llanymynech.

1. Drifts *. 2. H. S. service bolts ⊕ (not fully tightened). 3. All H. S. bolts tightened to 390 lb. ft. torque in numbered order.

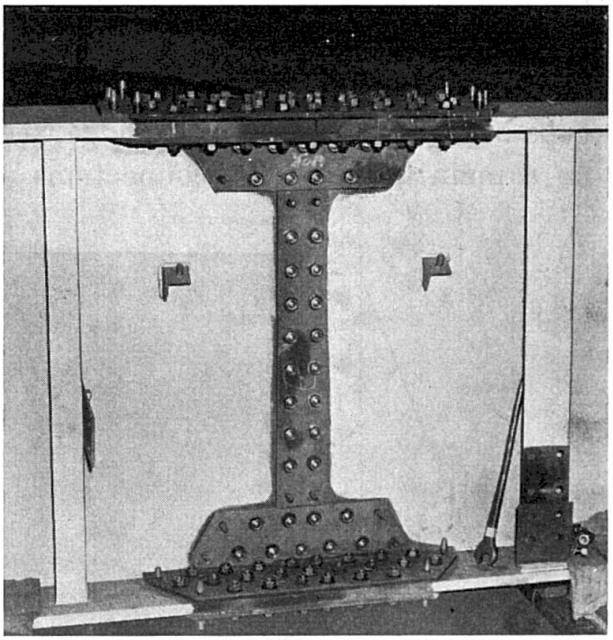


Fig. 21.

of the use of a special light-weight hose near, these machines, weighing $31^1/_2$ lbs. apiece, proved cumbersome and heavy to operate, and the results were not as reliable as those obtained when Torshear bolts were used.

15. High-Strength Bolting in the Future

The trend of constructional girder bridging like other classes of structural building is towards a maximum amount of prefabrication by electric arc welding in the shops, followed by high-strength bolting together on site. And it is for this function that the high-strength bolt serves as the ideal complement to the welding in the shops; it needs but little skill to ensure correct tightening on site where time and supervision are so often at a premium.

16. Acknowledgments

The Author is grateful to Mr. M. G. R. Smith, M.B.E., Chief Civil Engineer, Western Region, British Railways, for permission to contribute this Paper to the Sixth Congress of the IABSE. He thanks Mr. T. Baldwin, Superintendent of the Engineering Division of the Research Department of the British Transport Commission, Messrs. A. P. Newall Ltd. of Glasgow for permission to reproduce the results of laboratory tests and Mr. F. M. Easton for allowing the reproduction of figs. 1 and 4. He is especially grateful to Mr. C. S. Greed and those other members of the Steelwork Office at Paddington for their patient help and advice in the preparation of the Paper.

Summary

The Paper describes the use of high strength bolts in large clearance holes for permanent shear connectors fastening together on site the prefabricated parts of girder bridges on British Railways.

Comparison is made between the high strength bolt (45 tsi ultimate) and the higher strength bolts (65 tsi ultimate) and attention is drawn to the potential advantages of the latter.

Torque limiting and torque multiplying spanners are used for tightening high strength bolts by hand; and reference is made to the use of pneumatic impact wrenches and of special spanners.

Surface preparation of the plies is specified to ensure the maximum possible limiting friction between the parts fastened together. The torque-tension ratio is given for various threads and conditions of lubrication; and the proportions of work done in overcoming nut/washer-face friction, screw thread friction, and the residue available for tensioning the bolt, are shown.

The advantages of the high strength bolt compared with riveting are summarized in favour of the former.

Résumé

L'auteur expose les conditions d'emploi des boulons précontraints, dans des trous de grand diamètre, pour la réalisation des joints de friction établis sur le chantier entre pièces préfabriquées des ponts à poutres des Chemins de Fer Britanniques.

Il compare les boulons à haute résistance ayant une tension de rupture de 70 kg/mm² avec ceux de 100 kg/mm² et attire particulièrement l'attention sur les avantages que l'on peut tirer de ces derniers.

Pour le serrage des boulons à la main, on emploie des clés à couple à déclenchement automatique, ainsi que des clés à réduction de couple. L'emploi des clés pneumatiques et des clés spéciales est également exposé.

Le mode de préparation des surfaces des joints est prescrit, afin d'obtenir le plus grand frottement possible entre les pièces de l'assemblage. Le rapport entre le couple et la tension des boulons est indiqué pour différents filetages et diverses conditions de lubrification. La répartition du couple mis en jeu au cours du serrage d'un boulon entre le frottement entre écrou et rondelle et le frottement sur les filets est indiquée, ainsi que le couple résiduel correspondant à la précontrainte. Les avantages des boulons précontraints sont comparés avec ceux des rivets, qu'ils surclassent.

Zusammenfassung

Die Arbeit beschreibt die Verwendung von vorgespannten Schrauben in Löchern mit großem Durchmesser für auf der Baustelle hergestellte Reibungsstöße zwischen den vorfabrizierten Teilen von Balkenbrücken der British Railways.

Es werden die hochfesten Schrauben von 45 tsi Bruchspannung mit denen von 65 tsi verglichen. Besondere Aufmerksamkeit wird den möglichen Vorteilen der letzteren gewidmet.

Zum Anziehen der Schrauben von Hand werden automatisch ausschaltende Drehmomentenschlüssel sowie solche mit einer Momentenübersetzung gebraucht. Die Verwendung von Druckluft- und von Spezialschlüsseln wird ebenfalls beschrieben.

Zwischen den Bearbeitungsarten der Stoßflächen wird unterschieden, damit die maximal mögliche Reibung zwischen den vereinigten Teilen erkannt werden kann. Das Verhältnis zwischen Drehmoment und Schraubenspannung wird für verschiedene Gewinde und Schmierbedingungen angegeben. Die Verteilung der beim Anziehen der Schraube aufgewendeten Arbeit auf die Reibung zwischen Mutter und Unterlagsscheibe und auf die Gewindereibung sowie der für die Schraubenvorspannung bleibende Rest werden gezeigt.

Die Vorteile der vorgespannten Schrauben werden mit denen der Nietung verglichen und zu Gunsten der ersteren zusammengefaßt.

IIb2

Betrachtungen über die Verwendung hochzugfester Schrauben bei Stahlträger-Verbundkonstruktionen

Considerations on the Use of High-Tensile Bolts in Composite Concrete and Steel Girder Structures

Considérations sur l'emploi des boulons à haute résistance à la traction dans les ouvrages mixtes en béton avec poutres en acier

KONRAD SATTLER
Prof. Dr. techn. h.c. Dr.-Ing., Technische Universität Berlin

Die übliche Verbindung von Betonplatte und Stahlträger mittels Dübel bedingt oft gerade mit Rücksicht auf die Ausbildung der Dübel umfangreiche Werkstattarbeiten an sonst ganz einfachen Konstruktionen. Wird jedoch die Betonplatte mittels hochzugfester Schrauben an den Stahlträger angepreßt, so können allein durch die Reibungskräfte beträchtliche Schubkräfte zwischen Beton und Stahl übertragen werden, so daß besondere Dübel unter Umständen ganz entfallen können. Die nachfolgend beschriebenen Versuche bestätigen dies vollauf.

1. Versuche zur Bestimmung des Reibungswertes zwischen Stahl und Beton

Wie Fig. 1 zeigt, wurden mittels einer horizontal angeordneten Presse und Zugankern 2 Stahlplatten gegen den Betonkörper gepreßt. Diese ganze Vorrichtung war in eine 500-t-Presse eingebaut, wobei das Oberhaupt gegen die Stahlplatten und das Unterhaupt gegen das Betonprisma wirken. An 3 Meßuhren zwischen Ober- und Unterhaupt kann der Beginn des Gleitens sofort festgestellt werden. Als Ergebnis erhielt man bei einer Würfelfestigkeit zwischen 500 und 600 kg/cm² und bei Variation des Anpreßdruckes zwischen 25 und 100 kg/cm² einen Reibungsbeiwert μ zwischen den Grenzwerten von 0,60 und 0,45. Hierbei entsprachen kleineren Werten μ höhere Anpreßdrücke

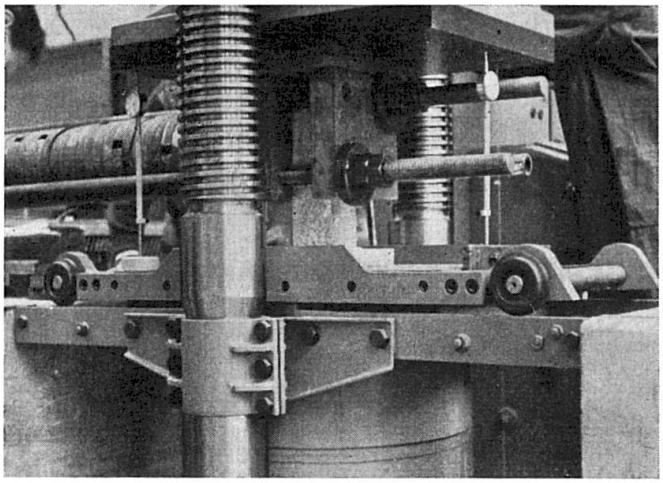


Fig. 1. Versuchsanordnung zur Messung des Reibungswertes zwischen Beton und Stahl.

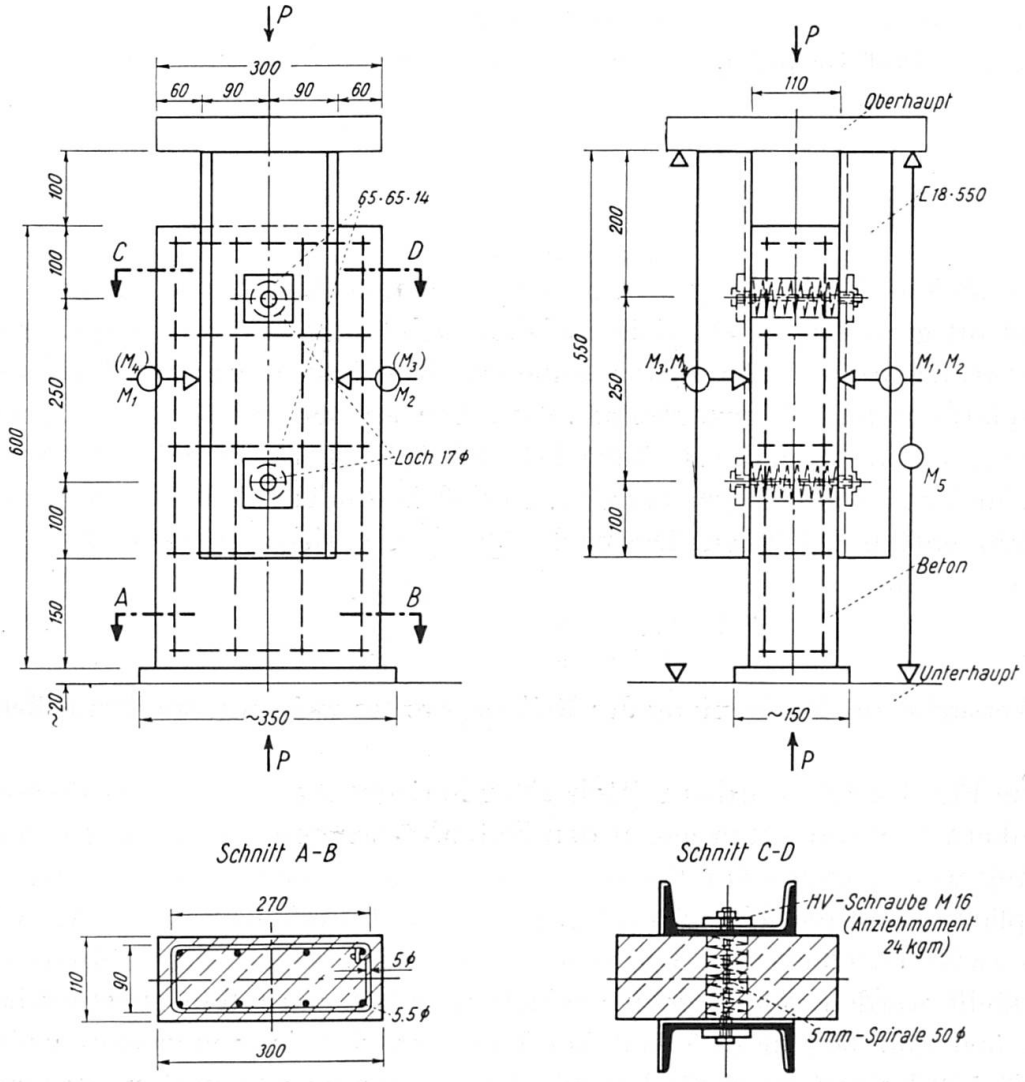


Fig. 2. Prüfkörper mit doppelseitigem Anschluß.

bis etwa 100 kg/cm² und größeren Werten μ kleinere Anpreßdrücke bis etwa 50 kg/cm².

Der Versuch, einen Betonwürfel gleicher Beschaffenheit auf einer schiefen Stahlebene (Trägerflansch) unter seinem Eigengewicht zum Gleiten zu bringen, ergab $\mu = 0{,}55$. Diese Versuche sind als Vorversuche anzusehen, wobei nur etwa die Größenordnung von μ festgestellt werden sollte, und daher wird auf sie nicht näher eingegangen.

2. Versuche zur Bestimmung der Tragkraft eines doppelseitigen symmetrischen Anschlusses von [-Eisen mittels hochzugfester Schrauben an eine Betonplatte Folgerungen

Die Ausbildung des Prüfkörpers ist in Fig. 2 in allen Einzelheiten dargestellt. Wesentlich ist hierbei, daß im Bereich der beiden HV-Schrauben der Beton durch je eine Spirale bewehrt ist. Die beiden [-Eisen in St 37 wurden bereits bei der Herstellung des Betonkörpers, solange dieser noch feucht war, angebracht, damit ein sattes Anliegen auf der gesamten Berührungsfläche

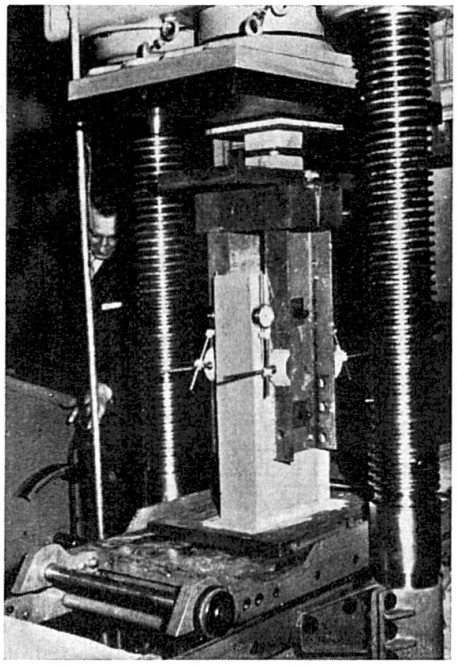


Fig. 3. Prüfkörper in der 500-t-Presse.

gewährleistet war. Die Meßstellen $M\,1$ bis $M\,4$ geben die Verschiebungen zwischen Beton und [-Eisen an, die Meßstelle $M\,5$ die zwischen Ober- und Unterhaupt der 500-t-Presse. Die gesamte Versuchsanordnung ist aus Fig. 3 ersichtlich.

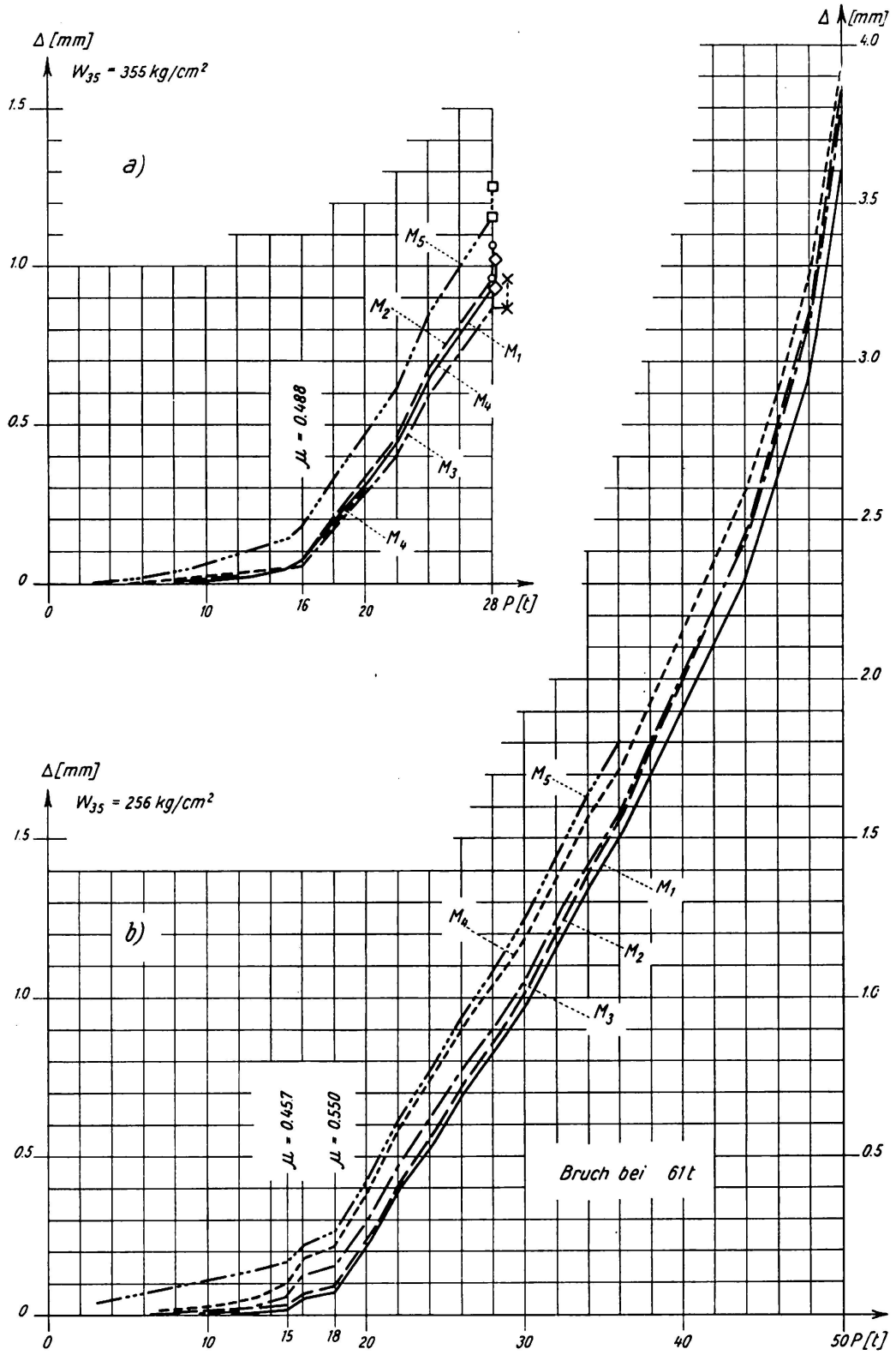


Fig. 4. Verschiebungen zwischen [-Eisen und Beton.

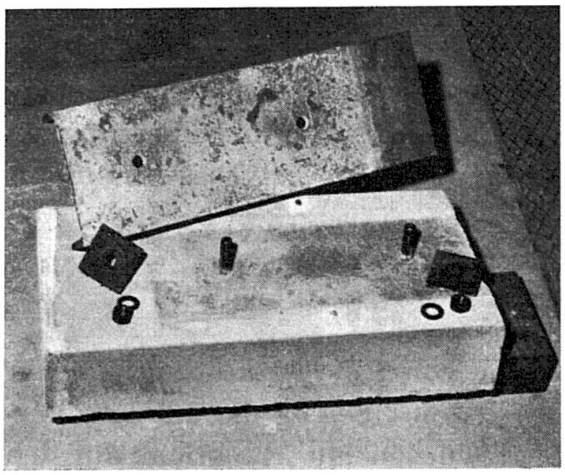


Fig. 5. Prüfkörper nach dem Versuch, [-Eisen gelöst.

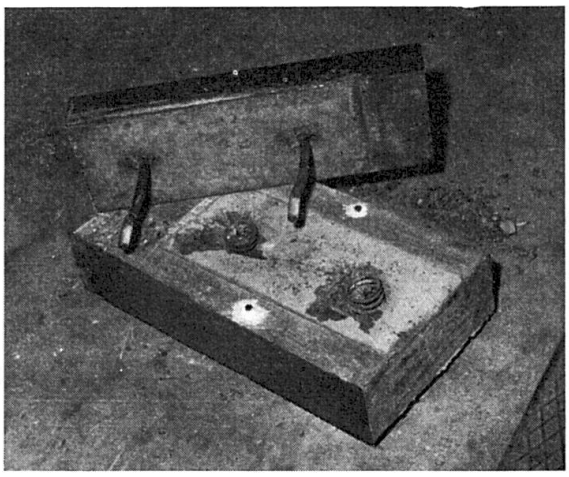


Fig. 6. Prüfkörper nach dem Versuch, [-Eisen gelöst.

Die Bruchfestigkeit der HV-Schrauben $M\,16$ betrug 11,15 t/cm², ihre Brinellhärte 354. Sie wurden mit einem Anziehmoment von 24 kgm angezogen[1]).

Versuch 2a

Die Würfelfestigkeit betrug am Tage des Versuches $W_{35} = 355$ kg/cm². Die gegenseitigen Verschiebungen zwischen Eisen- und Betonkörper sind in Fig. 4a dargestellt. Man erkennt deutlich am Knick der Linien $M\,1$ bis $M\,5$, daß bei $P = 16$ t das erste Gleiten der Verbindung eingetreten ist. Bis dahin betrug die aus rein elastischen Verformungen herrührende mittlere Verschiebung zwischen Beton und [-Eisen nur rund 0,06 mm. Dann wurde die Belastung bis $P = 28$ t gesteigert, darauf wieder entlastet und die Schrauben gelöst. Hierfür waren bei der oberen Schraube 22 kgm, für die untere 18 kgm Anziehmoment erforderlich. Nach dem Entfernen der [-Eisen waren weder im Bereich der Löcher im Beton noch im Stahl Verformungen oder Beschädigungen erkennbar (siehe Fig. 5).

Nimmt man entsprechend den VR, Tafel 5[1]), die zum Anziehmoment $M_a = 24$ kgm zugehörige Vorspannkraft $P_v = 8{,}2$ t an, so ergibt sich für diesen doppelseitigen Anschluß mit 2 Schrauben im Augenblick des ersten Gleitens:

$$P = 4\,\mu\,P_v \quad \text{und daraus}$$

$$\mu = \frac{P}{4\,P_v} = \frac{16}{4 \cdot 8{,}2} = 0{,}488.$$

[1]) Vorläufige Richtlinien für Berechnung, Ausführung und bauliche Durchbildung von gleitfesten Schraubenverbindungen (HV-Verbindungen) 1956. Stahlbau-Verlag. Im Rahmen dieser Arbeit mit VR bezeichnet.

Versuch 2b

Mit $W_{35} = 256$ kg/cm² ergaben sich die Verschiebungen gemäß Fig. 4b. Aus Fig. 4b erkennt man, daß, abgesehen von einer ganz geringen Störung bei $P = 15$ t, die Überwindung der Reibung bei 18 t beginnt. Dies entspricht Reibungswerten von

$$\mu = \frac{P}{4 P_v} = \frac{15}{32{,}8} = 0{,}457 \quad \text{bzw.} \quad \mu = \frac{18}{32{,}8} = 0{,}550 .$$

Wie Fig. 4b zeigt, war aber nach Erreichen von $P = 18$ t die Tragfähigkeit der Konstruktion keineswegs erschöpft. Bei $P = 50$ t betrug die mittlere Verschiebung rund 4 mm. Zu diesem Zeitpunkt wurden mit Rücksicht auf den zu erwartenden Bruch die Meßuhren abgebaut. Bei $P = 61$ t trat dann die Zerstörung der Konstruktion ein. Zum Lösen der oberen Schraube waren 9 kgm, der unteren 10 kgm erforderlich. Die deformierten Teile des Prüfkörpers nach der Zerlegung sind aus Fig. 6 zu ersehen.

Wie weitere Versuche zeigten, ist die große Reserve zwischen dem Beginn des ersten Gleitens und der Bruchlast in der Anordnung der Spiralbewehrung um die Schraubenlöcher herum zu suchen. Ohne Spiralbewehrung sprengt der Schraubenbolzen schon frühzeitig den Beton. Es wurde weiter festgestellt, daß der Stahl satt an den Beton anliegen muß, sollen die oben angegebenen μ-Werte gewährleistet werden.

Folgerungen

Zusammenfassend kann auf Grund dieser Versuche vorgeschlagen werden, für die Gebrauchslasten den Beginn des Gleitens festzulegen. Somit ergibt sich für einen doppelseitigen Anschluß als aufnehmbare zulässige Übertragungskraft:

$$P_{zul} = 2 \mu P_v ,$$

wobei P_v entsprechend den VR [1]) gewählt werden kann. Der untere Grenzwert wird für $\mu = 0{,}45$ erhalten. Gegenüber dem Bruchzustand besteht dann noch eine mehrfache Sicherheit. Diesen Anschluß wird man mit Vorteil für Fachwerkverbundkonstruktionen verwenden können, bei denen der frische Beton direkt auf die Stahlteile aufgebracht wird.

3. Versuche mit vollwandigen Verbundkonstruktionen mit HV-Schrauben statt Dübeln

Bei diesen Versuchen war die Betonplatte mit HV-Schrauben *M* 16 an den oberen Flansch des Stahlträgers angeschraubt, der Bohrungen von 17 mm aufwies. Es sollen nur die Meßergebnisse für einen einzigen Verbundträger angegeben werden, da bei den übrigen Trägern ähnliche Ergebnisse vorliegen. Die Ausbildung des Versuchsträgers ist in Fig. 7 dargestellt. Die Bohrungen

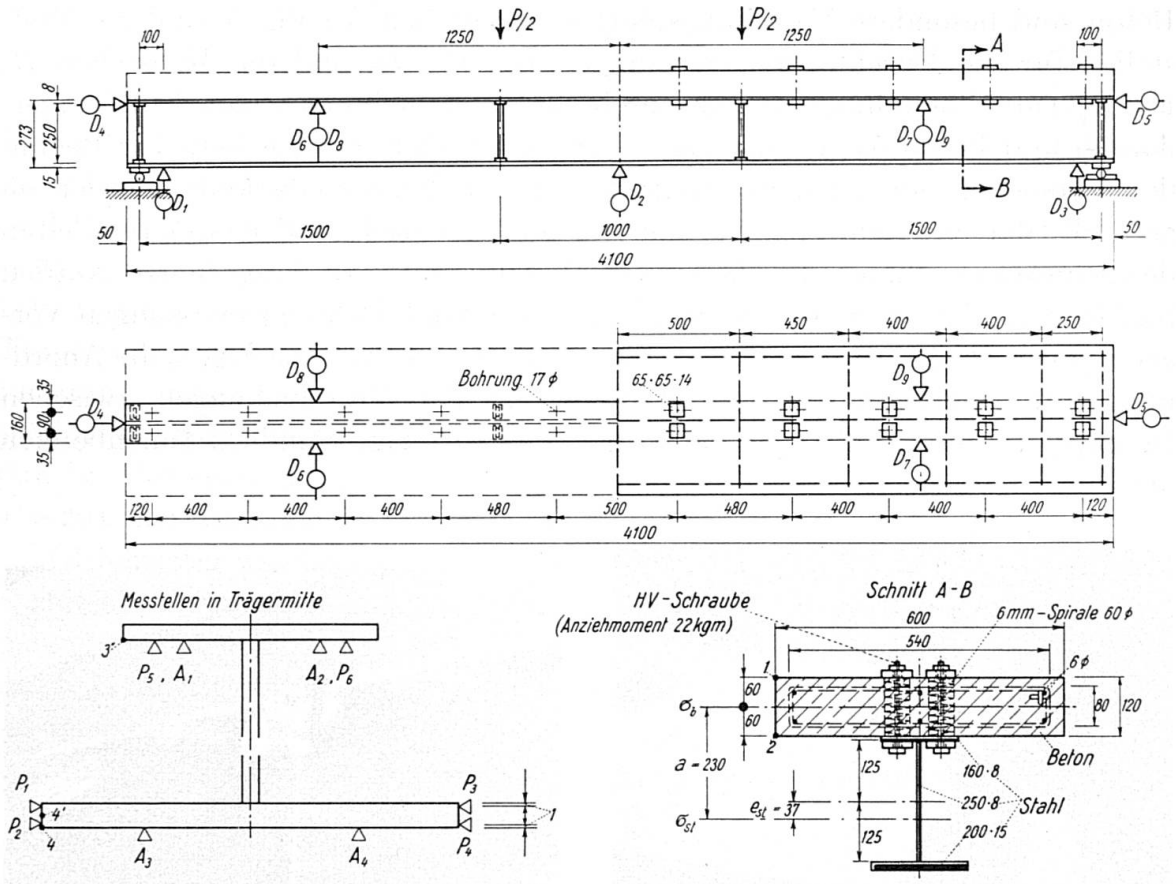


Fig. 7. Versuchsträger mit Angabe der Meßstellen für Durchbiegung und Verschiebungen.

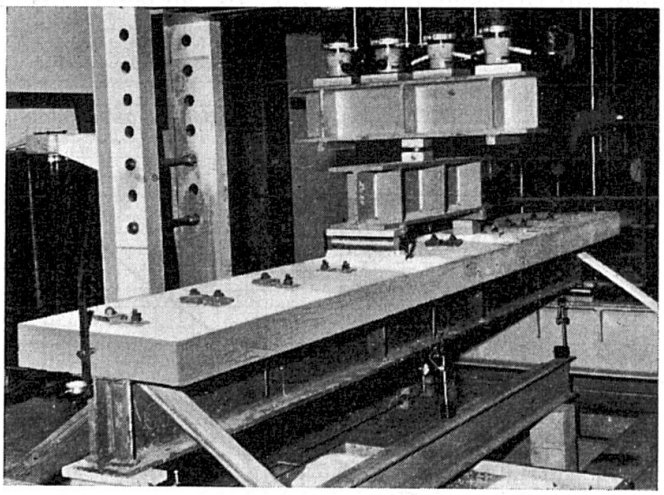


Fig. 8. Gesamte Versuchsanordnung.

in der Betonplatte sind wieder mit Spiralen gesichert. Zwischen den Unterlagscheiben der Schraubenköpfe bzw. Muttern und dem Stahlflansch bzw. Beton sind besondere Verteilungsplatten vorgesehen. In Fig. 7 sind die Meßstellen für die Durchbiegungsmessungen D_1, D_2, D_3 und die Meßstellen D_4 bis D_9 zur Feststellung der gegenseitigen Verschiebungen von Stahlträgerflansch und Betonplatte eingetragen. Die Schrauben wurden kurz vor Beginn des Versuches mit 22 kgm angezogen. Die Schraubenabstände wurden so gewählt, daß die Schraubenverbindung mit Rücksicht auf das erste Gleiten der schwächste Punkt der Konstruktion sein sollte. In Trägermitte wurden im Ober- und Untergurt des Stahlträgers laufend Dehnungsmessungen vorgenommen. Die gesamte Versuchsanordnung ersieht man aus Fig. 8, die Anordnung der Meßeinrichtung zur Feststellung der Verschiebungen zwischen Betonplatte und Stahlträger am Trägerende aus Fig. 9 und im Innenbereich aus Fig. 10.

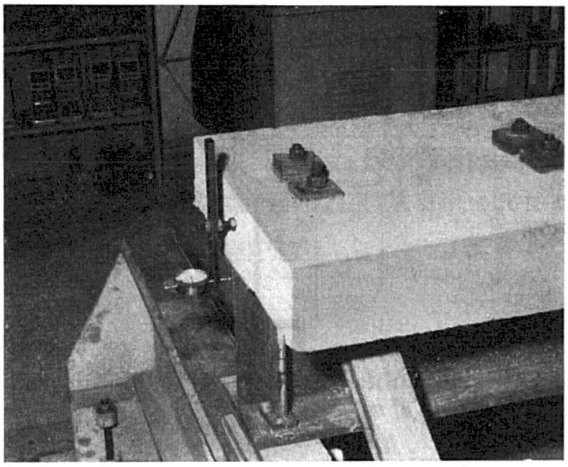


Fig. 9. Meßeinrichtung am Brückenende.

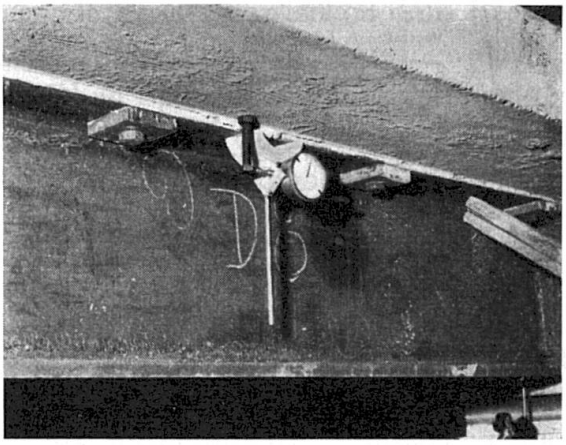


Fig. 10. Meßeinrichtung im Viertelpunkt.

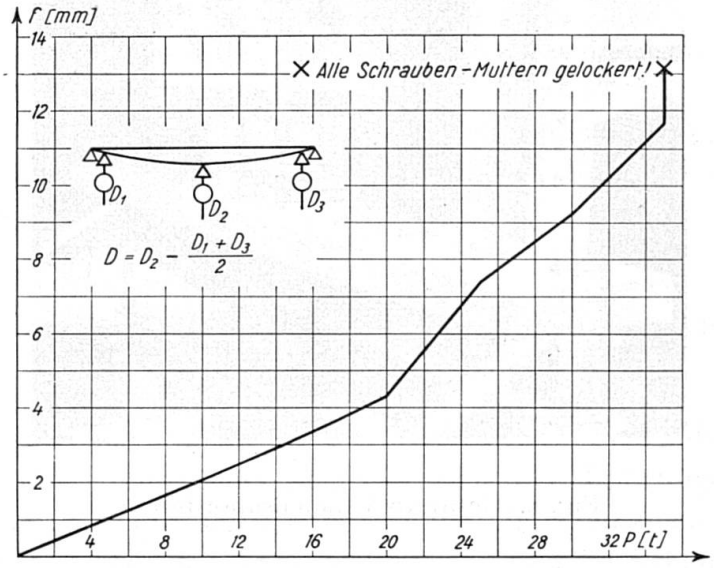


Fig. 11. Durchbiegungen in Trägermitte.

Versuchsergebnisse

Versuch 3a

Die Betonplatte wurde unmittelbar auf den Stahlträger betoniert. Die Würfelfestigkeit betrug $W_{63} = 468$ kg/cm². Die Gesamtbelastung P wurde innerhalb von 2 Stunden langsam auf den maximalen Wert von 35 t gesteigert, und dann wurde wieder ganz entlastet. Bei 21,6 t war ein erstes Krachen, bedingt durch ein geringes örtliches Gleiten der Betonplatte auf dem Stahlträger, zu hören. Aus Fig. 11, in der die gemessenen Durchbiegungen in Trägermitte dargestellt sind, ist zu ersehen, daß die erste Abweichung vom linearen Anstieg bei $P = 20$ t aufgetreten ist. Besonders deutlich wird dieses plötzlich beginnende Gleiten aus Fig. 12. Aus dieser kann entnommen werden, daß bei der einen Trägerhälfte (Meßstellen D_5, D_7, D_9) das erste Gleiten bei $P = 20$ t, bei der anderen (D_4, D_6, D_8) dieses erst bei $P = 25$ t begann.

Gleichzeitig wurden in Trägermitte die Spannungen an den Flanschen des Stahlträgers gemessen. Fig. 13 gibt die Spannungen auf Grund der Dehnungsmessungen P_1 bis P_6 mittels des Pfender-Meßgerätes und A_1 bis A_4 mittels Askania-Setzdehnungsmesser bei 100 mm Meßlänge an. Letztere konnten wegen ihrer großen Empfindlichkeit nach dem ersten Gleiten nicht mehr verwendet werden, da die plötzlichen Gleitungen hier zu Störungen führten. Die

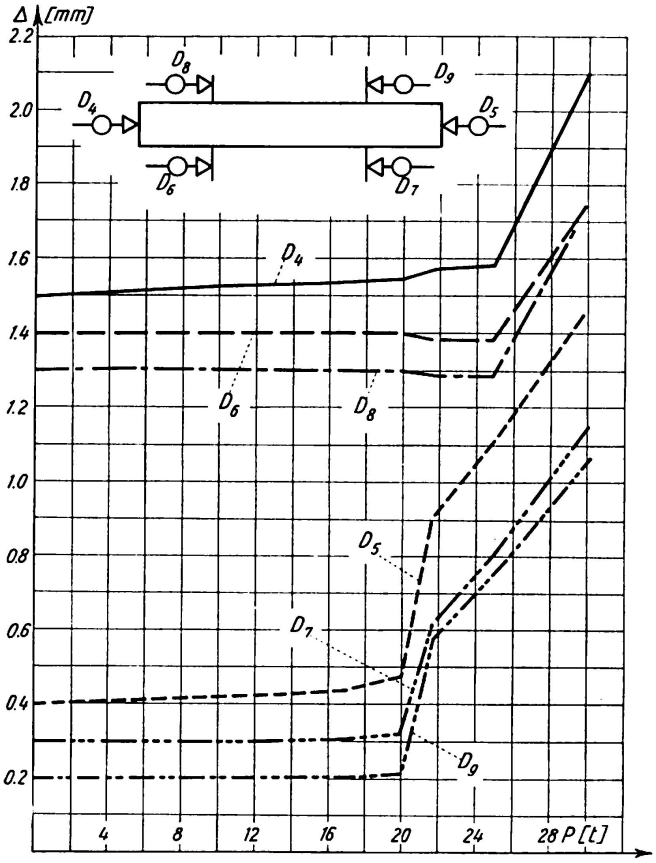


Fig. 12. Verschiebungen zwischen Betonplatte und Stahlträger.

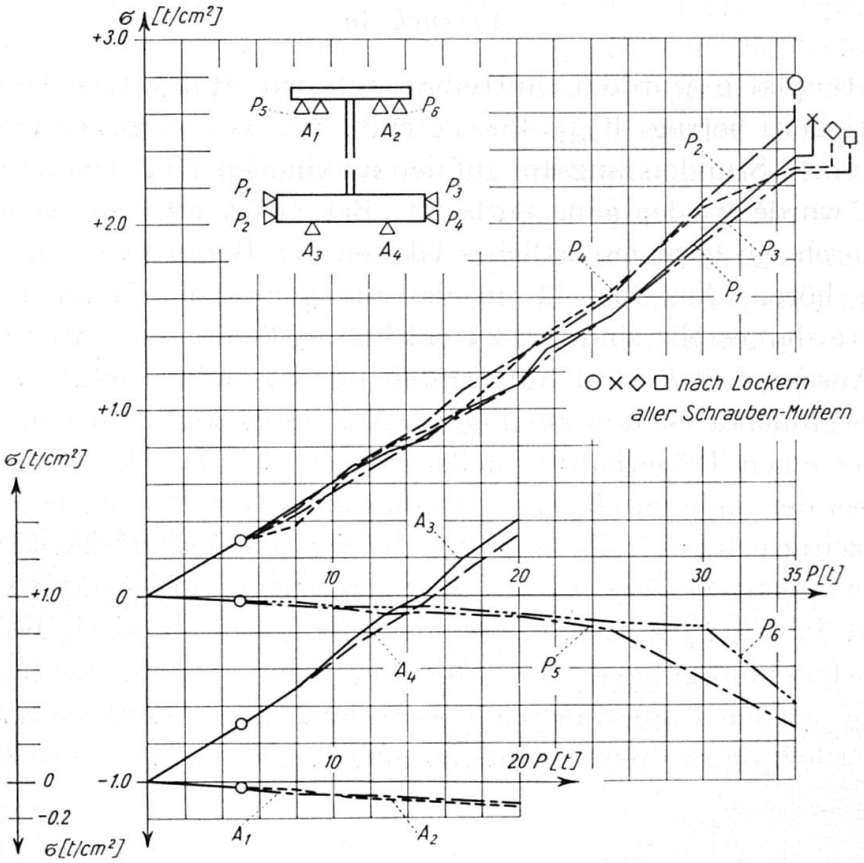


Fig. 13. Spannungen in Trägermitte.

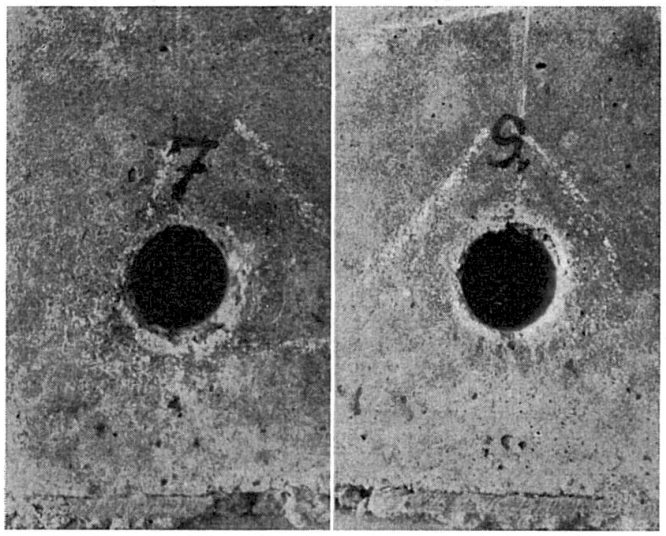


Fig. 14. Löcher im Beton nach der Belastung bis $P = 35$ t.

Pfendermessungen konnten demgegenüber bis zum Schluß durchgeführt werden. Bei $P = 35$ t wurden die Muttern der Schrauben gelöst, so daß keinerlei Anpreßdruck zwischen Betonplatte und Stahlträger mehr vorhanden war. Aus den dabei entstehenden Spannungsänderungen ersieht man, daß bis zum Schluß Reibungskräfte übertragen wurden. Nach dem Abheben der Betonplatte und Entfernen der Schrauben ergab sich, daß weder die Schrauben noch die Löcher im Stahlflansch irgenwelche Verformungen erkennen ließen. Auch die Löcher in der Betonplatte waren in einem ausgezeichneten Zustande, wie Fig. 14 erkennen läßt. Daraus folgt, daß die Tragfähigkeit der Verbindung noch lange nicht erschöpft war. Die Belastung wurde nicht über $P = 35$ t gesteigert, da einerseits der maximale Druck der Presse mit $P = 40$ t begrenzt war und andererseits die gesuchten Ergebnisse klar erkennbar waren.

Versuch 3b

Von besonderer Bedeutung ist nachfolgender Versuch. Etwa 1 Jahr nach dem ersten Versuch wurde die gleiche Betonplatte wieder auf den gleichen Stahlträger aufgebracht, bei dem die Bohrungen auf 20 mm aufgerieben

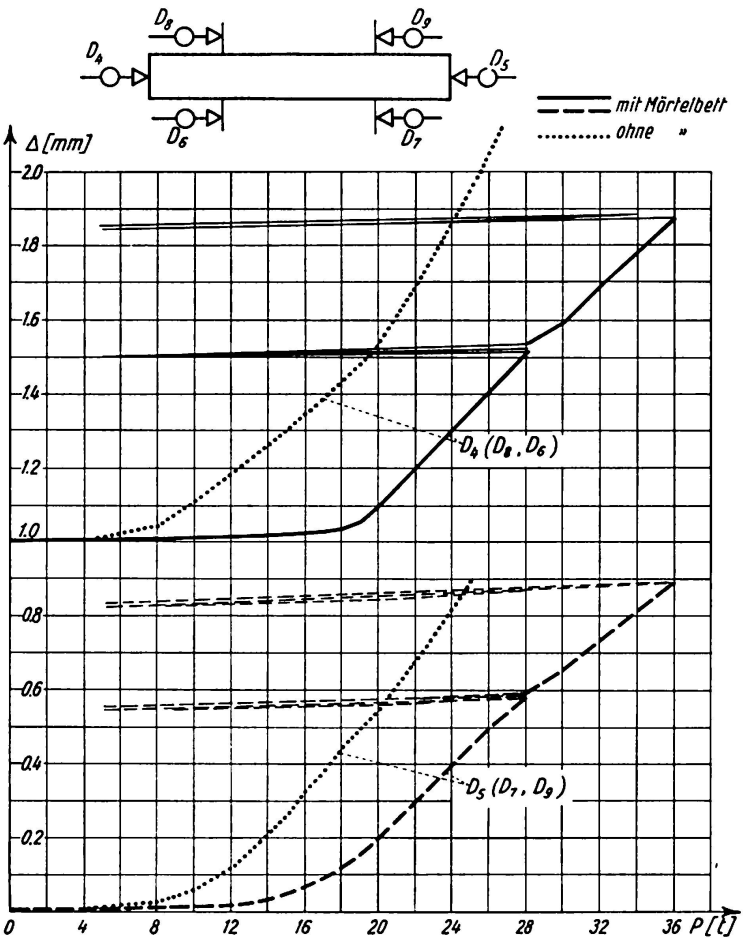


Fig. 15. Verschiebungen zwischen Betonplatte und Stahlträger ohne und mit Mörtelzwischenlage.

wurden. Der einzige Unterschied bestand darin, daß die Betonplatte um 180° horizontal gedreht wurde. Kleine Änderungen in den Auflagerbedingungen der Betonplatte am Stahlträger hatten zur Folge, daß beim Anziehen der Schrauben verschiedentlich Risse in der Betonplatte auftraten. Wie man aus den Verschiebungen der Meßstellen D_4 und D_5, die in Fig. 15 eingetragen sind, entnehmen kann, begann ein Gleiten der Betonplatte in diesem Falle bereits bei $P = 5$ t. Bei weiterer Belastungssteigerung bis 28 t nahmen die Verschiebungen kontinuierlich zu.

Die schon so frühzeitig eintretenden Verschiebungen zwischen Betonplatte und Stahlträger dürften darin begründet sein, daß infolge unregelmäßigen Aufliegens der Betonplatte an diesen Lagerstellen die Druckkräfte aus den Schraubenanzugsmomenten örtlich übertragen wurden, wodurch winzige örtliche Verformungen eintraten.

Versuch 3c

Der Verbundträger des Versuches 3b wurde wieder ausgebaut und mit der Betonplatte nach unten gelagert. Nach Abheben des Stahlträgers wurden Schaumgummiringe von 1 cm Dicke und 0,5 cm Wandstärke um die Schraubenbolzen gelegt, um die Löcher in dem Stahlflansch zu dichten. Anschließend wurde ein Mörtelbett zwischen Betonplatte und Stahlträger aufgebracht, und bei noch feuchtem Mörtel wurden die Schrauben etwas angezogen. Die Dicke des Mörtelbettes schwankte zwischen 5 und 8 mm. Es wurde Mörtel III nach DIN 1053 verwendet. (Mischung 1:4, W/Z = 1,06, m = 4,33; Z = 377 kg/m³; EPZ 375, Sand = 1,0 mm.) Nach 8 Tagen Erhärtungsdauer wurde der Belastungsversuch erneut unter denselben Bedingungen wie früher durchgeführt. Man sieht aus Fig. 15, daß auf der Trägerseite mit der Meßstelle D_5 nun erst bei rund 14 t die ersten merkbaren Verschiebungen auftraten; auf der entgegengesetzten Seite erst bei 18 t. Spannungen und Durchbiegungen entsprachen den Verhältnissen, wie sie in den Fig. 11 und 13 dargestellt sind. Die Belastung wurde bis auf 36 t gesteigert, ohne daß Schäden in der Konstruktion zu erkennen waren. Verschiedentlich wurden Entlastungen bis auf eine untere Grenze von $P = 5$ t durchgeführt, wobei bei Entlastung und Wiederbelastung bis zur ursprünglichen Größe keinerlei plastische Verschiebungen eintraten, wie dies ebenfalls aus Fig. 15 deutlich erkennbar ist. Nach Ausbau des Stahlträgers wurde an der Berührungsfläche zwischen Stahlträger und Betonplatte teilweise eine feinste Sandschicht festgestellt. Da die einzelnen Sandkörner nicht abgeschert waren, kann das Entstehen dieser feinen Sandschicht in einer Entmischung ihre Ursache haben, die an der Berührungsfläche zwischen Mörtelschicht und Stahlträger beim Festklopfen des Stahlträgers aufgetreten sein kann. An dieser Berührungsfläche, die ein vollkommen gleichmäßiges Aussehen hatte, waren verschiedentlich kleine Hohlräume, bedingt durch Wasser- oder Luftblasen, zu sehen.

Bei diesem Versuch war einerseits zwischen Schraubenbolzen und Flanschlöchern überall ein Spiel vorhanden, andererseits waren zusätzlich die Schaumgummiringe eingebaut. Das erste Gleiten kann hier tatsächlich nur nach Überwindung der Haftspannungen und der Reibungskräfte eingetreten sein.

Versuch 3d

Bei den übrigen Trägerversuchen wurden zum Teil die Stahlträgerabmessungen und die Schraubenentfernungen geändert. Die Betonplatten waren direkt auf den Stahlträgern betoniert worden. Weiter wurden z. B. die Bohrungen im Stahlflansch zum Teil von 17 auf 20 mm aufgerieben, ohne daß sich Änderungen für das erste Gleiten ergaben, ein deutlicher Beweis, daß bis zu diesem Augenblick alle Schubkräfte nur durch Haftung und Reibung übertragen wurden. Weiter wurden zum Teil vorgefertigte Betondübel mit Schraubenlöchern vor dem Betonieren der Betonplatte eingesetzt, ohne wesentliche Änderungen in den Auswirkungen zu ergeben. Dies hat für Ausführungsfälle zur Folge, daß solche Dübel im erhärteten, gegebenenfalls bereits vorgedrückten Zustand eingebaut werden können, wodurch Kriechverluste klein gehalten werden können. Zum Teil wurden bei den Schrauben die Muttern einzeln gelockert, wodurch der Einfluß der Reibung der einzelnen Schrauben deutlich sichtbar wurde.

Auswertung der Versuche

Unter Zugrundelegung der Bezeichnungen und Formeln [. . .] nach «Theorie der Verbundkonstruktionen»[2]), den Querschnittsabmessungen und der Belastungsanordnung nach Fig. 7 sowie unter der Annahme eines Moduls $E_b = 300\,000$ kg/cm² ergeben sich die nachfolgenden Werte.

Stahlträger:

$$F_{st} = 62{,}80 \text{ cm}^2; \qquad J_{st} = 7585{,}0 \text{ cm}^4; \qquad e_{st} = 3{,}70 \text{ cm}.$$

$$^{st}W_4 = 736 \text{ cm}^3; \qquad ^{st}W_4' = 794 \text{ cm}^3; \qquad ^{st}W_3'' = 468 \text{ cm}^3.$$

Betonplatte:

$$F_b = 720 \text{ cm}^2; \qquad J_b = 8640 \text{ cm}^4; \qquad n_b = 7{,}0;$$

damit wird nach [D, 1]:

$$F_{b,r} = 102{,}9 \text{ cm}^2; \qquad J_{b,r} = 1234{,}3 \text{ cm}^4; \qquad ^bW_1 = {}^bW_2 = 1440 \text{ cm}^3.$$

---

[2]) SATTLER, K.: Theorie der Verbundkonstruktionen, 2. Aufl., Berlin 1959. Ernst & Sohn.

Verbundträger. Nach [D 29] wird:

$$F_i = 102{,}9 + 62{,}8 = 165{,}7 \text{ cm}^2; \quad a = 6{,}0 + 0{,}8 + 12{,}5 + 3{,}7 = 23{,}0 \text{ cm};$$

$$a_b = \frac{23{,}0 \cdot 62{,}8}{165{,}7} = 8{,}72 \text{ cm}; \qquad a_{st} = 23{,}0 - 8{,}72 = 14{,}28 \text{ cm};$$

$$S_i = \frac{23{,}0 \cdot 62{,}8 \cdot 102{,}9}{165{,}7} = 896{,}8 \text{ cm}^3;$$

$$J_i = 1234{,}3 + 7585{,}0 + 23{,}0 \cdot 896{,}8 = 29446{,}4 \text{ cm}^4.$$

Nach [D 30] wird:

$$\alpha_{st} = \frac{62{,}8 \cdot 7585{,}0}{165{,}7 \cdot 29446{,}4} = 0{,}09765.$$

Durchbiegung in Trägermitte

Für die Gesamtbelastung P in t (je $0{,}5\,P$ in $0{,}5\,m$ von Trägermitte nach Fig. 7) ergibt sich die rechnerische Durchbiegung zu

$$\delta_{P;\,0,m} = \frac{1{,}21875\,P}{E_e J_i} = \frac{1{,}21875 \cdot 10^3\,P}{2{,}1 \cdot 10^7 \cdot 29446{,}4 \cdot 10^{-8}} = 0{,}19709\,P \text{ [mm]}.$$

Spannungen in Trägermitte

Für die Gesamtbelastung P wird $M_{P;0} = 1{,}5\,P$ [tm]. Nach [E 25] ergeben sich die Verteilungsgrößen zu

$$^{M}N_{P;\,b,0} = \frac{896{,}8 \cdot 10^{-6}}{29446{,}4 \cdot 10^{-8}} M_{P;\,0} = 2{,}284\,P \text{ [t]};$$

$$^{M}N_{P;\,st,0} = +2{,}284\,P \text{ [t]};$$

$$^{M}M_{P;\,b,0} = \frac{1234{,}3}{29446{,}4} M_{P;\,0} = +0{,}031437\,P \text{ [tm]};$$

$$^{M}M_{P;\,st,0} = \frac{7585{,}0}{29446{,}4} M_{P;\,0} = +0{,}1932\,P \text{ [tm]};$$

Damit wird nach [E 41]:

$$^{1}\sigma_{P;\,b,0} = -5{,}355\,P \text{ [kg/cm}^2\text{]}; \qquad ^{2}\sigma_{P;\,b,0} = -0{,}99\,P \text{ [kg/cm}^2\text{]};$$

$$^{3''}\sigma_{P;\,st,0} = -0{,}0049\,P \text{ [t/cm}^2\text{]}; \qquad ^{4'}\sigma_{P;\,st,0} = +0{,}0607\,P \text{ [t/cm}^2\text{]};$$

$$^{4}\sigma_{P;\,st,0} = +0{,}0626\,P \text{ [t/cm}^2\text{]}.$$

Versuch 3a

Bis $P = 20$ t war kein Gleiten der Verbindung vorhanden. Die *Durchbiegung* in Brückenmitte beträgt hierfür:

$$\delta_{P;0,m} = 0{,}197 \cdot 20 = 3{,}94 \text{ mm}.$$

Gemessen wurde die Durchbiegung 4,4 mm (siehe Fig. 11). Diese stieg völlig linear mit P an. Die völlige Verbundwirkung ist damit eindeutig bestätigt.

Die rechnerischen *Spannungen* in Trägermitte betragen für $P = 20$ t:

$$\begin{aligned}
&{}^{1}\sigma_{P;b,0} = -107{,}1 \text{ kg/cm}^2; && {}^{2}\sigma_{P;b,0} = -19{,}8 \text{ kg/cm}^2;\\
&{}^{3''}\sigma_{P;st,0} = -0{,}098 \text{ t/cm}^2, && (-0{,}117 \text{ t/cm}^2), \quad [-0{,}134 \text{ t/cm}^2];\\
&{}^{4'}\sigma_{P;st,0} = +1{,}214 \text{ t/cm}^2, && (+1{,}197 \text{ t/cm}^2);\\
&{}^{4}\sigma_{P;st,0} = +1{,}252 \text{ t/cm}^2, && [+1{,}377 \text{ t/cm}^2].
\end{aligned}$$

Die ( )-Werte entsprechen den Messungen in den Punkten 3″ und 4′ mit dem Pfender-Meßgerät, die [ ]-Werte für die Punkte 3″ und 4 denen mit den Askania-Dehnungsmessern. Aus Fig. 11 ist ersichtlich, daß auch die Spannungen linear bis $P = 20$ t anwachsen.

Schubkräfte zwischen Betonplatte und Stahlträger: Für das Eigengewicht des Verbundträgers $g = 0{,}24$ t/m ergibt sich in Trägermitte das Moment

$$M_{G;0} = g\frac{4{,}0^2}{8} = 0{,}48 \text{ tm}.$$

Mit der Belastung $P = 20$ t ergibt sich insgesamt das Moment:

$$M_{R;0} = 15{,}0 + 0{,}48 = 15{,}48 \text{ tm}.$$

Damit ergibt sich die zugehörige Betondruckkraft:

$$N_{R;b,0} = {}^{M}N_{P;b,0}\frac{M_{R;0}}{M_{P;0}} = -47{,}1 \text{ t}.$$

Zur Einleitung der Druckkraft $N_{R;b,0}$ sind insgesamt 8 Schrauben vorhanden. Auf eine Schraube entfällt daher im Augenblick des ersten Gleitens die Schubkraft

$$N_{vorh} = \frac{47{,}1}{8{,}0} = 5{,}89 \text{ t}.$$

Nach den VR[1]) entspricht einer Schraube $M\,16$ mit einem Anziehmoment $M_a = 23{,}9$ kgm eine Vorspannkraft $P_v = 8{,}2$ t. Somit kann für das aufgebrachte Moment $M_a = 22$ kgm der Wert $P_v = 8{,}2\frac{22{,}0}{28{,}9} = 7{,}54$ t gewählt werden.

Es ergibt sich somit ein ideeller Reibungswert

$$\mu_{R+S+H} = \frac{5{,}89}{7{,}54} = 0{,}78.$$

Hierbei ist zu beachten, daß einerseits die Schubkraft aus Schwinden und Kriechen und die Schubkraft aus Verkehr in entgegengesetzter Richtung wirken und andererseits Haftspannungen zwischen Beton und Stahl vorhanden sind.

Versuch 3c

Bis $P = 14$ t ist kein Gleiten der Betonplatte vorhanden. Auf eine Schraube entfällt daher die Schubkraft

$$N_{vorh} \approx 5{,}89 \frac{14}{20} = 4{,}12 \text{ t}.$$

Dieser Kraft entspricht ein ideeller Reibungswert

$$\mu_{R+H} = \frac{4{,}12}{7{,}54} = 0{,}55.$$

Bis 14 t wachsen die Durchbiegung und die Spannungen in Brückenmitte wieder linear. Die diesbezüglichen Werte entsprechen denen des Versuchs 3a.

Folgerungen

Für Verbundträger mit HV-Schrauben statt Dübel kann für die Gebrauchslasten je Schraube die Schubkraft $N_{zul} = \mu P_v$ übertragen werden, wobei als unterer Grenzwert $\mu_{min} = 0{,}45$ gewählt werden kann. Die Betonplatte muß hierbei direkt auf den Stahlträger betoniert werden, oder es muß bei Fertigbetonplatten eine Mörtelschicht zwischengeschaltet werden. Mit Rücksicht auf die Haftspannungen wird ein erstes Gleiten erst bei einer größeren Schubkraft als N_{zul} erfolgen. Sollte gelegentlich eine unvorhergesehene Laststeigerung über die Gebrauchslasten hinaus erfolgen und selbst ein geringes Gleiten in der Verbindung eintreten, so ist dies ohne große Bedeutung, da bei Entlastungen und Wiederbelastungen die Verformungen völlig elastisch vor sich gehen.

Die Löcher im Beton für die Schrauben müssen durch Spiralbewehrung gesichert werden.

Zur Verteilung des Schraubendruckes auf den Beton bzw. Stahl sind Unterlagsplatten erforderlich. Da hierbei nach dem Anziehen der Schrauben keinerlei Mehrbelastung auftreten kann — es kann auch bei der Bruchbelastung der Konstruktion die Schraubenkraft nicht größer werden —, so kann für die zulässige Betonpressung unter den Verteilungsplatten $\sigma_{b,Dü} = \frac{2}{3} W_{28}$ mit genü-

gender Sicherheit gewählt werden. Die gleichzeitig in der Verteilungsplatte auftretenden Biegespannungen können die Fließspannung des verwendeten Stahles erreichen.

Abschließend möchte ich Herrn Professor Dr.-Ing. PILNY für die Unterstützung bei der Durchführung der Versuche, der Firma Krupp-Druckenmüller, Berlin, für die Gestellung der Versuchsträger und meinen Assistenten, den Herren Dr.-Ing. SCHABER, Dipl.-Ing. KRUG und Dipl.-Ing. STEINBACH, für ihre Mitarbeit bestens danken.

Zusammenfassung

Werden bei Verbundkonstruktionen Beton- und Stahlteile nicht mittels Dübeln, sondern mittels hochzugfester Schrauben miteinander verbunden, so ist die Frage des Reibungsbeiwertes μ von wesentlicher Bedeutung. Die durchgeführten und oben beschriebenen Versuche lassen erkennen, daß für die Gebrauchsbelastung mit einem unteren Grenzwert von $\mu = 0{,}45$ gerechnet werden kann und daß unter Zugrundelegung dieses Wertes noch eine große Sicherheit gegen Bruch besteht. Voraussetzung ist hierbei, daß die Betonteile aufbetoniert werden oder daß bei Fertigbetonteilen eine Zwischenlage, wie Mörtelbett und dergleichen, vorgesehen werden muß und daß die Öffnungen für die Schrauben im Beton durch eine einfache Spiralbewehrung gesichert sind.

Summary

If in composite structures the connection between the concrete and the steel components is effected by means of high-tensile bolts instead of dowels, then the question of the coefficient of friction μ assumes considerable significance. The tests which have been carried out and which are described in the present paper show that for working-load conditions a lower limiting value $\mu = 0.45$ can be adopted and that designs based on this value provide a considerable factor of safety with respect to failure. It is essential that the concrete components be cast in situ or that, if precast units are employed, an intermediate layer (such as a bed of mortar or some similar expedient) be provided and that the bolt holes in the concrete be strengthened by a simple helical reinforcement.

Résumé

Lorsque dans les ouvrages mixtes, on assemble les parties en béton aux pièces métalliques non pas avec des chevilles, mais avec des boulons à haute

résistance à la traction, la question du coefficient de frottement μ prend une importance essentielle. Les essais effectués et qui sont décrits ci-dessus montrent que pour la charge utile, il faut tabler sur une limite inférieure $\mu = 0{,}45$; sur cette base, la sécurité vis-à-vis de la rupture est encore élevée. Ceci suppose toutefois que les parties en béton sont bétonnées directement sur le métal ou que, lorsque l'on emploie des pièces préfabriquées en béton, il est prévu une couche intermédiaire de mortier ou autre. D'autre part, les trous de passage des boulons dans le béton doivent être renforcés par une armature simple en hélice.

IIb3

Hochfeste vorgespannte Schrauben (HV-Schrauben) als neuartige Verbindungsmittel des Stahlbaus

High-Tensile Prestressed Bolts as a New Type of Structural Connection in Steel Construction

L'emploi de boulons à haute résistance (boulons HR) en tant que nouveau moyen d'assemblage de la construction métallique

O. STEINHARDT
Prof. Dr. Ing., Karlsruhe

Einführung

Über die Stahlbau-Verlags-GmbH, Köln, wurden bisher 4 grundlegende Schriften, nämlich die beiden «Berichte» Nr. 18 (1954) und Nr. 22 (1959), die «Veröffentlichung Nr. 22» (1958) und die «Richtlinien» (1956) der Fachwelt zur Verfügung gestellt. Sie enthalten zwar u. a. auch Hinweise auf die Entwicklungsarbeiten im Ausland, legen jedoch hauptsächlich die Ergebnisse der *deutschen* Forschungstätigkeit seit dem Jahre 1953 vor. Sie ermöglichen deren Nutzbarmachung durch die «Vorläufigen Richtlinien für Berechnung, Ausführung und bauliche Durchbildung von gleitfesten Schraubenverbindungen (HV-Verbindungen)» und behandeln auch die industrielle Praxis der Schraubenherstellung sowie die stahlbautechnische Handhabung der neuen Verbindungsweise. — Nach Beauftragung durch den Deutschen Ausschuß für Stahlbau wurden bis zum Herbst des Jahres 1958 in der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine an der Technischen Hochschule Karlsruhe zwei Teilprogramme vollständig abgeschlossen; ein *drittes* Teilprogramm läuft zur Zeit, wobei sich ein reger Gedankenaustausch mit den Fachkollegen fast aller europäischer Nationen entwickelt.

1. Systematik des deutschen Forschungsbeitrages

Es wurde bisher gemäß folgender *Systematik* geforscht:

Beanspruchung und Festigkeit der HV-Schrauben,
Gleitwiderstand von HV-Verbindungen (Tragmechanismus),

Verhalten von HV-Verbindungen unter statischer Belastung,
Verhalten von HV-Verbindungen unter schwingender Belastung,
Verformungen von HV-Verbindungen mit steigender Belastung,
Die Schraubenvorspannung unter Dauerbetrieb,
Konstruktionsformen mit HV-Verschraubung,
Die Praxis der neuartigen Verbindungstechnik.

Sehr bald erwies es sich, daß der «gesamte Gleitwiderstand» einer HV-Verbindung nicht allein vom aufzubringenden Anziehmoment, sondern vor allem auch vom jeweils erzeugten *Reibbeiwert* μ der aufeinandergepreßten Kontakt- und Reibflächen abhängig ist. Es wurde daher der Oberflächenbehandlung der Reibflächen große Aufmerksamkeit gewidmet, weil hierdurch die «maßgebende Tragfähigkeit» einer HV-Verbindung bis zur Gleitgrenze leicht um 50% bis 100% gesteigert zu werden vermag, was außer bei einer vorwiegend *ruhenden* Belastung vor allem auch bei *schwingender* Belastung sowie für *kombinierte* Verbindungen (z. B. Nieten + HV-Verschraubung oder Schweißung + HV-Verschraubung) von großer Bedeutung ist.

2. Beanspruchung und Festigkeit der HV-Schrauben

Für die Abmessungen der HV-Schrauben war zunächst die deutsche DIN 931 maßgebend, späterhin wurden für die Anwendung im Stahlbau — der hauptsächlich die Durchmesser M 18 bis M 24 benötigt — einige *Formkorrekturen* vorgenommen. Weil nämlich gemäß DIN 931 der Übergangsradius zwischen Schraubenschaft und Kopf für M 12 bis M 22 nur 1,0 mm beträgt und der gleichzeitigen Torsions- und Zugbeanspruchung an dieser Stelle nicht immer befriedigend gewachsen war, so wurde für HV-Schrauben dieser Radius für M 12 bis M 20 auf $R = 1{,}5$ mm erhöht, ab M 22 aufwärts sogar auf $R = 2{,}0$ mm. Ferner wurden neben Vollschaftschrauben auch Dünnschaftschrauben mit aufgewalztem bzw. aufgerolltem Gewinde erpropt, bei denen die Gewindeaußendurchmesser jeweils gleich groß waren. Zuletzt wurden die ursprünglich 8 mm dicken Unterlegscheiben gemäß DIN 1050, Bl. 2, die sich als sehr aufwendig erwiesen hatten, ohne feststellbaren Nachteil auf die neue Form abgeändert; sie entsprechen nunmehr mit Ausnahme der Dicke der Vorschrift DIN 125; ihre Dicke ist für Durchmesser von 14 bis 24 mm mindestens 4 mm, darüber hinaus 5 mm. Die einseitigen außenliegenden Abfasungen von 45° passen sich dem Ausrundungsradius des Schraubenkopfes an, außerdem dienen sie zur Kontrolle des technisch einwandfreien Einbaus. Diese U-Scheiben der neuen Form sind auch nicht mehr spanabhebend bearbeitet, sondern aus Blechen entsprechender Dicke gestanzt und anschließend vergütet.

Die untersuchten Materialgüten der HV-Schrauben waren 8 G und 10 K sowie 12 K im Sinne der DIN 267. Die zur Zeit zweckmäßigste Schraubenqualität 10 K ergab die Festigkeitswerte gemäß Tabelle 1, wobei die Bruch-

Tabelle 1. Festigkeitswerte der untersuchten Schrauben, Materialgüte 10 K

Versuch Nr.	Nenn-durch-messer	Stabform	Streckgrenze $\sigma_{0.2}$ kg/mm²	Zerreißfestig-keit σ_B kg/mm²	Bruchdehnung δ_5 %
1	M 16	glatt	104,2	109,8	14,0
2	M 16	glatt	96,5	102,3	13,1
3	M 16	glatt	102,2	107,3	13,1
Mittel			101,0	106,5	13,4
4	M 16	Gewinde	101,4	114,9	—
5	M 16	Gewinde	100,7	114,1	—
6	M 16	Gewinde	102,1	114,9	—
Mittel			101,4	114,6	
1	M 22	glatt	100,0	107,0	14,4
2	M 22	glatt	103,2	111,2	12,9
3	M 22	glatt	102,8	110,7	12,7
Mittel			102,0	107,6	13,4
4	M 22	Gewinde	117,8	127,8	—
5	M 22	Gewinde	122,0	127,4	—
6	M 22	Gewinde	120,0	126,0	—
Mittel			120,0	127,1	

Tabelle 2. Ergebnisse der Abwürgversuche mit Voll- und Dünnschaftschrauben

Gewinde-⌀	Schrau-benform	Hersteller und Materialgüte		Anziehmomente in kgm		M_B/M_a
		Schraube	Mutter	M_a	M_B	
M 12	D	I 10 K	I 6 S	9,3	16	1,72
M 16	V	I 10 K	I 8 G	23,9	38 bis 45	1,59 bis 1,88
M 16	D	I 10 K	I 8 G	23,9		
M 16	D	I 10 K	I 6 S	23,9	38 bis 39	1,59 bis 1,63
M 16	D	I 10 K	I 6 S	23,9	40 bis 41	1,67 bis 1,72
M 16	V	II 10 K	II 8 G	23,9	45 bis 47	1,88 bis 1,97
M 16	V	II 10 K	I 8 G	23,9	46 bis 70	1,93 bis 2,93
M 16	D	III 10 K	III 10 K	23,9	45 bis 55	1,88 bis 2,30
M 16·1,5*	D	III 10 K	III 10 K	23,9	50 bis 60	2,09 bis 2,51
M 20	V	I 10 K	I 6 S	46,3	88 bis 93	1,90 bis 2,00
M 22	V	I 8 G	I 6 S	44,7	72 bis 76	1,61 bis 1,70
M 22	D	I 10 K	I 6 S	63,9	87 u. 89	1,63 u. 1,39
M 22	V	I 10 K	I 6 S	63,9	92	1,44
M 24	V	I 12 K	I 8 G	96,0	126, 126, 130	1,31 bis 1,35
M 24	V	I 12 K	I 10 K	96,0	182, 182	1,90
M 24	V	I 12 K	I 10 K	96,0	(175, 175)	(1,82)

* Feingewinde-Schrauben mit doppelter Normhöhe der Muttern.

dehnung δ_5 am glatten Schaft ermittelt und die 0,2-Dehngrenze sowie die Bruchgrenze jeweils auf den Gewindekerndurchmesser bezogen sind. — Abwürgversuche mit Schrauben *und* Muttern verschiedener Form und Herkunft zeigt Tabelle 2; hier sind die bis zum Bruch ertragenen Drehmomente M_B mit den nach den «Vorläufigen Richtlinien» festgelegten Werten M_a verglichen. Das in der letzten Spalte angegebene Verhältnis M_B/M_a ergibt die beim Anziehen vorhandene Bruchsicherheit der HV-Schraube. — In den letzten beiden Zeilen erkennt man das für die zukünftige Entwicklung interessante Verhalten von Schraubenbolzen der Güte 12K mit Muttern der Güte 10K; derartige HV-Schrauben zeigen in der Anwendung eine um ca. 20% gesteigerte Tragfähigkeit.

Von Bedeutung für die Berechnung der Tragfähigkeit einer HV-Verbindung ist zunächst die Abhängigkeit der *Vorspannkraft* P_v vom Anziehdrehmoment M_a. Bei einem Steigungswinkel γ des Schraubengewindes und den Reibbeiwerten μ_1 bzw. μ_2 in der Gewindefläche bzw. an der Mutterauflage setzen sich dem Anziehmoment (näherungsweise) folgende Widerstände entgegen (r_F = Flankenradius, r_M = mittlerer Radius von Kopf und Mutterauflage):

$$M_a \approx P_v \operatorname{tg}\gamma\, r_F + P_v \mu_1 r_F + P_v \mu_2 r_M .$$

Drückt man r_F und r_M durch den Nenndurchmesser D der Schraube aus, so erhält man — über $r_F = \alpha \frac{D}{2}$ und $r_M = \beta \frac{D}{2}$ — zuletzt

$$M_a = P_v D \frac{(\operatorname{tg}\gamma + \mu_1)\alpha + \mu_2 \beta}{2} = P_v D k ,$$

bzw.

$$P_v = \frac{M_a}{D k} .$$

Versuchstechnisch wurden für M 16- bzw. M 22-Schrauben k-Werte von 0,163 bzw. 0,167 ermittelt, wobei leichtgefettete 8 G-Schrauben verwendet wurden. Vergleichsversuche an nichtgefetteten, phosphatierten 10 K-Schrauben zeigten keine nennenswerten Abweichungen.

Weiterhin wurden die Verdrehwinkel ϑ einer M 16-Schraube bei Verwendung unterschiedlicher Muttern und Unterlegscheiben (unter Annahme einer vollständigen Krafteinleitung nach dem zweiten Gewindegang) in Abhängigkeit vom Verdrehmoment M_T untersucht:

$$M_T = G\vartheta \Big/ \left(\frac{l_s}{J_{D_s}} + \frac{l_k}{J_{D_k}} \right),$$

l_s = Länge des glatten Schaftes, l_k = Länge des Gewindeteils,
J_D = polares Trägheitsmoment für Schaft (s) bzw. Kern (k).

Die Messungsergebnisse erwiesen, daß *nach* Beendigung des Anziehens eine gewisse Verringerung des Winkels ϑ eintrat, was auf eine Rückfederung infolge «umgelagerter» Kräftewirkung auf die Mutter zurückzuführen ist. Bei einem Anzugsmoment M_a von 20 kg/m erhielt man z. B. $M_{T\,max} = 11{,}8$ kgm $= 0{,}59\, M_a$ und ein Restmoment $M_{T\,Rest} = 8{,}4$ kgm $= 0{,}42\, M_a$.

Zulässig sind *solche* Anziehdrehmomente, die eine schädigende Anstrengung im Kernquerschnitt vermeiden. Die entsprechende Vergleichsspannung σ_V ergibt sich zu:

$$\sigma_V = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{\left(\frac{M_a}{k\,D\,F_k}\right)^2 + 3\left(\frac{0{,}59\,M_a}{W_k}\right)^2}.$$

Für die Schraube M 16 ist z. B.: $D = 16$ mm, $F_k = 1{,}41$ cm², $W_k = \frac{\pi D_k^3}{16} = 0{,}471$ cm³; man erhält dann

$$\sigma_V = 1{,}28\,\sigma_Z.$$

Auch für die Schraube M 22 zeigt sich, daß die Größtspannung σ_V durch den Einfluß der Verdrehung um 28% über der reinen Zugbeanspruchung liegt. Um eine Überbeanspruchung im Gewindequerschnitt zu vermeiden, könnte man für die Anwendung eine 1,25-fache Sicherheit gegen Erreichung der Streckgrenze als ausreichend ansehen, woraus sich die folgenden zulässigen Anziehdrehmomente bei den Güten 8 G bzw. 10 K ergäben:

$$M_{a\,zul} \begin{cases} \text{für M 16: } 14{,}7 \text{ kg/m bzw. } 20{,}7 \text{ kg/m} \\ \text{für M 22: } 40{,}7 \text{ kg/m bzw. } 57{,}0 \text{ kg/m;} \end{cases}$$

diese Werte wurden späterhin für die «Vorläufigen Richtlinien» jedoch wieder um 10% erhöht, und zwar einerseits mit Rücksicht auf die Einstellgenauigkeit der Anziehgeräte, andererseits im Hinblick darauf, daß der «Spannungsquerschnitt» im Gewindegrund ca. 5% bis 8% größer als der Kernquerschnitt angesehen werden darf.

3. Der Gleitwiderstand von HV-Verbindungen (Tragmechanismus)

Ein für den Stahlbau geeignetes Verbindungsmittel soll hauptsächlich drei technische *Eigenschaften* möglichst vollkommen aufweisen: *Erstens* eine pro *Einheit* möglichst große Tragfähigkeit bis zu einer quantitativ sicher festlegbaren Grenze; dieses führt nämlich zu kleinen Stoß- bzw. Anschlußbildern. Es ist dabei *zusätzlich* sehr wünschenswert, daß die jeweilige Belastung pro Einheit, d. h. hier pro HV-Schraube (analog wie pro Niet oder pro cm² Schweißnaht) dem Mittelwert aus der Gesamtbelastung praktisch gleichgesetzt werden darf. — *Zweitens* soll oberhalb der für die zulässige Nutzbeanspruchung maßgebende Belastungsgrenze eine erfaßbare Tragreserve — unter Umständen bei Inkaufnahme gewisser Verformungen der Verbindung — vorhanden sein; dies ist insbesondere bei den vorwiegend ruhend belasteten Tragwerken des Industrie- und Hochbaus von Wert. — *Drittens* soll die Spannungsverteilung im kritischen Stab- oder Trägerquerschnitt am Anfang des Stoßes oder Anschlusses eine möglichst ausgeglichene sein; dies ist insbesondere bei den «dauerbeanspruchten» Konstruktionen des Brückenbaus und des Kranbaus von Bedeutung.

Bei den HV-Verbindungen werden hochfeste Schrauben, die mit einem gewissen Spiel in gebohrten (oder unter Umständen in gestanzten) Löchern sitzen, durch Anziehen der Mutter so weit vorgespannt, daß bedeutende Scherkräfte bis zu einer charakteristischen *Gleitgrenze* P_g allein durch Reibung zwischen den zu verbindenden Stab-, Träger-, Platten- bzw. Schalenteilen übertragen werden können. In der Formel für diese Gleitlast

$$P_g = \mu\, m\, n\, P_v$$

bedeuten m die *Schnittigkeit* der Einzelschrauben, n die gesamte *Anzahl* der Schrauben und P_v die axiale *Vorspannkraft* je Schraube.

Die *Reibbeiwerte* μ schwanken je nach Beschaffenheit oder Behandlungsweise der aufeinander gepreßten Oberflächen zwar in weiten Grenzen, können jedoch insbesondere bei Flammstrahlung oder Sandstrahlung für St 37 mit $\mu_1 \geqq 0{,}45$ und St 52 mit $\mu_2 \geqq 0{,}60$ i. d. R. mit ausreichender Sicherheit erreicht und in die Berechnung eingeführt werden. Dann werden weiterhin für den Stahlhochbau bzw. Stahlbrückenbau *Sicherheitsfaktoren* ν_H bzw. ν_B festgelegt. Man erhält zuletzt für die *zulässige Tragkraft* eines Anschlusses

$$N_{zul} = \frac{\mu}{\nu}\, m\, n\, P_v .$$

Bei HV-Verbindungen unterscheidet man drei Beanspruchungszustände, denen jeweils ein geänderter Tragmechanismus zugeordnet werden muß. Der *Zustand 1* entspricht in etwa den exakten Theorien von FILLUNGER[1]), FIND-

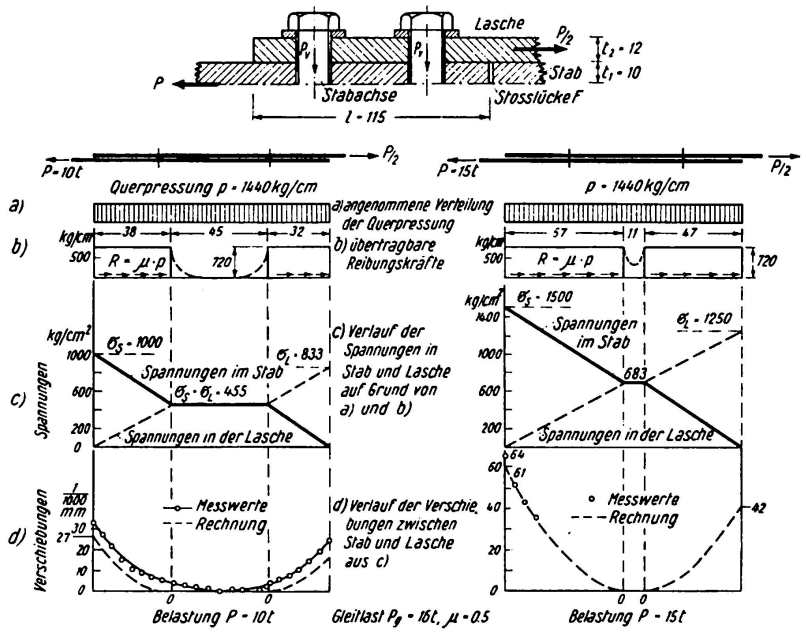


Fig. 1. Verschiebungen an einem HV-verschraubten Zugstoß nach Rechnung und Versuch.

---

[1]) FILLUNGER, P.: Über die Festigkeit von Löt-, Leim- und Nietverbindungen. O. W. Off. B. 1919.

EISEN [2]) u. a. m. Er gilt so lange, bis die an den Anschlußenden sitzenden Verbindungselemente ihre Gleitgrenze erreichen. — Der *Zustand 2* (teilweise geringes Gleiten oder «Setzen») wird durch vorstehende Fig. 1 charakterisiert. Hier zeigt sich, daß — bei Annahme einer gleichmäßig verteilten Fugenpressung p infolge der Schraubenspannkräfte P_v — die örtlichen Reibwerte (Scherkräfte) ihren Grenzwert $R = \mu p$ zwar *zuerst* an den Anschlußenden erreichen, daß aber dann weiterhin — nach Übergang des Zustandes 1 in den Zustand 2 — mit steigender Belastung der Verbindung (z. B. gemäß Versuch nach Fig. 2 von $P = 10$ t auf $P = 15$ t) die Bereiche *konstanten* Reibwiderstandes sich von den Anschlußenden zu deren Mitte hin ausbreiten. (An den Laschenenden wurden im vorliegenden Fall kleine Verschiebungen = «Setzungsrutschungen» bis zu 0,0064 mm gemessen, während der einfache Rechenansatz den entsprechenden Wert mit 0,006 mm ergab. Bei längeren Anschlüssen können derartige «Setzungsrutschungen» Werte von 0,02 bis 0,05 mm erreichen; auch ist i. a. die Umrechnung von P_v auf p nicht notwendig, da die Reibbeiwerte μ von der Größe p nahezu unabhängig sind.) Dieser Zustand 2 kann i. d. R. der Gleitgrenzenermittlung zugrunde gelegt werden; er besitzt große praktische Bedeutung. *Zustand* 3 (völliges Gleiten) wird erreicht, wenn über die gesamte Anschlußlänge die spezifische Gleitgrenze (d. h. also der Wert $\sum P_v \mu$) überschritten wird. Nunmehr bewegt sich die Verbindung (Stoß oder Anschluß) als Ganzes. Es werden dabei — entsprechend dem Lochspiel der HV-Schrauben — Wege von 0,5 bis 1,5 mm zurückgelegt, *ohne daß die Grenzlast* $\sum P_v \mu$ *zunächst merklich absinkt*; auch dieser Zustand ist praktisch wichtig, z. B. bei kombinierten Verbindungen.

Nach dem vollen Anliegen sämtlicher Schraubenschäfte kann man noch einen *Zustand 4* mit wiederum vollständig geändertem Mechanismus erkennen. Nun treten neben den Reibwiderständen bei den einzelnen Schrauben *gleichzeitig* noch Scher- und Leibungskräfte (ähnlich wie bei Nietverbindungen) auf, die je nach den Umständen eine weitere statisch-zügige Laststeigerung um 50% bis 100% ermöglichen. Die Verformungen sind *dabei* allerdings i. d. R. wesentlich größer als bei Nietverbindungen — wenn man nicht planmäßig ein Aufreiben der Bohrlöcher und ein entsprechend sehr kleines Lochspiel vorsieht (Paß-HV-Schrauben, die hier nicht weiter untersucht werden).

Diese summarische Beschreibung der wichtigsten Mechanismen einer HV-Verbindung berücksichtigt hauptsächlich den «Kraftfluß» (Spannungsführung) in *Längsrichtung* — sie soll anschließend in Einzelheiten erörtert werden. Späterhin wäre die Spannungsverteilung in *Querrichtung* des Stabes noch genauer zu beschreiben, da diese vor allem auch für die (schwingende) *Dauerbelastung* maßgebend wird.

---

[2]) FINDEISEN, C.: Versuche über die Beanspruchungen in den Laschen eines gestoßenen Flacheisens bei Verwendung zylindrischer Bolzen. Forsch.-Arb. VdI H. 229, Berlin 1920.

Der gesamte Gleitwiderstand P_g einer HV-Verbindung ist nach gegebener Vorspannkraft P_v, die gemäß $P_v = f(M_a)$ planmäßig mittels Drehmomentenschlüssel o. ä. eingebracht wird, nur noch abhängig von der jeweils vorliegenden Ausführungsform und vor allem vom Reibbeiwert, der seinerseits umgekehrt aus

$$\mu = \frac{P_g}{m\,n\,P_v}$$

experimentell bestimmt werden kann. Sehr zahlreiche Versuche brachten als Ergebnis die *Reibbeiwerte* μ gemäß Fig. 2. — Die große Bedeutung einer zweck-

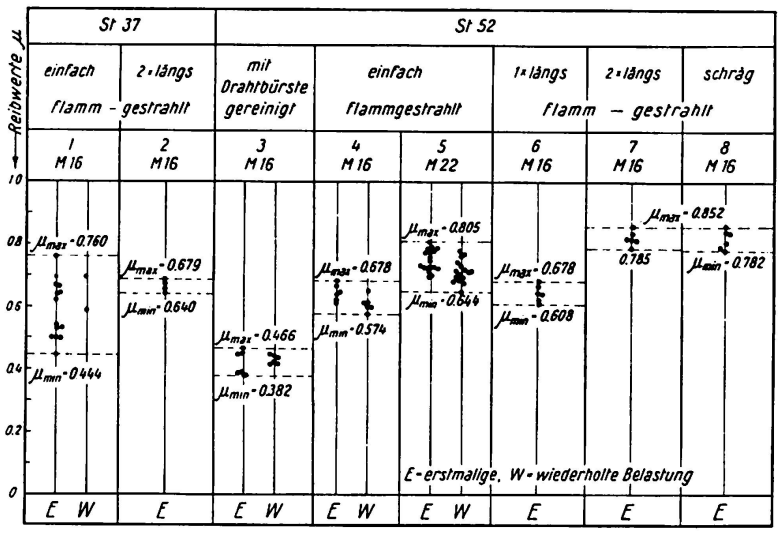


Fig. 2. Reibbeiwerte bei unterschiedlicher Oberflächenbehandlung (St 37 und St 52). Bemerkung: Bei unbehandelten Oberflächen ergaben sich (für Druck- und Zugkörper) μ-Werte zwischen 0,181 und 0,60 mit größter Häufigkeit bei $\mu = 0{,}30$.

mäßigen Oberflächenbehandlung der Kontaktflächen ist aus diesen Zusammenstellungen ersichtlich, wobei auch auf die Steigerungsfähigkeit der Reibung durch *doppeltes* bzw. *schräges* Flammstrahlen bei St 52 aufmerksam gemacht werden soll. Eine längere *Zwischenlagerung* ergab keinen Abfall der μ-Werte; eine Kombination der Behandlungsweisen Sandstrahlen/Flammstrahlen keine Steigerung oder Senkung; eine Kombination der Werkstoffe St 37 / St 52 brachte nur die geringeren Werte von St 37 ein. — Den «Vorläufigen Richtlinien» wurden für St 37 bzw. St 52 die bei sorgfältiger Ausführung leicht erzielbaren Reibbeiwerte $\mu = 0{,}45$ bzw. $\mu = 0{,}60$ zugrundegelegt, wobei für den *Hochbau* eine Sicherheitsspanne bis zur Gleitgrenze von 1,25 (H) und 1,10 (HZ), für den *Brückenbau* und *Kranbau* eine solche von 1,60 (H) und 1,40 (HZ) eingeführt wurde.

Der Einfluß der Größe der Berührungsflächen (Reibflächen) auf den Gleitwiderstand einer HV-Verbindung erwies sich im Pressungsbereich 1765 kg/cm² $< p_m <$ 4765 kg/cm² als vernachlässigbar gering. Ebenso zeigte es sich, daß HV-Schrauben-*Zahl* und -*Anordnung* für die *statische* Belastbarkeit einer Ver-

bindung keinen wesentlichen Einfluß auf die Höhe der Gleitlast besitzen. Es wurden noch einige Feststellungen über Reibbeiwerte μ bei *feuerverzinkten* Stahlflächen gemacht: Sowohl bei einschnittigen als auch bei zweischnittigen Verbindungen betrugen hier die μ-Werte nur $^1/_3$ bis $^1/_4$ derjenigen von flamm- oder sandgestrahlten Kontaktflächen.

4. Das Verhalten der HV-Verbindungen unter statischer Belastung

Die Ermittlung des spezifischen Gleitwiderstandes von HV-Schrauben war zunächst in über 300 Versuchen — vorwiegend an zweischnittigen Laschenkörpern aus Baustahl (St 37 bzw. St 52) mit 2×2 Schrauben — durchgeführt worden; ferner interessierte das Verhalten von HV-Verbindungen unter stati-

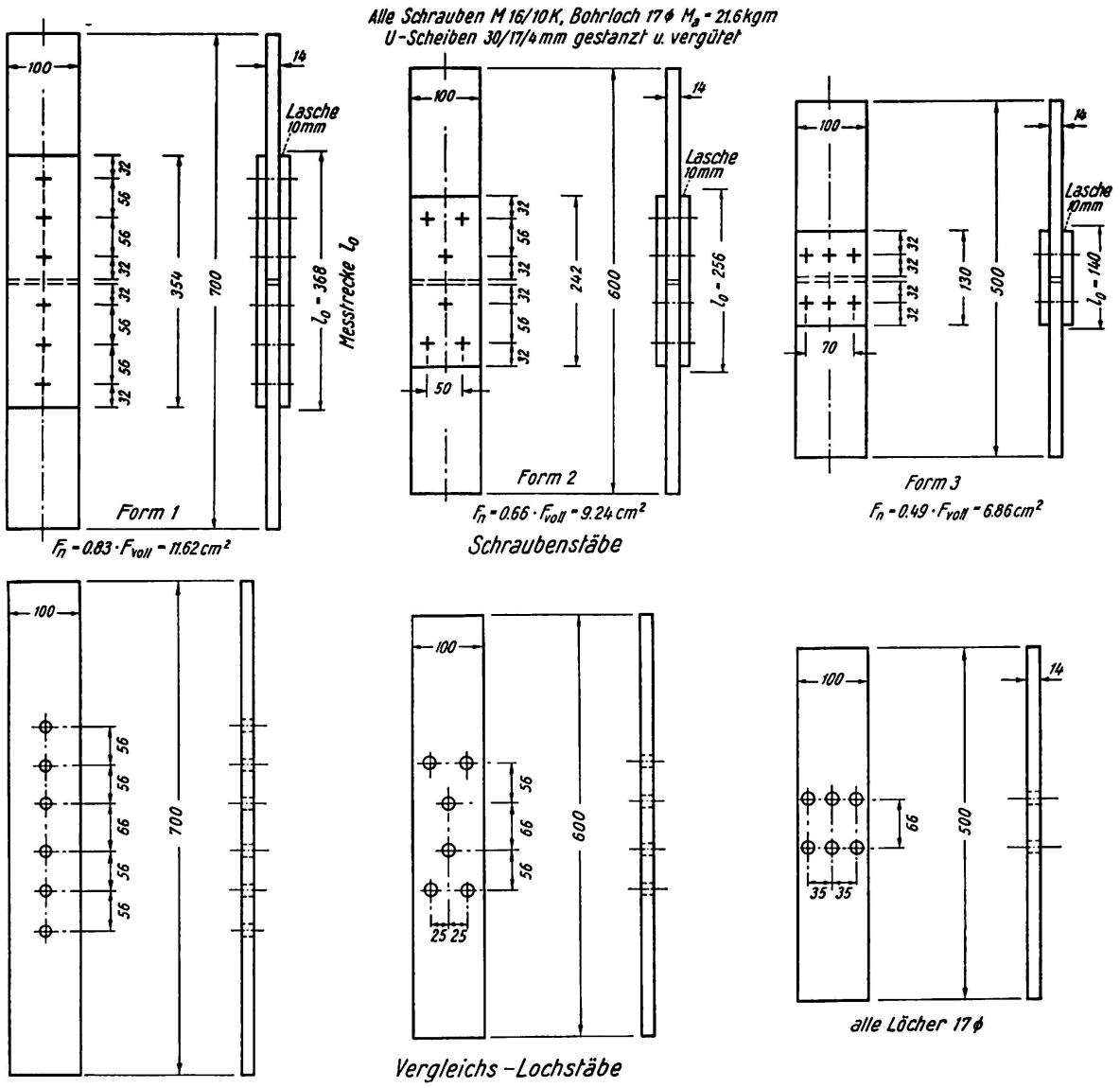


Fig. 3. Versuchskörper aus St 37 zur Ermittlung des Verhaltens bei statischer Belastung.

scher Zug- bzw. Druckbelastung bei unterschiedlicher Anzahl und Anordnung der Schrauben sowie bei unterschiedlicher «Lochschwächung» im kritischen Stabquerschnitt. — Es wurde daher eine *grundlegende Versuchsserie* an Stabformen gemäß Fig. 3 in Angriff genommen, bei welcher Lochstäbe, einfach verschraubte Stäbe und HV-Stäbe mit unterschiedlicher Lochschwächung von 17%, 34% und 51% in ihrem Dehn- und Tragverhalten unter zügiger Belastung miteinander verglichen werden konnten. Die HV-Schrauben M 16, Güte 10 K, saßen dabei in Bohrlöchern von 17 mm Durchmesser. Die Festigkeitswerte des Grundmaterials waren für Mittelstück bzw. Decklaschen folgende: Streckgrenze 2880 kg/cm² bzw. 3090 kg/cm², Zugfestigkeit 4200 kg/cm² bzw. 4050 kg/cm² und Bruchdehnung δ_{10} = 29,6% bzw. 25,2%. — Das Tragverhalten der Voll- bzw. Lochstäbe ist aus Fig. 4 erkennbar; dieses Bild zeigt dazu die

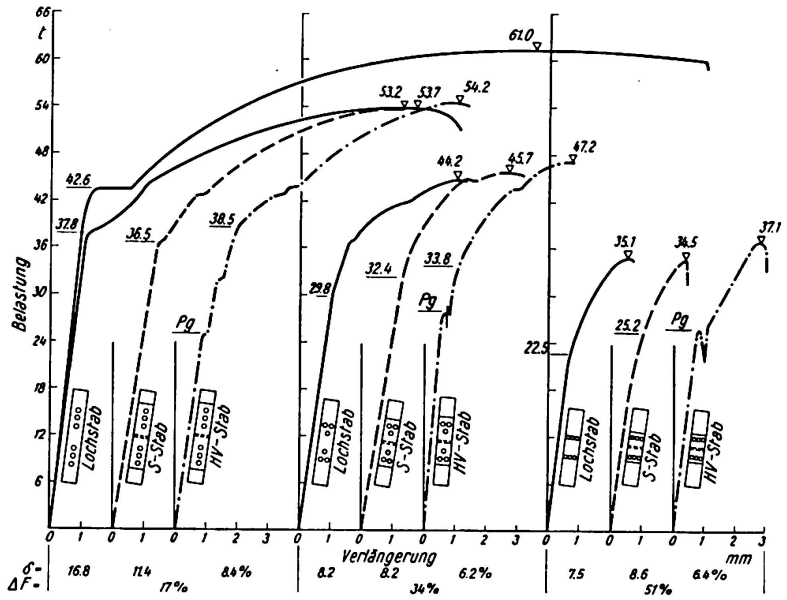


Fig. 4. Last-Verlängerungs-Linien für Loch-, Schrauben- und HV-Stäbe bei statischer Zugbelastung (Meßstrecken vgl. Fig. 3).

Diagramme der Lochstabtypen im Vergleich zu den entsprechenden Diagrammen von Bolzen- bzw. HV-Stäben. Bemerkenswert ist bei den Versuchsergebnissen, daß innerhalb der Meßstrecke die mit steigender Last ermittelten Verlängerungen für die Stabformen 1 und 2 sogar hinter denjenigen des Vollstabes anfänglich zurückbleiben, trotzdem die örtlichen Lochschwächungen 17% bzw. 34% betragen; erst oberhalb von P_{zul} werden hier die rechnerischen Nennwerte der mittleren Dehnungen erreicht. Die Gleitlasten sind nahezu unabhängig von der Anordnung der HV-Schrauben bzw. von der Größe des Nettoquerschnittes. Ferner zeigt sich, daß bei Zugrundelegung der zulässigen Belastungen gemäß den jeweiligen *Stabquerschnitten* die Sicherheiten gegen Bruch mit zunehmender Lochschwächung ansteigen; bei Bezug auf den nach den «Vorläufigen Richtlinien» bemessenen HV-*Schraubenanschluß* ist die Sicherheit

gegen Gleiten bei allen 3 Stabformen in etwa gleich, während hier die Sicherheit gegen *Bruch* mit zunehmender Lochschwächung abnimmt.

Außer an besonderen Druckversuchskörpern wurde der Einfluß der Schraubenanordnung auf die Größe des mittleren Reibbeiwertes μ an zahlreichen Bauformen überprüft. Es zeigte sich durchweg, daß der Scherkraftausgleich auf den Mittelwert innerhalb eines HV-Schrauben-Anschlußbildes in sehr weiten Grenzen erfolgt, d. h. praktisch *immer* zulässig erscheint.

Bei statischer Beanspruchung einer HV-Verbindung stellt die rechnerisch erfaßbare Gleitgrenze P_g eine gute Bemessungsgrundlage dar, weil vor Erreichung der Fließgrenze des jeweils maßgebenden Querschnitts infolge der Querkontraktion über die Klemmlängen bei Zug- bzw. Druckstäben eine negative bzw. positive Veränderung der Schraubenvorspannkräfte um weniger als 10% erfolgt. — Oberhalb der Gleitgrenze der HV-Verbindung ist auch weiterhin mit Aufrechterhaltung der Klemmkräfte zu rechnen, wodurch (insbesondere bei kürzeren Anschlüssen) eine Verzögerung des Fließens im kritischen Lochquerschnitt bewirkt wird.

5. Verhalten der HV-Verbindungen unter schwingender Belastung

Für die Ermittlung der *Zugschwellfestigkeit* von HV-Verbindungen wurden die Versuchsstäbe zwar mit denjenigen der statischen Prüfungen vergleichbar, jedoch im Hinblick auf die jetzt andere Fragestellung mit verstärktem Schraubenanschluß ausgebildet. Es sollte geklärt werden, welche *Stabspannungen*, bezogen auf den Brutto- oder Nettoquerschnitt, für die Größe der erreichten Dauerfestigkeit maßgebend sind. Die Form der Versuchsstäbe wurde deshalb so gewählt, daß die jeweils erreichbare Gesamt-Gleitlast mit Sicherheit oberhalb der Dauerlast lag. Gleichzeitig wurden wiederum Dauerschwellversuche an entsprechenden Lochstäben vorgenommen, da bei Nietstäben (im Hinblick auf zu erwartende Streuungen infolge unterschiedlicher Klemmkräfte und Reibbeiwerte) keine so zuverlässigen Vergleichswerte zu erwarten waren.

Für die *statischen* Versuche war — für Belastungshöhen *unterhalb* der Gleitgrenze — die Spannungsverteilung über dem Stab-Anschlußquerschnitt ohne praktische Bedeutung; *oberhalb* genannter Grenze sind allerdings der stark abgeminderte Lochleibungsdruck und die sehr hohen Scherwiderstände der Schraubenkräfte bemerkenswert. — Für die *Dauerfestigkeit* nun ist die Spannungsverteilung im kritischen Anschlußquerschnitt ausschlaggebend; sie ist für HV-Verbindungen offenbar wesentlich günstiger als für Nietverbindungen. So ergeben sich zunächst für *spezielle* HV-Probestäbe aus St 37, die einen direkten Vergleich mit den deutschen «Gemeinschaftsversuchen 1936»[3]) zulassen, folgende Werte: *Ursprungsfestigkeit* (Nettoquerschnitt) 2500 kg/cm² (statt 2750 kg/cm² beim Vollstab, 2500 kg/cm² beim Lochstab und 1710 kg/cm²

[3]) Vgl. Zeitschrift «Der Stahlbau» (1936), Heft 13/14, S. 97ff.

beim Nietstab) sowie *Wechselfestigkeit* ± 1360 kg/cm² (statt ca. 1500 kg/cm² beim Vollstab, während beim Lochstab ca. 1150 kg/cm² und beim Nietstab ca. 1050 kg/cm² gesetzt werden können).

Die *weiteren* Versuchsergebnisse (Wöhlerlinien) für die Probestäbe gem. Fig. 3 mit variierter Lochschwächung enthält Fig. 5. Hiernach beträgt die —

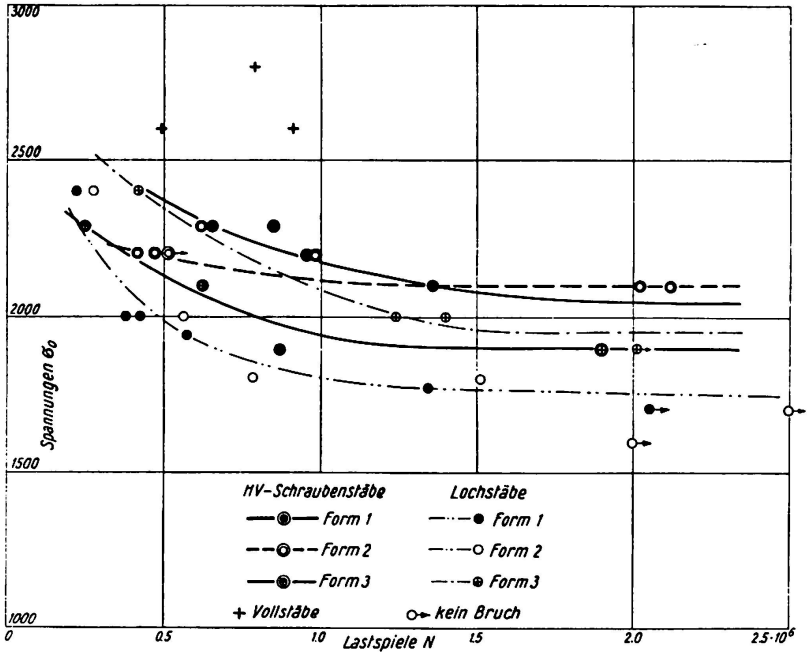


Fig. 5. Wöhlerlinien für die Dauerzugschwellversuche mit Voll-, Loch- und HV-Stäben aus Material St 37.

jetzt auf den *Bruttoquerschnitt* bezogene — Ursprungsfestigkeit ($\varkappa \approx +0{,}1$) von HV-*Stäben* der Formen 1, 2 und 3, d. h. bei «Lochschwächungen» von 17%, 34% und 51% zwischen 1900 kg/cm² und 2100 kg/cm². (Für Form 1 ergibt sich dabei eine Nettospannung von ca. 2570 kg/cm².) Die *Lochstäbe* der gleichen Versuchsserie besaßen Ursprungsfestigkeiten von $\sigma_{DN} = 1750$ kg/cm² bis 1950 kg/cm². Interessant sind die in Fig. 6 wiedergegebenen Fotos der gebrochenen HV-Stäbe: Mit abnehmender Maximalspannung der Wöhler-Reihe verlagert sich der Dauerbruch i. d. R. vom Lochrand weg in das Stabmaterial; diese Erscheinung wird nicht nur im Zugschwellbereich, sondern auch — wenn auch nicht so deutlich — im Wechselbereich festgestellt.

Die bisher beschriebenen Versuche mit Stäben aus St 37 wurden ergänzt durch solche aus St 52. Die Probekörperform sowie die erreichte Ursprungsfestigkeit ($\varkappa \approx +0{,}1$), bezogen auf den Brutto- bzw. Nettoquerschnitt, sind aus Fig. 7 ersichtlich; letztere erreichte ca. 2100 kg/cm² bzw. 3100 kg/cm². Demgegenüber betrüge die vergleichbare Zugschwellfestigkeit eines Nietstabes gleicher geometrischer Form etwa 1900 kg/cm², während der Vollstab etwa eine Dauerfestigkeit ($\varkappa \approx +0{,}1$) von 3150 kg/cm² besitzen dürfte.

Zusammengefaßt kann festgestellt werden, daß bei den HV-Stäben die Dauerfestigkeit (bei Bezug der Nennspannung auf den *Nettoquerschnitt*) mit

zunehmender Lochschwächung stark ansteigt. Bei Bezug der Nennspannung auf den *Bruttoquerschnitt* dagegen erhält man i. d. R. nahezu gleich große Dauerfestigkeiten, die sich zudem in etwa mit den *Netto*-Spannungs-Werten von Nietverbindungen vergleichen lassen. Dieses Ergebnis findet in den «Vorläufigen Richtlinien» insofern seinen Niederschlag, als gemäß Abschnitt 4.2 der *Lochabzug* bei schwingend belasteten HV-Stäben unterbleiben kann; im übrigen gelten dann weiterhin z. B. die zul σ_D-Werte der BE, Übersicht 40.1 b, Sp. 3 u. 4.

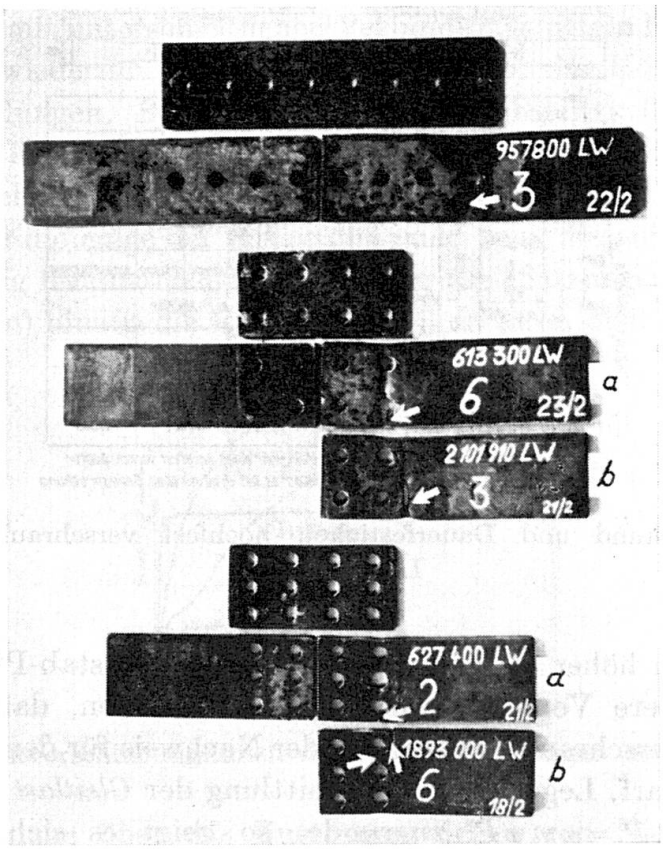


Fig. 6. HV-Stäbe (Material St 37) der Formen 1, 2 und 3 nach dem Dauerschwellversuch.

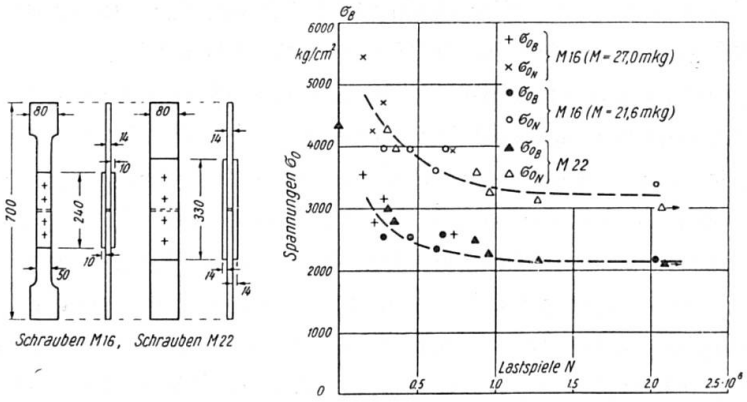


Fig. 7. Versuchskörper und Ergebnisse der Dauerzugschwellversuche mit HV-Stäben aus St 52.

Auch bei *Leichtmetall-Legierungen*, insbesondere der Zusammensetzung Al Zn Mg F 47 und Al Mg Si F 32, wurden HV-Verbindungen mit z.T. bemerkenswertem Erfolg erprobt. Die (statischen) Festigkeitswerte genannter Werkstoffe wurden mit $\sigma_B = 52$–56 kg/mm² und 31–33 kg/mm² und die entsprechenden Bruchdehnungen δ_5 zu etwa 10% bis 12% ermittelt. — Die *Zugschwellfestigkeiten* (Zeitfestigkeiten) einiger mittels HV-Schrauben hergestellter Verbindungen enthält Fig. 8; sie liegen — bezogen auf den Nettoquerschnitt —

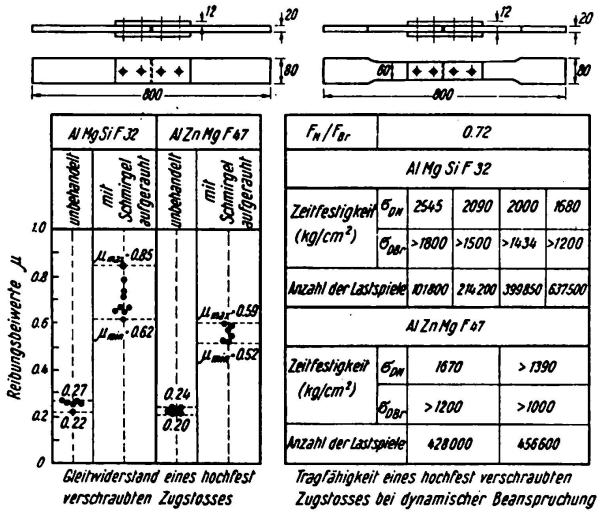


Fig. 8. Gleitwiderstand und Dauerfestigkeit hochfest verschraubter Zugstöße aus Leichtmetall.

jeweils wesentlich höher als bei entsprechenden Lochstab-Proben. Auch hier lassen u. U. weitere Versuche das Ergebnis erwarten, daß für Stöße und Anschlüsse HV-verschraubter Zugstäbe der Nachweis für den *Bruttoquerschnitt* geführt werden darf. Legt man zur Ermittlung der *Gleitlast* P_g wiederum den Rechenausdruck $P_g = \mu m n P_v$ zugrunde, so zeigt es sich, daß die *Reibbeiwerte* μ bei unbehandelten Oberflächen bei Al Zn Mg F 47 zwischen 0,20 und 0,24 schwanken, während sie nach Anrauhen mittels leichtem Schmirgeln auf $\mu = 0{,}52$ bis 0,59 ansteigen. Für Al Mg Si F 32 erfolgt die entsprechende Anhebung der μ-Werte von 0,22 bis 0,27 auf 0,61 bis 0,85.

Es ist wahrscheinlich, daß die *Höhe* der Gleitgrenze von schwingend belasteten HV-Verbindungen sowohl für Baustähle St 37, St 44 und St 52 als auch für Leichtmetalle von wesentlicher Bedeutung ist. Denn wenn auch im äußeren Lastwechselbereich ($-1 < \varkappa < -0{,}5$) infolge niedriger Beanspruchung des kritischen Querschnitts die unbehandelte Metalloberfläche (mit kleinen Reibbeiwerten) bei «querschnittsgerechtem» HV-Schrauben-Anschluß im Vergleich mit der behandelten Oberfläche oft ähnlich gute Festigkeitswerte ergibt, so kann dieses Ergebnis u. U. für den inneren Wechselbereich ($-0{,}5 < \varkappa < 0$) sowie für den Schwellbereich (z. B. für $\varkappa$ zwischen 0 und etwa $+0{,}5$) immer mehr zu Gunsten größerer μ-Werte verschoben werden. Erst bei einer oberen Bean-

spruchungsgrenze, welche die Fließgrenze des Werkstoffes wesentlich überschreitet, wird die Oberflächenbehandlung ohne entscheidende Bedeutung. (In Laborversuchen wirkt sich überdies oft eine Schwellbelastung, die im ersten Durchgang die Gleitgrenze überwindet, nicht so nachteilig aus wie im Bauwerk selbst.)

6. Verformungen von HV-Verbindungen mit steigender Belastung

Vergleicht man die *Lastverschiebungsdiagramme* (Fig. 9) von Stößen bzw. Anschlüssen, die mit unterschiedlichen Verbindungsmitteln hergestellt wurden, so erkennt man wiederum die besondere Bedeutung der Höhe der Gleitgrenze von HV-Verbindungen. Bei anfänglich großer «Steifigkeit», die im steilen Anstieg der HV-Kurve zum Ausdruck kommt, schneidet diese späterhin (bei Gleitwegen zwischen 0,5 und etwa 2,0 mm) alle anderen Lastverschiebungskurven, und zwar diejenige der *Schweißung* und auch diejenige der *Nietung*. — Es ist also wichtig festzustellen, wieweit über die «Setzungsrutschungen» (von maximal 0,05 mm) hinaus die Reibbeiwerte μ erhalten bleiben.

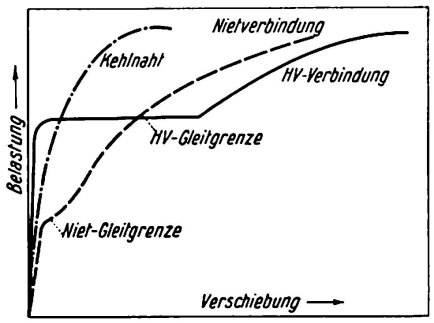


Fig. 9. Lastverschiebungslinien von Scherverbindungen (schematisch).

Frühere Versuche über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißung hatten bekanntlich ergeben, daß i. M. bei voller Ausnutzung eines Schweißanschlusses etwa gleichzeitig angeordnete Niete nur mit $^2/_3$ ihrer maximalen Tragkraft eingesetzt werden können. Entsprechende *neue* Versuche über das *Zusammenwirken* von HV-Verschraubung und Schweißnaht zeigten nunmehr, daß sowohl Stirnkehlnähte als auch Flankenkehlnähte mit einer HV-Verbindung als volltragend angesehen werden dürfen, solange man deren Gleitgrenze als maßgebend betrachtet.

Ein noch günstigeres Ergebnis ergab sich für das Zusammenwirken von Niet- und HV-Verbindung. Hier erwies eine Versuchsserie an drei großen Prüfkörpern (Fig. 10), daß in der kombinierten Verbindung (in welcher übrigens der Nietanschluß jeweils einen Zwischenanstrich besaß) im Nutzlastbereich sowohl einerseits die gesamte Tragfähigkeit erhöht als auch andererseits die Verschiebung deutlich herabgemindert wird. Ferner kam trotz großer Gleitwege zum Ausdruck, daß — bis zur Zerstörung des Nietanschlusses im

theoretisch gering beanspruchten Anschlußteil — die Reibbeiwerte der HV-Verbindung nur unwesentlich abgemindert sind.

Bei Verwendung der HV-Schrauben als *Paßschrauben* ändert sich das charakteristische Diagramm, je nachdem eine endgültige Zerstörung des Anschlusses auf *Lochleibung* oder auf *Abscheren* erfolgt. Jedenfalls hat eine spezielle Versuchsreihe gezeigt, daß bei guter Lochausfüllung die Gleitgrenze ohne wesentliche Verschiebungszunahme überschritten werden kann bis zur Loch-

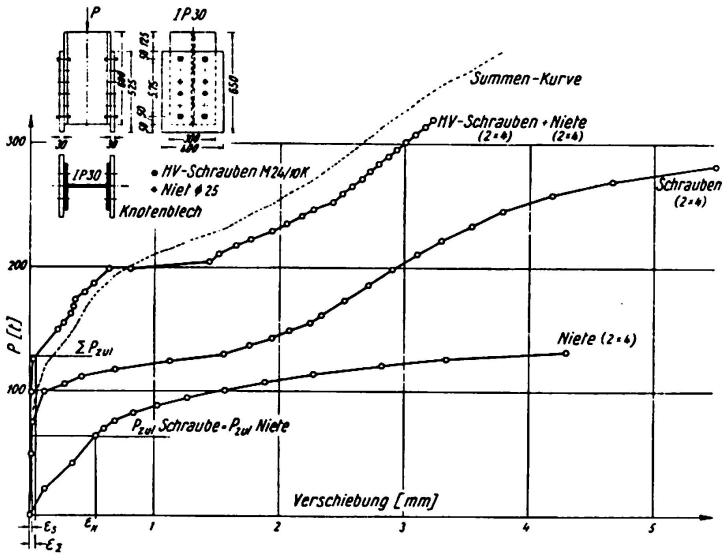


Fig. 10. Kombinierte Verbindung aus 2×4 HV-Schrauben M 24/10 K und 2×4 Nieten ⌀ 25 mm.

leibungs-Quetschgrenze, bei welcher merkliche Verschiebungen auftreten. Bei Abschluß eines Zugversuchs lag beispielsweise die mittlere Nettospannung bei maximal 2930 kg/cm²; vorher wurde die Quetschgrenze vor dem Schraubenschaft bei 7280 kg/cm² festgestellt, obwohl dann weiterhin der Lochleibungsdruck bis auf maximal 13500 kg/cm² gesteigert werden konnte. Bei diesem Versuch mit Baustahl St 37 und HV-Schrauben M 22 der Güte 10 K brachen letztere bei einer Scherbeanspruchung von $\tau_B = 8090$ kg/cm².

7. Die Schraubenvorspannung unter Dauerbetrieb

Es wurde die *dauernde* Aufrechterhaltung der Vorspannkräfte von HV-Schrauben mittels Meßhülsen bestätigt; hierbei waren die Anziehdrehmomente soweit gesteigert worden, daß die rechnerische Vergleichsspannung σ_V an kritischen Stellen die Fließgrenze des Schraubenwerkstoffes erreichte, während die reine Zugspannung allein ca. 81% der entsprechenden 0,2-Dehngrenze entsprach. Ein Nachgeben (Kriechen) der Schraubenstähle konnte bei wechselnden Temperaturen (zwischen −20° C und +80° C) nicht festgestellt werden, selbst nicht nach einer *weiteren* Steigerung der Vorspannungen um 13%.

— Diese mehrjährigen Versuche an Hülsenkörpern wurden ergänzt durch entsprechende an *Druckkörpern*. Dabei wurden (bei Klemmlängen von 44 mm) 6 bzw. 10 HV-Schrauben der Güte 10K bei erstmaliger Anspannung auf 1,25 zul M_a und bei verschiedenartiger Lagerung in Klimaräumen oder im Freien nach bestimmten Zeiträumen einzeln oder gruppenweise wieder gelöst. Das Öffnungsmoment, das theoretisch ca. 72% des Schließmomentes betragen müßte, wurde bei kurzfristiger Lagerung zu 80% gefunden; nach längerer Lagerung erhöhte sich dieser Wert sogar bis über 100% (Aufrauhung der Gewindeflächen), während Gleitversuche Reibbeiwerte μ zwischen 0,55 und 0,58 errechnen ließen, Werte also, die, wie nachfolgend ausgeführt werden soll, durchaus günstig beurteilt werden können. Erwähnt sei hier abschließend noch, daß die Größe der *Flächenpressung* zwischen Schraubenkopf und Unterlegscheibe bzw. zwischen Unterlegscheibe und Grundmaterial bei HV-Schrauben M 12 bis M 24 Werte von 53 kg/mm² bis 106 kg/mm² bzw. von 23 kg/mm² erreicht. Unter diesen Pressungen wurden örtliche Eindrückungen von 0,025 mm gemessen, die auch bei einer Vergrößerung der Unterlegscheiben nicht geringer waren; ein Fortlassen dieser Scheiben erscheint jedoch unzulässig.

Aus einem inoffiziellen Bericht der «Association of American Railroads» vom Frühjahr 1959 ist ersichtlich, daß die Verwendung von HV-Verbindungen im steten Anwachsen begriffen ist. Es ist dabei inzwischen «normale Praxis» geworden, die Kontaktflächen nicht mehr mit Farbanstrichen zu versehen, weil sonst oft im Nutzlastbereich Gleitungen eintreten können. Korrosionserscheinungen wurden an diesen Stellen auch nach längeren Betriebszeiten nicht festgestellt (das gleiche gilt übrigens auch für Nietverbindungen, bei denen man den «Zwischenanstrich» neuerdings oft fortläßt).

8. Konstruktionsformen mit HV-Verschraubung

Beim Entwurf und bei der konstruktiven Durchbildung eines stählernen Tragwerkes (oder eines solchen aus Leichtmetall) ist auf die charakteristischen Eigenschaften der HV-Verschraubung gebührend Rücksicht zu nehmen. Je nachdem, ob diese Verschraubung mit *Normalsitz* oder *Paßsitz* ausgeführt werden soll, ferner ob sie bei zug- und druckfesten *Stäben* oder bei *Biegeträgern* und bei *Flächentragwerken* als Verbindungsmittel zwischen tragenden Einzelteilen bzw. bei der Stoßausbildung eingesetzt wird, ergeben sich besondere Forderungen bezüglich Gleitwiderstand und zulässigem Gleitweg bei Überbeanspruchung gegenüber der Gebrauchslast. Zuletzt soll darauf hingewiesen werden, daß HV-Schrauben in vorteilhafter Weise auf «Kopfabreißen», d. h. in axialer Richtung beansprucht werden können, so daß neben *scherfesten* Verbindungen auch *axial-zugfeste* in Frage kommen. — Werden HV-Schrauben gleichzeitig auf Scheren *und* auf Zug beansprucht, so kann pro Schraube der spezielle Gleitwiderstand gemäß der Formel

$$N_G = \frac{\mu}{\nu}\left(P_v - \frac{Z}{n}\right)$$

berechnet werden, wobei Z die anteilige axiale Zugbelastung einer der Schrauben des Gesamtanschlusses bedeutet.

9. Zur Praxis der neuartigen Verbindungstechnik

Außer in *Deutschland* und *Österreich* sind Ende 1958 auch in der *Schweiz* Brückentragwerke mittels HV-Verschraubung hergestellt worden; ferner wendet man in England, Frankreich, Italien, Belgien und Holland dieser neuen Verbindungstechnik wachsendes Interesse zu. In den deutschsprachigen Ländern werden im wesentlichen die «Vorläufigen Richtlinien» der Konstruktionsarbeit zugrunde gelegt. Allerdings werden genannte «Richtlinien» dabei oft in einzelnen Punkten abgeändert. So erhöhen z. B. die österreichischen Fachleute — unter weitgehenderer Ausnutzung der im Abschnitt 2 gemachten Ausführungen sowie unter Beachtung der Tatsache, daß die dem vorgeschriebenen Anziehmoment entsprechenden Anziehdreh*winkel* der Muttern von HV-Schrauben bis zum «Abwürgen» i. d. R. um das vierfache vergrößert werden können — die spezifischen zulässigen «Scherkräfte» N um etwa 15% bis 20%; einzelne Baubehörden der Bundesrepublik wünschen Abschwächungen des Teiles I. 3 der «Richtlinien» usw. — Zusammengefaßt läßt sich jedoch feststellen, daß genannte Anleitung für Berechnung, Ausführung und bauliche Durchbildung von HV-Verbindungen in etwa den derzeitigen Stand der Technik ausreichend genau wiederzugeben scheint, wenn auch — gerade bei immer wieder versuchten Vergleichen mit der Nietverbindung — mehr auf die in den einzelnen europäischen Ländern unterschiedliche Ausnutzung letztgenannter geachtet werden sollte.

Für die *Ausführung* von HV-Verbindungen erschienen zunächst die Beziehungen zwischen Anziehmoment, Vorspannkraft und Torsionsmoment für die Beanspruchung des Schraubenschaftes wichtig; späterhin galt auch der Kontrollmöglichkeit der Vorspannkraft besonderes Interesse. *Heute* widmet man in Deutschland zunächst der Reibbeiwert-Kontrolle große Aufmerksamkeit, da der Streubereich der μ-Werte als wesentlich angesehen wird. Einfache *Reibbeiwert-Prüfgeräte* sind hier inzwischen entwickelt worden. — Das *Anziehmoment* wird bei Anwendung von Handschlüsseln i. d. R. mit einer Toleranz von $\pm 10\%$ aufgebracht werden können. Bei Anwendung von maschinell betriebenen Anziehgeräten ist der Schwankungsbereich u. U. je nach Anwendungsfall unterschiedlich, so daß auch hier besondere Eich- und Überwachungsverfahren empfehlenswert sind. Die spätere *Kontrolle* der Schraubenvorspannkräfte bereitet noch gewisse Schwierigkeiten. Insbesondere bei größeren Konstruktionen empfiehlt sich eine Überprüfung im Umfange von 5% bis 10% aller eingebrachten HV-Schrauben. Bei Einstellung der Schlüssel auf $+10\%$

über dem Sollwert könnte der festgestellte Mutterdrehwinkel einen gewissen Maßstab für das «Fehlmoment» abgeben. (Für das vollständige Entspannen einer HV-Schraube dürfte i. a. ein Mutterdrehwinkel zwischen 45 Grad und 180 Grad erforderlich sein, wobei die größeren Winkel nur im Falle von nicht plan aufeinanderliegender Bleche vorkommen.)

Zusammenfassung

Verbindungen mittels hochfester vorgespannter Schrauben (HV-Schrauben) sind im Stahl- und Metallbau als fortschrittlich anzusehen. Auch im Stahl-Verbundbau liegt für HV-Schrauben ein zusätzliches Anwendungsfeld vor — wie dies anhand weiterer Versuche bestätigt werden soll.

Sowohl bei statischer als auch bei schwingender Belastung ergaben sich bei HV-Verbindungen hohe Festigkeitswerte für die Verbindungsmittel selbst und für den kritischen Stabquerschnitt; i. d. R. sind HV-Verbindungen dabei den Nietverbindungen technisch und wirtschaftlich überlegen.

Kombinierte Verbindungen: Nietung + HV-Verschraubung und Schweißung + HV-Verschraubung sind technisch einwandfrei möglich und oft zweckmäßig.

Bei der Herstellung von HV-Verbindungen muß sorgfältig auf das notwendige Anziehmoment M_a und auf die Vorbehandlung der Reibflächen (Reibbeiwert μ) geachtet werden; an unzugänglichen Stellen kann ein Teil des Anziehmomentes durch Vorwärmen der HV-Schrauben ersetzt werden.

Kontrollverfahren für HV-Verbindungen sind weiter zu entwickeln. Bezüglich der Erhaltung der Vorspannkräfte und der Reibbeiwerte bestehen — anhand der Ergebnisse jahrelanger Beobachtungen — keine Bedenken; insbesondere dann nicht, wenn Konservierungsmaßnahmen (Anstriche etc.) mit etwa der gleichen Sorgfalt wie bei Nietverbindungen vorgenommen werden. Für Sonderfälle (z. B. aggressiven Atmosphärilien oder im Seewasserbau) empfehlen sich oft Kunstharzanstriche bzw. Abdichtungen.

Summary

Structural connections formed by means of high-tensile prestressed bolts are to be regarded as constituting an advance in steel and metallic construction. Composite steel-and-concrete construction provides another field of application for high-tensile bolts, as will have to be confirmed by means of further tests.

Both for static and for vibrating loads high strength values were obtained with high-tensile bolted connections for the fastenings themselves and for the critical cross-section of the member; as a rule, connections of this kind are technically and economically superior to riveted connections.

Combined connections, viz., riveting in conjunction with high-tensile bolts and welding in conjunction with high-tensile bolts, are perfectly practicable from the technical point of view and are often expedient.

In forming structural connections with high-tensile prestressed bolts it is essential to ensure the correct tightening torque M_a and suitable preparation of the friction surfaces (coefficient of friction μ). In the case of bolts installed in inaccessible places it is possible to apply pre-heating of the bolts in lieu of part of the tightening torque.

Methods for checking high-tensile bolted connections will have to be further developed. Observations extending over a number of years have shown that there need be no misgivings as regards the permanence of the prestressing forces and the coefficients of friction, especially if protective treatments (painting, etc.) are applied with approximately the same degree of care as in the case of riveted connections. In special cases (e.g., in the presence of aggressive atmospheric influences or for marine structures) it is often advisable to use plastic coatings or sealings.

Résumé

Les assemblages au moyen de boulons à haute résistance (boulons HR) sont à considérer comme un progrès pour la construction métallique et en acier. Un champ d'application supplémentaire pour les boulons HR réside dans les constructions mixtes, ainsi que de nouvelles expériences doivent le confirmer.

Dans les assemblages avec boulons HR, on a obtenu des résistances élevées aussi bien pour des charges dynamiques que statiques, que ce soit pour les boulons eux-mêmes ou pour la section critique de la barre; en général, les assemblages avec boulons HR sont supérieurs à ceux avec rivets, tant au point de vue technique qu'économique.

Des assemblages combinés, tels que rivetage + boulons HR ou soudage + boulons HR sont techniquement absolument réalisables, voire souvent appropriés.

Lors de l'exécution d'assemblages avec des boulons HR, il faudra prêter une attention particulière au moment de serrage M_a nécessaire et au traitement préalable des surfaces de contact (coefficient de frottement μ); aux endroits difficilement accessibles, on pourra remplacer une partie du moment de serrage par l'échauffement préalable des boulons HR.

Les moyens de contrôle pour les assemblages avec des boulons HR sont encore à développer. Il n'y a aucun doute tant en ce qui concerne la conservation des forces de précontrainte que les coefficients de frottement ainsi que les résultats provenant d'expériences s'étendant sur des années l'ont démontré, ceci en particulier quand des précautions concernant la conservation (peinture etc.) sont prises avec le même soin que pour des assemblages rivés. Dans des cas spéciaux (par exemple dans les atmosphères agressives ou dans la construction dans l'eau de mer), il sera souvent recommandable d'utiliser des revêtements respectivement des isolations de résine synthétique.

IIb4

Fundamental Concepts, and the Development of Specifications for High-Tensile Bolted Joints

Notions de base et évolution des normes relatives aux joints boulonnés précontraints

Grundlegende Begriffe und Entwicklung von Normen für vorgespannt geschraubte Stöße

D. T. WRIGHT
Professor, B. A. Sc., M. S., Ph. D.

E. M. LEWIS
A.C.G.I., A.M.I.W.

1. Introduction

Following the establishment of the fundamental concepts of the behaviour of friction joints in original research, the development and application of such fasteners has been much influenced by specifications governing design and practice. The specifications of the American Society for Testing Materials (covering bolts, nuts, washers) and the 1951 specification of the Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints permitted an immediate widespread application of the new fasteners in North America. Without the impetus provided by these specifications, it is likely that the application of the new method would have been delayed some years.

The part played by specifications in the development of engineering practice varies considerably from country to country. In the U.S.A. the tendency is for the specification to pioneer new developments while in the U.K. the standards which relate to design represent a consensus of established engineering opinion and therefore, by definition, lag considerably behind the most advanced practice. In this paper an attempt is made to examine the present status of the high tensile bolted joint in the light of American specifications which have now been used for some years, and also in the light of recent British developments.

2. Historical Development

There is, of course, nothing particularly new about the use of bolts in steel construction. Unfinished or machine bolts are almost universally used for erecting steel structures. Unfinished bolts, fitted bolts and ribbed bolts have all been widely used for permanent site connections, although their use has been restricted by the relatively low stresses permitted on the first and the high cost of the others. The use of plain bolts for permanent site connections has been perhaps more widespread in Europe than in North America.

The mechanical engineer has long been concerned with the tension in bolts holding together pressure vessels, machines and engines. Torque wrenches have, for instance, been widely used in the mass production of automobiles. The first application of controlled tension in bolted structural connections was in the work of the British Steel Structures Research Committee in 1934, where bolts were used to simulate rivets in beam-stanchion connections [1]. The bolts used were made of low-carbon steel, however, and the tensions developed were low by modern standards. The recent development of the high-tensile bolt has stemmed from Professor W. M. WILSON's work on the fatigue of structural connections [2]. In studies of riveted joints it was found that fatigue resistance depended largely on the frictional resistance in the joint developed by the clamping force set up in the cooling rivet. In 1938, preliminary tests of bolted joints in fatigue showed that bolted joints were as strong as riveted joints "if the nuts were screwed up to give a high tension in the bolts" [2]. Further exploratory work was done by WILSON at the University of Illinois and by MANEY at Northwestern University [3]. In 1947, mainly due to the efforts of these two men, the Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints of the Engineering Foundation was established to study the behaviour of structural connections. Laboratory and field studies undertaken on behalf of the Council rapidly provided sufficient information [4, 5, 6] for a specification to be written by the Council in 1951 [7].

The initial test studies completed between 1947 and 1950, though followed by many other significant investigations, laid the foundation for present practice. It was shown quite clearly that joints with properly tightened bolts of suitable material [8, 9] would function as ideal friction joints with no direct shear on the fasteners. In fatigue loading of these joints no alternating stress is experienced by the bolts. Neither in field nor laboratory tests did any properly installed bolt ever fail, even after millions of cyclic fatigue loadings. Because of the absence of high stress concentrations around the holes in the plates, the fatigue strength of the plates was significantly increased and fatigue failures in fact usually occurred *away* from the net section. It was also found that once the friction capacity was exceeded in static load tests, the bolts slid into bearing and ultimate breaking strengths significantly higher than those with ordinary riveted joints were obtained.

The original Research Council specification [7], intended for the design of fatigue connections utilising high tensile bolts, has stood with little revision since its first writing. In essence, this specification provided for design on the basis of a one-for-one replacement of rivets by high tensile bolts of suitable material, etc.

Progress since 1951 would not have been as spectacular save for the discovery that a high tensile bolt could be installed in the field for less cost than a conventional hot-driven rivet. This situation, coupled with the increasing shortage of skilled riveters, led to an immediate widespread use of bolted joints in North America and by 1954 more bolts than rivets were being used in field erection. By 1958 field riveting had almost disappeared, with all field connections either by high strength bolts or electric arc welding.

In Britain there are as yet no formal codes of practice or specifications, though in June 1959 a symposium will be held under the ægis of the Institution of Structural Engineers, and there has been sitting since early 1958 a Committee of the British Standards Institution. By the time this paper is presented at the Congress the outcome of these activities will be known. In the meantime, however, high strength bolts are being used in ever increasing numbers and they have already made a significant impact on the structural industry in Britain. They have virtually ousted site riveting and are making some inroads into site welding — a practice which is more widespread in Britain than in the U.S.A. They are also replacing black bolted connections to some degree.

At this juncture it may be pertinent to comment on the different nomenclature which has grown up in the U.K. where these connections are known as high strength friction grip bolted joints rather than high strength bolted joints. The reason for this is probably the desire to differentiate between the new bolted connections using high tensile steels and the high tensile fitted bolt connections which have been used previously in bridge work.

3. Developement of the Technique in Practique

The American Research Council specification issued in 1951 indicated required bolt tensions and suggested the torques that would be required to produce those bolt tensions. At that time only hand wrenches were used for tightening the bolts and a proper connection was dependent primarily on the workman's experience with the wrench. The specification accordingly provided for five to ten per cent of all bolts being checked by a hand-operated torque wrench. As soon as the bolts came into general use, however, hand wrenching was found to be impracticable and uneconomical. Pneumatic wrenches were readily available but early efforts in obtaining controlled bolt tensions with these tools were unsuccessful. Experience led eventually to successful tech-

niques being developed. Using controlled air pressures and site calibrators which indicate bolt tensions directly (thus eliminating the inevitable errors associated with torque-tension relationships), it was found that consistent results could be obtained either by timing the application of the wrench or by adjusting the air pressure to cause stalling of the wrench when a suitable bolt tension had been reached. An alternative procedure was later made available by the development of special wrenches with automatic torsion control that switch off the wrench once the desired torque was attained. Such methods, in which some effort is made to calibrate the wrench, are still in common use.

Although further research has been pursued [10, 11, 12], progress since 1951 is related mainly to conditions of practice. With regard to tightening techniques, the trend in the U.S.A. has been away from controlled torque towards a controlled turn-of-the-nut method which limits the strain in the bolt. Laboratory studies of these methods have been more extensive in Britain, however, and will be enlarged upon later.

When high strength bolts were first used in Britain, American practice was closely followed and manual methods of controlled torque tightening were adopted. Bolts to British Specifications were generally used. With the increasing use of 1″ and larger diameter bolts and in the absence of suitable British impact tools (which require no reaction point) the problem of reacting the torque on the structure became important and led to the development of two new types of bolt carrying their own reaction point. With one bolt the torque is reacted on to the washer which has a suitable serrated edge. This device relies upon the fact that the frictional resistance of the washer to turning is greater than the torque due to the frictional drag between the nut and bolt threads. In the other bolt the reaction point is provided on the bolt itself in the form of an extension of the threads. A parallel development went a step further in that the extension piece is grooved so that it shears off at a predetermined torque, thus acting as a torque controlling device. This bolt has the further advantage that the torque applied is related to the actual strength of each bolt rather than the nominal strength.

The most significant development in Britain stemmed from the bolt and nut failures experienced in early application of the torque controlled or, as it is often called, the torque coefficient method of tightening. Laboratory tests indicated that greater safety against failure by over-tightening would be achieved by limiting the rotation of the nut rather than controlling the torque [13]. Satisfactory American experience with impact tools operating on a controlled time basis provided reassurance that bolts could be used safely in the yielded condition. This led to the "part-torque part-turn" method of tightening. With this method the joint is first bedded down by tightening all the bolts to a torque lying somewhere between one-quarter and three-quarters of the nominal torque which would be applied to tighten the bolts using the torque coefficient method. To complete the tightening the nut is driven a

further half-turn or three-quarters of a turn in the case of long bolts. The essential feature of the technique is that regardless of the bedding down torque or the condition of the threads, there is very little scatter in the bolt preload induced (see fig. 1). Furthermore, this preload is about 30 per cent higher than the load which would have been obtained by the torque coefficient method even though the safety margin against failure of the bolt by over-tightening is in fact greater.

It is not possible within the present space limitation to attempt to review even the most significant applications of high tensile bolts in steel structures. Two examples might be cited, however, to indicate the potential of the bolted joint in both conventional and unconventional usage. In the Burdekin River Bridge in Queensland (Australia), 300,000 high tensile bolts were used in the ten 362-foot spans. This is the largest single application yet of the high tensile bolted joint, and in the customary way the use of high tensile bolts led to economy and effective connections. The recent addition of a bottom lateral bracing system to the Golden Gate suspension bridge was completed with high tensile bolts employed throughout. In this design, the characteristic load-slip relationship of a high tensile bolted joint (in which slip occurs only after the friction capacity is exceeded) was utilised as an energy-absorbing device. The effect, of course, is the same as for a rigid-plastic material with a limited maximum strain — in the case of the bolted joint the maximum slip is governed by the $^1/_{16}''$ clearance of the bolts in their holes. With 1″ bolts used throughout, it was calculated that the bottom lateral bracing system of the Golden Gate Bridge could absorb 7,000,000 foot lb. of energy per cycle of vibration.

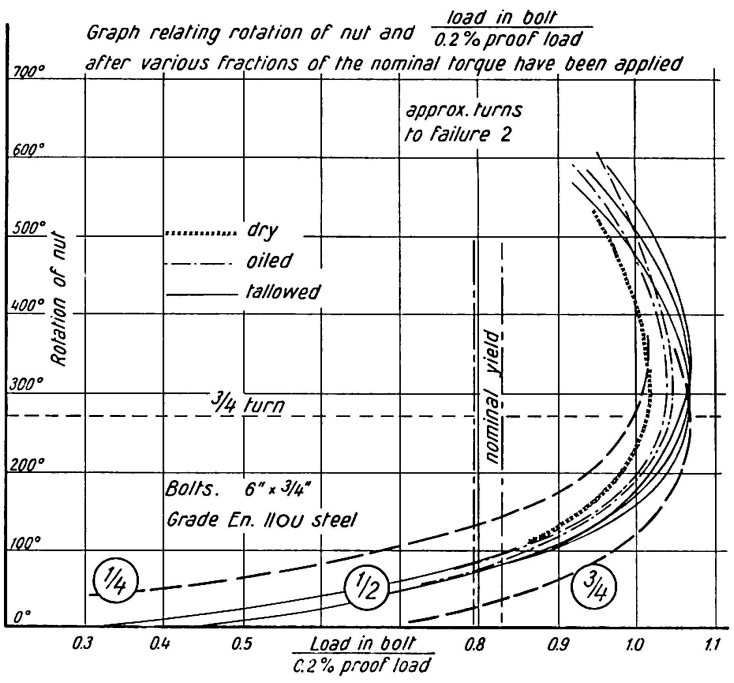


Fig. 1.

4. Discussion of Design Parameters

In studying the design of riveted or bolted joints it is convenient to describe the joint in terms of non-dimensional parameters. In this discussion the "T:S:B" ratio will be used to describe the relationship between joint proportions and/or design stresses in tension, shear and bearing. For riveted joints in North America the "T:S:B" ratio is 1:0.75:2.00, signifying that the design stresses in shear and bearing are respectively three-quarters and twice the tensile design stress; alternatively, that the effective shear area of the fasteners is four-thirds and the bearing area one-half that of the net tension area.

In a bolted friction joint the shearing load is transferred between the parts by the friction induced by the clamping action of the bolt. The shear capacity is thus simply the product of the bolt tension and the coefficient of friction for each friction plane. More generally:

$$\begin{pmatrix}\text{Nominal bolt}\\ \text{Tensile stress}\end{pmatrix} = \begin{pmatrix}\text{Plate tension}\\ \text{Stress}\end{pmatrix} \times \frac{S}{\mu},$$

where S is the shearing ratio as defined above and μ is the coefficient of friction. Numerous tests have been carried out to determine the coefficient of friction or slip factor, as it is usually called in the U.K., for various surface conditions ranging from paint and lacquer to flame cleaned surfaces. Typical values are:

Rusted and wire-brushed	$\mu = 0.51$
Sand-blasted	0.47
Mill-scale, flame-cleaned and wire-brushed	0.43
Mill-scale	0.30
Lacquered	0.28
Red lead	0.07

Several of the American test programmes were extended to cover the behaviour of joints at ultimate failure. It was found that ultimate strengths were independent of bolt preload. The reason for this is that as failure approaches, transverse plate deformations are such as to cause complete loss of bolt preload. It is apparent, therefore, that the only difference between the ultimate strengths of riveted and bolted joints is associated with the change in fastener material. In a conventional riveted joint the intent of the designer (and the specification writer) is to provide a joint in which the full tensile capacity of the net section of the main plate can be developed without rivet shear or bearing (tearing) failure. In North America this is secured for such materials as ASTM-A 7 plate and A 141 rivets with a "T:S:B" ratio of 1:0.75:2.00. Static load tests of bolted joints revealed that for a similarly balanced design a shearing ratio of the order of 1.25 would be appropriate.

That is, the shearing capacity of the bolts is some fifty per cent greater than that of ordinary (ASTM A 141) structural rivets. A secondary effect of increased shear capacity in the fastener was that usual end-distances for rivet holes were found to be inadequate.

Of the early research on friction joints the most notable result was that under normal conditions of load bolt failures could not be produced in fatigue tests [4, 6]. So long as the friction capacity of the joint was not exceeded the bolts were not sensibly subjected to any alternating stress and failure, if it occurred, would be found in the main plate material. It was also noted that if properly installed, high tensile bolts would not loosen and that lock-washers or burring of the threads was not necessary. The fatigue tests revealed that for joints with "T : S : B" ratios 1 : 0.75 : 2.00 the endurance limit for 2,000,000 cycles of fully reversed loading were:

For cold-driven rivets	± 14.7 ksi.
For hot-driven rivets	± 15.8 ksi.
For high strength bolts	± 20 ksi.

It was thus found that the practical endurance limit of a bolted joint was as good as the ordinary design stress for riveted joints under static loading.

The first design specification issued by the American Research Council in 1951 provided for bolts to be designed as riveted joints with bolts simply substituted for rivets on a one-for-one basis. With regard to surface finish, the faying surfaces were to be free of paint, oil, dirt, rust or other defects which would prevent the development of friction between the parts. It should be noted that no reference whatsoever is made in the design to the coefficient of friction. With specified bolt preloads equivalent to 54 ksi. on the nominal bolt area it follows that the coefficient of friction implied is about 0.28. It will be seen that this value provides a small margin of safety for the surface finish demanded.

In the 1954 revision of the Research Council's specification, recognition was given to the absence of fatigue loading in certain types of joint. For such cases, where slipping of the bolts into bearing is not objectionable, permission was given for faying surfaces to be painted. Other design provisions were not changed, however, and thus calculations were unmodified even though the coefficient of friction was obviously greatly reduced. Further revisions were provided in 1955 through an interpretative appendix. The main provisions of this appendix related to the design of compression members and of connections where direct tensions were applied to the bolts.

When first used in the U.K. the design of friction grip bolts followed the American "replacement for a rivet" technique. It was soon realised, however, that this technique was only economic when bolt preloads of the order of 34 tons/sq. in. were being used. As bolt preloads equivalent to 50 and 60 tons/sq. in. were envisaged, design on the frictional capacity of the joint became

necessary and this method of design rapidly gained favour. In this respect it must be remembered that as there was no British Standard covering the grade of steel to be used or the design of the bolts, the engineer had complete freedom in these respects. For clean, dry, paint-free surfaces a slip factor of between 0.3 and 0.4 coupled with a factor of safety of 1.5 is now generally used with no distinction between static and fatigue loading conditions.

Increasing use is being made in the U. K. of connections in which the bolts are subject to external tensile loads. Under these conditions the bolt preload does not remain constant and, depending upon the relative stiffness of the bolt and bolted parts, a proportion of the external load is transferred to the bolt itself. Since the part-torque part-turn method of tightening causes yielding of the bolt any increase in the bolt load will result in some permanent extension. Loss of preload results when the external load is removed [13]. Under cyclic conditious the absolute value of the preload and the load range also become important as these factors determine the fatigue life of the connection. Only a limited number of tests concerning the behaviour of joints under tension have been carried out and, at present, the design of such joints is probably overcautious. Their design is generally based on the assumption that the external tensile load on any bolt in the joint shall not exceed a certain fraction of the preload. A value of 0.4 to 0.5 is usually used (i. e. a factor of safety against separation of roughly 2) and this empirical method of design is applied to both static and fatigue loading.

The recent specifications issued on a preliminary basis in Germany [14] for the calculation, design and assembly of high-strength bolted connections are significantly different from the American Research Council's specifications. In essence, the German specifications provide for design based directly on considerations of friction capacity. Shearing capacities per bolt per friction face are calculated from bolt tensions and coefficients of friction. The specifications further provide that contact surfaces be flame-cleaned or sandblasted, with this treatment being undertaken not more than five hours before the connection is completed. With this rigorous requirement, coefficients of friction of 0.45 (for St. 33 and St. 37) and 0.60 (for St. 52) are suggested. Furthermore, for normal loading, different factors of safety are specified depending upon use: for ordinary structures, a factor of safety against slip of 1.25 is required, whereas for bridges and cranes (dynamic loading) a factor of safety against slip of 1.60 is required.

5. Commentary

From the preceding discussion it is clear that there is a distinction between fatigue and static shear loading. The favourable behaviour of a high-tensile bolted joint in fatigue depends entirely upon the ability of the joint to with-

stand working loads without slip. In the case of static loading on the other hand, whilst working loads *may* be within the frictional capacity of the joint no distress is experienced if the bolts do in fact slip into bearing. Some cognizance of these factors is indicated in current specifications and practice.

In the American specification a statically loaded joint may have its contact surfaces painted before assembly even though it is known that such joints will slip into bearing under small working loads. Although the actual capacity of the bolt in shear is ignored, the fact that static joint strength is primarily dependent upon direct bearing rather than friction is thus implicit in the code. In the German specification the difference between static and fatigue loading is treated by differing factors of safety though, unlike the American specification, both types of loading must be resisted by the frictional capacity of the joint. In the U.K. a specification covering the design of high-tensile bolted joints is not available and the question of differentiating between static and fatigue shear loads is entirely in the hands of the engineer. At present, it would appear that no attempt is made to distinguish between the two types of loading and all joints are designed on a frictional basis with a common factor of safety against slip.

At this point it would appear advantageous to formulate general principles of design for joints subject to static or fatigue shear loading. For fatigue loading it is essential that the joint be designed for the load to be carried entirely by friction. It is therefore suggested that the American specification should be modified to provide a direct friction-joint design method similar to that currently in use in the U.K. and Germany. Bolt tensions should be specified and a series of coefficients of friction established for different kinds of surface preparation. It does not appear desirable to always demand high quality joints with say flame-cleaned or sandblasted surfaces and it would be more reasonable to provide for alternatives such as:

Flame-cleaned, or sandblasted surfaces	$\mu = 0.43$
Plain mill scale surfaces	0.30

A joint proportioned in this fashion would be able to resist fatigue loadings with full reversal between tension and compression for an endurance life of at least 2,000,000 cycles with ordinary plate tension stresses.

For joints subject to static loading there is a fundamental difference between current European design practice and the latest American trend. In the U.K. and Germany it is felt that slip of the joint is still undesirable and that design should again be based on frictional capacity. In America it is felt that frictional capacity of the joint is unimportant, that slip should be accepted and design based upon principles similar to those used for riveted joints. Test results have indicated that a "T:S:B" ratio of approximately 1:1.25:2.00 would provide a properly balanced design. No precautions need be taken regarding cleaning of contact surfaces and large bolt tensions are not necessary.

Bolt tensions of the order of one-half those specified for friction joints would be adequate to prevent undesirable looseness in connections. With such reduced tensions it would be possible to use smaller washers, without hardened surfaces, and also to use ordinary nuts instead of the heavy nuts necessary for high tensions.

Development in any branch of engineering implies further exploitation of the technique to meet the same functional requirements more cheaply. For example, in America the trend is to relax field requirements for joints subject to static duties. In Germany different factors of safety depending upon the nature of the loading and, by special treatment of the faying surfaces, very high slip coefficients are used. In the U.K. the striving for greater efficiency is taking the form of the use of higher strength bolts of alloy steels and some cognizance in design of the greater clamping forces which the part-torque part-turn method gives. Artificially increasing the slip coefficient between the faying surfaces by the introduction of abrasive or other materials is being approached by several workers. The British author is currently concerned with the promising developments in this field using glue like materials. This work is perhaps the logical step following the pioneering efforts of his colleagues in the field of glued metal aircraft structures and latterly by German structural engineers in the bridging field.

References

1. C. Batho and E. H. Bateman, "Investigations on Bolts and Bolted Joints", Second and Final Reports, Steel Structures Research Committee (1934, 1936).
2. W. M. Wilson and F. P. Thomas, "Fatigue Tests of Riveted Joints", Bull. No. 302, University of Illinois, Engineering Experiment Station (1938).
3. K. H. Lenzen, "The Effect of Various Fasteners on the Fatigue Strength of a Structural Joint", Bull. No. 480, American Railway Eng. Association (1949).
4. W. H. Munse, D. T. Wright and N. M. Newmark, "Laboratory Tests of Bolted Joints", Trans. ASCE, v. 120, p. 1299 (1955); (first published in 1951 for ASCE Centennial).
5. "Symposium on High Strength Bolts in Structural Joints", Trans. ASCE, v. 120, p. 2778 (1955); (first published in 1951 for ASCE Centennial).
6. "The Use of High Strength Structural Bolts in Steel Railway Bridges", Reports by Subcommittee to Committee XV, Iron and Steel Structures, Bulls. Nos. 485 and 506; American Railway Eng. Association (1950, 1953).
7. "Specifications for Assembly of Structural Joints Using High Strength Steel Bolts"; Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints of the Engineering Foundation (first issued 1951, revised 1954).
8. ASTM-A325-55T; "Tentative Specification for Quenched and Tempered Steel Bolts and Studs with Suitable Nuts and Plain Hardened Washers" (first issued 1949).
9. American Standards Association, ASA-B18.2 and B27.2 (Bolt, nut and washer dimensions).
10. R. A. Hechtman, A. G. Young, J. M. Chin and J. M. Savikko, "Slip of Joints Under Static Loads", Proc. ASCE, v. 80, No. 484 (September 1954).

11. W. H. Munse, "Bolted Connections-Research", Proc. ASCE, No. 650 (1955).
12. D. D. Vasarhelyi et al, "Effects of Fabrication Techniques on Bolted Joints", Proc. ASCE, v. 85, No. ST3, p. 71 (March 1959).
13. F. M. Easton, E. M. Lewis and D. T. Wright, "Some notes on the Use of High Preload Bolts in the United Kingdom", Jnl. Inst. of Structural Engineers, v. 35, No. 5, p. 167 (May 1957).
14. "Preliminary Directives for the Calculation, Design and Assembly of Non-Slip Bolted Connections for Steel Structures, Bridges and Cranes", German Committee for Structural Steelwork (1956).
15. "Code of Field Practice for Assembly of Structural Joints using High Tensile Steel Bolts"; Canadian Institute of Steel Construction (Adopted 1954 — revised 1956).

Summary

Specifications and codes of practice have perhaps a greater significance in structural engineering than in any other field of technology or science. It has been seen that the development of the hightensile bolted joint has been due in large part to the early provision of a specification for design by the American Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints. These rules were laid down in 1951 following early research work on fatigue connections and provided for design on the basis of a simple substitution of bolts for rivets with the note that such an approximation would be needed only "until independent rules for the design of bolted joints can be developed". This paper suggests that the present knowledge concerning bolted joints has developed to the point where such independent rules can be established. It can be shown that the circumstances for static and fatigue loading are essentially different and that different design procedures should be used. A friction joint is essential for fatigue and in this case design should be based on a knowledge of bolt tensions and coefficients of friction. For static loading, strength depends neither on bolt tension nor coefficient of friction but upon the ultimate strengths of the materials. Design in this case should be based simply on material properties.

Résumé

Dans le domaine du génie civil, les normes et règlements jouent peut-être un rôle plus grand encore que dans tout autre domaine de la technique ou de la science. L'évolution des joints boulonnés précontraints est manifestement la conséquence de la publication en temps opportun de normes par l'American Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints. Ces prescriptions ont en effet été publiées dès 1951, sur la base des premières recherches concernant la fatigue; elles prévoient le calcul à l'aide d'une simple substitution d'un rivet au boulon, avec cette remarque qu'une telle approximation n'est nécessaire que jusqu'à la mise au point de prescriptions particulières pour le

calcul des joints boulonnés. Les auteurs montrent que les connaissances actuelles concernant les joints boulonnés ont atteint un stade suffisant pour l'établissement de telles normes. Il est possible de montrer que les conditions de charge statique et de fatigue sont essentiellement différentes les unes des autres et qu'il est nécessaire de prévoir corrélativement des procédés différents de calcul. Pour la fatigue, il est essentiel que l'assemblage travaille à la friction. Dans ce cas, le calcul doit donc être basé sur la connaissance des contraintes dans les boulons et des coefficients de frottement. En ce qui concerne les charges statiques, les contraintes ne dépendent ni des efforts dans les boulons ni des coefficients de frottement, mais bien de la charge de rupture du matériau. Dans ce cas, le calcul doit donc être uniquement basé sur les caractéristiques de ce matériau.

Zusammenfassung

Normen und Vorschriften haben vielleicht im Bauingenieurwesen eine größere Bedeutung als in irgendeinem anderen Gebiete der Technik oder Wissenschaft. Offensichtlich ist die Entwicklung des vorgespannt verschraubten Stoßes weitgehend eine Folge der frühzeitigen Aufstellung von Entwurfsnormen durch das «American Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints». Diese Vorschriften entstanden 1951 auf der Basis von ersten Untersuchungen über die Ermüdung und sahen die Berechnung mit Hilfe einer einfachen Substitution der Schraube durch einen Niet vor, mit der Bemerkung, daß diese Näherung nur nötig sei, «bis unabhängige Vorschriften für die Berechnung geschraubter Stöße entwickelt werden können». Die vorliegende Arbeit zeigt, daß die heutigen Kenntnisse über geschraubte Stöße einen für die Aufstellung von solchen Normen genügenden Stand erreicht haben. Es kann nachgewiesen werden, daß die Bedingungen für statische Belastung und Ermüdungsbelastung grundsätzlich verschieden sind und daß entsprechend verschiedene Berechnungsverfahren angewendet werden sollten. Bei Ermüdung ist es wichtig, daß der Stoß auf Reibung arbeitet. In diesem Falle sollte die Berechnung also auf der Kenntnis der Schraubenspannungen und Reibungskoeffizienten basieren. Für statische Belastung sind die Beanspruchungen weder von der Schraubenspannung noch von den Reibungskoeffizienten, sondern von der Bruchfestigkeit des Materials abhängig. Die Berechnung sollte also in diesem Falle nur auf Grund der Materialeigenschaften durchgeführt werden.