

L 型スタット ジベルの実験

—合成桁設計の合理化のために—

矢 幡 健*・中 平 一 夫**

1. はしがき

わが国でも、最近、スタット ジベルが用いられるようになり、これについての研究報告、あるいは、これを用いた合成桁橋の工事報告がある。これらは、いずれも、Gregory Industries, Inc. の Nelson Stud Welding Division, Lorain, Ohio, U.S.A. の Shear connector with upset head の系統のものである。しかし、アメリカには、KSM Products, Inc. の Stud Welding Division, Merchantville, N.J. のものもあるようである。ここでは、solid fluxed shear connector with upset head と fluxed L-shear connector との双方を出している。Lehigh 大学の Fritz Eng. Lab. は、KSM Products, Inc. の依頼によって、双方のジベルの実験を行なって、その結果を発表している。

従来、わが国でアメリカの後を追って研究していたのは、upset head のあるものであって、ほかに、L型のものであるわけである。Lehigh 大学の試験報告には、静的試験のほかに、疲労試験の結果もふくまれており、参考になるところが少なくない。

著者らはL型ジベルがわが国で用いられている upset head のジベルより経済的であり、将来広く用いられるようになるであろうと考えて、まず、L型ジベルの、a) 押し抜き試験、b) 合成桁の静的載荷実験の二つを試みた。

2. L 型スタット ジベルの押し抜き試験

(1) 目 的

L型スタット ジベルについては、理論的解明が困難であるため、アメリカにおいても、主として、実験結果から、限界荷重 Q_{uc} を定めている。 Q_{uc} を定めるには、静的試験のほかに疲労試験を行なう必要があるが、ここでは、静的試験から限界荷重を定めることにした。

(2) 供 試 体

供試体の寸法、および、形状は、表-1、図-1 に示すとおりである。実験の目的を明らかにするために、I 型钢の背面にグリースを塗布し、鋼とコンクリートの間の natural bond を除去した。

(3) 試験方法

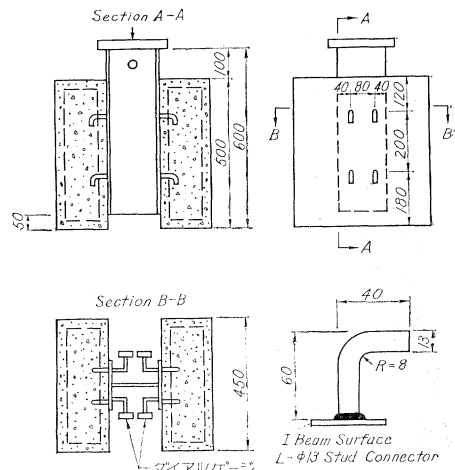
* 正会員 高田機工KK技術部研究課長代理

** 高田機工KK技術部長

表-1 押し抜き試験用供試体

	I 形 ば り		ス タ ッ ト		コンクリート		個 数	
	断面	材質	径	材質	強度	最大粗骨材		
101	2-Flg. pl. 160×10 1-Web. pl. 150×9	SS 41	φ13	SS 41	120	30	1	
102		"	"	"	"	"	1	
103		"	"	"	"	160	"	1
104		"	"	"	"	"	"	1
105		SM 50	"	"	"	"	"	1
106		"	"	"	"	"	"	1
107		SS 41	"	"	"	120	"	1
108		"	"	"	"	"	"	1
201	2-Flg. pl. 160×10 1-Web. pl. 150×9	SS 41	φ19	SS 41	220	30	1	
202		"	"	"	240	"	1	
203		SM 50	"	"	"	"	1	
204		SS 41	"	"	190	"	1	
205		"	"	D φ19	デーコン 40	240	"	1
301	2-Flg. pl. 160×10 1-Web. pl. 150×9	SS 41	φ22	SS 41	140	30	1	
302		"	"	"	"	"	1	
303		"	"	"	160	"	1	
304		"	"	"	"	"	1	
単位			mm		kg/cm ²	mm		
	101, 103, 108	102, 104, 105, 106, 107	201, 202, 203	204	205	301, 303	302, 304	
	φ13×60	φ13×60	φ19×130	φ19×90	φ19×130	φ22×60	φ22×60	

図-1 供試体の諸寸法

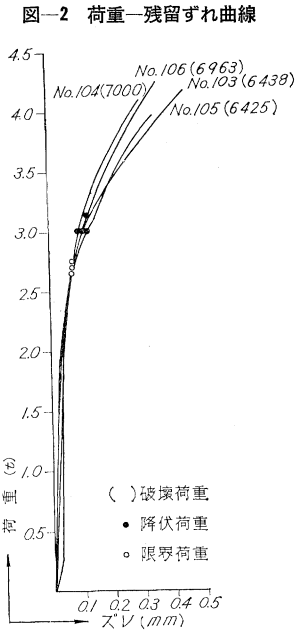


押し抜き試験は 200 t アムスラー型試験機によった。供試体のすえつけにあたっては、荷重が均等に分配されるよう、特に注意を払った。測定は、荷重のくり返し載荷による I 型钢とコンクリート面との間のずれを測定し、荷重—ずれ曲線、荷重—残留ずれ曲線を求めた。測定

にあたっては、4個の dial gage を対称にとりつけ、これら4個の読みを平均して、測定値とした。

(4) 試験結果

図-2 は荷重ずれ曲線の一例である。载荷の初期にわずかの残留ずれが認められたが、これはスタットの本数が多いために、荷重分担が不均一になったためと考えられる。また、残留ずれは、ずれ止め、または、まわりのコンクリートの塑性変形に起因するから、ある荷重を境として、残留ずれが急増するのは、その荷重から激しい塑性変形が生ずることを意味する。この荷重は、実用上使用にたえる限界の荷重と考えて、これを降伏荷重とした。



みるために载荷した。破壊の状態は、各供試体とも、ほぼ、同じ状態を示していた。すなわち、コンクリートのきれつは、荷重が極限状態に達する前に認められ、このときには、コンクリートと鋼との分離やスタットの局部的変形を明瞭には観察できなかった。しかし、ひき続いて载荷すると、ずれは急速に増加し、ついに一部のスタットが完全に切断され、崩壊するに至った。この状態を写真-1 に示す。この载荷実験から得た荷重-残留ずれ曲線において、残留ずれ量が 0.075 mm となる荷重を限界荷重と定義するものとする。また、これを、上のようにして求めた降伏荷重、破壊荷重とともに表-2 に示す。

写真-1 供試体のスタットのせん断破壊



a) φ13 mm の鉄筋を使用した場合

荷重が供試体の極限荷重に達した後も、破壊の状態を

実験結果を表-2 に示す。実測限界荷重とは、さきに

表-2 押し抜き試験結果一覧表

		①	①'	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
		実測限界荷重	計算限界荷重	実測降伏荷重	実測破壊荷重	②/①	③/①	破壊荷重設計荷重	②/①'	③/①'	破壊荷重設計荷重
A	101	1380	2246	2500	6025	1.81	4.37	17.46	1.11	2.64	10.73
	102	2280	2246	2875	7250	1.26	3.18	12.72	1.28	3.23	12.91
	103	2700	2593	3000	6438	1.11	2.38	9.53	1.16	2.48	9.91
	104	2750	2593	3000	7000	1.09	2.55	10.18	1.16	2.70	10.80
	105	2700	2593	3000	6425	1.11	2.38	9.52	1.16	2.48	9.91
	106	2650	2593	3125	6963	1.18	2.63	10.51	1.21	2.69	10.74
	107	2275	2246	2500	5775	1.10	2.54	10.15	1.11	2.57	10.28
	108	2225	2246	2875	6313	1.29	2.83	11.35	1.28	2.81	11.24
B	201	4650	4541	5000	9450	1.08	2.03	8.12	1.10	2.08	6.24
	202	4750	4743	6000	12200	1.26	2.57	10.28	1.27	2.57	7.71
	203	5075	4743	5500	13000	1.08	2.56	10.24	1.16	2.74	8.22
	204	3250	3332	5000	12050	1.54	3.71	14.84	1.50	3.62	10.86
	205	6000	4743	8125	15200	1.35	2.53	10.12	1.71	3.20	9.60
C	301	3550	2208	5000	8275	1.41	2.33	9.32	2.26	3.74	11.22
	302	4825	2208	6375	10513	1.32	2.18	8.72	2.88	4.76	14.28
	303	4400	2360	5625	8525	1.28	1.94	7.76	2.38	3.61	10.83
	304	5000	2360	6875	10038	1.38	2.01	8.04	2.91	4.25	12.75

述べたとおり、残留ずれ量が 0.075 mm となる荷重であり、計算限界荷重とは、次式により計算したものである。

$$Q_{uc} = 205 \sqrt{\sigma_{28}}$$

ただし、 σ_{28} = コンクリート供試体の 28 日圧縮強度 (kg/cm²)

表-2 からわかるように、供試体 102~108 では、限

界荷重の実測値は、平均して、計算値の平均 103% となり、実測値と計算値はよく一致する。供試体 101 においてこの値が異常 (約 60%) であるのは、不均等载荷のためと思われる。

ついで、降伏荷重の限界荷重に対する安全度、破壊荷重の限界荷重に対する安全度は、欄④、⑤からわかるよ

うに、平均 1.24、および 2.86 である。また、設計荷重を限界荷重の 1/4 とすれば、破壊荷重の設計荷重に対する安全度は 9~13 となる。

b) 鉄筋 $\phi 19, 22$ を使用した場合 表-2 の B, C 列のようになる。ただし、この場合には、限界荷重の計算値として、東京都立大学の山本教授の提案された半理論式によっている。

$$Q_{uc} = \tau_{sa} \cdot A_s \sqrt{\sigma_{28}/400} \cdot \frac{H}{6d} \quad H/d \leq 6 \text{ の場合}$$

$$Q_{uc} = \tau_{sa} \cdot A_s \sqrt{\sigma_{28}/400} \quad H/d \geq 6 \text{ の場合}$$

ただし、

τ_{sa} = スタットの許容せん断応力 (kg/cm²)

A_s : スタットの断面積 (cm²)

H : スタットの高さ (cm)

d : スタットの直径 (cm)

σ_{28} : コンクリートの 28 日圧縮強度 (kg/cm²)

表-2 よりわかるように、201~204 は、限界荷重の実測値は計算値の平均 102% となって、かなりよく一致している。しかし、205, 301~304 のように、 $H/d < 6$ の場合には、実測値は計算値の 127%, 平均 194% とかなり安全側に出ており、径の大きい L 型を使用する場合 ($H/d \leq 6$) には、一考を要するものと思われる。

表-2 に示すように、降伏荷重、破壊荷重の限界荷重に対する安全度は、平均 1.3, 2.4 であって、設計上の安全率を AASHO の場合と同様に、限界荷重の場合に対して 4 と考えて、破壊荷重の安全率は 8~15 となって、かなり大きくなっている。

(5) 試験結果に対する考察

これらの押し抜き試験から、L 型スタット ジベルは、限界荷重に対して安全率を 4 として設計すれば、その挙動は弾性的であり、合成作用の障害とならず、従来の剛なジベルおよび、頭付スタット ジベルに対し、なんら遜色のないことが確認された。なお、つぎのことがいえる。

a) 載荷後、荷重を 0 にもどし、再び載荷すると、ずれは、前の荷重まで、直線的に進行する。

b) 荷重一残留ずれ曲線上で、限界荷重および、降伏荷重をかなり明瞭に認めることができる。

c) 残留ひずみ、限界荷重の大きさは、AASHO の示方書に示すように、コンクリート強度の平方根に比例する。

d) 破壊荷重には、あまり差異が認められなかった。

e) 供試体の破壊は、おもに、コンクリートの強度に起因するが、スタット自身のせん断強度に支配されることもある。

f) L 型スタットを使用する場合、 $\phi 19, \phi 22$ を用いなくても、 $\phi 13$ でも十分に合成作用のあることが認めら

れる。

g) スタットの径は限界荷重にはあまり関係しないが、pitch については、最小径の 5 倍以上、最大床板厚さの 3 倍 (60 cm) 以下がよい。

h) 異形鉄筋はスタットとし非常によいが、溶植に問題点が多く、この点さえ解決すれば大いに用いるとよと思われる。

3. L 型スタット ジベルを使用した合成桁の実験

(1) 試験目的および試験桁

L 型スタット ジベルを用いた合成桁の応力・たわみおよび、鋼桁とコンクリートとの間のずれを測定して、合成桁の性状を把握することを目的として、表-3 の 3 種類の桁について静的試験を行なった。試験桁の寸法、および、形状を、図-3 に示す。

図-3 実験桁の一般寸法

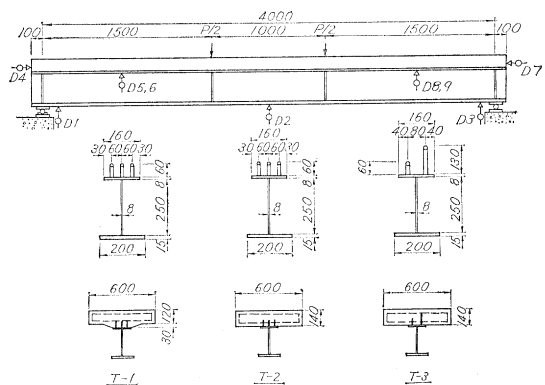


表-3 合成桁の供試体の諸元

供試体	スタットジベルの数、間隔	スタットジベルの径	床板の厚さおよび、幅	ハンチ高さ	個数
T-1	3個, 13.5	$\phi 13$	12×60	3.0	1
T-2	"	"	14×60	0	1
T-3	2個, 13.5	$\phi 19, \phi 22$	14×60	0	1

桁の製作にあたって、notural bond を除去するため、桁の上フランジの上面にグリースを塗布した。

(2) 載荷実験

30 t オイル ジャッキを使用して、中心に載荷し、荷重を反覆くり返しつつ、逐次上昇させ、破壊に至らしめた。たわみ、および鋼桁とコンクリート間のずれの測定点として、 $D_1 \sim D_4$ を設けた。ひずみの測定は抵抗線ひずみ計によった。応力、および、たわみの測定値を表-4 に示す。

(3) 試験結果および考察

表-4 に示すように、実測値と計算値との比は、平均 89% であって、両者はよく一致している。また、鋼桁とコンクリートの間のずれは、 $P=30 t$ においてもまった

表-4 静的載荷実験における測定値

供試体		P=10 t			P=20 t			P=30 t		
		コンクリート 上面の応力 (kg/cm ²)	鋼桁下フラン ジの応力 (kg/cm ²)	たわみ (mm)	コンクリート 上面の応力 (kg/cm ²)	鋼桁下フラン ジの応力 (kg/cm ²)	たわみ (mm)	コンクリート 上面の応力 (kg/cm ²)	鋼桁下フラン ジの応力 (kg/cm ²)	たわみ (mm)
T-1	実測値	-40	483	1.4	-85	1 030	2.9	-129	1 550	4.6
	計算値	-48	565	1.6	-95	1 130	3.3	-143	1 697	4.9
	比 (%)	88	85	87	89	91	88	90	92	94
T-2	実測値	-49	520	1.5	-95	1 050	3.1	-137	1 575	4.7
	計算値	-49	587	1.7	-98	1 173	3.5	-147	1 760	5.2
	比 (%)	100	89	88	97	89	89	93	89	90
T-3	実測値	-44	525	1.4	-87	1 050	3.0	-137	1 607	4.6
	計算値	-49	587	1.7	-98	1 173	3.5	-147	1 760	5.2
	比 (%)	90	89	82	89	89	86	93	91	88

くみられず、このときの残留たわみは、T-1、T-2、T-3 桁で、それぞれ、1.0、0.5、0.9 mm 程度で、その挙動はまったく弾性範囲とみられ、破壊まではかなり余裕があった。

いったん荷重を 0 にもどし、あらためて、より容量の大きいジャッキを用いて破壊に至らしめようとしたが、P=56 t に至って、供試体の支点の基礎のところいきれつが入り、これ以上の荷重上昇が不可能となったので、実験を中止した。このときの塑性モーメントより極限荷重を計算すると、T-1 で $P_u=64$ t、T-2、T-3 で $P_u=69$ t である。これを実験で確かめられなかったのは残念である。

4. コ型ジベルとスタット ジベルとの経済的比較

(1) 工数の比較

まず、説明しやすくするためつぎのように考える。コ型ジベル 1 個に対して、φ19 の頭付スタット ジベル 4 個が、また、φ13 の L 型ジベル 6.5 本が、計算上の強度が一致する。

つぎに、コ型ジベル 100 個についての施工工数はつぎのとおりである。ただし、ジベルの長さ 300 mm、溶接脚長 8 mm、使用溶接棒 43.4 kg であるとする。

ジベル：材料ひずみ取 0.2、曲げ加工 0.2、グライNDER 0.1、野書 0.2、仮付 0.5、溶接 2.5、ひずみ取 1.2

クランプ：切断 0.1、曲げ加工 0.2、仮付 0.3、溶接 1.2

合計 6.5 人工となる。

φ19 の頭付スタット ジベルでは、400 本がコ型ジベル 100 個に対応し、1 日（8 時間）の施工量は 2 人工で 600 本であるから、 $(400/600) \times 2 = 1.33$ 人工となる（大阪変圧器 KK の調査による）。

φ13 の L 型ジベルでは、 $100 \times 6.5 = 650$ 本がコ型ジベル 100 個に対応する。L 型スタット ジベルでは、1 日（8 時間）の施工量は 2 人工で 1 000 本（高田機工 K

K 調査による）であるから、 $2 \times (650/1000) = 1.3$ 人工となる。

以上から、工数の点から頭付スタット ジベルと同じ程度に有利である。

(2) 単価の比較

材料の面から比較すると、つぎのようである。

a) コ型ジベル

1-pl. 300×10×50	1.178 kg		
	$1.178 \times 100 \times 53\,000 = 6\,243$		
1-R.B. φ16×450	0.711 kg		
	$0.711 \times 100 \times 45\,000 = 3\,470$		
溶接棒	43.4	×	110 = 4 774
		計	14 487 円

b) 頭付スタット ジベル

本体	$45.0 \times 400 = 18\,000$	} 計	20 480 円
フェールール	$6.2 \times 400 = 2\,480$		

c) L 型スタット ジベル

本体	$18.0 \times 650 = 11\,700$	} 計	14 105 円
フェールール	$3.7 \times 650 = 2\,405$		

(3) 経済的比較

現在 1 工数は約 5 000 円であるから、全部を比較すると、つぎのようである。

	コ型ジベル	頭付スタット ジベル(φ19)	L 型スタット ジベル(φ13)
賃金	32 500	6 650	6 500
材料費	14 487	20 480	14 105
計	46 987	27 130	20 605
%	(100%)	(58%)	(44%)

以上の比較から、L 型スタット ジベルがコ型ジベルに比較して経済的なことが明らかであろう。

5. むすび

押し抜き試験、および、合成桁としての曲げ試験から総合して、L 型スタット ジベルは、特に径の大きなものを用いなくても、径の小さいものを使用しても、合成桁としての効果を十分発揮しうることが立証された。

なお、φ13 の L 型スタット を合成桁として使用する場合、Thürlimann 教授が示しているつぎの点に注意する

ことが必要である。

- 1) ジベルの形状は、図-1 に示すものを用いる。
- 2) フックは、水平せん断力の方向に向ける。
- 3) 最大ピッチは 60 cm 以下とする。
- 4) 許容限界荷重は次式で示される。

$$Q_{uc} = 205 \sqrt{\sigma_{28}}$$

設計荷重の作用時におけるジベルの上式を安全率 4 で割ったものとする。

- 5) L型スタット ジベルの許容最大荷重は 1 140 kg 以下とするのが好ましい。

なお、経済的な見地から、コ型ジベル、頭付、および、L型スタット ジベルを比較した結果、L型ジベルのほうがいちじるしく経済的なことが明らかとなった。

ドイツでは、Mainz-Weisenau の Flutbettbrücke に頭付スタット ジベルを用いたのが最初のものであり、L型スタット ジベルの使用はまだのようであるが、上記の研究および、Lehigh 大学における研究から、使用を考えてもよいと思う。

なお、琵琶湖大橋の側スパンの合成桁橋部分は、 $l =$

42.000 m の合成桁 3 本をならべたものが 24 連あって、合成桁は合計 72 本ある。ここでは、 $\phi 13$ mm 前記の研究にもとづいて、関係当局の了解を得て、 $\phi 13$ mm の L型ジベル (60+50) が用いられた。また、名神高速道路尼崎工事事務所管内の大塚橋 (今津高架橋) でも、道路公団、国鉄構造物設計事務所の了解を得て、 $l = 39.850$ m の合成桁に対して、同じジベルが用いられたことを付記しておく。

参 考 文 献

- 1) Thürlimann, B. : Composite Beams with Stud Shear Connectors, Highway Research Board Bull., No.174 (1957), p. 18~37.
- 2) Viest, I.M., Fountain, R.S. and Siess, C.P. : Development of the new AASHTO Specifications for Composite Steel and Concrete Bridges, 同上
- 3) Thürlimann, B. : Fatigue and Static Strength of Stud Shear Connectors, Journal of ACI, June, 1959.
- 4) Culver, C. and Coston, R. : Tests of Composite Beams with Stud Shear Connectors, Proc. ASCE. Vol. 87, No. ST. 2, 1961.
- 5) 成岡昌夫 : L-スタット ジベルについて, 土木技術, 16.11 (昭 36. 11), p.23~26.

(1964. 3. 14・受付)

空からはかる

B 5 判・200頁 定価 700円 アジア航測(株)東大生研々究員 西尾元充著

航空測量を技術者はもちろん、一般の人々にも判り易く、興味ある解説した。主要目次～航空測量のあらまし、歴史、常識、写真はそのように、DPE、性格、使い方、特殊写真、写真から地図、応用、判読のあらまし、写真を使わない測量、技術開発と将来、年表等

下水処理場 衛生工学図集 3

A 4 判・144頁 定価 1,000円 衛生工学研究会編

図を中心に解説した。下水処理が重大な問題となっている時一読を奨める。東京小台、大阪中浜、名古屋山崎、神戸中部、横浜等14処理場収録

技 報 堂

東京都港区赤坂溜池5 振替口座東京10