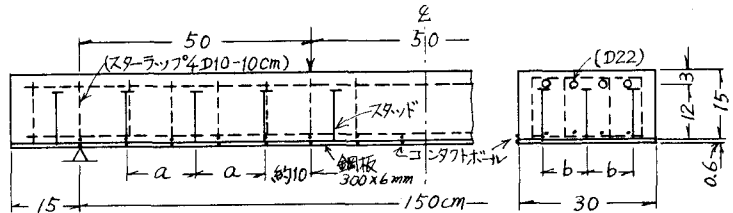


北海道大学 正員 ○藤田 嘉夫  
 同上 正員 松井 司  
 同上 正員 横道 英雄

**まえがき** ずれ止めとしてスタッドを用いた鋼板コンクリート合成桁に関する昨年度の実験結果より、普通鋼板にスタッドを溶植して用いた場合は静荷重に対して実用上問題は無いことがわかった。今回は1)スタッド溶植部鋼板の熱影響による脆化および応力集中による疲労強度の低下を調べるため、繰返し荷重をうけたときの疲労性状、2)付着が期待できる床用鋼板を用いた場合の静的および疲労性状などについて、2, 3の実験を行ったので報告する。

**実験概要** 試験桁は1図および1表に示すように、静的試験用として長さ6mm、幅30cm、長さ180cmの下縁側鋼板に中13×12cmのスタッドを幅方向に3本、スパン方向に約10, 15, 20cmの等間隔に溶植したもの(No.1~3, No.6~8)、床用鋼板を直接下縁または上縁に配置したもの(No.4, 5)なる3組に疲労試験用として昨年と同様の下縁側普通鋼板に中10×10cmのスタッドを10×10cm間隔に溶植し、上縁側に4D22を、またスターラップとして4D10を10cm間隔に配置したもの(No.14~21)および中13×12cmのスタッドを溶植したNo.1桁と同じもの(No.22~24)である。コンクリートの目標強度は $\sigma_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ 、鋼板は表面が平面の普通鋼板( $\sigma_{sy} = 3420 \text{ kg/cm}^2$ )とすべり止め用突起(高さ2.5mm、長さ32mm)が38.87mm間隔に配置された床用鋼板( $\sigma_{sy} = 2620 \text{ kg/cm}^2$ )、鉄筋は横7シ型D22( $\sigma_{sy} = 4045 \text{ kg/cm}^2$ )およびD10( $\sigma_{sy} = 3505 \text{ kg/cm}^2$ )を使用した。試験は枚令14日でスパン150cm、2点载荷として行なった。静的試験は漸増繰返し载荷とし、疲労試験は応力比 $R = 0.25$ を主体に、载荷速度を毎分250回として、所定の上限荷重に対し破壊まで繰返し载荷した。

100万回で破壊しないときにはは上限荷重を増加して同様の载荷を続け、前者の荷重段階における破壊繰返し回数はMiner法則によって推定した。各測定は所定の繰返し回数で静的に行なった。



1図 試験桁

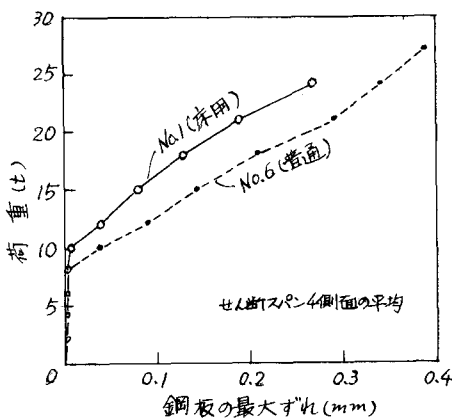
1表 試験桁および静的試験結果

試験	桁No.	鋼板 300×6mm	スタッド		スターラップ 4D10	鉄筋		引張降伏点 ( $\text{kg/cm}^2$ )	コンクリート 強度 ( $\text{kg/cm}^2$ )	破壊曲げモーメント(tm)			破壊状態	
			直径高さ (mm)(cm)	間隔 (cm)		上側	下側			①	②	③		
静的	1	床用、下縁	$\phi 13 \times 12$	11.67	11.67	—	—	2620	404	6.38	6.27	1.02	曲げ	
	2	"	"	15.56	"	—	—	"	381	6.00	6.22	0.96	"	
	3	"	"	19.45	"	—	—	"	356	5.51	6.14	0.90	せん断	
	4	床用、下縁	—	—	—	有	4φ5	4φ5	2620	356	2.25	6.14	0.37	せん断
	5	床用、上縁	—	—	—	有	4φ5	4D22	4045	368	7.15	7.31	0.98	曲げ
	6	普通、下縁	$\phi 13 \times 12$	10	10	—	—	3420	386	7.50	7.73	0.97	曲げ	
	7	"	"	15	"	—	—	"	362	6.75	7.62	0.89	せん断、曲げ	
	8	"	"	20	"	—	—	"	339	6.31	7.50	0.84	せん断	
疲労	14~21	普通、上縁	$\phi 10 \times 10$	10	10	有	4D22	4φ5	3420	361~446	7.80 <sup>2)</sup>	8.07	0.97	曲げ
	22~24	床用、下縁	$\phi 13 \times 12$	11.67	11.67	—	—	2620	362~405	7.80 <sup>1)</sup>	8.07	0.97	曲げ	

1) 塑性理論、横道著「コンクリート橋」  
 2) No.14桁、 $\sigma_c = 382$

**実験結果**

静的試験結果は1表に示すとおりで、塑性理論による破損曲げモーメントの計算値を基準にして、その値と実験値との比の大きさで比較してみると、普通、床用鋼板とも同等の鉄筋をもつRC桁の曲げ強さを保証するにはスタッド間隔を約10cmにする必要があること、スタッド間隔を20cmとしても床用で90%、普通で85%程度の強度を保つことができ、床用鋼板が少し有利に等なることがわかる。また床用鋼板を直接下縁に配置したもので37%の強度を得、これを直接上縁に配置したものでは破損直前まで鋼板のずれその他の異常は認められなかった。2回は鋼板とコンクリートの相対ずれの最大値を比較した1例であって、ずれを生じた後では床用鋼板の突起が有利に作用することがわかる。2表はスタッド1本当りの分担せん断力、ずれ始め  $Q_0$  および破壊時  $Q_B$  と道路橋示方書に準じて計算したスタッドの許容せん断力  $Q_a$  とを比較したもので、 $Q_a$  は  $Q_0$  に対し床用で1.8以上、普通で1.3以上、またせん断破壊の  $Q_B$  に対し5以上の安全度となった。ひびわれについては鋼板のずれと同様の傾向がみられた。



2回 鋼板のずれ

つぎに、桁の疲労破壊は、載荷点から10~20cm離れたせん断スパンのスタッド溶植部鋼板の疲労破断によって生じた。また溶植部の鋼板に比較的小さいずれが発生し、それが伝播して他の溶植部からのびてきたき裂とたがいに連絡して破断に至るのである。3図は中10のスタッドを溶植した普通鋼板と、中13のスタッドを溶植した床用鋼板の変動応力 ( $\sigma_0 - \sigma_u$ ) と繰返し回数  $N$  の関係を示したもので、いずれの場合も可なり疲労強度が低下することが認められる。図より100万および200万回疲労強度はそれぞれ  $(\sigma_0 - \sigma_u) = 900 \text{ kg/cm}^2$  および  $700 \text{ kg/cm}^2$  ( $S=0$  のときの  $\sigma_0$  に相当) となるが、スタッドの許容せん断力  $Q_a$  から定まる  $\sigma_0$  は、コンクリート強度  $350 \text{ kg/cm}^2$  のとき中10のスタッドに対し  $470 \text{ kg/cm}^2$ 、中13のスタッドのとき  $680 \text{ kg/cm}^2$  となる。

したがって変動応力の大きい場合には  $Q_a$  を基準にしてむしろ慎重に許容荷重を定める必要があること、変動応力に応じて許容荷重を高くすることが可能であることなどがわかった。

(文献)

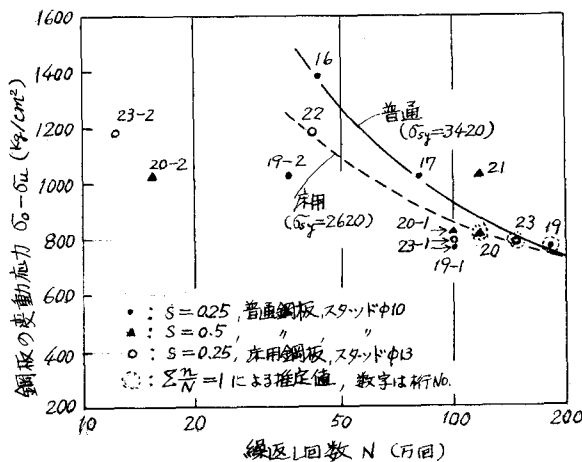
横道、角田、松井、川口、永田：鋼コンクリート合成桁に関する実験的研究、セメント技術年報XXVI、昭和47年

藤田、松井、川口、永田：鋼板鉄筋コンクリート桁に関する2、3の実験、土木学会年次学術講演会、昭和47年

2表 スタッドのずれ始めおよび破壊せん断力

桁No.	スタッド1本のせん断力(kg)			$Q_0/Q_a$	$Q_B/Q_a$	破壊状態
	ずれ始め $Q_0$	破壊 $Q_B$	許容値 $Q_a$			
1	1898	4133	1023	1.86	4.04	曲げ
2	1844	5187	994	1.86	5.22	"
3	2016	5943	961	2.10	6.18	せん断
6	1332	4167	1000	1.30	4.17	曲げ
7	1332	5625	969	1.38	5.81	せん断曲げ
8	1755	7000	937	1.87	7.47	せん断
14	1475	4180	585	2.50	7.10	曲げ

1) 道路橋示方書



3図 疲労試験結果