

Br. 72-04

受託研究費によるポ
ストテンションP Cけ
た橋連結部強度試験



土 木 研 究 所 資 料

第792号

ポストテンションP C合成けた橋連結部強度試験

昭和48年 1 月

建 設 省 土 木 研 究 所
構 造 橋 梁 部 橋 梁 研 究 室

ま え が き

橋梁の伸縮継手は車の走行性にとって好ましくないし、橋梁の維持管理上も最も問題の多い部分である。したがって、このような観点からは単純けた橋を連続して用いるよりも連続けた橋の方が好ましいが、一般に、連続構造にすると、設計、施工が複雑となる。ポストテンションPC合成けた橋では特に、この傾向が強い。

そこで、プレキャストけたを単純けたとして架設したのちに、床版中の鉄筋で連結する構造、すなわち支点上をプレストレストしないPC連続合成けた橋が考えられた。

本報告書は、日本道路公団福岡支社からの委託にもとづいて、土木研究所が実施した。このような連結構造に関する強度試験について述べたものである。

昭和48年1月

橋梁研究室

国 広 哲 男

朝 倉 肇

小笠原 保

目 次

ま え が き

1. 試験の目的	1
2. 試験体	3
2.1 試験体の形状, 寸法	3
2.2 材 料	5
2.3 製 作	7
3. 試験の方法	8
3.1 載 荷 方 法	8
3.2 試験荷重	10
3.3 測定方法	10
4. 測定結果およびその検討	11
4.1 ひびわれ発生状況およびひびわれ幅	11
4.2 た わ み	21
4.3 鉄筋およびコンクリートのひずみ	25
4.4 破 壊 状 況	29
5. 結 論	30
あ と が き	31

1. 試験の目的

橋梁の伸縮継手は、車の走行性にとって好ましくないし、橋梁の維持管理上も最も問題の多い部分である。したがってこのような観点からは、単純けた橋を連続して用いるより連続けた橋の方が好ましいことはいうまでもない。しかし、連続構造にすると、設計、施工が複雑となり、しかも、一般に作業工程が増えるため、連続構造にすることによって材料の所要数量が減らせるにもかかわらず必ずしも経済的とならない。

特に、本研究でとりあげたポストテンションPC合成けた橋では、この傾向が顕著である。すなわち、架設から床版工完了までの工程を示すと、一般に次の通りである。

ポストテンションPC単純合成けた橋の場合

架設→横けたコンクリートの打設→床版コンクリート打設

ポストテンションPC連続合成けた橋の場合

(日本道路公団の構造物設計図集Ⅲの場合)

架設→支点および中間横けたコンクリートの打設→連続ケーブルの緊張→一次床板コンクリート打設→一次床版の緊張→二次床版コンクリートの打設

連続合成けたの場合、一般に、プレキャストけたを仮置きし、連結してから本支承に置きかえるのでさらに一工程ふえる。

以上のことから、図-1に示すようにプレキャストけたを単純けたとして架設したのちに、

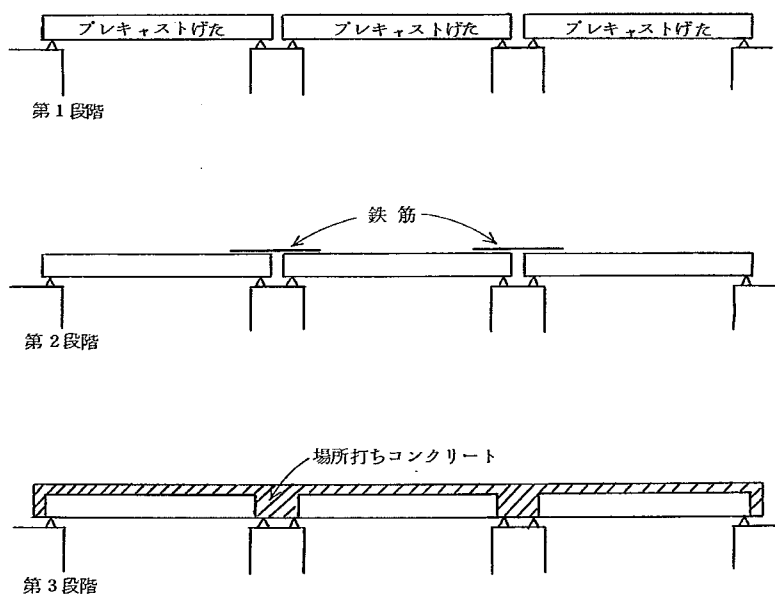
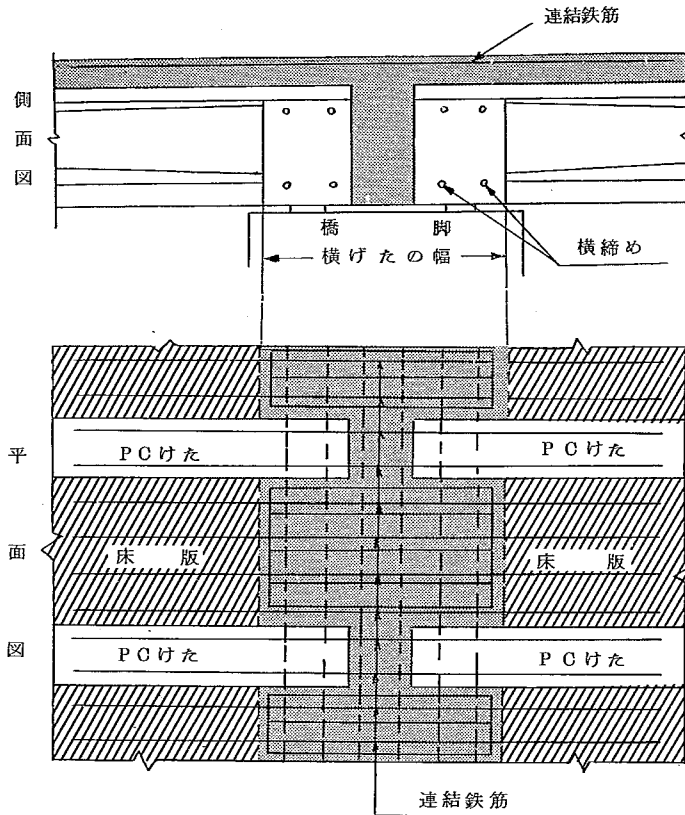


図-1 ポストテンションPC合成けた橋連結構造

床版中の鉄筋で連結する構造，すなわち，支点上を鉄筋コンクリートで連結プレストしない連続構造が検討されてきた。¹⁾²⁾³⁾ これらの研究によると，このような連結構造の破壊強度は十分あることが認められている。しかし，このような連結構造を有する橋を連続けた橋として設計することができるかどうかの岐路となる連結部の連続性については，静的試験のみの結果しかなく，しかも，その評価はかなり異なっている。



図— 2 ポストテンションPC合成けた橋連結構造

そこで，今回は図— 2 に示すような連結構造をとりあげこれについて繰返し載荷実験を行ない，連結部が繰返し載荷に対して十分な強度を有するかどうかの確認を行なうとともに，このような支点上をプレストレスしないポストテンションPC連続合成けたの断面力の計算を行なう際にこの連結部の剛性をどの程度に評価すれば良いか検討することとした。なおこの連結構造においては，床版中に埋め込んだ鉄筋で連結する他に，隣接する両側の径間のPCけた間にマッシブな横げたを施工し，この横げたとPCけたとを橋軸直角方向にプレストを導入することによって一体化し，プレキャストけた同志を連結している。

2. 試 験 体

2.1 試験体の形状、寸法

試験体は図-3に示すように、連結構造のポストテンションPC合成けたの中間支点を切り出した形のものであって、同じものを2体製作した。

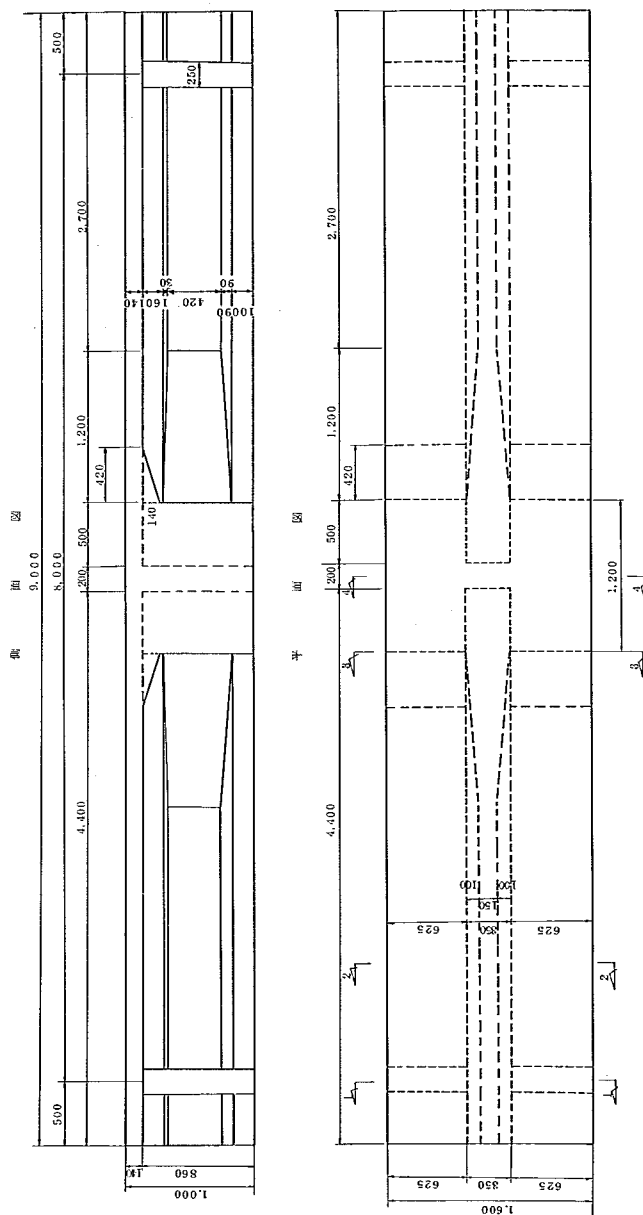


図-3.1 試験体形状寸法

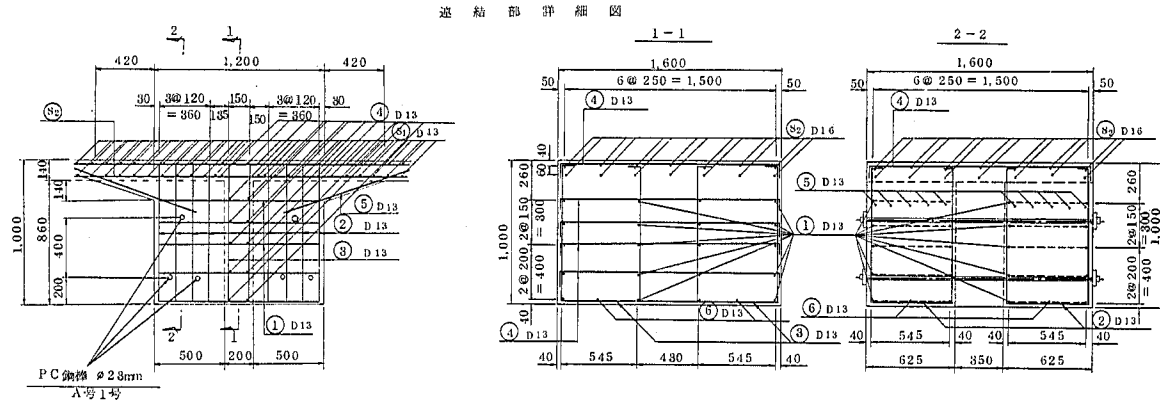
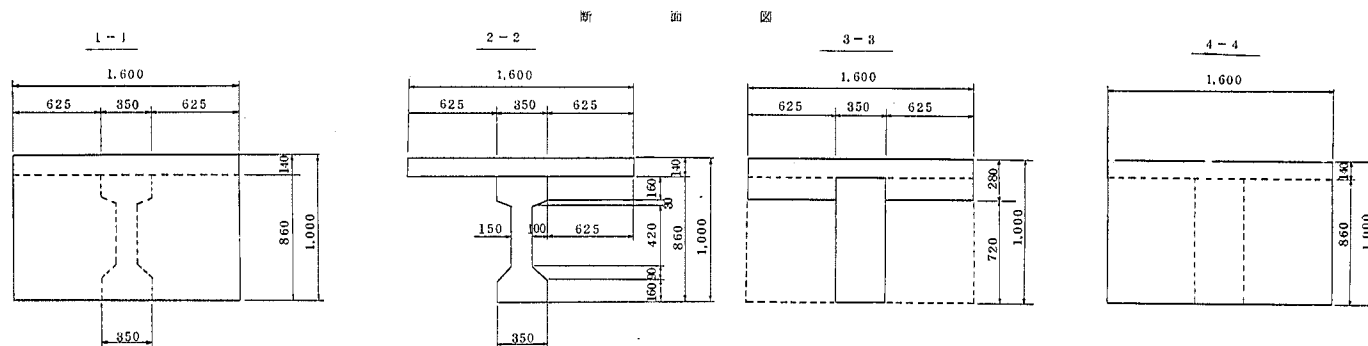


图 - 3.2 試驗体形状寸法

試験体の大きさは、できるだけ実物に近い方が好ましいが、試験機の都合により、一般にポストテンション合成けたがよく用いられている支間30m程度の場合の約 $\frac{1}{2}$ とした。

連結鉄筋の量は、試験体の鉄筋とコンクリートとの応力比が実際の支間30mの合成けた橋の場合と同程度となるようにするために、支間30mの合成けた橋の場合と同程度の鉄筋比とした。

横けたには実際の設計で考慮していると同様に $12\text{kg}/\text{cm}^2$ のプレストレスを導入した。

なお、試験体両端付近の横けたは試験の際、支点となるので補強のために設けたものである。

2.2 材 料

2.2.1 PC鋼棒

PC鋼棒には、JIS G 3109 PC鋼棒に適合するA種1号SBPR 80/95 $\phi 23\text{mm}$ のものをを用いた。

2.2.2 鉄 筋

鉄筋はJIS G 3112鉄筋コンクリート用棒鋼の品質に適合するものを使用し、SD30の $\phi 16\text{mm}$ のものをを用いた。強度試験の結果、降伏点応力度は $35\text{kg}/\text{mm}^2$ であった。

2.2.3 コンクリート

セメントはJIS R 5210 (ポルトランドセメント)の品質に適合する早強セメントを使用し、骨材は土木学会の鉄筋コンクリート標準示方書に適合するもので、骨材の品質及びコンクリートの示方配合は表1～4に示してある。この示方配合は実際に使われるPC

表-1 材 約

セメント		JIS R 5210 早強ポルトランドセメント (アサノセメント)								
細骨材	産	鬼怒川	吸水率	1.67	洗 い 試 験	0.69	粗粒率	2.61	比 重	2.52
粗骨材	地	〃	2.50	0.81		6.64	2.63			

表-2 PCけたコンクリート示方配合

σ_{ck}	粗骨材 最大寸法 (mm)	スランブ の 範 囲 (cm)	W (kg)	C (kg)	W/C (%)	S/A (%)	骨 材 重 量 (kg)			A E 剤 (ボゾリス $\phi 5\text{L}$) (%)
							A	S	G	
400	25	3~8	142.3	310	47	34	1,872	622	1,250	0.25

表-3 連結部横けたコンクリート示方配合

σ_{ck}	粗骨材 最大寸法 (mm)	スランブ の 範 囲 (cm)	W (kg)	C (kg)	W/C (%)	S/A (%)	骨 材 重 量 (kg)			A E 剤 (ボゾリス $\phi 5\text{L}$) (%)
							A	S	G	
300	25	3~8	137.2	250	56	37	1,934	700	1,234	0.25

表-4 床版コンクリート示方配合

σ_{ek}	粗骨材 最大寸法 (mm)	スランブ の 範 囲 (cm)	W (kg)	C (kg)	W/C (%)	S/A (%)	骨 材 重 量 (kg)			A E 剤 (ポネリス 5L) (%)
							A	S	G	
240	25	3~8	125.2	220	58	39	1,939	759	1,230	0.25

けたおよび連結部、床版コンクリートの設計基準強度を目標強度として試験練りによって決めたものである。

強度試験結果は表5~7に示す通りで床版コンクリートの強度が設計基準強度に比してやや下まわっている。

表-5 P Cけたのコンクリート圧縮強度試験結果

種 別		コンクリートの圧縮強度 (kg/cm^2)				備 考
		X_1	X_2	X_3	$\bar{X}$	
A 試験 体	プレストレス導入時	332	353	338	341	材 令 6 日
	材 令 28 日	445	441	416	434	標 準 養 生
	"	434	390	418	414	放 置 "
	載 荷 時	443	426		435	ヤング係数の平均値 $2.9 \times 10^5 \text{ kg}/\text{cm}^2$
B 試験 体	プレストレス導入時	340	337	328	335	材 令 6 日
	材 令 28 日	428	407	458	431	標 準 養 生
	"	417	415	450	427	放 置 "
	載 荷 時	431	449		440	ヤング係数の平均値 $3.7 \times 10^5 \text{ kg}/\text{cm}^2$

表-6 連結部横けたコンクリート圧縮強度試験結果

種 別		コンクリートの圧縮強度 (kg/cm^2)				備 考
		X_1	X_2	X_3	$\bar{X}$	
A・B 試験 体	材 令 7 日	200	231	230	220	標 準 養 生
	" 28 日	311	317	296	308	"
	"	294	286	297	292	放 置 "
	載 荷 時	292	320		306	ヤング係数の平均値 $2.8 \times 10^5 \text{ kg}/\text{cm}^2$

表-7 床版コンクリート圧縮強度試験結果

種 別		コンクリートの圧縮強度 (kg/cm ²)				備 考
		X ₁	X ₂	X ₃	$\bar{X}$	
A・B 試験 体	材 令 7 日	1 5 2	1 5 7	1 4 7	1 5 2	標 準 養 生
	" 28 日	2 1 9	2 2 9	2 0 0	2 1 6	"
	"	2 0 7	2 0 4	1 9 5	2 0 2	放 置 "
載 荷 時	A 試 験 体	1 9 0	1 8 0	1 9 7	1 8 9	ヤング係数の平均値 2.1 × 10 ⁵ kg/cm ²
	B 試 験 体	2 1 9	1 8 6		2 0 3	2.4 × 10 ⁵ kg/cm ²

2.3 製 作

試験体の製作は実際の橋の場合とできるだけ同じになるように行なった。

プレキャストけたの製作は図-4に示すように主けた4本分のベンチを設け、まずA試験体

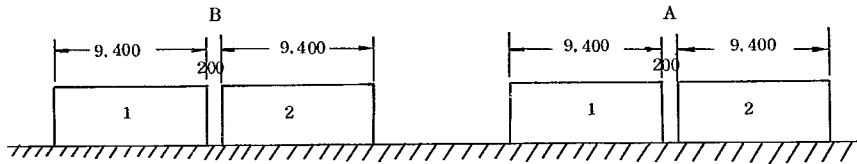


図-4 プレキャストけたの製作

1, 2を同時に打設し、ついでB試験体1, 2を打設した。養生は放置養生とし、材令6日にて緊張グラウトを行なった。

次に、図-5に示すように中央横けた、端部横けたの斜線部をA, B試験体同時に打設し

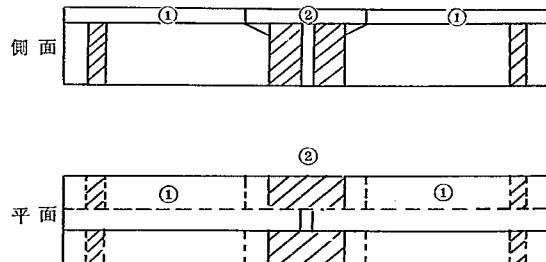


図-5 コンクリート打設順序

た。床版コンクリートは、まず①部を打設し、次に②部中央横けた上部を打設した。

なお、コンクリートの打ち継ぎ面は、すべて水で充分濡らした程度で、チッピング等により打ち継ぎ面を粗にするような処置は何らほどしていない。
養生はすべて放置養生とした。

3. 試 験

試験は、2体とも以下に示すようなほぼ同様な繰返し載荷を行なったのちに静的に荷重を増大させ破壊に至らしめた。

3.1 載 荷 方 法

実際の橋梁の使用状態においては、連結部に負の曲げモーメントが生ずる。しかし、実験において連結部に負の曲げモーメントを与えることは、試験体の都合でむずかしいので、本実験においては実際の使用状態とは、P Oけたの上、下が逆になるように試験体をおき、図—6に示すごとく、正の曲げモーメントが生ずるように載荷した。

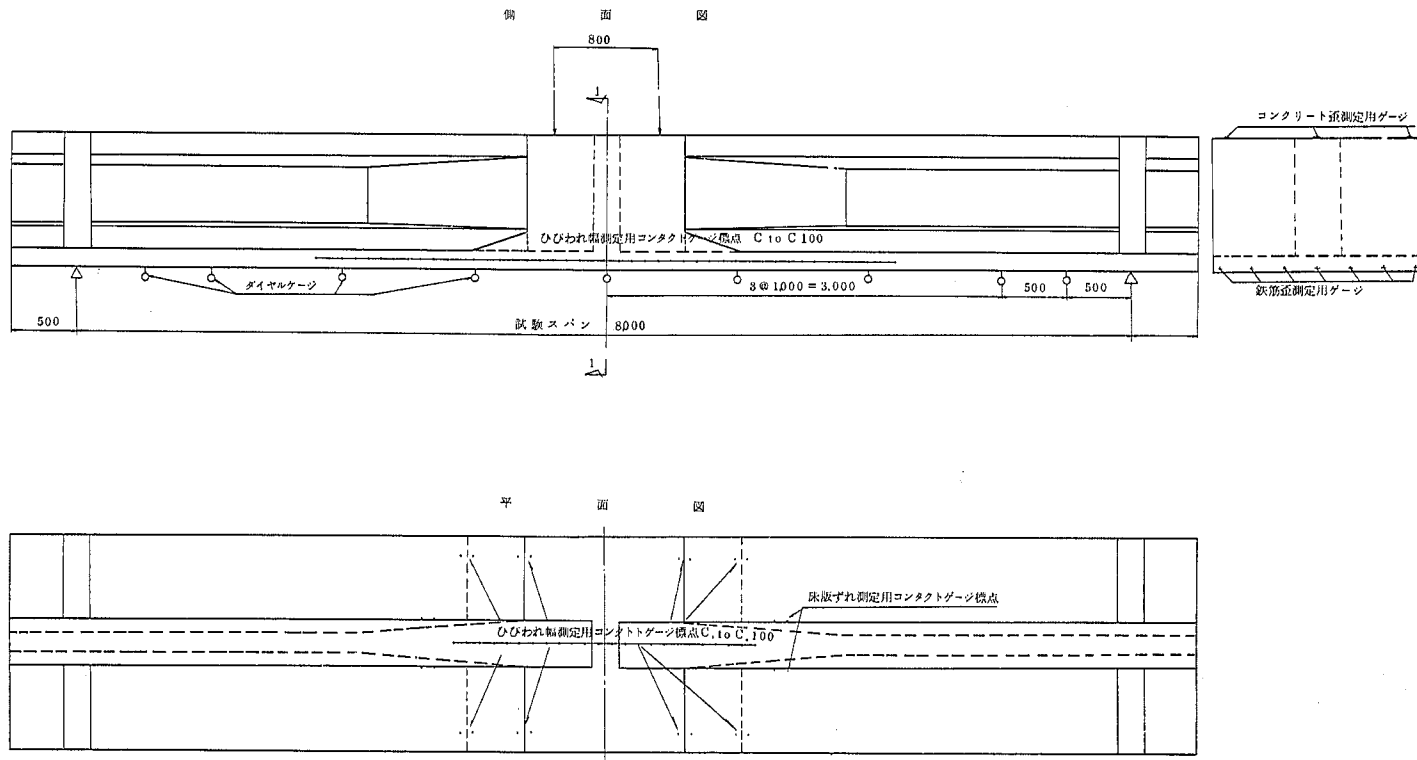


図-6 載荷方法および測定位置

3.2 試験荷重

繰返し载荷における下限荷重は1tとした。この時の連結鉄筋の設計計算応力度（設計にあたっての応力計算と同じ方法で計算した応力度、すなわち断面を図-7に示すように仮定し、

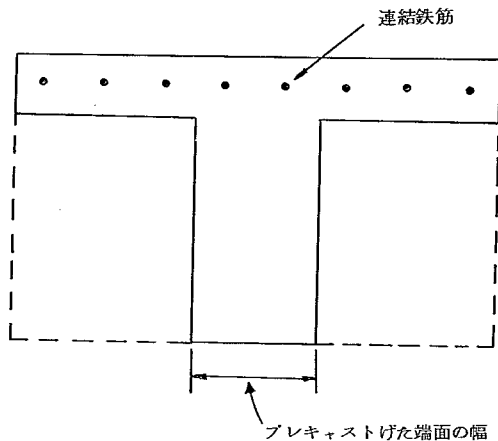


図-7 連結部の設計断面

コンクリートの引張を無視した場合の計算応力度）は、 800 kg/cm^2 であり、実際の合成けたの死荷重応力度に比べかなり大きな値である。これは、試験けたの支間中央にかなりマッシブな横けたがあるためである。

繰返し载荷上限荷重、および繰返し回数は以下のように定めた。

まず、連結鉄筋の設計計算応力度が連結鉄筋の許容応力度、 $1,400 \text{ kg/cm}^2$ になるような上限荷重（以下、これを設計荷重相当の試験荷重と呼ぶこととする） $P = 8.44 \text{ t}$ で約200万回繰返し、次に、設計計算応力度が許容応力度の1.5倍の $2,100 \text{ kg/cm}^2$ となる上限荷重（以下、これを設計荷重の1.5倍相当の試験荷重と呼ぶこととする） $P = 17.17 \text{ t}$ で約100万回繰返し、さらに、設計計算応力度が、許容応力度の2.0倍の $2,800 \text{ kg/cm}^2$ となる荷重（以下、これを設計荷重の2倍相当の試験荷重と呼ぶこととする） $P = 25.89 \text{ t}$ で約100万回繰返した。

上記の延べ約400万回繰返し载荷後、静的に荷重を増大させ破壊に至らしめた。

3.3 測定方法

測定は、約50万回繰返し载荷ごとに図-6に示す各点について行なった。

すなわち、ダイヤルゲージによるたわみの測定、ワイヤーストレインゲージによる連結鉄筋およびコンクリート圧縮縁のひずみの測定、コンタクトゲージによるひびわれ幅およびプレキャストけたと床版のずれの測定を行なった。

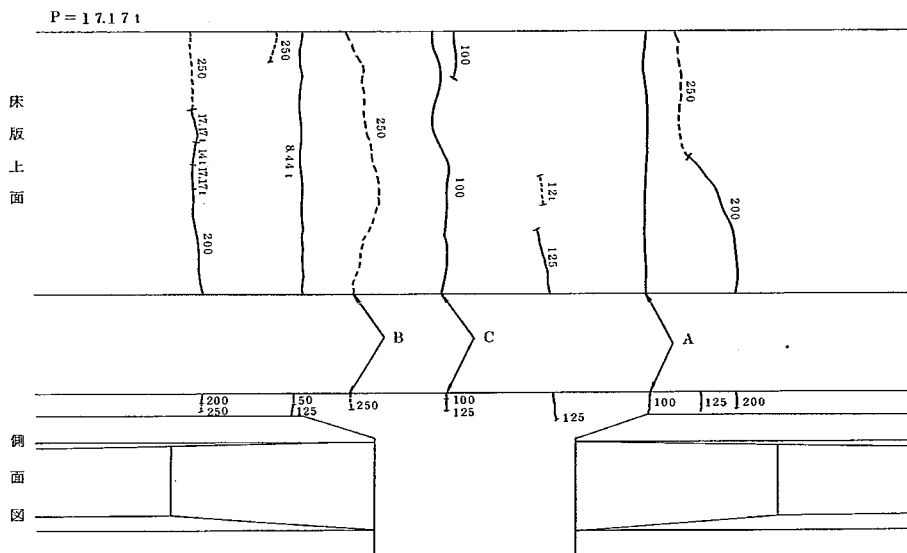
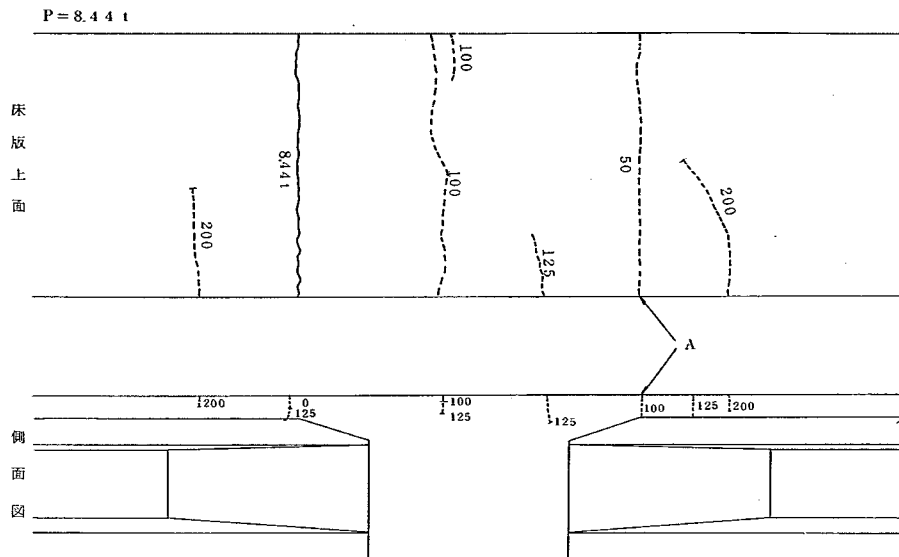
コンクリート試験体では残留変形がかなり生じるので測定値はすべて初期の0点を基準として求めた。

4. 測定結果およびその検討

試験体は、2本であるが、便宜上、先に試験した方をA試験体、後に試験したものをB試験体と呼ぶこととする。

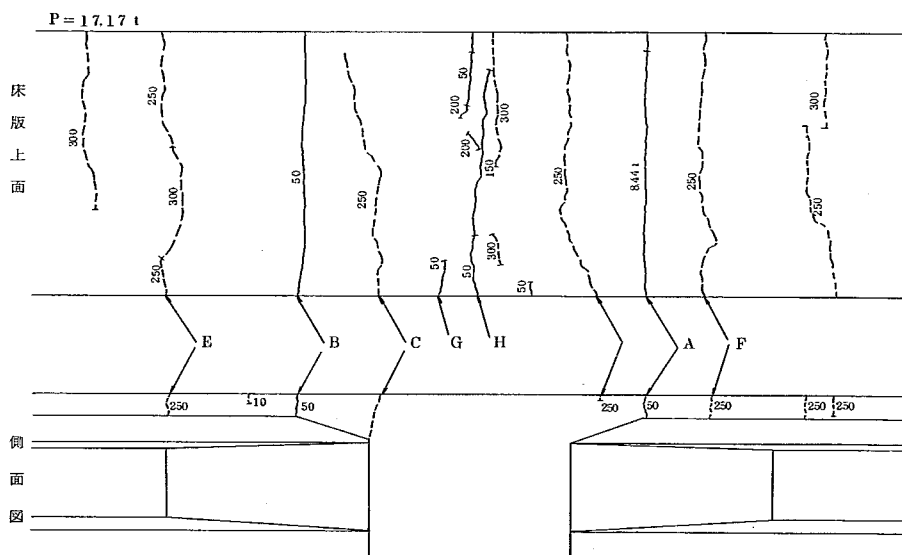
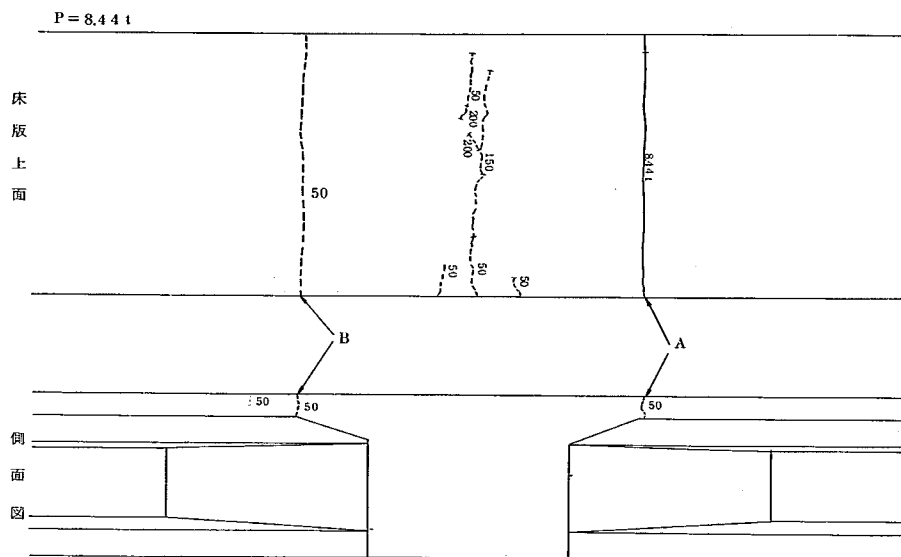
4.1 ひびわれ発生状況およびわれ幅

図-8、9および図-10、11に、それぞれA試験体とB試験体のひびわれ発生状況およびひびわれ幅を各上限荷重ごとに示した。



注) ~ t とし付したひびわれは静的載荷によって発生したひびわれで数字は発生荷重 (ton) を示す。
 数字のみ付してあるひびわれは繰返し載荷によって生じたひびわれで、数字は繰返し延べ回数
 (万回) を示す。

図 - 8.1 A 試験体 ひびわれ発生状況



注) ~1とし付したひびわれは静的載荷によって発生したひびわれで数字は発生荷重(ton)を示す。
数字のみ付してあるひびわれは繰返し載荷によって生じたひびわれで、数字は繰返し延べ回数(万回)を示す。

図 - 9.1 B試験体 ひびわれ発生状況

図 - 9.2 B試験体 ひびわれ発生状況

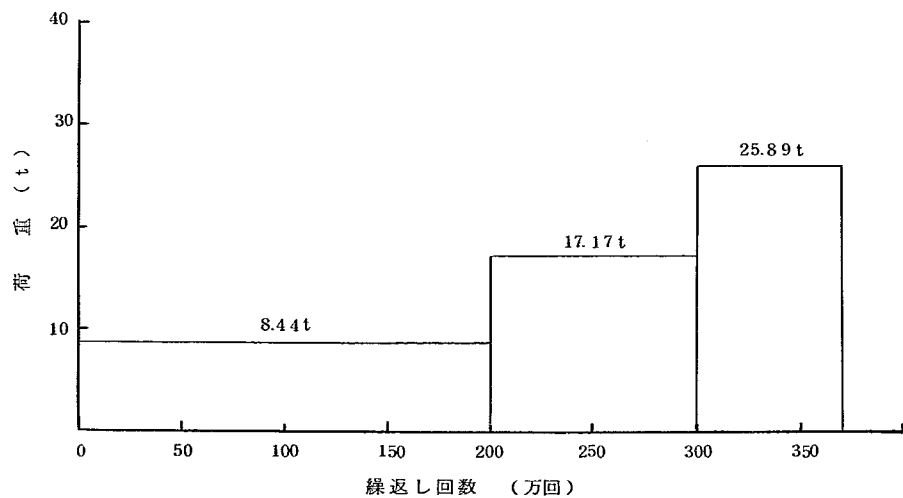
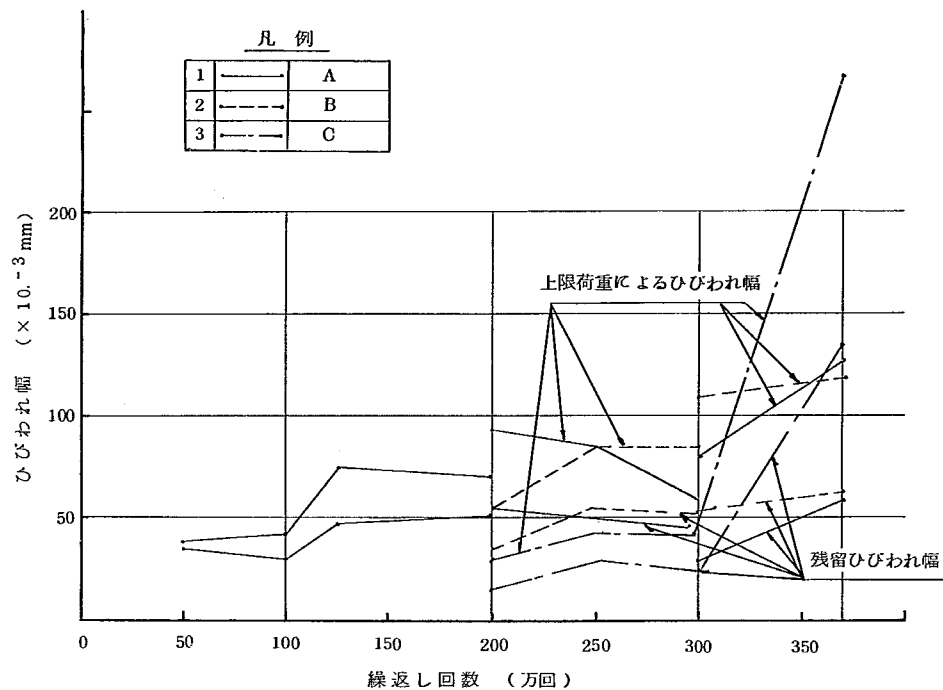


図 - 10 A 試験体 ひびわれ幅

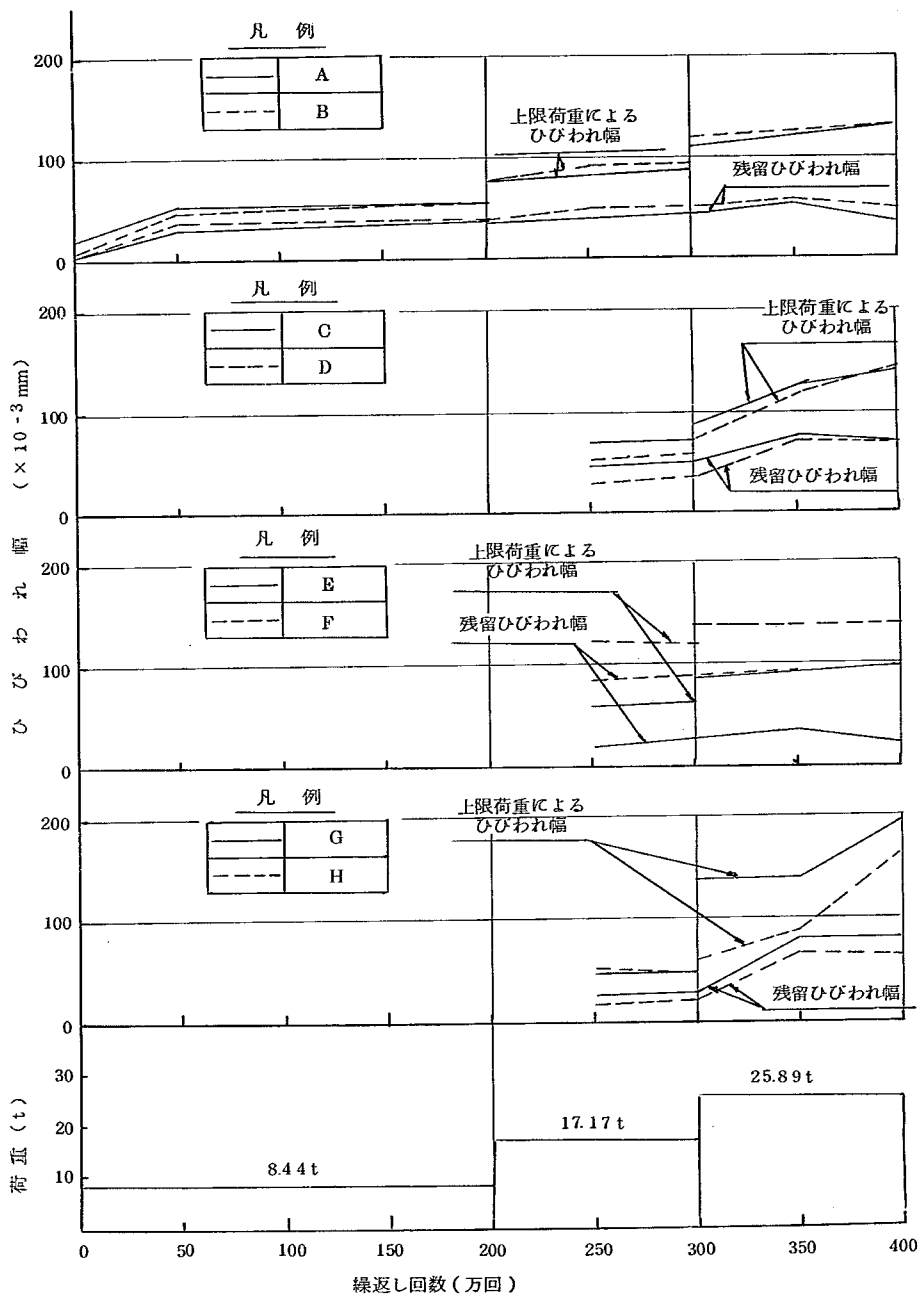


図 - 11 B 試験体 ひびわれ幅

図-8, 9においてひびわれに付した記号と図-10, 11の記号は対応させてある。

設計荷重相当の試験荷重 $P = 8.44 \text{ t}$ の静的載荷では, A, B 試験体とも片方の床版打ち継ぎ目にひびわれが発生し, その他の部分には, ひびわれは発生しなかった。

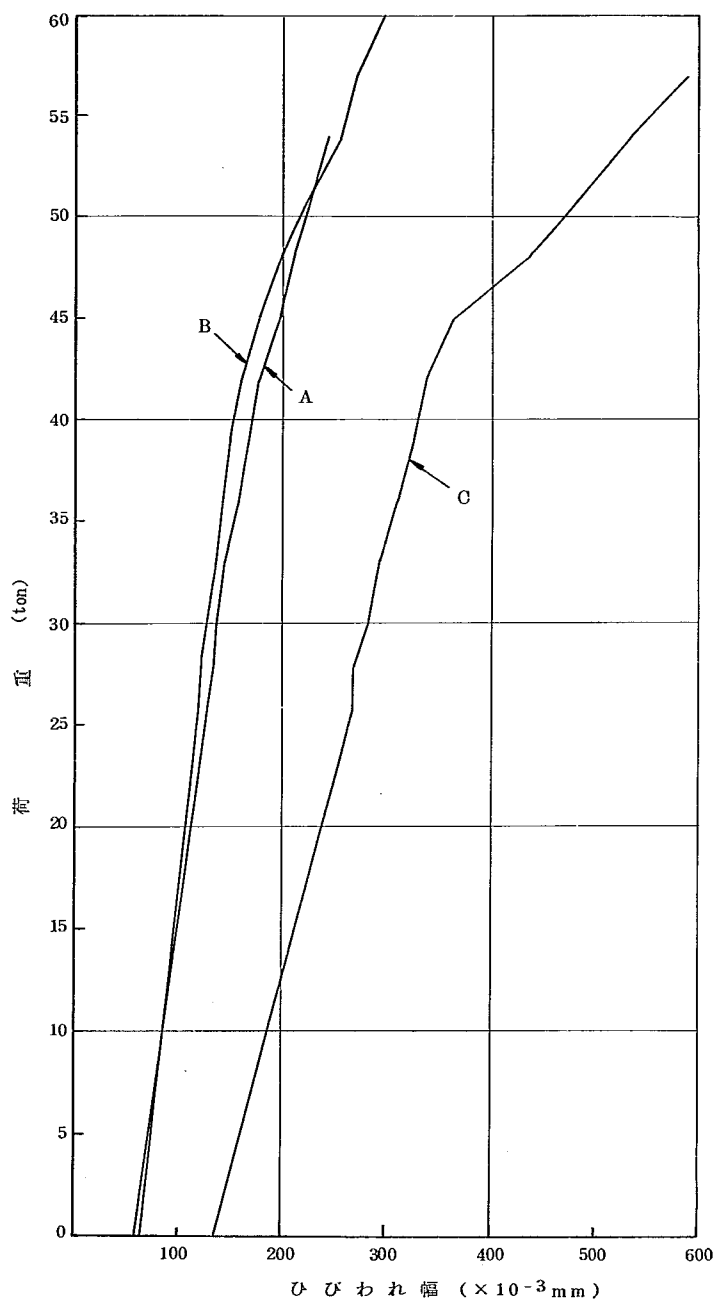
$P = 8.44 \text{ t}$ の上限荷重による繰返し載荷では静的載荷でひびわれの発生しなかった方の床版打ち継ぎ目に新たなひびわれが発生した。これらの床版打ち継ぎ目のひびわれの幅は, 200万回繰返し載荷後も 0.05 mm 程度であった。

床版打ち継ぎ目以外の位置に発生したひびわれは, コンクリートの収縮が原因と思われる。微細なもので, これらのひびわれはコンタクトゲージ (精度は $\frac{10}{1000} \text{ mm}$ 程度) の精度では測定不可能であった。

設計荷重の1.5倍相当の試験荷重 $P = 17.17 \text{ t}$ の静的載荷では, ひびわれの発生および伸長はほとんど認められなかった。しかし, $P = 17.17 \text{ t}$ の上限荷重による繰返し載荷では, 横けた側面付近 (A 試験体のひびわれ B, B 試験体のひびわれ C, D) および合成けたの床版 (B 試験体のひびわれ E, F) に新たなひびわれが発生した。しかし, そのひびわれ幅は上限荷重時で 0.1 mm 程度である。

設計荷重の2.0倍相当の試験荷重 $P = 25.89 \text{ t}$ の静的載荷では, ひびわれの伸長および発生はわずかであったが, 繰返し載荷では, かなり新たなひびわれが発生した。B 試験体ではプレキャストけたにもひびわれの発生が認められた。しかし, ひびわれ幅についてみると約400万回繰返し載荷後も, 上限荷重時で 0.2 mm 程度である。

約400万回繰返し載荷後の静的載荷によるひびわれ発生状況およびひびわれ幅は図-8.2, 9.2および図-12, 13に示す通りである。



図一 12 A試験体 ひびわれ幅(370万回繰返し載荷後)

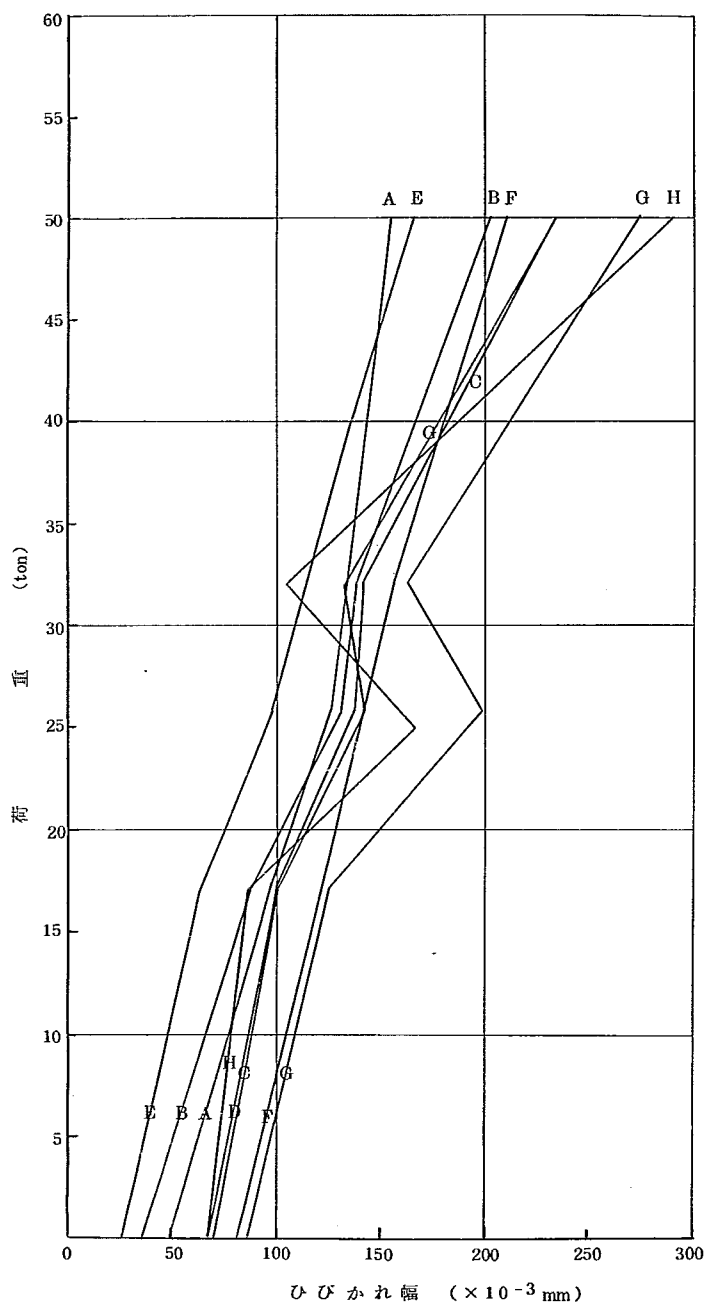


図 - 13 B試験体 ひびわれ幅(400万回繰返し載荷後)

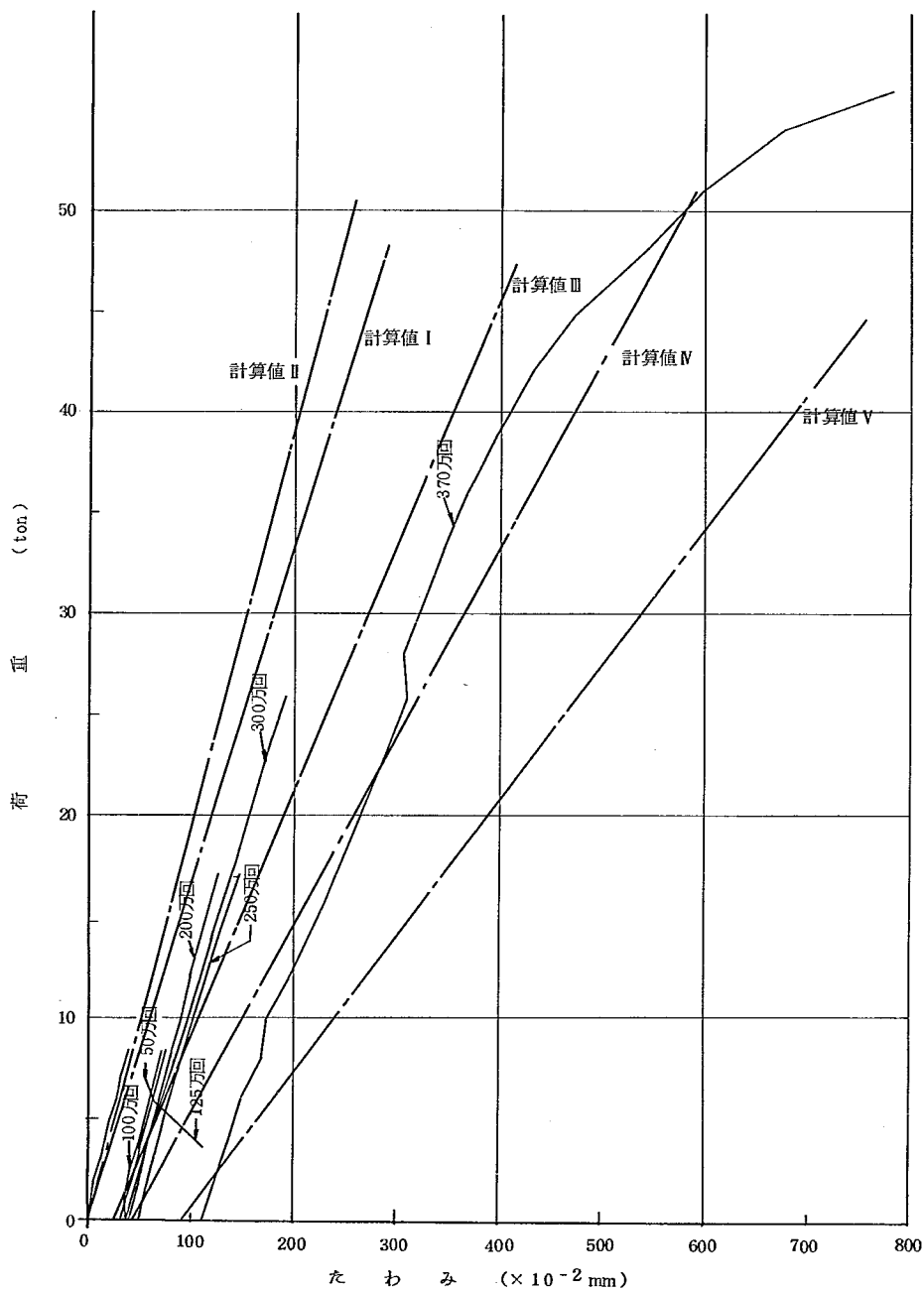
最終的に、ひびわれ幅が最も大きくなり破壊断面とみなされたのは横けた部のひびわれ（A試験体のCおよびB試験体のH）であった。

後述するように連結部の剛度を著しく低下させる連結横けた部のひびわれ発生荷重についてみると全断面有効、コンクリートの曲げ引張強度を 40 kg/cm^2 とした場合ひびわれ発生荷重は、約 50 t であるが、A試験体でははっきりした曲げひびわれが認められたのは 25.89 t で 100 万回延べ 370 万回繰返し载荷後であり、B試験体では延べ 400 万回の繰返し载荷後、静的に 40 t まで荷重を増大した時であった。

以上のことから、一般の橋梁が受けると考えられる程度の载荷状態では、このような連結構造において鉄筋の腐食によって有害なほどの大きさのひびわれ（ 0.2 mm を越えるひびわれと考える）の発生および連結部の曲げ剛度を著しく低下させる連結横けた部の曲げひびわれの発生等はないと考えられる。

4.2 た わ み

図-14, 15に支間中央におけるたわみを示す。



図一 14 A試験体 ひびわれ幅(支間中央)

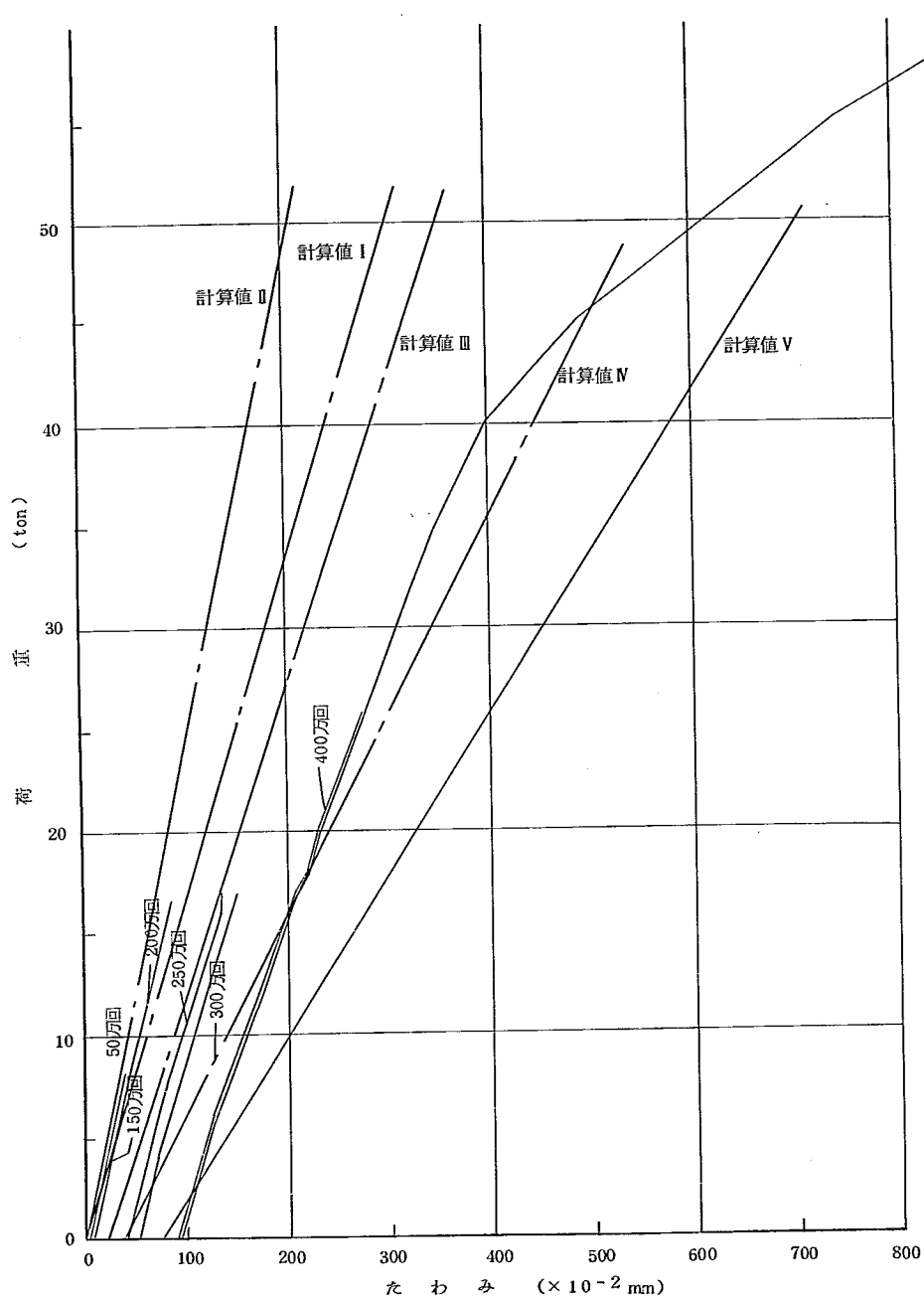


図 - 15 B 試験体 ひびわれ幅 (支間中央)

これらの図には、ひびわれ発生の進行に応じた計算値を示してある。計算に用いた仮定を図
— 16 を用いて説明する

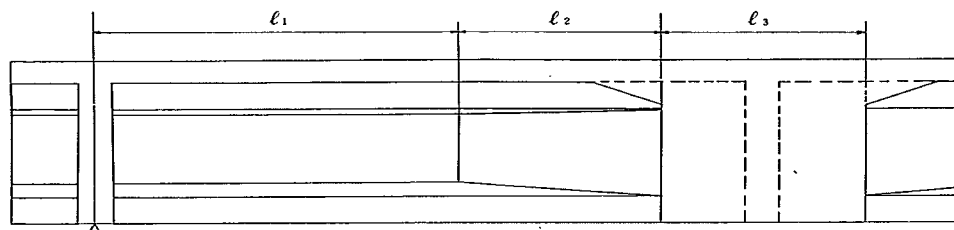


図 — 16

計算値Ⅰは、一般の計算で用いられている仮定で、全長にわたって区間 l_1 の断面を用い全断面有効とした場合、計算値Ⅱは、実際の断面を用いて全断面有効として求めた値であり、これらはひびわれ発生前の計算値にあたる。

次に、ひびわれが床版に発生した段階におけるたわみ量を計算値Ⅲとして示した。この計算値は、ひびわれは区間 l_2 の床版にのみ発生したものと仮定し、この区間においてはプレキャストけたは全断面有効であるが、床版についてはコンクリート断面を無視し、床版中の連結鉄筋のみが有効に働くとして求めた断面を用いて得られたものである。

計算値Ⅳは、床版にはひびわれは発生しないが、連結横げた部 l_3 にひびわれが発生したと仮定した場合の値である。この際、 l_3 の区間内のプレキャストけたにもひびわれが発生するものと仮定した。

計算値Ⅴは、区間 l_2 の床版および連結横げた部 l_3 にひびわれが発生したとした場合の計算値である。

たわみの測定は試験体を設置し死荷重によるたわみが生じた後に開始した。したがって測定値には、ひびわれの発生していない状態における死荷重によるたわみは含まれていないので計算値Ⅰ、Ⅱは、死荷重によるたわみの補正は行なっていない。しかし、ひびわれ発生を考慮した計算値Ⅲ、Ⅳ、Ⅴではひびわれ発生によって剛性が低下したために増大した死荷重によるたわみ分だけ 0 点を移動した。

ひびわれが発生すれば剛度が低下するのは当然であるが、この試験体の場合の断面二次モーメントについてみると床版にひびわれが発生すると、発生前に比べ約 $\frac{1}{2}$ に減り、また連結横げた部についてはひびわれ発生前は合成けた部の約 3 倍あるものが、ひびわれが発生すると、合成けた部の約 $\frac{1}{3}$ 程度に減少する。すなわち、横けた部にひびわれが発生すると、その連続性は一般の計算で用いられている全長にわたって同一断面と仮定した場合に比べ著しく低下する。

以上の計算において、コンクリートのヤング係数には表—5～7に示した実測値を用いた。

図—14、15を見ると、初期の静的載荷では、全断面有効と仮定した計算値Ⅱとかなり

よく一致しているが、繰返し載荷によって同じ大きさの荷重を載荷してもそのときのたわみは大きくなることを示している。A試験体ではこの傾向が特に顕著で、200万回繰返し載荷後は床版にひびわれが発生したとした場合の計算値Ⅲに近いたわみ量を示している。しかし、B試験体ではそのたわみ量の増大はわずかで、一般の設計で用いられている。仮定に基づいて計算した計算値Ⅰ程度の値しか示していない。

この試験では主けた作用を想定した力しか加えていないが、実際には床版の部分は自動車の輪荷重を受ける。すなわち主けた作用のほかに床版の作用も加わるので、引張を受ける支点付近の床版にはひびわれが入ると考えられる。したがって、設計荷重相当の繰返し載荷によっても、A試験体程度の剛度の低下は生じるものとするのが妥当と考えられる。

設計荷重の1.5倍相当の試験荷重17.17tで100万回繰返し載荷後は、設計荷重相当の荷重時におけるたわみ量は全断面有効とした場合の計算値Ⅰ、Ⅱの約2倍となり、床版にひびわれが発生したとした場合の計算値Ⅲと同程度の値を示している。このことは、連結横けた部にははっきりした曲げひびわれは発生していないが床版にひびわれの発生している実際のひびわれ発生状況ともよく符合する。(図-8.1、図-9.1参照)

また、設計荷重の2.0倍相当の試験荷重25.89tの繰返し載荷では、さらにたわみの増大がみられるがこの程度の荷重の繰返しに対しても、上限荷重時におけるたわみは、計算値Ⅳ、Ⅴを下まわっている。

たわみの測定結果からこのような連結構造を用いた支点上をプレストレスしないポストテンションPC連結合成けたを設計する際に断面力の計算において連結部の剛性をどの程度に考えるべきかについて検討を加えてみる。

A試験体において、設計荷重相当の試験荷重の繰返しに対して全断面有効と考えた場合の計算値以上のたわみを示したことから、設計荷重の1.5倍相当の試験荷重の繰返し後の設計荷重相当の試験荷重主に対してA、B試験体とも全断面有効とした場合の計算値の約2倍のたわみが生じていること等から、連結部の剛性は合成けた部より小さく評価しなくてはならないと考えられる。

断面力や変形の計算にあたって連結部の剛性をどの程度にとれば良いかということは難しい問題であるが、ある程度余裕を見込むということと、計算の便宜上からは、計算値Ⅳの計算において用いた仮定、すなわち、横けた部の剛性としてはこの部分にひびわれが発生したとした場合の値をとればよいのではないかと考えられる。

4.3 鉄筋およびコンクリートのひずみ

図-17、18は、それぞれ試験体A、Bの連結鉄筋のひずみを示している。

これらの図には、全断面有効と仮定した場合、および、ひびわれが発生したとした場合の計算値が示されている。

ひびわれが発生したとした場合の計算値としては、実際の設計で用いる仮定、すなわち連

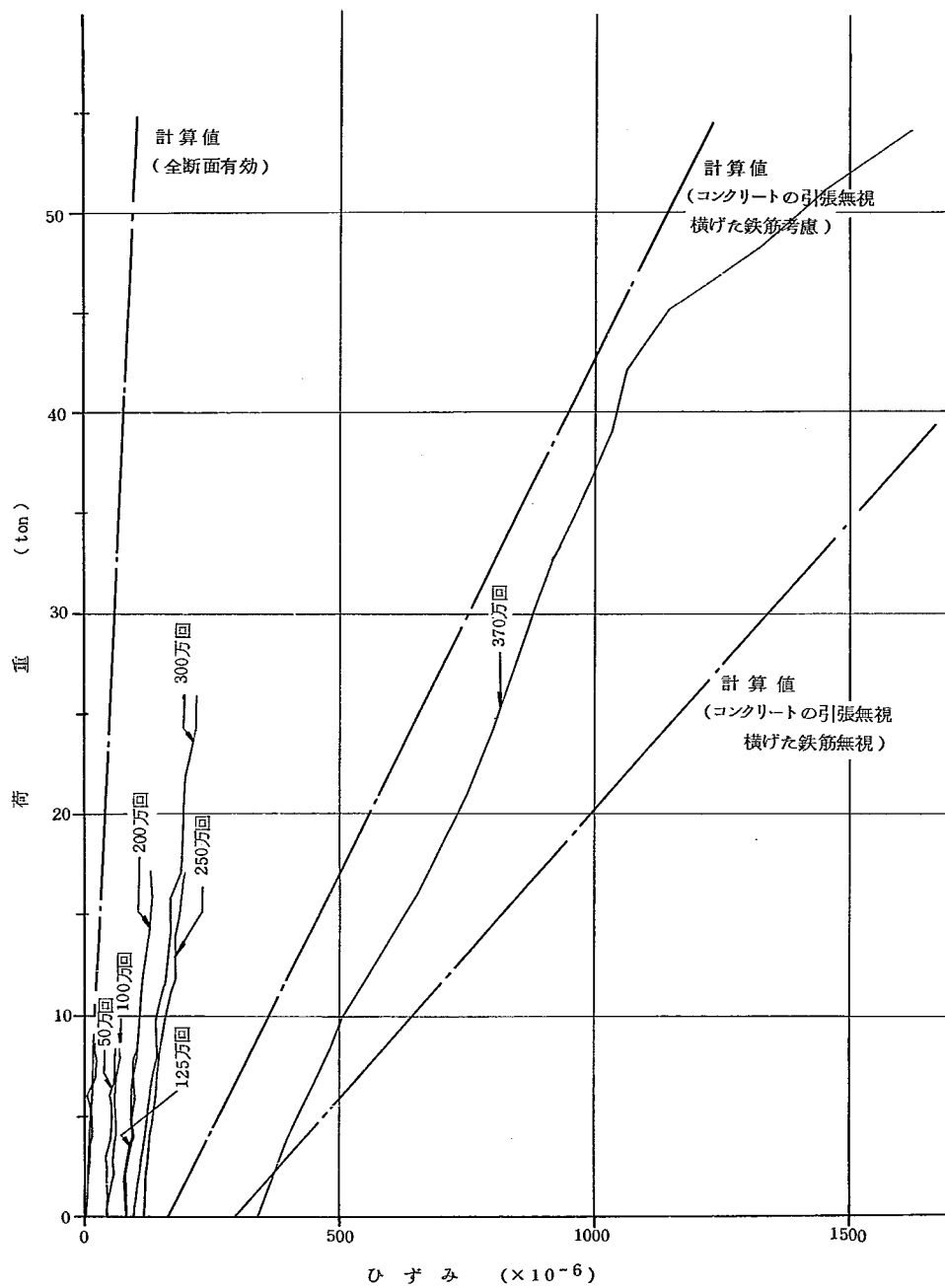


図-17 A試験体 鉄筋ひずみ

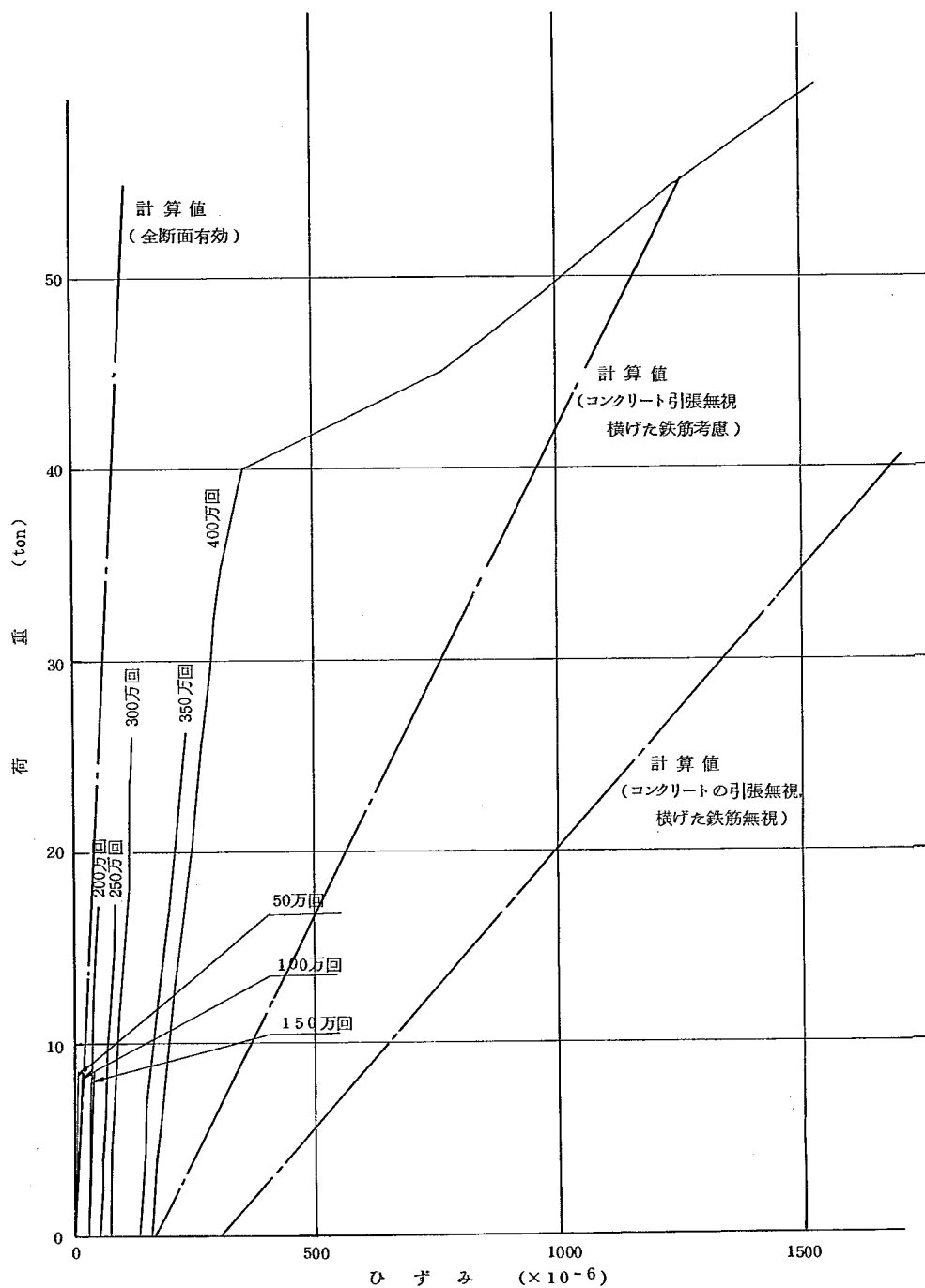


図-18 B試験体 鉄筋ひずみ

結鉄筋のみ考慮した場合と、横けたに配置した橋軸方向の鉄筋も考慮した場合とを示した。

ひびわれ発生後の計算値については、たわみの場合と同様に、死荷重によるひずみを補正するために、0点を移動した。これらの図から、当然のことながら、鉄筋ひずみの変化は、横けた部のひびわれ発生状況とかなりよく符号しており、設計荷重の1.5倍相当の荷重で繰り返し載荷後でも横けた部にはっきり曲げひびわれの発生がないために、その応力度は、非常に小さいことがわかる。また、横けたに配置した用心鉄筋程度の軸方向鉄筋でも、連結鉄筋の応力度をかなり低下させることがわかる。

図-19には、B試験体の支間中央の圧縮縁のコンクリートひずみを示す。

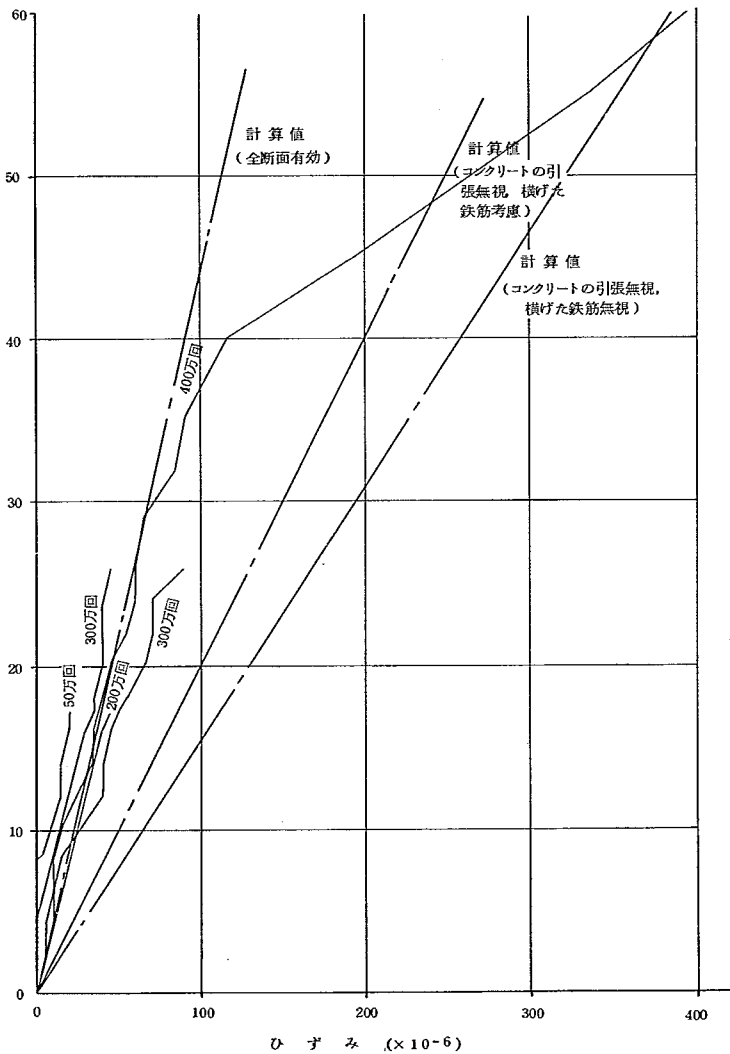


図-19 B試験体 コンクリートひずみ

これまでの測定値は、初期の0点を基準に整理してきたが、コンクリートひずみについては、温度、湿度等が原因と思われるドリフトがあったので、測定ごとに0点を調整してまとめた。したがって、この測定値には、残留変形および死荷重によるひずみは入っていない。この図には、鉄筋ひずみと同様の仮定による計算値を示した。

4.4 破壊状況

A試験体は延べ370万回、B試験体は延べ400万回の繰返し載荷によって破壊しなかったもので、静的に荷重を増大して破壊性状を調べた。

その結果、A、B試験体とも60tの一定荷重で、たわみの増大がとまらなくなったので、この時点で一部の鉄筋が降伏しはじめたものと考え、この荷重を破壊荷重とした。しかし、さらに荷重を増大させたところ、75tまで載荷可能であった。

A、B試験体の最終的なひびわれ発生状況は、図-8.2、9.2に示した通りであり、最終的な破壊断面は、A試験体では、ひびわれU、B試験体では、ひびわれHであった。

床版とプレキャストけたのずれは、破壊時まで全く認められなかった。

60tという破壊強度は、破壊強度計算式

$$M_u = A_s \sigma_{sy} \left(d - \frac{x}{2} \right), \quad x = \frac{A_s \sigma_{sy}}{b \sigma_c}$$

で計算したものの1.39倍である。(ここで $A_s = 27.8 \text{ cm}^2$, $\sigma_{sy} = 3,500 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_c = 300 \text{ kg/cm}^2$, 有効高さ $d = 93 \text{ cm}$, 幅 $b = 160 \text{ cm}$ とした。)

計算値に比べ実測値がかなり大きいのは、横けたに配置した橋軸方向の鉄筋がかなり効いているためと考えられる。(横けたに配置した鉄筋が全部有効とした場合の破壊強度は75t程度である。)

5. 結 論

今回、新しく考えられた支点上をプレストレスしないポストテンションPC連続合成けた橋の連結構造について、2体の約 $\frac{1}{2}$ 縮尺試験体によって、疲労強度試験を行なった結果、以下のようことが確かめられた。

- 1) この連結構造は連続けたとしての十分な強度、および、ひびわれ性状を示すことが確かめられた。

すなわち設計荷重相当の試験荷重で200万回、設計荷重の1.5倍相当の試験荷重で100万回、さらに設計荷重の2.0倍相当の試験荷重で70万回～100万回繰り返し載荷を行ったが破壊せず、そのたわみ量は、連結部を鉄筋コンクリートと仮定した場合の計算値に比べ十分小さく、また発生したひびわれも、鉄筋の腐食にとって、有害と考えられている0.2mm以下の幅であった。また、床版とブレキャストけたのずれも認められなかった。

したがって、このような連結構造を用いれば普通の連続構造の橋と同様の走行性が期待できるものと考えられる。

- 2) この連結構造を用いた連続橋のけたを一般の連続けたの設計において用いられている全長にわたって剛性が一定であるという仮定を用いて設計するのは無理と思われる。

すなわち、設計荷重相当の試験荷重での繰り返し載荷によって、全長にわたって剛性が一定であると仮定して求めたたわみの計算値より大きなたわみが測定された。

しかし、連結部を鉄筋コンクリートと仮定した場合の計算値に比べれば十分小さなたわみしか示していないので少なくとも連結部の剛性を鉄筋コンクリートと仮定した場合以上にとって良いことは確かめられた。

あ と が き

今回の実験は、連結部の強度および連続性のみ注目したものであり、実際にこのような連結構造を用いてP C合成けた橋を設計する場合は、負の曲げモーメントの作用する支点付近の床版とプレキャストけたの合成効果および床版は自動車輪荷重をも合わせて受けるものであること等について十分検討を要するものと考えられる。

本実験は日本道路公団福岡支社からの委託にもとづいて行なったものであり、この試験の計画実施にあたっては、日本道路公団および高速道路調査会の方々に多大な御協力をいただいた。

参 考 文 献

- 1) PCA, Research and Development Laboratories, "Precast-Prestressed Concrete Bridges", 1960.
(高速道路調査会訳「P C合成けたの実験と理論解析」)
- 2) 鈴木貫太郎ほか3名, "連続P C活荷重合成桁模型実験", プレストコンクリート Vol. 14, No.2 , 1972
- 3) 大浜文彦, 小林和夫, "プレキャストコンクリート連続合成ばりの力学的挙動に関する研究," 土木学会論文報告集第206号 1972年10月

ポストテンションPC合成けた橋連結部強度試験 土研資料第792号
昭48.1(1973)

国広哲男・朝倉 肇
小笠原 保

キーワード
ポストテンションPC合成けた橋, 連結構造

要 旨 ポストテンションPC合成けた橋を用いた高架橋において伸縮継
手部の走行性を良くするためにプレキャストけたを単純けたとして架設した
のちに床版中の鉄筋で連結する構造が考えられた。本報告書は, このような
PCけたの連結構造に関する強度試験について述べたものである。



郵便はがき

十円切手を
はって下さ

2 8 0 - □ □

千葉県千葉市穴川
四丁目十二番五二号
建設省土木研究所
橋梁研究室 御中

No. 6

No. 6

配布先氏名

配布先住所



土木研究資料第792号

部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印