

港湾技研資料

TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 397 Sept. 1981

両振り繰返し荷重を受けるPCはりの力学的性質および接合部の影響

森 好 生
大 即 信 明
下 沢 治

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨

1. まえがき	3
2. 供試体の製作	4
2.1 供試体の種類	4
2.2 配筋および使用材料	4
2.3 コンクリートの打設および接合	5
2.4 プレストレッシング	7
3. 試験方法	8
3.1 載荷方法	8
3.2 測定方法	9
4. 試験結果	10
4.1 はりの破壊荷重, じん性率, 破壊時曲率	10
4.2 鋼材およびコンクリートのひずみ	12
4.3 はりのたわみ, ひびわれ	18
5. 考 察	35
5.1 PCはりの力学的性質に及ぼす両振り繰り返し荷重等の載荷パターンおよび接合部の影響	35
5.2 PC部材の設計法	36
6. まとめ	37
7. あとがき	37
参考文献	37
付 録	38

**The Influences of Reversal Repeated Loading and the Joints
on the Mechanical Characteristics of the Prestressed Concrete Beams**

Yoshio MORI*
Nobuaki OHTSUKI**
Osamu SHIMOZAWA***

Synopsis:

There will be increasing needs of port and harbour structures of new types and prestressed concrete members will be used as well as reinforced concrete and steel members for them. However, by the present time, use of the prestressed concrete for port and harbour structures is rather limited, and the design and construction methods have not been established. On the other hand, prestressed concrete members have been largely used for the structures like bridges, and the design and construction methods have been almost established for them. However, there are some difficulties to apply these methods directly to port and harbour structures. In this study, the authors performed the repeated flexural loading tests including the reversal flexural loading tests as well as static flexural loading tests on the prestressed concrete beams. In the tests, 45 prestressed concrete beams which with/without the joint were tested with different loading histories.

Taking the tests' results into account, the authors made a consideration on the limit state design of prestressed concrete members to be used for port and harbour structures. Main findings from the study are as follows:

(1) On the ultimate flexural strength:

Measured and calculated strengths of the beams were compared. The calculation was made according to the standard of JSCE on prestressed concrete beams. For the beams without the joints, both strengths were almost consisted each other. For the beams with the joints, however, the measured strengths were rather smaller than the calculated ones, so the calculated ones should be considered.

(2) On the crack widths:

The residual cracks were observed. So this fact should be taken into the design, especially, in the case of beams with the joints.

(3) For the fatigue characteristics:

When the strain of the embedded steels is kept less than 800μ , the crack and strain characteristics are considered to be satisfactory.

* Chief of the Materials Laboratory, Structures Division.

** Senior Research Engineer, Structures Division.

*** Member of the Materials Laboratory, Structures Division.

両振り繰返し荷重を受ける PC はりの力学的性質

および接合部の影響

森 好生*
大即 信明**
下沢 治***

要 旨

これからの港湾整備にあつては、施設の多目的利用、沖合大水深域の利用などを図るため、複雑な形状の構造物や大型の構造物が建設される機会が多くなる。これら港湾建設物の構造材料としては、鉄筋コンクリートや鋼材とともに PC (プレストレストコンクリート) が多く用いられるものと考えられる。

PC は、橋梁などの構造材料として多くの建設実績があり、PC 部材の設計法は一応確立している。しかしながら、この設計法を港湾構造物に適用するにはさらに若干の検討を加える必要がある。

この研究は、PC はりの力学的性質 (曲げ) に及ぼす両振り繰返し荷重および接合部の影響等に関する実験を行い、これらについてとりまとめるとともに、港湾構造物に用いる PC 部材の限界状態設計法による設計について検討しようとするものである。

種々の荷重パターンを受ける 45 本の PC はりの曲げ試験を行い、考察を加え、次の結論がえられた。

- (1) 断面耐力については、単一部材の場合、PC 標準示方書に準じた計算によって荷重パターンにかかわらず断面耐力を安全側に算定できる。しかし、接合部を有するはりの耐力はやや小さく、計算値を低減する必要がある。
- (2) ひびわれについては、PC と言えども残留ひびわれがあり、設計上考慮する必要も生じる。接合部のひびわれ幅は、ばらつきが大きく、接合部にはひびわれを生じさせないことが望しい。
- (3) 疲労については、繰返し荷重による鋼材ひずみがおよそ 800μ 以下であれば、片振り、両振りともに、ほぼ安定したひびわれ幅、ひずみ性状を示す。

1. まえがき

これからの港湾整備にあつては、港内静穏度の向上、環境の保全改善、施設の多目的利用、沖合大水深域の利用などを図るため、複雑な形状の構造物や大型の構造物が建設される機会が多くなる。これら港湾構造物の構造材料としては、その形状寸法や施工法などからみて、鉄筋コンクリートや鋼材とともに PC (プレストレストコン

クリート) が多く用いられるものと考えられる。

PC は橋梁などの構造材料として数多くの建設実績があり、したがって PC の使用に際して多くの調査研究が実施されている。その結果、PC 部材の力学的性質はかなり明らかになり、PC 部材の設計施工法は一応確立している。¹⁾しかしながら、PC 部材の設計法は、近いうちに許容応力度設計法から限界状態設計法へ移行するものと考えられ、終局、使用、疲労などの限界状態の検討に用いる材料特性の把握が新たに必要となっている。また、

* 構造部材料施工研究室長
** 構造部主任研究官
*** 構造部材料施工研究室

港湾構造物に働く荷重作用と橋梁などに働く荷重作用の性質が異なるため、これに関する材料特性の把握が新たに必要となっている。港湾構造物に働く荷重作用は、土圧、水圧、波圧などであり、これらの合力は正負の交番荷重として繰り返し作用するもの、すなわち両振り繰り返し荷重である。これに対し、道路橋や鉄道橋の上部工に働く荷重作用は、自重、車両荷重（列車荷重）などであり、これらの合力は片振り繰り返し荷重である。さらに、港湾構造物にPCを用いる場合にはプレハブ施工が不可欠に近く、接合部に関する材料特性の把握が必要となっている。

この研究は、PCはりの力学的性質に及ぼす両振り繰り返し荷重および接合部の影響等に関する実験を行い、これらについてとりまとめるとともに、港湾構造物に用いるPC部材の限界状態設計法による設計について検討しようとするものである。なお、この実験は、限られた条件下でできるだけ多くのケース数を検討するために、1ケースにつき1供試体という実験であるため、実験値のばらつきについては十分検討できなかった点に留意する必要がある。

2. 供試体の製作

2.1 供試体の種類

供試体は、高さ31cm、幅20cm、長さ400cmの矩形断面のPCはりである。供試体の種類および本数は、表一

2.1に示すように10種類45本である。供試体A、B、Cのグループは、それぞれ有効プレストレスの目標値が52.1、44.5、23.9 kgf/cm²の付着のあるPCはりである。供試体Dのグループは有効プレストレスの目標値が44.5 kgf/cm²の付着のない（アンボンド）PCはりである。また、すべてのグループに接合部のないもの（単一部材）および後打ちコンクリート接合が含まれ、AおよびBのグループにそれぞれエポキシ樹脂接合および溶接接合が含まれている。

2.2 配筋および使用材料

供試体の配筋状況を図一2.1に示す。図中2重丸はP PC鋼棒およびシースを示す。供試体AにはPC鋼棒SBPR 95/110（丸棒B種1号）φ13および異形鉄筋SD35（熱間圧延異形棒鋼3種）D13を用いた。供試体BおよびDにはPC鋼棒SBPR 80/95（丸棒A種1号）φ13および異形鉄筋SD35 D13を用いた。供試体CにはPC鋼棒SBPR 80/95 φ13および異形鉄筋SD35 D16を用いた。いずれの供試体ともスターラップには異形鉄筋SD35 D13を用いた。なお、スターラップは、供試体がせん断破壊しないように多めに配筋した。鋼材の試験成績を表一2.2表一2.3に示す。

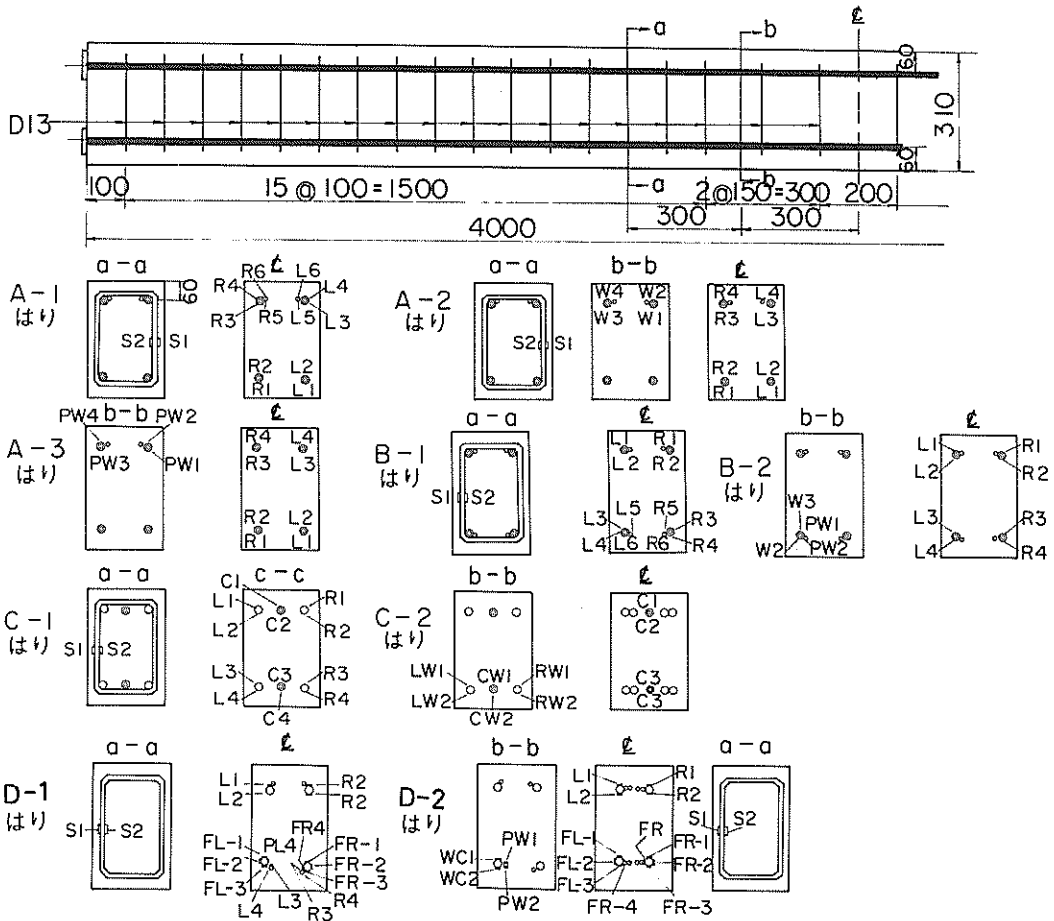
供試体製作に使用したコンクリート材料は、早強ポルトランドセメント、水道水、川砂および川砂利（砕石を含む、神奈川県酒匂川産）、減水剤（マイティ150）およびAB剤（ビソール）である。セメントおよび骨材の試

表一2.1 供試体の種類および本数

供試体の種類	付着の有無	プレストレス [*] シング度係数	有効プレストレス目標値	接合の有無または接合方法	載荷手順別の供試体数 ^{**}			
					a	b	c	d
A-1	あり	1.00	52.1 kg/cm ²	なし	1	1	1	2
A-2	〃	〃	〃	後打ちコンクリート接合	1	1	1	1
A-3	〃	〃	〃	エポキシ樹脂接合	1	1	1	1
B-1	〃	0.705	44.5	なし	1	1	1	3
B-2	〃	〃	〃	後打ちコンクリート接合	1	1	1	1
B-3	〃	〃	〃	溶接接合	1	1	1	1
C-1	〃	0.545	23.9	なし	1	1	1	2
C-2	〃	〃	〃	後打ちコンクリート接合	1	1	1	1
D-1	なし	0.705	44.5	なし	1	1	1	1
D-2	〃	〃	〃	後打ちコンクリート接合	2	1	1	1

* $A_{pfp} / (A_{pfp} + A_{sfy})$

** aは両振り（正負）繰り返し荷重、bは負の過大荷重、cは片振り繰り返し荷重、dは初載荷相当のものである。



注：図中L1, L2などの記号はゲージを示す

使用鋼材 A はり PC 鋼棒 SBPR 95/110 φ 13 鉄筋 SD 35 D 13

B はり PC 鋼棒 SBPR 80/95 φ 13 同上

C はり 同上 鉄筋 SD 35 D 16

図-2.1(a) 供試体配筋図

験成績を表-2.4, 表-2.5 に示す。コンクリートの配合条件は、配合強度 400 kgf/cm², 粗骨材最大寸法 20 mm, スランプ 5 ± 1 cm, 空気量 4 ± 1 % である。コンクリートの示方配合を表-2.6 に示す。管理供試体の材令 7 日および 13 週（はり供試体の試験時前後）における圧縮強度、曲げ強度、ヤング率などの試験結果を表-2.7 に示す。

2.3 コンクリートの打設および接合

コンクリートは、工場（㈱ PS コンクリート鴨宮工場）

内のバッチャープラントにおいて練りませ、フォークリフトによって運搬し打設した。一本の供試体のコンクリートは同一バッチのものとした。コンクリートのスランプおよび空気量は打設の直前に試験し、配合条件を満足していることを確認した。コンクリートの締め固めは棒状パイプレーターにより行った。翌日脱型し、プレストレッシング時（約 6 日目）まで濡れむしる養生とし、プレストレッシング後は室内養生とした。

後打ちコンクリート接合の製作方法は次のとおりである。①中央の長さ 70 cm の接合部を残し、コンクリート

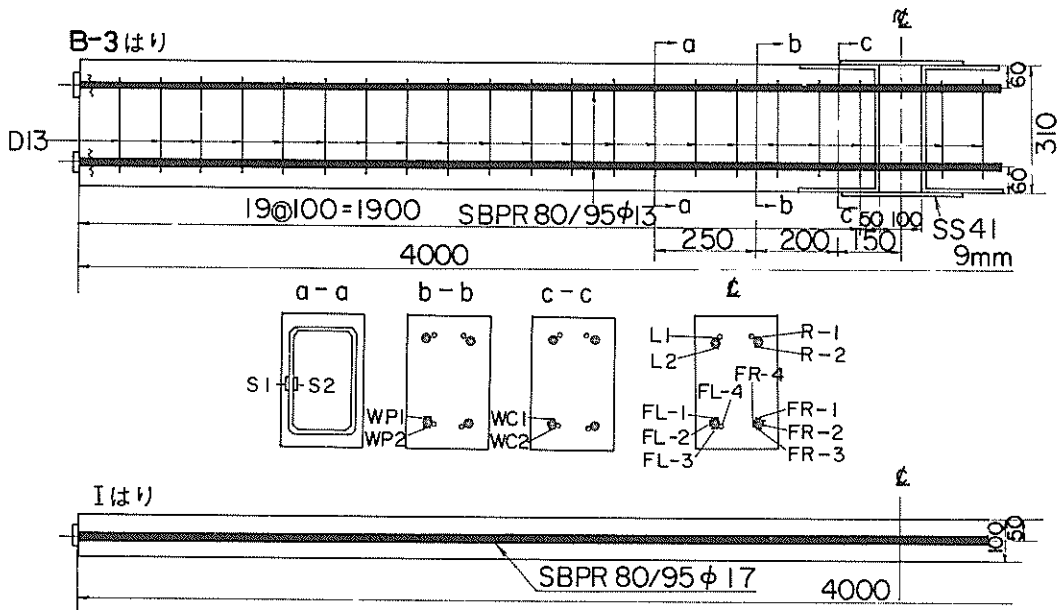


図 2.1(b) 供試体配筋図

を打設する。②型枠をはずし、接合面のレタンス等をワイヤブラシで取り除き、アセトンで洗浄する。③接合面にエポキシ樹脂（シーカデュア 31）を塗布する（厚さ 1～2mm）。④型枠を再設置し、後打ちコンクリートを打設する。⑤その 6 日後にプレストレスを導入する。

表 2.2 PC 鋼棒試験成績表

供試体の種類	PC 鋼材の種類	0.2% 耐力 kg/mm ²	引張強さ kg/mm ²	伸び %
A	SBPR 95/110 φ 13	107.1	115.3	14.0
B (1,2), C	SBPR 80/95 φ 13	99.5	102.5	14.2
B (3)	SBPR 80/95 φ 13	98.5	112.5	13.5

鉄筋の重ね継手長さは土木学会コンクリート標準示方書に基づいて決定した。

エポキシ樹脂接合の製作方法は、次の点を除き後打ちコンクリート接合とほぼ同様である。コンクリート打設の 6 日後に接合面の表面処理を行い、エポキシ樹脂（シーカデュア）を塗布し、接合面を突き合わせすぐにプレストレスを導入する。なお、接合部の幅は 1～2mm であ

表 2.3 鉄筋試験成績表

供試体の種類	鉄筋の種類	降伏点 kg/mm ²	引張強さ kg/mm ²	伸び %
A, B(1,2)	SD35D13	40.6	58.8	24.0
C	SD35D16	41.0	58.9	23.4
B(3), D	SD35D13	40.3	57.2	25.0

表 2.4 セメント試験成績表

供試体の種類	比重	比表面積 (cm ² /g)	凝 結			安定性	フロー値	曲げ強さ (kg/cm ²)			圧縮強さ (kg/cm ²)		
			水量 (%)	始 発 (時-分)	終 結 (時-分)			3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日
A, B (1,2), C	3.14	4390	28.7	2-46	4-13	良	24.3	54	65	77	271	372	471
B (3), D	3.14	4390	28.8	2-43	4-15	良	24.5	52	66	76	262	364	466

表一 2.5 骨材試験成績表

細骨材

供試体の種類	比重	単位容積重量 (kg/m ³)	空隙率 (%)	フルイを通過するものの重要百分率 (%)						粗粒率
				5 mm	2.5mm	1.2mm	0.6mm	0.3mm	0.15mm	
A, B (1,2), C	2.63	1650	37.7	100	84	63	37	18	4	2.94
B (3), D	2.63	1660	36.9	100	87	65	37	16	3	2.92

粗骨材

供試体の種類	比重	単位容積重量 (kg/m ³)	空隙率 (%)	フルイを通過するものの重要百分率 (%)						粗粒率
				25 mm	20 mm	15mm	10mm	5 mm	2.5mm	
A, B (1,2), C	2.75	1688	36.8	100	93	66	25	3	0	6.79
B (3), D	2.75	1695	38.6	100	95	63	40	7	6	6.62

表一 2.6 コンクリート示方配合

供試体の種類	粗骨材最大寸法 (mm)	スランブの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	単位水量 W (kg/m ³)	単位セメント量 C (kg/m ³)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/A (%)	単位細骨材量 S (kg/m ³)	単位粗骨材量 G (kg/m ³)	混和剤 (kg/m ³)	
										マイティ150	ピンゾール
A, B, C, D	20	5 ± 1	4 ± 1	154	380	40.5	40.9	757	1093	3.04	0.228

表一 2.7 コンクリート試験結果

供試体の種類	圧縮強度 (kgf/cm ²)		曲げ強度 (kgf/cm ²) 試験時	ヤング率 (×10 ⁶ kgf/cm ²) 試験時	ポアソン比 試験時
	7 日	試験時			
A, B (1,2), C	410	464	50.3	31.2 (26.2)	0.187
B (3), D	383	449	41.2	29.9 (24.5)	0.175
計算に用いた数値	—	450	50.0	30.0	—

る。

溶接接合は、図一 2.1 に示すように接合面に厚さ 9 mm の鋼板 (SS 41) を取りつけ、これを溶接接合することによって、はりを一括化するものである。溶接後、PC 鋼棒を貫通させ、鋼板の間にコンクリートを充てんし、6 日後にプレストレスを導入する。なお、コンクリートと接する鋼材にはコンクリート打設直前にエポキシ樹脂 (シーカデュア) を塗布した。

2.4 プレストレスニング

土木学会のプレストレストコンクリート標準示方書に準じて、プレストレスを導入した。初期緊張力は、プレ

ストレス直後の PC 鋼材応力度が許容引張応力度となる値とした。これにより SBPR 80 / 95 φ 13 および SBPR 95 / 110 φ 13 の緊張力は、それぞれ 8.8、10.2 × 10³ kgf となった。

有効プレストレスの計算値を表一 2.8 に示す。この場合、プレストレス減少率をコンクリートの弾性縮みによる PC 鋼材緊張力の減少率 ($E_c = 3.0 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$, $E_p = 2.0 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ と仮定)、PC 鋼材のレラクセーションによる減少率 ($\Delta\gamma = 0.030$ と仮定)、コンクリートのクリープによる減少率 ($\phi = 2.0$ と仮定) およびコンクリートの乾燥収縮による減少率 (乾燥収縮ひずみを 25×10^{-6} と仮定) の和として算定した。減少率の仮定を

表一 2.8 有効プレストレスの計算値

供試体の種類	初期緊張力 (tf)	減少率 (%)	有効プレストレス力 (tf)	有効プレストレス (kg/cm ²)	PC鋼材のひずみ ($\times 10^{-5}$)
A	40.9	21.5	32.1	54.6	302
B, D	35.3	22.0	27.5	44.5	259
C	17.6	15.9	14.8	22.8	280

表一 2.9 PC鋼材緊張力の減少率

はりの種類	材令2ヶ月の減少率	材令3ヶ月の減少率	材令9ヶ月の減少率	材令1年の減少率
D-1	8.5%	10.8%	14.5%	14.9%
D-2	9.7%	11.8%	15.6%	16.6%

(各々2本の平均値)

点検するため、供試体DについてPC鋼材の緊張力の減少率を測定した。その結果、表一 2.9に示すように、実際の減少率は仮定したものより小さかった。

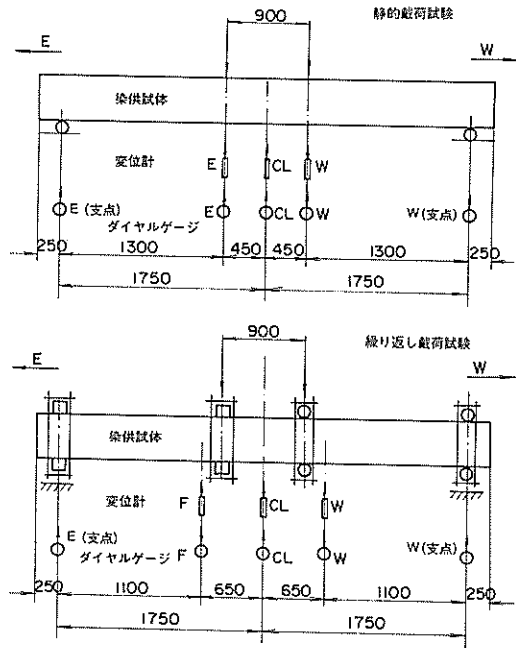
3. 試験方法

3.1 荷重方法

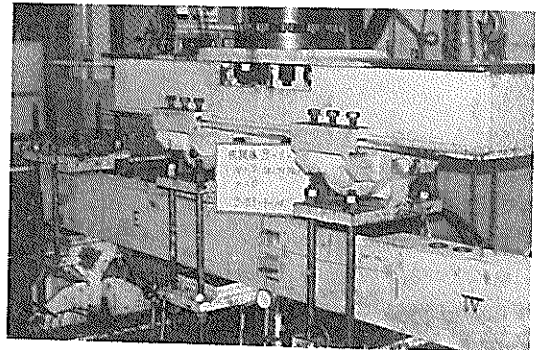
荷重は、図一 3.1および写真一 3.1に示すように、支点間隔を3.50mとし、載荷荷重をできるだけ小さくするため等曲げモーメント区間を試験に支承がない範囲で最小と考えられる0.90mとした単純支持二点載荷とした。載荷には、版構造載荷試験装置(静的100tf、丸東製作所製)および電気油圧式振動疲労試験機(動的50tf、静的75tf、島津製作所製)を用いた。なお、上記2種の試験機の支点支承条件などの若干の相違については、予備実験により無視しうることを確認した。

載荷パターンは図一 3.2に示すが、両振り繰り返し荷重(a)、負の過大荷重(b)、片振り繰り返し荷重(c)および初載荷相当のもの(d)の4種類である。載荷パターンaは、正と負の過大荷重までの載荷→除荷→両振り繰り返し荷重の100万個載荷→破壊荷重までの載荷である。載荷パターンbは、過大荷重までの載荷→除荷→はり供試体上下の入れかえ→過大荷重までの載荷→除荷→破壊荷重までの載荷である。載荷パターンcは、過大荷重までの載荷→片振り繰り返し荷重の100万回載荷→除荷→破壊荷重までの載荷である。載荷パターンdは、過大荷重までの載荷→除荷→破壊荷重までの載荷である。

なお、過大荷重の大きさは6tfとした。これは破壊荷重

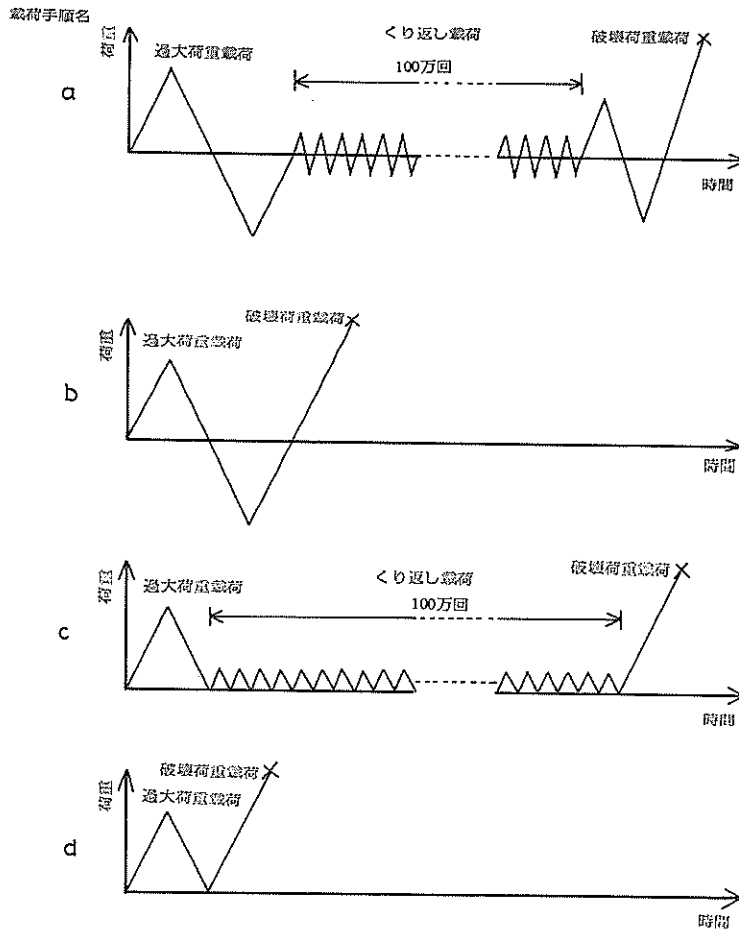


図一 3.1 載荷状況およびダイヤルゲージ等の配置



写真一 3.1 PCはり載荷状況

の約0.6倍である。これによりどの供試体にも曲げ引張りひびわれが発生した。また、繰り返し荷重の大きさは



図一3.2 PCはり載荷パターン

表一3.1のように0～4.2tf, -4.2～4.2tf, 0～5.2tf, -5.2～5.2tfなどとした。これは破壊荷重(計算値)の0.4倍強である。繰り返し荷重の波形は正弦波とし、周波数は原則として2 Hzとした。

おのおのの載荷手順の意味は次のようである。載荷手順aは、両振り繰り返し荷重を受ける部材であって相当年数供用した後に破壊耐力を超える事後的な荷重が作用するものに対応する。載荷手順bは、両振り荷重を受ける部材が、供用開始直後に事後的な荷重を受ける場合に相当する。載荷手順cは、片振り繰り返しを受ける部材であって相当年数供用した後に事後的な荷重が作用するものに相当する。載荷手順dは、片振り荷重を受ける部材が、供用開始直後に事後的な荷重を受ける場合に相当する。

なお、過大荷重は、据え付け時、曳航時などにおける

大きな荷重を想定している。

3.2 測定方法

測定は、コンクリートおよび鋼材のひずみ、はりのたわみ、はりのひびわれおよびはりの破壊荷重について実施した。ひずみおよびたわみは荷重変化0.2tfごとに測定し、ひびわれは荷重変化1.0tfごとに測定した。

鋼材ひずみは図一2.1に示すように、はりの中央および接合部のあるものでは接合部近傍で測定した。これにはゲージ長6mmのストレインゲージを用いた。ゲージには防水処理を施した。コンクリートひずみは図一3.3に示すようにはり上下面および側面で測定した。これにはゲージ長60mmのストレインゲージを用いた。たわみは図一3.1に示すようにはりの中央および中央から65cm離れた位置でダイヤルゲージ(働長5cm, 精度

表一 3.1 繰り返し載荷手順

供試体の記号	載荷手順			繰り返し載荷
	静的載荷		繰り返し途中の載荷	
	繰り返し前の載荷	繰り返し前の載荷		
	第1回載荷	第2回載荷		
A-1-a	0~±6.0	0~±5.0	0~±5.0	-4.2~4.2
A-1-c	0~6.0	0~5.0	0~4.2	0~4.2
A-2-a	0~±6.0	0~±5.0	0~±5.0	-4.2~4.2
A-2-c	0~6.0	0~5.0	0~4.2	0~4.2
A-3-a	0~±6.0	0~±5.0	0~±5.0	-4.2~4.2
A-3-c	0~6.0	0~5.0	0~4.2	0~4.2
B-1-a	0~±6.0	0~±5.2	0~±5.2	-5.2~5.2
B-1-c	0~6.0	0~5.0	0~5.0	0~5.0
B-2-a	0~±6.0	0~±5.2	0~±5.2	-5.2~5.2
B-2-c	0~6.0	0~5.0	0~4.2	0~4.2
B-3-a	0~±6.0	0~±5.2	0~±5.2	-5.2~5.2
B-3-c	0~6.0	0~5.2	0~5.2	0~5.2
C-1-a	0~±6.0	0~±5.0	0~±5.0	-4.4~4.4
C-1-c	0~6.0	0~5.0	0~4.2	0~4.2
C-2-a	0~±6.0	0~±5.0	0~±5.0	-4.4~4.4
C-2-c	0~6.0	0~5.0	0~5.0	0~4.4
D-1-a	0~±6.0	0~±5.2	0~±5.2	-5.2~5.2
D-1-c	0~6.0	0~5.2	0~5.2	0~5.2
D-2-a	0~±6.0	0~±5.2	0~±5.2	-5.2~5.2
D-2-c	0~6.0	0~5.2	0~5.2	0~5.2

(単位: t)

1/100 mm)を用いて測定した。ひびわれ幅は、はり下縁から (cm の位置および鋼材位置において接眼鏡(精度 1/100 mm)を用いて測定した。

4. 試験結果

4.1 はりの破壊荷重、じん性率、破壊時曲率

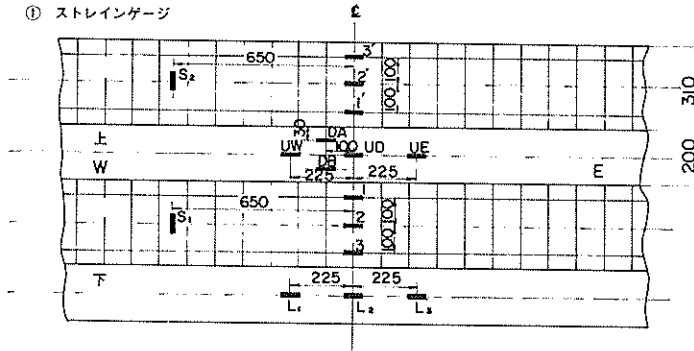
(1) はりの破壊荷重

はりの破壊形式はすべて曲げ引張破壊であった。

はりの破壊荷重の試験値および計算値を表一 4.1 および図一 4.1 に示す。

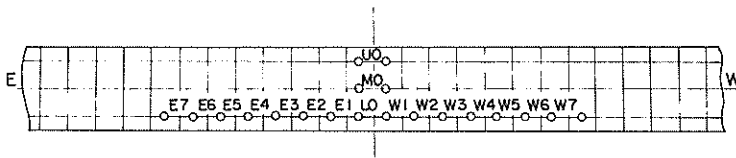
載荷パターンの影響を単一部材(接合部のないはり供試体)についてみる。両振り繰り返し荷重を受けたもの(載荷手順 a)の破壊荷重は、片振り繰り返し荷重を受けたもの(載荷手順 c)の破壊荷重とほぼ等しく、初載荷に相当するもの(載荷手順 d)の破壊荷重の 1.1~1.3 倍程度であった。負の過大荷重を受けたもの(載荷手順 b)の破壊荷重は初載荷相当のものの破壊荷重の 0.8~0.9 倍程度であった。これらは PC 鋼材とコンクリートとの付着の有無により若干相違した。

① ストレインゲージ



ゲージ貼付位置は A, B, C, F 型とも同じ。
DA, DB についてはブリッジにて 2 ゲージ (アクティブ、ダミー法) に組み
電磁オシロにて記録。

② コンタクトゲージ



図一 3.3 コンクリート表面のストレインゲージおよびコンタクトゲージ

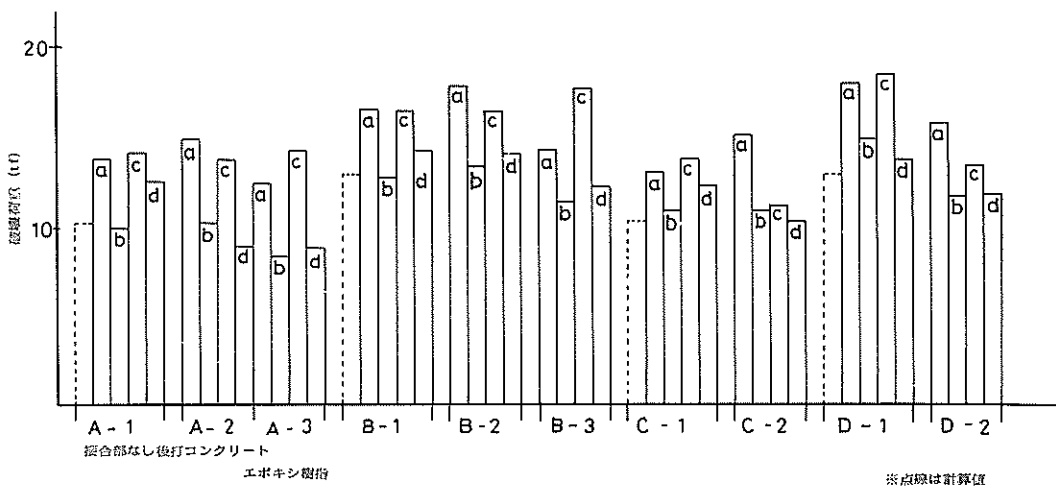
表一 4.1 はりの破壊荷重

(単位: tf)

供試体の種類	載荷手順別の試験値*				計算値**	
	a	b	c	d	e	f
A-1	13.8	10.0	14.2	12.6	9.9	10.3
A-2	14.9	10.3	13.8	9.0	—	—
A-3	12.5	8.4	14.3	8.9	—	—
B-1	16.6	12.4	16.5	14.3	12.5	13.0
B-2	17.9	13.4	16.5	14.1	—	—
B-3	14.4	11.5	17.8	12.3	—	—
C-1	13.1	11.0	13.9	12.4	10.2	10.4
C-2	15.2	11.0	11.3	10.4	—	—
D-1	18.1	12.9	18.6	13.8	11.6	13.0
D-2	15.9	11.8	13.5	11.9	—	—

* a は両振り繰り返し荷重, b は負の過大荷重, c は片振り繰り返し荷重, d は初載荷相当のものである。

** e はPC標準示方書(土木学会)に準じて計算を行ったものであり, f はeにおいて, 鋼材のS-S曲線として実測値をbi-linearに近似したものをを用いて計算したものである。



図一 4.1 PCはり破壊荷重

接合部の影響を初載荷相当のものについてみる。後打ちコンクリート, エポキシ樹脂および溶接により接合した部材の破壊荷重は, 単一部材の破壊荷重の0.7~1.0倍であった。

載荷履歴と接合部の複合した影響についてみると, 負の過大荷重を受けた接合部材の破壊荷重は, 負の過大荷重を受けた単一部材および初載荷相当のものの接合部材の破壊荷重とほぼ等しかった。また, 繰り返し荷重を受

表一 4.2 はりの破壊時たわみ

(単位: cm)

供試体の種類	載荷手順別の試験値*				** 計算値 f
	a	b	c	d	
A-1	3.21	2.26		2.87	3.12
A-2	2.40	1.70		2.40	
A-3	2.89	1.80	2.20	1.20	
B-1	2.12	2.10	3.44	3.63	3.17
B-2	2.20	2.50	2.20	3.00	
B-3	1.44	1.53	3.64	2.00	
C-1	4.81	2.90	3.34	4.87	3.05
C-2	3.76	3.40	3.25	2.60	
D-1	3.37	3.23	3.50	4.53	3.26
D-2	3.38	2.60	3.30	3.98	

* aは両切り繰り返し荷重, bは負の過大荷重, cは片振り繰り返し荷重, dは初載荷相当のものである。

** eはPC標準示方書(土木学会)に準じて計算を行ったものであり, fはeにおいて鋼材のS-S曲線として実測値をbi-linearに近似したものをを用いて計算したものである。(付録B参照)

表一 4.3 はりの破壊時曲率

(単位: $10^{-4}/\text{cm}$)

供試体の種類	載荷手順別の試験値*				** 計算値 f
	a	b	c	d	
A-1	5.71	4.00		5.09	6.25
A-2	4.27	3.02		4.57	
A-3	5.20	3.20	3.91	2.13	
B-1	3.82	3.78	6.19	6.53	5.93
B-2	3.96	4.50	3.96	5.40	
B-3	2.59	2.75	6.55	3.60	
C-1	8.66	5.22	6.01	8.77	6.11
C-2	6.77	6.05	5.79	4.62	
D-1	6.00	6.07	6.23	8.06	*** 6.79
D-2	6.01	4.62	5.87	7.08	

* } 表 4.2と同じ

*** 最大たわみとしてACI-UNBOND PCの項を参考として求めたものをを用いた。(付録B参照)

表一 4.4 はりのじん性率

供試体の種類	載荷手順の試験値*				** 計算値 f
	a	b	c	d	
A-1	3.49	3.62		3.01	2.48
A-2	4.03	3.03		4.92	
A-3	4.17	3.50	3.22	2.42	
B-1	1.76	1.78	3.30	3.00	2.81
B-2	2.78	2.31	1.98	2.47	
B-3	1.84	2.46	2.78	2.22	
C-1	2.61	2.21	2.19	3.26	2.91
C-2	2.27	2.47	2.25	1.81	
D-1	2.04	3.36	2.31	3.74	2.73
D-2	2.91	2.28	2.64	2.90	

* 表 4.2と同じ

** 降伏時のたわみを鋼材S-S曲線としてbi-linear(実測値を近似)を用いた荷重-たわみ曲線より求め, また, 破壊時のたわみとして表 4.1のfを計算する際の ϵ_{cu} , 中立軸より計算したものをを用いてじん性率を求めた。(付録B参照)

けた接合部材の破壊荷重は, 一部のものを除き, 繰り返し荷重を受けた単一部材の破壊荷重とほぼ等しかった。

(2) はりの破壊時たわみ, 曲率およびじん性率

はりの破壊時のたわみ(δ_u)および曲率の試験値および計算値をそれぞれ表一 4.2 および表一 4.3 に示す。

はりの破壊時のたわみおよび曲率に及ぼす載荷パターンの影響を単一部材についてみると, その影響はほとんど認められない。また, 破壊時の曲率について試験値の計算値に対する比は, A, B, C, D型のはりの場合, それぞれ0.64~0.91, 0.64~1.04, 0.85~1.44, 0.88~1.19であった。

接合部の影響は, 後打ちコンクリート(A-2, B-2, C-2, D-2), エポキシ樹脂(A-3), 溶接による接合(B-3)ともに認められ, 単一部材に比較してやや小さいようである。

はりのじん性率の試験値および計算値を表一 4.4 に示す。ここでいうじん性率とは, 破壊荷重に対応するたわみ(δ_u)と鋼材降状に対応するたわみ(δ_y)との比(δ_u/δ_y)である。

鋼材降状の判定および δ_y の測定が難しく, じん性率の試験値はばらつきが多いと判断された。じん性率に及ぼす載荷パターンおよび接合部の影響は認められなかった。

4.2 鋼材およびコンクリートのひずみ

(1) 鋼材ひずみ

鋼材ひずみの測定結果を図一4.2、図一4.3に示す。鋼材ひずみは初荷重の直前の状態を基準として表示している。繰返し回数と鋼材ひずみ、繰返し回数と鋼材の残留ひずみの関係を図一4.4、図一4.5に示す。鋼材ひずみは、繰返し途中の最大荷重（図一4.6のaに対応）荷重時のひずみを用いた。鋼材の残留ひずみは、繰返し途中の最大荷重荷重直前の荷重ゼロ（図一4.6のbに対応）の時のものとした。

荷重パターンの影響を単一部材についてみる。両振り繰返し荷重を受けたものの鋼材ひずみは、片振り繰返し荷重を受けたものの鋼材ひずみとほぼ等しかった。供試体B、C、Dのグループでは、繰返し荷重により鋼材ひずみが漸増していた。負の過大荷重を受けるものの鋼材ひずみは、破壊耐力がやや低下するにもかかわらず、負の過大荷重を受けないものと大差なかった。

接合部の影響を初荷重相当のものについてみる。接合部材の鋼材ひずみは単一部材に比べて大きかった。例えば、5tf荷重時のPC鋼材ひずみは、供試体Aの場合単一部材、後打ちコンクリート接合部材、エポキシ樹脂接合部材でそれぞれ250、400、500 μ 程度であり、供試体Bの場合単一部材、後打ちコンクリート接合部材、溶接接合部材でそれぞれ200、450、500 μ 程度であった。

供試体Cの場合単一部材、後打ちコンクリート部材でそれぞれ600 μ 、1100 μ であった。また、図一4.2のC-1-b、D-1-b、D-1-dおよびD-2-dについてみると、PC鋼材より鉄筋のひずみの方が2~4倍程度大きく、特にD型ではその傾向が顕著である。すなわち、アンボンド部材であるD型は、PC鋼材ひずみは全断面で均一となるため、単一部材、接合部材ともB型に比較して小さいのであるが、その分鉄筋に負担が行くようである。

荷重パターンと接合部の複合した影響についてみる。前述したように、繰返し荷重を受けないはりでは、接合部を有するものの接合部近傍のひずみがかなり大きく、繰返し荷重を受ける場合も、一部を除いて接合部近傍のひずみの方が大きい。また、ひずみの増加傾向もやや大きいようである。

有効プレストレスの影響についてみる。今回のように、繰返し荷重の破壊荷重に対する割合がほぼ同じ場合には、プレストレスの小さなほど、最大ひずみ、ひずみ振幅が大きく、残留ひずみおよび残留ひずみの増加量も大きい。

B型とD型を比較し、コンクリートとPC鋼材の付着

の有無の影響についてみる。PC鋼材のひずみについては、単一部材、接合部材ともにunbond部材の方が小さい。しかし、その分だけ、鉄筋のひずみが大きくなり、D-1-aのごとくこれに対応するB型はりが疲労破壊しないにもかかわらず疲労破壊したものもある。

計算値との比較については、ひびわれ発生前は、プレストレスの相違、打継目の有無、付着の有無にかかわらず全断面有効とした計算値と実測値はほぼ一致する。ひびわれ発生後は、通常の仮定に基づく理論計算による計算値と試験値を比較すると、プレストレスの多いA、B型では試験値が計算値をやや下回り、プレストレスの小さなC型では逆に試験値が計算値をやや上回るが、全体としてはほぼ試験値と計算値は一致する。また、簡便な計算法（PC+逆モーメント）は、ひびわれ発生後、計算値は試験値を上回る傾向にある。

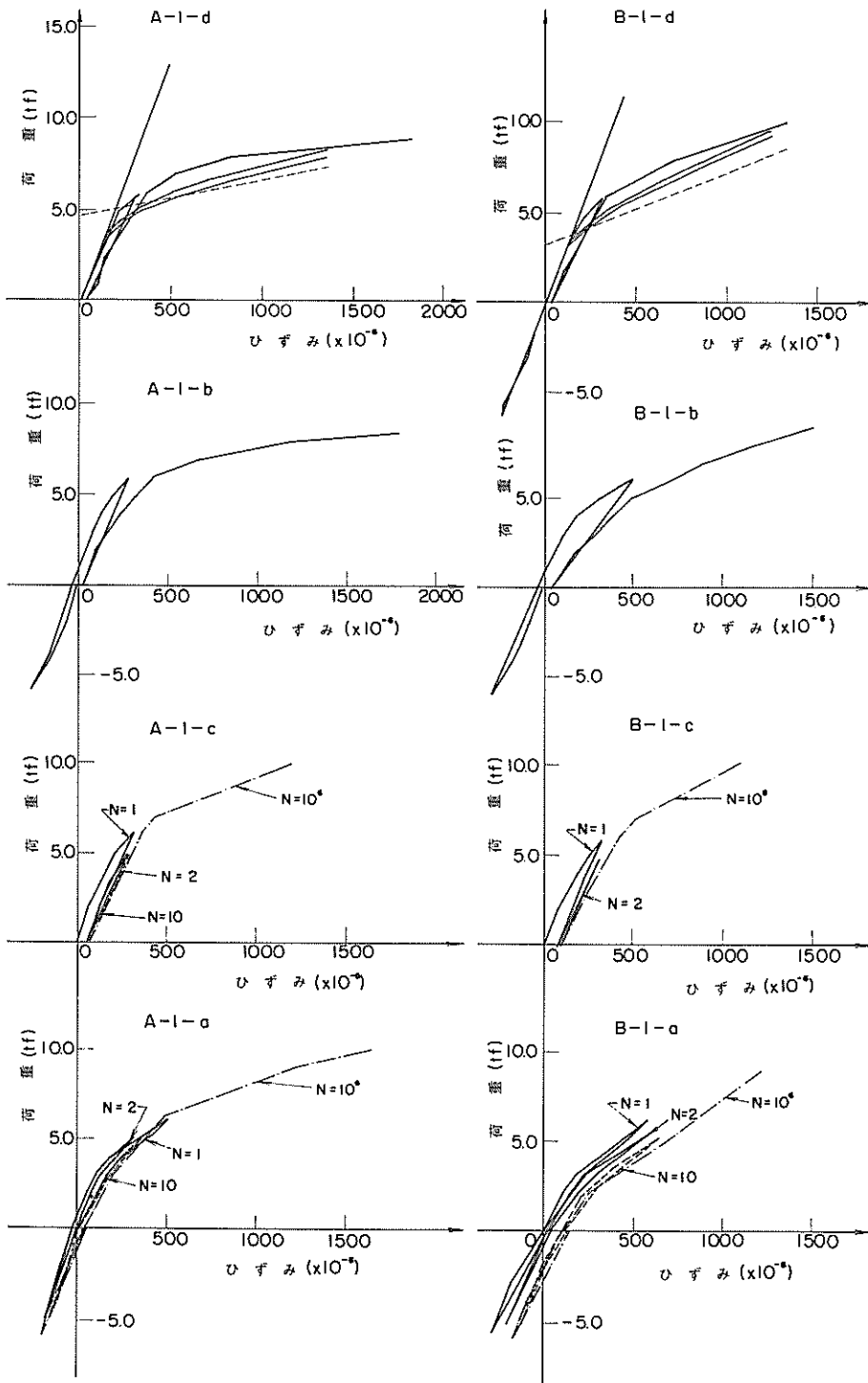
接合部のPC鋼材ひずみは、A型の場合比較的計算値と実測値が一致するものの、B、C型の場合、実測値が計算値を大幅に上回り、PCの理論計算では説明ができず、C型にいたっては、プレストレスゼロとしたPCとしての計算値とほぼ等しくなる。また、鉄筋はPC鋼材にましてひずみが大きく、特に、unbond部材では、PC鋼材ひずみは接合部の影響をほとんど受けないのに対し、鉄筋のひずみはRCとして計算したものに近くなった。

スターラップのひずみは、斜めひびわれの発生がないため、繰返し荷重によって最大200 μ 程度で疲労性状に全く影響を与えないと判断される。

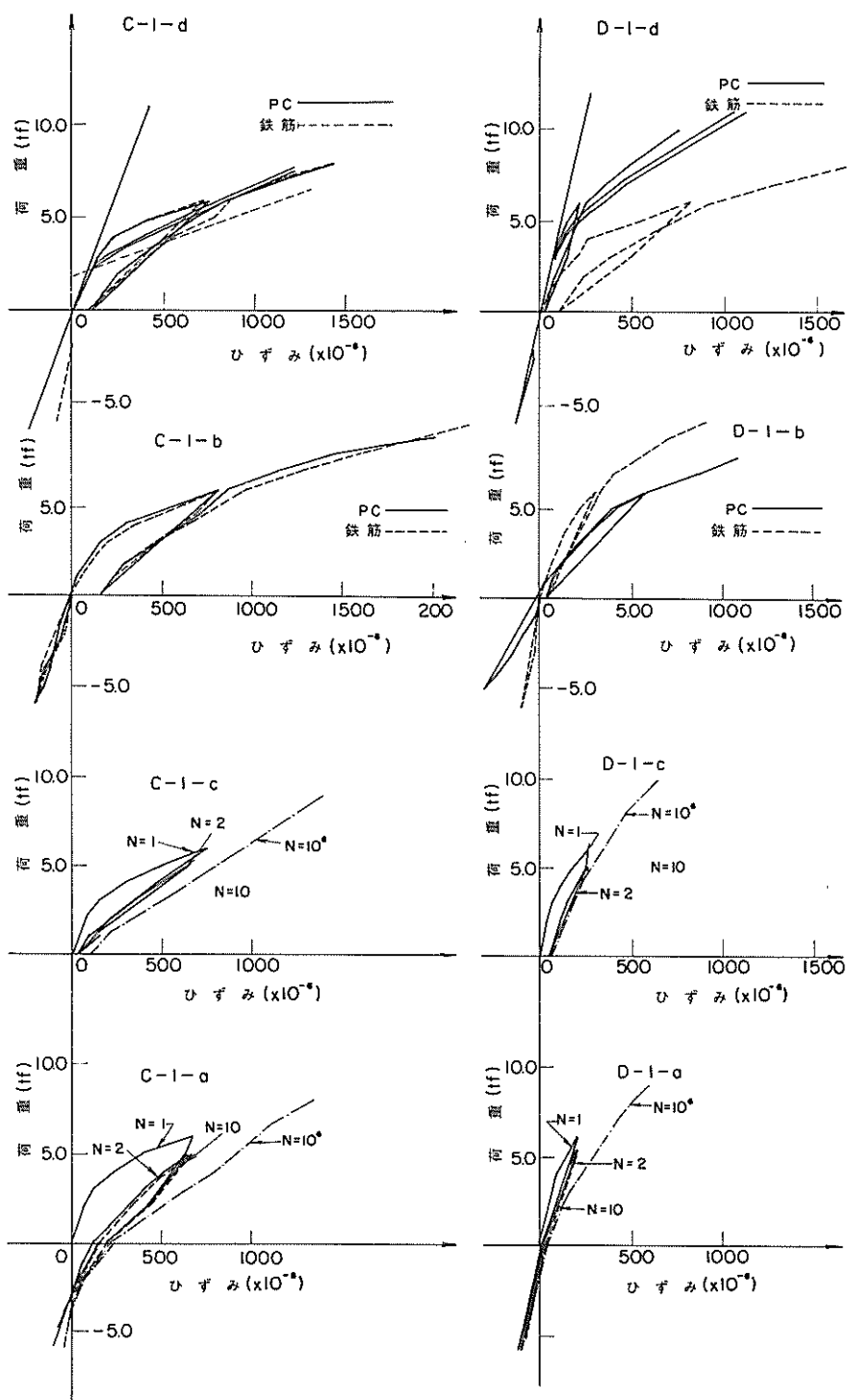
(2) コンクリートひずみ

コンクリートひずみの測定結果を図一4.7に示す。コンクリートひずみは初荷重の直前の状態を基準として表示している。繰返し回数とコンクリートひずみ、繰返し回数とコンクリートの残留ひずみの関係を図一4.8、図一4.9に示す。コンクリートひずみおよび残留ひずみは前述の鋼材ひずみに対応するものであるが、接合部（打継目）上の局所的なひずみは、コンクリート用ひずみゲージの長さ上の制約により測定不可能であった。このため、図に示しているコンクリートひずみは接合部のひずみデータではない。

荷重履歴の影響を単一部材についてみる。負の過大荷重を受けるbグループのひずみはそれに対応するdグループのひずみに比較して、ひずみが大きく、破壊耐力がやや低下することの一因はこの現象が関与するとも考えられる。残留ひずみはプレストレスの少ないC型およびunbondのD型がやや多いが、他のはりは大差ないようである。また、片振り荷重と両振り荷重とではほとんど差がないと判断される。



図一 4.2 鋼材のひずみ (単一部材)



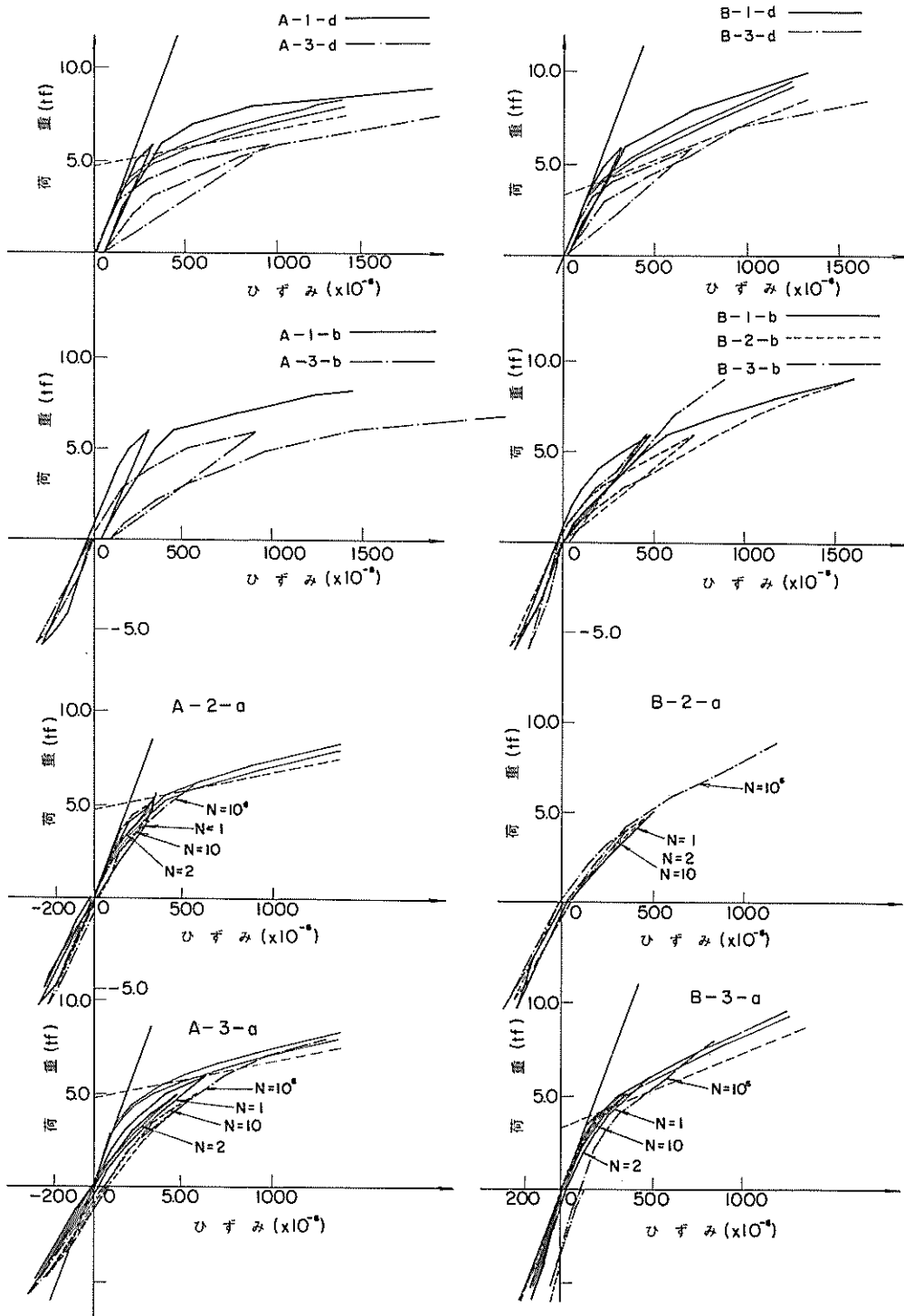
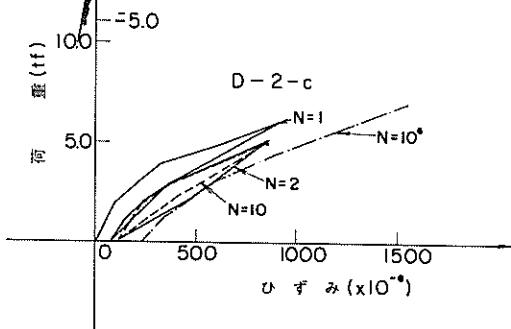
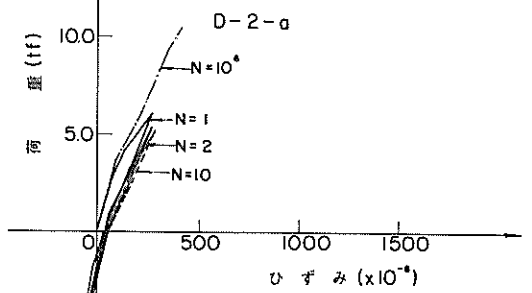
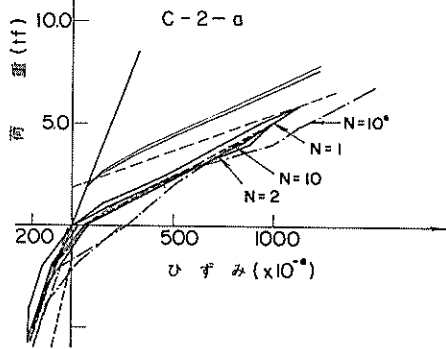
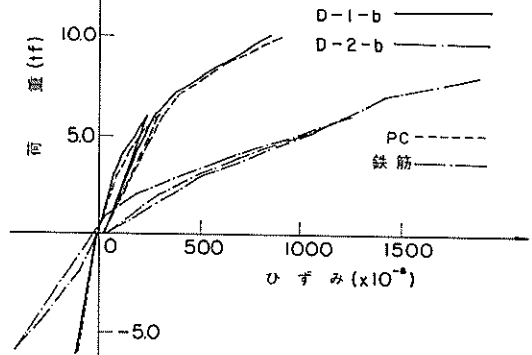
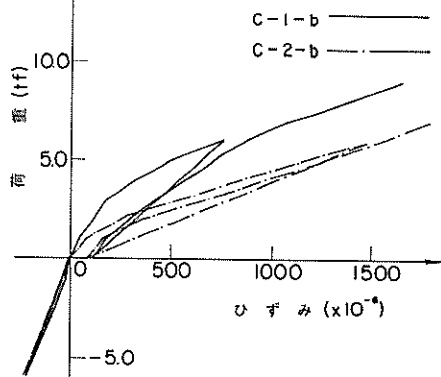
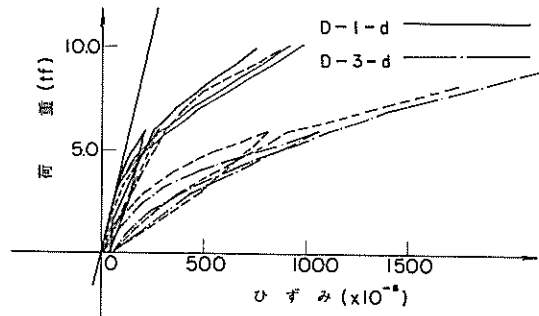
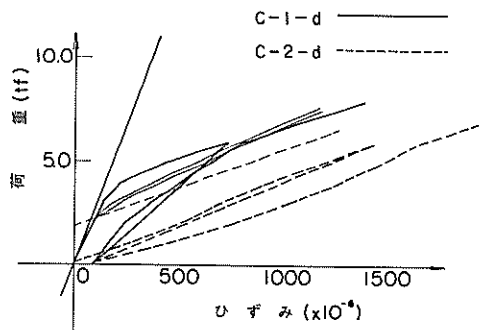
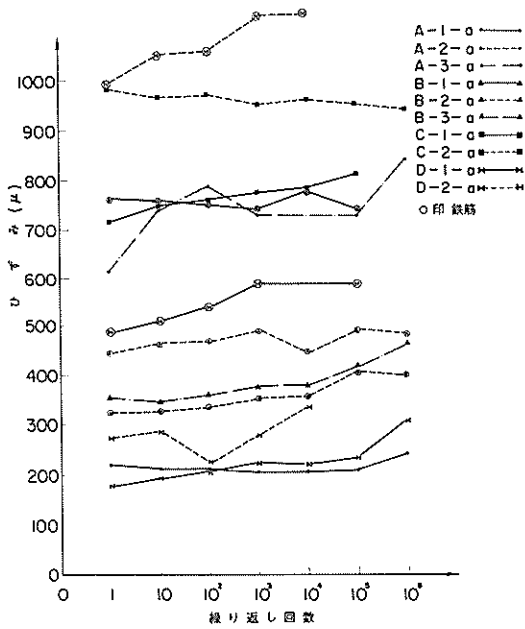
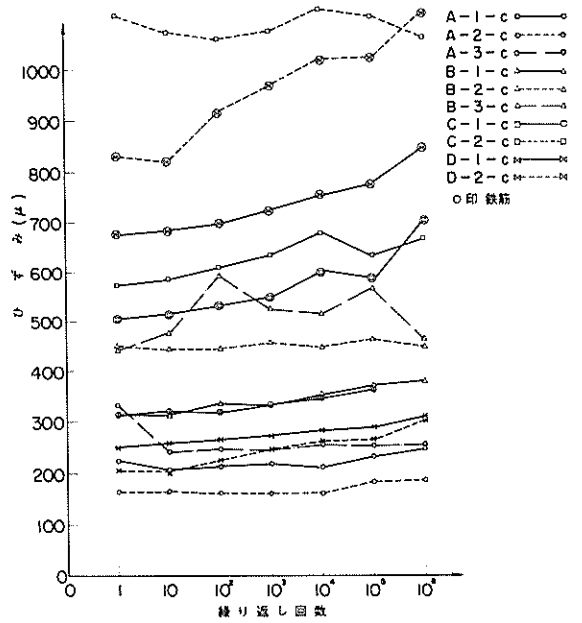


図-4.3 鋼材のひずみ (接合部材)

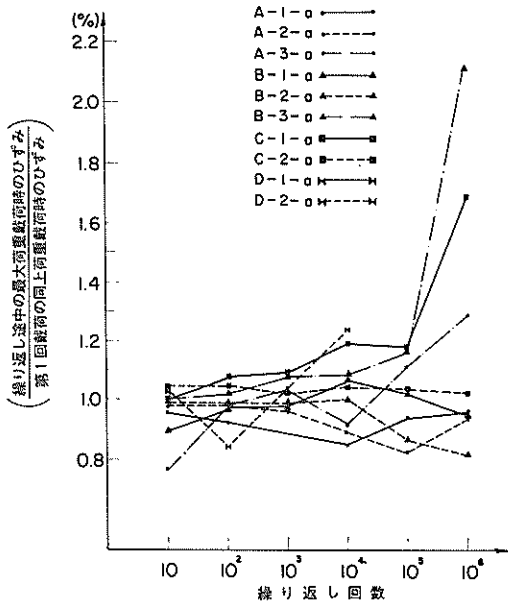




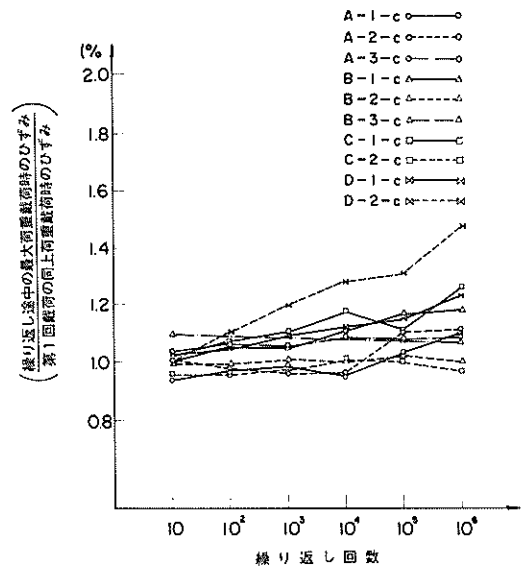
図一 4.4 (a) 繰り返し回数とPC鋼棒ひずみ



図一 4.4 (b) 繰り返し回数とPC鋼棒ひずみ



図一 4.4 (c) 繰り返し回数とPC及び鉄筋ひずみ



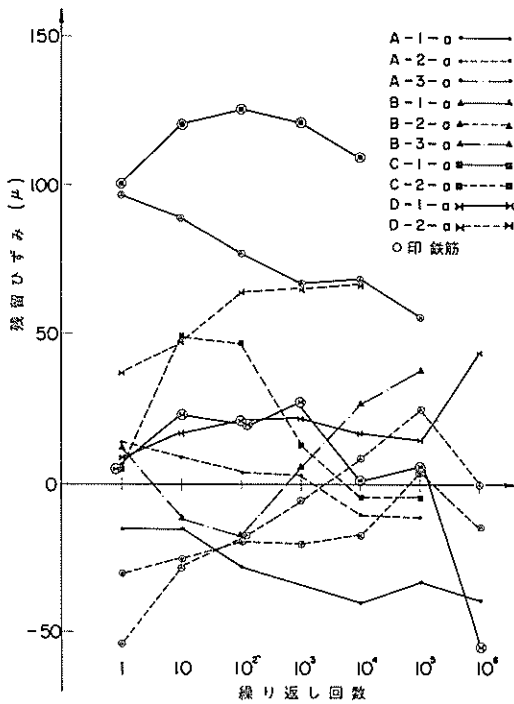
図一 4.4 (d) 繰り返し回数とPC及び鉄筋ひずみ

4.3 はりのたわみ、ひびわれ

(I) はりのたわみ

はりのスパン中央におけるたわみの測定結果を図一 4.

10に示す。繰り返し回数とたわみ、繰り返し回数と残留たわみの関係を図一 4.11、図一 4.12に示す。たわみとしては、繰り返し途中の最大荷重載荷時のたわみを用いた。



図一 4.5(a) 繰り返し回数と鋼材の残留ひずみ

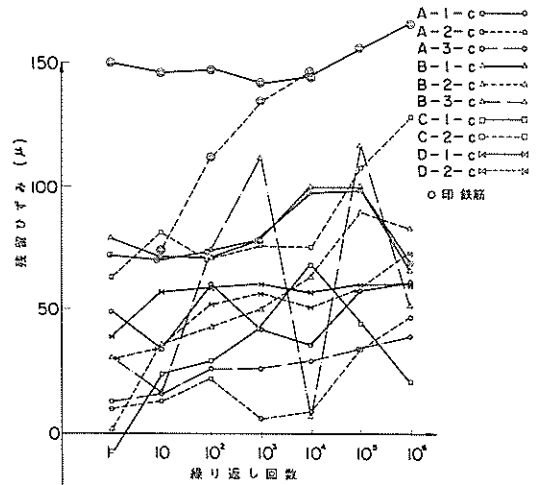
残留たわみは、繰り返し途中の最大荷重直前の荷重ゼロの時のものとした。

荷重パターンの影響については、繰り返し荷重しないを基準として考えると、これを包絡線としたものになる。すなわち、荷重ゼロにおいて残留たわみ分だけ相違していたものが、繰り返し途中の最大荷重に達するとそれ以降は繰り返し荷重しないものと同一の曲線となる。片振りと両振り荷重の相違は、片振りの方がやや残留たわみが大きく、その分だけ見かけの剛性が大きいという相違力があるが、両振りの方が特に悪いという点はない。

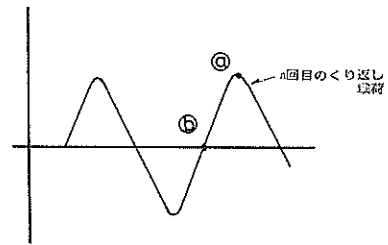
接合部の影響を初荷重相当のものについてみると、後打ちコンクリート接合、エポキシ樹脂接合のものは、やや接合部を有するものたわみが大きい。しかし、その差は、鋼材ひずみなどに比較するとわずかである。さらに繰り返し荷重後ではその差はほとんどない。また、溶接接合および unbond ありでの接合は、単一部材と同じであると判断される。

有効プレストレスの影響は、鋼材ひずみ、コンクリートひずみと同様に有効プレストレスが大きいほど、たわみは少ないと言える。

unbond ありの D 型は、同一の鋼材配置の B 型と比較



図一 4.5(b) 繰り返し回数と鋼材の残留ひずみ



図一 4.6 n 回における最大ひずみ、残留ひずみ測定時期

してややたわみが大きく、特に残留たわみが大きい。

計算値と試験値との比較について述べる。従来よりたわみの算定は、剛性の評価が難しいことおよび本試験が曲げモーメントの変化するせん断区間を含むため、本質的に不正確さは避けられないと考えられた。しかし、プレストレスが多い A, B 型はりの破壊荷重の 6 割程度まではその差は 1 割程度であり、実用上差し支えないようである。C 型は、破壊荷重の 4 割程度より計算値と試験値の差は大きくなり、残留たわみを含めるとその差はさらに大きい。また、D 型はそれらの中間的な傾向を示す。

(2) ひびわれ状況

はりのひびわれ性状の測定結果を図一 4.13 に示す。せん断スパン比 (a/d) が 5.2 であり、曲げが卓越することから、ほとんどが曲げひびわれであった。

A 型は、他の型に比較して各々のひびわれ性状のばらつきが大きい。すなわち、ひびわれ間隔が各々でかなり

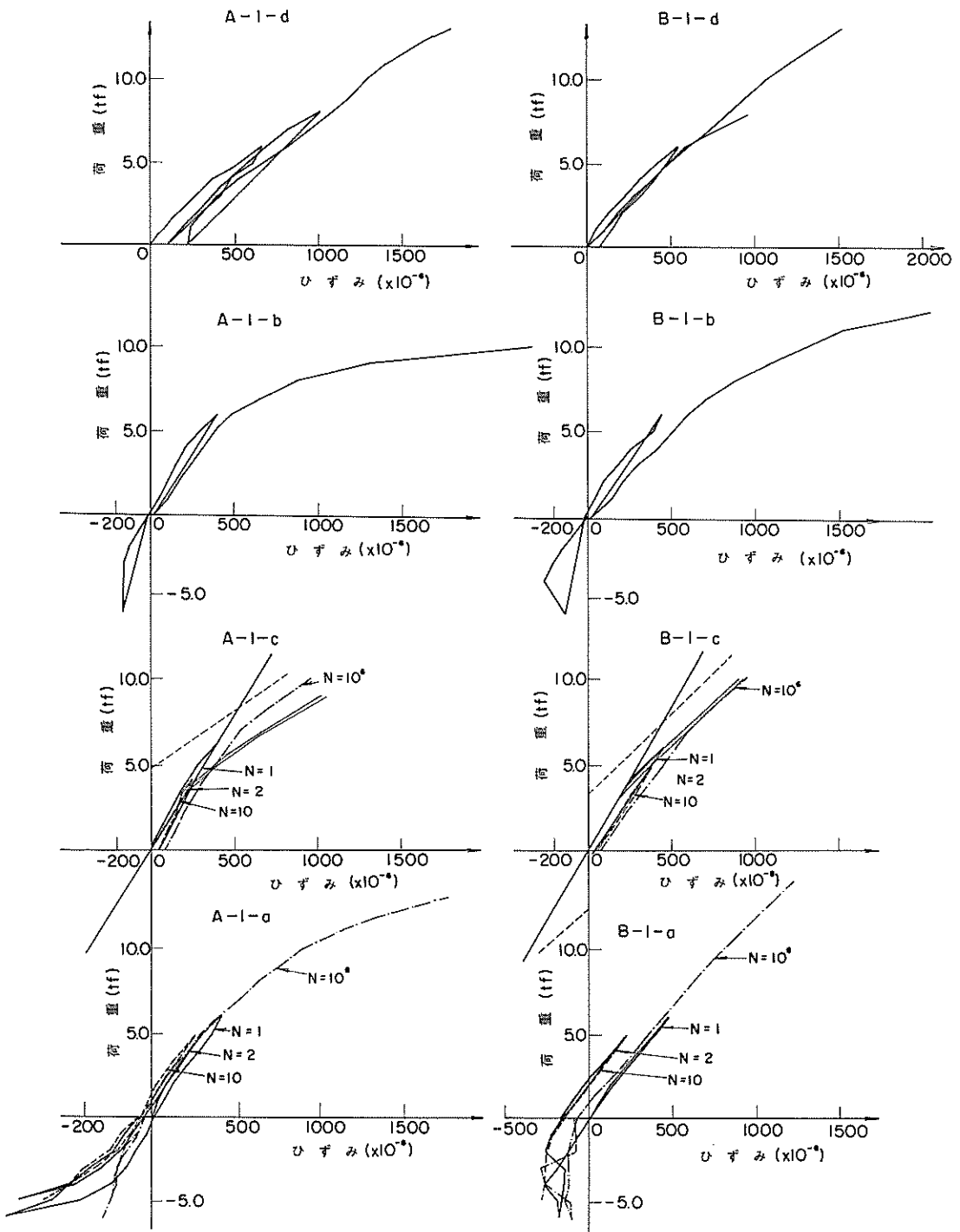
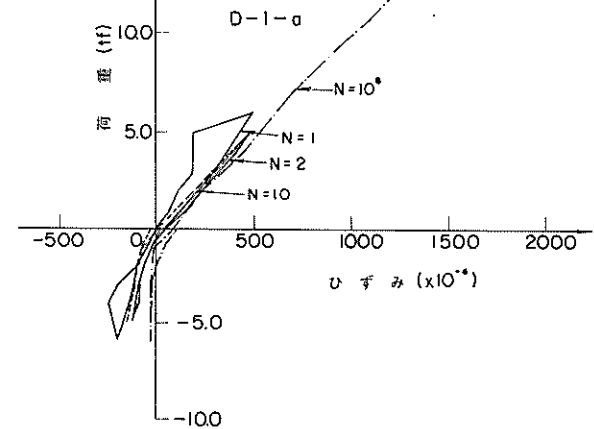
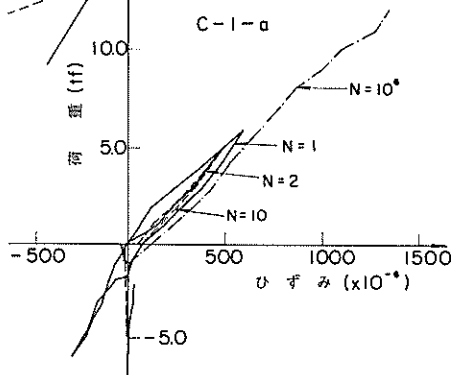
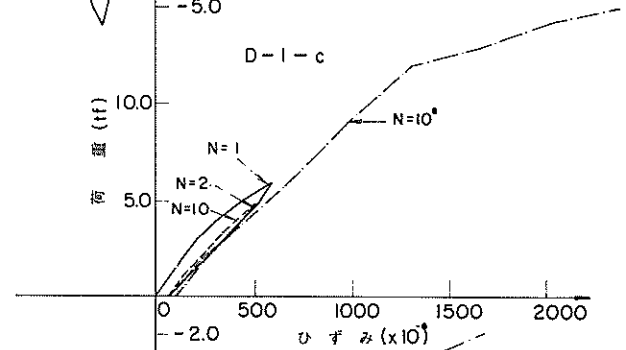
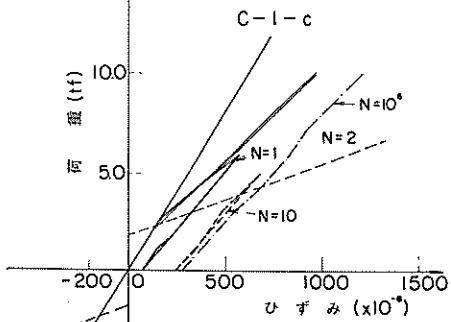
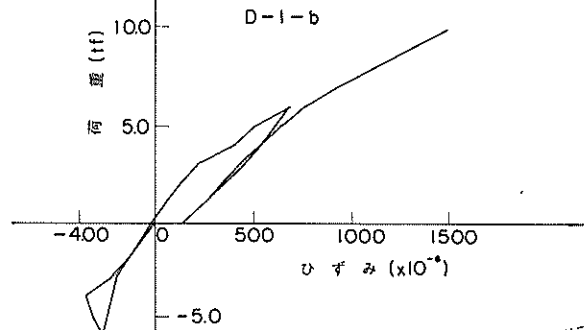
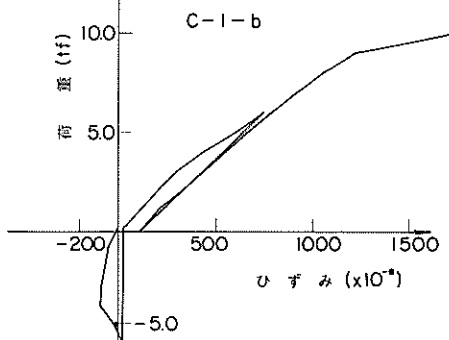
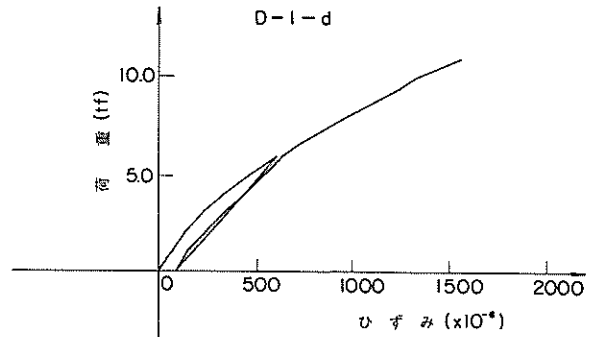
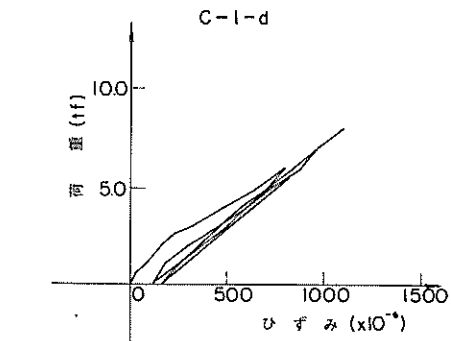


図-4.7 コンクリートのひずみ (単一部材)



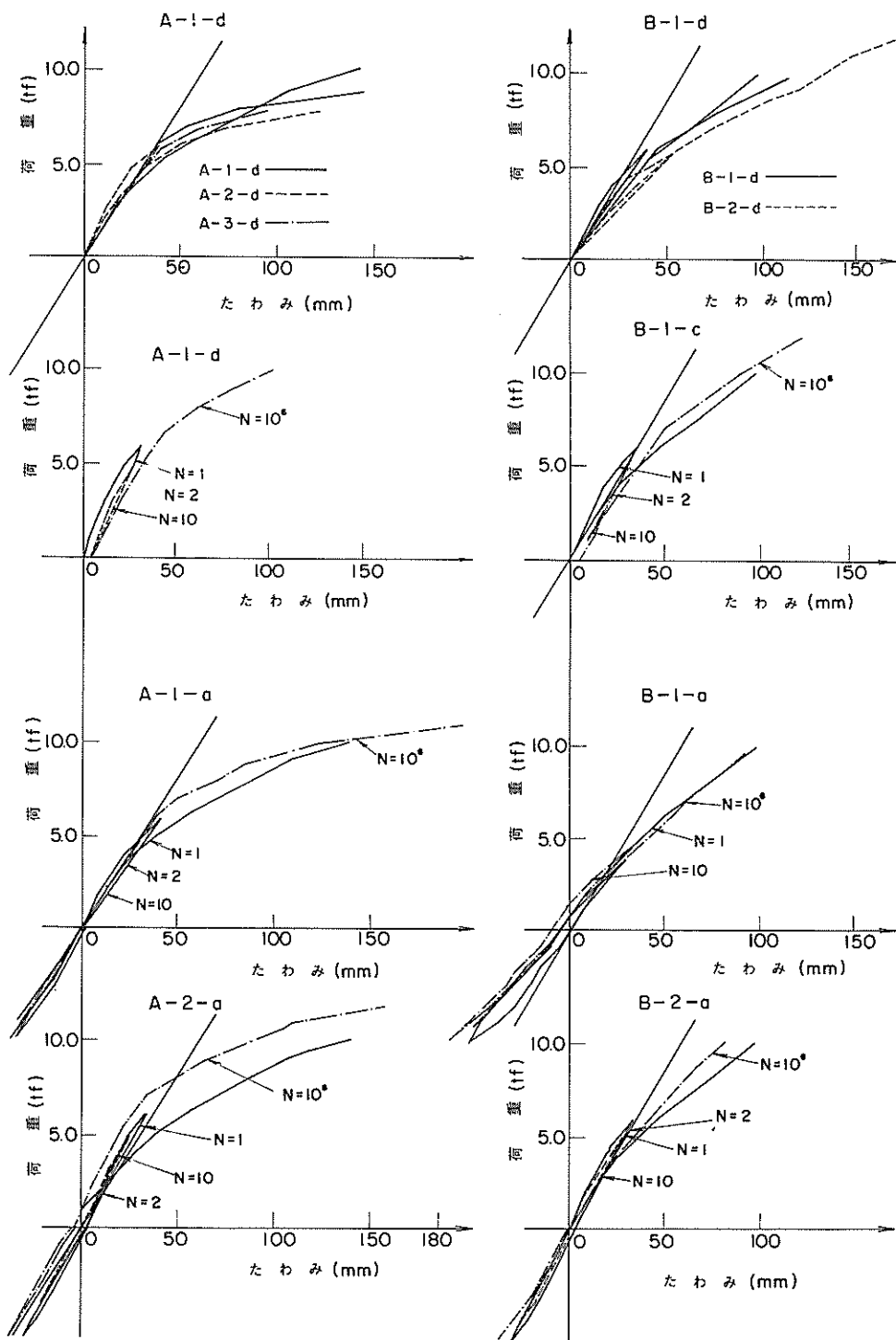
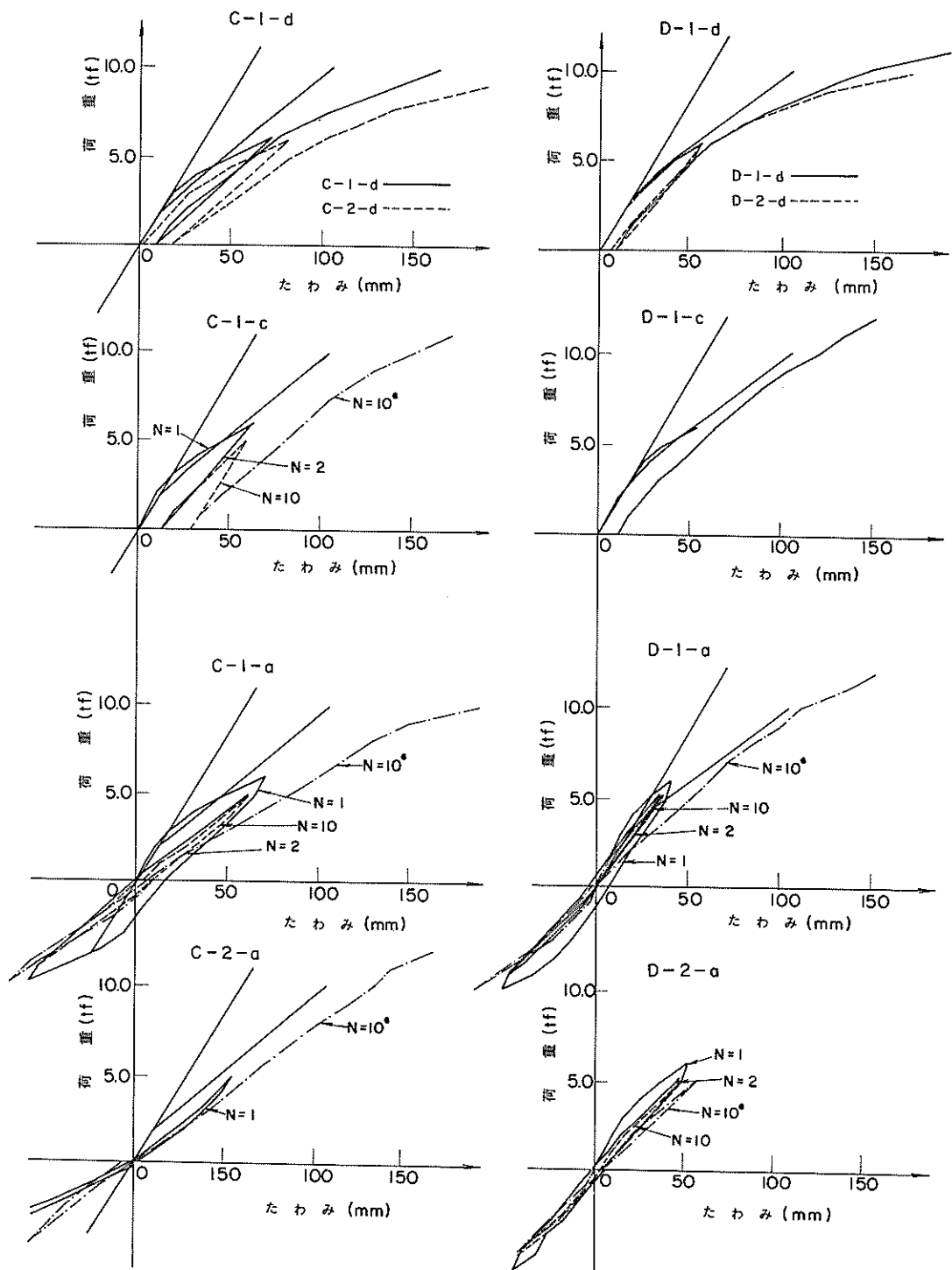
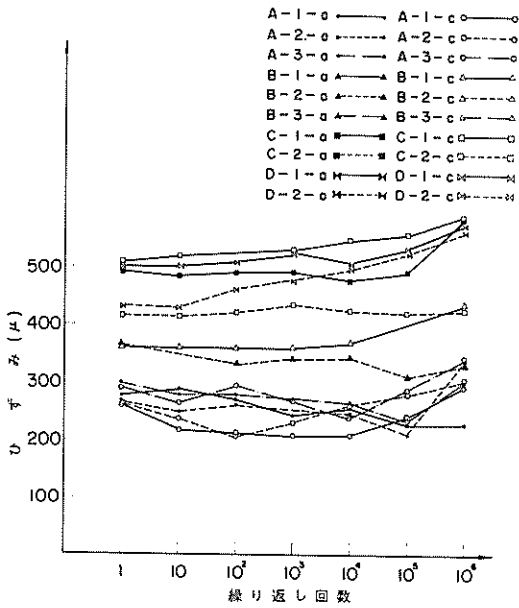
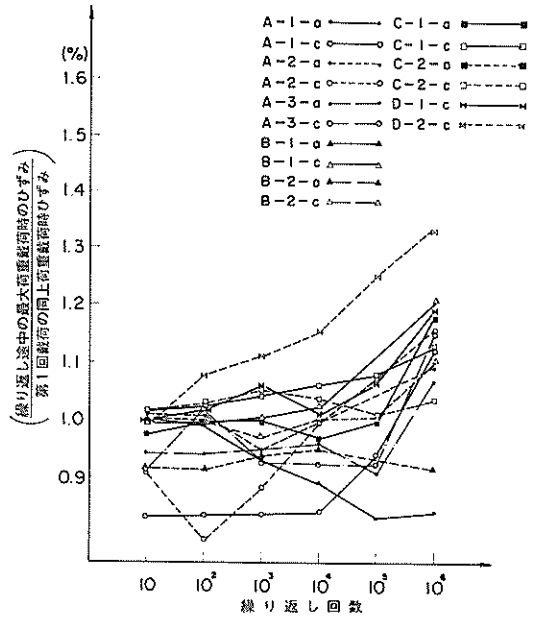


図-4.10 はりのたわみ

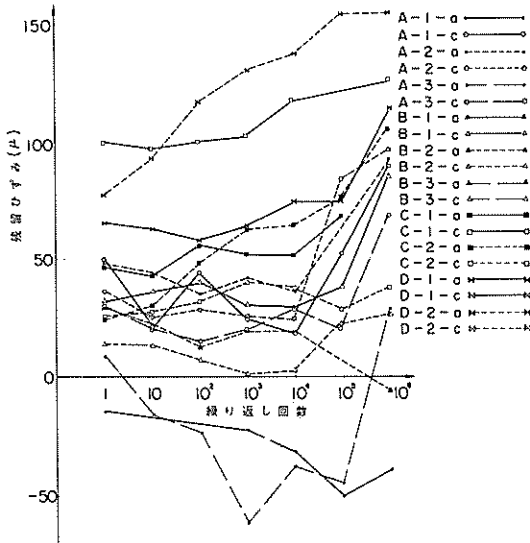




図一4.8(a) 繰り返し回数とコンクリートひずみ



図一4.8(b) 繰り返し回数とコンクリートひずみ



図一4.9 繰り返し回数とコンクリートの残留ひずみ

相違し、また、ひびわれが枝分れしたものも多い。また、これは他の型でも同様であるが接合部を有するものは、接合部に沿ってひびわれが発生している。この場合、ひびわれは接合面を縫うようにしているものが大部分である。

B型は、単一部材のひびわれはほぼ等間隔かつ軸直角方向に真直なものであった。後打ちコンクリート接合部には、接合部にやや強制的にひびわれが発生するため、ひびわれ間隔がやや不揃いであるが、ひびわれは軸直角方向に垂直である。溶接接合を有するものは、鋼材とコンクリート間の付着がきれてひびわれを生じ、また、鋼材端部より斜め方向のひびわれなどが発生していた。

C型は、A、B型に比較してひびわれ間隔が小さくなる。特徴として、鉄筋に沿うひびわれが発生し、それはC-1-aおよびC-2-aの両振り繰り返し荷重を受けるもので顕著であった。

D型は、unbond ありであるにもかかわらず、鉄筋を入れてあるため、B型と比較して、ひびわれ間隔およびひびわれ性状に大きな差はなかった。

(3) ひびわれ間隔

ひびわれ間隔の測定結果を表一4.5に示す。ひびわれ間隔は、ほぼ鉄筋位置で測定したものである。

荷重パターンの影響についてみる。両振り繰り返し荷重を受けたもののひびわれ間隔は、片振り繰り返し荷重を受けたものにはほぼ等しい。繰り返し荷重の有無による相違は、A型、C型において、繰り返し荷重を受けたもののひびわれ間隔は受けないはりのそれぞれ8割、9割とやや小さくなっているが、B型、D型ではその差は認めがたい。すなわち、プレストレスが多く鉄筋のないは

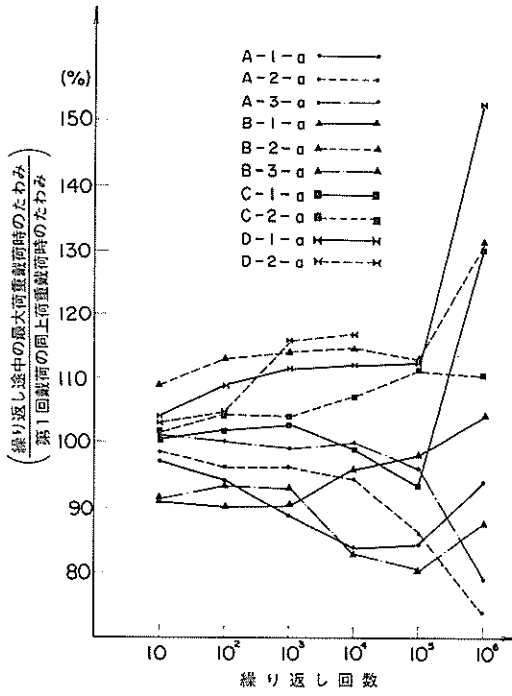


図-4.11 (a) 縦り返し回数とたわみ

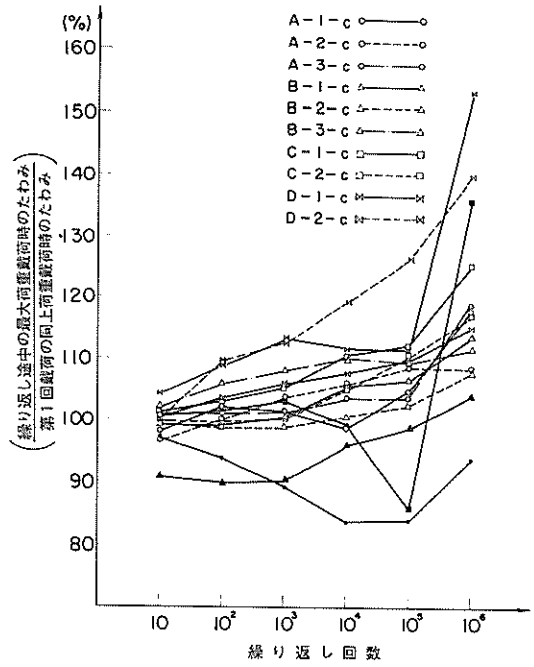


図-4.11 (b) 縦り返し回数とたわみ

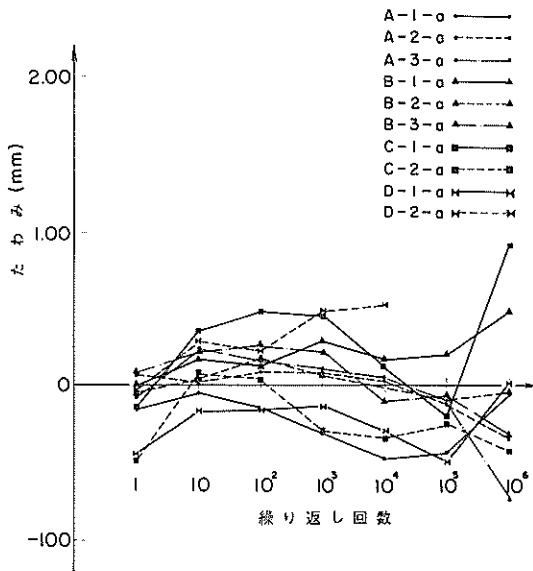


図-4.12 (a) 縦り返し回数と残留たわみ

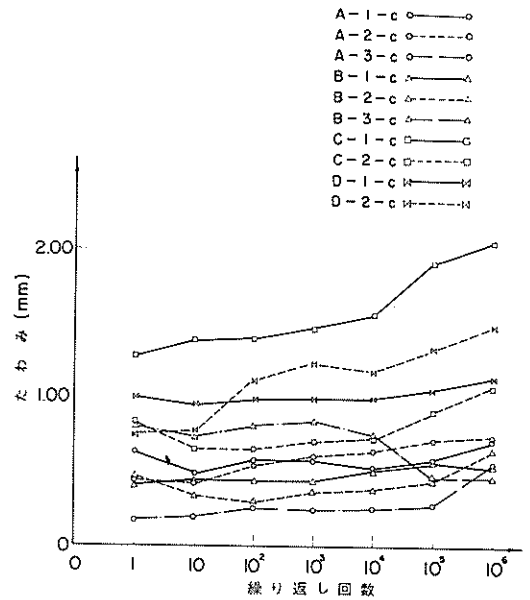
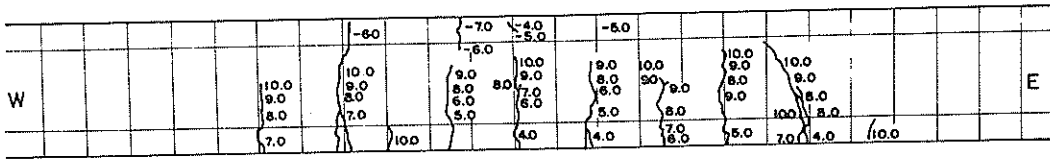


図-4.12 (b) 縦り返し回数と残留たわみ

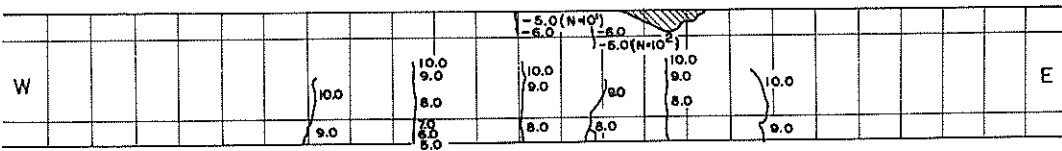
りおよびプレストレスの小さなはりには、縦り返し荷重によってひびわれが発生すると考えられ、実際にひびわれ数は増加するものである。

接合部の影響についてみる。付着のあるA型、B型、C型において、接合部を有するはりのひびわれ間隔がやや大きく、1.08~1.25倍となっている。しかし、unbond

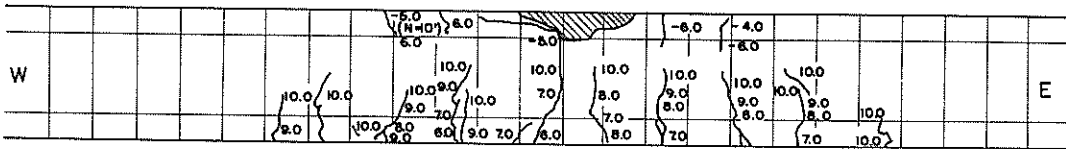
A-1-a



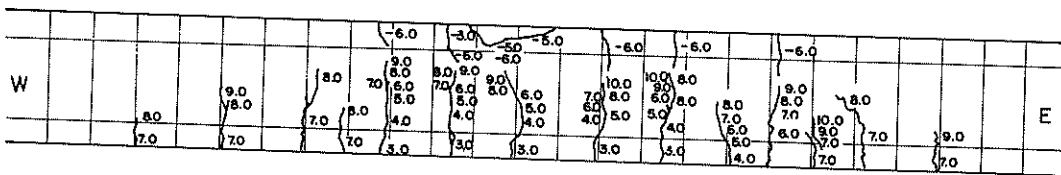
A-2-a



A-3-a



B-1-a



B-2-a

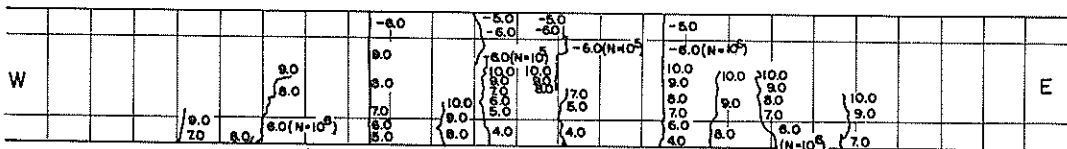
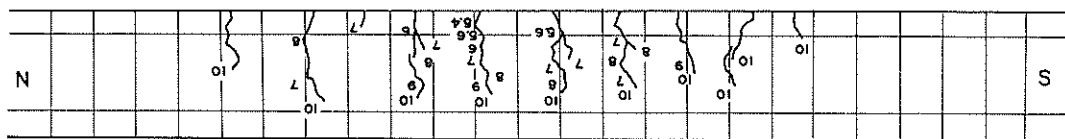
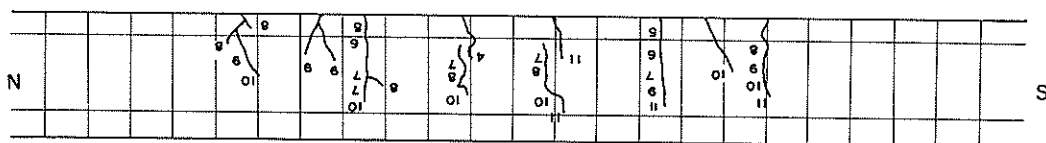


図-4.13(a) ひびわれ性状

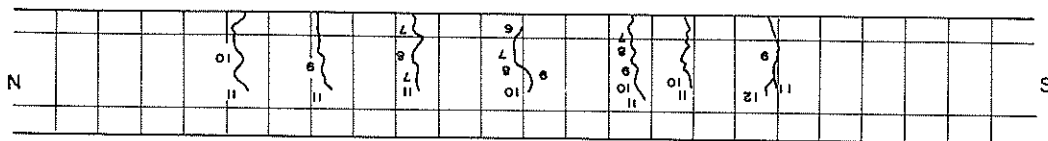
A-1-c



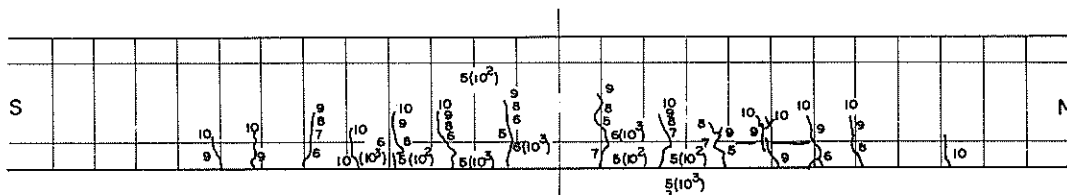
A-2-c



A-3-c



B-1-c



B-2-c

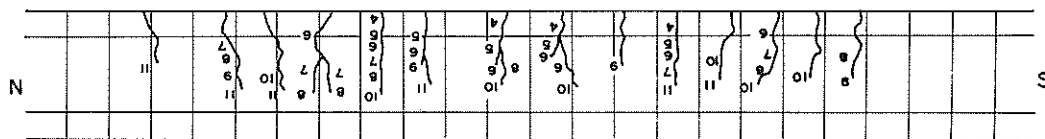
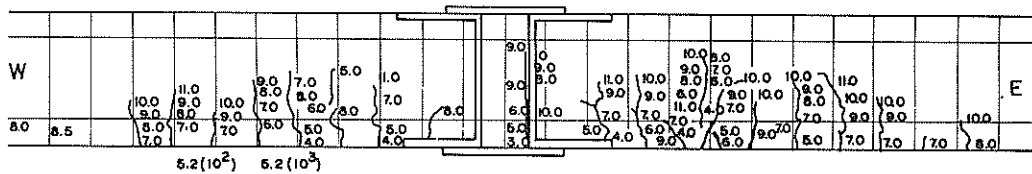
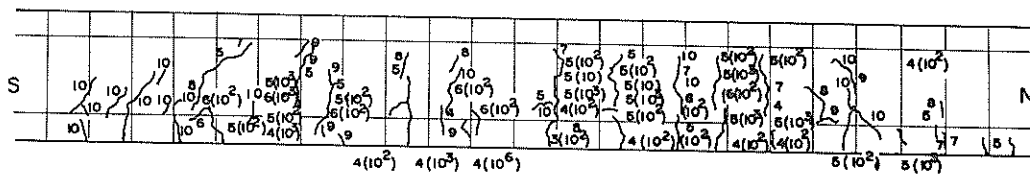


図-4.13(b) ひびわれ性状

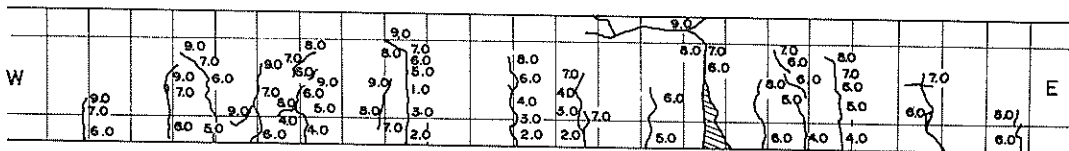
B-3-c



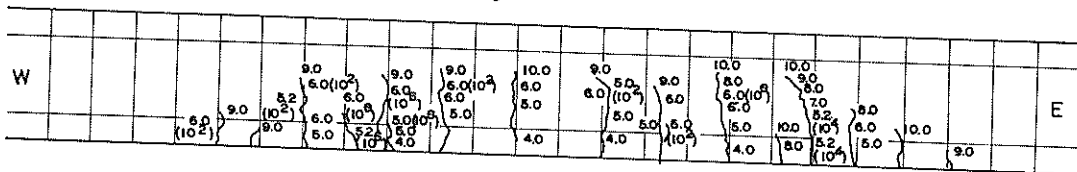
C-1-c



C-2-c



D-1-c



D-2-c

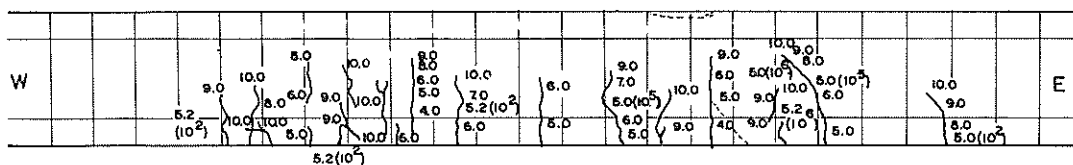


図-4.13(d) ひびわれ性状

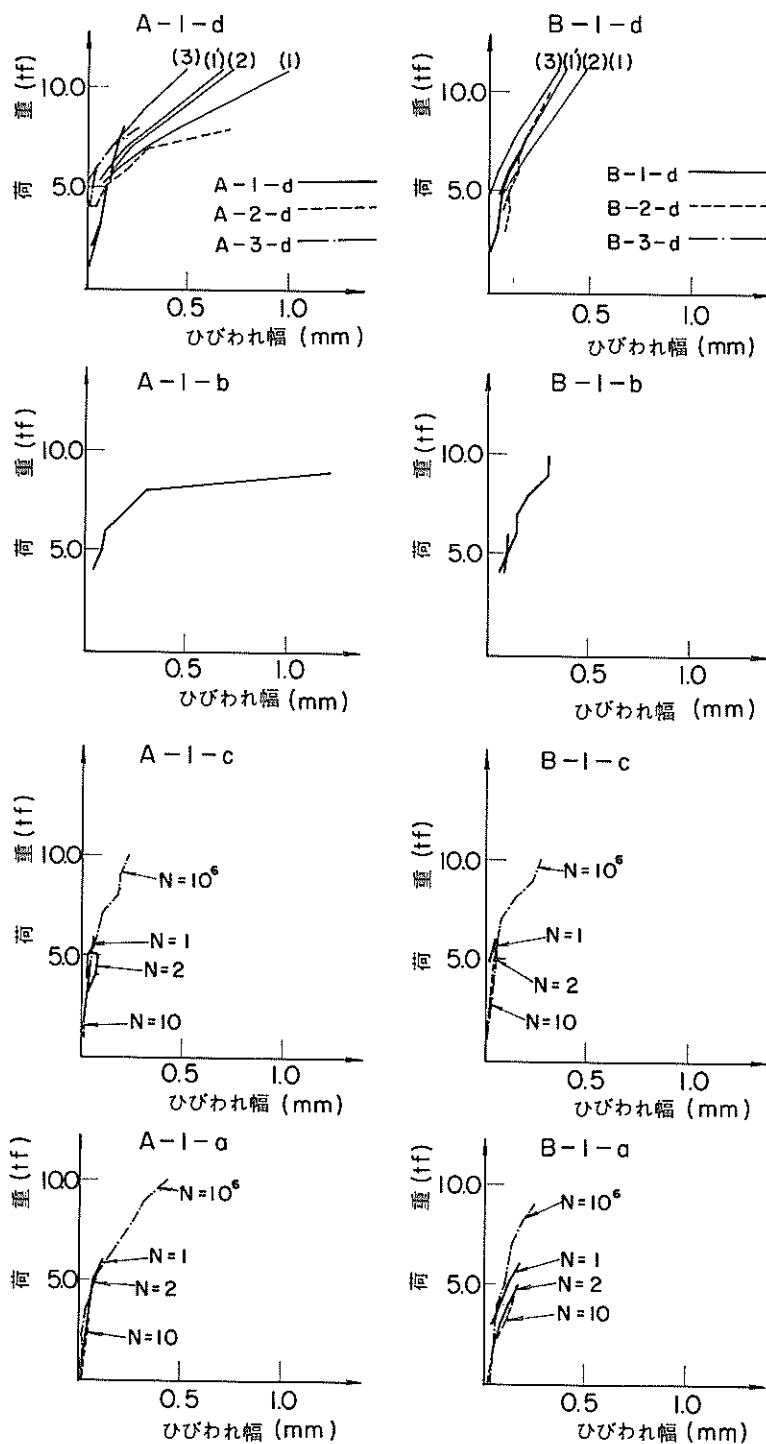
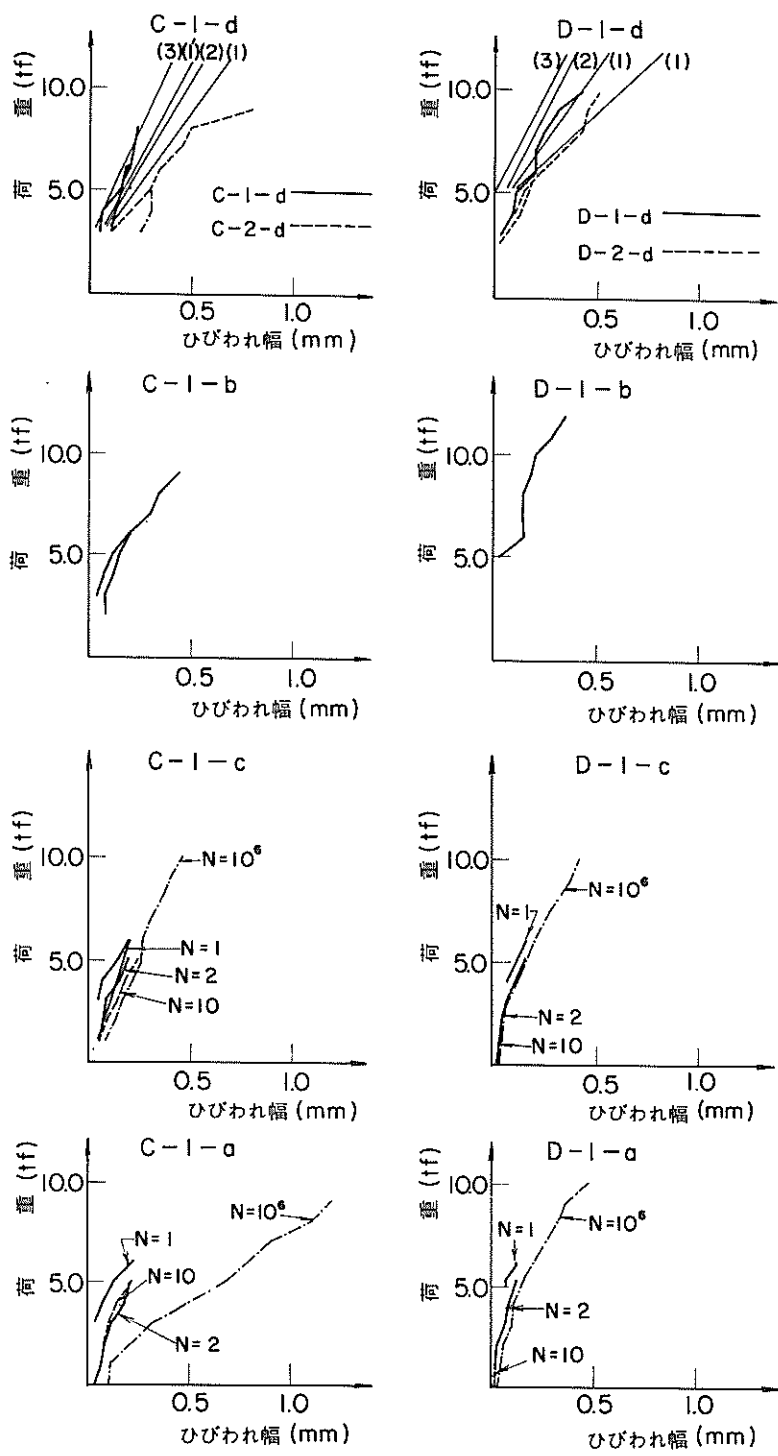
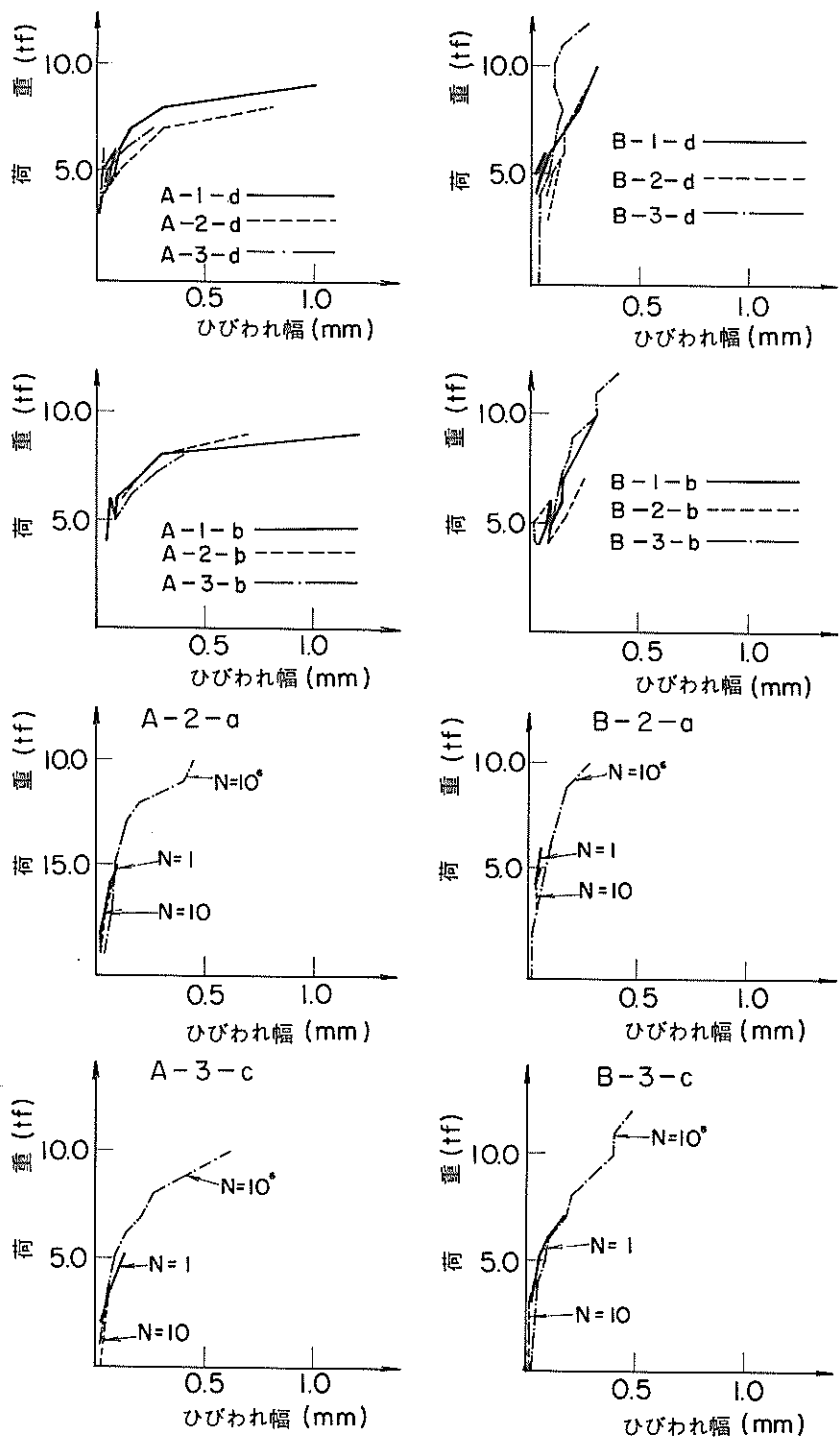


図-4.14(a) はりのひびわれ幅(単一部材)

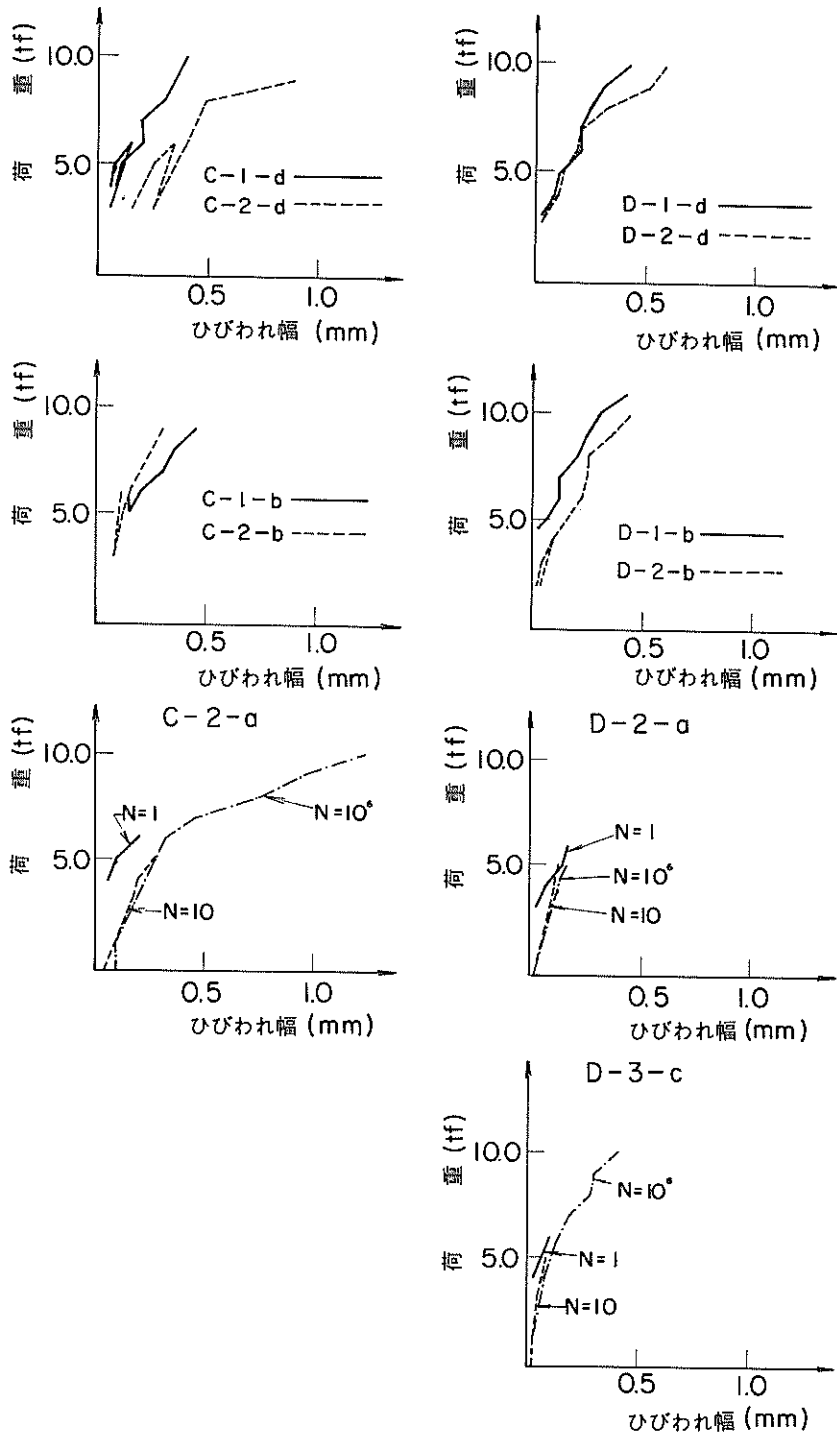
- (1) CEB-FIP 1978 設計値 (2) GERGELY-LUTZ
 (1)' CEB-FIP 1978 特性値 (3) CEB-FIP 1970



図—4.14 (b) はりの伸びわれ幅 (単一部分材)



図一 4.15(a) はりのひびわれ幅 (接合部材)

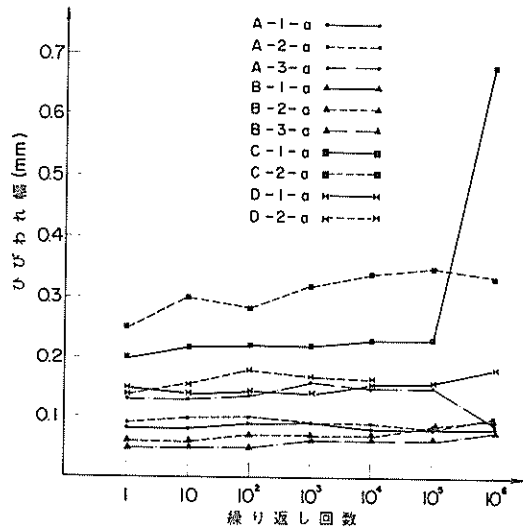


図一 4.15 (b) はりのひびわれ幅 (接合部材)

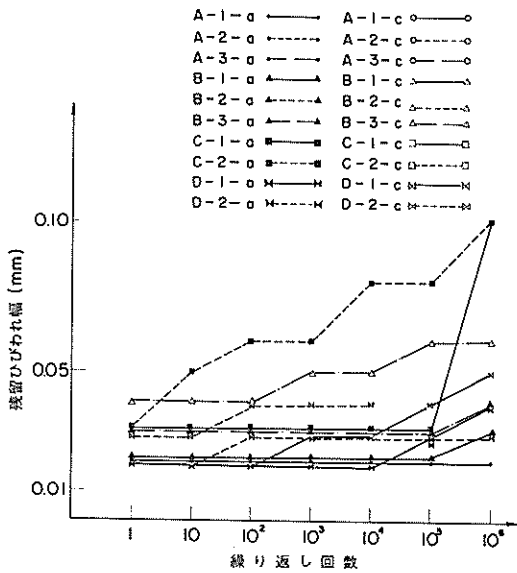
表一 4.5 ひびわれ間隔

(単位: cm)

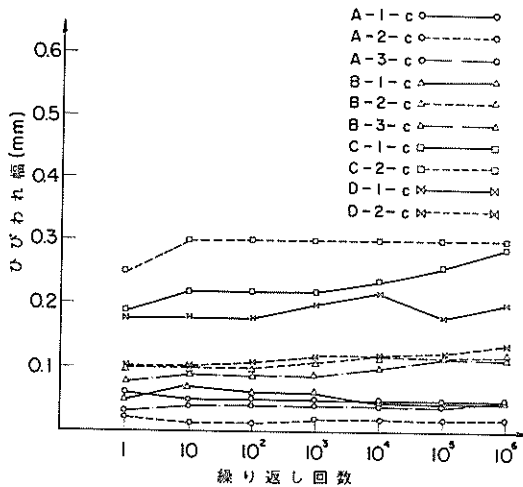
供試体の種類	載荷手順別の試験値			
	a	b	c	d
A - 1	15.6	16.8	15.9	23.0
A - 2	19.7	23.6	20.6	21.0
A - 3	14.3	20.3	18.2	24.6
B - 1	15.6	14.1	12.3	14.0
B - 2	16.5	18.0	13.0	13.0
B - 3	16.4	21.4	16.2	16.0
C - 1	12.2	16.0	12.3	13.0
C - 2	16.8	17.5	14.1	15.1
D - 1	13.1	14.8	11.7	12.9
D - 2	17.3	13.9	11.2	12.0



図一 4.16(a) 繰り返し回数とひびわれ幅



図一 4.17 繰り返し回数と残留ひびわれ幅



図一 4.16(b) 繰り返し回数とひびわれ幅

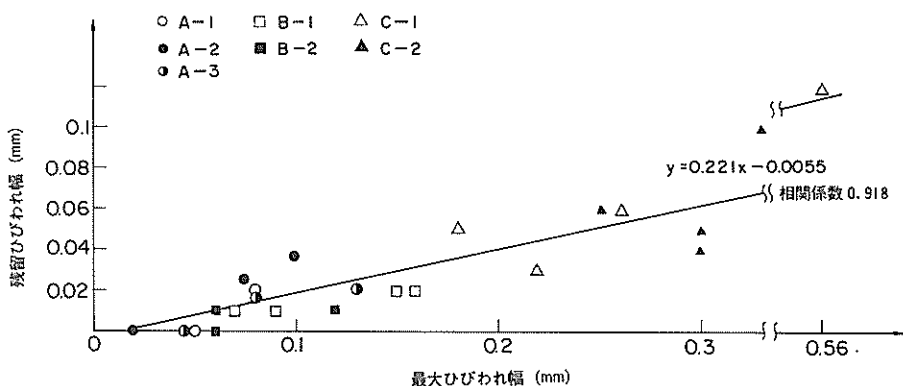
はりにおいてその差はわずかである。

B型、C型、D型のひびわれ間隔は13～14 cm程度であった。A型のひびわれ間隔は20 cm程度であった。この違いは、A型が丸鋼のPC鋼材のみを使用しているのに対し、B型、C型、D型がPC鋼材とともに異形鉄筋を使用していることによるものと考えられる。異形鉄筋を使用している場合、かぶりおよび配筋が類似していれば、プレストレスの違いおよびPC鋼材の付着の有無は、ひびわれ間隔にほとんど影響を与えないことが認められ

る。

(4) ひびわれ幅

ひびわれ幅の測定結果を図一 4.14、図一 4.15に示す。繰り返し回数とひびわれ幅、繰り返し回数と残留ひびわれ幅との関係を図一 4.16、図一 4.17に示す。ひびわれ幅は繰り返し途中の最大荷重載荷時のものとした。残留ひびわれ幅は繰り返し途中の最大荷重載荷直後の荷重ゼロの時のものとした。なお、ここでいうひびわれ幅は、最大ひびわれ幅である。



図一 4.18 最大ひびわれ幅と残留ひびわれ幅の関係

載荷パターンの影響を単一部材についてみる。図 4.14 より A 型, B 型, D 型では繰返し載荷を受けたはりのひびわれ幅は繰返し載荷を受けないはりも大きいとは認められない。しかし, C 型では, C-1-a はりのようにひびわれ幅が大きいものもある。また, A-1-b はりはひびわれ幅 0.4 mm 程度から急速に増加したが, 鉄筋を配筋していないことおよび破壊耐力が小さいことと関連づけられよう。しかし, 使用限界状態上考慮すべき 0.3 mm 以下のひびわれ幅については, 他の載荷パターンとの相違はない。両振り載荷と片振り載荷との差は, C 型でのみ認められたが, 他のはりではほぼ同じである。

接合部の影響を初載荷相当のものについてみる。後打ちコンクリート接合およびエポキシ樹脂接合では, 接合部に最大ひびわれが発生した。溶接接合では, 接合部中の鋼材とコンクリートの付着面もしくは, 鋼材端部より発生したひびわれが最大ひびわれであった。

しかし, 接合部材の繰返し載荷後のひびわれ幅は, 単一部材のものにほぼ等しかった。これは, 初載荷時には, 種々のひずみ, 応力が接合部に集中していたものが, 繰返し載荷によって徐々に解放され均一化されたためと判断される。

最大ひびわれ幅と残留ひびわれ幅の関係を図一 4.18 に示すが, この図に示すように, 残留ひびわれ幅は最大ひびわれ幅の 2 割程度である。

5. 考 察

5.1 PC はりの力学的性質に及ぼす両振り繰返し荷重等の載荷パターンおよび接合部の影響

(I) 両振り繰返し荷重の影響

両振り繰返し荷重を受けた PC はりの力学的性質, すなわち, はりの破壊耐力, じん性率, 鋼材およびコンクリートのひずみ, はりのたわみ, ひびわれ幅などは, 片振り繰返し荷重を受けたものに比較してほとんど違いがない。さらに, 両振り繰返し荷重を受けた PC はりは, 片振り繰返し荷重を受けたものと同様に, 初載荷相当のものに比較して, はりの破壊耐力が大きく, また, 鋼材ひずみの増加は小さく考慮しなくてもよい程度である。

なお, 本実験結果では繰返し荷重載荷を受ける (載荷パターン a および c) の破壊耐力が他の載荷パターン (b および d) のものに比較して大きいことが認められこの事実は, 繰返し応力による鋼材の塑性硬化あるいはひびわれ近傍の局部ひずみが緩和されることなどによって説明することができる。このように繰返し荷重載荷を受けるものの耐力が増加する現象は金属においては一般的に認められているがコンクリートにおいては事例が少なく一般的に認められるまでには至っていない, 今後の研究がまたれる分野である。

ただし, はりのプレストレスが小さく, 繰返し荷重による応力 (ひずみ), 応力振幅がある程度以上大きくなると C-1-a のように急激にひずみが増加したり D-2-a のごとく破壊したりするものがある。これは, 片振りに比較して繰返し荷重による応力振幅が大きいためである。

(2) 負の過大荷重の影響

本実験の範囲では, 負の過大荷重を受けた PC はり (載荷パターン b) の破壊耐力は, 他の載荷パターン (a, c および d) のものに比較して小さい。また, 載荷パターン b のものうち A-1-b などのはりでは, 負の過大荷重を受けたのちの, ひずみ, ひびわれ幅の増加も

他の載荷パターンのもより大きい。これは負の過大荷重による損傷の影響、特にコンクリートに対するものは、載荷直後が最も大きく、繰返し荷重載荷を受けると損傷の影響は分配され、緩和されると考えられる。これに関しては、さらに検討が必要である。

(3) 接合部の影響

接合部を有するはりの破壊耐力は、初載荷相当の載荷パターンdで考えると、接合部を有しないはりに比較して低下している。すなわち、後打ちコンクリート接合で0.71~0.86、エポキシ樹脂接合で0.71、溶接接合を有する接合で0.86と接合部を有しないはりに比較して低下している。このため、接合部を有しないはりと同程度の破壊に対する安全度を保持するためには、接合部を有しないはりを対象としている計算値を低減する必要がある。この低減係数を定めるには各々の接合法について相当数の実験が必要と考えられるが、本実験の範囲では1つの目安として0.7程度が考えられる。

なお、接合部を有するはりと有しないはりの破壊耐力は繰返し載荷を受けた後では、その差は小さくなる。

接合部における鋼材ひずみは、接合部を有しないものより大きく、PC鋼材よりもむしろ鉄筋においてその影響は大きいようである。また、ひびわれ幅もやや大きいようである。特に留意すべき点は、接合部のひずみ、ひびわれ幅ははりごとに非常にばらつくということで、あるはりでは接合部を有しないはりより小さいが、あるはりでは2倍以上にもなるといったことである。十分な安全を見込むと接合部におけるひずみ、ひびわれ幅は接合部を有しないはりの2倍として考える必要があろう。

5.2 PC部材の設計法

一般にPC部材を設計する場合、3つの限界状態について検討する必要がある。すなわち、破壊に対する安全度の検討(終局限界状態)、ひびわれ、たわみなどに関する検討(使用限界状態)および疲労に関する検討(疲労限界状態)を行うのである。²⁾

以下、それらの検討法について述べる。

(1) 破壊に対する安全度の検討(終局限界状態)

破壊に対する安全度の検討は、部材の断面耐力の設計用値より大きいことを確かめることによって行う。

今回の実験により、単一部材ではコンクリートおよび鋼材特性として実測値を用い、PC標準示方書に準じた計算を行えば、載荷パターンにかかわらず断面耐力を安全側に算定できることが認められた。よって、単一部材については現行の設計法(PC標準示方書)に準じて行えばよい。しかし、接合部を有するはりでは、破壊耐力

は単一部材よりばらつき、計算値を下回るものが多く、不明確な点が多い。単一部材と同程度の安全度を保持するためには、低減係数を乗ずる必要がある。低減係数を定めるには各接合法についてさらに検討を要するが、本実験の範囲で1つの目安として0.7が考えられる。

(2) ひびわれの検討(使用限界状態)

使用限界状態の検討項目としてはひびわれ幅のほかたわみなどがあるが、ひびわれがもっとも重要であるのでこれについて述べる。

ひびわれに関する重要な結論として、PCにおいても残留ひびわれがあるということである。そのため、使用時のひびわれ幅制御のみでなく、場合によっては残留ひびわれ幅の制御も考える必要がある。すなわち、終局限界状態を検討する荷重やそれよりやや小さい荷重によってひびわれが生ずる場合、その残留ひびわれ幅が、使用限界状態で制御するひびわれ幅に比較して大きくなることもありうるので、この場合は残留ひびわれ幅の制御が重要となる。

次に、一般にひびわれ幅を考える場合の目安は0.1 mm、0.2 mm、0.3 mmであるが、これらに対するひびわれ幅の算定法について述べる。ひびわれ性状自体が非常に不安定なものであるし、ひびわれ幅の鋼材腐食に対する影響もそれほど明確なものではないのでそれほど厳密な式は要求されない。単一部材についてはGergely-Lutz式³⁾の精度が比較的良好で暫定的にこの式を用いてもよいと考えられる。しかし、将来的には、Gergely-Lutz式、CEB-FIP 78式⁴⁾さらには他の式をも含め再検討する必要がある。

接合部を有するはりでは、ひびわれ幅が不確実なことおよび接合部の鋼材は腐食しやすいことより、接合部については、モーメントの小さい箇所設計するなどの配慮をし、できれば破壊耐力を検討する荷重に対してもひびわれを発生させない設計法をとることが望ましい。

(3) 疲労に関する検討(疲労限界状態)

本実験は、疲労に関する検討のうち破壊の検討ではなくむしろ疲労によるひびわれ幅、ひずみの増加などについて検討を行った。疲労に関して明確なことを言うにはデータ不足ではあるが、すべての鋼材のひずみが800 μ (約1600 kgf/cm²)以下であれば、片振り、両振りともにほぼ安定したひびわれ幅、ひずみ性状を示すと判断された。

(4) 終局限界状態と使用限界状態との関係

本実験ではプレストレスを3種に変えたPCはりを用い終局限界状態と使用限界状態を検討した。この3種類のPCはりとはほぼ同程度の破壊耐力を有するRCはりにつ

いて、終局限界状態に対応する荷重（破壊荷重）に対する各種使用限界状態に対応する荷重の比を計算し表一5.1に示す。

この表より、例えばデコンプレッション（コンクリートに引張応力が発生しない状態）で設計する場合には、当然のことながらプレストレスの大なるものほどその比は大きく、RCではそのような設計は不可能である。しかし、ひびわれ幅 0.3 mm で設計するとその差は小さくなり、A型、B型に限って言えば鉄筋を配筋したB型の比の方が大きくなるのである。すなわち、いずれのひびわれ限界状態を選択するかで、設計は大きく異ってくる。

このひびわれ限界状態の選択に関しての1つの考え方として、死荷重と変動荷重の比といったものが重要となってくる。すなわち、死荷重が大部分であれば、デコンプレッションに近い設計となろうし、死荷重がない場合には、変動荷重の性質に応じて 0.1~0.3 mm のひびわれ幅を選定すべきと考える。

表一5.1 各限界状態の破壊荷重に対する比

供試体の種類	デコンプレッション	ひびわれ発生	各ひびわれ幅 Gergely-Lutz式		
			0.1mm	0.2mm	0.3mm
A	0.283	0.541	0.526	0.653	0.741
B	0.192	0.407	0.460	0.606	0.783
C	0.120	0.385	0.376	0.525	0.674
RC	0	0.265	0.145	0.342	0.501

6. まとめ

上記の実験結果とその考察より得られた主な結論は次のとおりである。

(1) 実験結果のまとめ

両振り繰り返し荷重載荷と片振り繰り返し荷重載荷とは載荷後の破壊耐力、ひずみ、ひびわれ幅などには大きな相違はない。ただし、疲労寿命については鋼材の応力振幅が異なるため、両振り繰り返し荷重載荷を受けるものの疲労寿命が短い。疲労寿命についてはさらに検討する必要があるが、本実験の範囲では鋼材の応力（有効緊張力によるものは除く）が 1600 kgf/cm² 以下であれば、両振り繰り返し荷重載荷の場合も含めて、疲労破壊およびひずみ、ひびわれ幅の急激な増加はなかった。

接合部を有するはり、接合部を有しないはりに比較して、破壊耐力がやや小さく、ひびわれ幅がやや大きくなる。

PCはりにおいても残留ひびわれ幅が存在する。

(2) 設計への反映

両振り繰り返し荷重載荷を受けるはりにおいてもPC標準示方書に準じて破壊耐力を計算すればよい。接合部の破壊耐力は、PC標準示方書に準じて計算した破壊耐力に低減係数を乗ずる必要がある。低減係数については各接合法ごとにさらに検討を要するが、本実験の範囲から1つの目安として0.7が考えられる。

ひびわれ幅については暫定的にGergely-Lutz式を用いて計算してよいが、ひびわれ幅計算式についてはさらに検討を行う。接合部を有するはりについては、ひびわれ幅に不確実な面が多く、現状では接合部近傍にはひびわれ幅を発生させない設計をするのが望しい。

7. あとがき

本研究によって、繰り返し載荷を受けるPC部材の設計について一通りの考え方がまとめられた。しかしながら、試験に多くの要因を取り入れたこと及び各要因に対する供試体が1体であることから、試験値のばらつきもあり、報告自体が総花的なものとなったことは否めない。今後、それらの詰めについては、ケースごとに処理して行きたいと考える。

最後に、本研究の遂行について、貴重な御助言をいただいた前材料施工研究室長関博氏ならびに御助力いただいた前材料施工研究室堀井義一氏に深謝いたします。

(1981年6月30日受付)

参考文献

- 1) "プレストレストコンクリート標準示方書(昭和53年版)" 土木学会, 209 pp., 1978年1月
- 2) "コンクリート構造の限界状態設計法試案", 土木学会, コンクリートライブラリー第48号, 136 pp., 1981年4月
- 3) Gergely P., Lutz L. A., "Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members", ACI SP-20, pp. 87~118, 1968,
- 4) "Model Code for Concrete Structures", CEB-FIP pp. 156~160, 1977年
- 5) A. Tam "The ultimate moment of resistance of unbonded partially prestressed reinforced concrete beams" M.C.R., Vol 28, No.97, pp. 203~208, Dec 1976
- 6) 小柳 治, "コンクリート部材の塑性ヒンジについて" コンクリート工学, Vol 15, No. 5, pp. 1~10,

1977年5月

7) 岡田 清, 神山 — “プレストレストコンクリートの設計”, 国民科学社, pp. 106 ~ 112, 1974

付 録

本研究に用いた計算方法について述べる。この中で, unbond PC はりの応力解析方法は, 本研究で提案するものである。

A 破壊耐力の計算

(1) 付着のあるPCはり

破壊荷重については, 通常用いられている方法に準じた。すなわち, (i) 平面保持を仮定, (ii) はり曲げ破壊時の最大圧縮ひずみを含むコンクリート応力分布のモデル化, (iii) 鋼材の応力 — ひずみ曲線のモデル化, および破壊形式として引張曲げ破壊を想定した。

この考えに基づき, ①プレストレストコンクリート標準示方書に示されるコンクリート応力矩形分布および鋼材の応力 — ひずみ関係をそのまま用いたもの, ②コンクリートの応力分布としてPC示方書の矩形分布を用い, 鋼材の応力 — ひずみ関係としては, 実測値をそのまま bi — linear として用いたもの, ③コンクリートの応力分布および鋼材の応力 — ひずみ関係として ACI — 318 — 77 に示されるものを用いたもの, ④コンクリートの応力分布として ACI を用い, 鋼材の応力 — ひずみ関係として実測値を bi — linear として用いたもの, の4種の計算を用い, 破壊耐力および破壊時の曲率, たわみなどを計算した。なお, コンクリートの計算用圧縮強度としてはほぼ試験材令の円柱供試体強度を用いた。

(2) 付着のないPCはり (unbond PC はり)

unbond PC 部材破壊耐力を簡便に計算する方法として, ACI に示されるPC鋼材の引張強さ f_{pu} を低減する必要がある。すなわち, f_{pu} として f_{ps} を用いる。ここで f_{ps} は,

$$f_{ps} = f_{se} + 10,000 + f'_c / 100 \rho_p \quad (\text{単位: } p_{si})$$

f_{se} = 有効引張応力, f'_c = コンクリート圧縮強度,
 ρ_p = PC鋼材断面積 / bd

本研究でも, この方法を用いて計算した。しかし, この方法では, unbond PC の特徴である。PC鋼材の応力に及ぼす部材軸方向の曲げモーメント分布の影響をほとんど考慮することができない。

曲げモーメント分布の影響を取り入れたものとして, 文献5) による方法によって破壊曲げモーメント等を計

算した。

この方法の特長は, 塑性ヒンジの長さを中立軸位置の関数として表わしたことです。すなわち

$$\phi = (\text{塑性ヒンジ長}) / nd = 10.40 \text{ と仮定し,}$$

$$n = \text{中立軸深さ} / \text{有効高さ}, d = \text{有効高さ},$$

$$kd = \text{補強鉄筋の有効高さ}, \gamma = \text{Hognestadの}\lambda_2$$

$$a = \lambda_1 \cdot \lambda_3 (\text{Hognestad}), \gamma_1 = A_s / bd, \gamma = A_p / bd$$

L = 定着と定着の距離, とし,

$$\lambda = \phi r \epsilon_u E_s d / L f_{cu}, q_e = r f_{pe} / f_{cu}$$

(f_{cu} は cubic の強度なので $1.25 \times \text{cylinder 強度}$)

$$q_s = r_1 f_y / f_{cu}, q_u = (q_e + \lambda) / (1 + \lambda / a) - q_s \lambda / (a + \lambda)$$

を計算する。これより, 破壊曲げモーメント M_u は

$$M_u = \left[q_u \left\{ 1 - r / a (q_u + q_s) \right\} + q_s \left\{ k - \frac{r}{a} (q_u + q_s) \right\} \right] f_{cu} b d^2$$

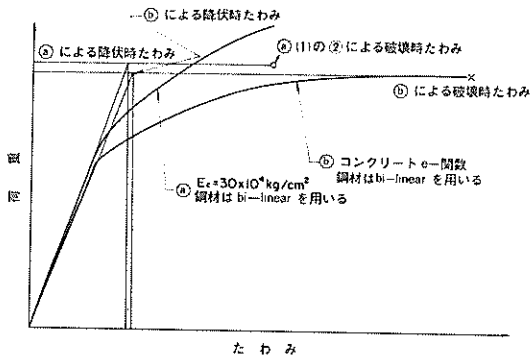
と計算される。なお, この場合, 圧縮側の鋼材は無視した。

B じん性率および破壊時曲率, たわみ

はりのねばり強さ (変形性能) を表わす指標として, じん性率および破壊時曲率, たわみを考える。じん性率は破壊時曲率 (または破壊時たわみ) と降伏時曲率 (または降伏時たわみ) との比で表わされる。

PC はりの場合, 明確に降伏時を計算することは困難であるので, 本研究では, コンクリートのヤング係数を $E_c = 30 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ とし, ⑤ PC鋼材の応力 — ひずみ関係として bi — linear としたもの」および⑥「コンクリートの応力 — ひずみ曲線として e — 関数を用い, PC鋼材は実測値を bi — linear としたもの」の2つを用い, (3) で述べる方法を用いてそれぞれ荷重 — 曲率, 荷重 — たわみ曲線を求めておく。また別に, ④については, 1. (1) の (2) で示す方法で破壊耐力, 曲率, たわみを求め, ⑤については, e — 関数のコンクリート最大ひずみまで計算を行い, それにより破壊耐力, 曲率, たわみを計算する。

これらより, おのおの文献6) に示される方法により, じん性率を計算する (付図 — 1 参照)。すなわち, ④, ⑤とともに, まず, 破壊耐力 (荷重) およびたわみを求めておき, 次に原点を通りかつ荷重 — たわみ曲線に接する直線を描き, それと破壊荷重との交点を求め, それを降



付図一 荷重-たわみ曲線を用いたじん性率の算定

伏時たわみと定義する。破壊時たわみと定義した降伏時たわみの比をじん性率とする。

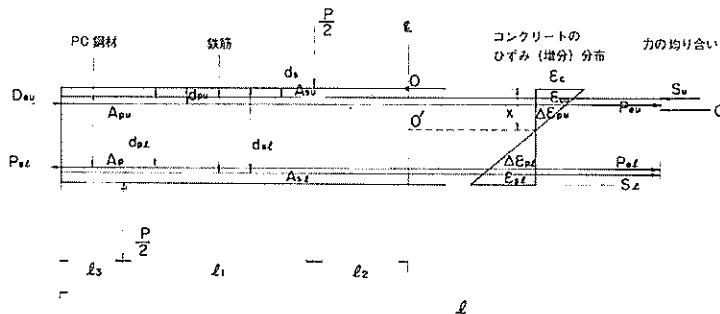
PC鋼材では $E_p = 200 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ としたもので、弾塑性モデルとしては、実測の応力-ひずみ曲線を bi-linear としたものをを用いた。

(2) 付着のないPCはり (unbonded PC はり)

unbonded PC はりの断面応力解析は、付着のある場合と異なり、平面保持の仮定が成立しないため困難である。本研究では、コンクリート引張応力発生前に対しては一般的な方法⁷⁾を用いて計算したが、引張応力発生以後に対しては、適切な計算法がなく、次に示す計算法を提案する。

計算上の仮定は、①コンクリート断面は平面保持、②同一組のコンクリートひずみは考えている断面のモーメントに比例する、の2つとした。この仮定より、付図一2において、O点におけるモーメントの釣り合いを考え、

$$\begin{aligned} & P/2 \cdot l_1 + P_{eu} \cdot d_{pu} + P_{el} \cdot d_{pl} + (x - d_{su})/x \cdot \\ & \cdot E_s \epsilon_c A_{su} d_{su} + (x - d_{sl})/x \cdot E_s \epsilon_c A_{sl} d_{sl} + \\ & + x^2/6 \cdot \epsilon_c E_c b = 0 \end{aligned} \quad (1)$$



付図一 2 unbonded PC はりのひずみ分布

また、+断面での上側、下側のPC鋼材位置のコンクリートひずみをそれぞれ ϵ_{pu} , ϵ_{pl} とすれば

$$\epsilon_{pu} = (x - d_{pu})/x \cdot \epsilon_c \quad (2)$$

$$\epsilon_{pl} = (x - d_{pl})/x \cdot \epsilon_c \quad (3)$$

l_1 区間でのPC鋼材位置のコンクリートひずみの平均値は、仮定②より式②の $1/2$ と考えられ、全区間のコンクリートのひずみ Δl_{uc} は

$$\Delta l_{uc} = 2\{\epsilon_{cu} \cdot l_2 + \epsilon_{pu}/2 \cdot l_1\} = (l_1 + 2l_2) \cdot \epsilon_{pu}$$

PC鋼材の載荷前のひずみを ϵ_{pi} とすれば、PC鋼材の全ひずみ Δl_u は

$$\Delta l_u = \Delta l_{uc} + \epsilon_{pi} \cdot l = (l_1 + 2l_2) \epsilon_{pu} + \epsilon_{pi} \cdot l \quad (4)$$

PC鋼材の応力 σ_{peu} は

$$\sigma_{peu} = E_p \cdot \epsilon_{pu} = E_p \cdot \Delta l_u/l \quad (5)$$

さらに、PC鋼材の引張力 P_{eu} は

$$P_{eu} = A_{pu} \cdot \sigma_{peu} \quad (6)$$

同様に

$$\Delta l_e = (l_1 + 2l_2) \cdot \epsilon_{pl} + \epsilon_{pi} \cdot l \quad (7)$$

$$\sigma_{pel} = E_p \cdot \Delta l_e/l \quad (8)$$

$$P_{el} = A_{pl} \cdot \sigma_{pel} \quad (9)$$

また、軸方向力の釣り合いより、

$$\begin{aligned} & P_{eu} + P_{el} + \epsilon_c/2 \cdot E_c b x + (x - d_{su})/x \cdot \epsilon_c E_s A_{su} \\ & + (x - d_{sl})/x \cdot \epsilon_c E_s A_{sl} = 0 \end{aligned} \quad (10)$$

* 岡田清, 神山一「プレストレストコンクリートの設計」国民科学社 1974 pp 106 ~ 112 7)

上記10式を x と P で解くと、 x の3次式となる。すなわち、

$$\begin{aligned}
 & - (A_{pu} E_p \cdot \epsilon_{pi} + A_{pl} E_p \epsilon_{pi}) / 6 \cdot E_c b \cdot x^3 \\
 & + (Pl_1/2 + A_{pu} E_p \epsilon_{pi} d_{pu} + A_{pl} E_p \epsilon_{pi} d_{pl}) / 2 \cdot \\
 & \cdot E_c b x^2 + \left[(Pl_1/2 + A_{pu} E_p \epsilon_{pi} d_{pu} + A_{pl} E_p \epsilon_{pi} d_{pl}) \right. \\
 & \cdot \{ A_{pu} E_p (2l_2 + l_1) / l + A_{pl} E_p (2l_2 + l_1) / l + A_{su} E_s \\
 & + A_{st} E_s \} - (A_{pu} E_p \epsilon_{pi} + A_{pl} E_p \epsilon_{pi}) \{ A_{pu} E_p (2l_2 + \\
 & + l_1) d_{pu} / l + A_{pl} E_p (2l_2 + l_1) d_{pl} / l + A_{su} E_s d_{su} + \\
 & \left. + A_{st} E_s d_{st} \} \right] x \\
 & - (Pl_1/2 + A_{pu} E_p \epsilon_{pi} d_{pu} + A_{pl} E_p \epsilon_{pi} d_{pl}) \cdot \\
 & \cdot \{ A_{pu} E_p (2l_2 + l_1) \cdot d_{pu} / l + A_{pl} E_p (2l_2 + l_1) d_{pl} / l \\
 & + A_{su} E_s d_{su} + A_{st} E_s d_{st} \} + (A_{pu} E_p \epsilon_{pi} + A_{pl} E_p \epsilon_{pi}) \\
 & \cdot \{ A_{pu} E_p (2l_2 + l_1) d_{pu}^2 / l + A_{pl} E_p (2l_2 + l_1) d_{pl}^2 / l \\
 & + A_{su} \cdot E_s d_{su}^2 + A_{st} \cdot E_s d_{st}^2 \} = 0 \quad \text{⑩}
 \end{aligned}$$

⑩式より、任意の P に対して x が求まり①～⑩式より $\epsilon_c, \epsilon_{pu}, \epsilon_{pl}, \epsilon_{su}, \epsilon_{st}$ などが計算される。

C 応力 (ひずみ) 計算

(1) 付着のあるPC部材

この計算法は、通常用いられている平面保持の仮定およびコンクリート引張強度を無視するという仮定に基いたものである。

コンクリートに引張応力が発生する以前の段階（以後 decompression の状態と称する）では全断面有効として計算する。

コンクリートに引張応力発生以後は、コンクリート応力 O の維を中立軸として、(圧縮縁と中立軸との距離を

x)、PC鋼材有効緊張力も外力として、軸方向力の均り合い、モーメントの均り合いについて解き、ひずみ、応力さらには EI を計算した。なお、この場合、コンクリートと鋼材についてそれぞれ、弾性モデル、塑性モデルを考え、はりとして弾性範囲および降伏以後のひずみ、応力、 EI を計算した。コンクリートの弾性モデルは $E_c = 3.0 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ としたもので、塑性モデルとしては一関数法を用いた。鋼材の弾性モデルは鉄筋では $E_s = 210 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$

D たわみの計算

曲げ剛性 EI を用いて通常の計算を行った。なお、曲げモーメントの変化する区間 (せん断区間) の EI については、全断面有効とした EI と最大曲げモーメント区間の EI との平均値を用いて計算した。

E ひびわれ幅の計算

PCはりの曲げひびわれ幅を算定する式は、種々提案されているが、本研究では、① Gergely-Luty の式、② CEB — FIP 1970 年の式、および③ CEB — FIP 1978 年の式を用いた。この3式を選定した理由は、①は AC I (アメリカコンクリート協会) 規定の原式であること、②は最も式が簡便なこと、③は CEB — FIP のモデルコードに採用されており今後国際的に用いられる可能性が高いこと、である。なお、ひびわれ幅算定式の優劣は、ひびわれ現象自体が複雑であることもあり、いずれが適当なものであるかを判定することは容易ではない。

港湾技研資料 No. 397

1981.9

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 阿部写真印刷株式会社

Published by the Port and Harbour Research Institute,
Nagase, Yokosuka, Japan.