コンクリートアーチ模型の破壊試験

大 浦 隆*¹・加藤雅史*²・河村哲男*³

概 要 筆者らは、以前、合成アーチ工法に関する実験を行った。本稿は、この新工法で架設したコンクリートアーチ模型（スパン 11 m、ライズ 2.75 m）の破壊に至るまでの載荷試験について述べたものである。具体的には、ひびわれの進展やヒンジの形成、部材剛性の変化、構造破壊耐力等を調査項目として実施した。また、拡張した Branson 式を用いてヒンジ形成前までの非線形解析を試みたので、その結果も併せて報告する。

キーワード：合成アーチ工法、ひびわれ、曲げ剛性、たわみ、非線形解析

1. はじめに

筆者らは、文献 1) において、コンクリートアーチ橋アーチリブの新しい架設工法（合成アーチ工法）に関する実験的検討を行った。本稿は、この新しい施工法によって架設したコンクリートアーチ模型の破壊に至るまでの載荷試験について述べるものである。

現在、世界の主なコンクリート構造物の設計法は、CEB-FIP Model Code²⁾ や ACI Building Code³⁾ などに見られるように、終局強度設計法あるいは限界状態設計法となってきた。一方、わが国においても、許容応力度設計法から限界状態設計法へ移行しつつある⁴⁾。本試験が対象とするコンクリートアーチは不静定構造であり、またアーチ形状をしていることから、どのような破壊のメカニズムを示すか非常に興味あるところである。さらに、本試験は限界状態における曲げモーメントの再分配量、部材剛性の評価法、変形状を把握できる実用的な解析法など、限界状態設計法への移行に際しての基礎的な資料を与えるものと考えられる。

以上のことから、本試験は ① ひびわれの進展やヒンジの形成等の破壊性状、② 部材剛性の変化によるたわみおよび曲げモーメントの変化、③ 一断面の破壊および構造物全体としての破壊耐力、等を具体的な調査項目として実施した。

また、拡張した Branson 式を用いてヒンジ形成前までの非線形解析を試みたので、その結果も併せて述べる。

2. 試験方法

2.1 試験供試体

- *1 正会員 ビー・エス・コンクリート（株）主任技師
- *2 正会員 名古屋大学助手 工学部土木工学科
- *3 正会員 ビー・エス・コンクリート（株）主任研究員

図-1 アーチ模型

図-2 アーチリブ断面

表-1 亜鉛鉄板、鉄筋の強度試験結果

		降伏強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)	備 考
		1	2	平均	
亜鉛鉄板	1	2 500	3 650	2.20×10 ⁶	5号試験片 板厚 0.8 mm
	2	2 500	3 550	2.04×10 ⁶	
	3	2 500	3 550	2.00×10 ⁶	
鉄筋	1	3 260	4 460	2.10×10 ⁶	丸鋼 φ9
	2	3 260	4 510	2.11×10 ⁶	

表-2 コンクリートの強度試験結果

		7 日 圧 縮 強 度 (kgf/cm ²)			7 日 弾 性 係 数 (kgf/cm ²)
		1	2	平 均	
充填コンクリート		360	337	348	—
巻 コ ン ク リ ー ト 立	第 1 ブロック	328	305	317	—
	第 2 ブロック	313	280	297	—
	第 4 ブロック	260	250	255	—
	第 6 ブロック	330	325	328	—
	第 7 ブロック	350	340	345	317 000

(注) セメントは早強セメントを使用した。

試験に用いたアーチ供試体は、図—1 に示すようにアーチスパン 11 m, ライズ 2.75 m の鉄筋コンクリート構造である。供試体は亜鉛鉄板による鋼管アーチにコンクリートを充填し、その周囲にコンクリートを巻き立て製作したもので、その断面は図—2 のようである。アーチ軸線は指数曲線としたが、その詳細は文献 1) を参照されたい。

供試体を使用した亜鉛鉄板および鉄筋の強度試験結果を表—1 に、また、コンクリートの強度試験結果を表—2 に示す。

2.2 載荷方法

載荷方法は、アーチクラウンでの一点集中載荷方式とした。この方法は、実橋での荷重状態と相異なるが、アーチ構造のひびわれ発生後の断面力・たわみの変化、ヒンジ形成から構造破壊までの性状等はおおよそ把握でき

るものとする。

載荷は、表—3 のように 10 サイクルの繰返し載荷で行った。載荷装置および載荷試験状況は図—3 と写真—1 に示す。

2.3 測定方法

測定項目は、アーチリブのたわみ、コンクリートの表面ひずみ、鉄筋のひずみ、載荷荷重およびひびわれ状況である。

表—3 載荷 サイクル

サイクル	最大荷重 (kgf)	サイクル	最大荷重 (kgf)
1	300	6	2 400
2	600	7	3 850
3	900	8	3 500
4	1 300	9	4 000
5	1 700	10	4 300*

* 破壊荷重

図—3 載荷装置

Loading Test of Concrete Arch Model

By T. Oh-ura, M. Katoh, T. Kawamura

Concrete Journal, Vol. 23, No. 9, pp. 27~35, Sept. 1985

Synopsis Previously, we carried out experiments concerned with composite arch method. This paper reports on loading test of concrete arch model (span length 11 m, rise 2.75 m) erected by this new method. Main investigation items are development of cracks, formation of hinges, change of flexural stiffness and structural collapse. Also, the resultants of non-linear analysis before formation of hinges by extended Branson's formula are discussed.

Keywords : composite arch method, cracks, flexural stiffness, deflection, non-linear analysis

写真-1 載荷実験状況

図-4 ひずみゲージ、変位計の設置位置

たわみは、図-4に示すように片側7か所ずつ、計14か所に変位計を設置して測定した。コンクリートの表面ひずみは、ひずみゲージをアーチリブの巻立てコンクリート継目部より5cm離れた位置に、リブの上下各2枚ずつ、12地点(図-4)で計48枚張り付けて測定した。鉄筋のひずみはスプリング、 $1/4l$ 点、クラウン部の鉄筋に上下1枚ずつ張り付けたひずみゲージを用いて測定した。さらに、載荷荷重はロードセルの出力で記録した。また、ひびわれ状況は目視によって観察した。

なお、繰返し載荷の1~7サイクルでは、除荷に対しても測定を行った。また10サイクルでは、破壊の危険性から変位計等は撤去し、載荷荷重のみ測定した。

3. 試験結果

3.1 ひびわれ荷重

アーチリブ側面のひびわれ発生状況を図-5に示す。載荷直下点のひびわれは、目視では4サイクルの1300kgf載荷で発見された。また、コンクリート表面ゲージのひずみの変化状況(図-6)から見ると1250kgfで発生したと考えられる。 $1/4l$ 点のひびわれは、節点5のひずみゲージでは5サイクルの1450kgf載荷で、節点12のひずみゲージでは6サイクルの1800kgf載荷で、

図-5 アーチリブ側面ひびわれ発生状況

図-6 クラウン部コンクリートの引張ひずみ (4サイクル)

それぞれ発生した。いずれも、コンクリートの引張ひずみが約 100×10^{-6} に達したときに生じている。

計算上のひびわれ荷重は、コンクリートの引張強度を圧縮強度の $1/10$ として求めると、クラウン部で1350kgf、 $1/4l$ 点で1940kgfとなり、おおむね実測値と一致している。

3.2 たわみ形状

アーチクラウンの各サイクルごとの荷重-たわみ曲線を図-7に示す。これから、各サイクルでの立ち上がりの曲線の勾配は高サイクルになるにつれ緩くなる様子がうかがえる。その変化を、ひびわれ発生前で全断面有効と考えられる4サイクルの勾配を基準にして立ち上り勾配を比較したものが表-4である。アーチクラウンでは、4サイクルに対して高サイクルになるにつれ見掛け

図-7 クラウン部の荷重-たわみ曲線

表-4 たわみ曲線の勾配変化

サイクル	1000 kgf 時勾配比率
4 (最大 1300 kgf)	1.00
5 (最大 1700 kgf)	0.82
6 (最大 2400 kgf)	0.68
7 (最大 3850 kgf)	0.68
8 (最大 3500 kgf)	0.41
9 (最大 4000 kgf)	0.41

上の全体曲げ剛性が低下し、9 サイクルでは当初の4割程度になっている。アーチ 1/4 点では、クラウン部ほど勾配の変化は明確でなかった。

部材の曲げ剛性を適切に定めれば、たわみ分布および曲げモーメント分布を計算することができる。ここではひびわれ図および鉄筋ひずみを測定した断面のひずみ分布から曲げ剛性を仮定した。ひずみ分布の荷重ごとの変化の一例を図-8 に示す。ひびわれのない断面では全断面有効とし、ひびわれ安定域にある断面ではひずみ分布

から中立軸を求め、引張部のコンクリートを無視して断面2次モーメントを計算した。しかしながら、実際にはひびわれが生じて引張部のコンクリートが抵抗したりひびわれ間隔がそれぞれの状態で異なるため、実測たわみも参考にして部材曲げ剛性を仮定した。その様子を表-5 に示す。

各サイクルでの1000 kgf 載荷時のたわみ分布を図-9 に示す。この図で○印が実測値、実線が仮定した曲げ剛性を用いた計算値である。実測値と計算値はほぼ一致しており、仮定した曲げ剛性は実際に近いものであると考えられる。

3.3 曲げモーメント分布

各載荷段階での曲げモーメントを鉄筋およびコンクリートのひずみから求めた。ひびわれのない断面では、コンクリートの上下縁のひずみから全断面有効の断面係数を用いて計算し、ひびわれ断面ではコンクリートの引張抵抗を無視し、鋼管を鉄筋とみなした鉄筋コンクリート理論によった。このとき、中立軸位置や各材料の負担する力は断面のひずみ分布から求めた。

アーチクラウンおよび1/4点の引張鉄筋の荷重-ひずみ関係を図-10 に示す。アーチクラウンの鋼管は、そのひずみ値およびたわみやコンクリートの圧縮ひずみ(図-11) から3350 kgf で降伏し、鉄筋はそのひずみ値から3500 kgf 近辺で降伏したものと考えられる。1/4点では4000 kgf に達しても鉄筋は降伏せず。スプリング部ではひずみゲージが正常な値を示さなかったので不明であるが、目視によるひびわれ発生状況から、4000 kgf では鉄筋は降伏していたものと考えられる。

図-8 各断面の荷重によるひずみの変化(9サイクル)

表—5 断面曲げ剛性の仮定

	ひびわれ進展状況	ゲージでの変化	断面曲げ剛性の仮定
1~3 サイクル	部材にひびわれなし	直線的	全部材全断面有効 $I=0.0001215 \text{ m}^4$
4 サイクル $P_{\max}=1300 \text{ kg}$	4, 5, 11, 12, 13 部材に 700~850 kg で独立した微細ひびわれが発生。また荷重直下点に 1300 kg で微細ひびわれ発生。	荷重直下点の引張側表面ゲージ 1250 kg で急増。	同上
5 サイクル $P_{\max}=1700 \text{ kg}$	荷重直下点のひびわれ 1350 kg で側面に 2 本進展。	節点 5 の引張表面ゲージ 1450 kg で急増。	クラウン部 20 cm 区間 $I=0.000035 \text{ m}^4$ (約 3 割)
6 サイクル $P_{\max}=2400 \text{ kg}$	4, 5, 11, 12, 13 部材に生じていたひびわれ 2400 kg で南北が連絡する。3 部材も同様。8 部材全体に底面にひびわれ発生 (2400 kg で)。	節点 13 の引張表面ゲージ 1800 kg で急増。	同上
7 サイクル $P_{\max}=3850 \text{ kg}$	8 部材に生じていたひびわれ 2000 kg 近くで大きく発達。3500 kg 以上で荷重直下点の 2 本のひびわれも進展し限界に近い。スプリング部に 1~2 本のひびわれが深く入る。	クラウンの引張鉄筋ひずみ 3400 kg で急減。節点 5 の引張鉄筋ひずみは 3400 kg で急増。コンクリートの圧縮ひずみも急増。	3, 4, 5, 11, 12, 13 部材 $I=0.000085 \text{ m}^4$ (約 7 割) 8 部材 $I=0.000061 \text{ m}^4$ (約 5 割) クラウン部 20 cm 区間 $I=0.000035 \text{ m}^4$
8 サイクル 9 サイクル	3500 kg 以上で 3, 4, 5, 11, 12, 13 部材のひびわれ深く進展する。	3500 kg でクラウンの引張鉄筋ひずみの伸びがにぶる。また同荷重で節点 5, 13 の引張鉄筋ひずみ増加。	3500 kg まで 3~5, 11~13 部材 $I=0.000049 \text{ m}^4$ (4 割) 8 部材 $I=0.000025 \text{ m}^4$ 3500 kg 以上 3~5, 11~13 部材 $I=0.000025 \text{ m}^4$ 8 部材 $I=0.000025 \text{ m}^4$ スプリング部 20 cm 区間 $I=0.000025 \text{ m}^4$ クラウン部 20 cm 区間 $I=0.000006 \text{ m}^4$ (ヒンジ扱い)

図—9 た わ み 分 布

曲げモーメントの実測値と計算値を例として、7 サイクルの 1000 kgf と 9 サイクルの 3000 kgf について図—12 に示す。ここで計算値は、前項で述べた曲げ剛性を仮定して計算したものである。7 サイクルのクラウ

ンでは実測値と計算値に差があるが、これは、コンクリートの引張抵抗を無視したためと考えられる。9 サイクルの 3000 kgf 載荷状態では、ひびわれが出尽くしてひびわれ安定領域にあるため、実測値と計算値がよく一致

図—10 引張鉄筋の荷重-ひずみ関係

図—11 クラウン部コンクリートの圧縮ひずみ (7 サイクル)

写真—2 アーチ模型の破壊形状

- 全断面有効として計算した実測モーメント
- コンクリートの引張抵抗を無視した実測モーメント
- 実線は計算値

図—12 曲げモーメント分布

写真—3 クラウン部の破壊状況

していると考えられる。

3.4 破壊荷重と破壊性状

破壊荷重は、変形が大きくなり荷重が増加しなくなる状態をもって定めると 4300 kgf であった。

各種の測定は 4000 kgf までで中止したため、推測の域を出ない点もあるが、おおよその順序で破壊に至ったものと考えられる。

- 1) 1300 kgf でクラウンにひびわれ発生
- 2) 1500~1800 kgf で 1/4l 点にひびわれ発生
- 3) 3400~3500 kgf でクラウン部の鉄筋降伏（ヒンジの形成）

写真-4 1/4L 点 (節点 12) の破壊状況

- 4) 4000 kgf 程度でスプリング (節点 16) の鉄筋降伏
- 5) 4300 kgf で破壊

なお、一断面 (クラウン) の破壊荷重は、破壊抵抗曲げモーメントの式 (道路橋示方書 コンクリート橋編 2.4.4) から 3800 kgf と計算され、構造破壊荷重はその 13% 増となった。

破壊性状は写真-2~4 に示すが、変形は左右非対称となり、最終的に大きなひびわれを生じた断面は、すべてコンクリートの打継目であった。この破壊後、変形を増大させたが、靱性に富み、クラウンで約 20 cm のたわみを生じさせたが崩壊することはなかった。

4. 数値解析による検討

ひびわれ発生後の部材剛性変化による曲げモーメントやたわみの変化を予測するため、拡張した Branson 式を用いて非線形解析を試みた。以下に、その解析手法と解析結果について述べる。なお、塑性ヒンジ形成後の解析は、ヒンジ部の塑性領域の広がり、回転限界等複雑な問題があるので、今回は考慮するに至らなかった。

4.1 解析手法

鉄筋コンクリート構造のひびわれ発生に伴う各要素の剛性 EI の変化を曲げモーメント-曲率関係 ($M-\phi$ 曲線) を用いて応力法で解析する方法が Siristreetreerux・田辺⁹⁾によって提案されている。さらに、後藤ら^{7),8)}はこの方法を変位法に変更し、Branson の実験式⁹⁾を用いて PC ホロー π 形ラーメン橋に適用している。Branson 式は単純曲げに対して提案されたものであるが、堺・角田ら^{9),10)}は曲げモーメントと軸力が同時に作用する場合に Branson 式を拡張する方法を提案している。

本試験で対象としたアーチ構造では、軸力に留意する必要がある。そこで、解析は後藤らの方法^{7),8)}に従うこととしたが、 $M-\phi$ 曲線を求めるのに、Branson 式の拡張を用いることによって計算過程の単純化を試みた。

Branson の実験式による有効断面 2 次モーメント I_{eff} は次式で表される。

$$I_{eff} = \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^m \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^m \right] \cdot I_{cr} \quad (1)$$

ここに、 M_{cr} : ひびわれ発生モーメント

M : 作用モーメント

I_g : 全断面有効時の断面 2 次モーメント

I_{cr} : コンクリートの引張抵抗を無視した断面 2 次モーメント

m : 定数

式 (1) は、モーメントを鉄筋の応力に読み換えても成り立つ。

$$I_{eff} = \left(\frac{\sigma_{s,cr}}{\sigma_s} \right)^m \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{\sigma_{s,cr}}{\sigma_s} \right)^m \right] \cdot I_{cr} \quad (2)$$

ここに、 $\sigma_{s,cr}$: ひびわれ発生時の引張鉄筋応力

σ_s : 作用引張鉄筋応力

堺・角田ら^{9),10)}は、軸力を考慮した場合、式 (2) の I_{cr} を次式で与えている。

$$I_{cr} = \left[\frac{k_{cr}^3}{12} + k_{cr} \cdot \left(\alpha_{cr} - \frac{k_{cr}}{2} \right)^2 + n \cdot p \cdot (1 - \alpha_{cr})^2 \right] \cdot b d^3 \quad (3)$$

ここに、 $k_{cr}d$: 圧縮縁より中立軸までの距離

$\alpha_{cr}d$: 圧縮縁より重心軸までの距離

p : 鉄筋比

b : 部材幅

d : 部材有効高

したがって、有効断面の重心位置、中立軸位置を求めることによって、重心位置における $M-\phi$ 曲線を定めることができる。

具体的な解析手順は次のようである。

- 1) 各種データの読み込み
- 2) 各要素に対して、仮定した一定軸力下で曲げモーメントを増加させ、これに対応する断面の曲率変化を算定する。
- 3) 全断面有効時の初期剛性 $E_0 I_0$ を用いて骨組構造解析を行い、各要素に作用する曲げモーメント M_1 、曲率 ϕ_1 を得る。
- 4) $M-\phi$ 曲線上で ϕ_1 に対応する M_2 を求め、 M_1 と M_2 に差のある場合には M_2/ϕ_1 で求められる修正剛性 $E_1 I_1$ を用いて再計算する。
- 5) 4) を全要素について繰り返し、 M_i と M_{i+1} の差が与えられた誤差以内となったとき、与えられた荷重に対する解とする。
- 6) 次の荷重段階に進む。

この計算中に、 $M-\phi$ 曲線に修正の必要が生じた場合

には、解析で得られた軸力の値を用いて $M-\phi$ 曲線を設定し直す。軸力が前段階より 1 割程度変化することに修正を加えた。

4.2 解析結果

アーチクラウンにおけるたわみ量の解析値を、実測値と比較して図-7 に示す。ひびわれ発生からクラウン部の鉄筋降伏まで比較的良好一致を示している。

ひびわれ発生後には曲げモーメントの再分配が生ずるが、この様子を図-13 に示す。この図から明らかなように、荷重の増加につれ発生するモーメントが比例するという線形解析値に対し、本解析値はひびわれ発生後差異を生じている。ひびわれ発生後、アーチクラウンでのモーメントの増加量が減少するのに対し、スプリングングおよび $1/4l$ 点のモーメント増分が大きくなる。アーチクラウンの鉄筋降伏時のひびわれによる曲げモーメント再分配量は、アーチクラウンで約 12% の減少、スプリングングで約 20% の増加となっている。図中に、9 サイクルでのアーチクラウンの実測モーメントを示した。解析値とは低荷重時の部材条件（ひびわれの有無）が異なっているので、図では少々差が見られるが、非線形解析による方が実測値に近いことが分かる。

図-13 曲げモーメントの再分配

5. む す び

以上、コンクリートアーチの載荷試験について述べたが、得られた結果を要約すると次のようである。

- (1) ひびわれ荷重はアーチクラウン部、 $1/4l$ 点とも計算値とよく一致し、いずれもコンクリートの引張ひずみが約 100×10^{-6} で発生した。
- (2) アーチクラウンの荷重-たわみ曲線の立ち上り勾配はサイクルが増すごとに緩くなり、最終サイクルでは当初の健全な場合の 4 割程度を示した。
- (3) 繰返しサイクルが進み、ひびわれ安定領域に達した断面では、曲げモーメントの実測値と計算値はよく一致した。

(4) 構造破壊は 4300 kgf の荷重で生じ、アーチクラウン部の鉄筋降伏時 (3500 kgf) の 20% 以上、破壊抵抗曲げモーメントの式から計算される断面破壊時 (3800 kgf) の 13% 高い値を示した。

(5) ヒンジの形成は荷重直下点、片側のスプリングングの順に生じたが、最終的に破壊した断面は部材打継目であった。そのときの形状は左右非対称であった。

(6) 破壊時には試験体は非常に靱性に富んでいた。これは鋼管が SRC 構造のように有効に働いたものと考えられる。

(7) 拡張した Branson 式による有効剛性を用いた非線形解析結果をアーチクラウンで実測値と比較すると、たわみはほぼ一致し、曲げモーメントは線形解析より近い結果を得た。

(8) 非線形解析結果では、アーチクラウンの鉄筋降伏時のひびわれによる曲げモーメントの再分配量は、クラウンで 12% の低下に対し、スプリングングで約 20% の増加が見られた。

さらに、実設計との関連において以下のことが言えよう。

- (a) ひびわれ荷重は通常の弾性計算で算出してよい。
- (b) 破壊に近い状態では、線形解析値と実際の曲げモーメントに相当の差があり、非線形解析によるのがよく、その際、Branson の有効剛性を用いる方法は十分有効である。
- (c) 構造破壊は一断面の破壊よりかなり大きな荷重で起こり、モーメントの再分配を設計上に考慮した方がよい。
- (d) 鋼管は設計荷重時、破壊荷重時とも有効とみなすことができる。
- (e) コンクリートの打継目が弱点となりやすく、この部分の強度の確保が必要である。

本試験は、コンクリート強度のばらつき、ひずみゲージの一部不良、および非線形解析においてヒンジ形成後の追求ができなかったこと等、不満点もあるが、実設計にも反映できる基礎資料を得ることができたと考えている。

最後に、本研究に際して種々有益なご助言をいただいた名古屋大学の島田静雄、田辺忠顕両教授、および実験にご協力いただいた日本情報サービス (株) の大下文則氏に感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 大浦 隆・加藤雅史・田辺忠顕・島田静雄：コンクリートアーチ橋架設用アーチ支保工への鋼管コンクリート構造の適用に関する実験的研究，コンクリート工学，Vol. 22, No. 12, pp. 101~111, 1984.12
- 2) Comité Euro-International du Béton-Federation Inter-

nationale de la Precontrainte : CEB-FIP Model Code for Concrete Structures, 1978

- 3) ACI : Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-83, 1983
- 4) 土木学会：コンクリート構造の限界状態設計法指針(案), コンクリートライブラリー, No. 52, 1983.11
- 5) Sirisreetreerux, T., T. Tanabe : Nonlinear analysis of reinforced concrete frames, Proc. of JSCE, No. 292, pp. 103~116, Dec. 1979
- 6) Branson, D.E. : Deflections of reinforced concrete flexural members, Journal of ACI, Vol. 63, No. 6, pp. 637~674, June 1966
- 7) 後藤祐司：P C 構造の非線形解析とⅢ種 P C 設計の一検討—中央自動車道前原 OV をモデルとして—, 日本道路公団技術情報, No. 66, 1983.1
- 8) 後藤祐司・洞毛 隆：P C π 形ラーメン橋の限界載荷試験結果とその非線形解析, 第 5 回コンクリート工学年次講演会講演論文集, 1983.6
- 9) 堺 孝司・角田与史雄・能町純雄：Branson 式の拡張による曲げと軸力を受ける R C 部材の曲げ剛性の評価, 土木学会第 34 回年次学術講演会講演概要集, V-156, pp. 309~310, 1979.10
- 10) Sakai, K., Y. Kakuta : Moment-curvature relationships of reinforced concrete members subjected to combined bending and axial force, Journal of ACI, Vol. 77, No. 3, pp. 189~194, May-June 1980

(投稿：昭和 60 年 5 月 11 日受付)