

コンクリート構造物の非線形解析による 曲げ耐荷力の算定法に関する研究

豊 福 俊 泰*
米 田 利 博**
岡 米 男***
吉 村 洋 司****

1. ま え が き

コンクリート構造物の維持管理においては、構造物のひびわれの性状、鋼材の腐食の程度、コンクリートの劣化等の化学的材質変化とともに、たわみや変形の挙動、疲労強度、部材や構造系全体の強度の力学的な側面からの検討も必要である。

コンクリート静定構造物の場合、限界断面で曲げモーメントがその終局抵抗モーメントに達すると直ちに破壊が生ずる。これに対して、適切に設計・配筋されたコンクリート不静定構造物では、過大荷重が作用すると塑性ヒンジができ、以後曲げモーメントの再分配が生じるので、コンクリート断面および鋼材量が同一の静定構造物より終局耐力が大きくなる。しかし、この点については研究が進められているところである。

本来、コンクリート不静定構造物の終局状態に対する安全度の照査に用いる断面力の算定は、非線形解析により行うことが望ましいが、これをすべてのコンクリート構造に対して適用することは現状では容易でない。したがって、各国の設計規準では構造解析方法として、一般に線形解析を採用している。その際、構造部材が適度な靱性を有する場合には、線形解析から得られた曲げモーメントをある一定限の範囲で再分配することを認めている。

たとえば、昭和 61 年改訂の土木学会コンクリート標準示方書「設計編」¹⁾では、終局限界状態を検討するための断面力の算定について、次の 4 項目が規定されている。

- ① 断面破壊の終局限界状態を検討するための断面力の算定には、線形解析を用いてよい。

* 日本道路公団大阪管理局技術部調査役（前：試験所コンクリート試験室室長）

** 日本道路公団名古屋建設局伊勢湾岸道路工事事務所名港工事区工事長（前：試験所コンクリート試験室主任）

*** 日本道路公団試験所コンクリート試験室主任

**** 日本道路公団名古屋管理局補修第二課（前：試験所コンクリート試験室）

- ② 線形解析以外の方法を用いる場合は、その解析方法の妥当性を確かめなければならない。
- ③ 連続梁、ラーメン等の支点あるいは接点上の曲げモーメントは、線形解析の値の最大 15% の範囲内で再分配を行ってもよい。その場合、すべての断面の曲げモーメントは、再分配する前の 70% 以上とする。また、すべての断面における鉄筋比は、釣合い鉄筋比の 50% 以下としなければならない。
- ④ 通常の温度変化、乾燥収縮、クリープ等の強制変形による断面力は、無視することができる。その場合、すべての断面における鉄筋比を、釣合い鉄筋比の 50% 以下としなければならない。

同様に、イギリス標準規格「構造用コンクリート」BS-8110 (1985) 第 1 編²⁾およびアメリカ「鉄筋コンクリート構造設計規準」ACI-318 (1983)³⁾では、線形解析を用い線形解析で得られた曲げモーメントを、鋼材比や鋼材指数をパラメータとして増加または低減する方法が規定されている。

本研究は、以上のことから、不静定構造を含む任意のコンクリート構造すなわち鉄筋コンクリート（以下、RC と略記）およびプレストレストコンクリート（以下、PC と略記）の両者の平面骨組構造を対象に、構造材料の非線形性を考慮した非線形解析を用いた曲げ断面力の算定法を提案するものである。さらに、RC および PC の 2 径間連続梁について載荷試験を行い、本解析手法の適用性を検証した⁴⁾。

2. 非線形解析手法

2.1 概 要

本手法は、不静定構造を含む任意の RC、PC の平面骨組構造に対して、構造材料の非線形性を考慮して構造解析を行うものであり、作成したプログラムの流れ図を図—1 に示す。本手法の特徴は次のとおりである。

- ① 任意の平面骨組構造に適用可能とするため、変位法を使用している。
- ② 材料の応力・ひずみ曲線の非線形性を考慮するた

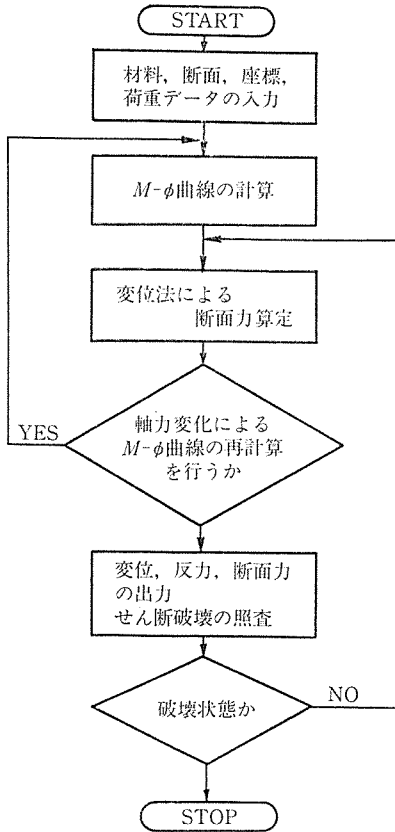


図-1 非線形解析手法の流れ図

め、曲げモーメント・曲率曲線 ($M-\phi$ 曲線) を使用している。

- ③ ひびわれ発生後の曲げ剛性評価に、Branson の式を使用している。
- ④ $M-\phi$ 曲線の非線形性に対応できるように、荷重は逐次増加させ、荷重制御には r_{\min} 法を使用している。

また、入力可能な材料の応力・ひずみ曲線は、次のとおりである (図-2 参照)。

- ① コンクリートについては、供試体圧縮試験の近似式か、Hognestad 型のどちらかを選択する。
- ② 鉄筋については、バイリニヤを使用する。
- ③ PC 鋼材については、5本折線を使用する。

2.2 曲げモーメント・曲率曲線 ($M-\phi$ 曲線)

材料の応力・ひずみ曲線の非線形性を考慮するため、本手法では部材要素の $M-\phi$ 曲線を使用している。 $M-\phi$ 曲線の勾配は部材要素の曲げ剛性を表わし、曲線の計算手順は次のとおりである (図-3参照)。

- ① 部材要素断面を n 分割する。
- ② 中立軸の位置を仮定する。
- ③ ある一点でのひずみを決めた後、平面保持を仮定して n 分割された要素中心でのひずみを求め

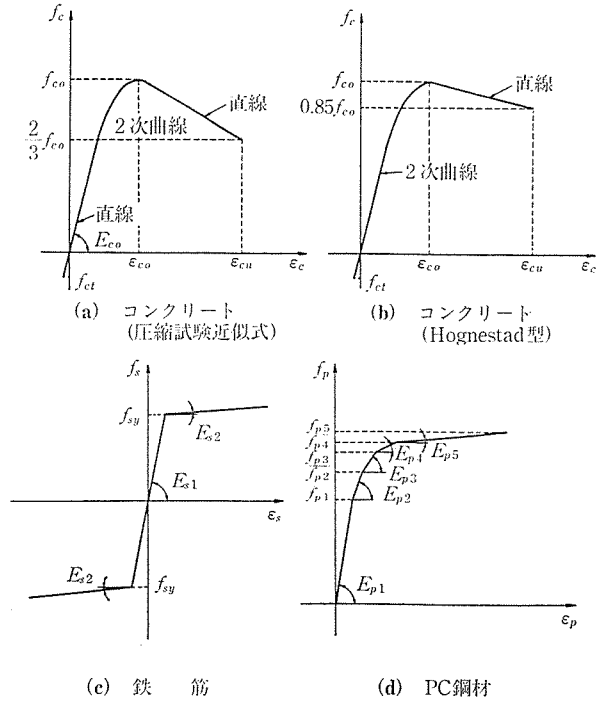


図-2 入力可能な応力・ひずみ曲線

る。

- ④ 材料の応力・ひずみ曲線から、各要素中心での応力を求める。
- ⑤ 断面内の軸方向力の釣り合い条件
 - (1) 式を満足するまで、中立軸の位置を再設定して、②から⑤を繰り返し、中立軸の位置を決定する。
$$N = N_C + N_S + N_P \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 N : 作用軸力
 N_C : コンクリートの合応力
 N_S : 鉄筋の合応力
 N_P : PC 鋼材の合応力
- ⑥ ⑤で求めた中立軸をもとに、曲げモーメントと曲率を計算する。

$$M = M_C + M_S + M_P \dots \dots \dots (2)$$

$$\phi = \epsilon / H \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 M : 曲げモーメント

M_C : コンクリートの応力による曲げモーメント

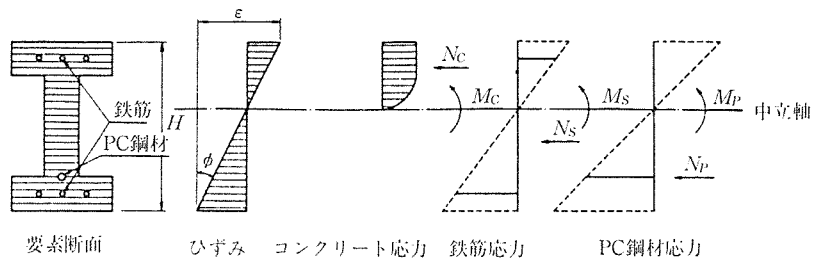


図-3 曲げモーメント・曲率曲線の計算

M_S : 鉄筋の応力による曲げモーメント
 M_P : PC 鋼材の応力による曲げモーメント
 ϕ : 曲率
 ϵ : 部材要素の上下端のひずみの差
 H : 部材要素の高さ

2.3 曲げ剛性の評価

部材要素の曲げ剛性は $M-\phi$ 曲線の勾配として表わされるが、要素の一部にひびわれが発生した状態では、ひびわれ発生以前に比較して曲げ剛性が低下する。

Branson は、ひびわれ発生後の部材要素の曲げ剛性を、ひびわれモーメント、作用曲げモーメント、初期曲げ剛性およびひびわれ発生時の曲げ剛性に関連づけて、ひびわれ発生後の曲げモーメントに対する有効断面2次モーメントを算定する実験式を提案した。この式は ACI-318 (1983)³⁾において、ひびわれ発生後のたわみ計算用の断面2次モーメントの算定式として採用されている。本手法では、Branson の式³⁾を次式のように変形し、ひびわれ発生後の部材要素の曲げ剛性を求めた。

$$(EI)_e = \left(\frac{M_c - M_D}{M - M_D} \right)^m (EI)_g + \left\{ 1 - \left(\frac{M_c - M_D}{M - M_D} \right)^m \right\} (EI)_c \dots\dots (4)$$

ここに、 $(EI)_e$: 有効断面の曲げ剛性
 $(EI)_g$: 初期断面の曲げ剛性
 $(EI)_c$: ひびわれ発生断面の曲げ剛性
 M_c : ひびわれ発生曲げモーメント
 M_D : 引張応力発生曲げモーメント
 M : 作用曲げモーメント
 m : 定数 (3~4)

2.4 荷重増加の制御

本手法では $M-\phi$ 曲線を折線で表わしており、各部材要素の $M-\phi$ 曲線の折点ごとに逐次荷重を増加させているが、この荷重増加の制御に r_{min} 法⁹⁾を使用している。その手順は次のとおりである。

- ① 荷重 $\{P\}$ を入力する。
- ② 次式により荷重の増分 $\{\Delta P\}$ を計算する。

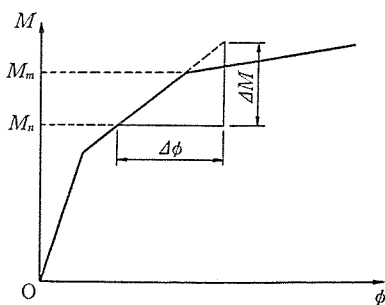


図-4 $M-\phi$ 曲線

$$\{\Delta P\} = \{P\} \times (1 - r_{mt}) \dots\dots (5)$$

ここに、 r_{mt} : 逐次計算の中で既に荷重されている荷重の荷重 $\{P\}$ に対する割合

- ③ 荷重の増分による変位の増分 $\{\Delta u\}$ を計算する。
 $\{\Delta u\} = [K]^{-1} \{\Delta P\} \dots\dots (6)$

ここに、 $[K]$: 剛性マトリックス

- ④ 図-4 に示すように、各部材要素の $M-\phi$ 曲線ごとに前のステップの曲げモーメント M_n と曲率の増分 $\Delta\phi$ より、次式で表わされる r^e_{min} を計算する。

$$r^e_{min} = \frac{M_m - M_n}{\Delta M} \dots\dots (7)$$

ここに、 M_m : 折点の曲げモーメント

ΔM : 曲げモーメントの増分

- ⑤ 各部材要素の r^e_{min} の中から最小のものを r_{min} とする。

- ⑥ 次式により変位の増分 $\{\Delta u'\}$ を計算し、さらに各部材要素の断面力等を計算する。

$$\{\Delta u'\} = r_{min} \times \{\Delta u\} \dots\dots (8)$$

- ⑦ 次式により r_{mt}' を計算し、②へ戻り計算を続ける。 r_{mt}' が1となれば計算を終る。

$$r_{mt}' = r_{mt} + (1 - r_{mt}) \times r_{min} \dots\dots (9)$$

2.5 コンクリートの応力・ひずみ曲線に関する検討

コンクリートの応力・ひずみ曲線が本手法による解析値に与える影響を検討したもので、基本とする応力・ひずみ曲線は、図-5 に示すものである。この基本曲線に対し、次の条件変更を行い、部材断面の破壊曲げモーメント等を比較した。

- ① コンクリートのピーク強度時のひずみ ϵ_{co} を 0.0020 を $\epsilon_{co} = 0.0015$ および 0.0025 に変化させた。
- ② コンクリートの終局ひずみ ϵ_{cu} を 0.0035 を $\epsilon_{cu} = 0.0030$ および 0.0050 に変化させた。
- ③ コンクリートのピーク強度時以降の強度を 図-5

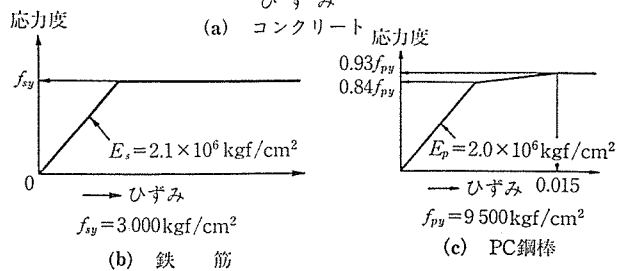
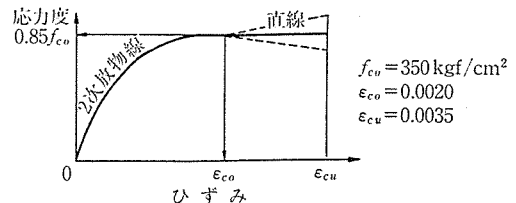


図-5 基本とする応力・ひずみ曲線

◇論文報告◇

(a) の点線のように 15% 増減させた。

計算には、図-6 に示す断面を用いた。計算結果を表-1 に示す。

表-1 から、コンクリートのピーク強度時のひずみ、終局ひずみ、ピーク強度後の若干の強度の増減は、断面耐力に大きな影響を与えていないことが判明する。

3. 2 径間 RC 連続梁の荷重試験

3.1 試験概要

RC 不静定構造における非線形解析手法の精度を検討するため、2 径間連続梁の荷重試験を行った。供試体の形状・寸法および荷重試験の概要は、図-7 に示すように、梁の全長 11.0 m、支間 5.0 m とし、支間中央部に

静的に荷重した。供試体の種類は、表-2 および 図-8 に示すように、RC-1 から RC-5 まで計 5 体であり、各々鉄筋量を変えている。RC-1, 2, 3 は中間支点断面の下側鉄筋量を一定として、上側鉄筋量を変えている。RC-1, 4, 5 は中間支点および支間中央断面の下側鉄筋量を変化させており、これも RC-1, 4, 5 の順に鉄筋量を増

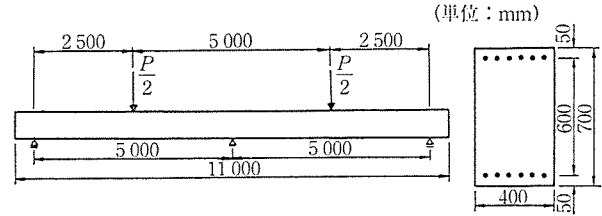


図-7 RC 不静定梁荷重試験

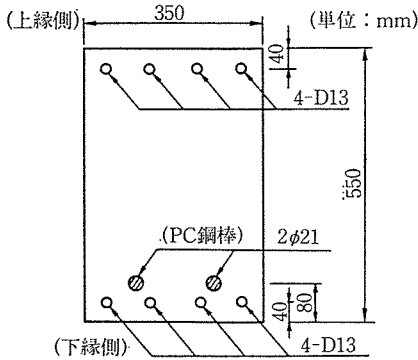


図-6 計算断面

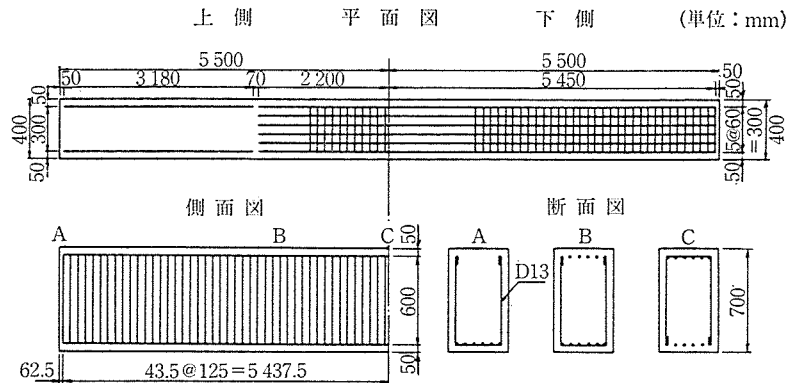


図-8 RC 供試体の配筋図

表-1 コンクリートの応力・ひずみ曲線の違いによる曲げモーメント

(単位: tm)

区 分	基本曲線 $\epsilon_{co}=0.0020$ $\epsilon_{cu}=0.0035$	①ピーク強度時ひずみの変更		②終局ひずみの変更		③ピーク強度時以降の強度の増減		
		$\epsilon_{co}=0.0015$	$\epsilon_{co}=0.0025$	$\epsilon_{cu}=0.0030$	$\epsilon_{cu}=0.0050$	減少	増加	
下縁側引張	ひびわれ時	8.44	9.07 (1.07)	7.98 (0.95)	8.44 (1.00)	8.44 (1.00)	8.44 (1.00)	8.44 (1.00)
	鉄筋降伏時	21.95	22.30 (1.02)	21.65 (0.99)	21.95 (1.00)	21.95 (1.00)	21.95 (1.00)	21.95 (1.00)
	PC 鋼棒降伏時	23.42	23.71 (1.01)	23.16 (0.99)	23.42 (1.00)	23.42 (1.00)	23.42 (1.00)	23.42 (1.00)
	断面破壊時	27.69	27.70 (1.00)	27.67 (1.00)	27.67 (1.00)	27.74 (1.00)	27.60 (1.00)	27.80 (1.00)
上縁側引張	ひびわれ時	8.16	8.72 (1.07)	7.76 (0.95)	8.16 (1.00)	8.16 (1.00)	8.16 (1.00)	8.16 (1.00)
	鉄筋降伏時	14.67	14.89 (1.01)	14.51 (0.99)	14.67 (1.00)	14.67 (1.00)	14.67 (1.00)	14.67 (1.00)
	断面破壊時	16.73	16.79 (1.00)	16.66 (1.00)	16.60 (0.99)	16.85 (1.01)	16.61 (0.99)	16.85 (1.01)

注) () 内は基本曲線との比率

表-2 供試体断面の鉄筋量

供試体の種類	中間支点断面							支間中央断面						
	上 側			下 側			鉄筋比 (%)	上 側			下 側			鉄筋比 (%)
	呼び名	本数	面積 (cm ²)	呼び名	本数	面積 (cm ²)		呼び名	本数	面積 (cm ²)	呼び名	本数	面積 (cm ²)	
RC-1	D16	6	11.92	D13 D16	3 3	9.76	0.834	D13	2	2.53	D13 D16	3 3	9.76	0.473
RC-2	D19	6	17.19	D13 D16	3 3	9.76	1.037	D13	2	2.53	D13 D16	3 3	9.76	0.473
RC-3	D22	6	23.23	D13 D16	3 3	9.76	1.269	D13	2	2.53	D13 D16	3 3	9.76	0.473
RC-4	D16	6	11.92	D16	6	11.92	0.917	D13	2	2.53	D16	6	11.92	0.556
RC-5	D16	6	11.92	D16 D19	3 3	14.55	1.018	D13	2	2.53	D16 D19	3 3	14.55	0.657

加させている。なお、供試体がせん断による破壊を起こさないように、すべての梁に対して、スターラップ (D13) を 12.5 cm 間隔で配置している。

載荷試験時における主な測定項目は、中間支点反力および支間中央のたわみである。中間支点反力 R と載荷荷重 P とから、支間中央の曲げモーメント M_C と中間支点の曲げモーメント M_S が次式により求まる。なお、ここでは自重による曲げモーメントは除いている。

$$M_C = 1.25 P - 1.25 R \dots\dots\dots(10)$$

$$M_S = 1.25 P - 2.50 R \dots\dots\dots(11)$$

3.2 非線形解析

解析の骨組モデル図を図-9 に示す。載荷試験が左右対象であるので、中間支点を固定とした右側半分のモデルとしている。材料の応力・ひずみ曲線のパラメータは、次のとおりである (図-2 参照)。

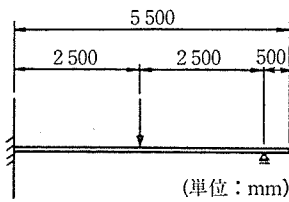


図-9 解析モデル

① コンクリート

$$E_{co} = 3.23 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{co} = 418 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\epsilon_{co} = 0.0020$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0035$$

$$f_{ct} = 20 \text{ kgf/cm}^2$$

② 鉄筋

$$E_{sl} = 1.83 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$$

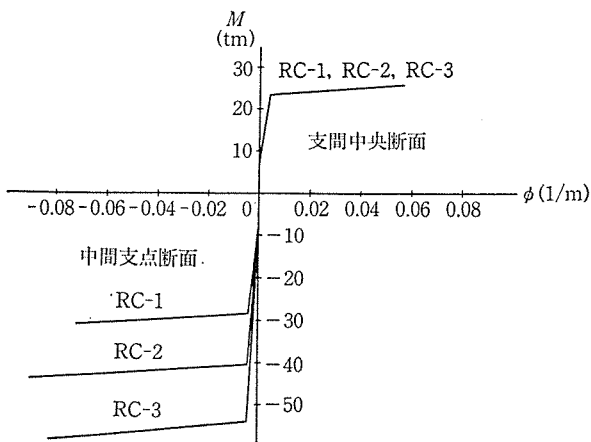
$$f_{sy} = 3965 \text{ kgf/cm}^2$$

非線形解析により得られた支間中央断面および中間支点断面の $M-\phi$ 曲線を図-10 に、鉄筋降伏時および断面破壊時の曲げモーメントを表-3 に示す。これによると、RC-1, RC-2, RC-3 では支間中央断面の耐力は同じであるが、中間支点断面の耐力は、RC-1, RC-2, RC-3 の順で大きくなっている。RC-1, RC-4, RC-5 では、逆に中間支点断面の耐力は等しいが、支間中央断面の耐力は、RC-1, RC-4, RC-5 の順で大きくなっている。

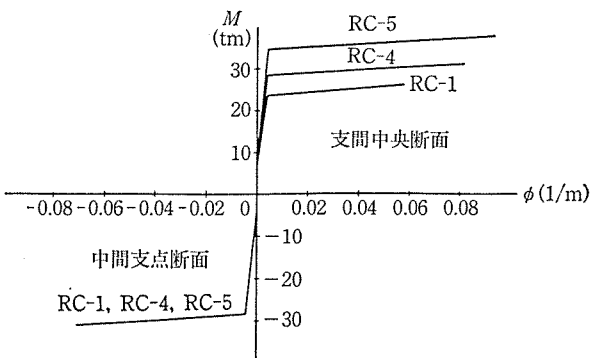
3.3 結果および考察

支間中央のたわみおよび支間中央と中間支点の曲げモーメントについて、RC-1, RC-3, RC-5 の試験結果を、図-11 および図-12 に示す。図-11 を見ると、鉄筋量の多い RC-3 および RC-5 は RC-1 に比べ崩壊荷重が大きく、RC-3 と RC-5 の荷重・たわみ図はよく似ている。しかし、図-12 の荷重・曲げモーメント図を見ると、RC-3 と RC-5 とではまったく逆の再分配が行われている。RC-3 では支間中央断面が先に破壊し、RC-5 では中間支点断面が先に破壊する。

さらに、RC-1 を例にとり、支間中央のたわみおよび



(a) RC-1, RC-2, RC-3



(b) RC-1, RC-4, RC-5

図-10 $M-\phi$ 曲線

表-3 鉄筋降伏時および断面破壊時の曲げモーメント (解析値) (単位: tm)

供試体の種類	中間支点断面		支間中央断面	
	鉄筋降伏時	断面破壊時	鉄筋降伏時	断面破壊時
RC-1	-28.5	-31.2	23.5	26.0
RC-2	-40.7	-44.0	23.5	26.0
RC-3	-54.4	-58.5	23.5	26.0
RC-4	-28.5	-31.2	28.5	31.2
RC-5	-28.6	-31.2	34.7	37.8

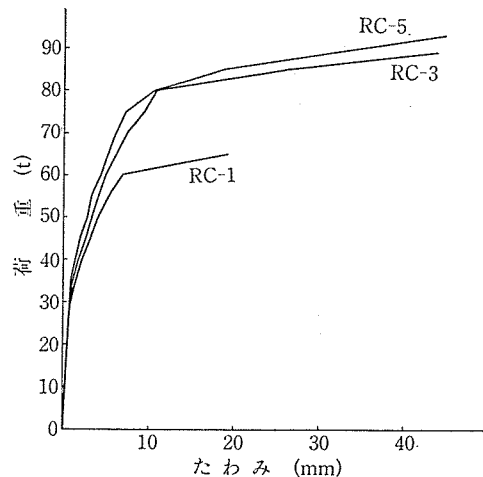


図-11 荷重・たわみ (支間中央)

◇論文報告◇

支間中央と中間支点の曲げモーメントについて、試験結果と解析結果の比較を行った(図-13および図-14参照)。図-13を見ると、大きい荷重域では若干の差が生じているが、傾向的にはよく一致している。このように他の供試体についても比較したが、RC-1と同程度に一致していた。表-4に崩壊時の試験結果および解析結果

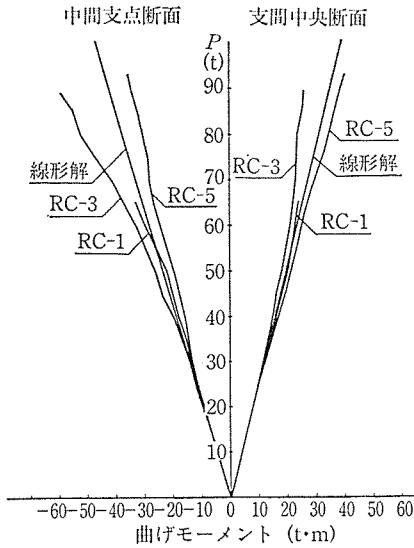


図-12 荷重・曲げモーメント

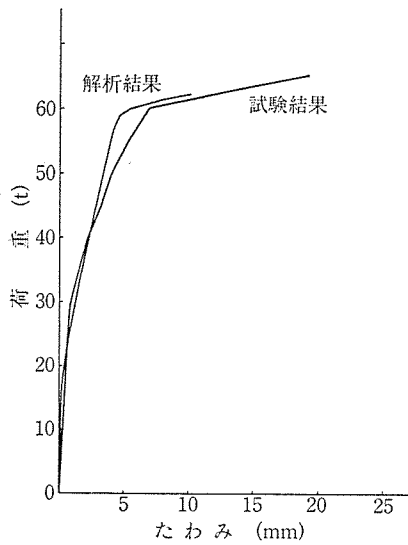


図-13 荷重・たわみ (RC-1, 支間中央)

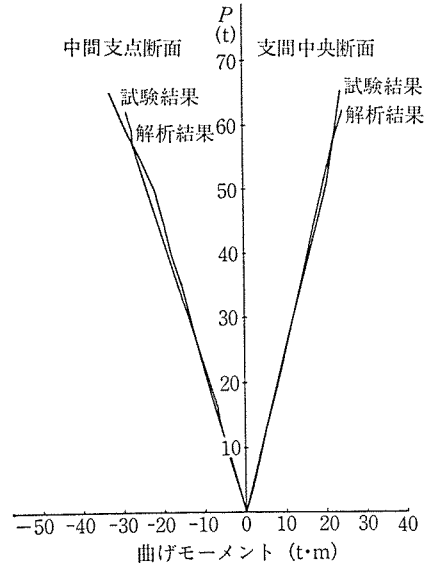


図-14 荷重・曲げモーメント (RC-1)

を示す。この表からも、本手法による解析結果の精度がよいことが確認できる。

4. 2径間 PC 連続梁の載荷試験

4.1 試験概要

PC 不静定構造における非線形解析手法の精度を検証するため、2径間連続梁の載荷試験を行った。供試体の形状・寸法および載荷試験の概要は、図-15に示すように、梁の全長 10.6 m、支間 5.0 m とし、支間中央に静的に載荷した。供試体の種類は、不静定 2 次モーメントを生じさせたもの PC-Y 1, PC-Y 2 と、生じさせないもの PC-N 1, PC-N 2 の計 4 体である。図-16は、PC 供試体の配筋図である。供試体に与えた有効プレストレスは 34.6 t である。また、RC 不静定梁と同様に、

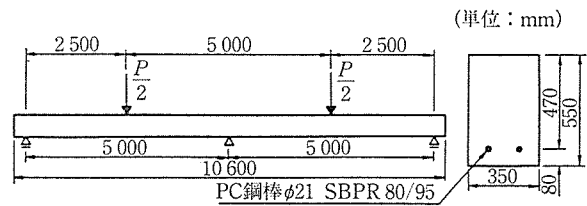


図-15 PC 不静定梁載荷試験

表-4 試験結果および解析結果

供試体の種類	載荷試験							非線形解析						
	崩壊荷重 (t)	中間支点曲げモーメント (tm)			支間中央曲げモーメント (tm)			崩壊荷重 (t)	中間支点曲げモーメント (tm)			支間中央曲げモーメント (tm)		
		計測値	線形解析値	再分配率 (%)	計測値	線形解析値	再分配率 (%)		非線形解析値	線形解析値	再分配率 (%)	非線形解析値	線形解析値	再分配率 (%)
RC-1	65	-33.2	-30.5	8.9	24.1	25.4	-5.1	62.2	-29.0	-29.2	-0.0	24.4	24.3	0.0
RC-2	72	-41.3	-33.8	22.2	24.4	28.2	-13.5	73.3	-41.8	-34.4	21.5	24.9	28.7	-13.2
RC-3	89	-59.4	-41.7	42.4	25.9	34.8	-25.6	84.5	-55.8	-39.6	40.9	24.9	33.0	-24.5
RC-4	75	-31.4	-35.2	-10.8	31.2	29.3	6.5	69.6	-29.0	-32.6	-11.0	29.0	27.2	6.6
RC-5	93	-35.7	-43.6	-18.1	40.3	36.4	10.7	79.2	-29.0	-37.1	-21.8	35.0	31.0	12.9

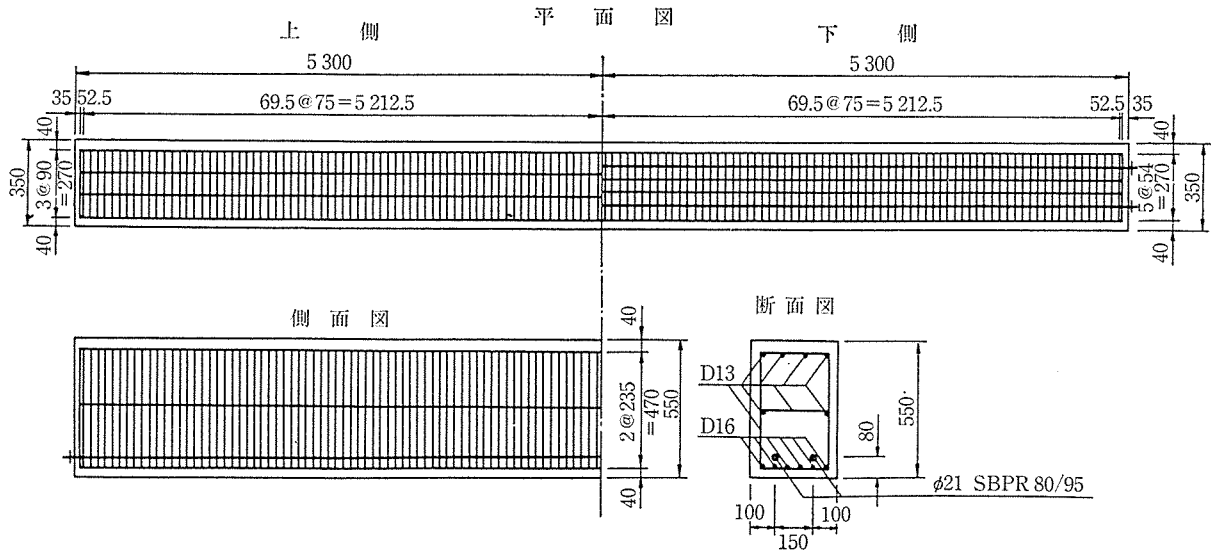


図-16 PC 供試体の配筋図

すべての梁について、せん断による破壊を起こさないようにスターラップ (D 13) を 7.5 cm 間隔で配置した。荷重方法は、支間中央部に静的に次のとおり行った。

- ① 35 t まで荷重し、0 t まで除荷する。
- ② 65 t まで荷重し、0 t まで除荷する。
- ③ 90 t まで荷重し、0 t まで除荷する。
- ④ 崩壊まで荷重し、0 t まで除荷する。

荷重試験時における主な測定項目は、中間支点反力およびたわみである。中間支点反力 R と荷重荷重 P とから支点中央の曲げモーメント M_C と中間支点の曲げモーメント M_S が次式により求められる。なお、自重によるモーメントは除いている。

$$M_C = 1.25 P - 1.25 R \dots\dots(12)$$

$$M_S = 1.25 P - 2.50 R \dots\dots(13)$$

不静定 2 次モーメントは、荷重 0 t における中間支点反力から、式(12)および(13)により求められる。

4.2 非線形解析

非線形解析は、図-17 に示すような骨組モデルを用い、また 図-18 に示した次の 2 種類の応力・ひずみ曲線を用いて行った。

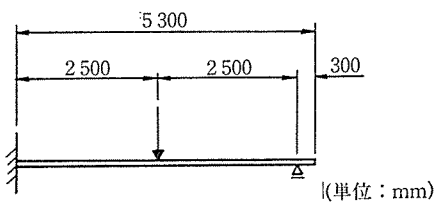


図-17 解析モデル

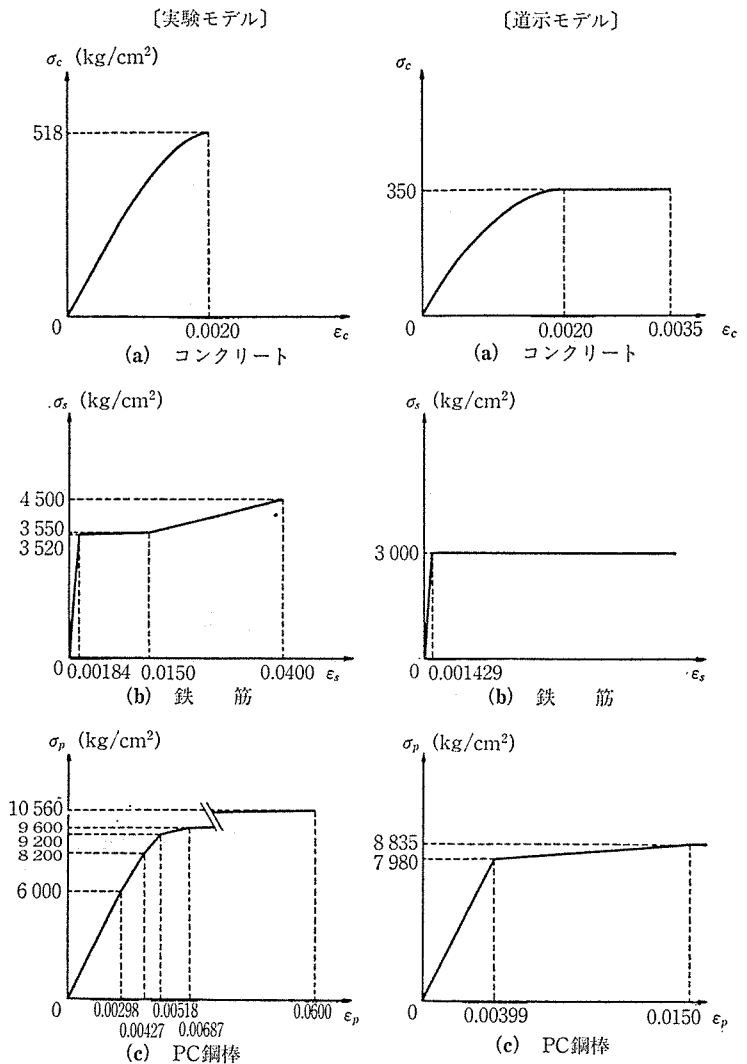


図-18 応力・ひずみ曲線

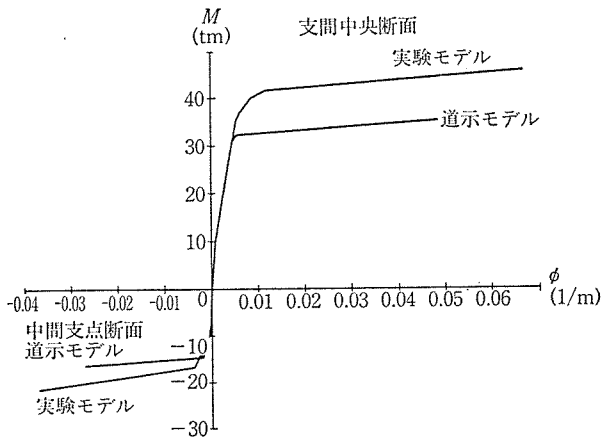


図-19 M-φ 曲線

- ① 実験モデル：材料試験結果を近似したもの。
- ② 道示モデル：設計強度を用いて道路橋示方書⁷⁾に従いモデル化したもの。

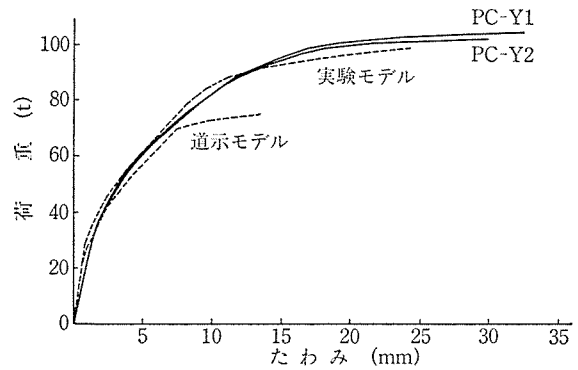
これらの M-φ 曲線を、図-19 に示す。正の破壊曲げモーメントは、実験モデルで 46.4 tm、道示モデルで 35.3 tm であり、負の破壊曲げモーメントは、実験モデルで 21.4 tm、道示モデルで 16.5 tm である。

4.3 結果および考察

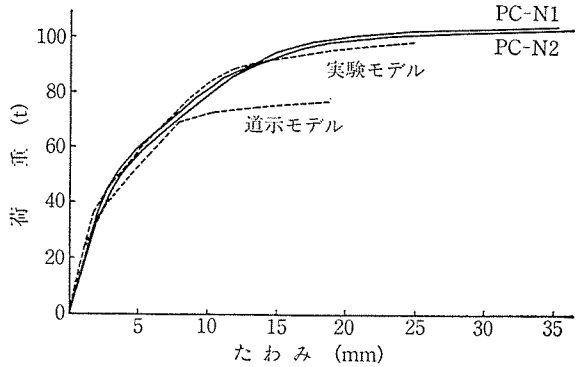
支間中央の荷重・たわみ関係の載荷試験結果を、図-20 に示す。同図には、同時に実験モデルおよび道示モデルによる解析結果も示した。両モデルによる解析結果を比較すると、道示モデルによる解析結果の荷重が 70 t を超えるあたりから試験結果と一致しなくなり、崩壊荷重が低くなっている。これは道示モデルの材料強度が低いためと考えられる。これに対して実験モデルによる解析結果は、試験結果によく一致しており、材料の応力・ひずみ曲線として現実に近いものを用いれば、本手法は非線形挙動をかなり正確に解析できるものと判断される。

載荷試験結果、線形解析および実験モデルを用いた非線形解析による荷重・曲げモーメント関係を図-21 に、崩壊荷重等を表-5 に示した。両図および表から、実験モデルによる解析値は、試験結果によく一致していることが示された。

モーメント再分配率は、鉄筋降伏開始直後で中間支点

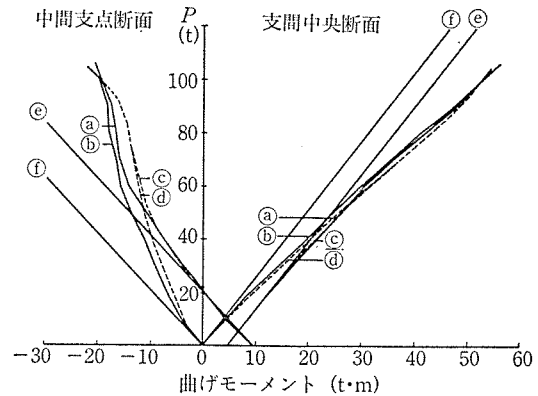


(a) 不静定 2 次モーメント有り



(b) 不静定 2 次モーメント無し

図-20 荷重・たわみ (支間中央)



- Ⓐ 試験結果 不静定 2 次モーメント有り
- Ⓑ 試験結果 不静定 2 次モーメント無し
- Ⓒ 非線形解析結果 不静定 2 次モーメント有り
- Ⓓ 非線形解析結果 不静定 2 次モーメント無し
- Ⓔ 線形解析結果 不静定 2 次モーメント有り
- Ⓕ 線形解析結果 不静定 2 次モーメント無し

図-21 荷重曲げモーメント

表-5 試験結果および解析結果

供試体の種類	載 荷 試 験							非 線 形 解 析						
	崩 壊 荷 重 (t)	中間支点曲げモーメント (tm)			支間中央曲げモーメント (tm)			崩 壊 荷 重 (t)	中間支点曲げモーメント (tm)			支間中央曲げモーメント (tm)		
		計測値	線形解析値	再分配率 (%)	計測値	線形解析値	再分配率 (%)		非線形解析値	線形解析値	再分配率 (%)	非線形解析値	線形解析値	再分配率 (%)
PC-Y1	106	-21.0	-40.7	-48.4	55.8	45.9	21.6	98.3	-18.7	-36.3	-48.5	52.1	43.2	20.1
PC-Y2	102	-21.0	-39.2	-46.4	53.3	44.2	20.6							
PC-N1	104	-21.9	-48.8	-55.1	54.1	40.7	32.9	98.2	-18.5	-46.0	-59.8	52.1	38.3	36.0
PC-N2	104	-21.1	-48.8	-56.8	54.5	40.7	33.9							

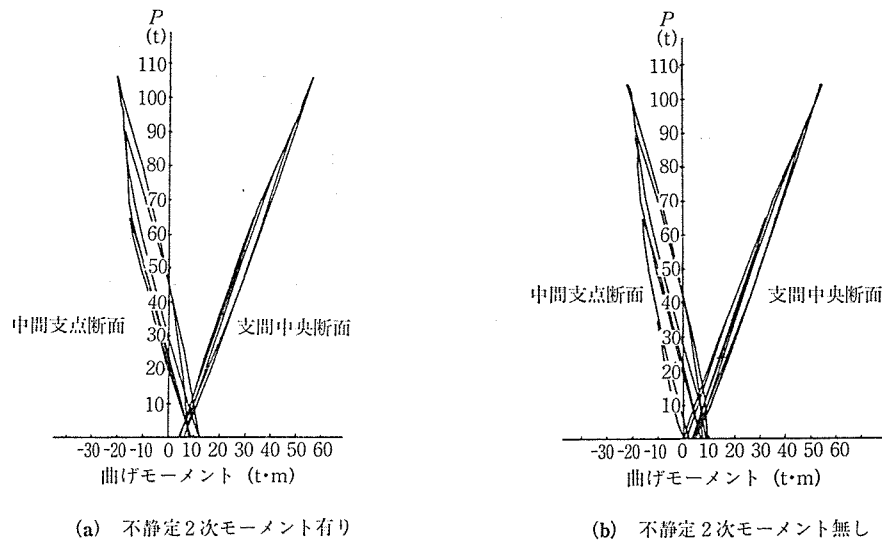


図-22 荷重・曲げモーメント履歴図

上が 15~20% 減, 支間中央で約 5% 増で, 終局時では中間支点上が約 40% 減, 支間中央で 15~20% 増であった。

4.4 不静定 2 次モーメント

PC 不静定構造における繰返し載荷による曲げモーメントの履歴図を, 図-22 に示す。荷重 0 t における曲げモーメントが不静定 2 次モーメントであり, この図から, 各荷重 (35 t, 65 t, 90 t, 崩壊荷重) における不静定 2 次モーメントの挙動がうかがえる。崩壊状態においても, 不静定 2 次モーメントは存在するようである。

また, 当初不静定 2 次モーメント無しの供試体も, 載荷とともに不静定 2 次モーメントが発生してきている。図-21のように, 当初不静定 2 次モーメント有りの供試体も無しの供試体も, 崩壊荷重および曲げモーメントはほぼ等しい結果が得られた。

モーメント再分配は, 2 次モーメントが生じない N タイプの場合は, 有りの場合よりも全体的に大きくなる傾向を示した。

しかし, 鉄筋降伏開始直後ではプレストレス 2 次モーメントの有無による差異が生じており, プレストレス 2 次モーメントを無視することはできない。なお, この状態のモーメント再分配率は, 中間支点上で 5% 減である。

5. 結 論

以上得られた結果をまとめると, つぎのとおりである。

- 1) コンクリートの応力・ひずみ関係に関して, 図-5(a) に示したコンクリートのピーク強度時のひずみ, 終局ひずみおよびピーク強度後の若干の強度の増減は, 非線形解析において断面耐荷力に大きな影

響を与えないと考えられる。

- 2) 2 径間 RC 不静定梁に本解析法を適用した結果, 支点中央部の荷重・たわみ関係, 支間中央断面および中間支点断面の荷重・曲げモーメント関係を合理的に表すことが示された。また, 支間中央断面および中間支点断面の崩壊時のモーメント再分配率は, 本非線形解析値と実験値とを比較すると, 極めて良い精度で求められることが示された。
- 3) 2 径間 PC 不静定梁に本解析法を適用した結果, RC 不静定梁の場合と同様に, 支間中央部の荷重・たわみ関係, 支間中央断面および中間支点断面の荷重・曲げモーメント関係を合理的に表すことが示された。その場合, 材料の応力・ひずみ関係は, 道路橋示方書に規定された関係 (道示モデル) を用いるよりも, 今回実験に使用した材料の実験値を用いた実験モデルを用いた値のほうが, 合理的であると考えられる。また, 支間中央断面および中間支点断面の崩壊時のモーメント再分配率は, 本非線形解析値と実験値とを比較すると, RC 不静定梁の場合と同様に, 極めて良い精度で求められることが示された。

6. あとがき

コンクリート構造物の非線形解析手法を開発し, RC 連続梁および PC 連続梁の載荷試験によって, 精度の検証を行った結果, 良好な成果を得ることができた。同時に崩壊状態においても不静定 2 次モーメントが存在することが確認された。

本研究によって, 基本的な解析手法の検証を終えたが, 各種コンクリート構造物への適用性が今後の課題であろう。なお, 日本道路公団試験所コンクリート試験室

◇論文報告◇

では、実橋載荷によりこの適用性を確認するため、橋梁改良のため不用となった PC 桁（供用後 30 年経過の T 桁，橋長 24.3 m）の載荷試験を現在実施中である。

参 考 文 献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書・設計編，1986年10月
- 2) British Standard : Structural Use of Concrete(BS 8110-1985) Part 1 : Code of Practice for Design and Construction, British Standard Institution, August, 1985
- 3) American Concrete Institute : Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83), ACI Committee 318, November, 1983

- 4) 豊福俊泰, 米田利博, 吉村洋司：コンクリート構造物の非線形解析による曲げ耐荷力の算定法，日本道路公団試験所，日本道路公団試験所報告(昭和 60 年度)，1986 年 12 月
- 5) K. Sakaki, Y. Kakuta : Moment-Corvature Relationship of Reinforced Concrete Members Subjected to Combined Bending and Axial Force, ACI JOURNAL, MAY-JUNE 1980
- 6) 山田喜昭：コンピュータによる 構造工学講座 II-2-A 塑性・粘弾性，培風館，pp. 83~84, 1972 年 5 月
- 7) 日本道路協会：「道路橋示方書・同解説」Ⅲコンクリート橋編，1978 年 1 月

【1989 年 1 月 30 日受付】

◀刊行物案内▶

第 28 回 研究発表会講演概要

体 裁：B 5 判 130 頁

頒布価格：3 000 円（送料 350 円）

内 容：(1) プレストレッシングストランドの 3% NaCl 環境における腐食疲労強度，(2) アフターボンド工法用 PC 鋼材について，(3) U型断面をした PC 小梁の載荷実験，(4) 高強度鉄筋を用いてプレストレスを導入した PRC はりの持続荷重下における曲げ性状，(5) 高強度鉄筋を用いてプレストレスを導入した型枠兼用プレキャスト板に関する実験的研究，(6) JIS PC 波形矢板の載荷試験，(7) 架設工法を考慮した PC 斜張橋の斜材張力及び主桁プレストレスの最適化，(8) PC 斜張橋の精度管理における斜材張力調整法に関する研究，(9) 目地を有する PC 部材のねじり強度，(10) 箱抜き部を有するプレキャスト PC 版の載荷試験，(11) PC—鋼合成構造の鋼桁の座屈による崩壊，(12) バージ用 PC スラブの集中面外荷重に対する強度，(13) 横方向 PC ケーブルと鋼板接着で補強された PC 橋の実橋載荷試験，(14) 実桁定着部のプレストレス導入時のひずみについて，(15) 15 年間交通供用された PC 橋の撤去工事に伴う施工法の検討および材料強度試験—広島市・工兵橋—，(16) プレストレス導入における摩擦係数の再検討，(17) 呼子大橋（PC 斜張橋）の風洞実験，(18) PC 斜版橋の設計について，(19) PC 斜版橋の構造解析モデルの検討，(20) 急曲線形 PC 下路桁の三次元解析，(21) 新素材による PC 橋—新宮橋の建設，(22) プレキャスト PC 床版を用いた鋼合成桁橋の設計と施工—大根田橋の床版打替え工事—，(23) 水面下にある中路式 PC 桁の設計と施工—水辺の散歩道（新高橋連絡通路）新設工事—，(24) 池間大橋の設計と施工（プレキャストブロック工法長大橋），(25) 「合成アーチ巻き立て工法」による旭橋の設計と施工，(26) 布施田浦橋（仮称）の設計と施工，(27) PC 吊床版橋の設計と施工，(28) 人工軽量骨材コンクリートを用いた PC 連続桁について—日豊本線・汐見川橋梁—，(29) 筒石川橋の施工，(30) ロアリング工法によるコンクリートアーチ橋の施工—内の倉橋—，(31) クレーン船の衝突によって損傷した PC 橋（青海大橋）の復旧工事，(32) シンガポール MRT 202 工区上部工の施工，(33) PC 大型矢板の砂礫層での施工