

論文

[2125] 曲げ破壊型RC橋脚における鉄筋座屈モデルによる靱性解析

正会員 島 弘 (徳島大学工学部)

正会員○伊藤圭一 (清水建設(株)土木本部)

正会員 水口裕之 (徳島大学工業短期大学部)

1. 目的

RC橋脚が交番繰返し荷重を受ける時、曲げ降伏後、終局状態をむかえ、耐力が低下し始める。RC橋脚の耐震性を評価しようとする時、その復元力特性において、どこで耐力が低下し始めるかという耐力の低下点を明確にすることが重要である。

現在、繰返し荷重を受けるRC橋脚の靱性評価の方法として、靱性率算定式^{1)・2)・3)}が提案されている。これらは、鉄筋比、コンクリート強度などの部材特性を代入することにより、靱性率が算定できるものである。しかし、これらは、小さな模型供試体の実験結果を統計処理することにより得た実験式であるため、RC部材内に生じる耐力低下に至る破壊メカニズムを把握したのではなく、寸法効果などの影響により実構造物への適用性に関して疑問がある。

筆者ら⁴⁾は、曲げ破壊型RC橋脚における靱性の決定要因が、曲げ引張降伏して引き伸ばされた主鉄筋が再び曲げ圧縮力を受けた時に生じる座屈であることを実験的に明らかにした。本研究では、この現象を考慮して、主鉄筋の座屈をモデル化することにより、座屈点を明らかにし、解析的に靱性算定を可能にしようとするものである。すなわち、繰返し荷重を受けるRC橋脚の耐力低下を含めた荷重-変位履歴関係を解析的に求めるものであり、本モデルによる靱性算定の精度に関して、既往の実験結果と比較することにより検証を行った。

2. 解析方法

2.1 概説

本研究の解析方法を図-1に示す。解析的に荷重-変位履歴曲線を求めようとする時、汎用性および適用性の観点から、よりミクロなモデルから出発することが要求される⁵⁾。図中のモデルにおいて、いかに真実に近いモデルを用いるかが、靱性解析を含め、最終的な解析結果の精度を大きく左右する。

RC橋脚の場合、天端変位は、躯体部の変位と主鉄筋の定着部(フーチング)からの引抜けによる変位から成る。本解析では、躯体部の変位を、テンションスティフニング効果⁶⁾を考慮した曲げモーメント-平均曲率関係をモデル化し(以後M-φモデルと称す)、軸方向の曲率分布を求め、それを2回積分することにより求める。定着鉄筋の引抜けによる変位は、マクロな引抜けモデルを用いて求める。また、終局変位については、荷重-変位履歴曲線の中に鉄筋の座屈モデルを取り入れることにより、解析的靱性算定を可能にした。以下にそれぞれのモデル化について述べる。

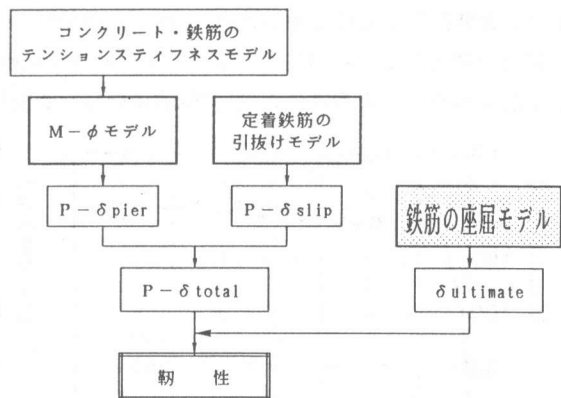


図-1 本解析の流れ

2.2 テンションスティフニング効果を考慮したM-φモデル

終局に至るまで精度よく荷重-変位関係を求めようとする時、躯体部内に生じる曲率分布をどの様に仮定するかが重要となってくる。主鉄筋降伏前については、Branson⁷⁾によって提案されたものが多く用いられているが、降伏後における部材剛性の評価については、まだまだ不明な点が多い。ここでは、テンションスティフニング効果を考慮したM-φ関係⁸⁾を用いることにより、降伏後の塑性域における曲率分布を定量化し、躯体部の変形量を求める。

材料モデルとして、テンションスティフニング効果を考慮したコンクリートおよび鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係⁶⁾を用いる。鉄筋には申らのモデルを、コンクリートには、包絡線に岡村らの式、内部曲線に玉井らのモデルを用いた。それらを用いて、表-1に示す要因と水準でパラメータ解析を行った結果から、

表-1 降伏後の剛性に関するパラメータ解析における条件

要因	水準
コンクリート強度 $f'c$ (MPa)	7.5, 10, 15, 20, 25, 28, 30, 40, 50, 60
軸方向作用応力 σ_n (MPa)	0, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0
引張鉄筋比 p_t (%)	0.277, 0.352, 0.400, 0.452, 0.505, 0.558
有効断面鉄筋比 p_{ts} (%)	0.54, 1.08, 1.62, 2.17, 2.71, 3.25, 3.79

降伏後のM-平均φ関係のマクロモデルを構築した。解析結果から、単調荷重における降伏後の剛性KPを表すM-φモデル(図-2)として、次式を得た。

$$\begin{aligned}
 KP &= \alpha \cdot KE & (1) \\
 \alpha &= Kfc \cdot Kn \cdot Kp \cdot Kpt \\
 Kfc &= 0.98 + 5.4 \cdot \text{EXP}(-0.21f'c - 0.42) \\
 Kn &= -0.078\sigma_n + 1.04 \\
 Kp &= 1.1pt + 0.33 \\
 Kpt &= 0.24p_{ts}^{3/2}
 \end{aligned}$$

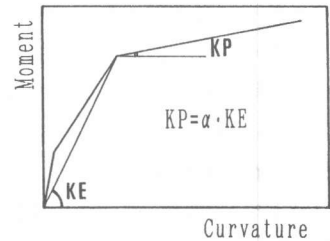
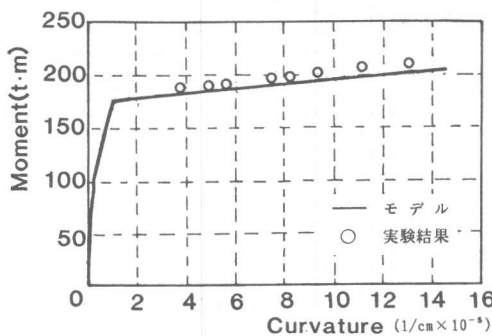
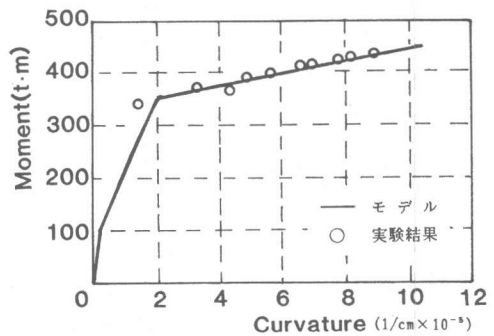


図-2 降伏後の剛性モデル

ここで、 $f'c$:コンクリートの圧縮強度(MPa)、 σ_n :軸方向応力(MPa)、 p_t :引張鉄筋比⁸⁾(%)、 p_{ts} :テンションスティフネス有効断面⁸⁾における鉄筋比(%)であり、有効断面はかぶり厚さの3倍とした。式(1)の精度の検証の一例として、平均曲率を測定しているはりの載荷実験⁹⁾の解析を行った結果を図-3に示す。図からわかるように、式(1)は降伏後のM-φ関係をよく表しているといえる。



(a) $f'c=29\text{MPa}$, $f_y=551\text{MPa}$, $p_t=0.11\%$



(b) $f'c=30\text{MPa}$, $f_y=387\text{MPa}$, $p_t=0.34\%$

図-3 M-φモデルの検証

2.3 定着鉄筋の引抜けモデル

引抜け量の算定には、弾性域では、付着低下区間を考慮した鉄筋のひずみ-引抜け量関係を表す申らのモデル¹⁰⁾を基本的に用いた。降伏後の引抜け量算定に関しては、本解析では引抜け量

を鉄筋の応力から求めるのが都合がよいので、鉄筋の応力-引抜き量に修正したモデルを用いた。降伏後の引抜き量の増加は、鉄筋のひずみ硬化域の構成則に大きく依存するため、鉄筋単体の構成則として島らの鉄筋モデル¹¹⁾を用いた。

本モデルによる降伏後の応力-引抜き量関係の包絡線について検証を行った。検証の対象は、著者らの研究室での引抜き試験により得られた実験結果¹²⁾を用いた。本モデルと実験結果との比較を図-4に示す。モデルはほぼ実験結果に一致していることから、本モデルの妥当性が検証できた。また、内部曲線には3次曲線を用いた。

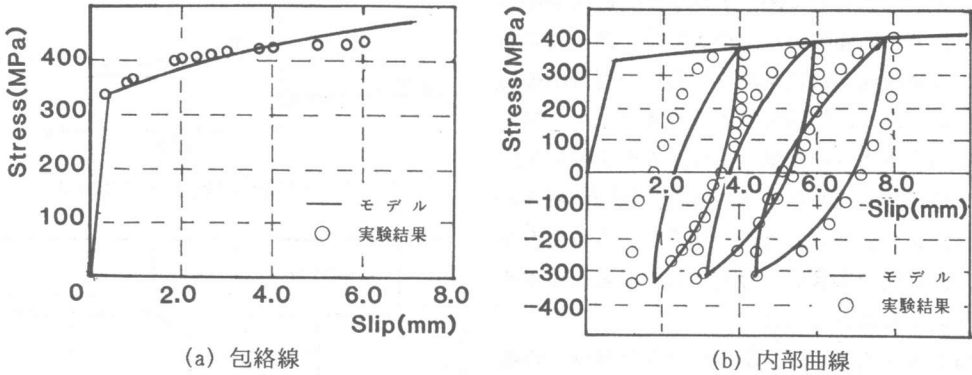


図-4 鉄筋応力-引抜き量モデル

2.4 鉄筋の座屈モデル

(1) 考え方

主鉄筋が引張降伏して引き伸ばされた後に再び圧縮力を受けた時の主鉄筋の座屈のメカニズムを図-5に示す。座屈限界を次式で表した。

$$S = R \quad (2)$$

ここで、 S ：主鉄筋の座屈しようとする力、 R ：かぶりコンクリートおよび帯鉄筋による座屈に抵抗する力である。 S および R の定量化を以下に述べる。なお、座屈の発生する軸方向の区間は、主鉄筋が降伏した範囲とした。

(2) 座屈に抵抗する力 R のモデル化

主鉄筋の座屈に抵抗する要因は、かぶりコンクリートによる力(R_c)と帯鉄筋による力(R_s)である。本研究では、

$$R = R_c + R_s \quad (3)$$

のように重ね合わせが成立するとして、それぞれについてマクロ的にモデル化を行った。

a) かぶりコンクリートによる抵抗力 R_c の定量化

実験概要：実験方法を図-6に示す。供試体は、RC橋脚における一断面を想定して、コンクリート中に主鉄筋を埋め込んだものを用いた。載荷は、引張試験機により、主鉄筋の引出し試験を行った。測定項目は、鉄筋が

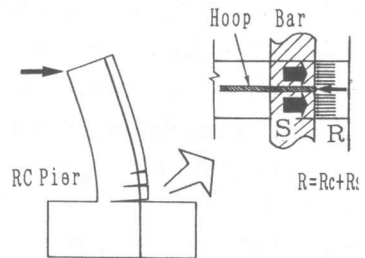


図-5 座屈のメカニズム

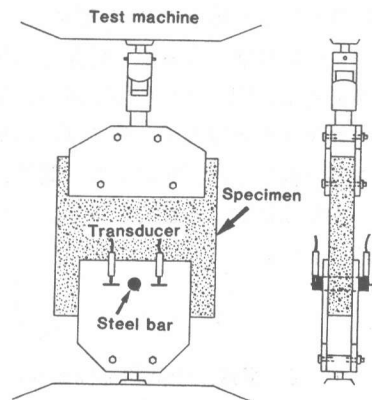


図-6 実験方法

引き出される時の最大荷重および鉄筋の変位である。実験から得られた最大荷重を、かぶりコンクリートの抵抗力 R_c とした。 R_c に影響を与える要因として、①コンクリート強度、②かぶり厚さ、③鉄筋径、④鉄筋間隔をパラメータとして実験を行った。

実験結果および定式化：実験結果より、 R_c は、かぶり厚さおよび鉄筋径に比例して大きくなることがわかった。また、破壊形式は、コンクリートの割裂破壊であることから、 R_c はコンクリート強度の $2/3$ 乗に比例することを確認した。

群鉄筋の破壊のメカニズムを、 R_c と鉄筋間隔 C_s との関係として図-7に示す。群鉄筋の場合、ある鉄筋間隔よりも小さい時、図-7のBのように鉄筋が影響を及ぼし合い一列破壊を起こす。しかし、鉄筋間隔がそれより大きくなると鉄筋1本当りの破壊荷重は、Aのように単鉄筋(C点)と同じとなる。また、鉄筋間隔0の時は、D点になると考えられる。この考え方から、群鉄筋の影響を、今回、図-8の実線でモデル化することとした。

以上をまとめると、かぶりコンクリートの抵抗力 R_c は次式で表すことができる。

$$R_c = 0.817 (f'c/10)^{2/3} \cdot c \cdot D \cdot C_w \quad (4)$$

ここで、 R_c ：鉄筋1本についての単位長さあたりの抵抗力(kg/cm)、 $f'c$ ：コンクリートの圧縮強度(MPa)、 c ：かぶり厚さ/D、 D ：鉄筋径(cm)、 C_w ：鉄筋間隔の影響を表すものであり、 $C_w = 1.0 (C_s \geq 3.5D)$ 、 $C_w = 0.186 C_s/D + 0.338$ である。

本実験式を用いて、 R_c の検証を行った。その結果を図-9に示す。式(4)は、かぶりコンクリートの抵抗力をよく表しているといえる。

b) 帯鉄筋による抵抗力 R_s の定量化⁴⁾

一本の帯鉄筋による水平断面内における抵抗力の分布は、図-10(a)の上段のように、帯鉄筋の隅角部を支点とする単純はりのたわみの逆になると仮定した。すなわち、隅角部から i 番目の主鉄筋位置での抵抗係数 $r_{s(i)}$ (無次元)を次式で表す。

$$r_{s(i)} = 1 - \frac{384}{120} ((x_i/l)^4 - 2(x_i/l)^3 + (x_i/l)) \quad (5)$$

ここで、 l ：帯鉄筋の隅角部間距離、 x_i ：隅角部から i 番目の主鉄筋までの距離である。

これから、各主鉄筋に対する抵抗力を、図-10(a)の下段のように平均化し、各帯鉄筋による主鉄筋1本に対する平均抵抗力 $R_{s(m)}$ (kgf)を次式で表す。

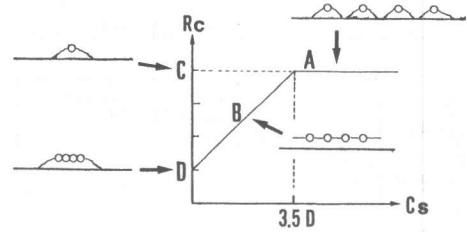


図-7 群鉄筋の破壊メカニズム

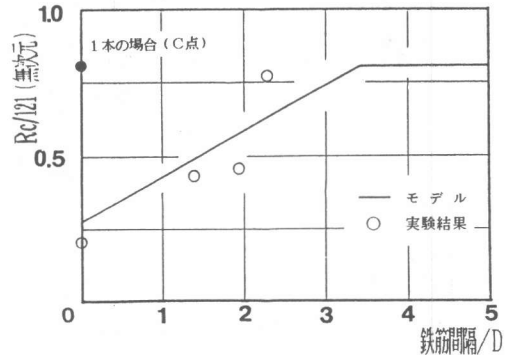


図-8 群鉄筋の実験結果とモデル

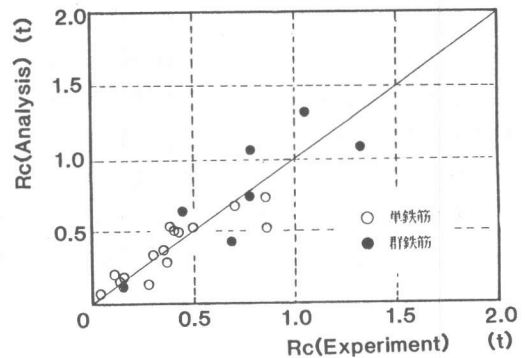


図-9 R_c モデルの検証

$$R_{s(m)} = \frac{\sum r_{s(i)}}{n} \cdot Dh \cdot R_c \quad (6)$$

ここで、 R_c : かぶりコンクリートによる抵抗力(kgf/cm),
 Dh : 帯鉄筋径(cm), n : 帯鉄筋の一辺で拘束される主鉄筋本数である。

また、脚軸方向については、図-10(b) に示すように、塑性域での各帯鉄筋による抵抗力を傾斜配分して平均した。すなわち、主鉄筋1本に対する帯鉄筋による全抵抗力 R_s (kgf)は、次式で表される。

$$R_s = \frac{\sum (R_{s(m)} \cdot h_{(m)})}{L_p} \quad (7)$$

ここで、 $h_{(m)}$: 塑性域上端からの各帯鉄筋までの距離,
 L_p : 塑性域長さである。

(3)座屈しようとする力 S のモデル化

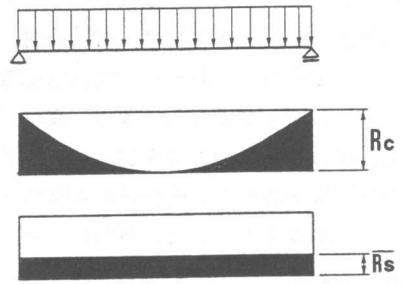
繰返し曲げを受けるRC橋脚における躯体下部の塑性域では、主鉄筋単体は、終局時において圧縮力を受け始める時、極端に描くと図-11(a)のように残留曲率および残留引抜けのために直線状ではない。また、降伏した鉄筋は、バウシinger効果により剛性が低下するため、鉄筋単体は、非常に不安定な状態にある。ここで、主鉄筋の座屈しようとする力が、かぶりコンクリートや帯鉄筋による座屈に対する抵抗力を越える時、主鉄筋がはらみ出して座屈する。この座屈しようとする力を、本研究では、図-11(b)に示すマクロなモデルで表すこととした。このモデルによると、座屈しようとする力は、力の釣合いより次式で表される。

$$S = P_s \cdot \theta \quad (8)$$

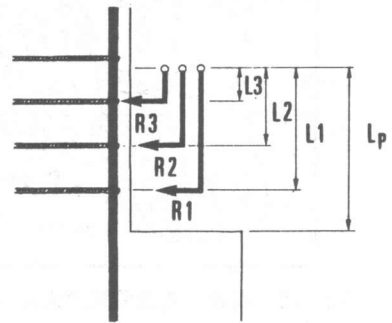
ここで、 $\theta = \theta_s + 2 \cdot \theta_p$, P_s : 主鉄筋の持つ圧縮力, θ_s : 引抜けにより生じる回転角, θ_p : 躯体部塑性域に生じる回転角である。

3. 検証

以上の三つのモデルを用いて、RC橋脚の荷重-変位履歴関係を求めることができる。著者ら⁴⁾および建設省土木研究所¹³⁾における既往の模型RC橋脚の実験結果を用いて、モデルの検証を行った。本モデルによってシミュレートした供試体を表-2に示す。著者らの供試体(シリーズA)は、断面寸法、主鉄筋比および帯鉄筋比が同じで、パラメータは帯鉄

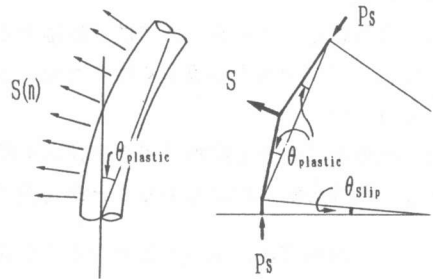


(a) 水平方向の抵抗力の計算法



(b) 軸方向の抵抗力の計算法

図-10 R_s のモデル化



(a) 曲率を持つ鉄筋 (b) S のモデル

図-11 S のモデル化

表-2 検証に用いた既往の実験供試体

供試体 シリーズ	No.	a/d	f'c (MPa)	p w (%)	Space (cm)	p t (%)	Type
A ⁴⁾	1	3.98	21	0.15	9	1.26	a
	2	3.98	29	0.15	9	1.26	b
	3	3.98	32	0.15	3	1.26	a
B ¹³⁾	4	4.0	29	0.08	20	1.43	c
	5	4.0	29	0.16	10	1.43	c
	6	4.0	29	0.16	20	1.43	d

p w: 帯鉄筋, Space: 帯鉄筋間隔, p t: 鉄筋比,
 Type: 帯鉄筋の配置形式 (図-12参照)

筋配置とコンクリート強度である。また、土木研究所の供試体（シリーズB）は、帯鉄筋量、帯鉄筋配置がパラメータである。それぞれの帯鉄筋配置を図-12に示す。

解析によって得られた荷重-変位履歴曲線の一例として、供試体No.2のものを図-13に示す。終局状態での耐力低下域を含めて、解析値は実験値をよく表している。

上記の6体について、解析により得られた靱性率と実験における靱性率との比較を図-14に示す。ここで、靱

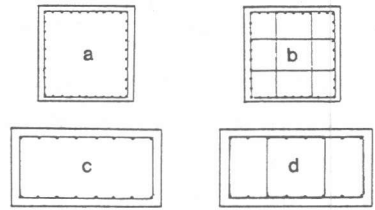


図-12 検証用供試体の帯鉄筋配置

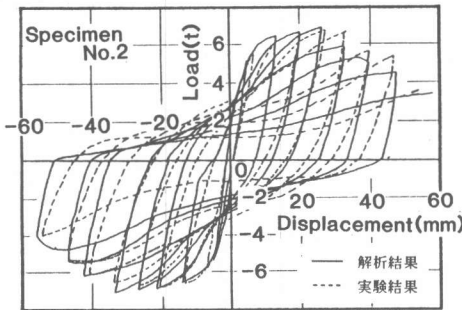


図-13 荷重-変位曲線の検証（供試体No.2）

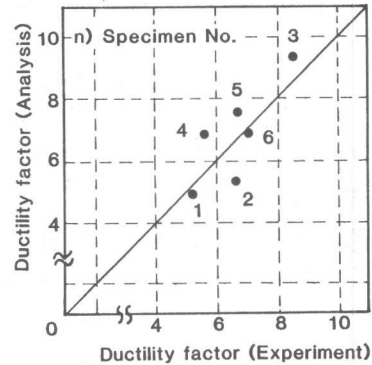


図-14 靱性算定における精度の検証

性率は、耐力が急激に低下する前の最大変位を降伏変位の計算値で除したものとした。解析値は、帯鉄筋配置などの条件が異なる各供試体の靱性をよく表しているといえる。

4. 結論

(1) 交番繰返し荷重を受けて曲げ破壊するRC橋脚の靱性解析を、主鉄筋が座屈しようとする力と座屈に抵抗する力が等しくなった時に主鉄筋が座屈して耐力が低下し始めるという考え方をを用いて行った。

(2) 靱性率に対する解析結果と既往の実験結果は、ほぼ一致しており、この方法を用いることにより、靱性を解析的に求めることが可能である。

なお、本研究は、第一著者に対する平成元年度文部省科学研究費補助金（奨励研究A）を受けて行ったものである。

- 〔参考文献〕 1) 町田, 睦好, 豊田: 土木学会論文集, No.378/V-6, pp. 203-212, 1987年2月.
 2) 檜貝, 二羽, 岡村: コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 9, No. 2, pp. 329-334, 1987.
 3) 石橋, 吉野: 土木学会論文集, No.390/V-8, pp. 57-66, 1988年2月. 4) 島, 伊藤, 北西, 水口: コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集, JCI, 1990年5月.
 5) 岡村, 前川: RC構造の有限要素解析に関するコロキウム論文集, JCI, pp. 13-15, 1984年.
 6) 島, 申, 岡村: JCIコロキウム「RC構造のせん断設計法に関する解析的研究」論文集, pp. 45-52, 1989年. 7) Branson, D. H.: *Deformation of Concrete Structures*, McGRAW-HILL, 1977.
 8) 島, 玉井: 土木学会第42回年次学術講演会講演概要集, V, pp. 208-209, 昭和62年9月.
 9) 坂本ら: 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 166-173, 1988. 10) 三島, 申, 前川: JCIコロキウム「RC構造のせん断設計法に関する解析的研究」論文集, pp. 79-86, 1989年.
 11) 島, 周, 岡村: 土木学会論文集, No.378/V-6, pp. 213-220, 1987年2月. 12) 島, 篠原, 森岡: コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集, JCI, 1990年5月.
 13) 太田: 土木研究所報告, 第153号, 1980年3月.