

RC柱におけるせん断耐力劣化を考慮した変形性能評価手法

宮城 敏明* 服部 尚道*

要約： 鉄筋コンクリート柱を対象とし、非線形曲げ解析により求めた荷重-変位曲線上に劣化過程を考慮したせん断耐力を併記することで、終局破壊形式の判定およびじん性率の算定を行った。特に、本論文ではせん断耐力の算定においてコンクリートの斜めひび割れ角度の影響を考慮した。本評価手法を用い、断面寸法、せん断補強筋比および軸力をパラメータとした既往の実験結果との照合を行った。その結果、ひび割れ角度とじん性率には相関性がみられ、ひび割れ角度を考慮することにより、曲げ降伏後のせん断破壊するRC柱の変形性能を精度良く評価できることが確認できた。

キーワード： 破壊形式の判定、変形性能評価、せん断劣化曲線、ひび割れ角度

- 目次：**
- | | |
|---------|----------------|
| 1. はじめに | 4. 既往の実験結果との照合 |
| 2. 破壊形式 | 5. まとめ |
| 3. 評価手法 | |

1. はじめに

地震により繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリート(以下、RC)柱の破壊形式は、せん断破壊、曲げ降伏後のせん断破壊(以下、曲げせん断破壊)および曲げ破壊に分類される。RC柱を対象とした交番載荷実験において、せん断破壊の場合は、主鉄筋の降伏前に大きな斜めひび割れが急激に進展し、脆性的な破壊形態となる。曲げせん断破壊の場合は、主鉄筋の降伏後にコンクリート寄与分のせん断耐力が繰返しにより劣化することでせん断破壊に至ると考えられているが、曲げせん断破壊においても脆性的な破壊となる場合がある。また、実験における破壊形式により斜めひび割れ角度に違いが見られる。脆性的な破壊ほど、ひび割れ角度は小さくなる傾向がある。

これまで提案してきた破壊形式の判定および変形性能の評価手法¹⁾は、曲げ解析により算定した荷重-変位曲線上に、せん断耐力劣化曲線を併記する方法で行ってきた。そこで、本論文では、変形レベルでのひび割れ角度に着目した検討を試み、RC柱部材の断面寸法、せん断補強筋比、軸力をパラメータとした既往の実験結果²⁾との照合を行った。

2. 破壊形式

地震等により繰り返し荷重を受けるRC柱の破壊形式は、図1に示すように、せん断破壊、曲げせん断破壊および曲げ破壊に分類される。主鉄筋降伏前のせん断破壊が構造物の脆性的な崩壊・倒壊に至ることは言うまでもないが、主鉄筋の降伏後のせん断破壊においても脆性的な破壊となる場合がある。つまり、RC柱部材の計算上の

最大曲げ耐力発生前の曲げせん断破壊はせん断破壊と同様大きな斜めひび割れが急激に進展し、脆性的な破壊となることがある。一方、最大曲げ耐力後の曲げせん断破壊は柱基部に塑性ヒンジが形成され、脆性的な破壊には至らない。その理由として、せん断補強筋が斜めひび割れ幅の拡大を抑制することにより、繰返しの影響により骨材のかみ合せの作用により伝達されるせん断力の急激な劣化を防ぐことができる。その後、コンクリートの圧壊および主鉄筋の座屈等により損傷が塑性ヒンジ区間に集中することにより、水平荷重が徐々に低下することで脆性的な破壊とはならないことが考えられる。このように、最大耐力前後のいずれにおいて終局となるかを評価することは耐震性能照査上で重要であると考えられる。

ここで、上記の各々の破壊形式について交番載荷実験で得られた知見を述べる。

(1)せん断破壊

①柱脚部において曲げひび割れが発生する。②曲げひび割れが曲げせん断ひび割れに移行する。③柱頭から柱脚にかけて大きなせん断ひび割れが発生する。その場合の θ は45°よりも小さい値である。④せん断ひび割れが大きく進展する。⑤せん断補強鉄筋降伏と同時に急激に荷重低下し、終局となる。

(2)曲げせん断破壊(最大耐力前)

①柱脚部において曲げひび割れが発生する。②曲げひび割れが曲げせん断ひび割れに移行する。③主鉄筋が降伏する。④柱頭から柱脚にかけて大きなせん断ひび割れが発生する。⑤せん断ひび割れが大きく進展する。⑥せん断破壊と同様、急激に荷重低下し、終局となる。そ

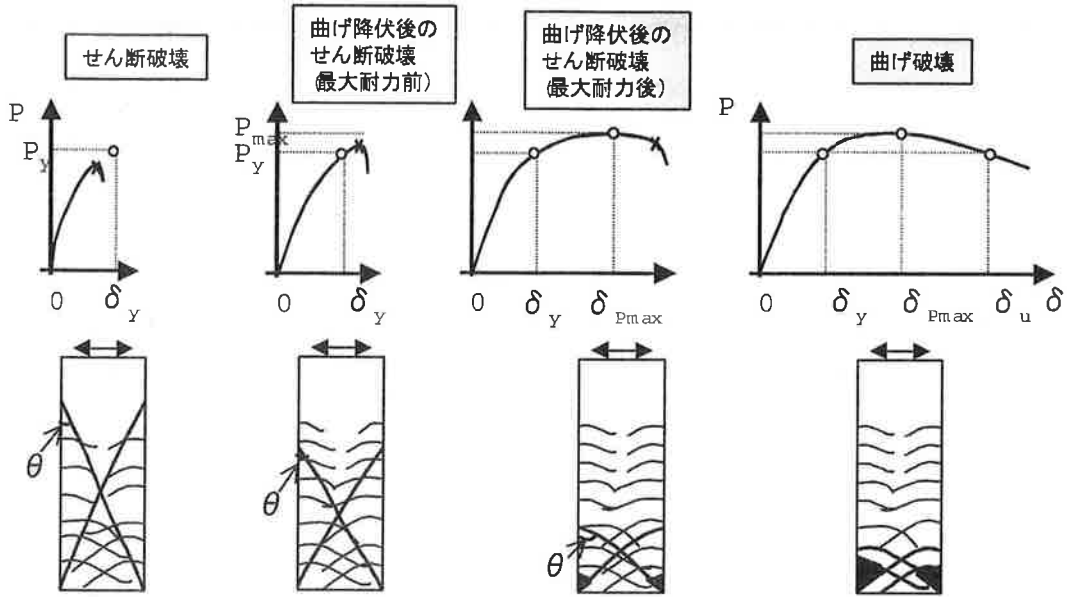


図1 破壊形式とひび割れ状況

の場合、せん断補強筋は降伏している。

(3) 曲げせん断破壊 (最大耐力後)

①～③までは、曲げ降伏後のせん断破壊 (最大耐力前)と同様。④柱脚部においてコンクリートの圧壊が始まる。⑤被りコンクリートの剥落が始まる。⑥主鉄筋の座屈が始まり徐々に荷重が低下する。⑦柱脚部の曲げせん断ひび割れの進展およびコンクリートの剥離が進み、さらにせん断補強鉄筋が降伏後、徐々に荷重が低下し、終局となる。

(4) 曲げ破壊

①～⑥までは曲げ降伏後のせん断破壊 (最大耐力後)と同様。⑦履歴ループが紡錘型からスリップ型へ移行する。⑧柱脚部において主鉄筋座屈の進展およびコンクリートの剥離が進む。⑨低サイクル疲労により主鉄筋が破断後、荷重が低下し、終局となる。

3. 評価手法

ここで提案する評価手法は、図2に示すように、RC柱部材を対象に、曲げ解析により算出した荷重-変位曲線上に、せん断劣化曲線を併記することにより、破壊形式の判定および変形性能を評価する方法である。せん断耐力の劣化曲線がP-δ曲線と交差した時がせん断破壊となり、そのまま部材の最終破壊点と判断する。ここで、初期降伏点より早い時期に交差する場合はせん断破壊となり、初期降伏後に交差する場合は、曲げ降伏後のせん断破壊となる。両曲線が交差しない場合は曲げ破壊となり変形性能に優れた終局状態を迎える。

曲げ解析では、ファイバーモデル解析を用いる。この場合のコンクリートの応力-ひずみ関係は土木学会コンクリート標準、せん断補強筋の拘束効果を考慮した

Manderらの提案式、道路橋示方書等による方法がある。

一方、RC柱部材のせん断耐力の算定にはトラス作用以外の作用で抵抗するせん断耐力(V_c)およびトラス作用によって抵抗するせん断耐力(V_s)の合算からなるという、いわゆる修正トラス理論を用いる。特に、せん断耐力の算定に繰返しによるコンクリートのせん断耐力劣化を考慮することがこの提案手法の特徴である。そのせん断耐力劣化曲線には Priestley らの提案方法³⁾および日本建築学会の方法⁴⁾等が提案されている。Priestley らの提案するコンクリートのせん断劣化曲線は、部材じん性率 μ の増加に伴い、コンクリートによるせん断耐力負担分を劣化させる方法である。繰返しによる劣化せん断耐力

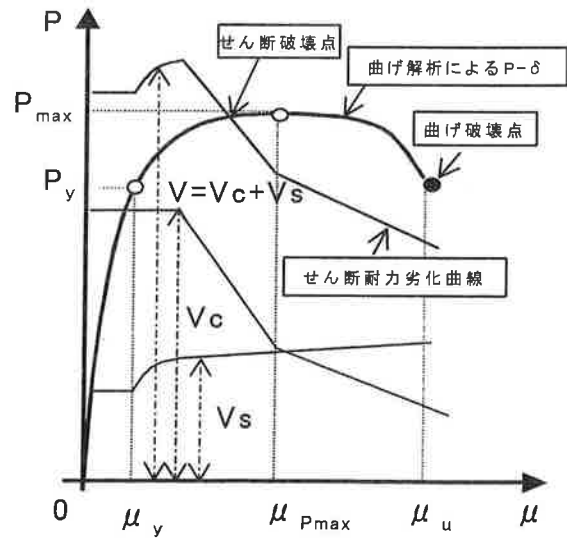


図2 評価方法

V_c' を $k \cdot V_c$ とし、係数 k を $\mu \leq 2$ の場合 $k=0.29$ 、 $2 < \mu \leq 4$ の場合 $=0.09$ 、 $\mu > 8$ の場合 $=0.05$ と減少させる。

しかしながら、これらの方法は漸増交番载荷による実験結果から算定されているので、地震時のランダム繰返しの影響を考慮する必要があると考える⁵⁾。

また、 V_s の算定に用いられるひび割れ角度 θ は一般的に $\theta=45^\circ$ とする場合が多い。しかしながら、ひび割れ角度はせん断補強量や軸力の程度により、交番载荷実験からも一様とはならないことがわかっている²⁾³⁾。そこで、本論文では、せん断補強筋の負担せん断耐力 (V_s) 算定にひび割れ角度 θ を考慮した評価方法をを試みた。ひび割れ角度の算出方法には、修正圧縮場理論による方法⁶⁾ や Kim, Mander らの方法⁷⁾ がある。修正圧縮場理論では、ひび割れを離散的にとらえるのではなく、ひび割れを発生している RC 要素をマクロ的にとらえて、その平均応力、平均ひずみに対する要素内のつり合いおよび変形の適合条件を用いてせん断問題を解くものである。修正圧縮場理論では、せん断面に働くせん断力 V を式(1)を用いる。 V_c の算出では、コンクリートの応力-ひずみ関係にテンションスティフニングを考慮した引張強度およびコンクリートのひび割れ面を介して伝達されるせん断強度の小さい方の強度を用いる。

$$V = V_c + V_s = \sigma_1 \cdot b_w \cdot j_d \cdot \cot \theta + (\sigma_w \cdot A_w / s) \cdot j_d \cdot \cot \theta \quad (1)$$

ここで、 σ_1 : 主引張応力、 b_w : 部材腹部の幅、 σ_w : せん断補強筋応力、 A : 部材断面積、 s : せん断補強筋ピッチである。

また、Kim, Mander らの式は(2)式を用い、その θ 値は実験および解析結果とも $20^\circ \sim 40^\circ$ の範囲と算出された検討例が示されている。

$$= \tan^{-1} \left(\frac{\rho_v n + \frac{V A_v}{r A_g}}{1 + \rho_n} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (2)$$

ここで、 ρ_v : せん断補強筋体積比、 ρ_c : 主鉄筋比、 ζ : 構造形式による係数、 n : ヤング係数比、 A_v : せん断面積、 A_g : 全断面積である。

4. 既往の実験結果との照合

4.1 実験概要

実験は、矩形断面の RC 柱を対象に、片持ち梁形式による3回繰返し静的交番载荷により行われた。各試験体の諸元を表 1 に示す。試験体断面は鉄道高架橋突大規模

表 1 試験体諸元

CASE	主鉄筋	f_{ty} (MPa)	せん断補強筋	P_w (%)	軸力 (N/mm^2)	f_c (MPa)	Mud/a (kN)	V_c (kN)	V_s (kN)	$V=V_c+V_s$ (kN)	曲げせん断耐力比
L-18-0	D32×20本	313	D13@100	0.317	0	25.9	564.9	460.7	572.3	1,033.0	1.8
L-10-0	D32×20本	313	φ9@300	0.065	0	27.4	567.9	469.4	93.9	563.3	1.0
L-10-3	D32×20本	313	φ9@300	0.065	3.75	29.4	760.8	602.0	93.9	695.9	0.9
S-07-0	D13×20本	556	φ6@330	0.053	0	24.5	145.2	89.3	15.6	104.9	0.7
S-10-0	D13×20本	356	φ6@330	0.053	0	27.3	101.5	94.2	15.6	109.8	1.1
S-10-1	D13×20本	387	D4@135	0.058	1.0	24.0	116.2	97.3	12.8	110.1	0.9
S-10-3	D13×20本	387	D4@135	0.058	3.0	23.8	128.8	107.2	12.8	120.0	0.9
S-12-0	D13×20本	387	D4@45	0.174	0	23.2	107.7	89.3	38.4	127.7	1.2
S-12-1	D13×20本	387	D4@45	0.174	1.0	19.6	113.3	89.6	38.4	128.0	1.1
S-12-3	D13×20本	387	D4@45	0.174	3.0	23.6	128.6	106.9	38.4	145.3	1.1

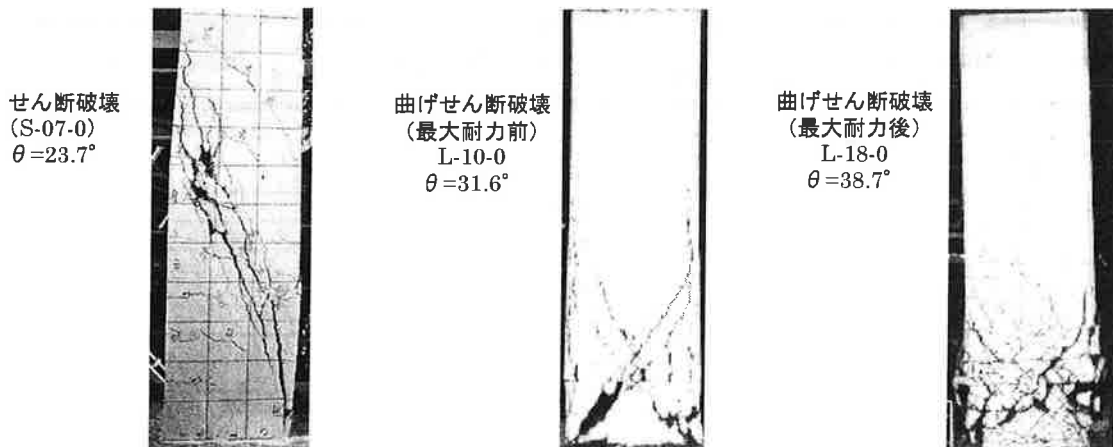


写真 1 試験体終局ひび割れ状況

の 800×800 (L シリーズ) およびその 40%縮小サイズの 320×320 (S シリーズ) の 2 種類である。実験パラメータは、断面寸法、せん断補強筋量および軸力である。ここで、CASE 名の L または S は断面寸法、07~18 は鉄道構造物等設計標準・同解説によるおおよその曲げせん断耐力比、0~3 は軸力レベルを表している。試験体の軸方向鉄筋の配筋はすべて同じとし、主鉄筋比 P_s はいずれも $P_s=2.48\%$ である。また、せん断スパン a は L シリーズは $a=3.0m$ 、S シリーズ $a=1.2m$ で、せん断スパン比 a/d はいずれも 4.05 である。

4.2 解析条件

解析対象モデルおよび材料強度は実験の場合と同様とした。曲げ解析におけるコンクリートの応力-ひずみ関係は土木学会コンクリート標準で提案されている関係を用い、鉄筋の応力-ひずみ関係は、バイリニアとした。曲げ降伏変形 δ_y は、最外縁の主鉄筋が降伏した時点の変位とし、曲げ終局変位 δ_u はコンクリートの圧縮ひずみが $3,500 \times 10^{-6} (mm/mm)$ に至った時点の変位とした。RC 柱部材を対象とした交番載荷実験では、柱基部においてコンクリートの圧壊が見られ、その後コンクリート破壊の進展および主鉄筋の座屈等により荷重が低下していくことが見られるが、今回の曲げ解析では、これらの影響を考慮していない。今回の解析では、特に計算上の最大耐力前後いずれの段階において曲げせん断破壊となるかの判定に重点をおいた。また、曲げ解析において主鉄筋の抜け出しを考慮していない。

コンクリートせん断耐力 V_c 劣化曲線は、Priestley らの方法を用いた。また、 V_c の算定には、ひび割れ角度 θ を修正圧縮場理論により算定した値を用い、 $\theta=45^\circ$ と設定した場合との比較検討を行った。修正圧縮場理論による解析では、断面高さでのせん断力は一様と仮定する簡易法を用いた。また、 θ の算定においてせん断力のみ作用すると仮定して行った。

4.3 ひび割れ角度の検証

写真 1 に実験結果のせん断破壊、曲げせん断破壊 (最大耐力前) および曲げせん断破壊 (最大耐力後)、それぞれの終局時のひび割れ状況を示す。各試験体において終局時の支配的な斜めひび割れ角度に違いが見られ、せん断破壊の場合 (S-07-0 試験体) が $\theta=23.7^\circ$ と最も小さな値となり、脆性的な破壊ほど、ひび割れ角度が小さい値となっている。

次に、表 2、図 3 に実験および解析結果を示す。なお、ここでの θ は実験および解析とも終局時の値である。表 2 のひび割れ角度は実験および解析結果とでほぼ一致し、その値は $20^\circ \sim 40^\circ$ となっている。また、図 3 の θ - 軸力関係より、同シリーズにおいて、実験および解析のいずれでも、軸力が大きくなるとひび割れ角度は小さくなる傾向にあり、軸応力度 $0N/mm^2$ と $3N/mm^2$ における増減は、実験結果は $3.3 \sim 6.6^\circ$ 、解析結果は $3.8 \sim 7.6^\circ$ とほぼ同値である。また、 $\theta - p_w$ 関係より、同軸力レベルにおいて、実験および解析のいずれにおいても、せん断補強筋比が大きいほどひび割れ角度も大きくなる傾向がある。

4.4 破壊形式および変形性能評価

表 2 に示した破壊形式は実験結果および θ を考慮した解析結果とは一致していることがわかる。 $\theta=45^\circ$ とした場合においても、実験結果とほぼ一致しているものの、S-15 シリーズにおいては差異が見られ、最大耐力前の曲げせん断破壊となった。

また、じん性率において、実験結果より解析結果は小さい値を示したものの、 θ を考慮した場合が、 $\theta=45^\circ$ よりも実験結果に近い値を示している。解析値のじん性率が小さい理由は、解析の終局をコンクリートの終局ひずみと設定していることによる。

図 3 のじん性率 (μ) - 軸力 (N) 関係は実験および θ を考慮した解析結果との比較である。その図より、同シリーズにおいて、軸力が大きくなると、じん性率の低

表 2 実験および解析結果比較

CASE	$\theta (^\circ)$			じん性率 μ			破壊形態		
	実験値	解析値	解析値 / 実験値	実験結果	解析結果 (θ 考慮)	解析結果 ($\theta=45^\circ$)	実験結果	解析結果 (θ 考慮)	解析結果 ($\theta=45^\circ$)
L-18-0	38.7	33.0	0.85	5.4	4.9	4.9	○	○	○
L-10-0	31.6	28.6	0.90	3.4	2.4	2.0	△	△	△
L-10-3	27.5	20.9	0.76	2.0	2.4	1.3	△	△	△
S-07-0	23.7	28.2	1.19	1.0	0.7	0.7	×	×	×
S-10-0	30.6	28.4	0.93	3.5	2.6	2.1	△	△	△
S-12-1	24.4	27.2	1.12	2.8	1.9	1.3	△	△	△
S-12-3	20.7	23.5	1.13	2.6	1.7	1.2	△	△	△
S-15-0	34.2	31.9	0.93	3.9	2.9	2.6	○	○	△
S-15-1	31.2	30.1	0.96	3.9	2.7	2.5	○	○	△
S-15-3	27.6	26.4	0.96	4.6	2.4	2.3	○	○	△

×:せん断破壊
 △:曲げせん断破壊(最大耐力前)
 ○:最大曲げ耐力前にはせん断破壊しない

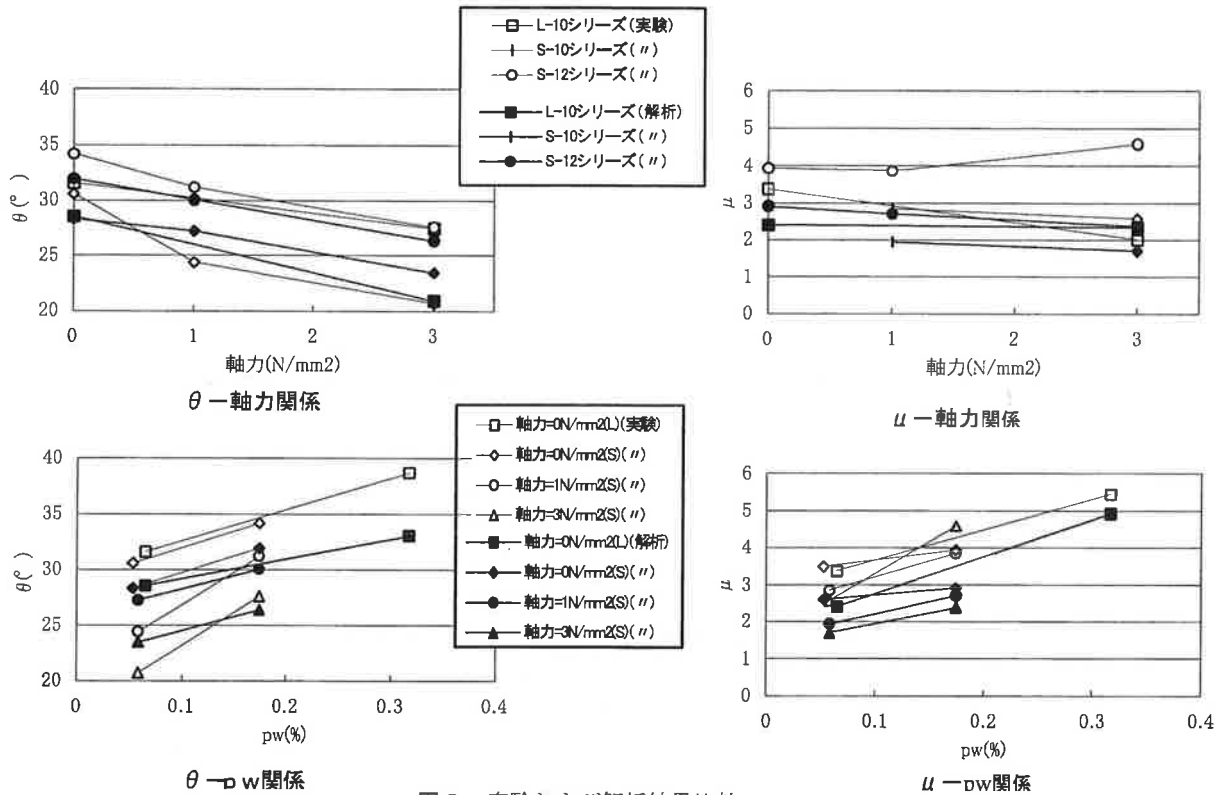


図3 実験および解析結果比較

下の割合は小さいものの減少する傾向にあることがわかる。また、 $\mu - p_w$ 関係より、せん断補強筋比が大きくなると、当然ながらじん性率が大きくなる傾向にあり、いずれのケースにおいてもほぼ同勾配で増加している。

以上のことより、ひび割れ角度およびじん性率には相関性が見られ、ひび割れ角度が小さいほどじん性率も小さな値となると考えられる。

次に、図4に本評価手法を用いた評価例(S-15-0)を示す。 θ を考慮した解析では、 θ は変形レベルにより小さな値となっており、破壊形式においては、実験結果と同様、最大曲げ耐力前には曲げせん断破壊に至らないことがわかる。一方、 $\theta = 45^\circ$ の場合には、最大曲げ耐力前にせん断破壊する結果($\mu = 2.6$)となった。

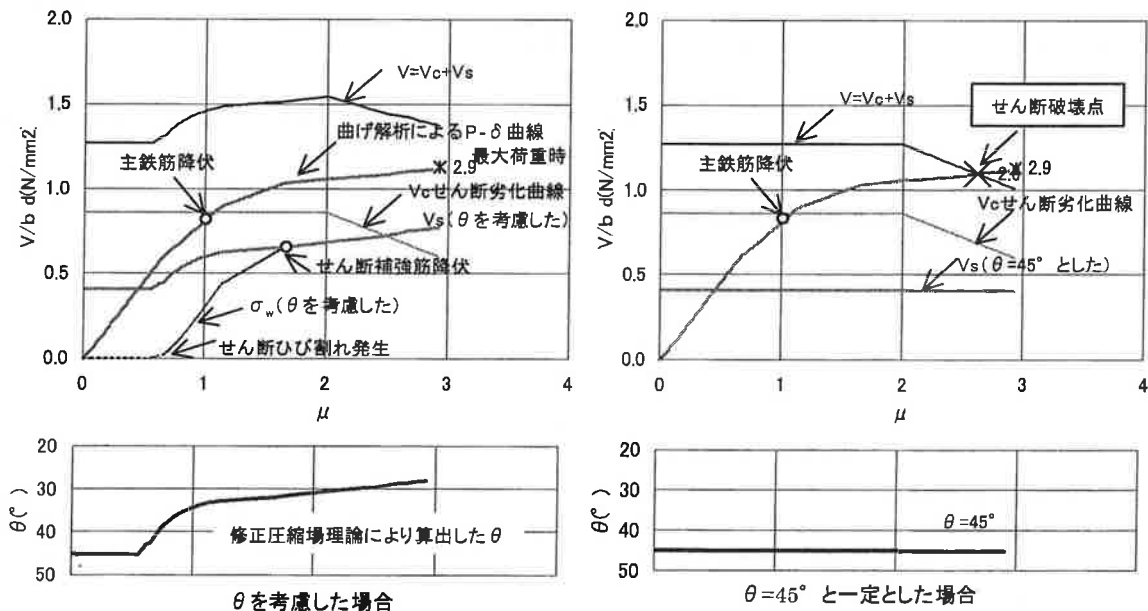


図4 評価例 (S-15-0)

5. まとめ

RC 柱部材を対象とした交番実験結果および本手法を用いた解析結果との比較を行うことで以下のことがわかった。

① 実験結果では、破壊形式によって斜めひび割れ角度に違いが見られ、より脆性的な破壊の方がひび割れ角度は小さくなり、解析結果においても同様な傾向となる。

② 実験および解析結果において、軸力レベルが大きくなるほど、また、せん断補強筋比が小さいほど、ひび割れ角度は小さくなる傾向が見られ、じん性率との相関性も見られた。

③ 本評価手法において、せん断耐力の算定時に、ひび割れ角度を考慮することにより、破壊形式の判定および変形性能がより精度よく評価できると考えられる。

謝 辞

本研究を実施するにあたって御指導頂いた、武蔵工業大学吉川教授に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 吉川弘道, 池谷和之, 宮城敏明, 増田芳久, 岡本大:RC 柱における破壊形式の判定と靱性評価, 土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集 V-281, pp.556-557,1997.9
- 2) 池谷和之:修士論文 繰返し荷重をうける鉄筋コンクリート柱の力学的挙動に関する実験的研究, 1998.3
- 3) Priestley, M.J.N. and Paulay, T. :Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, 1995.10
- 4) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説,pp.142-159,1997.7
- 5) Hiromichi Yoshikawa, Toshiaki Miyagi:Ductility and Failure Modes of Single Reinforced Concrete Columns, Seminar on Post-Peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Loads, Volume 2,pp.229-244,1999.10
- 6) Michael P. Collins:The Shear Strength of Reinforced Concrete Structures, Japan Concrete Institute Annual Convention 1995,pp.2-9,1995.6
- 7) Jang Hoon Kim, John B. Mander: Truss Model of reinforced Concrete Shear-flexure Behavior, Technical Report MCEER-99-0005, pp.49-53, 1999.5

DUCTILITY AND FAILURE MODES OF SINGLE REINFORCEMENT CONCRETE COLUMNS

T. Miyagi and H. Hattori

The main purpose of the seismic analysis of structures is to assess the level of risk associated with loss of serviceability, restorability and collapse. With regard to a reinforced concrete bridge column, it is extremely important to identify failure modes and to qualify the deformational ductility from the point of the capacity design methodology.

In this paper, types of failures of single reinforced concrete columns are classified as flexural failure, shear failure after yielding of longitudinal reinforcement, and shear failure. Procedures to determine failure modes are presented by comparing curve (push-over behavior) and the degrading capacity of shear strength along the deformational history.