

論文 鋼管横補強 RC 柱の耐力および変形能力の評価

安田健太郎^{*1}・孫玉平^{*2}・崎野健治^{*3}・Aklan Amin^{*4}

要旨：一定軸力下における繰り返し曲げせん断実験において曲げ破壊を生じた 57 体の鋼管横補強 RC 柱の実験結果を用いて、柱の終局曲げ耐力および変形能力の評価を試みた。その結果、曲げ耐力については鋼管の拘束効果を考慮に入れた崎野・孫が提案した算定式を用いれば実験結果を精度良く評価できることが明らかになった。また、鋼管横補強 RC 柱の塑性ヒンジ領域長さの算定式を提案し、それを用いることにより曲げ終局変形の下限値を適切に評価できることが分かった。

キーワード：鋼管横補強 RC 柱、曲げ耐力、拘束効果、終局変形、塑性ヒンジ

1. はじめに

既存 RC 柱の脆性型破壊を防いで柱の靱性を高める方法のひとつとして、鋼管横補強法がよく知られており、近年、建築・土木構造部材の耐震補強法として多用されている。

著者らは 250×250mm 正方形断面を有する鋼管横補強 RC 柱の耐震性能について、補強用鋼管の幅厚比 (28~117 の 5 種類) とせん断スパン比 (1.0, 1.5, 2.0 の 3 種類) を主な実験変数とした実験的研究を行い、以下の知見を得ている。¹⁻²⁾

- 1) せん断スパン比 1.5 以上の柱は曲げ変形が支配的で、軸力比が 0.33 と比較的低い軸力の場合、幅厚比 $B/t=82$ 程度の薄肉鋼管による横補強でも脆性的な破壊を防ぐことができる。
- 2) せん断スパン比 1.0 の短柱はせん断型の破壊を免れることはできないが、軸力比が 0.33 の場合は、幅厚比 $B/t=43$ 程度の厚肉の鋼管を用いて横補強すれば脆性的な破壊を防ぐことができる。

鋼管横補強 RC 柱の合理的な設計法を確立するためには、柱の耐力および変形能力を精度良く推定する必要がある。

本論では、一定軸力下で曲げモーメントとせん断力を受ける鋼管横補強正方形 RC 柱の実験結果

を用いて、既往の RC 柱の曲げ耐力算定式が鋼管横補強 RC 柱に適用できるかどうかを検証する。また、鋼管横補強 RC 柱の塑性ヒンジ領域長さの算定式を提案し、これを用いて柱の曲げ終局変形を評価することを試みる。

2. 精度の検証に用いた実験概要

精度の検証に用いた試験体は、すべて一定軸力下で曲げモーメントとせん断力に加えられた角形鋼管 (以下鋼管と略す) 横補強正方形 RC 柱¹⁻¹⁴⁾で、総数は 57 体である。曲げ破壊を生じた試験体の選定については、文献中に破壊形式が明確に述べられている場合はこれに従い、述べられていない場合はひび割れ性状や荷重-変形関係等から著者が判断した。表-1 に精度の検証に用いた試験体の概要を示す。

表-1 精度の検証に用いた試験体の概要

試験体数		57
せん断スパン比 a/D		1.06~2.28
軸力比 n		0.00~1.11
コンクリート強度 f_c' (MPa)		19.9~56.6
補強用鋼管	幅厚比 B/t	28~172
	降伏強度 f_{yf} (MPa)	224~426
主筋	主筋比 p_g (%)	0.75~7.65
	降伏強度 f_{ys} (MPa)	314~378

*1 九州大学大学院 人間環境学研究科 大学院生 (正会員)

*2 九州大学助教授 人間環境学研究科 工博 (正会員)

*3 九州大学教授 人間環境学研究科 工博 (正会員)

*4 九州大学大学院 人間環境学研究科 工修 (正会員)

3. 終局曲げ耐力の評価

3. 1 曲げ耐力算定式の精度の検証

精度の検証を行った曲げ耐力算定式は、日本建築学会の「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」¹⁵⁾において使用が推奨されている ACI 規準の曲げ耐力式¹⁶⁾と、崎野・孫により提案されている鋼管横補強 RC 柱の曲げ耐力式¹⁷⁾の2つである。

ACI 曲げ耐力式においては横補強材の拘束効果は考慮されておらず、曲げ耐力時における圧縮縁の終局ひずみ ε_{cm} は0.003の一定値とされている。

一方、崎野・孫曲げ耐力式は拘束コンクリートの応力-ひずみ関係に基づいて構築されており、鋼管による拘束効果はコンクリートの強度上昇率 K をもって表現される。

$$K = \frac{f_{cc}'}{f_c'} = 1 + 46 \frac{f_{yt}'}{f_c'} \frac{(X-1)}{(X-2)^3} \quad (1)$$

ここで、 f_{yt}' は横補強用鋼管の降伏強度、 f_c' はコンクリートの圧縮強度、 X は横補強用鋼管の幅厚比(B/t)である。式(1)より求めたコンクリートの強度上昇率 K と鋼管の幅厚比 B/t との関係を示すと図-1のようになる。

また、終局ひずみ ε_{cm} は式(2)に示すように強度上昇率 K の関数として表現され、本論での精度の検証に用いた試験体については、その値が0.0032~0.0233までとなっている。

$$\frac{\varepsilon_{cm}}{\varepsilon_{co}} = 1.375 + 0.108K - 0.102K^{-4} \left(\frac{f_c'}{42} \right) \quad (2)$$

ここで、 ε_{co} は拘束コンクリートの強度時ひずみであり、式(3)で与えられる。

$$\varepsilon_{co} = 0.94 \left(f_c' \right)^{1/4} \times 10^{-3} \begin{cases} 1 + 4.7(K-1), & K \leq 1.5 \\ 3.34 + 20(K-1.5), & K > 1.5 \end{cases} \quad (3)$$

図-2に実験結果と計算結果との比較を示す。ここで曲げ耐力の計算値は最大水平耐力時の材端曲げモーメントで軸方向力による付加モーメントを含んでいる。また、図-2中の凡例LC, MC, SCはそれぞれ、曲げ破壊すると考えられるもの、曲げ破壊する可能性が高いもの、せん断破壊する

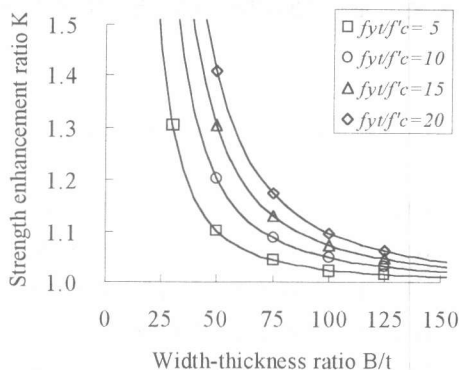


図-1 強度上昇率と鋼管の幅厚比の関係

可能性があるものに相当し、以下の規準で分類している。

LC : $1.75 < a/D$

MC : $1.25 < a/D \leq 1.75$

SC : $a/D \leq 1.25$

a/D : せん断スパン比

図-2より分かるように、ACI 曲げ耐力式による計算値は軸力比の増大につれ実験値との差が大きくなる傾向にある。この原因のひとつとして鋼管の拘束効果を考慮に入れていないことが考えられる。特に、軸力比が高くなると断面内の圧縮を受けるコンクリート部分が多くなるためにこの現象が顕著に現れたものと思われる。

一方、崎野・孫曲げ耐力式においては鋼管の拘束効果が考慮されているので精度は改善されているが、なお軸力比の増大につれて実験値と計算値の比が大きくなる現象が見られる。これは、試験体端部の剛な加力スタップの付加拘束の影響等により危険断面が材端から移動するためと考えられる。この影響は図-2中の実線に相当する式(4)で補正できるとされている。

$$\frac{M_n}{M_m} = \begin{cases} 1.1, & n \leq 0.3 \\ 1.1 + 0.8(n - 0.3)^2, & n > 0.3 \end{cases} \quad (4)$$

表-2に実験値と計算値との比の統計値を示している。これらより分かるように、ACI 曲げ耐

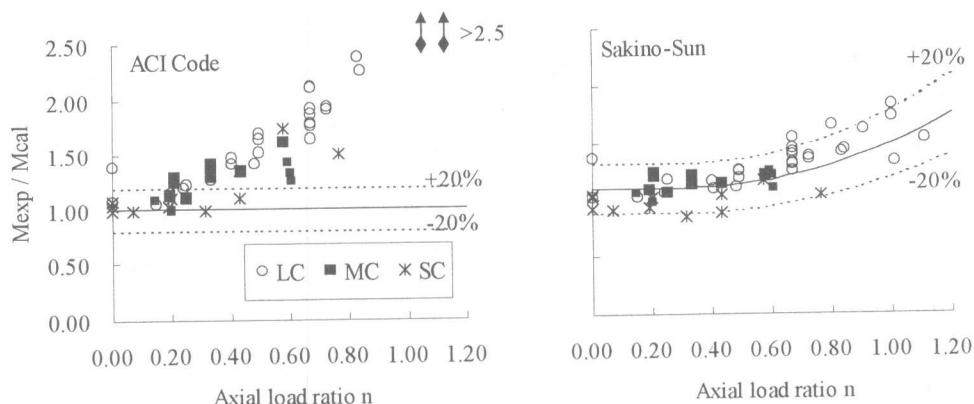


図-2 曲げ耐力算定式の精度の検証

方式では計算値は実験値を過小評価するが、鋼管の拘束効果および危険断面の移動を考慮に入れた崎野・孫曲げ耐力式では実験値を精度良く評価できる。このことは、一定軸力下で曲げせん断力を受ける鋼管横補強 RC 柱の曲げ耐力を算定する際にはこれらを考慮に入れることが重要であることを示唆している。

また、図-2 中において、曲げ耐力の実験値が崎野・孫曲げ耐力式による計算値を大きく下回る試験体が数体見られる。これらはすべてせん断スパン比が 1.25 以下と短い柱で、せん断型の破壊が生じた可能性がある。鋼管横補強 RC 短柱において厚肉の鋼管で補強された場合は、せん断型の破壊が生じても安定した挙動を示すため²⁾、曲げ破壊と判定されやすい。

4. 変形能力の評価

4.1 終局変形の定義

一定軸力下で曲げせん断を受ける RC 柱の変形能力を評価する場合、一般に水平力が最大水平力の 80% まで下がった時の変形を終局変形点とする場合が多い。しかしながら、このように定義された終局変形は物理的意味が不明確であるため、必ずしも合理的な定義であるとは言い難い。

そこで本論においては、物理的意味が比較的明瞭であると考えられる最大耐力時の変形を終局変形と定義し、この点を理論的に評価することを試みる。

表-2 精度検証結果 (M_{exp}/M_{cal} の統計値)

	試験体数	平均値	標準偏差	最大値	最小値
ACI	57	1.74	1.17	8.50	0.98
崎野・孫	57	1.21	0.21	1.83	0.85
崎野・孫*	57	1.03	0.12	1.28	0.77

*危険断面の移動を考慮した計算値

4.2 塑性ヒンジ領域長さ

水平力を受ける柱の水平変位は、主に長さ L_p を有する柱の塑性ヒンジ領域部分の塑性回転によるものであると仮定すれば、柱の部材角 R と柱の塑性ヒンジ領域における平均曲率 ϕ/D との間に式 (5) に示すような関係が成り立つ。

$$\frac{R}{\phi D} = \frac{L_p}{D} \left(1 - \frac{L_p}{D} \frac{D}{2L} \right) \quad (5)$$

従って、塑性ヒンジ領域の長さ L_p を的確に推定することが柱の終局変形を理論的に評価するうえで重要な課題となる。

図-3 に著者らが行った一定軸力下における繰り返し曲げせん断実験¹⁻²⁾において測定された塑性ヒンジ領域の長さ L_p の実験値と拘束コンクリートの強度上昇率 K との関係を示す。ここで、塑性ヒンジ領域の長さ L_p の実験値として用いたのは、実験終了後に横補強用鋼管をガス切断してから測った材端部フランジ側の曲げひび割れ領域の長さである。

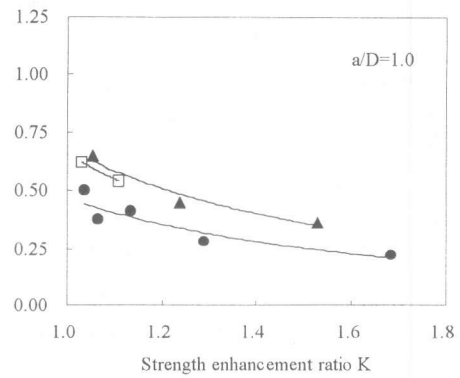
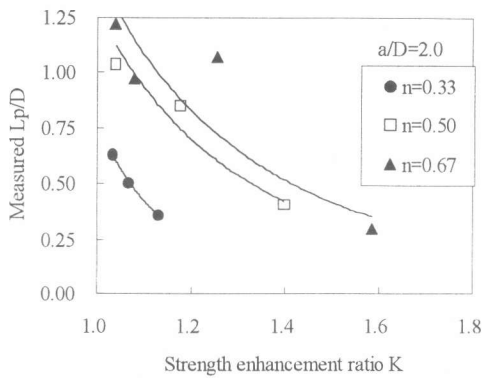


図-3 ヒンジ長さの実験結果

図-3 より以下のことが分かる。

- 1) 塑性ヒンジ領域長さは拘束効果の上昇（補強用鋼管の板厚が厚くなる）につれて短くなる。
- 2) 軸力が高くなるに従い、塑性ヒンジ領域長さは長くなる傾向にある。
- 3) セン断スパン比が小さいほど、塑性ヒンジ領域長さは強度上昇率 K に対する減少勾配および軸力比の増加に伴う上昇量が小さくなる。
- 4) 同じセン断スパン比を有する試験体の場合、塑性ヒンジ領域長さの強度上昇率に対する減少勾配は軸力比の影響をあまり受けない。

既往の帯筋補強 RC 柱の塑性ヒンジ領域長さ算定式においては拘束度合いの影響等は考慮に入られていない。しかしながら鋼管横補強 RC 柱においては、鋼管による拘束が柱断面全体のコンクリートに及ぶため、その拘束効果が顕著に現れることが予想される。このような観点から、本論においては実験結果を用いて鋼管横補強 RC 柱の塑性ヒンジ領域長さの算定式を構築することにする。上述した考察に基づけば、鋼管横補強 RC 柱の塑性ヒンジ領域長さ推定式は以下のような関数で表すことができる。

$$\frac{L_p}{D} = \lambda_1 \cdot n^{\lambda_2} \cdot K^{-\lambda_3} \quad (6)$$

ここで λ_1 , λ_2 , λ_3 はセン断スパン比 a/D の影響を表す実験定数である。一組の $(a/D, n)$ に対応す

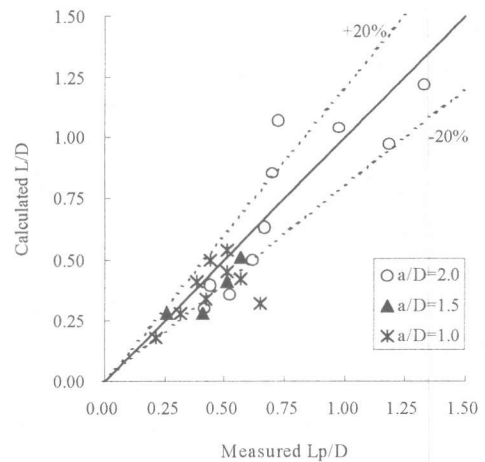


図-4 ヒンジ長さ提案式の実験結果との対応

る λ_1 , λ_2 , λ_3 の値を実験結果から求め、それらの値に回帰分析を行うことによって得られた λ_1 , λ_2 , λ_3 の算定式を式 (7) ～式 (9) に示す。

$$\lambda_1 = 1.3(a/D) - 0.4 \quad (7)$$

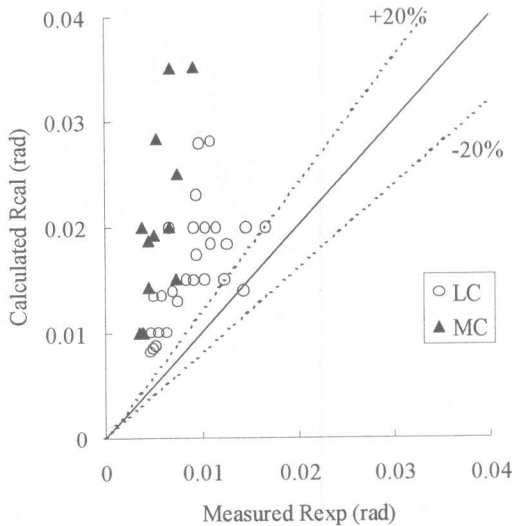
$$\lambda_2 = 0.2 + 0.4(a/D) \quad (8)$$

$$\lambda_3 = 0.3 + 1.4(a/D) \quad (9)$$

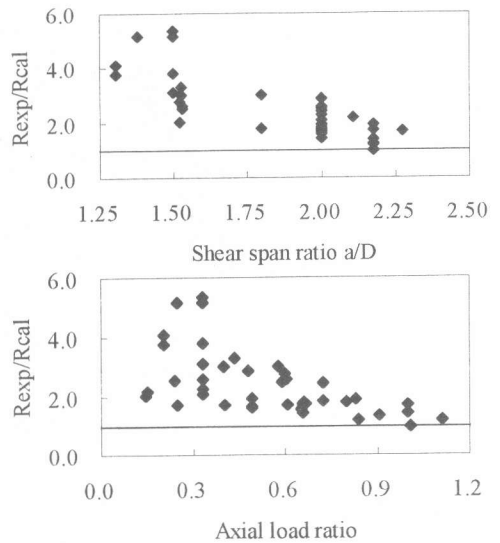
式 (6) から得られた塑性ヒンジ領域長さ L_p の計算値と実験値との比較を図-4 に示す。多少のばらつきが見られるものの、実験結果と計算結果の対応は良好であることが分かる。

4. 3 終局変形の評価

上述した塑性ヒンジ領域長さの算定式を用い



(a) 計算値と実験値の比較



(b) セン断スパン比と軸力比の

図-5 終局変形の計算値と実験値との比較

て一定軸力下で曲げせん断を受ける鋼管横補強 RC 柱の終局変形を評価する。終局変形を求める手順を簡単に述べる。なお、詳細については文献 18 を参照されたい。

- 1) 補強用鋼管やコンクリートの圧縮強度を用いて拘束コンクリートの強度上昇率 K を式 (1) より求める。
- 2) コンクリートの終局ひずみを式 (2) を用いて求める。
- 3) 軸方向力の釣り合い条件により与えられた軸力 N に対応する終局時の中立軸深さ X_n を求め、次式で終局曲率を算定する。

$$\phi_m D = \frac{\varepsilon_{cm} D}{X} \quad (10)$$

- 4) 式 (6) および式 (10) を式 (5) に代入すれば終局部材角 R が得られる。

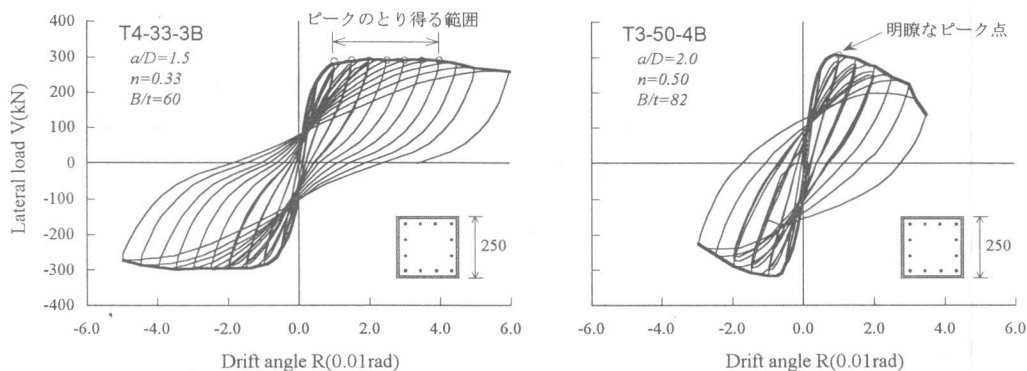
図-5 に終局変形の計算値と実験値との比較を示す。図-5 より分かるように本論で提案した塑性ヒンジ領域長さの算定式を用いて求めた計算値は鋼管横補強 RC 柱の終局変形の下限値を良く評価できる。また、実験結果と計算結果との差は軸力が低いほど、またせん断スパン比が短くな

るほど大きくなる傾向にある。その理由として以下のことが考えられる。

- 1) 軸力が低いほど、また補強用鋼管の板厚が厚いほど柱の曲げせん断履歴に明瞭なピーク点が現れにくく、終局部材角の実験結果として取りうる値に大きな幅がある。(図-6 参照)
- 2) 柱が短くなると全変形に占めるせん断変形の割合が増えるのに対し、計算値はせん断変形および弾性曲げ変形を無視している。
- 3) 主筋のひずみ効果の影響が考慮されていない。式 (2) に示す断面圧縮縁の終局ひずみの算定式は主筋のひずみ効果の影響を無視し、コンクリートの負担するモーメント M_c が最大となる時に断面の最大モーメント M_m が発揮されるとの仮定に基づいて導かれたものである。一方、繰り返し载荷により主筋が単調载荷時より早期にひずみ効果域に入り、 M_m 時の圧縮縁ひずみが M_c 時のそれよりも大きくなることが考えられる。

5. まとめ

一定軸力下で曲げモーメントとせん断力が加えられた 57 体の鋼管横補強 RC 柱の実験結果を用いて、既往の終局曲げ耐力式の耐力推定精度を検



図ー6 水平力 V-部材角 R 関係の例¹⁻²⁾

証した。また、鋼管横補強 RC 柱の塑性ヒンジ領域長さの算定式を提案し、これを用いて柱の終局変形を評価することを試みた。本論で述べた研究により以下のことが明らかになった。

- 1) 鋼管横補強 RC 柱の終局曲げ耐力については、鋼管の拘束効果を考慮に入れることが重要であり、これを考慮に入れた崎野・孫曲げ耐力式は実験値を精度良く評価している。
- 2) 本論で示した塑性ヒンジ領域長さの算定式を用いれば鋼管横補強 RC 柱の終局変形の下限値を適切に評価することができる。

本論では曲げ破壊を生じた試験体に着目してその耐力および変形能力の評価を試みた。しかしながら、せん断スパン比が小さく比較的厚肉の鋼管で横補強された RC 柱は、せん断破壊を生じるものの実用上十分な耐震性能を有する。従って、せん断破壊を生じる試験体についても終局せん断耐力と変形能力の評価方法の確立が必要であり、これは今後の課題としたい。

〈参考文献〉

- 1) Aklan, A., et al. : コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.303-308, 1997
- 2) 安田健太郎, 他 : コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.1, pp.551-556, 1998
- 3) 佐々木哲也, 他 : 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1067-1068, 1972.10
- 4) Tomii, M., et al. : Proceedings of Pacific Conferences on Earthquake Engineering, New Zealand, vol.2, pp.11-12, 1987
- 5) 南宏一, 他 : コンクリート工学年次論文報告集, Vol.10, No.3, pp.305-310, 1988
- 6) 孫玉平, 他 : コンクリート工学年次論文報告集, Vol.11, No.2, pp.513-518, 1989
- 7) 佐々木良一, 他 : コンクリート工学年次論文報告集, Vol.11, No.2, pp.305-310, 1989
- 8) 山本裕康, 他 : コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.2, pp.713-718, 1990
- 9) 八木貞樹, 他 : 鉄構技術, pp.35-41, 1990.4
- 10) 浅川敏雄, 他 : 日本建築学会構造系論文集, No.460, pp.143-152, 1994.6
- 11) 吉川秀章, 他 : 鋼管巻き RC 柱の開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.327-328, 1995.8
- 12) 益尾潔 : コンクリート工学, Vol.34, No.10, pp.21-30, 1996.10
- 13) 神野靖夫, 他 : 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.335-336, 1996.9
- 14) 孫玉平, 他 : 日本建築学会構造系論文集, No.486, pp.93-101, 1997.11
- 15) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート構造計算指針・同解説, pp.604-619, 1991
- 16) American Concrete Institute : Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-95), Chap.10, 1995
- 17) 孫玉平, 他 : コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.131-136, 1996
- 18) 孫玉平, 他 : 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.325-328, 1998.9