

論文 柱のせん断劣化過程における残存軸耐力と損傷修復性

渡辺 篤史*1・田才 晃*2

要旨:せん断余裕度の小さい柱について、曲げ降伏後のせん断劣化過程における軸耐荷能力の劣化の補捉と、せん断劣化した場合の損傷修復性について構造実験により検討した。実験結果によると、せん断劣化過程における軸耐力の低下は中央部のせん断による損傷に起因し、せん断ひび割れ発生後は急激に耐力低下することが確認された。この劣化過程は、トラス・アーチ理論を援用することにより再現できた。また、せん断破壊による部材劣化はエポキシ樹脂注入により回復可能であった。

キーワード:残存軸耐力, 損傷修復性, せん断破壊, トラス機構, アーチ機構

1. はじめに

構造物の性能評価において、損傷修復限界の設定は重要であり多くの研究がなされている。筆者らは、柱の損傷修復限界の設定に資することを目的とし、曲げ卓越型の柱を対象として地震後の残存軸耐力と損傷修復性に着目し研究¹⁾²⁾を行ってきた。その結果、潜在的な軸耐力の低下は損傷の進行とともに低下すること、軸耐荷能力が低下した柱の水平力に対する修復性は芳しくないことが明らかとなった。また、ファイバーモデルによる断面解析³⁾を行った結果、この部材劣化はコアコンクリートが最大耐力を越え軟化域に入った影響であり、曲げ破壊に関しては軸耐力の低下過程を再現できた。しかし、実際の設計ではすべての柱に対して、これらの研究で想定したような大きなせん断余裕度を確保するのは難しい場合もあり、曲げ降伏後のせん断破壊による部材劣化についての検討も必要と考える。そこで、本研究では、柱の損傷修復限界の設定に資するように、せん断余裕度の小さい柱を対象とし曲げ降伏後のせん断劣化過程における軸耐荷能力について検討を行った。また、軸耐荷能力の低下した柱に対し補修を行い、修復性についての検討も行った。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

実験は柱試験体を用いた正負漸増繰り返し載荷実験と、プリズム試験体を用いた中心軸圧縮試験の2種類を行った。柱試験体は平面保持を仮定した曲げ塑性理論から得られる降伏時の曲げ耐力に対する靱性保証型設計指針⁴⁾のせん断耐力 ($R_p=0$ の時)のせん断余裕度がほぼ1になるように設計し、形状、配筋、材料を同一とする5体とした。柱試験体の概要図を図-1に主要諸元を表-1に示す。断面寸法 $b \times D=300 \times 300\text{mm}$ 、内法高さ=900mm、シアスパン比=1.5、全主筋比=1.77%、帯筋比=0.60%である。試験体に用いた材料は、主筋にD16(SD345)を、帯筋に9φ(SR235)を用い、コンクリートの設計基準強度は $F_c=24\text{N/mm}^2$ を想定した。材料試験の結果を表-2に示す。なお、コンクリートの材料試験は2週、4週強度時および実験終了時に行ったものである。

プリズム試験体は形状、配筋、材料を柱試験体と対応するように設定し、断面形状は同一断面のもの2体、コアコンクリート部分のみのもの2体、および無筋断面2体の3種類計6体で、高さは600mmとした。プリズム試験体の主要諸元およ

*1 ㈱エスパス建築事務所 修(工) (正会員)

*2 横浜国立大学 工学部建設学科 助教授 博(工) (正会員)

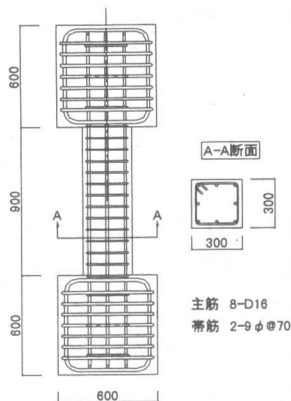


図-1 試験体概要図

表-1 柱試験体諸元

断面 (mm)	300×300
シアスパン比	1.5
主筋	8-D16 SD345
帯筋	2-9φ70 SR235
P _g (%)	1.76
P _w (%)	0.60
せん断余裕度	1.00
軸力比*1	0.2σ _B

*1 σ_B:材令28日材料試験

表-3 材料特性

コンクリート (100φ×200mm)		
材令 (日)	ヤング係数 ×10 ⁴ (N/mm ²)	最大応力 (N/mm ²)
14	2.48	24.2
28	-	25.5
35	-	25.1

鉄筋			
材質	ヤング係数 ×10 ⁵ (N/mm ²)	降伏応力 (N/mm ²)	最大応力 (N/mm ²)
D16(SD345)	1.91	375	562
9φ(SR235)	2.02	335	466

BLグラウト (K 7208) 材令:5日		
圧縮弾性率 (N/mm ²)	圧縮降伏応力度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
1891	69.9	44.3

補修セメント (50φ×100mm)	
材令 (日)	最大応力 (N/mm ²)
3	10.71

表-2 プリズム試験体諸元

名称	主筋	帯筋	断面形状	高さ (mm)	軸耐力 (kN)
D1	8-D16	2-9φ70	無筋	600	2079
D2					1370
D3					2446
D4			柱断面 カバー無		2598
D5					2097
D6					2265

が実験結果を表-3に示す。実験結果では、無筋柱において大きな軸耐力の差が生じている。一般に無筋コンクリートの軸圧縮では大きな差が生じることが言われている。ここでも、試験体D2において偏心の影響がでたためD1に比べ非常に小さい値となった。他の結果については有益な値が得ることができた。

2.2 加力方法及び測定方法

柱の加力装置はパンタグラフ式の逆対称加力装置を使用した。鉛直方向油圧ジャッキにより一定軸力0.2σ_Bを維持した状態で、試験体の高さ1/2の位置にある水平方向油圧ジャッキにより正負漸増繰り返し載荷を行った。正負漸増繰り返し載荷のルールは1/800, 2/800, 3/800, ... と各サイクルで変形量を1/800rad. ずつ増加させていくものとした。各試験体のパラメータは水平耐力の値(水平耐力の劣化の割合)とし、その耐力となったサイクルの加力後、変形・力を原点に戻し、軸圧縮もしくは補修を行った。各試験体のパラメータを以下に述べる。

- ①試験体A9:水平耐力が20%に低下後軸圧縮
- ②試験体A10:水平耐力が80%に低下後軸圧縮
- ③試験体A11:最大水平耐力時に軸圧縮
- ④試験体A12:水平耐力が60%に低下後軸圧縮
- ⑤試験体A13:水平耐力が80%に低下後補修(補修後A13Rとする。)
- ⑥試験体A13R:A11と同様の載荷方法

つまり、試験体A9により本試験体の変形性能を把握したうえで、各損傷での軸耐力を把握するものとした。試験体A13では一般に柱の限界変形とされる水平耐力が80%に低下した柱に対して補修を行い、損傷修復程度の確認を行った。

測定方法について以下に説明する。水平変形、軸変形をスタブ部分からの計測フレームより測定し、柱部分を4層に分け各部分の曲げ変形、せん断変形及び横歪を測定した。また、主筋及び帯筋の歪を抵抗線歪ゲージにより測定した。

2.3 補修概要

補修は、鉛直油圧ジャッキは除荷し、加力装置の自重約90kNがかかった状態で行った。補修手順は、コンクリート剥離部分を取り除いた後エポキシ樹脂注入を行い一日養生した後、超速硬セメントにより断面復旧を行って、更に3日間養生をした。ただし、断面復旧部分はごくわずかであった。補修材料の材料特性を表-3に示す。

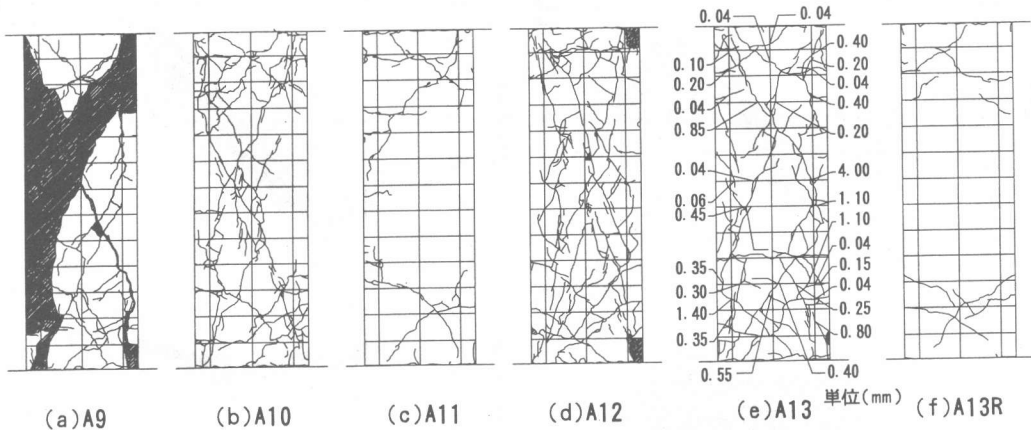


図-2 ひび割れ状況図

3. 実験結果

3.1 破壊性状

(1) オリジナル試験体

オリジナル載荷時の破壊経過は各試験体ともほぼ同様であった。各試験体の最終サイクル時のひび割れ状況を図-2に示す。初期曲げひび割れの発生は部材角 $1/800\text{rad}$ 。で材端部分に確認された。その後、部材端約Dの範囲で曲げ、曲げせん断ひび割れが発生進行した。部材角 $11/800\text{rad}$ 。では、部材中央部にせん断ひび割れが発生した。これ以降の変形では、中央部の新たなせん断ひび割れの発生やひび割れ幅の増幅が主な破壊経過となり、変形が大きくなるにつれせん断ひび割れにずれが生じ始めた。なお、主筋の降伏は部材角 $4/800\text{rad}$ 。帯筋の降伏は部材角 $16/800\text{rad}$ 。で確認された。

(2) 補修試験体

試験体A13Rの補修前のひび割れ幅を図-2(e)に示す。エポキシ樹脂注入は一般に 0.2mm 以上のひび割れに有効とされ、補修前のひび割れではそれ以上のものが多くみられた。このことから注入樹脂のひび割れへの浸透は十分であったと推測され、実際A13Rの載荷では補修を行ったひび割れは開かなかった。

3.2 水平荷重-変形関係および軸方向変形

部材変形角が最も大きい試験体A9と補修行った試験体A13・A13Rの水平荷重-変形関係およ

び軸方向変形の変化を図-3に示す。A9, A13両試験体とも中央部にせん断ひび割れ発生以降、水平耐力が低下し始めた。また、軸方向変形もせん断ひび割れ発生以降徐々に進行し、水平変形が大きくなるにつれその割合は大きくなった。補修後の水平荷重-変形関係は、試験体A13のオリジナル載荷最終サイクルの履歴と比較すると大きな回復がみられる。特に水平耐力に関してはオリジナル載荷時の最大値にまで回復している。しかし、初期剛性に関しては元の性能まで回復させるに至っていない。

3.3 軸圧縮時の破壊性状と残存軸耐力

軸圧縮前の破壊性状の大きな特徴として試験体A11, A13Rには部材中央のせん断ひび割れが発生していないことがあげられる。軸圧縮試験の結果を軸耐力-水平耐力(最大水平耐力に対する割合)関係とし図-4に示す。せん断ひび割れの生じていない試験体A11の軸耐力は 2932kN であった。試験体A11の軸耐力はプリズム試験体よりも高く、最大水平耐力時には曲げひび割れが発生していても軸性能は低下してなかったといえる。せん断ひび割れが生じていたものについて以下に示す。試験体A9ではオリジナル載荷時においても軸縮みが進行しており、軸圧縮時には剛性低下が著しく主筋が座屈し軸耐力を失った。このときの軸耐力は 932kN であった。試験体A10, A12では軸圧縮を行うとせん断ひび割

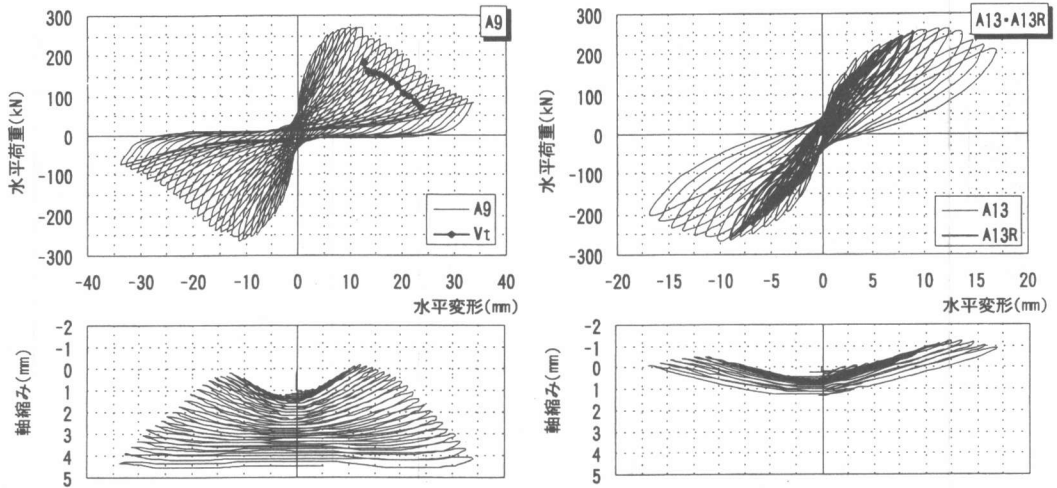


図-3 水平荷重-変形関係および軸方向変形の変化

れにずれを生じ軸耐力を失った。このときの軸耐力は試験体A10が1726kN、A12が1471kNであった。また、この試験体A10と同様のオリジナル載荷後、補修を行った試験体A13Rの軸圧縮では補修前の中央部のせん断ひび割れは開口することなく、軸耐力は3372kNと最も高い結果となった。これらの結果より軸耐力の低下は中央部のせん断による損傷に起因し、せん断ひび割れ発生後は急激に耐力低下することが確認された。また補修によりせん断ひび割れによる軸耐力の低下は回復可能であることも確認された。

4. 軸耐力に関する検討

4.1 曲げ破壊による軸耐力低下の検討

曲げ破壊による軸耐力低下について筆者らがこれまでの研究で行ってきた方法¹⁾²⁾であるファイバーモデルによる断面解析により検討を行った。解析に用いたコンクリートおよび鉄筋の応力-歪関係は青山らのモデル³⁾を用いた。なお、コアコンクリートの特性にはプリズム試験体の実験結果を、カバーコンクリートおよび鉄筋の特性は材料試験の結果を用いた。解析に用いた各変形での曲率は変位計により得られた回転角をその部分の平均曲率として用いた。解析結果を図-5に示す。中央部せん断ひび割れ発生以降

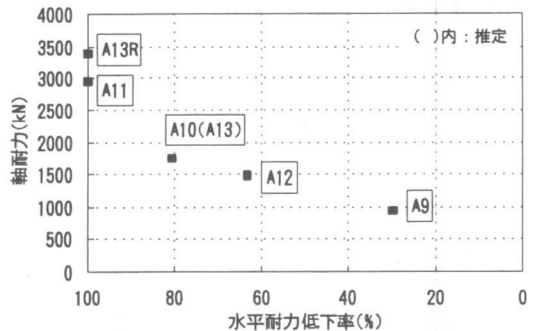


図-4 軸耐力-水平耐力低下率関係

の実験値はこの解析値を下回り、曲げ卓越型の柱の傾向と異なった。また、解析結果では材端部分において実験結果より早い段階で軸耐力の低下が起きている。この解析結果の軸耐力の低下はカバーコンクリート部分が最大耐力を越え軟化域に入ったためである。実験ではこの段階でのカバーコンクリートの著しい圧壊は観察されていない。

4.2 せん断劣化過程における軸耐力の検討

(1)せん断耐力劣化の検討

実験では部材中央にせん断ひび割れが発生し水平耐力の低下が始まった。そこでせん断ひび割れが発生した部材中央部約300mm(曲げ、曲げせん断ひび割れが生じていない部分)で、靱性保証型設計指針⁴⁾のトラス機構を想定しせん断力

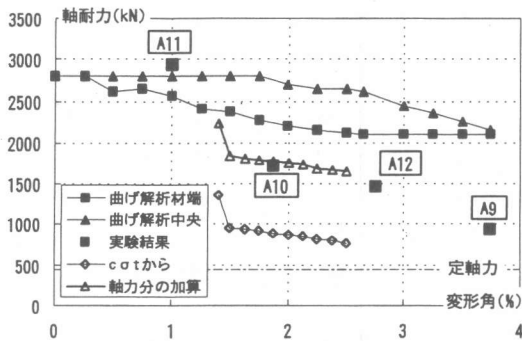
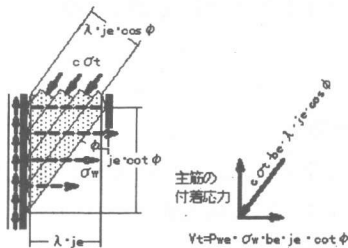


図-5 軸耐力の検討



V_t : トラス機構によるせん断力 σ_w : 帯筋の応力
 be : トラス機構に参与する断面の有効幅 ot : コンクリートの斜め圧縮応力度
 je : トラス機構に参与する断面の有効せい λ : トラス機構の有効係数

図-6 トラス機構概要図

耐力の劣化の検討を行った。トラス機構の概要図を図-6に示す。この区間の付着応力度と帯筋に生じた応力度を主筋および帯筋に貼られた抵抗線歪ゲージより得られた歪より算定した。柱部分の主筋には140mm間隔で歪ゲージが貼られており、ここでは部材中央部約300mmの区間の3点の歪ゲージの値を用いて付着応力度を算定した。付着応力度を図-7に、帯筋に生じた応力度を図-8に示す。せん断ひび割れ発生により付着応力度が減少し、帯筋の応力度が増加しているのがわかる。ここで得られた主筋の付着応力度と帯筋の応力度を用いて、トラス機構で形成されるコンクリートの斜めの圧縮応力の角度 ϕ を力の釣り合いより算定した。各変形角での $cot \phi$ の値を図-9に示す。せん断ひび割れが生じるまでの $cot \phi$ の値は非常に大きい。これは、部材のせん断変形の割合よりも曲げ変形の割合が多く帯筋に作用する応力が小さかったためで、トラス機構の形成とは関係していない。せん断ひび割れ発生後の $cot \phi$ は急激に低下し2以下となり、その後は徐々に低下している。このとき、

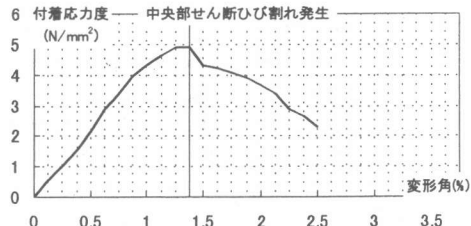


図-7 付着応力度-変形角

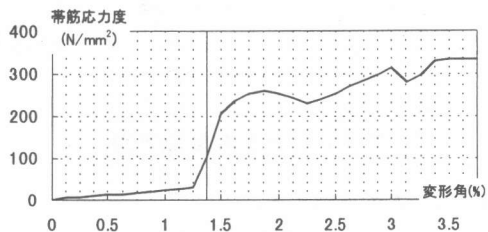


図-8 帯筋応力度-変形角

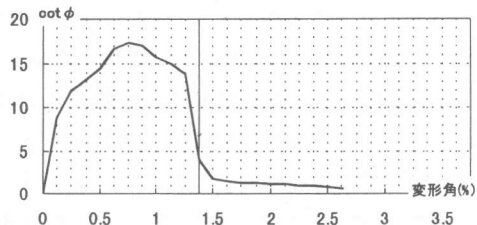


図-9 cot ϕ - 変形角

トラス機構が形成され水平力に対して抵抗していたと考えられる。トラス機構によるせん断力 V_t を実験で得られた帯筋の応力と $cot \phi$ を用いて算定し、図-3のA9の水平荷重-変形関係に示す。せん断耐力 V_t は実験結果に比べ値は下回りが劣化の傾きは等しく、せん断力劣化分がトラス機構劣化によって生じていたと考えられる。 V_t が水平荷重に対して変形によらずほぼ80kNずつ下回っていることについて、図-10に示すアーチ理論にしたがい検討を行った。部材には約440kNの軸力が作用している。この軸力が部材断面の1/2の面積でアーチ機構を形成し伝達されたと仮定したとき、力の釣り合いをみとすために付加せん断力 V_{aH} が必要となる。柱の形状からアーチ機構の圧縮束の角度 θ は $\tan \theta = 1/6$ となり、力の釣り合いから軸力に対しての V_{aH} は約74kNとなる。つまり、実験値には軸力からの付加せん断力が含まれており、 V_t との差は軸力

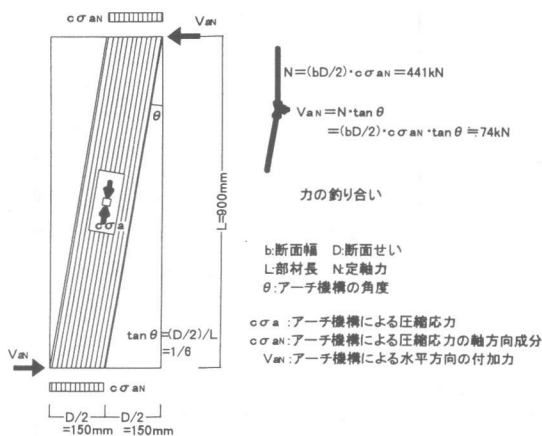


図-10 アーチ機構概要図

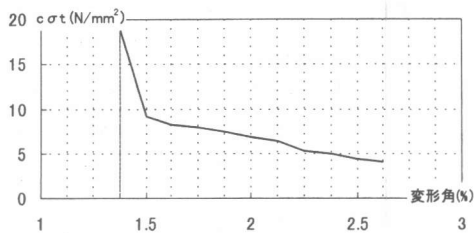


図-11 σ_c -変形角

の影響であると考える。

(2)せん断劣化と軸耐力の関係

(1)でせん断耐力の低下がトラス機構の劣化により説明できることを示した。次に、このトラス機構の劣化と軸耐力の関係について検討を行う。(1)で得られたせん断力 V_t を用いて図-6の力の釣合から、靱性保証型設耐震設計指針のトラス機構の有効断面積の定義にしたがいコンクリートの斜め圧縮応力方向の応力度 σ_c を算定する。応力度 σ_c -変形角関係を図-11に示す。この結果からコンクリートの応力伝達能力がせん断ひび割れ発生後、低下しているのがわかる。この応力伝達能力の低下が軸方向に関しても同様に生じたとし、軸耐力を σ_c とトラスの有効断面積 $\lambda \cdot j_e \cdot b_e$ の積に主筋の負担分(全主筋の降伏時圧縮力)を加えて求めた。この結果を図-5中に示す。この値はトラス分しか負担しておらず実験値よりかなり低い値となる。実験では(1)で示したように、水平載荷時に軸力を伝達するためのアーチの束を形成していたと考えられる。そこで、トラスの応力分 σ_c 以外にアーチの応力分 σ_a の余裕があったとする。(1)同様、軸力を断面積の半分で伝達すると仮定し、アーチ理論に従うと、全断面では軸力の2倍の応力が負担可能であると考えられる。そこで、 σ_c から算定した軸耐力に、軸力の2倍の応力を加算し軸耐力の算定を試みた。結果を図-5に示す。この結果は実験結果に非常によく一致した傾向を示

し、トラス機構におけるコンクリートの応力伝達能力の低下が軸耐力にも強く影響していたといえる。

5. まとめ

柱のせん断劣化過程における残存軸耐力と損傷修復性について実験的検討を行い以下のような結果が得られた。

(1)せん断劣化過程における軸耐力の低下は中央部のせん断による損傷に起因し、せん断ひび割れ発生後は急激に耐力低下することが確認された。

(2)軸耐力劣化の過程をトラス・アーチ理論を援用することにより再現することができ、トラス機構の劣化により軸耐力の低下を説明することができた。

(3)せん断破壊による水平耐力および軸圧縮耐力の劣化は、エポキシ樹脂注入の補修により完全に回復が可能であった。

参考文献

- 1)北田朋子・田才晃：曲げ柱の地震後の残存軸耐力と損傷修復性に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，pp. 433-438, 1998
- 2)渡辺篤史・田才晃：変動軸力を受ける曲げ柱の地震後の残存軸耐力と損傷修復性，コンクリート工学年次論文報告集，pp. 619-624, 1999
- 3)藤井俊二・青山博之・梅村魁：材料特性より求めた鉄筋コンクリート断面のモーメント-曲率関係，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp1261-1262, 1973. 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設計指針・同解説 1999

謝辞：本研究は日本学術振興会平成11年度科学研究費補助金 基礎研究C(課題番号11650600, 研究代表者 田才晃)によった。