

論文 帯鉄筋を有しないコンクリート柱の破壊性状に関する基礎的研究

宮川 邦彦*

要旨：本論文では、地震時における柱部材の構造安全性を確立するための一環として、特に構造物の崩壊原因に繋がるRC柱の斜め引張破壊の機構やその耐力、更なる改善策としてのPC柱に関する二、三の基礎実験を行った。その結果、細径の軸方向鉄筋を配筋したRC柱は、軸圧縮力の載荷期間の違いにより、斜め引張破壊耐力が2割程度相違すること、また、PC柱は、柱中間部に帯鉄筋を配置しなくても斜め引張破壊を生じ難いことなどが判明した。

キーワード：柱部材、斜め引張破壊、荷重履歴、応力移行、プレキャスト

1. はじめに

平成7年の兵庫県南部地震をはじめ、昨年もトルコや台湾でマグニチュード7以上の大地震が発生し、人的・物的両面で甚大な被害をもたらした。兵庫県南部地震以後、わが国の土木分野でも柱部材の破壊性状に関する研究が活発に行われ、その成果を基に平成8年度に土木学会「コンクリート標準示方書」や日本道路協会「道路橋示方書」の耐震設計編が大幅に改訂され、地震のタイプや規模、あるいは破壊形式の違いなどでその設計法が細分化されることになった^{1), 2)}。しかし、両設計法共、柱部材のせん断耐力算定式には、従前と同様、はり部材に対する曲げせん断破壊の実測結果を基に提案された経験式が用いられており、その適合性にはまだ多くの問題点が残されていることも指摘されている。

近年、都市機能の整備計画に基づいて、都心部での高架形式の橋梁構造物が急増しているが、これらの橋脚は、部材の断面寸法を削減するため、多量の軸方向鉄筋や帯鉄筋が配筋されていること、その施工環境が過酷な乾燥状態にあること、更に柱部材には長期間持続軸圧縮力が作用することなどを考えると、従来の河川などに建設される橋脚とは異なり、RC柱の断面内部では、コンクリートの時間依存ひずみ(収縮、クリープ)に

伴って、コンクリートの圧縮応力度が徐々に減少し、逆に軸方向鉄筋のそれが大幅に増大することになる。これは、柱部材に地震力が作用したとき、コンクリート断面が分担できるせん断耐力を低下させ、軸方向鉄筋の座屈を助長する要因になることを先に指摘したが³⁾、現行の設計法や既往の実験では、このようなコンクリートの時間依存現象に起因する柱部材のせん断耐力低下の問題に関しては、全く考慮されていないのが現状である。更に著者らが行ったその後の研究で、曲げせん断破壊とは別に、僅かな変位で急激に軸圧縮力が失われ、構造物の崩壊原因となる斜め引張破壊が生じることを確認した⁴⁾。このような破壊形式は、兵庫県南部地震でも都心部の高架橋脚などに数多くみられている⁵⁾。

そこで本研究では、持続軸圧縮力を受けるRC柱の断面内部における応力移行現象を勘案したせん断破壊試験、特に構造崩壊の原因に繋がる斜め引張破壊の機構やその耐力、更にRC柱に配筋される多量の帯鉄筋や中間帯鉄筋の施工性に対する問題点を改善するため、PC柱およびそのプレキャスト化に関する基礎実験として、柱中間部に帯鉄筋を有しない各種の小型試験体を作製し、地震力を想定した水平載荷時における各試験体のひび割れや破壊性状などの比較検討を行った。

* 九州産業大学教授 工学部土木工学科 工博 (正会員)

2. 実験概要

本実験では、兵庫県南部地震の高架橋脚などにみられたぜい性的な斜め引張破壊を再現し、コンクリート断面で分担できる同耐力を求めるため、図-1に示すように柱中間部に帯鉄筋を有しない小型試験体を用い、破壊試験時のせん断スパン比 (a/d) を約3で行った。

実験Ⅰでは、軸方向鉄筋量および軸圧縮力の荷重期間の違いによる影響を調べるため、表-1に示す配合Ⅰのコンクリートを用いて、軸方向鉄筋に12-D10、36-D6（3本ずつの束ね鉄筋として配筋）および12-D13を配置したRC柱を各2体作製し、7日間シート内で湿潤養生した後、各1体は、材齢7日から中心軸圧縮力100kNを110日間持続荷重した。残りの各1体は、シート内で湿潤養生を継続して、破壊試験直前に中心軸圧縮力100kNを荷重した。破壊試験は40、50および60kNの正負交番水平荷重を各2回繰返した後、最大荷重に達するまで水平荷重した。

実験Ⅱでは、中心軸圧縮力が斜め引張破壊耐力に及ぼす影響を検討するため、配合Ⅰを用い、12-D13の軸方向鉄筋を配置したRC柱を4体作製し、7日間シート内で湿潤養生した後、恒温室内（温度20℃、湿度65%）の大気中に約60日間静置し、破壊試験直前に25、50、75および100kNの中心軸圧縮力をそれぞれ荷重して、部材が破壊するまで単調水平荷重した。

実験Ⅲでは、コンクリート強度および中心軸圧縮力が斜め引張破壊耐力に及ぼす影響を検討するため、表-1の配合Ⅱと配合Ⅲを用い、12-D13の軸方向鉄筋を配置したRC柱を各2体作製し、実験Ⅱと同じ養生および静置を行った後、破壊試験直前に50および100kNの中心軸圧縮力をそれぞれ荷重して、部材が破壊するまで単調水平荷重を行った。

実験Ⅳと実験Ⅴでは、PC柱の有用性を検討するため、まず、実験Ⅳでは、表-1の配合Ⅳを用いて、4-φ11の軸方向鋼材を配置したポストテンション方式のPC柱とその中間に8-D10

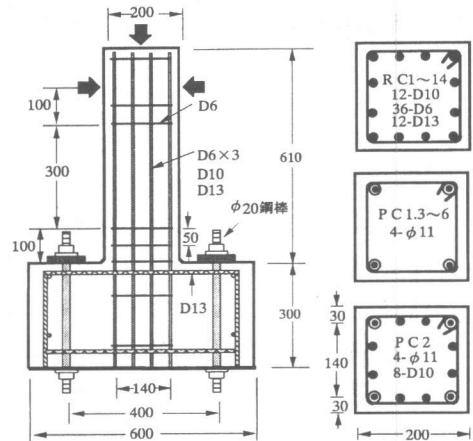


図-1 部材の形状寸法

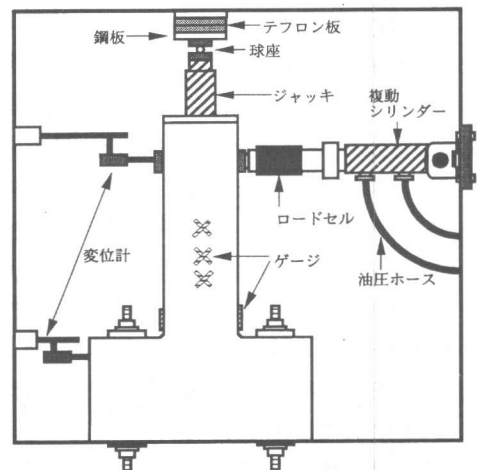


図-2 荷重装置の概要

表-1 コンクリートの示方配合

配合	空気量 (%)	単位量 (kg/m ³)				
		W	C	S	G	AE剤
I	4.0	200	300	759	1071	0.105
II	4.0	180	360	759	1071	0.126
III	4.0	200	420	737	1044	0.126
IV	1.0	200	420	730	1077	—

注) 配合Ⅰ～Ⅲ: 普通ポルトランドセメント

配合Ⅳ: 早強ポルトランドセメント

表-2 コンクリートの力学特性

配合	養生条件	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
I	湿潤	22.4~27.1	28.7~30.4	2.35~2.45
		20.7~26.7	21.6~23.8	2.13~2.54
II	空中	41.6	32.1	3.17
III		48.5	34.5	3.49
IV		54.1~58.9	34.7~37.6	3.40~4.44

の軸方向鉄筋を配置したPC柱を各1体作製し、材齢7日に初期プレストレス力200kNを導入すると共に、水セメント比45%のセメントペーストをシース(φ16)内にグラウトし、部材とPC鋼材を一体化した。その後、約60日間実験室内に静置し、破壊試験直前に中心軸圧縮力100kNを載荷した。破壊試験は50、60および70kNの正負交番水平載荷を各2回繰返した後、最大荷重に達するまで水平載荷した。

更に実験Vでは、現場施工の省力化や迅速施工を目的とした柱部材のプレキャスト化を検討するため、表-1の配合IVを用いて、4-φ11の軸方向鋼材を配置したポストテンション方式のPC柱を4体作製した。そのうちの2体は柱部を一体打ちした部材で、1体はシース内にグラウトしたボンドPC柱、他の1体はグラウトを省略したアンボンドPC柱で、材齢7日に初期プレストレス力200kNを導入した後、約60日間実験室内に静置し、破壊試験直前に100kNの中心軸圧縮力を載荷して、最大荷重に達するまで単調水平載荷を行った。残りの2体は、柱部を高さ100mmのセグメント4個と高さ200mmのそれとに分割して打設し、材齢14日にエポキシ樹脂で各セグメントを接着した後、材齢28日に初期プレストレス力200kNを導入した。その後、約20日間実験室内に静置し、破壊試験直前にそれぞれ50および100kNの中心軸圧縮力を載荷して、最大荷重に達するまで単調水平載荷を行った。

本実験では、コンクリートの時間依存現象による部材内部の応力移行を調べるため、部材表面および軸方向鉄筋に貼付したひずみゲージを用いて、静置期間中の部材各部のひずみ変化を測定し、破壊試験時におけるコンクリート断面の応力度を推定した。破壊試験は、図-2に示すように部材を載荷フレームに固定し、水平載荷時の軸圧縮力による摩擦力を軽減するため、部材とフレーム間に減摩材を塗布した二枚のテフロン板を設置して行った。なお、二面せん断試験で求めた同テフロン板の摩擦係数は

表-3 実験計画概要

実験	部材記号	軸方向鋼材量	固定要因	変動要因
I	RC1	12-D10	40, 50, 60kNの正負交番水平載荷 軸力100kN 配合 I	材齢7日から軸力を110日間持続載荷 破壊試験まで 湿潤養生継続 軸力直前載荷
	RC2	36-D6		
	RC3	12-D13		
	RC4	12-D10		
	RC5	36-D6		
	RC6	12-D13		
II	RC7	12-D13	単調水平載荷 配合 I	軸力 25kN
	RC8			軸力 50kN
	RC9			軸力 75kN
	RC10			軸力 100kN
III	RC11	12-D13	単調水平載荷	配合 II, 50kN
	RC12			配合 II, 100kN
	RC13			配合 III, 50kN
	RC14			配合 III, 100kN
IV	PC1	4-φ11	50, 60, 70kNの正負交番載荷	軸方向鋼材量の相違(ボンド)
	PC2	(8-D10)		
V	PC3	4-φ11	単調水平載荷 配合 IV	ボンド, 100kN
	PC4			アンボンド, 100kN
	PC5			アンボンド, 50kN
	PC6			アンボンド, 100kN

2%程度であったため、本研究では、摩擦力が水平荷重に及ぼす影響を無視した。表-2に部材の破壊試験時におけるコンクリートの力学特性試験結果を示す。バッチ間の変動や試験材齢の違いでその値にばらつきがみられる。表-3に本実験全体の実験計画概要を示す。

3. 正負交番水平載荷試験(実験I, IV)

実験Iでは、軸方向鉄筋量および軸圧縮力の載荷期間の違いが正負交番水平載荷時の部材の破壊性状に及ぼす影響を調べた。表-4に全部材の破壊試験および計算結果の一覧を示す。表中の σ'_c はコンクリートの時間依存現象を考慮して求めた破壊試験時のコンクリート断面の推定圧縮応力度を³⁾、 H_u は水平載荷時の最大荷重を、 δu は最大荷重時の水平変位量を、 H_{mua} はコンクリート標準示方書の曲げ耐力算定式から求めた計算値を示している。

図-3にRC1部材の荷重-変位曲線を、図-4に破壊試験後のひび割れ状況の概略図をまとめて示す。12-D10の軸方向鉄筋を配置したRC1部材とRC4部材は、交番載荷に伴って曲げおよ

び曲げせん断ひび割れが徐々に拡大し、荷重履歴の違いには関係なく、大きな水平変位を生じて最大荷重に達する、じん性的な曲げ引張破壊を生じた。実験装置の関係上、最大変位量を 25mm 程度しか測定できなかったが、その状態でも軸圧縮力を十分に受け持てることがわかった。実験値と計算値の比 (H_u/H_{mua}) は 1.16 強であり、コンクリート標準示方書の曲げ耐力算定式の計算値が若干過小であることがわかる。なお、本実験の場合、コンクリート標準示方書の算定式から求めたコンクリート分担せん断耐力の計算値が最大荷重の 1/2 程度であることから判断すると、曲げ引張破壊以前に柱中間部でせん断破壊すると考えられたが、全部材共、表-4 のように別の破壊形式で最大荷重に達した。このように柱部材に関しては、はり部材とは別に、適切なせん断耐力算定式を検討すべきである。

次に軸方向鉄筋に 36-D6 を配置した RC 2 部材と RC 5 部材および 12-D13 の RC 3 部材と RC 6 部材は、破壊直前に水平載荷点と柱付け根部との間に斜め引張りひび割れが発生し、更に荷重が 5~10 kN 増加した後、ひび割れ面に大きなずれを生じて急激に軸圧縮力が失われる、斜め引張破壊を生じた (図-4 参照)。なお、軸圧縮力を持続載荷した RC 2 部材と RC 3 部材の最大荷重は、軸圧縮力を直前載荷した RC 5 部材と RC 6 部材のそれらより 1~2 割低下しており、また、図-5 および表-4 のように最大荷重時の変位量も曲げ引張破壊した RC 1 部材や RC 4 部材のその 1/2 程度になっている。このように斜め引張破壊耐力は、明らかに破壊試験以前の荷重履歴の影響を受けることがわかる。これは、軸圧縮力の持続期間中にコンクリートの時間依存現象に伴って同断面の圧縮応力度が軸方向鉄筋に移行されるため、斜め引張りひび割れが生じやすくなり、また、軸方向鉄筋の座屈耐力が低下することに起因すると考えられる。なお、RC 2 部材は、最初の 60 kN を載荷した時点で、斜め引張りひび割れが生じたため、そのまま破壊した。したがって、交番載荷を継続した場合、同部材は更に耐力低下

表-4 全部材の破壊試験および計算結果

実験	部材記号	σ'_c N/mm ²	H_u kN	δu mm	破壊形式	H_{mua} kN
I	RC1	0.52	68	17.2	曲げ引張	56.8
	RC2	0.28	67	7.1	斜め引張	79.8
	RC3	-0.19	76	10.6		83.0
	RC4	2.18	68	17.8	曲げ引張	58.4
	RC5	2.10	82	9.3	斜め引張	81.6
		2.06	84	7.9		84.4
II	RC7	-0.73	69	10.9	斜め引張	76.6
	RC8	-0.24	83	12.2		79.9
	RC9	0.24	81	13.3		81.2
	RC10	0.73	78	12.5		84.4
III	RC11	-0.42	68	9.9	斜め引張	83.3
	RC12	0.63	100	14.8		88.3
	RC13	-0.72	93	15.0		89.3
	RC14	0.33	101	16.6		94.5
IV	PC1	6.55	91	19.7	曲げ圧縮	86.4
	PC2	5.13	118	19.1	曲げせん断	132
V	PC3	6.96	92	17.0	曲げ圧縮	90.8
	PC4	6.94	86	20.0		90.8
	PC5	5.66	73	17.8		85.2
	PC6	7.27	82	16.1		91.0

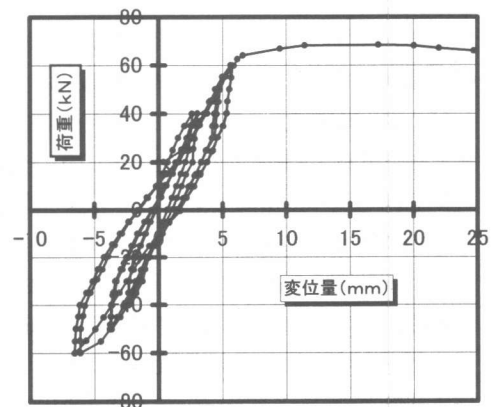
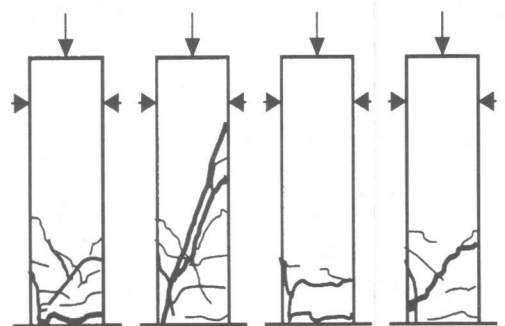


図-3 RC 1 部材の荷重-変位曲線



RC 1 部材 RC 2 部材 PC 1 部材 PC 2 部材

図-4 部材のひび割れ状況

を生じたものと考えられる。

実験Ⅳでは、ボンドPC柱に関する正負交番載荷試験を行った。図-6にPC1部材の荷重-変位曲線を示す。図-3のRC1部材のそれと比較して、特にPC部材は荷重除去後の復元性に優れていることがわかる。PC1部材は曲げ圧縮で破壊したが、前述の曲げ引張破壊したRC1部材やRC4部材と同様、本実験の測定範囲内では、部材が崩壊するまでには至らなかった。Hu/Hmuの値はほぼ1.0であり、曲げ圧縮破壊するPC部材の場合は、コンクリート標準示方書の曲げ耐力算定式の適合性が良好であることがわかった。一方、PC鋼材の中間に8-D10の軸方向鉄筋を追加したPC2部材は、最大荷重がPC1部材のそれより約3割大きくなったが、図-4に示すように曲げひび割れから進展した45度方向の斜めひび割れが拡大して破壊に至る曲げせん断破壊を生じた。その結果、Hu/Hmuの値が0.9程度になっている。なお、PC2部材も崩壊するまでには至らなかった。

4. 単調水平載荷試験 (実験Ⅱ, Ⅲ, Ⅴ)

実験Ⅱでは、軸圧縮力が柱部材の斜め引張破壊耐力に及ぼす影響を調べるため、配合Ⅰのコンクリートを用い、12-D13の軸方向鉄筋を配置したRC部材を用いて実験した。表-4のように全部材共、ぜい性的な斜め引張破壊を生じたが、水平荷重は、軸圧縮力が50kNのRC8部材で最大になっており、軸圧縮力が大きくなると、逆に若干低下する結果が得られた。これは、軸圧縮力や軸方向鉄筋が同じRC10部材の最大荷重と実験ⅠのRC3部材のそれとがほぼ等しいことや後述する実験Ⅲの結果から判断すると、コンクリート強度が小さかったことに起因しているように思われる。なお、最大荷重時の変位量は軸圧縮力の増加に伴って大きくなっている。

実験Ⅲでは、コンクリート強度および軸圧縮力が部材の斜め引張破壊耐力に及ぼす影響を調べた。表-4に示すように全部材共、実験Ⅱと同様に斜め引張破壊した。ただし、表-2に示すよう

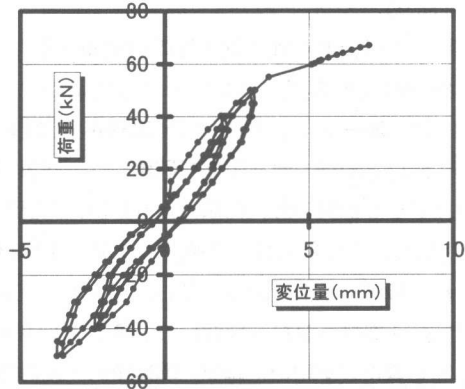


図-5 RC3部材の荷重-変位曲線

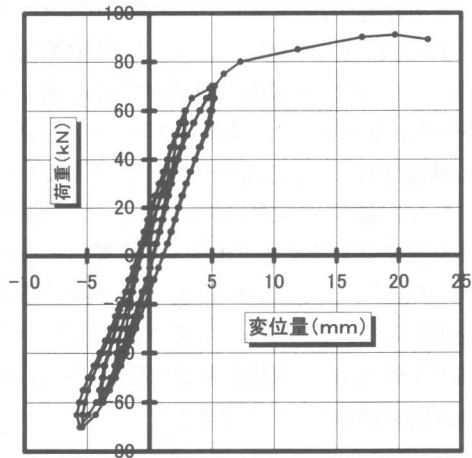


図-6 PC1部材の荷重-変位曲線

に配合Ⅱと配合Ⅲにあまり強度差がなかったため、最大荷重にもあまり差異がみられないが、同じ載荷条件の実験ⅡのRC6部材とRC8部材の結果も含めて考えると、コンクリート強度が大きくなるほど、斜め引張破壊耐力は若干大きくなるようである。実験Ⅲでは、軸圧縮力の増加に伴って、斜め引張破壊耐力も大きくなっているが、その増大割合が一定していないことから判断すると、曲げせん断耐力と同様、斜め引張破壊耐力の場合も、部材内部の骨材分布や軸方向鉄筋の配筋誤差、更に軸方向力の設置誤差などの要因で、その結果に大きなばらつきを生じるように思われる。なお、最大荷重時の変位量は、コンクリート強度や軸圧縮力が大きくなるほど、増大するこ

とがわかる。

実験Vでは、PC柱の施工性の改善策として、PC鋼材付着の有無とプレキャスト化について検討した。表-4に示すように全部材共、前述のPC1部材と同様、曲げ圧縮で破壊した。同表のようにPC3部材の最大荷重(Hu)は、同計算値(H_{mu})や正負交番水平載荷したPC1部材のそれとほぼ一致している。なお、アンボンド部材(PC4部材~PC6部材)の計算もボンド部材と同じ算定式を用いた結果、実験値の方が計算値より若干小さくなっているが、アンボンド部材でも、ボンド部材の90%程度の曲げ耐力が得られることがわかった。ただし、アンボンド部材の場合、ボンド部材と比較して、曲げひび割れ発生本数が少なく、最大荷重時には柱付け根部の曲げひび割れだけが拡大した。また、プレキャスト化しても破壊性状などに全く問題ないこともわかった。最大荷重時の変位量に関しても、PC鋼材付着の有無やプレキャスト化による影響はみられなかった。このようにPC柱は、柱中間部に帯鉄筋を配筋しない部材でも、じん性に優れており、荷重除去後には元の状態に復元することなど、その有用性を確認することができた。

5. まとめ

本研究では、柱中間部に帯鉄筋を有しないRC柱およびPC柱を用いて、地震力を想定した水平載荷時の破壊性状を調べた。以下に、その結果を要約する。

- 1). 軸方向鉄筋量が多くなると、柱部材の崩壊原因に繋がる斜め引張破壊が生じやすくなる。
- 2). 細径の軸方向鉄筋を配置した部材ほど、破壊試験以前の荷重履歴の影響で、斜め引張破壊耐力が低下する。
- 3). 本実験程度の正負交番載荷では、部材の曲げ耐力や斜め引張破壊耐力は、単調載荷のそれらと同程度である。
- 4). RC柱の斜め引張破壊耐力は、部材内部の骨材分布や軸方向鉄筋の配筋誤差、中心軸圧縮力の設置誤差などで大きなばらつきを生じる。

5). PC柱は、RC柱に比べ、柱中間部に帯鉄筋を配置しない部材でもぜい性的な斜め引張破壊を生じ難く、可撓性や復元性に優れている。

6). ボンドPC柱とアンボンドPC柱との曲げ耐力差は10%程度であり、曲げ耐力に余裕があるときは、グラウトを省略することも可能である。

7). プレキャストPC柱の破壊耐力は、一体打ちのそれと同程度であり、現場施工の省力化や迅速施工を目的としたプレキャストPC柱の施工も十分に可能である。

最後に、本実験に際し、PC鋼材やシーズをご提供戴きましたオリエンタル建設(株)福岡支店に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) コンクリート標準示方書 耐震設計編, 土木学会, 1996
- 2) 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 日本道路協会, 1996
- 3) 宮川邦彦, 前田隆志, 佐藤武夫: PC柱のひびわれおよび破壊性状に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.599-604, 1994.6
- 4) 宮川邦彦, 佐藤武夫: コンクリート柱部材の破壊性状に関する基礎的研究, 土木学会西部支部研究発表会講演概要集, pp.754-755, 1999.3
- 5) 阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害原因の分析, 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会, 1997