

降伏点強度の偏心による建物のねじれ振動に関する研究 その2：弾塑性応答解析結果（静的偏心距離が零の場合）

A Study on the Torsional Vibration of the Building by the Eccentricity of the Yield Strength

Part 2 : On the results of the elasto-plastic response analysis (the case of zero static eccentricity ratio)

中村満喜男

Makio NAKAMURA

Abstract: The torsional vibration is excited by the eccentricity of the mass, the stiffness and the yield strength of the earthquake resistant elements. In this paper, when the eccentricity exists for the yield strength of the earthquake resistant elements, the torsional vibration is evaluated by the dynamic eccentricity ratio and the ductility factor. For the analytical, the static eccentricity ratio in relation to the mass and the stiffness is zero. Accordingly the torsional vibration which is treated in this paper, is all occurred by the eccentricity of the yield strength. From the results of the elasto-plastic response analysis, it is clear that the dynamic eccentricity ratio and the ductility factor strongly depend on the eccentricity of the yield strength. For the another parameters, the both side stiffness ratio η of the earthquake resistant element affects considerably the dynamic eccentricity ratio, but does not affect the ductility factor. The ratio of the building plane shape, β does not hardly affect the dynamic eccentricity ratio and the ductility factor. And it is clear that the influence of the earthquake resistant elements for the perpendicular direction, η_p affects considerably the dynamic eccentricity ratio within the range which the eccentricity of the yield strength is large, but does not hardly affect the ductility factor.

1. 序

ねじれ振動は主に建物の重量・剛性・強度の偏心によって生ずる。建物が強地震動を受けて倒壊したと思われる被害例¹⁾を良く分析すると、結果としてねじれ倒壊であることが多い。このことは、ねじれ倒壊に至る要因の多くがねじれ振動であることを必ずしも断定していないが、建物が予想を越える地震入力を受け弾塑性となって、偶発的な避けられない偏心もしくは降伏点強度の偏心を要因として崩壊したことを示している。すなわち建物の耐震要素が降伏点強度を越えてから、ねじれ振動が建物の倒壊に及ぼす仕組みについて分析が行われる必要がある。近年のように建物が将来出会うであろう大地震に対して疑う余地もなく弾塑性状態となり、弾塑性状態

となってからの耐力の強靱さが必要とされ、弾塑性状態における建物のねじれ振動の挙動が解明される必要がある。本論は、前報²⁾の弾性応答解析に引き続き、降伏点強度に偏心を有する建物が弾塑性振動をするときの現象について、弾塑性応答解析を行い、得られた結果について分析・考察を行っている。本論で使われる解析モデルは、弾性状態であれば全くねじれ振動を生じない静的偏心距離が零の応答系である。すなわち、本論文の中で分析されるねじれ振動はすべて降伏点強度の偏心によって生ずるものである。ねじれ振動は動的偏心距離と耐震要素の最大塑性率の2つによって評価されている。強震時において建物の耐震要素に生ずる剪断力に着目すれば、静的偏心距離より動的偏心距離の方が優れた評価量と考えられるが、建物のねじれ振動倒壊を評価する

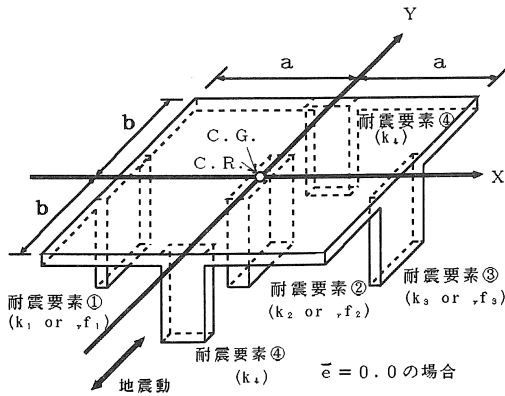


図1 解析モデル

量としては、耐震要素の最大塑性率が適切と考えられる。

2. ねじれ振動モデルと復元力特性

建物のねじれ振動を分析する際の最大の問題点は振動の挙動を表すパラメータが多くなり過ぎることである。分析される現象を生ずる最も簡潔な解析モデルが図1に示されている。地震動はY方向成分のみが考えられ、建物は1層である。建物の平面形状は $2a \times 2b$ 、質量は建物平面全体に様に分布していると仮定される。解析モデルは静的偏心距離が零であるから、Y方向の両側にある耐震要素①・③の剛性は $k_1 = k_3$ である。ねじれ振動はこれらの耐震要素の降伏点強度に $y_f f_1 \neq y_f f_3$ の関係があるために生ずる。各耐震要素の復元力特性が図2に示されている。図2において、 $k_1 = k_3$ であるから、耐震要素①・③の剛性を表す直線は傾きが同じであるから重なっている。ねじれ振動は耐震要素③の降伏点強度 $y_f f_3$ が弾性時最大応答の ξ_s ($=0.8, 0.6, 0.4$) 倍となって生じ、 ξ_s は $y_f f_3 / y_f f_1$ の値でもあり、耐震要素①・③の降伏点強度比である。

解析モデルを表す無次元パラメータと、それらによって表される振動方程式は前報に詳しく記述されているので、ここでは結果と考察に必要な無次元パラメータ等が以下に簡潔に示されている。まず第1に η である。 η は建物の耐震要素が両側に分散しているか、中央に集中しているかを示す量であり、 $\eta = 1.0$ は耐震要素②が存在しない場合を示している。 $\eta = (k_1 + k_3) / (k_1 + k_2 + k_3)$ であり、Y方向耐震要素の両側剛性比であり、 η が小さくなるとY方向耐震要素の剛性は要素②に集中してくる。第2に β

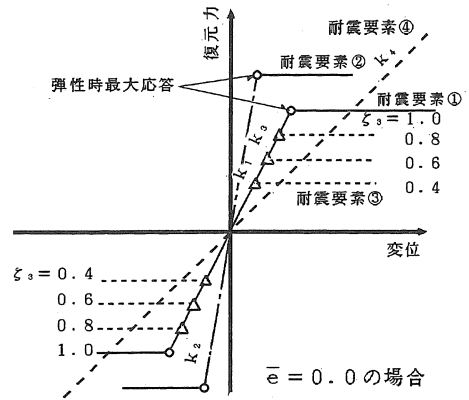


図2 各要素の復元力特性

である。 β は b/a の値であり、ねじれ振動は建物の平面形状比 β に依存すると考えられる。 β の値は小さくなるほど建物の平面形状は横に細長くなる。第3に $\eta_p = (2k_4) / (k_1 + k_2 + k_3)$ である。 η_p はX方向の両側にある耐震要素の全剛性(X方向もY方向も同じで $k_1 + k_2 + k_3$)に対する比である。ねじれ振動はY方向の耐震要素の降伏点強度の偏心によって生じ、生じたねじれモーメントはX方向の耐震要素④によって分担されると考えられる。但し、Y方向に関してはいかなる偏心もなく、耐震要素④は強震時において弾性と仮定されている。地震動として2方向成分が同時に入力する、より現実的な解析モデルでは、耐震要素④は弾塑性状態となることが考えられるが、2方向成分入力による応答系のXとY方向相互の影響が複雑となって、結果の分析が困難となるため、1方向成分入力であり耐震要素④は弾性である。第4に無次元パラメータではないが応答系の固有周期 T_0 である。解析モデルの応答は、基本的には応答系の並進とねじれに連成のない並進のみの固有周期 T_0 に大きく依存している。 $T_0 = 2\pi / \Omega_0$ であり、ここに Ω_0 は $\{(k_1 + k_2 + k_3) / M\}^{1/2}$ の連成のない並進のみの円固有振動数である。

ねじれ振動の大きさを評価する動的偏心距離 \bar{e} は、弾性応答解析より得られる最大ねじれモーメントを同じ T_0 を有する応答系の弾性時最大層剪断力で割って得られる値であり、動的な影響が考慮された見かけ上の偏心距離である。なお、解析に使われた地震波は、兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で得られた強震記録のNS成分である。地震動の速度の最大値が50カインとなるように正規化されて、地震波は用いられている。応答の計算の刻み時間は、弾性時 $\Delta t = 0.01$ 秒、弾塑性時はその $1/10$ で $\Delta t / 10$ で

ある。応答系が弾塑性となった後は、各要素の弾塑性履歴曲線が描かれ、解析結果の信用性が確認されている。

3. 解析結果と考察

弾塑性応答解析が、連成のない並進の固有周期 T_0 は0.4~1.6秒の範囲で0.4秒刻み、Y方向耐震要素の全剛性に対する両側剛性比 η は0.2~1.0の範囲で0.2刻み、建物の平面形状比 β は1.0・2/3・1/2・1/3の4つの場合、Y方向耐震要素の全剛性に対するX方向の耐震要素の両側剛性比 η_p は0.2~1.0の範囲で0.2刻み、降伏点強度比 ζ_3 は0.4と0.6と0.8の場合のそれぞれの応答系に対して行われた。解析結果は、ねじれ振動の大きさを示す動的偏心距離 \bar{e}_d とねじれ振動の結果耐震要素が弾塑性となり崩壊する可能性を示す耐震要素③の最大塑性率 μ_3 に着目して示されている。

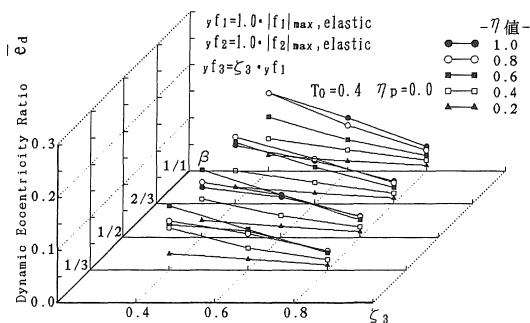
3・1 耐震要素の両側剛性比 η と建物平面形状比 β に関する効果

図3と図4は横軸に耐震要素③の降伏点強度比 μ_3 、奥行方向に建物平面形状比 β をとり、縦軸に動的偏心距離 \bar{e}_d をとって得られた折線の結果と、縦軸に耐震要素③の最大塑性率 μ_3 をとって得られた折線の結果を示している。図3・図4において直交方向耐震要素の両側剛性比 η_p は零である。図3は T_0 が0.4秒、図4は T_0 が0.8秒に対応している。図3と図4において、横軸 ζ_3 は値が小さくなるほど、耐震要素③の降伏点強度が下がり、降伏点強度の偏心は大きくなり結果としてねじれ振動が生じ易くなる。奥行方向の軸 β の値が小さくなる、すなわち、手前の方になるほど、建物平面は横に細長くなり、両端

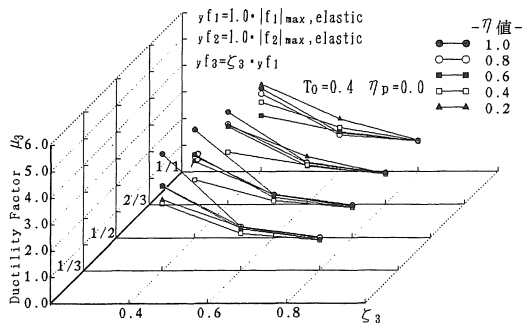
にある耐震要素はねじれモーメントに効果的に抵抗するが、この両端の耐震要素①・③に降伏点強度の偏心があると、大きなねじれモーメントが発生する原因となることが一般的には考えられる。

図3の(a)より、動的偏心距離はY方向の耐震要素の両側剛性比 η と降伏点強度比 ζ_3 の影響を強く受けていることが明らかである。両側剛性比 η が0.2で小さいときは、 \bar{e}_d は ζ_3 と β に対して大きな変化は見られず、折線は極めて緩やかな左上がりである。このことは、 η が小さいと降伏点強度に偏心があっても生ずるねじれモーメントは小さいはずであるから、納得のいく結果である。両側剛性比 η が大きくなると、折線の傾きは次第に大きくなり左上がりとなる。すなわち動的偏心距離 \bar{e}_d は $\beta=1.0$ のとき、 $\zeta_3=0.4$ で最大値を取りおおよそ0.16となることが分かる。この動的偏心距離の値は、純粋に降伏点強度の偏心のみによって生ずる値である。 ζ_3 が0.8の降伏点強度の偏心が小さな応答系において、 \bar{e}_d は η が大きくなると少しずつは増加するが β の影響はほとんどないことが明らかである。 ζ_3 が0.4と降伏点強度に偏心が大きい応答系において、 \bar{e}_d は η が大きくなると全体的に大きくなる傾向がある。しかし、 $\zeta_3=0.4$ で $\eta=1.0$ の応答系の β による \bar{e}_d の変化をみると、 β が小さい、すなわち建物平面が細長くなると、 \bar{e}_d は小さくなることが注目される。

図3の(b)より次のことがいえる。耐震要素③の最大塑性率は降伏点強度比 ζ_3 の影響を強く受け、 ζ_3 が小さくなると、急激に大きくなる。すなわち折線は左上がり傾きは大きい。 η の値が大きくなると、最大塑性率の値は大きくなり、 ζ_3 が小さい範囲で η の影響が強いことが明らかである。特に $\eta=1.0$ に対して β が小さい応答系で最大塑性率の値が5.0を越えていることは注目される。建物形状比 β

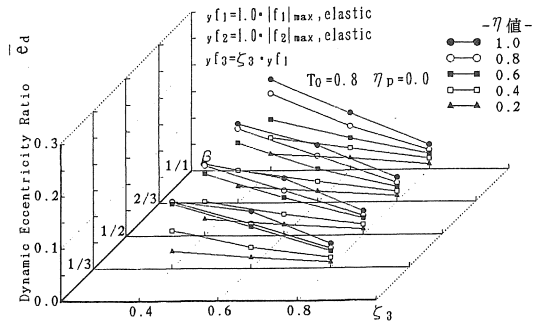


(a) 動的偏心距離

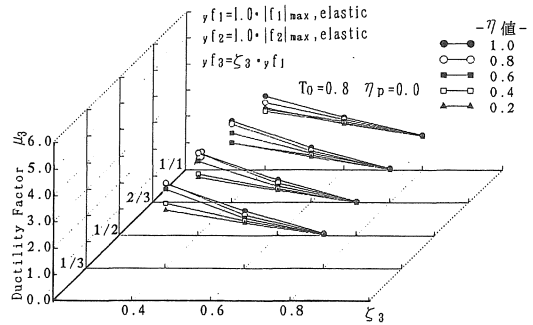


(b) 耐震要素③の最大塑性率

図3 ねじれ振動による動的偏心距離と耐震要素③の最大塑性率 ($T_0=0.4$, $\eta_p=0.0$)



(a) 動的偏心距離



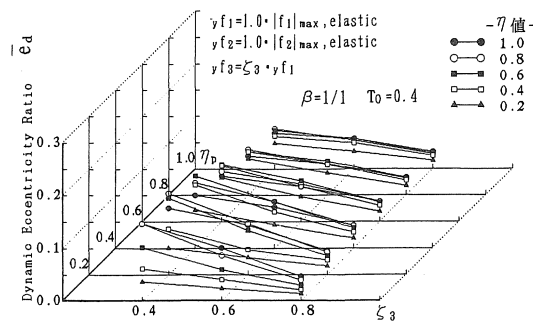
(b) 耐震要素③の最大塑性率

図4 ねじれ振動による動的偏心距離と耐震要素③の最大塑性率 ($T_0=0.8, \eta_p=0.0$)

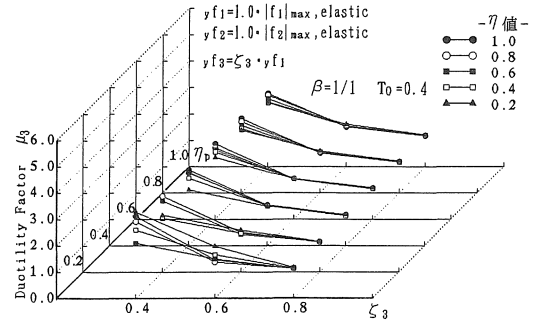
の最大塑性率 μ_3 に対する影響は全体としては少ないことが明らかである。最大塑性率は ξ_3 が小さいほど η の違いによる影響が表れている。 $\xi_3=0.4$ における η の違いによる μ_3 の値のとり得る範囲は、 β が小さく建物が細長くなるほど、わずかではあるが大きくなる。最大塑性率は、 ξ_3 の値すなわち降伏点強度の偏心の影響を強く受け、次に耐震要素の両側剛性比 η に依存し、建物平面形状比 β に対しては、依存性はあるがそれほど敏感ではない。

図4は、 T_0 が0.8秒の連成のない並進の固有周期がやや長い場合の結果である。図4の(a)より、動的偏心距離 \bar{e}_d が η と β に依存する傾向は図3の(a)で述べられているものとほぼ同じである。図4の(b)より、最大塑性率 μ_3 は η が増加すると $\xi_3=0.4$ において β 全体に対し少しずつ増加しているが、図3の(b)ほど顕著な増加は見られない。又、最大塑性率 μ_3 の値の η による変化の範囲は、 $\xi_3=0.4$ においてさえ、 β への依存性が少ないことが明らかである。最大塑性率 μ_3 の最大値は $\xi_3=0.4$ で生じ約3.0で各 β に対し同じである。

3・2 Y方向耐震要素全剛性に対するX方向の



(a) 動的偏心距離



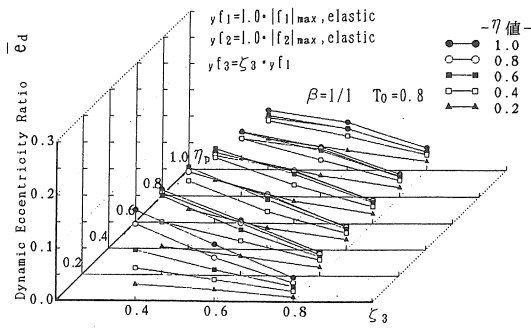
(b) 耐震要素③の最大塑性率

図5 ねじれ振動による動的偏心距離と耐震要素③の最大塑性率 ($T_0=0.4, \beta=1.0$)

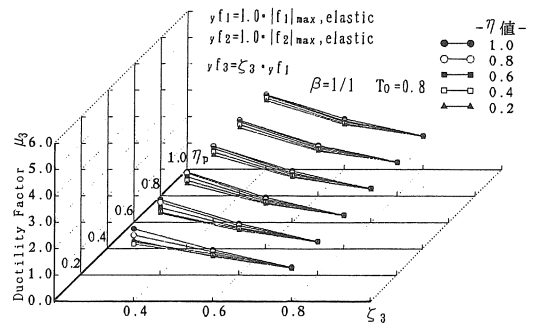
両側剛性比 η_p の効果

ねじれ振動は耐震要素①・③の降伏点強度の偏心によって生じ、生じたねじれモーメントの一部は直交方向(X方向)の耐震要素④によって分担される。発生するねじれモーメントに耐震要素④が与える効果は $\beta=1.0$ において最も大きく、 β が減少、すなわち建物平面形状が細長くなるほど小さくなる。従ってねじれ振動に対する η_p の効果は、 $\beta=1.0$ において最も顕著に表れるので、以下に示される図は $\beta=1.0$ の場合であり、他の β に対する η_p の影響は小さく省略されている。図5は $T_0=0.5$ 秒、図6は $T_0=0.8$ 秒に対応するものである。図5の(a)は横軸に ξ_3 、奥行方向の軸に η_p をとり、縦軸に動的偏心距離をとって得られた折線の結果である。図5の(b)は縦軸に耐震要素③の最大塑性率をとって得られた折線の結果である。

図5の(a)より次のことがいえる。折線の \bar{e}_d が η の違いによって異なる範囲は、 η_p が大きくなる、すなわち直交方向耐震要素が大きくなると、小さくなる傾向がある。 ξ_3 が0.4のとき、 \bar{e}_d は η_p に大きく依存しており、 η の値が大きくなると \bar{e}_d の値が全体として大きくなる傾向がある。さらに、 ξ_3



(a) 動的偏心距離



(b) 耐震要素③の最大塑性率

図6 ねじれ振動による動的偏心距離と耐震要素③の最大塑性率 ($T_0 = 0.8, \beta = 1.0$)

$=0.4$ のとき、 η が 0.4 と 0.6 に対する \bar{e}_a の値は、 η_p が 0.4 と 0.2 において極大となることが明らかである。動的偏心距離 \bar{e}_a の最大値は、 $\zeta_3 = 0.4 \cdot \eta = 1.0 \cdot \eta_p = 0.0$ のとき 0.15 となる。以上の結果は次のように考察される。応答系のねじれ振動は、 η の値が 0.2 と小さい応答系では、生ずるねじれモーメントが小さく、 η_p の影響も小さい。しかし、 η が増加すると、 ζ_3 が小さい領域で、ねじれ振動が大きくなり、 \bar{e}_a は全体として大きくなるが、 η_p の値が大きくなると、ねじれモーメントは耐震要素④に一部負担され、結果として降伏点強度の偏心によるねじれモーメントが低下し、 \bar{e}_a の値は η_p 軸において $\eta_p = 1.0$ に近づくほど小さくなる。

図5の(b)より次のことがいえる。耐震要素③の最大塑性率 μ_3 は、 ζ_3 が 0.8 と 0.6 のとき、 η_p の影響を受けず、 η の値の違いに対しても影響を受けない。 μ_3 の値は、 $\zeta_3 = 0.4$ のとき、 $\eta_p = 0.0$ の場合を除き、 η の値と η_p の値に対して依存性が小さいことを示しており、その値はおよそ $2.5 \sim 3.0$ となるのがわかる。さらに、 $\eta = 0.2$ のときでさえ、 μ_3 の値は、 η_p の値が零の場合を除いて、 η_p への依存性は小さい。これらの結果は次のように考察される。直交方向耐震要素④は強震時に弾性状態であり、歪エネルギーによって地震エネルギーを吸収することはない。地震によって応答系に供給される地震エネルギーは、主に耐震要素③の累積塑性歪エネルギーによって吸収される。耐震要素③の最大塑性率 μ_3 はこの累積塑性歪エネルギーと密接な関係があるため、直交方向耐震要素④の η_p によってそれほど影響を受けない。以上より、図5の(a)と(b)から、直交方向耐震要素④の存在は、動的偏心距離に対して強い依存性を示すが、最大塑性率に対して依存性がないことが明らかとなった。

図6の(a)で示される動的偏心距離の折線の結果は、全体的傾向として図5の(a)とほぼ同じである。特に $\zeta_3 = 0.4$ のとき、 $\eta = 1.0$ の応答系において動的偏心距離 e_a はおよそ 0.17 となり $T_0 = 0.4$ の結果より大きな値となり、 η_p のすべての値に対して \bar{e}_a の値はやや大きな値となっていることが明らかである。図6の(b)で示される最大塑性率の折線の結果も、全体的傾向として、図5の(b)とほぼ同じである。しかし、 ζ_3 が 0.6 から 0.4 となると、 η_p が $0.0 \sim 0.4$ の小さい範囲での、折線の傾きが $T_0 = 0.8$ の場合は $T_0 = 0.4$ の場合より緩く、又 η_p の全体にわたって耐震要素の両側剛性比 η の影響が小さいことが明らかである。特に η が 0.2 のときでさえ、 $\zeta_3 = 0.4$ において、最大塑性率 μ_3 の値は η_p の影響をほとんど受けず、ほぼ一定である。各 η に対する最大塑性率 μ_3 の値は図5・図6共にほぼ同じくらいの値になることが注目される。

4. むすび

建物がねじれ振動を生ずる原因として降伏点強度の偏心が考えられ、静的偏心がない場合の弾塑性ねじれ振動の挙動が分析された。すなわちここで用いられた解析モデルの現行設計法における偏心率は零である。ここで扱われた動的偏心距離はすべて降伏点強度の偏心を原因とする結果である。ねじれ振動の大きさは動的偏心距離と耐震要素の最大塑性率で評価されている。動的偏心距離と最大塑性率は共に耐震要素の降伏点強度比に強く依存することが明らかとなった。特に最大塑性率は動的偏心距離より降伏点強度の偏心に強く依存している。しかし、耐震要素の両側剛性比 η は動的偏心距離に影響を与えているが、最大塑性率に対してはそれほど顕著な影響

は表れていない。建物平面形状比 β に対する影響として、動的偏心距離と最大塑性率は共にそれほど大きな効果を示していない。特に最大塑性率について β の影響は小さい。直交方向の耐震要素 η_F の影響は、降伏点強度の偏心が大きい範囲で、動的偏心距離に大きな依存性を示すが、最大塑性率においてほとんど依存性を示さない。最大塑性率の値は耐震要素の事実上の崩壊と密接な関係があり、直交方向耐震要素が存在して動的偏心距離が小さくなってねじれモーメントは減少しても、最大塑性率の値が一定の値を超える応答系はねじれ振動崩壊する危険性を含んでいることが明らかである。

[謝辞]

数値計算のデータ整理と図表の作成には、愛知工業大学学部学生 笠井康司・川田裕之・松田賢吾の3君に協力していただいた。ここに記して感謝の意を表す次第である。

参考文献

- 1) 日本建築学会近畿支部鉄筋コンクリート構造部会：1995年兵庫県南部地震 コンクリート系建物被害調査報告書，1996年7月
- 2) 中村満喜男：降伏点強度の偏心による建物のねじれ振動に関する研究 その1：振動モデルと弾性応答解析について、愛知工業大学研究報告，NO.31，1996年

(受理 平成9年3月21日)