

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	偏心を有する鉄筋コンクリート造建物の耐震安全性に関する研究
Title(English)	
著者(和文)	大村哲矢
Author(English)	
出典(和文)	学位:不明, 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:甲第4423号, 授与年月日:2000年3月26日, 学位の種別:課程博士, 審査員:林 静雄
Citation(English)	Degree:, Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:甲第4423号, Conferred date:2000/3/26, Degree Type:Course doctor, Examiner:
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

偏心を有する鉄筋コンクリート造建物の
耐震安全性に関する研究

2000 年 3 月

環境物理工学専攻 林研究室

97D34016 大村 哲矢

内容梗概

地震力が作用する重量の中心である重心と抵抗要素の剛性の中心である剛心が一致しない、いわゆる偏心を有する建物は、地震時には層に捩れモーメントによる回転が生じ、損傷が集中することが過去の被災例において確認されている。このような偏心を有する建物の耐震性を確保するためには、損傷集中に配慮した構造設計を行うことが重要である。

本論は、地震力や耐震要素の偏在による層の回転変形が建物の耐震性に及ぼす影響について明らかにし、偏心を有する建物の耐震性能評価法を示したものであり、従来明確でなかった耐震性能に関する目標を明らかにできる可能性を示したものである。さらに、偏心を有する建物の耐震性能を設定し、その目標耐震性能を満足する設計方法を提案して、より合理的な設計方法の可能性を示したものであり、以下の 6 章より構成されている。

第 1 章 「序論」では、偏心を有する建物に関する地震被害、既往の研究および設計する際に適用される現行規定や慣行について概観し、本研究の位置付けを確認した上で、目的と意義について述べている。

第 2 章 「偏心を有する鉄筋コンクリート造建物の解析法と各層各フレームごとの耐力割増し率算出方法の提案」では、耐震壁の剛性変化を考慮した擬似立体弾塑性解析法と、変形で定義した設計クライテリアを満足する耐震設計法の提案を行っている。変形性能によって耐震性能を規定する場合、部材の耐力だけでなく変形に対する精度良い評価、特に耐震壁の評価が重要であるが、骨組み解析に使用できる適用性のよいモデルは確立されていない。本論では、耐震壁の連層効果や解析の容易さ等を考慮し、非線形 2 次元有限要素とマルチスプリングモデルを接合させた、骨組みの擬似立体解析方法を提案している。さらに、その解析法を用いた静的弾塑性解析により、各層各フレーム全てが目標とする耐震

性能を満たすためには、回転により変形が増大するフレームの耐力を割増すことが効果的であることを示し、捩れによる回転変形を抑制して、全フレームが必要とする耐震性能を満足するために必要な各層各フレーム耐力の割増し率の算出方法を提案している。

第 3 章 「壁量が比較的少ないモデルの耐力割増し率に関する検討」では、壁量が少ない建物について、偏心による捩れモーメントが建物の耐震性に及ぼす影響について検討している。2 章で提案した解析法によって、耐震壁の位置や地震力の作用位置を変化させた建物の地震時挙動を解析し、弾性時から崩壊に至るまでの建物の性能を比較している。偏心率は耐震要素の剛性変化に伴って時々刻々と変化し、建物の耐震性に及ぼす影響は単に弾性時の偏心率のみでは評価できないこと、剛性が偏在している場合（剛心偏心）よりも重量が偏在している場合（重心偏心）の方が建物の耐震性に及ぼす偏心の影響が大きいことなどを示し、建物の耐震性能には弾性時の偏心率よりも塑性時の偏心率が重要であることを示している。また、捩れモーメントによって変形が増大するフレームの耐力を割増す本論の方法は、捩れによる回転変形を抑えるのに有効であり、層全体で耐力を割増す現行規定の方法より効果的かつ合理的であること、耐力割増率は偏心率が大きくなるほど大きくなり、耐力割増しを頭打ちとしている現行設計法とは異なる傾向を示すことなどを示している。

第 4 章 「壁量が比較的多いモデルの耐力割増し率に関する検討」では、耐震壁の量を変化した場合の捩れの影響度について検討し、壁量と重心位置を変化させた建物の耐震性能を比較している。耐震壁の弾性時せん断力負担割合が 0.5 以下である場合、弾性時偏心率が比較的小さい場合には、壁量が多い場合の方がより大きな耐力割増率が必要であるが、偏心率が大きくなると耐力割増率は頭打ちとなることなどを示した。壁量が 1.0 と非常に大きい場合には、偏心の影響は変形には現れないが、地震力の分担には差が現れるので、ある程度の変形性能が必要となることなど、壁量によって、偏心を有する建物の耐震設計に

は異なった配慮が必要であることを示している。

第 5 章 「偏心を有する鉄筋コンクリート造立体フレームの実験」では、立体フレーム正負交番繰返し載荷実験を行い、本論の解析方法とフレームの耐力割増しの効果について検証している。実験結果は解析結果と破壊経過、特に回転変形について良い一致を示し、有限要素とマルチスプリングを接合した本論で提案した解析法は、擬似立体ではあるが、妥当であることを示している。また、本論で提案しているフレームの耐力割増し方法により補強した試験体は、目標とした耐震性能を満足し、本論で提案した耐力割増し方法が有効であることを示している。

第 6 章 「結論」では、各章で得られた結論を総括して述べた。

偏心を有する鉄筋コンクリート造建物の耐震安全性に関する研究

目次

第1章 序論

1.1 本研究の主題	1-2
1.2 既往の研究	1-8
1.3 本研究の目的	1-10

第2章 偏心を有する鉄筋コンクリート造建物の解析法と

各層各フレームごとの耐力割増し率算出方法の提案

2.1 はじめに	2-2
2.2 解析方法	2-3
2.2.1 解析対象建物	2-3
2.2.2 解析方法	2-4
2.2.3 材料のモデル化	2-4
2.2.4 解析モデル	2-5
2.3 各層各フレームごとの耐力割増し率算出方法の提案	2-6
2.3.1 はじめに	2-6
2.3.2 終局限界変位の定義	2-7
2.3.3 必要エネルギー、吸収エネルギーの定義	2-8
2.3.4 算出方法の提案	2-10
2.4 解析結果および考察	2-12
2.5 まとめ	2-13

第3章 壁量が比較的少ないモデルの耐力割増し率に関する検討

3.1 はじめに	3-2
3.2 解析方法	3-3
3.2.1 解析対象建物	3-3
3.2.2 解析方法	3-4
3.2.3 材料のモデル化	3-4
3.2.4 解析モデル	3-5
3.3 解析結果および考察	3-6
3.3.1 保有水平耐力	3-6
3.3.2 剛性の評価	3-6
3.3.3 各フレームの耐力割増し率を均一にした場合	3-7
3.3.4 各フレームの耐力割増し率をフレームごとに変えた場合	3-8
3.3.5 耐力割増し率－偏心率関係(剛心が偏心している場合)	3-9
3.3.6 耐力割増し率－偏心率関係(重心が偏心している場合)	3-9
3.3.7 「剛心が偏心しているモデル」と	
「重心が偏心しているモデル」の比較	3-10
3.3.7.1 各フレームごとの耐力割増し率分布	3-10
3.3.7.2 必要エネルギー吸収時各フレームの層間変位	3-10
3.3.7.3 偏心率－荷重倍率関係	3-11
3.3.7.4 偏心距離－荷重倍率関係	3-12
3.4 まとめ	3-13

第4章 壁量が比較的多いモデルの耐力割増し率に関する検討

4.1 はじめに	4 - 2
4.2 解析方法	4 - 3
4.2.1 解析対象建物	4 - 3
4.2.2 解析方法	4 - 4
4.2.3 材料のモデル化	4 - 4
4.2.4 解析モデル	4 - 5
4.3 解析結果および考察	4 - 6
4.3.1 保有水平耐力	4 - 6
4.3.2 フレームごとの耐力割増し率分布に関する比較	4 - 7
4.3.3 層ごとの耐力割増し率－偏心率関係に関する比較	4 - 8
4.3.4 耐力割増し率－偏心率関係	4 - 9
4.4 まとめ	4 - 11

第5章 偏心を有する鉄筋コンクリート造立体フレーム実験

5.1 はじめに	5 - 2
5.2 試験体の設計	5 - 3
5.2.1 解析	5 - 3
5.2.1.1 はじめに	5 - 3
5.2.1.2 解析モデル概要	5 - 3
5.2.1.3 解析モデル形状	5 - 4
5.2.1.4 部材	5 - 5
5.2.1.5 コンクリート	5 - 6
5.2.1.6 鉄筋	5 - 6

5.2.1.7 解析モデルの載荷	5 - 6
5.2.2 解析結果	5 - 7
5.2.2.1 層せん断力ー層間変位関係	5 - 7
5.2.2.2 各フレームごとにおける耐力割増し率	5 - 8
5.3 実験概要	5 - 9
5.3.1 はじめに	5 - 9
5.3.2 試験体	5 - 10
5.3.2.1 試験体概要	5 - 10
5.3.2.2 試験体形状	5 - 11
5.3.2.3 部材	5 - 12
5.3.2.4 コンクリート	5 - 13
5.3.2.5 鉄筋	5 - 14
5.3.2.6 載荷	5 - 15
5.3.2.7 変位の測定	5 - 16
5.3.2.8 歪ゲージ	5 - 17
5.4 実験結果および考察	5 - 18
5.4.1 層せん断力ー層間変位関係	5 - 18
5.4.2 破壊性状	5 - 21
5.4.3 柱主筋および壁縦筋の歪度	5 - 22
5.4.4 捩れ回転角ー層間変形角関係	5 - 24
5.4.5 X1、X3 通りフレーム層間変位の 重心位置層間変位に対する比	5 - 25
5.4.6 吸収エネルギーー層間変形角関係	5 - 26
5.4.7 各フレームの層間変位	5 - 27
5.5 実験結果と解析結果の比較	5 - 28

5.5.1 層せん断力－層間変位関係	5 -28
5.5.2 各フレームの層間変位	5 -28
5.5.3 ひび割れ状況	5 -29
5.5.4 鉄筋の歪度	5 -29
5.6 まとめ	5 -30

第6章 結論

6.1 本論のまとめ	6 -2
6.2 今後の研究課題	6 -5

付録1 鉄筋コンクリート部材の非線形2次元有限要素法による解析法	付-1
----------------------------------	-----

付録2 曲げ降伏する鉄筋コンクリート部材の

軸方向変形を考慮した弾塑性解析法	付-2
------------------	-----

参考文献	7 -1
------	------

本研究に関連して著者の発表した論文	7 -4
-------------------	------

謝辞

第 1 章

序論

1.1 本研究の主題

1.2 既往の研究

1.3 本研究の目的

1.1 本研究の主題

偏心を有する建物は地震時に層の捩れモーメントによる回転が生じ地震エネルギーの局部集中を起こしやすく、建物の破壊に対して不利に作用する。このことは過去の被災例において確認され、偏心を有する建物の損傷集中に対処して耐震性を確保することは構造設計上重要である。

1981 年に新耐震設計法が施行され、鉄筋コンクリート造建物の計算ルートであるルート 3（架構形式や耐力壁の多寡等により必要な構造特性係数を設定し、それに応じた耐力及び靱性を確保する耐震計算ルート）を適用した場合、部材強度及び保有水平耐力の算定、さらに建築物の変形性能の推定などのやや複雑な過程を必要とするが、建築物の耐震性能を詳細に評価した上での耐震設計であり、より理論的かつ経済的な建築物の設計が可能となった。

1995 年兵庫県南部地震では多くの建物に被害がみられた。鉄筋コンクリート造建物については、耐震壁の偏在、重心の偏り、および不整形スパン等の理由により捩れが原因のひとつであると考えらる被害が多々みられた。その被害を受けた建物については新耐震設計法が施行された 1981 年以降に設計施工した建物も含まれていた。例として図 1-1～1-3 にその平面図を示す。

図 1-1 は神戸市中央区にあり 1994 年竣工の地上 10 階、地下 2 階、塔屋 1 階の鉄骨鉄筋コンクリート造耐震壁付ラーメン構造の建物である。用途は事務所である。

被災度は小破であるが、コア部分が偏った位置に配置され、上層階はセットバックおよび 10 階のプールの偏心荷重により捩れによる被害が見られた。

図 1-2 は神戸市東灘区にあり 1985 年 2 月設計、1986 年 3 月竣工で地上 8 階の鉄筋コンクリート造耐震壁付ラーメン構造の建物である。用途は共同住宅である。

1 層の剛性率の低下も伴い、1 層の層崩壊に至った。平面形状は雁行形であり倒壊方向は Y 方向であった。捩れモーメントにより層間変位が増大し建物の層崩壊につなが

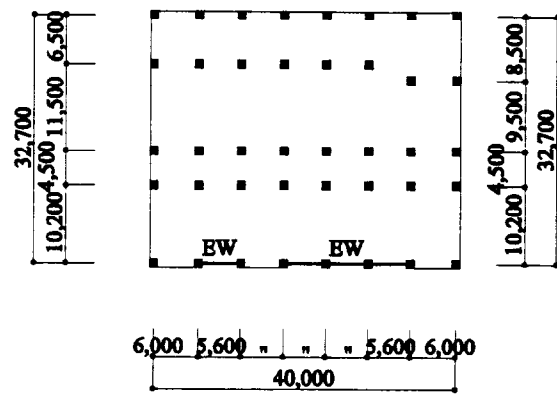


图 1-1 建物平面形状

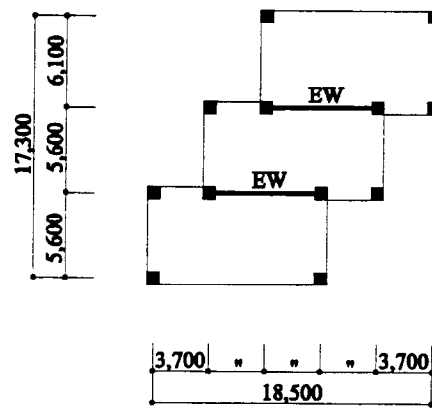


图 1-2 建物平面形状

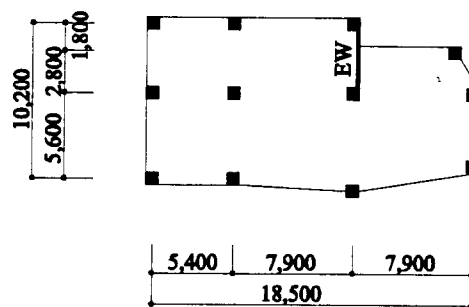


图 1-3 建物平面形状

ったものと考えられる。

図 1-3 は神戸市灘区にあり 1994 年竣工で地上 7 階の鉄筋コンクリート造耐震壁付ラーメン構造の建物である。用途は共同住宅である。

1 層の剛性率の低下も伴い、1 層の層崩壊に至った。非構造壁が存在しているが、完全スリットではなく部分スリットにより切られ、構造計算上はその剛性を見込んでいないようであるが、これらが計算外の振れを誘発した可能性も否定できない。

敷地条件により建物の機能性などを優先させた平面計画にせざるをえない場合はしばしばみられ、偏心に対する設計が重要視される。

偏心を有する建物が地震力を受けると、層の振れにより層間変位が増大するフレームが存在することになる。よって、その変位が増大するフレームにおいて特に変形性能を持たせたり、フレームの降伏耐力を増加させるなどの工夫が必要であると考えられるが、実設計図をみると必ずしもそのように設計しているようではない。

近年、仕様規定型設計法から性能規定型設計法に移行する流れの中で、偏心を有する建物において層の代表的な位置における層間変位のみではなく、各フレームの層間変位においても留意し、振れに対する設計に関し性能規定型設計法の概念を導入するような道を探ることが必要であると考えられる。

ここで、耐震壁のモデル化に一般的に用いられる線材モデルについての現状を以下に挙げる。

- ・ 耐震壁をモデル化する際、Tri-linear 等に置換する方法が多く採用されているが、文献[1-1-1]～[1-1-4]に見られるように置換方法は複数提案されている。設計者の判断によりモデル化が異なることが考えられる。
- ・ I 型断面部材（耐震壁付きフレーム部）は柱梁および壁が一体で挙動し連層壁の場合は上下階で応力が伝達される。I 型断面部材を簡易モデルに置換する場合、柱梁部材（線材）と壁部材(ブレース等)の組み合わせとなるため、**耐震壁の連層効果や、パラメータの変動（軸力、連層耐震壁内の梁断面、柱幅と壁厚の比、柱および梁のせん断補強筋量、大スパン、etc.）に対し、モデルを追従させることは難しい。**
- ・ オープンフレームに比べ、耐震壁付きフレームは強度および剛性が層全体において占める割合は大きいため強度および剛性を簡便なモデルに置換するのではなく、精度の高いモデルに置換することが望ましいと考えられるため。

よって、本論では以下のようなモデル化を行った。

- ・各部材の非線型性を考慮し適切な剛性評価ができるモデル化を行う。

耐震壁付きフレームが混在している構造形式のように、各フレーム単位の剛性が大きく異なる場合、耐震壁部分は適切に剛性を評価すべきであると考えられる。

本論では、耐震壁部分は非線形性を考慮するために非線形 2 次元有限要素法解析により面材で、その他のフレーム部分は線材でモデル化し、面材と線材を一体化して解析を行い検討した。また、すべての線材モデルの材端をマルチスプリングモデルにすることにより軸力の変動による部材性能も考慮した。

また、捩れに対する設計に関し性能規定型設計法の概念を導入するような道を探るため以下のような検討を行った。

- ・層ごとではなく、各フレームごとに層間変位に関する詳細な検討を行う。

層間変位は重心位置における変位（平均的な変位）を検討の対象としているケースが多い。よって、偏心に対し層の耐力を割増す場合、層の捩れモーメントにより変位が大きくなる順にフレームの耐力を増大させているとは限らない。そのため、耐力割増し後の強度の偏りにより終局時に捩れることを考えると層の捩れモーメントによる変位（回転角）がさらに大きくなる場合も考えられる。

層間変形角を検討する場合、一般的に層間変位を各層の代表的な位置で算出するケースが多いことは、文献より、層間変位とは「地震や風などの外乱を受けて多層構造物が変形するとき、ある層の床と直上または直下の層の床との間の水平方向の相対変位」^[1-2-1)]と定義されていることから予測できるように、各フレーム層間変位まで詳細な検討を行うケースは少ない。

偏心のない建物の場合、検討方向の各フレーム層間変位は梁の軸方向変位を考慮しなければ等しくなるので、層間変位は各層に1つずつ算出され、その検討により耐震性能を評価する。

しかし、偏心を有する建物の場合、検討方向の各フレームの層間変位は異なると予測される。

よって、一般的に層間変位として代表させている場合が多い、重心位置における変位のみではなく、本論では偏心を有するモデルを扱うために各層各フレームごとの詳細な層間変位の検討を行うものとする。

1.2 既往の研究

前述のように 1995 年兵庫県南部地震においても、偏心を有する建物の被害がみうけられた。詳細な検討はデータ不足のため行えなかったが、総括として耐震壁部の剛性評価が困難であることに加え、偏心によって生じる各層の捩れモーメントにより、各フレームの層間変位が増大することに対する検討が十分になされていないことが被害を受けた原因であると考えられる。

政令における偏心を有する建物に対し必要保有水平耐力 (Q_{un}) を割増す係数 (Fe) に関して既往の研究などの文献を以下に示す。

秋山、東^[1-2-2]は、鋼構造多層骨組を X 方向 2 構面、Y 方向 2 構面にモデル化し層の捩れモーメントに対して層ごとの損傷分布が均一になるように耐力割増し率を検討している。

島崎、秋山^[1-2-3]は、上記の研究を発展させ最適強度分布と実際の強度分布とのずれを指標として多層偏心構造物の損傷分布の評価を試みている。

小野瀬、熊谷^[1-2-4]は、鉄筋コンクリート造建物に関し十勝沖地震、宮城県沖地震および日本海中部地震の被災データより回帰式を求め耐力割増し率を検討している。

鈴木、岡田、武田は^[1-2-5]、鉄筋コンクリート造多層骨組を X 方向 2 構面、Y 方向 2 構面にモデル化し偏心のないモデルと同じ応答変位に抑えるように層ごとの耐力割増し率を検討している。

耐震診断基準^[1-2-6]では、偏心率を (偏心比/ $\sqrt{12}$) と定義し偏心率が 0.15 を超えると 2 次診断以降において耐震指標を低減することとしている。

APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL^[1-2-7]では、設計用層捩れモーメントを考慮し動的効果と付加的偏心を加味した簡略的、概算的な算出方法を取っている。

以上のように、偏心を有する建物における耐力割増しを提案、検討および規定をしているが、変形で定義した設計クライテリアによって耐震性能を規定する設計法の枠組を指向した新たな耐震設計指針案^[1-2-8]が公表される中、各フレームの剛性評価を精算し、耐力を高めることと耐震性を向上させることとの関係を明確にし、目標とする耐震性能を満たすような各層各フレームごとの耐力割増し率を規定できるような研究レベルに高めることが求められる。

1.3 本研究の目的

建物の偏心の度合いを示す指標には様々な定義があるが、それらの偏心指標のみにより建物の振れを考慮した塑性性状を表現することは困難であると考えられる。

すなわち、同じ偏心指標の値である建物であっても、終局限界状態における建物の振れを考慮した塑性性状は同一であるとは限らない。

また、現在の構造設計においては現行規定により弾性剛性を用いた偏心指標 R_e により層ごとに必要保有水平耐力を割増すが、弾性剛性を用いた偏心指標のみで建物の塑性化を考慮した振れ性状を表すことは困難であると考えられる。

終局限界状態において建物の倒壊を防ぐことを考えれば、終局時に局所的なフレームの損傷を起さないよう各フレームの層間変位の差が小さくなる、すなわち振れ回転角が小さくなるように各層各フレームごとの詳細な層間変位の検討を行うとともに、層ごとではなく、各フレームごとに耐力の割増しを試みることにより振れに対する設計に関し性能規定型設計法の概念を導入するような道を探ることが必要であると考えられる。

本論では偏心指標のみに依存せず、各層において平均的な層間変位のみではなく、各フレームの層間変位を詳細に検討し、本論における耐力割増し率は、目安として偏心率をパラメーターとして比較しているが、耐力割増し率の算出に偏心率は用いない。すなわち、終局限界状態における建物の振れを考慮した塑性性状により、耐力割増し率を決定する方法を採用した。

本論において終局限界変位を定義し、「偏心を有する建物」を「偏心のない建物」に置き換え、その置き換えたモデルが終局限界時まで吸収したエネルギーを「偏心を有する建物」に入力するものとした。

骨組解析を行う際に連層 RC 耐震壁をモデル化する必要があるが、例えばブレース置換などでは連層効果や剛性変化を正確に追跡することは困難である。偏心を有する建物

を設計する際に、建物（特に耐震壁部分）の耐力および剛性の精算が重要となる。

本論では、耐震壁部分は非線形性を考慮するために非線形 2 次元有限要素法解析により面材で、その他のフレーム部分は線材でモデル化し、面材と線材を一体化して解析を行った。

骨組の終局限界状態までの耐震性状に及ぼす偏心の影響を明らかにするために、上記のように骨組が終局限界状態に達するまで時々刻々と変化する剛心の偏りを考慮した解析を行い、物理的現象を把握するものとする。

第 2 章

偏心を有する鉄筋コンクリート造建物の解析法と 各層各フレームごとの耐力割増し率算出方法の提案

2.1 はじめに

2.2 解析方法

2.3 各層各フレームごとの耐力割増し率算出方法の提案

2.4 解析結果および考察

2.5 まとめ

2.1 はじめに

第1章で述べたように、変形で定義した設計クライテリアによって耐震性能を規定する設計法の枠組を指向した新たな耐震設計指針案^[1-2-8]が公表される中、「耐力を高めること」と「耐震性を向上させること」の関係を明確にし、目標とする耐震性能を満たすような各層各フレームごとの耐力割増し率を設定する必要があると考えられる。

本章では、目標とする耐震性能を定義し、各層各フレームごとの耐力割増し率の算出方法を提案する。

2.2 解析方法

2.2.1 解析対象建物

解析対象建物は耐震壁付きフレームが剛性低下する影響を大きく受ける建物とするため、まずは本章においてセンターコア型の事務所ビルを想定した平面計画の建物を扱うものとする。立面計画は等価静的解析を行うため動的影響が比較的小さいと考えられる建物を想定し中低層の建物とした。

共同住宅等のように比較的壁量が多い建物は強度が高いため層間変位は比較的小さくなる。事務所ビル等のように壁量が比較的少ない建物はフレームが塑性変形をしエネルギー吸収することを期待するため層間変位は比較的大きくなる。そのため、耐震壁付きフレームの剛性低下は建物の層せん断力－層間変位関係に大きな影響を与えると考えられる。よって、センターコア型の事務所ビルにみられるような壁量とした。

本論は等価静的解析により検討を行った。耐震壁の剛性および耐力を精算して評価することを重要項目として、耐震壁部分を FEM によりモデル化した。よって、動的繰返し応力を受けるコンクリート要素のモデル化は困難であるため、動的影響については今後の研究課題とする。

2.2.2 解析方法

等価静的解析を行うにあたり建築構造を以下のようにモデル化する。

- i) 床は剛床、各階の質量はそれぞれの床面内に均一に分布するものとするが、パラメーターとして重心位置（載荷位置）は変動できるものとする。
- ii) オープンフレームは線材置換し、文献[2-1]～[2-5]を参考に柱および梁の材端はマルチスプリングモデル（以下、MS モデル）とし軸方向変位を考慮する。耐震壁部分は面材置換（以下、FEM モデル）し、非線形 2 次元有限要素法解析によるため要素分割を行う。
- iii) 建物を 3 次元擬似立体骨組に置換し、外力分布形は A_i 分布に基づき算出し、ステップごとに振りモーメントを考慮して各層各フレームに外力を分配した。
- iv) 長期応力は鉛直部材の軸力のみ考慮し、基礎梁下端はピン支持とした。

2.2.3 材料のモデル化

付録 1 に示すように、コンクリートは弾塑性として、要素内の歪みは一定とした。面材置換した耐震壁部分において二軸応力下の構成法則には、Darwin, Pecknold による等価歪みに基づいて決定している。引張応力度の場合は最大引張応力度に達するまで線形弾性とする。最大引張応力度に達した後は既往の研究[2-5],[2-6]による応力－歪み関係とした。鉄筋は線材要素として、その応力－歪み関係は bi-linear 型とする。鉄筋とコンクリートの付着表現にはボンドリンクを用いた。詳細は、文献[2-5]～[2-9]による。

2.2.4 解析モデル

建物形状を図 2-1a および図 2-1b に示す。スパンは 6(m)としスパン数は X 方向 8 スパン、Y 方向 3 スパンとした。階高は 1 階 3.7(m)、他階 3.5(m)とした。図 2-2 に耐震壁付きフレームのモデル図を示す。耐震壁付きフレームにおける線材と面材との接合は図のようにモデル化した。主な検討方向は Y 方向であり、剛心の計算において X 方向は弾性剛性、Y 方向は接線剛性を用いて荷重ステップごとに算出する。

部材リストを表 2-1, 2-2 に示す。鉄筋 D16 以下は SD295A 材、D19 以上は SD345 材を使用し、コンクリート圧縮強度 σ_B は 24MPa とした。すべての部材は文献[1-1-3]に準じ、架構を構成する部材に生ずる応力に対してせん断破壊等耐力が急激に低下する破壊が著しく生じ難いこと等のため、塑性変形の度が特に高い部材(FA,WA)として設定した。部材配置は耐震壁のないフレームにおいて同様とする。

2.3 各層各フレームごとの耐力割増し率算出方法の提案

2.3.1 はじめに

偏心を有する建物は地震時に捩れモーメントによる回転が生じ地震エネルギーの局部集中を起こしやすく、建物の破壊に対して不利に作用する。このことは過去の被災例において確認され、偏心を有する建物の損傷集中に対処して耐震性を確保することは構造設計上重要である。

第1章で述べたように、偏心のない建物の場合、検討方向の各フレーム変位は等しくなるので、層間変位は各層に1つずつ算出されるが、偏心を有する建物の場合、検討方向の各フレームの層間変位は異なる。

しかし、偏心を有する建物の層間変位は一般的に重心位置における変位などで代表させている場合が多い。

本論では、偏心によって生じる各層の捩れモーメントにより、各フレームの層間変位が増大することに対する検討を十分に行うことを目的とし、各層のフレームごとの層間変位を考察することとする。

2.3.2 終局限界変位の定義

文献[1-8]では、3段階の限界状態に対応する目標性能を満足することを確認するものとし、それぞれの目標性能に応じて供用期間中に遭遇する可能性を考慮して設定された設計用地震動に対して、構造物が限界状態に達しないことを確認としている。その目標性能の1つである「安全性－終局限界状態（ $R=1/100\sim 1/80$ ）」を参考に本論における「終局限界変位」をいずれかの階の層間変位が階高の1/100に達した時の層間変位とする。

また、本論では上記の目標性能を重心位置における変位などで代表させず、各フレーム層間変位においても終局限界変位に達しないことを目標とする。

2.3.3 必要エネルギー、吸収エネルギーの定義

一般に地震力は重心に作用するものと仮定し、偏心を有する建物は剛心位置と重心位置が一致しないため、層に捩れモーメントが生じ回転する。

本論では、層に捩れモーメントが生じないように地震力を重心ではなく剛心に入力することにより、層の捩れモーメントが生じないように建物をモデル化することを「**偏心のない建物にモデル化**」と定義する。

「偏心を有する建物」を「偏心のない建物」にモデル化し、「偏心のない建物」が終局限界時までに吸収したエネルギーを算出する。

偏心のない建物について終局限界時までに*i*階が吸収したエネルギーは

$$iE_o = \int (Q_i \cdot \Delta \delta_i) \quad (Q_i : i \text{ 階層せん断力}, \delta_i : i \text{ 階層間変位量})$$

であらせられ、これを*i*階必要エネルギーとする。

地震力の入力量に関しては様々な研究[1-1-3]、[1-1-4]および[2-8]～[2-11]が報告されている。

本論では必要保有水平耐力 (Q_{un}) は地震力の入力量として妥当なものであるとし、偏心のない建物については必要保有水平耐力 (Q_{un}) を確保しているものとする。

偏心を有する建物の場合、 i 階吸収エネルギーは以下の式による。

$${}_iE = \int ({}_yQ \cdot \Delta_y \delta) + \int M \cdot \Delta \theta \cong \sum_{j=X1}^{Xm} \int ({}_yQ_j \cdot \Delta_y \delta_j) + \sum_{k=Y1}^{Yn} \int ({}_xQ_k \cdot \Delta_x \delta_k)$$

${}_yQ$: Y 方向検討時 i 階の層せん断力

${}_y\delta$: Y 方向検討時 i 階の剛心位置における層間変位

M : Y 方向検討時 i 階の振りモーメント

θ : 振りモーメントによる回転角、 Xm, Yn : X, Y のフレーム数

j : Y 方向フレーム、 k : X 方向フレーム

${}_x{}_yQ_{j,k}$: Y 方向検討時 X, Y 方向 j, k フレームの層せん断力

${}_x{}_y\delta_{j,k}$: Y 方向検討時 X, Y 方向 j, k フレームの層間変位

2.3.4 算出方法の提案

耐力割増し率を算出する手順として以下の①～④の方法を提案する。

(偏心のない建物の耐震性能と偏心を有する建物の耐震性能を同等にすることを耐力割増し率設定の目標とする。＜対象とする建物は必要保有水平耐力 (Q_{un}) を確保しているものとする。＞)

また、以下のように各層の吸収エネルギーが必要エネルギー以上になるような耐力割増しを行うことにより、偏心を有するモデルの変形性能は無偏心モデルの変形性能と同等になるものと仮定する。

①必要エネルギーを算出する。

2次設計を終えた段階における部材断面で構成される構造物に、捩れモーメントが生じないよう各フレームの層間変位が同一になる様に地震力を入力(偏心を有する建物すなわち設計対象構造物を偏心のない建物にモデル化)し、終局限界時までには構造物が吸収したエネルギーを算出し、**必要エネルギー**と定義する。

②必要エネルギー吸収時変位を算出する。

設計対象構造物に地震力を入力し、必要エネルギーを吸収したときの各層各フレームの層間変位を計算する。地震力は重心位置に入力するものとする。

③各層各フレームごとの耐力割増し率を算出する。

②における各層各フレームの層間変位は捩れモーメントにより変位が増大する側のフレームについて終局限界変位を超えることが考えられる。終局限界変位を超えたフレームについて耐力を割増しするものとする。耐力割増し率の算出は図 2-3 を参照し各フレームのエネルギーが一定になるように算出する。

④主筋量を割増した断面で地震力を入力し解析を行い、必要エネルギー吸収時層間変位が終局限界変位を超えていないことを確認する。

捩れモーメントにより変位が増大し、終局限界変位を超えたために割増しが必要となるフレームの断面を③による耐力割増しに相当するの主筋量を増加させるものとする。

本論において柱および梁は軸方向変位を考慮しているために柱および梁には軸力が生じる。主筋の引張降伏により耐力が設定される場合、曲げ終局強度は軸力と引張鉄筋量に依存される。

軸力を考慮して曲げ終局強度を割増すことを考えると、「断面変更後の解析結果の応力分布（特に軸応力）」は「断面変更前の解析結果の応力分布」とは異なること、また、断面変更の前後で、フレームごとの耐力の分布が異なることにより、フレームごとの外力分布形が異なるため、一度の断面変更で要求される耐力割増し分に達するとは限らない。

よって、「断面変更後の解析結果」を検討し終局限界変位を超えないことを確認することが必要である。終局限界変位を超えるフレームが存在する場合、再び主筋量を割増すこととした。

2.4 解析結果および考察

図 2-4 に耐力割増し前の必要エネルギー吸収時各階層間変位を示す。図中の変位は各フレームの重心位置における変位を表しているが、部材のモデル化において梁の軸方向変位を考慮しているために、同一階各フレームの層間変位は必ずしも一直線上に位置しない。図より各階において X1 通り側が捩れモーメントにより変位が増大する傾向がある。X1 通り～X4 通りまでほぼ終局限界変位(35mm)を超えていることがわかる。

表 2-3 に耐力割増し率一覧を示す。表は前セクションの方法により算出した耐力割増し率である。表より捩りモーメントにより変位が増大する(X1 通り)側の耐力割増し率が大きくなっていることがわかる。この必要フレーム耐力割増し率を用いて各フレームの耐力を割増すこととする。実設計レベルでは鉄筋量を増加させる際に端数を切り上げた鉄筋本数とすることになるが、本解析は研究レベルにあるので鉄筋断面積端数の大小が耐力に影響しないよう、耐力割増しによる断面変更後の鉄筋径は JIS 規格に依存しないものとした。

図 2-5 に耐力割増し後の必要エネルギー吸収時各階層間変位を示す。図より各フレーム重心位置において必要エネルギー吸収時層間変位が終局限界変位以下であることがわかる。

よって、本論の方法により各層各フレームごとに耐力の割増しを行うことによって、偏心を有する建物の変形性能を偏心のない建物の変形性能と同等レベルに上昇させることができる。

実設計において、捩りモーメントにより変位が増大すると予想されるフレームの部材断面は、主筋を増やせる余裕がある断面に設定しておく方が合理的であると考えられる。

2.5 まとめ

(1) 偏心を有する中低層 RC 造建物で曲げ降伏先行型耐震壁脚部において塑性変形を期待する構造物を以下のようなモデル化により静的解析を行った。

- ・ 床は剛床、各階の質量はそれぞれの床面内に均一に分布するものとするが、パラメーターとして重心位置（載荷位置）は変動できるものとする。
- ・ ラーメンフレームは線材置換し、柱および梁の材端はマルチスプリングモデルとし軸方向変位を考慮する。耐震壁部分は面材置換し、非線形 2 次元有限要素法解析によるため要素分割を行う。
- ・ 建物を 3 次元擬似立体骨組に置換し、外力分布形は A_i 分布に基づき算出し、ステップごとに振りモーメントを考慮して各層各フレームに外力を分配した。
- ・ 長期応力は鉛直部材の軸力のみ考慮し、基礎梁下端はピン支持とした。

(2) 終局限界変位を以下のように定義した。

「安全性—終局限界状態 ($R=1/100 \sim 1/80$)」を参考に本論における「終局限界変位」をいずれかの階の層間変位が階高の $1/100$ に達した時の層間変位とする。また、本論では上記の目標性能を重心位置における変位などで代表させず、各フレームの層間変位においても終局限界変位に達しないことを目標とする。

(3) 以下のような各層各フレームごとの耐力割増し率算出方法を提案した。

- ① 偏心を有する建物の重心ではなく剛心に地震力を入力し解析を行い、 i 階必要エネルギー量 iE_o を算出する。
- ② 偏心を有する建物の重心に地震力を入力し解析を行い、 iE_o 吸収時変位を求める。
- ③ フレーム耐力割増し率を各層各フレームごとに算出する。

④ 割増し後の断面で地震力を入力し解析を行い、 iE_o 吸収時変位が終局限界変位を超えていないことを確認する。（超えている場合は、さらに主筋量を増加する。）

(4) 本論の方法により各層各フレームごとに耐力の割増しを行うことによって、偏心を有する建物の変形性能を偏心のない建物の変形性能と同等レベルに上昇させることができる。

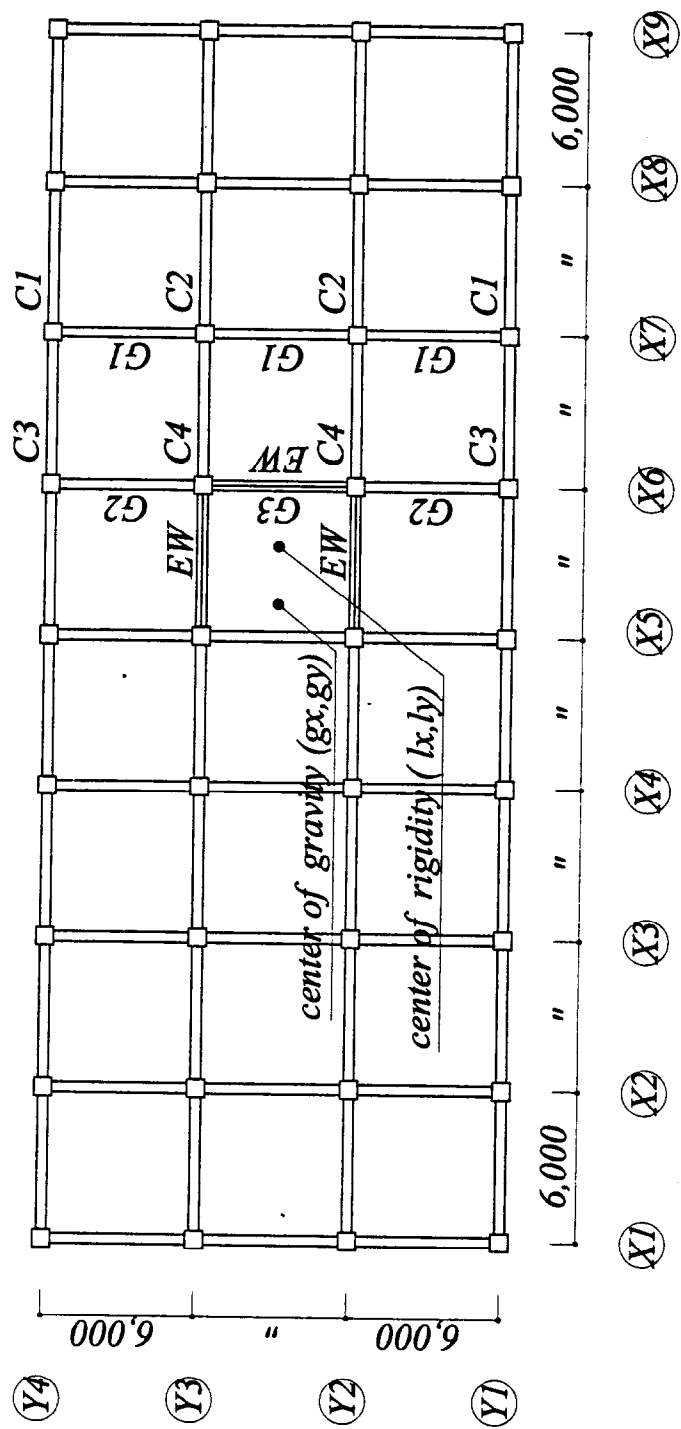


图 2-1a 建筑物形状 (伏图)

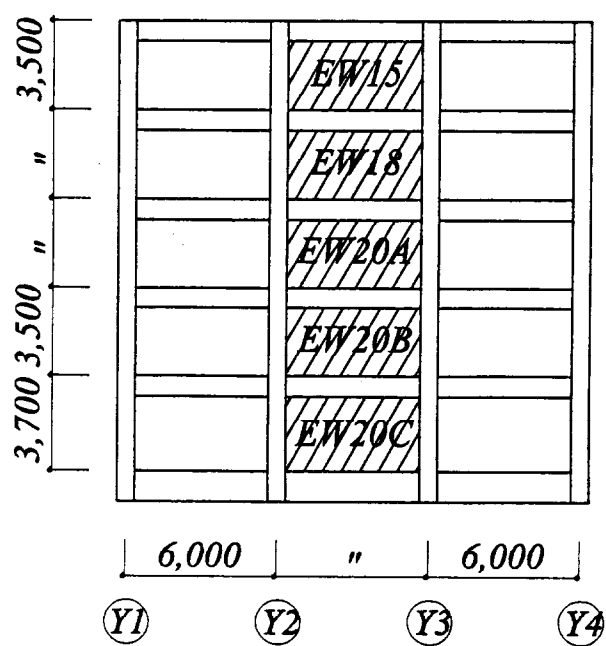


図 2-1b 建物形状(軸組図)

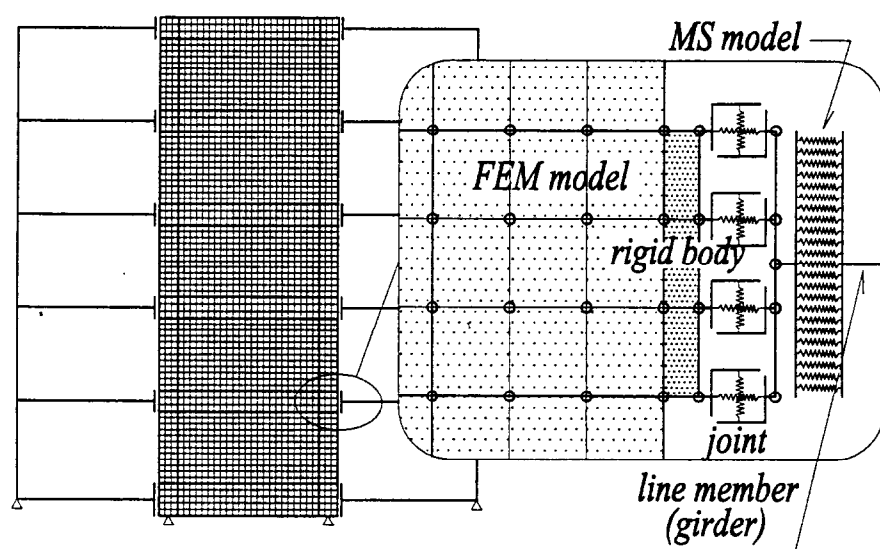


図 2-2 耐震壁付フレームのモデル図

表 2-1 柱リスト

柱リスト		C1		C2		C3		C4	
階	B × D	主筋	フープ	主筋	フープ	主筋	フープ	主筋	フープ
5	650 × 650	3-D25(8-D25)	2-D13@100	3-D25(8-D25)	2-D13@100	3-D25(8-D25)	2-D13@100	3-D25(8-D25)	2-D13@100
4	650 × 650	3-D25(8-D25)	2-D13@100	3-D25(8-D25)	2-D16@100	3-D25(8-D25)	2-D13@100	3-D25(8-D25)	2-D16@100
3	700 × 700	3-D25(8-D25)	2-D16@100	3-D25(8-D25)	2-D16@75	3-D25(8-D25)	2-D16@100	3-D25(8-D25)	2-D16@75
2	700 × 700	4-D25(12-D25)	2-D16@75	4-D25(12-D25)	4-D16@100	3-D25(8-D25)	2-D16@100	3-D25(8-D25)	4-D16@100
1	700 × 700	4-D25(12-D25)	4-D16@100	4-D25(12-D25)	4-D16@100	3-D25(8-D25)	2-D16@75	3-D25(8-D25)	4-D16@100

* 主筋はY方向検討時の引張鉄筋を示す。() 内は全主筋量を示す。

表 2-2 梁・壁リスト

梁リスト 階	断面 B × D	G1		G2		G3	
		主筋	スタラップ	主筋	スタラップ	主筋	スタラップ
R	400 × 750	3-D25	2-D13@150	3-D25	2-D13@200	3-D25	2-D13@200
5	400 × 750	3-D25	2-D13@150	3-D25	2-D13@200	3-D25	2-D13@200
4	400 × 800	4-D25	2-D13@150	3-D25	2-D16@200	3-D25	2-D13@200
3	400 × 800	6-D25	2-D16@150	3-D25	2-D16@200	3-D25	2-D13@200
2	400 × 800	6-D25	2-D16@150	3-D25	2-D16@200	3-D25	2-D13@200
1	400 × 1,200	6-D25	2-D16@150	6-D25	2-D16@150	6-D25	2-D16@150

* 主筋は上端筋量を示す。下端筋量は上端筋量に同じ。

壁リスト	t	壁筋
EW15	150	D13@150 S
EW18	180	D10@200 D
EW20A	200	D10@175 D
EW20B	200	D10@150 D
EW20C	200	D10,D13@150 D

* S：シングル配筋, D：ダブル配筋

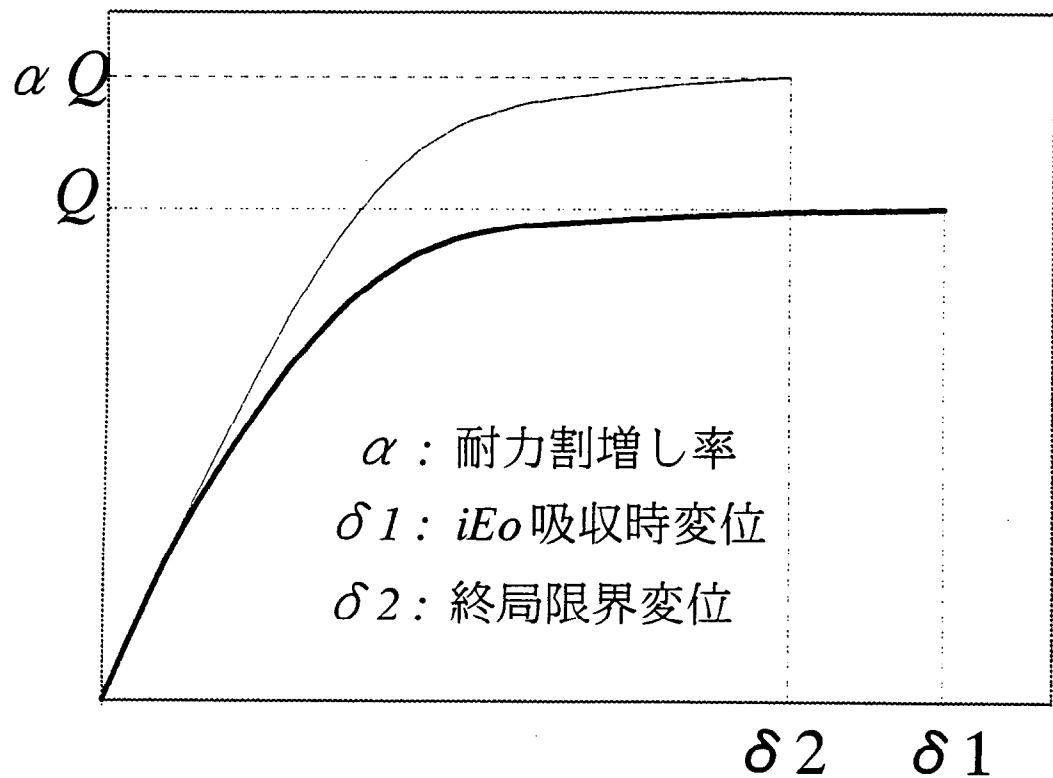


図 2-3 エネルギー一定則

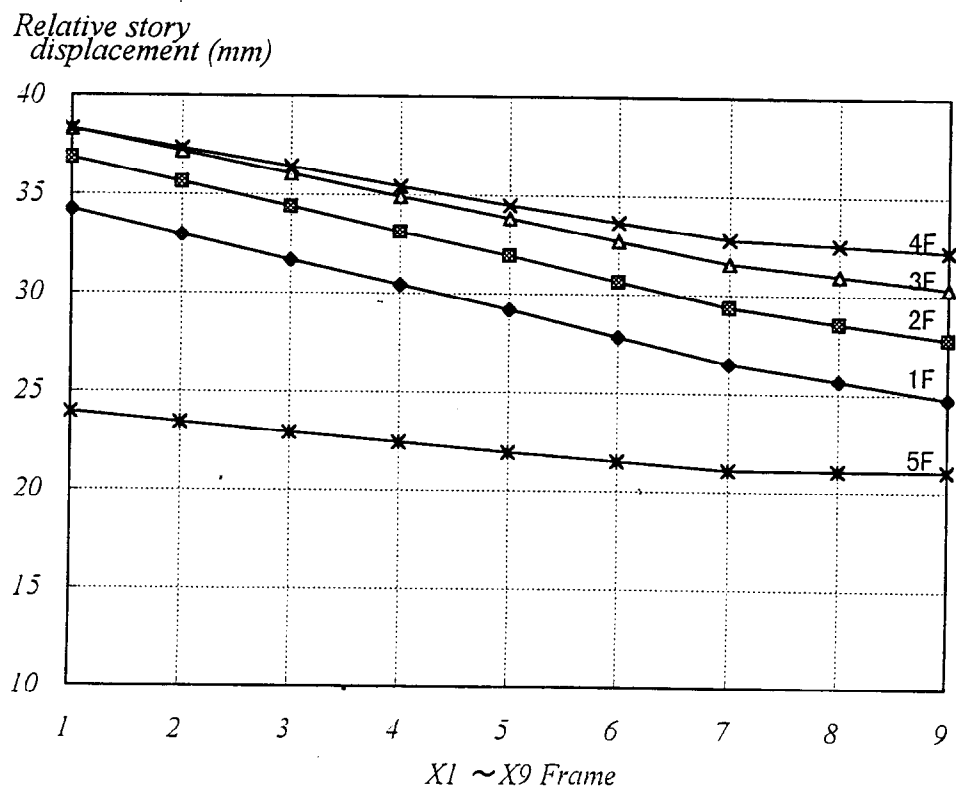


図 2-4 必要エネルギー吸収時各階層間変位(耐力割増し前)

表 2-3 耐力割増し率一覧

階 フレーム	X1通り	X2通り	X3通り	X4通り
5	1.147	1.090	1.040	1.008
4	1.207	1.136	1.062	1.018
3	1.234	1.159	1.084	1.033
2	1.291	1.197	1.104	1.044
1	1.388	1.257	1.137	1.054

Relative story
displacement (mm)

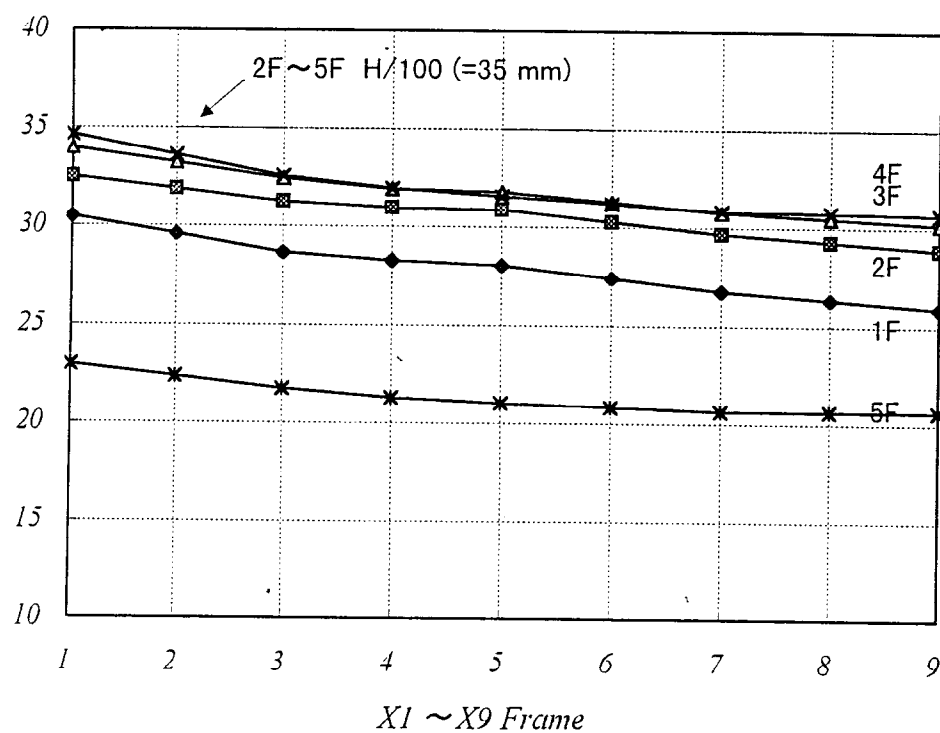


図 2-5 必要エネルギー吸収時各階層間変位(耐力割増し後)

第 3 章

壁量が比較的少ないモデルの 耐力割増し率に関する検討

3.1 はじめに

3.2 解析方法

3.3 解析結果および考察

3.4.まとめ

3.1 はじめに

第2章で提案した、偏心を有する RC 造建物における各層各フレームごとの耐力割増し率算出方法により、さまざまなモデルについて耐力割増し率を算出し、諸検討を行うものとする。

また、偏心による捩れモーメントに対し「層全体で耐力を割増す現行規定」と、捩れモーメントによって変位が増大されるフレームを効率よく「各層各フレームごとに耐力を割増す本論」を比較検討する。

現行規定の「偏心による捩れモーメント」に対して行う耐力割増し率(F_e)は、耐力を高めることと耐震性を向上させることとの関係が不明確であり、 F_e の目標とする耐震性能と本論による耐力割増し率の目標とする耐震性能が一致しないが、「現行規定の耐力割増し率」と「本論の方法による耐力割増し率」はどのような位置付けになっているかを確認する。

3.2 解析方法

3.2.1 解析対象建物

解析対象建物は第2章と同様に、耐震壁付きフレームが剛性低下する影響を大きく受ける建物とするため、センターコア型の事務所ビルを想定した平面計画の建物を扱うものとする。立面計画は等価静的解析を行うため動的影響が比較的小さいと考えられる建物を想定し中低層の建物とした。

共同住宅等のように比較的壁量が多い建物は強度が高いため層間変位は比較的小さくなる。事務所ビル等のように壁量が比較的少ない建物はフレームが塑性変形をしエネルギー吸収することを期待するため層間変位は比較的大きくなる。そのため、耐震壁付きフレームの剛性低下は建物の層せん断力ー層間変位関係に大きな影響を与えられ、えられる。よって、センターコア型の事務所ビルにみられるような壁量とした。

3.2.2 解析方法

第2章と同様に、等価静的解析を行うにあたり建築構造を以下のようにモデル化する。

- i) 床は剛床、各階の質量はそれぞれの床面内に均一に分布するものとするが、パラメーターとして重心位置は変動できるものとする。
- ii) ラーメンフレームは線材置換し、文献[2-1]～[2-5]を参考に柱および梁の材端はマルチスプリングモデル（以下、MS モデル）とし軸方向変位を考慮する。耐震壁部分は面材置換（以下、FEM モデル）し、非線形 2 次元有限要素法解析によるため要素分割を行う。
- iii) 建物を 3 次元擬似立体骨組に置換し、外力分布形は A_i 分布に基づき算出し、ステップごとに振りモーメントを考慮して各層各フレームに外力を分配した。
- iv) 長期応力は鉛直部材の軸力のみ考慮し、基礎梁下端はピン支持とした。

3.2.3 材料のモデル化

第2章と同様に、材料のモデル化は以下のように行った。

付録1に示すように、コンクリートは弾塑性として、要素内の歪みは一定とした。面材置換した耐震壁部分において二軸応力下の構成法則には、Darwin, Pecknold による等価歪みに基づいて決定している。引張応力度の場合は最大引張応力度に達するまで線形弾性とする。最大引張応力度に達した後は既往の研究[2-5],[2-6]による応力—歪み関係とした。鉄筋は線材要素として、その応力—歪み関係は bi-linear 型とする。鉄筋とコンクリートの付着表現にはボンドリンクを用いた。詳細は、文献[2-5]～[2-9]による。

3.2.4 解析モデル

解析モデル一覧を表 3-1 に示す。建物の重心位置は X 座標のみパラメーターとして変動できるものとし、重心位置と耐震壁付きフレームの配置を変動させることにより建物に偏心を与えた。（平面スパン、階高は同一とする。）

Model026-000 は弾性剛性時偏心率 $Re=0.00$ であり、前章の図 2-1a の X5 通りフレームと X6 通りフレームを入換え耐震壁付きフレームを X5 通りに配置し重心位置を図心としたものである。同様に、耐震壁付きフレーム位置と重心位置を変動させ 1 階 Re を基準に設定し解析モデル総数を 11 モデルとした。

モデル名の末尾に「S」がつくモデルは耐震壁付フレーム位置が X5 通り以外にある（「剛心」と「建物の平面図心」は一致しないモデル、以下、剛心偏心モデル）ことを示す。すなわち、*Model026-015S*、*Model026-023S*、*Model026-030S*、*Model026-050S*、の建物形状は前章の図 2-1a および図 2-1b と同じである。*Model026-090S* は耐震壁付フレームを X9 通りに配置したモデルである。

モデル名の末尾に「S」がつかないモデルは耐震壁付フレーム位置が X5 通りにある（「剛心」と「建物の平面図心」は一致し、「重心位置」が「建物の平面図心」と一致しないモデル、以下、重心偏心モデル）ことを示す。

前章と同様に主な検討方向は Y 方向であり、剛心の計算において X 方向は弾性剛性、Y 方向は接線剛性を用いて荷重ステップごとに算出する。

部材リストは前章と同様に、表 2-1, 2-2（第 2 章）とする。

使用材料は前章と同様に、鉄筋 D16 以下は SD295A 材、D19 以上は SD345 材を使用し、コンクリート圧縮強度 σ_c は 24MPa とした。すべての部材は文献[1-1-3]に準じ、架構を構成する部材に生ずる応力に対してせん断破壊等耐力が急激に低下する破壊が著しく生じ難いこと等のため、塑性変形の度が特に高い部材(FA,WA)として設定した。

部材配置は耐震壁のないフレームにおいて同様とする。

3.3 解析結果および考察

3.3.1 保有水平耐力

表 3-2 に Y 方向必要保有水平耐力計算表を示す。本解析で比較の基準とする偏心のないモデルである *Model026-000* について保有水平耐力 (Q_u) が必要保有水平耐力 (Q_{un}) 以上であることを確認した。 $Q_u \geq Q_{un}$ より現行基準において必要とされる耐震性能に相当した設計であると *Model026-000* を位置付ける。

図 3-1 に終局限界時変位分布を示す。層間変位は重心位置における値を用いた。本章のモデルでは、終局限界変形角を階高の $1/100$ とし、いずれかの階が終局限界変位に達した点を建物の終局限界時と定義する。

本章のすべての解析モデルにおいて梁端部、1 階柱脚、1 階壁脚、および最上階柱頭の一部分に塑性ヒンジが生じ崩壊メカニズムを形成した。X 方向についても Q_u が Q_{un} 以上であることを確認した。

3.3.2 剛性の評価

図 3-2, 3-3 に 1 階の水平剛性－荷重倍率関係(*Model026-030S*)を示す。図 3-3 は 0～200(kN/mm)部分を拡大したものである。剛性は各層各フレームの層せん断力(kN)を層間変位(mm)で除した値を用いた。図 3-2 より耐震壁付きフレーム(X6 通り)は非線形性を有し剛性が低下していくことがわかり、塑性化に伴うフレームの剛性の変化を各ステップごとに評価ができることがわかる。また、図 3-3 より捩れモーメントにより変位が増大するフレーム(X1 通り)から順に剛性が低下していくことがわかる。

3.3.3 各フレームの耐力割増し率を均一にした場合

本節では各フレームの耐力割増し率を均一にした場合の検討を行う。各フレームの層間変位を図 3-4 に示す。

各フレームの層間変位は第 2 章 2.3.4 節②における必要エネルギー吸収時の層間変位を示している。

モデルは表 3-1 における弾性剛性時偏心率 $Re=0.3$ の *Model026-030S* (剛心偏心モデル) を用いた。現行規定では Re が 0.3 を超える場合、層の必要保有水平耐力 Q_{un} を 1.5 倍にすることになる。現行規定に従い層の保有水平耐力 Q_u の割増し分 (以下、 ΔQ_u) を各フレームへの分配率を考慮せずに、各フレームの耐力をそれぞれ 1.5 倍することにより層の保有水平耐力 Q_u を 1.5 倍にした。

▲のプロットは Q_u 割増し前のモデルの必要エネルギー吸収時各フレーム層間変位である。X5 通り付近に位置する重心の変位は終局限界時変位以下であるが X1 通りは終局限界時変位を大きく超えている。

●のプロットは各フレームの耐力割増し率を均一にしたモデルの必要エネルギー吸収時各フレーム層間変位である。各フレームの層間変位はいずれも小さくなっているが、フレームの耐力を均一に割増しているために Q_u 割増し前のモデルに比べ、振れによる回転角はほぼ変わらない。

3.3.4 各フレームの耐力割増し率をフレームごとに変えた場合

本節では各フレームの耐力割増し率をフレームごとに変えた場合の検討を行う。各フレーム層間変位を図 3-5 に示す。

各フレーム層間変位は第 2 章 2.3.4 節②における必要エネルギー吸収時の変位を示している。

本モデルは第 2 章 2.3.4 節による方法を用い、揺れによって層間変位が増大するフレームの耐力を増すことにより、揺れに対して耐震性能を向上させたモデルとする。

▲のプロットは保有水平耐力 Q_u 割増し前のモデルの各フレーム層間変位である。

■のプロットは各フレームの耐力割増し率をフレームごとに変えたモデルの各フレーム層間変位である。全フレームとも終局限界時変位以下になり、 Q_u 割増し前のモデルに比べ、揺れによる回転角が減少することが分かる。

よって、揺れ変位に応じたフレームの耐力割増しを行うことにより揺れによる回転角を効果的に減少させることができる。

3.3.5 耐力割増し率－偏心率関係（剛心が偏心している場合）

図3-6に剛心が偏心しているモデルの1階における耐力割増し率分布を示す。すべてのモデルにおいて1階 X1 通りの値が最大となった。弾性剛性時偏心率 Re の増加に伴い、耐力割増し率が増加する傾向がみられる。

図3-7に剛心が偏心しているモデルの1階における耐力割増し率－偏心率関係を示す。文献[1-1-3]による現行規定の耐力割増し率 Fe に相当する本論の層ごとの耐力割増し率（以下、 Fe' ）を算出した。算出方法は割増されたフレームの耐力上昇分を総和し $Re=0.00$ 時の保有水平耐力で除し 1.0 を加えたものを Fe' とした。（下式による）

$$Fe' = \frac{\sum (\Delta Qu)}{Qu_{Re=0.0}} + 1$$

現行規定の Fe は層ごとの耐力割増し率であり、耐力を高めることと耐震性を向上させることとの関係が不明確であるため、本論の耐力割増し率 Fe' と単純に比較できないが参考に同一シート上で検討した。

図より、本論の耐力割増し率 Fe' は現行規定の Fe を下回る傾向がみられた。

3.3.6 耐力割増し率－偏心率関係（重心が偏心している場合）

図3-8に重心が偏心しているモデルの1階における耐力割増し率－偏心率関係を重ね合わせたものを示す。図より「重心が偏心しているモデル」の耐力割増し率の方が「剛心が偏心しているモデル」の耐力割増し率を上回る傾向がみられた。

3.3.7 「剛心が偏心しているモデル」と「重心が偏心しているモデル」の比較

前節 3.3.6 より、「重心が偏心しているモデル」の耐力割増し率の方が「剛心が偏心しているモデル」のそれを上回る傾向が明らかになった。その傾向に関して考察する。

3.3.7.1 各フレームごとの耐力割増し率分布

図 3-9 に剛心偏心モデル(*Mode026-030S*)と重心偏心モデル (*Mode026-030*)の各フレームごとの耐力割増し率分布図を示す。図より各フレームごとの耐力割増し率分布に関しても「重心が偏心しているモデル」の方が「剛心が偏心しているモデル」のそれを上回る傾向がみられる。

3.3.7.2 必要エネルギー吸収時各フレームの層間変位

図 3-10 に剛心偏心モデル(*Mode026-030S*)と重心偏心モデル (*Mode026-030*)の各フレーム層間変位を示す。図中の層間変位は第 2 章 2.3.4 節②における必要エネルギー吸収時の層間変位を示している。図より「重心が偏心しているモデル」の捩れ変位が「剛心が偏心しているモデル」のそれを上回る傾向がみられる。

3.3.7.3 偏心率－荷重倍率関係

図 3-11 に偏心率－荷重倍率関係を示す。図中の偏心率は荷重ステップごとに各フレームの剛性を用いて算出した。荷重倍率 1.0 は必要保有水平耐力に相当する入力せん断力を示す。（図 3-12 において同じ）

図 3-11 より荷重倍率 0.25 付近まで剛心偏心モデルと重心偏心モデルの偏心率は変化が少ない。

剛心偏心モデルは荷重倍率 0.25 付近を超えると耐震壁付きフレームが剛性低下を起こすため荷重倍率 0.75 付近まで偏心率は低下する傾向が見られるが、重心偏心モデルでは荷重倍率 0.60 付近まで偏心率の変化は少ない。

剛心偏心モデルは荷重倍率 0.75 付近を超えると、重心偏心モデルは荷重倍率 0.60 付近を超えると、X1 通り側のフレームから順に顕著な剛性低下を起こすため偏心率は増加する傾向が見られる。

重心偏心モデルの各フレームごとの耐力割増し率が剛心偏心モデルのそれを上回るように、荷重倍率 1.0 に達するまで重心偏心モデルの偏心率は剛心偏心モデルの偏心率を概ね上回ることを図 3-11 は示している。

3.3.7.4 偏心距離－荷重倍率関係

図 3-12 に偏心距離－荷重倍率関係を示す。図中の偏心距離は荷重ステップごとに各フレームの剛性を用いて算出した。図より荷重倍率 0.25 付近まで剛心偏心モデルと重心偏心モデルの偏心距離は変化が少ない。

荷重倍率 0.25 付近を超えると耐震壁付きフレームが剛性低下を起こすため、剛心偏心モデルは荷重倍率 0.75 付近まで剛心位置が X1 通りの方向に移動し重心位置に近づくために偏心距離は低下するが、重心偏心モデルは荷重倍率 0.60 付近まで剛心位置がゆるやかに X9 通りの方向に移動するため偏心距離はゆるやかに増加する。

剛心偏心モデルは荷重倍率 0.75 付近を超えると、重心偏心モデルは荷重倍率 0.60 付近を超えると、X1 通り側のフレームから順に顕著な剛性低下を起こし剛心位置が X9 通りの方向に移動するため偏心距離は増加する傾向が見られる。

荷重倍率 1.0 に達するまで重心偏心モデルの偏心距離は剛心偏心モデルの偏心距離を概ね上回ることを図 3-12 は示している。

以上より、同じ弾性剛性時偏心率においても剛心偏心モデルに比べ、重心偏心モデルの方の偏心距離が大きくなるために（図 3-12 より）捩れモーメントが大きくなり、捩れモーメントにより変位が増大されることが、重心偏心モデルの各フレームごとの耐力割増し率が剛心偏心モデルのそれを上回る（図 3-9 より）理由であると考えられる。

よって、弾性剛性時偏心率が同じであっても偏心の種類が異なる（建物形状によって偏心を生じさせる原因が異なる）場合、構造物が有する捩れ性状は異なることがある。

3.4 まとめ

偏心を有する比較的壁量が少ない中低層 RC 造建物で曲げ降伏先行型耐震壁脚部において塑性変形を期待する構造物を第 2 章によるモデル化をし、耐力の割増しなどの諸検討を行い以下を得た。

- (1) 第 2 章のモデル化により、耐震壁付フレームの剛性評価に関し非線形性を表現することができ塑性化に伴うフレームの剛性の変化を各ステップごとに評価できる。
- (2) 第 2 章の方法による耐力割増し方法は、層全体の耐力として比較すると現行規定の F_e を下回った。
- (3) 弾性剛性時偏心率が同じである、重心偏心モデルと剛心偏心モデルを比較すると、偏心率および偏心距離は、概ね重心偏心モデルの方が大きくなった。

表 3-1 解析モデル一覧

モデル名 ^{*1}	Re (偏心率)	重心位置座標 (gx,gy) (mm) ^{*2}	耐震壁付 フレームの位 置
Model 026-000	0.00	(24,000 , 9,000)	X 5
Model 026-015S	0.15	(25,000 , 9,000)	X 6
Model 026-023S	0.23	(24,000 , 9,000)	X 6
Model 026-030S	0.31	(23,000 , 9,000)	X 6
Model 026-050S	0.47	(21,000 , 9,000)	X 6
Model 026-090S	0.92	(20,000 , 9,000)	X 9
Model 026-015	0.15	(22,200 , 9,000)	X 5
Model 026-023	0.25	(21,000 , 9,000)	X 5
Model 026-030	0.31	(20,250 , 9,000)	X 5
Model 026-050	0.47	(18,000 , 9,000)	X 5
Model 026-090	0.92	(13,200 , 9,000)	X 5

*1 モデル名の説明

ex.) Model 026 - 030 S


 耐震壁付フレーム (剛心) が建物の平面図心以外にあるモデル
 偏心率のレベル (弾性剛性時)
 壁量のレベル (βu)

*2 (0,0) はX1通りとY1通りの交点とする

表 3-2 Y方向必要保有水平耐力計算表

階	Wi (kN)	ΣWi (kN)	α_i	Ai	Ci	Qud (kN)	Qun (kN)	Wi/A (kN/ m ²)	Qu (kN)	Qu/Qun
5	9483.3	9483.3	0.1921	1.73	1.73	16399.3	4919.8	10.98	4957.3	1.008
4	9398.6	18881.9	0.3825	1.43	1.43	27017.1	8105.1	10.88	8203.4	1.012
3	10160.6	29042.5	0.5883	1.25	1.25	36294.4	10888.3	11.76	11008.4	1.011
2	10160.6	39203.1	0.7942	1.11	1.11	43690.8	13107.2	11.76	13231.2	1.009
1	10160.6	49363.8	1.0000	1.00	1.00	49363.8	14809.1	11.76	14937.7	1.009

$$T = 0.02 \times 18.315 = 0.366(\text{sec.})$$

$$Rt=1.0, Z=1.0, Co=1.0$$

$$Fes=1.0, Ds=0.3$$

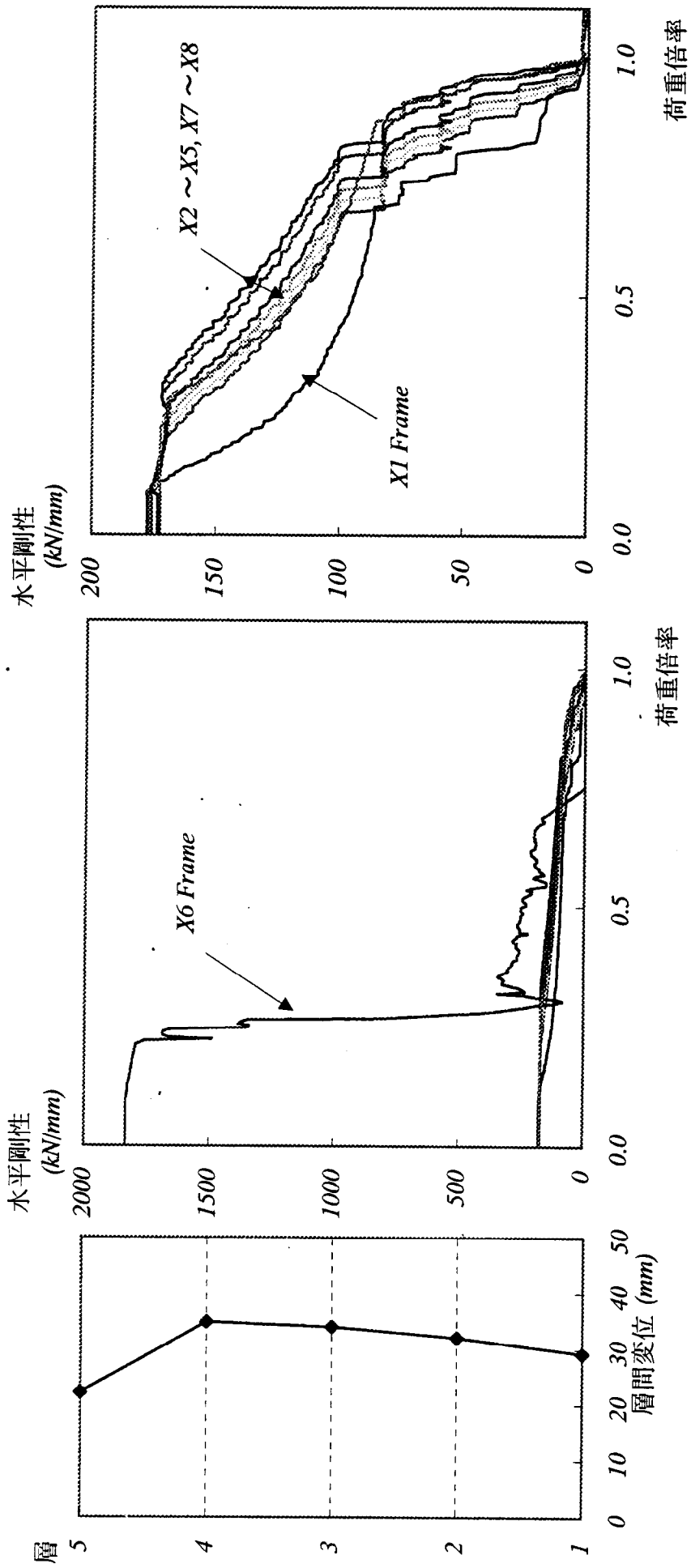


図 3-1 終局限界時変位分布 図 3-2 1階の水平剛性—荷重倍率関係 (Model 026-030S) 図 3-3 図3-2の拡大図

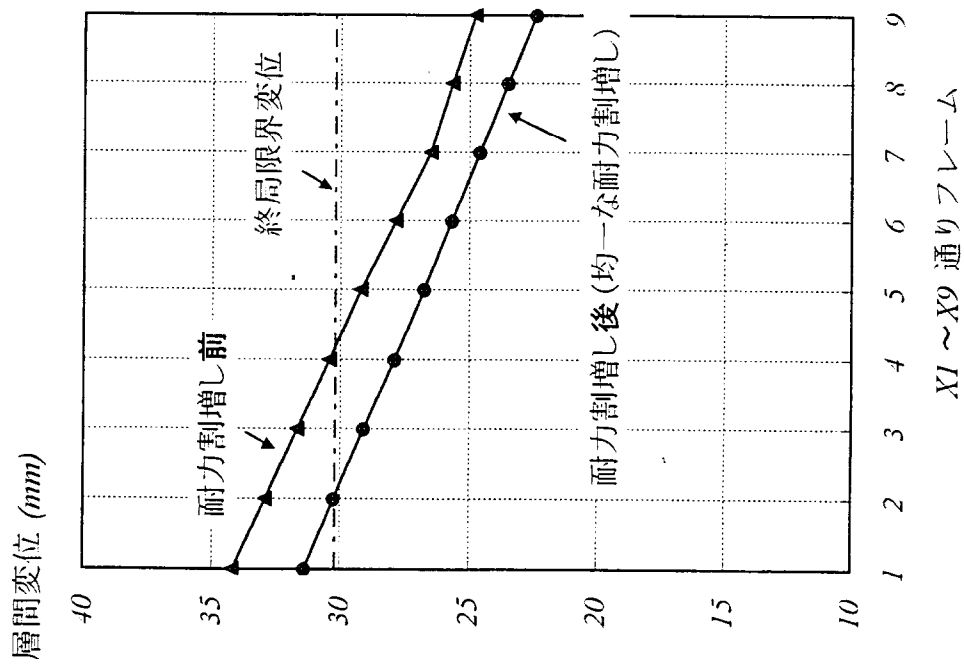


図 3-4 各フレームの耐力割増し率を均一にした場合の
各フレームの必要エネルギー吸収時層間変位

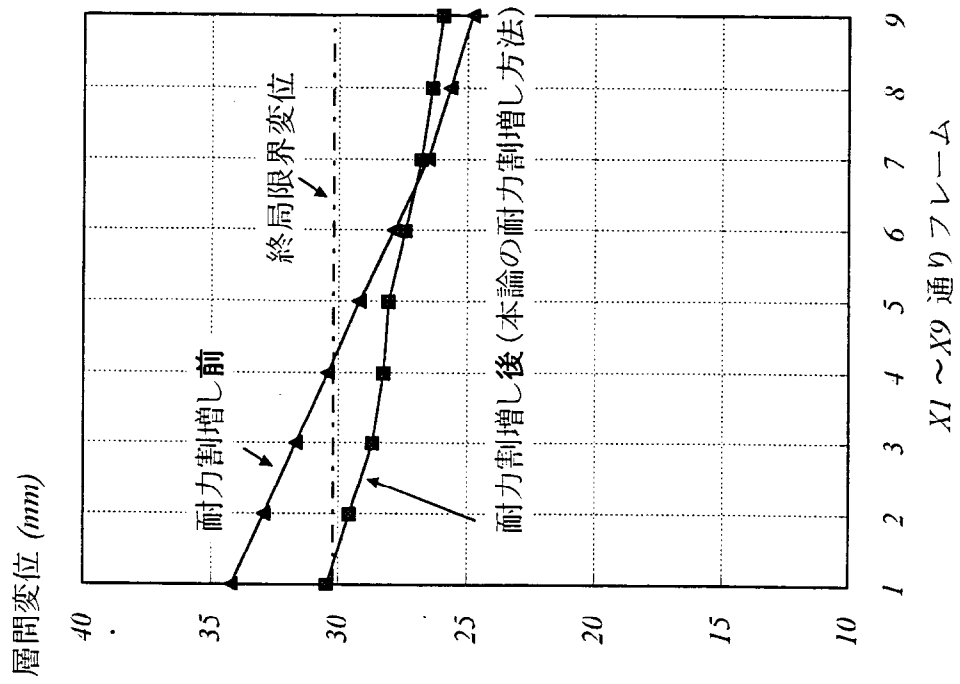


図 3-5 各フレームの耐力割増し率をフレームごとに変えた場合の
各フレームの必要エネルギー吸収時層間変位

耐力割増し率(フレーム)

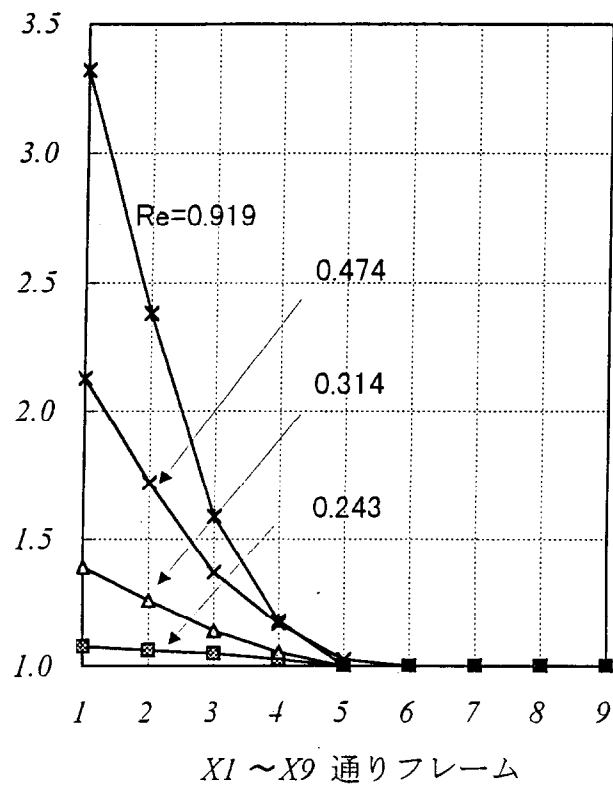


図 3-6 耐力割増し率分布

耐力割増し率(層)

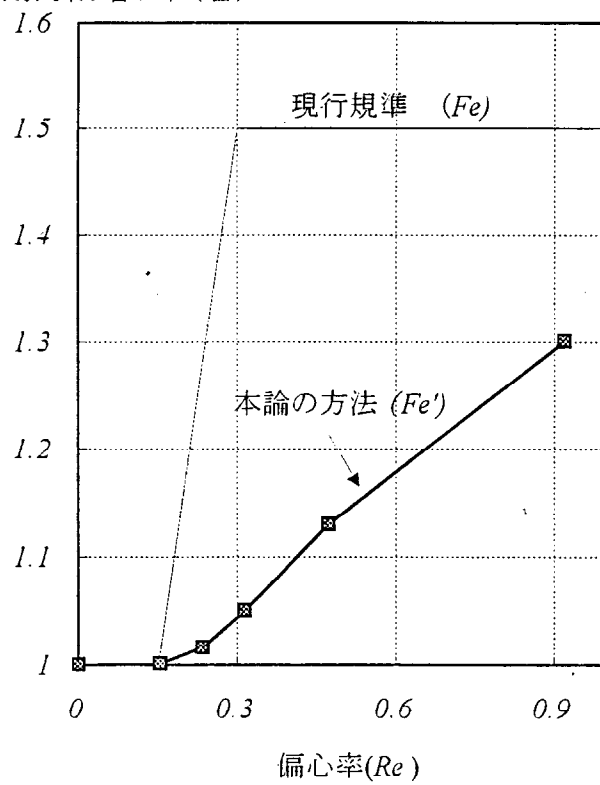


図 3-7 耐力割増し率—偏心率関係(剛心偏心モデル)

耐力割増し率(層)

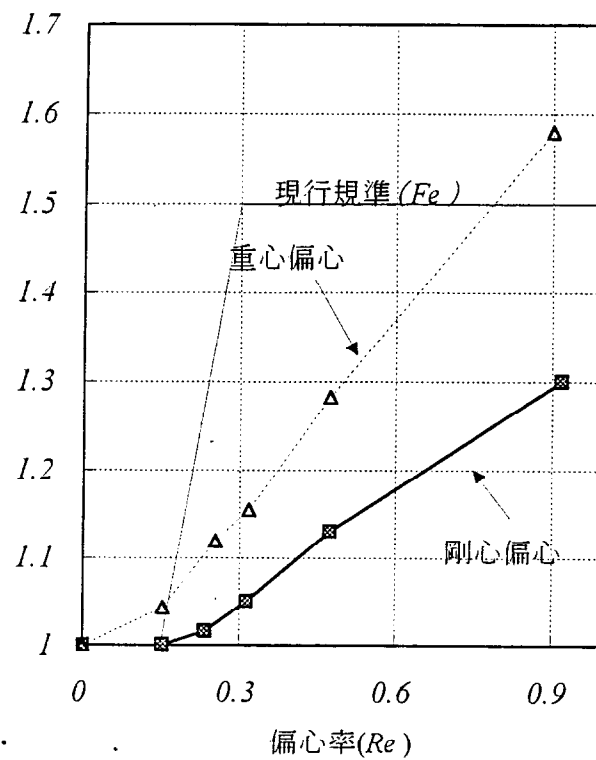


図 3-8 耐力割増し率—偏心率関係(重心偏心モデル)

耐力割増し率(フレーム)

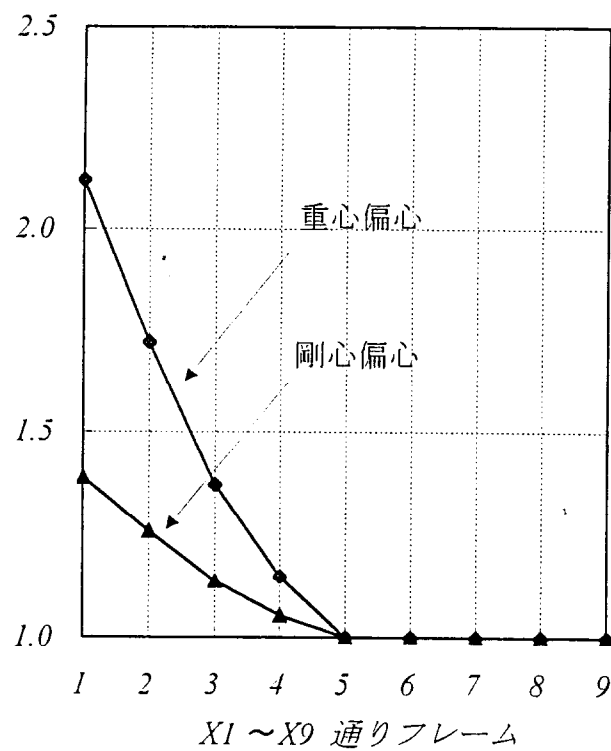


図 3-9 フレームごとの耐力割増し率分布

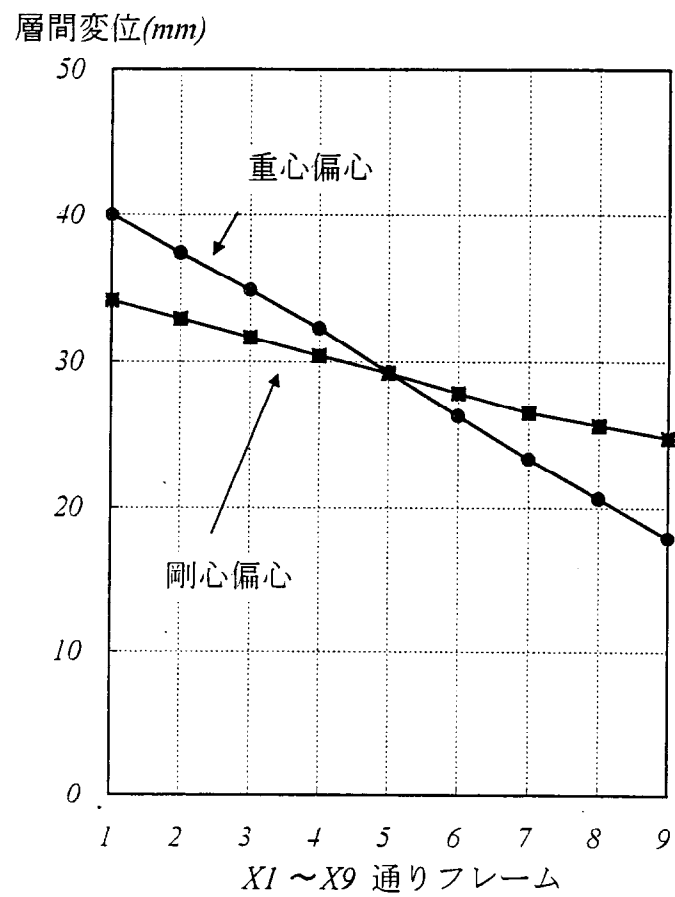


図.3-10 各フレーム層間変位

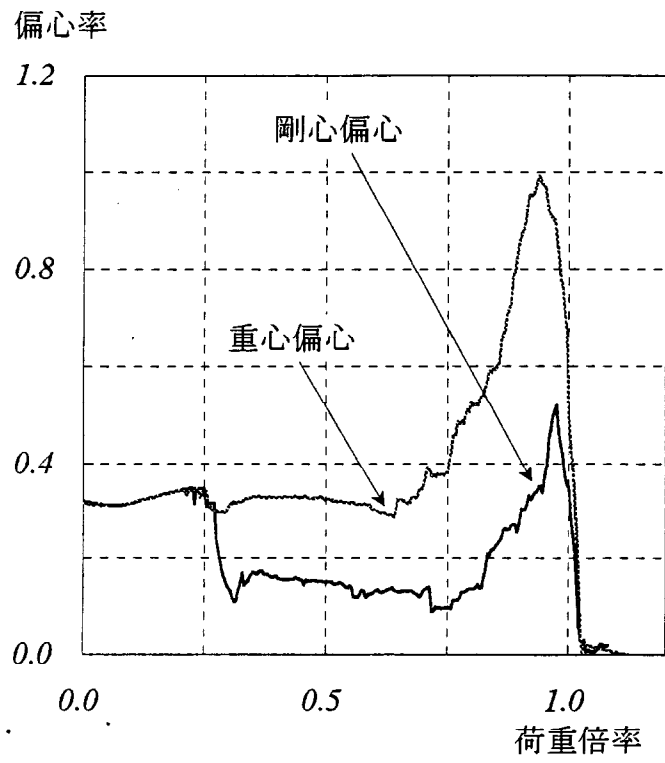


圖 3-11 偏心率—荷重倍率關係

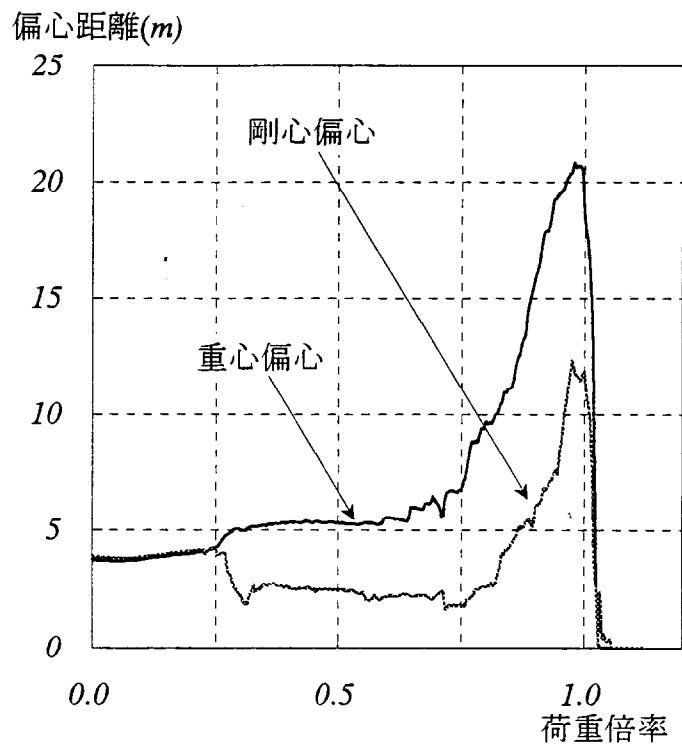


圖 3-12 偏心距離—荷重倍率關係

第 4 章

壁量が比較的多いモデルの 耐力割増し率に関する検討

4.1 はじめに

4.2 解析方法

4.3 解析結果および考察

4.4 まとめ

4.1 はじめに

第 3 章では比較的壁量が少ないモデルの場合を対象に偏心に対する耐力割増しに関して諸検討を行った。

第 4 章では比較的壁量が多いモデルを対象に偏心に対する耐力割増しに関して諸検討を行うものとする。

本論ではエネルギー一定則に基づき耐力割増し率を算定しているので、壁量が増加した場合、すなわち、建物の剛性が変化した場合、偏心に対する耐力割増し率の増加傾向は異なると考えられる。

また、壁量が異なる場合、建物が有する振れ性状が異なると考えられ、同様に、偏心率に対する耐力割増し率の増加傾向がことなると予測される。

よって、主に壁量の変動に対する耐力割増し率の変化に注目し、諸検討を行う。

4.2 解析方法

4.2.1 解析対象建物

第2章および第3章においては、解析対象建物は耐震壁付きフレームが剛性低下する影響を大きく受ける建物とするため、センターコア型の事務所ビルを想定した平面計画の建物を扱った。

本章では両端コア型の事務所ビルおよび共同住宅を想定した平面計画の建物を扱うものとする。

立面計画は等価静的解析を行うため動的影響が比較的小さいと考えられる建物を想定し中低層の建物とした。

本章では両端コア型事務所ビル（両側面2フレームに耐震壁付フレームを有する）の塑性域の振れ性状を検討し、前章で検討したセンターコア型事務所ビル（耐震壁付フレームを1フレーム有する）と比較するものとする。

また、事務所ビル等のように壁量が比較的小さい建物はフレームが塑性変形をしエネルギー吸収することを期待するため層間変位は比較的大きくなることに對し、共同住宅等のように比較的壁量が多い建物は強度が高いため層間変位は比較的小さくなる。

共同住宅のように壁量が多い建物は、必要保有水平耐力に對し保有水平耐力に十分な余裕がある場合が多いため、本章では、そのような建物のケースにおける塑性域の振れ性状を検討するものとする。

4.2.2 解析方法

第2章と同様に、等価静的解析を行うにあたり建築構造を以下のようにモデル化する。

- i) 床は剛床、各階の質量はそれぞれの床面内に均一に分布するものとするが、パラメーターとして重心位置は変動できるものとする。
- ii) ラーメンフレームは線材置換し、文献[2-1]～[2-4]を参考に柱および梁の材端はマルチスプリングモデル（以下、MS モデル）とし軸方向変位を考慮する。耐震壁部分は面材置換（以下、FEM モデル）し、非線形 2 次元有限要素法解析によるため要素分割を行う。
- iii) 建物を 3 次元擬似立体骨組に置換し、外力分布形は A_i 分布に基づき算出し、ステップごとに振りモーメントを考慮して各層各フレームに外力を分配した。
- iv) 長期応力は鉛直部材の軸力のみ考慮し、基礎梁下端はピン支持とした。

4.2.3 材料のモデル化

第2章と同様に、材料のモデル化は以下のように行った。

付録2に示すように、コンクリートは弾塑性として要素内の歪みは一定とした。面材置換した耐震壁部分において二軸応力下の構成法則には、Darwin, Pecknold による等価歪みに基づいて決定している。引張応力度の場合は最大引張応力度に達するまで線形弾性とする。最大引張応力度に達した後は既往の研究[2-5],[2-6]による応力－歪み関係とした。鉄筋は線材要素として、その応力－歪み関係は bi-linear 型とする。鉄筋とコンクリートの付着表現にはボンドリンクを用いた。詳細は、文献[2-5]～[2-9]による。

4.2.4 解析モデル

解析モデル一覧を表 4-1、4-2 に示す。建物の重心位置は X 座標のみパラメーターとして変動できるものとし、重心位置を変動させることにより建物に偏心を与えた。（平面スパン、階高は同一とする。）

建物形状を図 4-1、4-2 に示す。図 4-1 は耐震壁付フレームを X1、X9 通りの 2 フレームに配置し、両端コア型の事務所ビルを想定したモデルである。図 4-2 は全フレームが耐震壁フレームであり、共同住宅を想定したモデルである。*Model042-000* および *Model100-000* は弾性剛性時偏心率 $Re=0.00$ であり、重心位置と図心を一致させたものである。重心位置を変動させ 1 階 Re を基準に設定し解析モデル数をそれぞれ 5 モデルおよび 3 モデルとした。

第 2 章と同様に主な検討方向は Y 方向で、剛心の計算において X 方向は弾性剛性、Y 方向は接線剛性を用いて荷重ステップごとに算出する。

両端コア型モデルの部材リストは前章と同様に、表 2-1, 2-2（第 2 章）とする。

使用材料は前章と同様に、鉄筋 D16 以下は SD295A 材、D19 以上は SD345 材を使用し、コンクリート圧縮強度 σ_c は 24MPa とした。すべての部材は文献[2-10]に準じ、架構を構成する部材に生ずる応力に対してせん断破壊等耐力が急激に低下する破壊が著しく生じ難いこと等のため、塑性変形の度が特に高い部材(FA,WA)として設定した。

部材配置は耐震壁のないフレームにおいて同様とする。

共同住宅モデルの部材リストを表 4-3、4-4 に示す。使用材料は第 2 章と同じとする。

すべての部材は文献[1-1-3]に準じ、架構を構成する部材に生ずる応力に対してせん断破壊等耐力が急激に低下する破壊が著しく生じ難いこと等のため、塑性変形の度が特に高い部材(FA,WA)として設定した。

4.3 解析結果および考察

4.3.1 保有水平耐力

表 4-5、4-6 に Y 方向必要保有水平耐力計算表を示す。本章の解析で比較の基準とする偏心のないモデルである *Model046-000*、*Model100-000* について保有水平耐力 (Q_u) が必要保有水平耐力 (Q_{un}) 以上であることを確認した。

層数 9 フレームのうち X1 通りと X9 通りの 2 フレームに耐震壁付フレームを有するモデル、*Model046-000* では終局限界変形角を階高の $1/100$ とし、いずれかの階が終局限界変位に達した点を建物の終局限界時と定義する。

X1 通り～X4 通りの全フレームを耐震壁フレームとするモデル、*Model100-000* では終局限界変形角をすべての階が必要保有水平耐力に達した点を建物の終局限界時と定義する。

層数 9 フレームのうち X1 通りと X9 通りの 2 フレームに耐震壁付フレームを有するモデル、*Model046*-シリーズの解析モデルにおいて梁端部、1 階柱脚、1 階壁脚、および最上階柱頭の一部に塑性ヒンジが生じ崩壊メカニズムを形成した。

X 方向についても Q_u が Q_{un} 以上であることを確認した。

4.3.2 フレームごとの耐力割増し率分布に関する比較

(耐震壁付フレームを 1 フレーム有するモデル<Model026-030>と 2 フレーム有するモデル<Model042-030>の比較)

図 4-3 に全 9 フレームのうち耐震壁付フレームを 1 フレーム有するモデル<Model026-030>と 2 フレーム有するモデル<Model042-030>のフレームごとの耐力割増し率分布に関する比較図を示す。

比較に用いたモデルは弾性剛性時偏心率 Re が同等ではあるが、全 9 フレームのうち耐震壁付フレームを「X5 通りに有するモデル」と「X1 および X9 通りに有するモデル」を比較したものである。耐震壁付フレームを X5 通りに有するモデルのデータは第 3 章のものをを用いた。

図より、弾性剛性時偏心率 Re が同等であり、全 9 フレームのうち耐震壁付フレームを「X5 通りに有するモデル」と「X1 および X9 通りに有するモデル」のフレームごとの耐力割増し率分布は類似の傾向を示すことが分かる。

4.3.3. 層ごとの耐力割増し率－偏心率関係に関する比較

(「耐震壁付フレームを1フレーム有するモデル」と「2フレーム有するモデル」の比較)

図4-4に全9フレームのうち耐震壁付フレームを1フレーム有するモデル<Model026-シリーズ>と2フレーム有するモデル<Model042 シリーズ>の層ごとの耐力割増し率－偏心率関係に関する比較を示す。

比較に用いたモデルは耐震壁付フレームを「X5 通りに有するモデル」と「X1 および X9 通りに有するモデル」を比較したものである。耐震壁付フレームを X5 通りに有するモデルのデータは第3章のものを用いた。

文献[1-1-3]による現行規定の Fe に相当する本論の層ごとの耐力割増し率(以下、 Fe')を算出するものとする。算出方法は割増されたフレームの耐力上昇分を総和し、それぞれ偏心のないモデル (Model026-000 および Model042-000) の保有水平耐力で除し 1.0 を加えたものを Fe' とした。(下式による)

$$Fe' = \frac{\sum(\Delta Qu)}{Qu_{Re=0.0}} + 1$$

図より、全9フレームのうち耐震壁付フレームを「X5 通りに有するモデル」と「X1 および X9 通りに有するモデル」の弾性剛性時偏心率 Re に対する層ごとの耐力割増し率は「X1 および X9 通りに有するモデル」の方が大きくなる傾向を示すことが分かる。

4.3.4 耐力割増し率－偏心率関係

(X1 通り～X4 通りの全フレームを耐震壁フレームとするモデルの場合)

図 4-5 に X1 通り～X4 通りの全フレームを耐震壁フレームとするモデルの場合の「耐力割増し率－偏心率関係」を示す。[1-1-3]による現行規定の Fe に相当する本論の層ごとの耐力割増し率(以下、 Fe')を算出するものとする。算出方法は割増されたフレームの耐力上昇分を総和し、偏心のないモデル (*Model100-000*) の保有水平耐力で除し 1.0 を加えたものを Fe' とした。図より、本論の方法による「フレームごとの耐力割増し分」を「層全体の耐力を基準に割増した比率」としてその耐力増分を算出すると、現行規定の Fe を下回る傾向がみられた。

図 4-4 と図 4-5 を比較すると、「全フレームが耐震壁フレームであるモデル」の耐力割増し率の増加傾向と「他の壁量のモデル(耐震壁付フレームを 1 フレーム有するモデルと 2 フレーム有するモデル)」のそれは異なることが分かる。図 4-5 より明確なように「全フレームが耐震壁フレームであるモデル」の耐力割増し率は小さくなる傾向がある。

耐力割増し率が小さくなる傾向を示す理由として、

- ①終局限界時変位の定義が異なる。
 - ②終局限界時の水平荷重と崩壊メカニズム形成時水平荷重の比率が異なる。
- ことが考えられる。

「全フレームが耐震壁フレームであるモデル」の終局限界時変位は必要保有水平耐力に達した点と定義し、「その他のモデル」のそれはいずれかの階の層間変位が階高の 1/100 に達した点と定義しているため、また、壁量が多いので剛性が高く必要保有水平耐力 (Q_{un}) に比べ保有水平耐力 (Q_u) が高いモデル(全フレームが耐震壁フレームであるモデル)と壁量が少なく Q_{un} と Q_u が同等レベルであるモデル(その他のモデル)は終局限界時の水平荷重と崩壊メカニズム形成時水平荷重の比率が異なる。

すなわち、全フレームが耐震壁フレームであるモデルは Q_{un} に対して Q_u が大きく剛性が高いため捩れ回転角が小さくなるので、偏心に対する割増しが小さくなるということが考えられる。

本論のモデルでは2次元フレームの組み合わせによる3次元擬似立体骨組モデルとしているので、3次元的な力学的挙動に対する考慮が十分ではない。

よって、壁量が多い場合は偏心に対して補強する必要性がないということではない。やむを得ず偏心を有する構造計画となる場合は捩れモーメントにより変位が増大するフレームに十分な靱性を持たせるなど、バランスをとるべきであると考えられる。

4.4 まとめ

全9フレームのうち耐震壁付フレームが2フレームあり偏心を有する中低層 RC 造建物で曲げ降伏先行型耐震壁脚部において塑性変形を期待する構造物および全フレームが耐震壁フレームであり偏心を有する中低層 RC 造建物を第2章によるモデル化をし、耐力の割増しなどの諸検討を行い以下を得た。

- (1) 弾性剛性時偏心率 Re が同等であり、全9フレームのうち耐震壁付フレームを「X5 通りに有するモデル」と「X1 および X9 通りに有するモデル」のフレームごとの耐力割増し率分布は似たような傾向を示した。
- (2) 全9フレームのうち耐震壁付フレームを「X5 通りに有するモデル」と「X1 および X9 通りに有するモデル」の弾性剛性時偏心率 Re に対する層ごとの耐力割増し率は概ね「X1 および X9 通りに有するモデル」の方が大きくなる傾向を示した。
- (3) X1 通り～X4 通りの全フレームを耐震壁フレームとするモデルの場合、第2章の方法による「フレームごとの耐力割増し分」を「層全体の耐力を基準に割増した比率」としてその耐力増分を算出すると、現行規定の Fe を下回る傾向がみられた。
- (4) 「全フレームが耐震壁フレームであるモデル」と「他の壁量のモデル（耐震壁付フレームを1フレーム有するモデルと2フレーム有するモデル）」における層ごとの耐力割増し率は「全フレームが耐震壁フレームであるモデル」の方が小さくなる傾向を示した。
- (5) 「全フレームが耐震壁フレームであるモデル」と「他の壁量のモデル（耐震壁付フレームを1フレーム有するモデルと2フレーム有するモデル）」における層ごとの耐力割増し率を比較すると、「全フレームが耐震壁フレームであるモデル」の層ごとの耐力割増し率は小さくなる傾向がある。

- (6) 全フレームが耐震壁フレームであるモデルは必要保有水平耐力に対して保有水平耐力が大きく剛性が高いため捩れ回転角が小さくなるので、偏心に対する耐力割増しが小さくなる傾向を示した。

表 4-1 解析モデル一覧-1

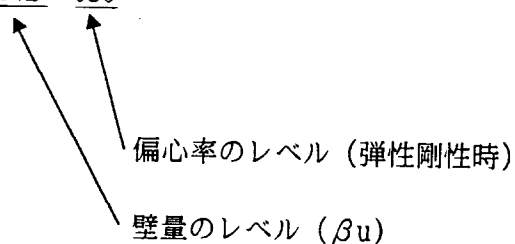
モデル名 *1	Re (偏心率)	重心位置座標 (gx,gy) (mm) *2	耐震壁付 フレーム位置
Model 042-000	0.00	(24,000 , 9,000)	X 1, X 9
Model 042-015	0.15	(20,500 , 9,000)	X 1, X 9
Model 042-030	0.31	(17,000 , 9,000)	X 1, X 9
Model 042-060	0.62	(10,000 , 9,000)	X 1, X 9
Model 042-090	0.86	(5,250 , 9,000)	X 1, X 9

表 4-2 解析モデル一覧-2

モデル名 *1	Re (偏心率)	重心位置座標 (gx,gy) (mm) *2	耐震壁付 フレーム位置
Model 100-000	0.00	(12,500 , 5,000)	X 1 ~ X4
Model 100-030	0.29	(9,500 , 5,000)	X 1 ~ X4
Model 100-060	0.59	(6,900 , 5,000)	X 1 ~ X4

*1 モデル名の説明

ex.) Model 042 - 030 .



*2 (0,0) はX1通りとY1通りの交点とする

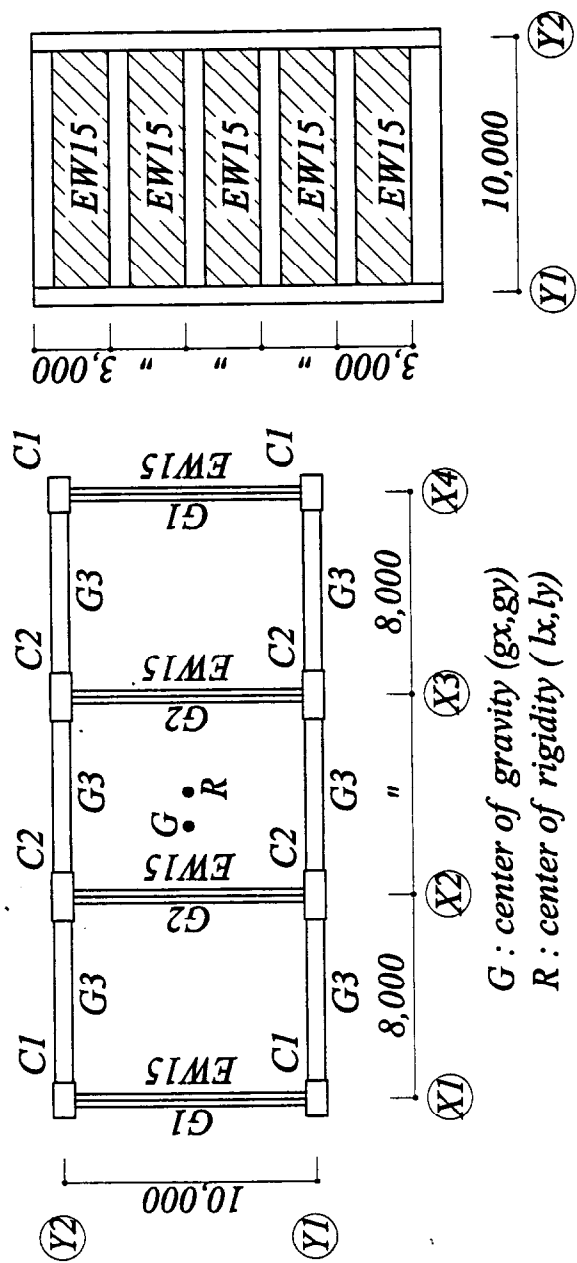


图 4-2 建筑物形状

表 4-3 柱リスト

階	C1.			C2		
	$B \times D$	主筋	フープ	$B \times D$	主筋	フープ
5	850 × 1,300	3-D25(8-D25)	3-D13@100	650 × 1,800	3-D25(8-D25)	3-D13@100
4	850 × 1,300	3-D25(8-D25)	3-D13@100	700 × 1,800	3-D25(8-D25)	3-D13@100
3	850 × 1,400	3-D25(8-D25)	3-D13@100	700 × 1,800	3-D25(8-D25)	3-D13@100
2	900 × 1,400	3-D25(8-D25)	3-D13@100	700 × 1,900	3-D25(8-D25)	3-D13@100
1	900 × 1,400	3-D25(8-D25)	3-D13@100	700 × 1,900	4-D25(10-D25)	3-D13@100

* 主筋はY方向検討時の引張鉄筋を示す。()は全主筋を示す。

表 4-4 梁リスト

階	G1			G2		
	B × D	主筋	スタラップ	B × D	主筋・	スタラップ
R	400 × 750	2-D25	2-D10@150	500 × 750	5-D25	2-D13@150
5	400 × 750	2-D25	2-D10@150	500 × 750	5-D25	2-D13@150
4	400 × 800	2-D25	2-D10@150	500 × 800	7-D25	2-D13@150
3	400 × 800	2-D25	2-D10@150	500 × 850	8-D24	2-D13@100
2	400 × 800	2-D25	2-D10@150	500 × 850	8-D25	2-D13@100
1	500 × 1,200	5-D25	2-D13@150	500 × 1,200	6-D25	2-D13@150

* 主筋は上端筋を示す。下端筋は上端筋に同じ。

EW15 : t=150, D10@200 SINGLE

表 4-5 保有水平耐力計算表-1

階	Wi (kN)	ΣWi (kN)	α_i	Ai	Ci	Qud (kN)	Qun (kN)	Wi/A (kN/ m ²)	Qu (kN)	Qu/Qun
5	9652.6	9652.6	0.1894	1.74	1.74	16756.8	5027.0	11.17	5071.5	1.009
4	9737.3	19389.9	0.3804	1.43	1.43	27788.5	8336.6	11.27	8428.0	1.011
3	10499.3	29889.2	0.5864	1.25	1.25	37395.7	11218.7	12.15	11319.0	1.009
2	10499.3	40388.5	0.7924	1.12	1.12	45055.5	13516.6	12.15	13622.0	1.008
1	10584.0	50972.5	1.0000	1.00	1.00	50972.5	15291.8	12.25	15435.0	1.009

$T = 0.02 \times 18.315 = 0.366(\text{sec.})$

$R_t = 1.0, Z = 1.0, C_o = 1.0$

$F_{es} = 1.0, D_s = 0.3$

表 4-6 保有水平耐力計算表-2

階	Wi (kN)	ΣWi (kN)	α_i	Ai	Ci	Qud (kN)	Qun (kN)	Wi/A (kN/ m ²)	Qu (kN)	Qu/Qun
5	3292.8	3292.8	0.1892	1.70	1.70	5597.0	2238.8	13.72	5461.9	2.440
4	3528.0	6820.8	0.3919	1.40	1.40	9547.9	3819.2	14.70	9317.5	2.440
3	3528.0	10348.8	0.5946	1.23	1.23	12759.1	5103.6	14.70	12451.3	2.440
2	3528.0	13876.8	0.7973	1.11	1.11	15361.7	6144.7	14.70	14991.0	2.440
1	3528.0	17404.8	1.0000	1.00	1.00	17404.8	6961.9	14.70	16984.9	2.440

$T = 0.02 \times 16.5 = 0.33(\text{sec.})$

$Rt=1.0, Z=1.0, Co=1.0$

$Fes=1.0, Ds=0.4$

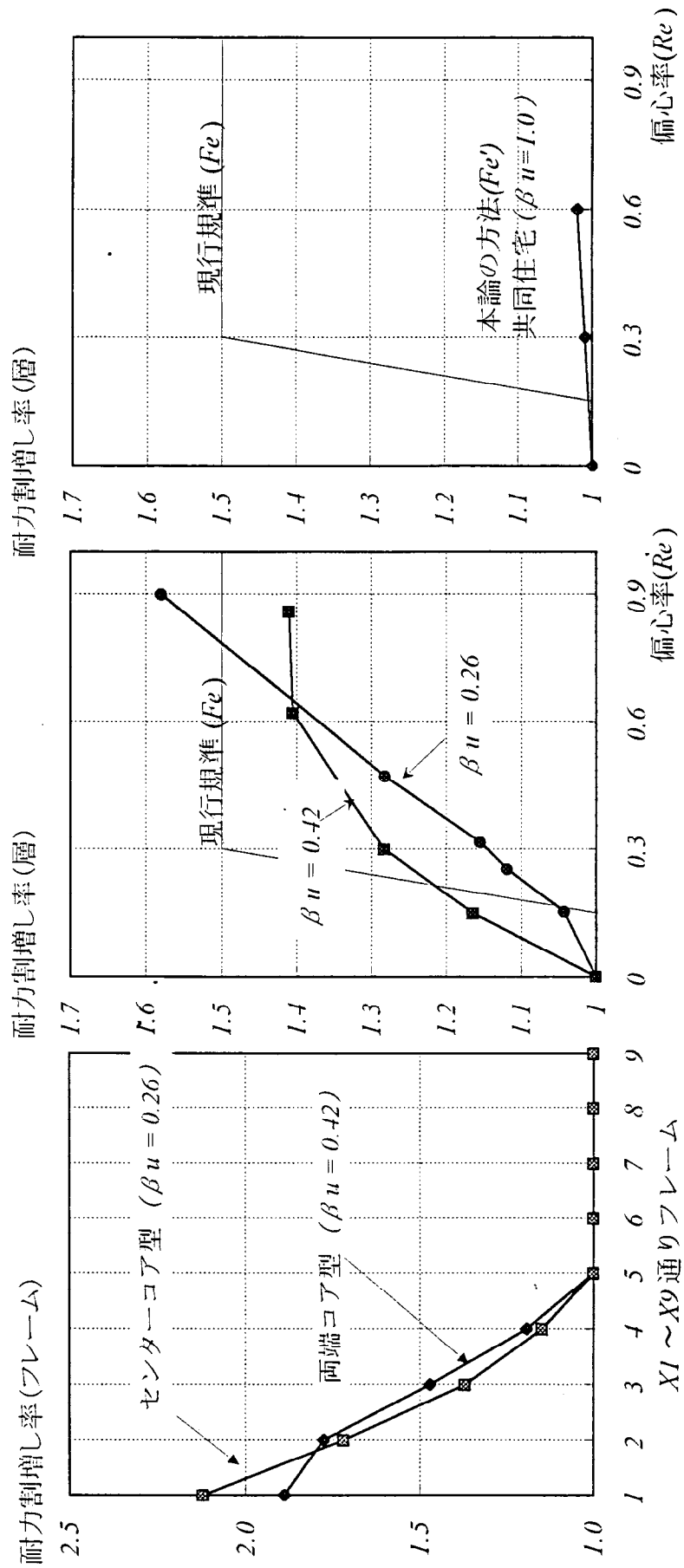


図 4-3 フレームごとの耐力割増し率分布
 $X1 \sim X9$ 通りフレーム

図 4-4 耐力割増し率—偏心率関係

図 4-5 耐力割増し率—偏心率関係

第 5 章

偏心を有する鉄筋コンクリート造立体フレームの実験

5.1 はじめに

5.2 試験体の設計

5.3 実験概要

5.4 実験結果および考察

5.5 実験結果と解析結果の比較

5.6 まとめ

5.1 はじめに

第2章では偏心を有するRC造建物の耐力割増し率算出方法の提案を行い、第3章では比較的壁量が少ないモデルの場合を対象に偏心を有する建物に対する耐力割増しに関して諸検討を行った。第4章では、比較的壁量が多いモデルを対象に偏心を有する建物に対する耐力割増しに関して諸検討を行った。

第2章による耐力割増し率算出方法は静的一方向載荷によるエネルギー一定則に基づいたものである。一般的に地震力は繰返し荷重が入力されると考えられるが、本論のモデル化により非線形有限要素法解析を取り入れる場合、繰返し荷重を受けるコンクリートのモデル化が困難である。

本論のモデル化では2次元フレームを組み合わせた3次元擬似立体フレームモデルを用いているので、「実際の3次元フレームモデル」と「解析に用いる3次元擬似立体フレームモデル」の振れによる力学的特性の適合性を確認する必要がある。

本章では、第5.2節で試験体を設計し、「無偏心であり基準となる試験体」、「偏心を有する試験体」、および「偏心を有する試験体に対して第2章の方法により耐力を割増した試験体」の正負交番繰返し載荷実験を行う。

以上の偏心を有する鉄筋コンクリート造立体フレームの実験により、実験結果と解析結果の適合性を検討し、第2章で提案した線材と面材の複合モデルを用いた3次元擬似立体フレームモデルの解析および耐力割増し方法の妥当性について検証する。

5.2 試験体の設計

5.2.1 解析

5.2.1.1 はじめに

偏心を有する中低層 RC 造建物で曲げ降伏先行型耐震壁脚部において塑性変形を期待する構造物を対象建物とする。

第 4 章で述べたように全フレームが耐震壁フレームであるモデルでは剛性が高く保有水平耐力が大きくなる傾向があるため、本章のモデルでは壁量ができるだけ少なくなるように設定した。

5.2.1.2 解析モデル概要

表 5-1 に解析モデル一覧を示す。解析モデル総数は 3 で変動要因は偏心距離である。偏心距離は第 2 章のモデル化により解析を行い弾性剛性時偏心率 Re のレベルが 0.3 および 0.5 となるように設定した。

解析モデルはすべて柱降伏型の崩壊メカニズムを形成するものとして計画した。解析モデルに捩れモーメントを入力するために剛床によりフレーム間を接続する必要がある。しかし、スラブは梁の曲げ耐力を増大し、そのスラブの協力幅を予測することが困難であるので、明解な崩壊メカニズムを形成させるために柱降伏型とした。

モデル名「00」および「03」の全ての柱主筋は 6-D10 である。「00」は無偏心のモデルのため基準となる解析モデルである。

「03」は弾性剛性時偏心率が約 0.3 であり、「00」との相違は偏心距離である。

「05」は弾性剛性時偏心率が約 0.3 であり、「00」との相違は偏心距離であり、偏心距離は「03」よりも大きい。

5.2.1.3 解析モデル形状

図 5-1-1～図 5-1-7 に伏図および軸組図を示す。スパンは X 方向 850mm×2 スパン、Y 方向 850mm×1 スパンである。階高は 1、2 階 490mm、3 階 500mm で階数は 3 である。X1 通りおよび X3 通りはラーメンフレームであり、X2 通りは耐震壁フレームである。

図 5-1-8 に解析モデル概念を示す。柱断面(C1～3)が横長の長方形($B \times D = 200 \times 100$)であるのは、柱のせん断スパンを変化させずに、正方形の柱(100×100)2 本分の曲げ耐力を有するように計画しているためである。すなわち、「ラーメンフレームが 4 フレーム・耐震壁フレームを 1 フレーム有する構造物」を、「ラーメンフレームが 2 フレーム・耐震壁フレームを 1 フレーム有する構造物」にモデル化した。(加力装置・試験体製作上の都合による。)

図 5-1-9 にラーメンフレームのモデル化を示す。部材の構造芯に線材モデルを配置するように X1 および X3 通りフレームのモデル化を行った。

図 5-1-10 に耐震壁フレームの要素分割を示す。耐震壁部分は FEM モデルを用いるため図のような要素分割を行った。

5.2.1.4 部材

表 5-2～表 5-4 に部材リストを示す。すべての部材は、架構を構成する部材に生ずる応力に対してせん断破壊等耐力が急激に低下する破壊が生じないよう、塑性変形の度が特に高い部材(FA,WA)として設定した。

後述による縮小模型の試験体を製作する上で、柱主筋量を上下階で変更することは困難である。層ごとで柱断面は異ならないため、2、3 層の柱主筋は過度に配筋されているものと位置付けられる。よって、主な検討対象層は 1 層である。

明解な柱降伏型の崩壊メカニズムを形成するように試験体を計画するには、梁は柱に比べて、できるだけ耐力が高い部材であることが望まれる。よって、梁主筋は高強度異形鉄筋($\sigma_y=1,300\text{MPa}$)とし上・下端筋とも 4-U12.6 とした。

部材レベルでは、前述のような FA、WA 部材にするために、柱・梁のせん断補強筋には高強度異形鉄筋($\sigma_y=1,300\text{MPa}$)を 20mm ピッチで配筋し十分なせん断耐力を有するものとした。

スラブ厚さは R 階スラブ 100mm、基礎スラブ 200mm、他階スラブ 40mm とし、加力点および支点においては十分な剛性を持つものとした。

5.2.1.5 コンクリート

コンクリート設計基準強度は基礎（スタブ）において 42MPa、その他において 27MPa とした。

5.2.1.6 鉄筋

表 5-5 に鉄筋の材料特性一覧を示す。

普通鉄筋は D6、D10 および D13 を用いた。D6 は耐震壁フレームの柱主筋、壁筋に使用し、D10 および D13 はラーメンフレームの柱主筋に使用した。

異形 PC 鋼棒は U 6.4～U12.6 を用い、U6.4 は柱、梁のせん断補強筋として用いた。U7.1 は 2F および 3F のスラブ筋として用いた。U10.7 は RF スラブ筋として用いた。U12.6 は梁主筋および基礎スラブ筋として用いた。

図 5-1-11 に鉄筋の応力度－歪度（ $\sigma - \epsilon$ ）関係を示す。図中の実線は材料試験結果、破線は後述の解析に用いるときのモデルを示している。

D6 では明瞭な降伏棚を示さず歪度が 60,000(μ)程度まで応力度が上昇する材料特性を示した。D10 は明瞭な降伏棚を示し歪度が 30,000(μ)程度から歪硬化した。

5.2.1.7 解析モデルの載荷

ラーメンフレームである X1 および X3 通りフレームにおいては 3 層の柱頭に、耐震壁フレームである X2 通りフレームにおいては 3 層壁頭に外力を与えた。

5.2.2 解析結果

5.2.2.1. 層せん断力－層間変位関係

図 5-1-12 に 3 モデルの層せん断力－層間変位関係を示す。層間変位（および層間変形角）は重心位置（載荷位置）の値を用いた。全てのモデルにおいて 1 階柱頭・柱脚・壁脚にヒンジが生じ、同様の崩壊メカニズムを形成したため、最大荷重はほぼ同じである。初期剛性はほぼ同じであるが、塑性化に伴う剛性低下が異なり、偏心距離に比例して（「00」→「03」→「05」）、剛性低下が大きくなることが分かる。理由として捩れ変位の増大が考えられる。

一般的な建物では層間変形角約 $1/400 \sim 1/200$ (rad)において壁脚が曲げ降伏し、約 $1/200 \sim 1/100$ (rad)で崩壊メカニズムを形成し最大荷重に達すると考えられる。本論のモデルでは全ての壁筋および壁フレーム柱（C4）主筋には、明瞭な降伏棚を示さず歪度が $60,000(\mu)$ 程度まで応力度が上昇する材料特性（図 5-1-11）を有する D6 を用いたため、 $1/60 \sim 1/50$ (rad)で崩壊メカニズムを形成し最大耐力に達した。

部材または構造物のエネルギー吸収量は塑性域において大きな割合を占めるため、終局限界状態を文献[1-2-8]では層間変形角で $1/100 \sim 1/80$ (rad)と設定しているが、本論では $1/50$ (rad)に設定する。

5.2.2.2 各フレームごとにおける耐力割増し率

本論において偏心を有する建物の耐震性能を向上させる目標は無偏心建物と同レベル、すなわち、等しいエネルギーを建物が吸収した際の各フレームの層間変位が終局限界変位を超えないこととする。

第2章と同様に無偏心モデルが終局限界変位に達するまでに吸収したエネルギーを「必要エネルギー」と定義する。図 5-1-13 に必要エネルギー吸収時各フレーム層間変位変位を示す。モデル名「03」、「05」の必要エネルギー吸収時層間変位はおもに X1 通りフレームにおいて終局限界時変位を上回る。偏心を有するモデルが必要エネルギーを吸収した時の各フレームの変位が終局限界変位を超えないように、振れ変位が増大するフレームの耐力を割増すものとする。本論のモデルでは、振れ変位が増大する X1 通りフレームの柱主筋量を増加することにより、1 層の耐力を割増した。

表 5-6 に耐力割増し率一覧を示す。必要エネルギー吸収時各フレームの層間変位が図 5-1-13 の「00」が示す終局限界時変位以下になるまで、モデル名「03」、「05」の X1 通りの柱主筋を増加させた結果の値を表に示した。耐力割増し後のモデル名をそれぞれ「03R」、「05R」とする。

耐力割増し後の柱断面は図 5-1-1～図 5-1-3 の伏図における () 内の符号による。柱符号 C2 はモデル名「03R」、C3 は「05R」の柱断面である。

5.3 実験概要

5.3.1 はじめに

試験体は前述第 5.2 節の試験体設計に基づいており、偏心を有する中低層 RC 造建物で曲げ降伏先行型耐震壁脚部において塑性変形を期待する構造物を、実験による 3 次元フレームモデルの対象建物とする。

第 4 章で述べたように全フレームが耐震壁フレームであるモデルでは剛性が高く保有水平耐力が大きくなる傾向があるため、本章の試験体では壁量ができるだけ少なくなるように設定した。

5.3.2 試験体

5.3.2.1 試験体概要

表 5-7 に試験体一覧を示す。試験体総数は 4 体で主な変動要因は偏心距離と耐力割増しの有無である。偏心距離は第 2 章のモデル化により解析を行い弾性剛性時偏心率 Re のレベルが 0.3 および 0.5 となるように第 5.2 節で設定した。

試験体はすべて柱降伏型の崩壊メカニズムを形成するものとして計画した。試験体に振れモーメントを入力するために剛床によりフレーム間を接続する必要がある。しかし、スラブは梁の曲げ耐力を増大し、そのスラブの協力幅を予測することが困難であるので、明解な崩壊メカニズムを形成させるために柱降伏型とした。

試験体名「00」および「03」の X1 および X3 通りフレームにおける全ての柱主筋は 6-D10 である。「00」は無偏心の試験体のため基準となる試験体である。

「03」は弾性剛性時偏心率が約 0.3 であり、「00」との相違は偏心距離である。

「03R」は「03」に対し第 2 章の方法により振れ変位が増大する X1 通りフレームの耐力を割増した試験体である。よって、「03」との相違は耐力割増しの有無ということになる。耐力割増し後の X1 通りの柱主筋量は「6-D10」→「10-D10」とした。

「05R」は「05」に対し第 2 章の方法により振れ変位が増大する X1 通りフレームの耐力を割増した試験体である。耐力割増し後の X1 通りの柱主筋量は「6-D10」→「6-D13 + 4-D10」とした。

5.3.2.2 試験体形状

試験体形状は第 5.2 節の解析モデル形状(図 5-1-1～図 5-1-7)と同様である。スパンは X 方向 2 スパン (850mm×2 スパン)、Y 方向 1 スパン (850mm) である。階高は 1、2 階 490mm、3 階 500mm で階数は 3 である。X1 通りおよび X3 通りはラーメンフレームであり、X2 通りは耐震壁フレームである。

柱断面(C1～3)が横長の長方形($B \times D = 200 \times 100$)であるのは、柱のせん断スパンを変化させずに、正方形の柱(100×100)2 本分の曲げ耐力を有するように計画しているためである。すなわち、「ラーメンフレームが 4 フレーム・耐震壁フレームを 1 フレーム有する構造物」を、「ラーメンフレームが 2 フレーム・耐震壁フレームを 1 フレーム有する構造物」にモデル化した。(第 5.2 節と同様)。

5.3.2.3 部材

部材は第 5.2 節(表 5-2～表 5-4)と同様である。すべての部材は、架構を構成する部材に生ずる応力に対してせん断破壊等耐力が急激に低下する破壊が生じないように、塑性変形の度が特に高い部材(FA,WA)として設定した。

縮小模型の試験体を製作する上で、柱主筋量を上下階で変更することは困難である。層ごとで柱断面は異ならないため、2、3 層の柱主筋は過度に配筋されているものと位置付けられる。よって、主な検討対象層は 1 層である。

明解な柱降伏型の崩壊メカニズムを形成するように試験体を計画するには、梁は柱に比べて、できるだけ耐力が高い部材であることが望まれる。よって、梁主筋は異形 PC 鋼棒($\sigma_y=1,300\text{MPa}$)とし上・下端筋とも 4-U12.6 とした。

部材レベルでは、前述のように FA、WA 部材にするために、柱・梁のせん断補強筋には異形 PC 鋼棒($\sigma_y=1,300\text{MPa}$)を 20mm ピッチのスパイラル状に加工したものを用いた。

スラブ厚さは R 階スラブ 100mm、基礎スラブ 200mm、他階スラブ 40mm とし、加力点および支点において十分な剛性を持たせるように配慮した。また、スラブに十分なせん断補強をするために、スラブ筋に異形 PC 鋼棒($\sigma_y=1,300\text{MPa}$)を用いた。

柱梁主筋およびスラブ筋に継手を設けず、柱主筋は 1～3 層まで通し配筋とし両端部を鋼製プレートに溶接することにより定着を確保した。

梁主筋およびスラブ筋については鉄筋端部にネジを切り、鋼製プレートを介してナットにより定着した。

5.3.2.4 コンクリート

コンクリート圧縮強度一覧を表 5-8 に示す。コンクリート設計基準強度は基礎（スタブ）において 42MPa、その他において 27MPa であり高流動コンクリートとした。

コンクリート打設は層ごとに分け試験体 1 体に付き 4 回、全 8 回、打設方向は高さ方向である。鉛直部材の打継ぎ面において表面を 5mm 程度研った後にコンクリートを打設することにより、鉛直部材は一体性を有するものとする。

全ての箇所にバイブレーターをかけることにより十分な締固めを行った。バイブレーターの軸部は鉛直部材腹部に到達しないために突棒を介してバイブレーターをかけた。

生コンクリートは業者に依頼し、最大粒径は 10mm の豆砂利とし、粒度分布は JIS に明記されていないため神奈川県土木共通仕様示方によった。

主筋間隔、かぶり厚の精度を確保するために十分なスペーサーを設置し、主な型枠を鋼製にして試験体の精度が向上するように努めた。

また、鋼製型枠の脱型がスムーズに行えるように、型枠の入隅には硬度の高いゴムプレートを緩衝させた。

試験体製作は学内実験室付近スペースにおいて写真 1-1～1-12 に示すように行った。

工程は 1999 年 3 月に試験体の概要を設計し、1999 年 4 月中旬までに詳細設計および材料の発注、1999 年 4 月末～1999 年 9 月中旬まで試験体の製作を行った。

5.3.2.5 鉄筋

鉄筋の材料特性は第 5.2 節(表 5-5)と同様である。

普通鉄筋は D6、D10 および D13 を用いた。D6 は耐震壁フレームの柱主筋、壁筋に使用し、D10 および D13 はラーメンフレームの柱主筋に使用した。

異形 PC 鋼棒は U 6.4～U12.6 を用い、U6.4 は柱、梁のせん断補強筋としてスパイラル状に加工して用いた。U7.1 は 2F および 3F のスラブ筋として用いた。U10.7 は RF スラブ筋として用いた。U12.6 は梁主筋および基礎スラブ筋として用いた。

鉄筋の応力度－歪度 ($\sigma - \varepsilon$) 関係は第 5.2 節(図 5-1-11)と同様である。図中の実線は材料試験結果を示している。

D6 では明瞭な降伏棚を示さず歪度が 60,000(μ)程度まで応力度が上昇する材料特性を示した。D10 は明瞭な降伏棚を示し歪度が 30,000(μ)程度から歪硬化した。

5.3.2.6 載荷

図 5-2-1 に載荷装置、図 5-2-2 に載荷模式図を示す。図 5-2-2 中の X,Y,Z はピンの回転可能な面を示す。

試験体基礎は柱脚 1 箇所につき 4 本の 23φPC 鋼棒により十分固定した。基礎側面には基礎梁主筋および基礎スラブ筋の定着余長が突出しているため、突出部分の位置に穴をあけた鋼製ボックスを正負両側の基礎側面にあて、鋼製ボックスを介してスクリュージャッキを配置することにより水平反力（圧縮力）をとるものとした。

最上階スラブの正負両側に 500kN ジャッキを取りつけた。R 階梁およびスラブ側面はネジ切りを施してある、R 階梁主筋および R 階スラブ筋の定着余長が突出しているため、突出部分の位置に穴をあけた鋼製ボックスをその正負両側の側面にあて、ナットにより十分に固定した。次に厚さ 30mm の溝形鋼を鋼製ボックスに 2 本の HTB-M24 を用いて正負両側に取り付けた。

油圧ジャッキは 500kN のものを用い、その溝形鋼にジャッキの先端を取りつけるものとし、接合はピン接合(回転は XY 面で可能)とした。

油圧ジャッキ頭部と脚部は YZ 面のピン支承を有し、ジャッキ先端は前述の通り、溝形鋼とピン接合となっているため、載荷はジャッキの引張力によるものとした。

制御は 1 層の層間変位で行い図 5-2-3 に示す載荷履歴により、正負交番繰返し載荷を行った。

一般的に、RC 造部材では繰返し荷重を受けると耐力低下を生じる傾向がみられる。この傾向に関しては様々な要因が複雑に影響するため、本論実験の繰返し回数は各層間変形角において 1 回とした。

5.3.2.7 変位の測定

図 5-2-4～図 5-2-6 に変位測定位置を示す。変位の測定は各階の層間変位および層の振れ回転角が測定できるように計画した。変位計は 2、3 階梁芯位置で各 10 個、3 階で 8 個、サンプル 1 個の合計 29 個用いた。

変位は基礎(スタブ)を基準とし、各柱芯・梁芯の交点、および壁の構造階高位置の変位を測定するものとした。図に示すように柱梁接合部においてコンクリート側面より X 軸方向に 130mm 突出させた点の変位を測定し、各柱芯・梁芯の交点の変位に換算するものとする。

コンクリート打設前にあらかじめ M12 インサートを柱梁接合部に配置しておき、出の長さが 100mm の M14 全ネジボルト、 $\phi 60\text{mm}$ の木製球のセットを設置し、先端にアクリル製のプレート（厚さ 5mm）を有する変位計をその木製球にあて、木製球の中心を測定するものとする。

壁の構造階高位置の変位は各階において壁フレーム柱側面に配置してある $\phi 150\text{mm}$ の球片に相当する鋼製プレートを介して、前述のような変位計先端をあてることにより測定している。すなわち、各階で X2 通りと Y1 通りの交点の変位を測定している。

5.3.2.8 歪ゲージ

図 5-2-7 に歪ゲージ添付位置を示す。ラーメンフレームである X1 通りおよび X3 通りの各階柱頭・柱脚主筋の危険断面位置、耐震壁フレームである X2 通りの 1 階壁脚主筋の危険断面位置に歪ゲージを添付した。

試験体に捩れ変位を与えるため、同一柱断面における全ての主筋が同時に降伏しない。捩れによる回転の中心は図心より右側に位置することが予想され、向かって左側の主筋から降伏すると考えられる。よって、一番右側の主筋が降伏したとき、全主筋が降伏したものとし、一番右側の主筋のみに歪ゲージを添付した。試験体「05R」における柱断面 C3 は主筋に D10 と D13 を用いているため、一番右側の D10 と D13 両方の主筋に歪ゲージを添付した。

1 箇所の添付位置につき伏図に向かって上下方向に歪ゲージを 1 枚ずつ合計 2 枚添付した。歪ゲージはシアン化系接着剤により接着した後、蝟により防水処理を施し、保護テープを巻き付けることにより養生を行った。

歪ゲージのリード線が主筋の付着耐力に悪影響を及ぼさないように、コンクリート打設対象スラブから下階柱頭、上階柱脚に添付した歪ゲージのリード線を引き出した。

歪ゲージは 3 線式を用い、温度による抵抗の変化の補正を行うことが可能である。

5.4 実験結果および考察

5.4.1 層せん断力－層間変位関係

図 5-2-8 に層せん断力－層間変位 ($Q-\delta$) 関係を示す。層間変位（および層間変形角）は重心位置（載荷位置）の値を用いた。

全ての試験体において原点 (0,0) に対して正側載荷による $Q-\delta$ 関係と負側載荷による $Q-\delta$ 関係はほぼ点対称となった。

試験体「00」では最後の載荷サイクルである層間変形角 $R=\pm 1/80(\text{rad})$ の正負交番繰返し載荷を終了した後、最終一方向載荷において、 $R\div 1/54(\text{rad})$ で最大耐力を迎え、10% 程度の耐力低下を起したのち、 $R\div 1/23(\text{rad})$ まで顕著な耐力低下は生じずに良好な変形性能を示した。

試験体「03」では最後の載荷サイクルである層間変形角 $R=\pm 1/80(\text{rad})$ の正負交番繰返し載荷を終了した後、最終一方向載荷において、 $R\div 1/49(\text{rad})$ で最大耐力を迎え、緩やかな耐力低下を起すが $R\div 1/23(\text{rad})$ まで顕著な耐力低下は生じずに良好な変形性能を示した。

試験体「03R」では最後の載荷サイクルである層間変形角 $R=\pm 1/80(\text{rad})$ の正負交番繰返し載荷を終了した後、最終一方向載荷において、 $R=1/50(\text{rad})$ を超えても耐力は緩やかに上昇し $R\div 1/21(\text{rad})$ まで耐力低下は生じずに良好な変形性能を示した。

試験体「05R」では最後の載荷サイクルである層間変形角 $R=\pm 1/80(\text{rad})$ の正負交番繰返し載荷を終了した、最終一方向載荷において、 $R\div 1/53(\text{rad})$ で最大耐力を迎え、10% 程度の耐力低下を起したのち、 $R\div 1/24(\text{rad})$ まで顕著な耐力低下は生じずに良好な変形性能を示した。

図 5-2-9 に層せん断力－層間変位 ($Q-\delta$) 関係の包絡線を示す。

一般的な建物では層間変形角約 $1/400 \sim 1/200(\text{rad})$ において壁脚が曲げ降伏し、約 $1/200 \sim 1/100(\text{rad})$ で崩壊メカニズムを形成し最大荷重に達すると考えられる。

試験体には全ての壁筋および壁フレーム柱 (C4) 主筋には、明瞭な降伏棚を示さず歪度が $60,000(\mu)$ 程度まで応力度が上昇する材料特性 (図 5-1-11) を有する D6 を用いたため、 $1/60 \sim 1/50(\text{rad})$ で崩壊メカニズムを形成し最大耐力に達した。

部材または構造物のエネルギー吸収量は塑性域において大きな割合を占めるため、終局限界状態を文献[1-2-8]では層間変形角で $1/100 \sim 1/80(\text{rad})$ と設定しているが、本章では $1/50(\text{rad})$ に設定する。

最大耐力は耐力割増しの大きい試験体から順に $05R > 03R > 00 \approx 03$ となった。全ての試験体において層間変形角約 $1/50\text{rad}$ 付近ではほぼ最大耐力に達し 1 層の鉛直部材にヒンジが生じ崩壊メカニズムを形成した。

試験体「00」は無偏心であり基準となる試験体である。「03」は載荷位置を 130mm、X1 通り側に移動することにより偏心距離を与え、捩れを生じさせた。そのため、「00」と「03」を比較すると「03 の $Q-\delta$ 」は「00 の $Q-\delta$ 」を下回った。「03」は捩れ変位が増大するために剛性が「00」より低下するためであると考えられる。「03」では捩れ変位が増大したが、「00」と「03」の各々のフレームで同様な崩壊形を形成したため、最大耐力は「00」が 219kN、「03」が 212kN であり、ほぼ同じ最大耐力であったと判断する。

「03」と「03R」は偏心距離が同じであるが、「03R」は第 2 章の方法により X1 通りフレームの耐力を割増した試験体である。 $Q-\delta$ を比較すると「03R」の剛性と耐力は「03」のそれを上回った。第 2 章の方法により X1 通りフレームの柱主筋を「6-D10」から「10-D10」に増加させた効果が表れているものと考えられる。最大耐力は 212kN(03) から 225kN(03R)に増加した。

「03R」と「05R」を比較すると「05R」の $Q-\delta$ は「03R」の $Q-\delta$ を上回った。「03R」

の偏心距離は 130mm であるのに対し、「05R」の偏心距離は 180mm である。「03R」と「05R」は同様に第 2 章の方法により耐力を割増した試験体なので、「05R」の方が偏心の度合いが大きいために耐力割増し率も大きくなる。そのため、「05R」では第 2 章の方法により X1 通りフレームの柱主筋を「6-D10」から「6-D13+4-D10」に増加させた。「03R」と「05R」の各々のフレームで同様な崩壊形を形成したため、最大耐力は 225kN(03R)から 252kN(05R)に増加した。

5.4.2 破壊性状

図 5-2-10～図 5-2-13 に試験体の破壊状況(1 層の層間変位 -5.5mm ($-1/80\text{rad}$)時)、写真 2-1～2-4 に最終破壊状況を示す。

試験体「00」において、X1 および X3 通りフレームでは同様な破壊状況となった。主に 1 層部材において曲げせん断ひび割れが伸展し、1 層柱頭柱脚の危険断面位置のひび割れ幅が増大して最終的な変位に達した。X2 通りの耐震壁フレームでは 1 層の層間変形角で約 $1/800\text{rad}$ から曲げせん断ひび割れが発生し、変位が進むにつれひび割れの本数が増加し、1 層壁脚の危険断面位置のひび割れ幅が増大するとともに壁面がせん断滑り破壊を生じて最終的な変位に達したが、せん断滑り破壊の発生による著しい耐力の低下は見られなかった。偏心を有する他の試験体の X2 通り耐震壁フレームについても同様な破壊性状を示し、捩れが原因であると考えらるひび割れは特に発生しなかった。

「03」では、X1 通りフレームの方が X3 通りフレームよりも捩れ変位が増大し層間変位が大きくなるため、X1 通りフレーム方がひび割れは伸展し、ひび割れ幅も大きくなる傾向を示した。X2 通りの耐震壁フレームについては、ほぼ「00」と同様な破壊性状を示した。

「03R」と「05R」では、ほぼ、「00」と同様な破壊状況を示し、捩れが原因であると考えらるひび割れは特に発生しなかった。

5.4.3 柱主筋および壁縦筋の歪度

図 5-2-14 に、ラーメンフレーム(X1、X3 通りフレーム)の柱脚危険端面位置の主筋歪度を示す。図は偏心のない試験体「00」のものであり、X 軸に層間変形角、Y 軸に歪度を示した。X 軸の層間変形角は $0 \sim +1/400 \sim -1/400 \sim +1/200 \sim -1/200 \sim +1/133 \sim -1/133 \sim +1/100 \sim -1/100 \sim +1/80 \sim -1/80$ のように測定ステップの順に並んでいる。

材料試験結果より降伏歪度は $2,236\mu$ であった。

X1、Y1 通り柱の歪度は $+1/133\text{rad}$ のサイクルで②の主筋の歪度が降伏歪度を越えた。それ以降のサイクルにおける主筋の歪度は、さらに増大すると考えられるが、得られた歪度のデータは必ずし増大しておらず、歪ゲージの耐久性を考慮すると不確かなものであると考えられる。(以下の歪度に関しても同様である。)

X1、Y2 通り柱の歪度は $-1/133 \sim 1/100\text{rad}$ のサイクルで③④の主筋の歪度が降伏歪度を越えた。

X2、Y1 通り柱の歪度は $+1/200 \sim 1/133\text{rad}$ で⑥の主筋の歪度が降伏歪度を越えた。

X2、Y1 通り柱の歪度は $+1/100\text{rad}$ で⑧の主筋の歪度がほぼ降伏歪度に達した。

図 5-2-15 に耐震壁フレーム(X2 通りフレーム)の壁脚危険端面位置の主筋歪度を示す。図は偏心のない試験体「00」のものであり、X 軸に層間変形角、Y 軸に歪度を示した。X 軸の層間変形角は $0 \sim +1/400 \sim -1/400 \sim +1/200 \sim -1/200 \sim +1/133 \sim -1/133 \sim +1/100 \sim -1/100 \sim +1/80 \sim -1/80$ のように測定ステップの順に並んでいる。材料試験結果より降伏歪度は $2,632\mu$ であった。(鉄筋の応力度—歪度($\sigma-\epsilon$)関係において弾性剛性を 0.2%オフセットした直線と材料試験結果の $\sigma-\epsilon$ 関係の交点を降伏歪度と定義する。)

$+1/400\text{rad}$ のサイクルで W1 における鉄筋は降伏歪度を越え、 $+1/200\text{rad}$ のサイクルでは W1～W5 における鉄筋は降伏歪度を越えた。それ以降のサイクルにおける鉄筋の歪度は、さらに増大すると考えられるが、得られた歪度のデータは必ずし増大しておら

ず、歪ゲージの耐久性を考慮すると不確かなものであると考えられる。

上述中の偏心のない試験体「00」の層間変形角(rad)は重心位置（載荷位置）の値であり各フレームの層間変形角とほぼ等しい。

他の偏心を有する試験体においては、各フレームの層間変形角が同一にならず、振れ変位増大する X1 通りフレームの層間変位が先に大きくなり、X3 通りフレームの層間変位は X1 通りフレームより小さくなる。

よって、偏心を有する試験体において鉄筋(柱主筋および壁縦筋)の降伏は X1 通りフレームの方が先に生じるが、各試験体における各フレームの降伏時層間変形角はほぼ同様であった。

5.4.4 捩れ回転角一層間変形角関係

図 5-2-16 に捩れ回転角一層間変形角(θ — R)関係を示す。X 軸に層間変形角、Y 軸に捩れ回転角を示した。X 軸の層間変形角は各試験体の 1 層の値であり、正側載荷時の測定データーを表した。Y 軸の捩れ回転角は X1 通りフレームの層間変位と X3 通りの層間変位の差を X1～X3 通り間の長さ(850mm×2=1,700mm)で除した値(rad)で表した。

偏心のない試験体「00」は、 $R=1/100\text{rad}$ までほぼ $\theta=0$ であるが、 $R=1/100\text{rad}$ を超えると θ は増加し、絶対値の最大で約 $1/500\text{rad}$ の捩れ回転角が生じた。試験体製作上の誤差、載荷装置の誤差等により、偏心のない試験体において、多少の捩れ回転角が生じた。よって、 $\theta=\pm 1/500(\text{rad})$ は許容誤差内とする。試験体「03」は $R=1/25\text{rad}$ まで、捩れ回転角が増加する傾向が見られる。偏心に対して補強がない場合、層間変形角の増加とともに捩れ回転角は増加する。試験体「03R」および「05R」の捩れ回転角は終局限界変形角($R=1/50\text{rad}$)で、ほぼ許容誤差内に低下する傾向が見られた。

よって、第 2 章の方法により捩れ変位が増大するフレーム(X1 通りフレーム)の耐力を効果的に割増すことにより捩れ回転角を低下させることは可能である。

5.4.5 X1、X3 通りフレーム層間変位の重心位置層間変位に対する比

図 5-2-17 および図 5-2-18 に X1、X3 通りフレーム層間変位の重心位置層間変位に対する比（以下、 η ）を示す。Y 軸において 1.0 は重心位置層間変位を示し、それに対する X1、X3 通りフレーム層間変位の比率（以下、それぞれ、 η_1 、 η_3 ）を示している。1.0 より離れるほど捩れ変位が大きいことを意味する。各フレームはスラブにより接続しているため、 η_1 および η_3 は各試験体ごとに、ほぼ同様に増減する。

偏心のない試験体「00」の η_1 および η_3 は約 0.9～1.1 の範囲にある。試験体製作上の誤差、載荷装置の誤差等により、偏心のない試験体において、X1～X3 通りフレームの層間変位が同一にならず、 η_1 および η_3 は約 1.0 ± 0.1 (10%程度の誤差)となった。

「03」の η_1 および η_3 は $1.0 \pm 0.3 \sim 0.6$ の間で変化している。偏心に対する耐力割増しは行っていないので、塑性化に伴って η_1 および η_3 が 1.0 に近づき捩れ変位が改善される傾向は見られない。

「03R」および「05R」の η_1 および η_3 は初期値 1.0 ± 0.6 程度から徐々に低下し層間変形角約 $1/50\text{rad}$ で 1.0 ± 0.1 の範囲内にある。すなわち、「00」と同等な捩れ変位に低下したことを意味する。

よって、第 2 章の方法により捩れ変位が増大するフレーム(X1 通りフレーム)の耐力を効果的に割増すことにより捩れ変位を低下させることは可能である。

5.4.6 吸収エネルギー—層間変形角関係

図 5-2-19 に吸収エネルギー—層間変形角関係を示す。層間変形角は 1 層における重心位置（載荷位置）の値を用いた。最終的な吸収エネルギーは耐力割増しの大きい試験体から順に $05R > 03R > 00 > 03$ となった。

図 5-2-20 に吸収エネルギー—層間変形角関係の拡大図を示す。本章で定義した終局限界変形角 $1/50\text{rad}$ において基準となる無偏心の試験体「00」の吸収したエネルギーは $1,452\text{kN}\cdot\text{mm}$ であった。

第 2 章において、地震の入力はエネルギーによって定義し、偏心を有する建物の場合、その偏心を有する建物を無偏心建物に置きかえ、終局限界時変位に達するまでに吸収したエネルギーを必要エネルギーとした。本章では、必要エネルギーを、試験体「00」の吸収したエネルギー $1,452\text{kN}\cdot\text{mm}$ とする。

試験体「03R」では「00」とほぼ同じ層間変形角 $1/50\text{rad}$ で必要エネルギーに達している。

試験体「05R」では層間変形角 $1/50\text{rad}$ で必要エネルギーを超えており、それ以前の約 $1/55\text{rad}$ で必要エネルギーに達した。

5.4.7 各フレームの層間変位

図 5-2-21 に X1～X3 通りフレームの層間変位を示す。実線は重心位置（載荷位置）の層間変形角 R が $1/50\text{rad}$ に達した時のものである。

試験体「03R」は $R=1/50\text{rad}$ でほぼ必要エネルギーに達したのでそのときの層間変位を必要エネルギー吸収時層間変位とする。

試験体「05R」は実線で示す $R=1/50\text{rad}$ において吸収エネルギーは必要エネルギーを超えている（前述 3.4 節）ので、吸収エネルギーと必要エネルギーが等しくなるとき、すなわち $R \doteq 1/55\text{rad}$ の変位を必要エネルギー吸収時層間変位とする。

図中の黒塗りゾーン（ $8.8\text{mm}(R=1/50)$ の $\pm 10\%$ 、 $7.9 \sim 9.7\text{mm}$ ）は 3.3 節で述べた無偏心の試験体「00」の誤差範囲内である。

試験体「03R」および「05R」の必要エネルギー吸収時各フレームの層間変位は、ほぼ黒塗りゾーン以下に位置しており、無偏心の試験体「00」の層間変位と同レベルであることが分かる。

よって、第 2 章の方法により偏心を有する試験体において、捩れ変位が増大するフレーム(X1 通りフレーム)の耐力を効果的に割増すことにより、等しいエネルギーを吸収したときの層間変位は無偏心の試験体と同等することができる。

5.5 実験結果と解析結果の比較

5.5.1 層せん断力－層間変位関係

図 5-3-1～図 5-3-4 に「実験結果の層せん断力－層間変位関係の包絡線」と「解析結果の層せん断力－層間変位関係」の比較を示す。「実験結果の層せん断力－層間変位関係の包絡線」と「解析結果の層せん断力－層間変位関係」は適合性が良いことが分かる。

5.5.2 各フレームの層間変位

図 5-3-5～図 5-3-8 に各フレームの層間変位の比較を示す。図は、重心位置（載荷位置）層間変形角 R が $1/50(\text{rad})$ に達した時の各フレームの層間変位である。図 5-3-5～図 5-3-7 は適合性が良いことが分かる。図 5-3-8 は多少の捩れ変位について実験値が解析値を上回るが、層間変形角 R が $1/50(\text{rad})$ を超えさらに進むと捩れの変位の差は小さくなる傾向が見られた。実験結果では解析結果に比べ、捩れ変位が増大する X1 通りフレームの耐力割増しの効果が表れるのが少し遅れたと考えられる。

5.5.3 ひび割れ状況

図 5-3-10 に試験体「00」の解析結果の主応力図（終局時）を示し、図 5-2-10 のひび割れ状況と比較する。赤い線は圧縮力、青い線は引張力を示す。

解析結果において層間変形角 $1/400\text{rad}$ では 3 層のような主応力の状況が 1 層および 2 層において見られた。

変形の増大に伴い壁脚部において引張歪度がとてもおおきくなる部分と、圧縮歪度がとても大きくなる部分が生じた。

解析結果の主応力の角度はほぼ 45 度方向を示し、図 5-2-10 のひび割れ状況図のひび割れ方向と同様な傾向を示していることが分かる。

5.5.4 鉄筋の歪度

図 5-3-9 に試験体「00」の X2 通りフレーム柱主筋および壁縦筋の歪度と層間変形角関係を示す。

図中の W1～W10 は図 5-2-14 における W1～W10 と同じ位置を示す。また、歪度一層間変形角関係図の点線部はそれ以下のステップで測定不能となったことを示す。

FEM モデルにおける要素分割は図 5-3-9 による。解析モデルにおける W1、W2、W9 および W10 は、ほぼ試験体と同じ位置に配筋したが、W3～W8 はコンクリートの要素分割を優先し、鉄筋量が同じになるように調整して配筋した。よって、W1、W2、W9 および W10 の実験結果と解析結果を比較し、W3～W8 のグラフについては参考までに実験結果のみを表示した。

W1、W2、W9 および W10 の実験結果と解析結果を比較すると、多少の相違はあるがほぼ類似の傾向を示すことが分かる。

5.6 まとめ

偏心を有する鉄筋コンクリート造立体フレームの実験およびそのモデルの第2章による解析を行い以下を得た。

- 1) 各試験体の最大耐力は耐力割増しの大きい試験体「05R」が一番大きく、次に「03R」であり、「00」と「03」は、ほぼ同じ最大耐力を示した。全ての試験体において層間変形角約 $1/50\text{rad}$ でほぼ最大耐力に達し1層の鉛直部材にヒンジが生じ崩壊メカニズムを形成した。
- 2) 全ての試験体において、1層の部材で曲げせん断ひび割れが伸展し、1層柱頭柱脚の危険断面位置のひび割れ幅が増大して最終的な変位に達した。X2通りの耐震壁フレームでは1層の層間変形角で約 $1/800\text{rad}$ から曲げせん断ひび割れが発生し、変位が進むにつれひび割れの本数が増加し、1層壁脚の危険断面位置のひび割れ幅が増大するとともに壁面がせん断滑り破壊を生じて最終的な変位に達したが、せん断滑り破壊の発生による著しい荷重の低下は見うけられなかった。偏心を有する他の試験体についても同様な破壊状況を示し、振れが原因であると考えらるひび割れは特には発生しなかった。
- 3) 第2章の方法により耐力割増しを行った試験体「03R」および「05R」において振れ変位が増大するフレーム(X1通りフレーム)の耐力を効果的に割増すことにより振れ回転角を低下させることは可能であることを実験によって確認した。
- 4) 第2章の方法により耐力割増しを行った試験体「03R」および「05R」の η_1 および η_3 は初期値 1.0 ± 0.6 程度から徐々に低下し層間変形角約 $1/50\text{rad}$ で 1.0 ± 0.1 の範囲内になった。「00」と同等な振れ変位に低下したと考えられるため、第2章の方法により振れ変位が増大するフレーム(X1通りフレーム)の耐力を効果的に割増すこ

とにより捩れ変位を低下させることは可能であることを実験によって確認した。

- 5) 吸収エネルギーは耐力割増しの大きい試験体から順に $05R > 03R > 00 \div 03$ となった。
- 6) 第2章の方法により偏心を有する試験体において、捩れ変位が増大するフレーム(X1通りフレーム)の耐力を効果的に割増すことにより、等しいエネルギーを吸収したときの層間変位は無偏心の試験体と同等することができる。
- 7) 「実験結果の層せん断力－層間変位関係の包絡線」と「解析結果の層せん断力－層間変位関係」はほぼ適合性はよい。
- 8) 重心位置（載荷位置）層間変形角 R が $1/50(\text{rad})$ における各フレームの層間変位の実験値と解析値を比較するとほぼ適合性はよい。
- 9) 解析結果の主応力の角度はほぼ 45 度方向を示し、ひび割れ状況図のひび割れ方向と同様な傾向を示していることが分かった。
- 10) W1、W2、W9 および W10 の実験結果と解析結果はほぼ類似の傾向を示すことが分かった。

表 5-1 解析モデル一覧

No.	モデル名	Re(偏心率)	gx (mm)	偏心距離 (mm)
1	00	0.00	850	0
2	03	0.38	720	130
3	05	0.51	670	180

Re: 弾性剛性時偏心率

gx: 載荷芯<gx=0はX1通りとY1通りの交点とする>

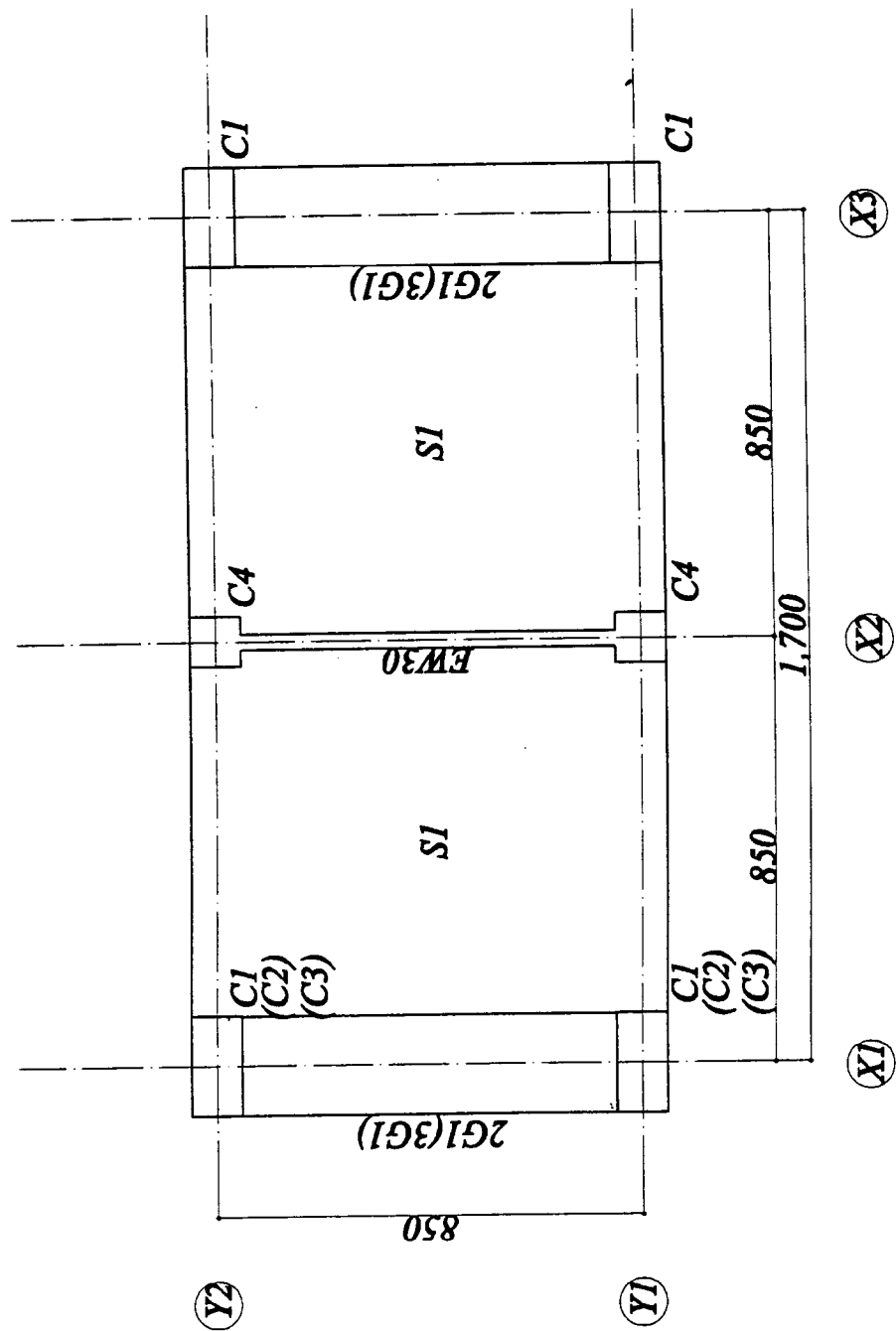


图 5-1-2 1、2 阶柱·壁、2、3 阶梁·床伏图 S=1:15

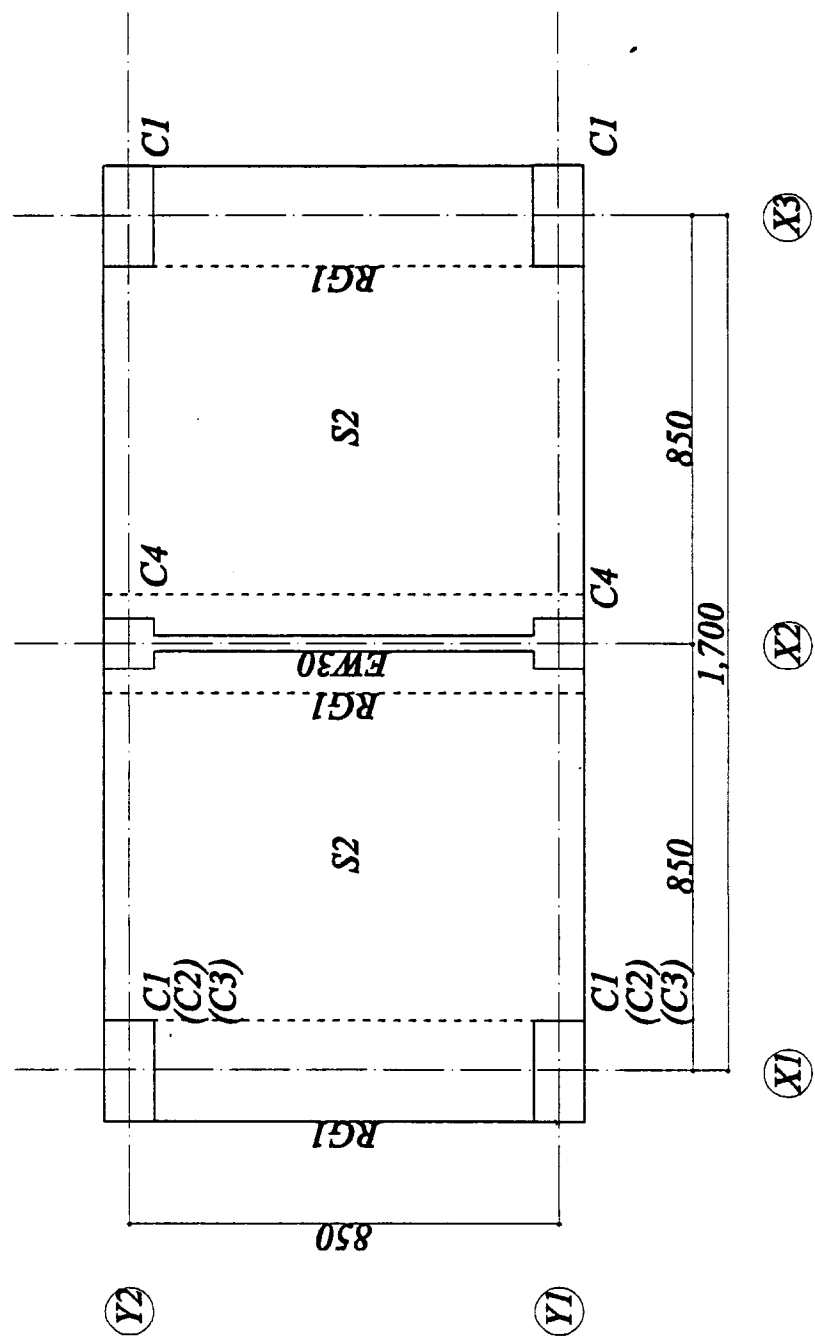


図 5-1-3 3階柱・壁、R階梁・床伏図 S=1:15

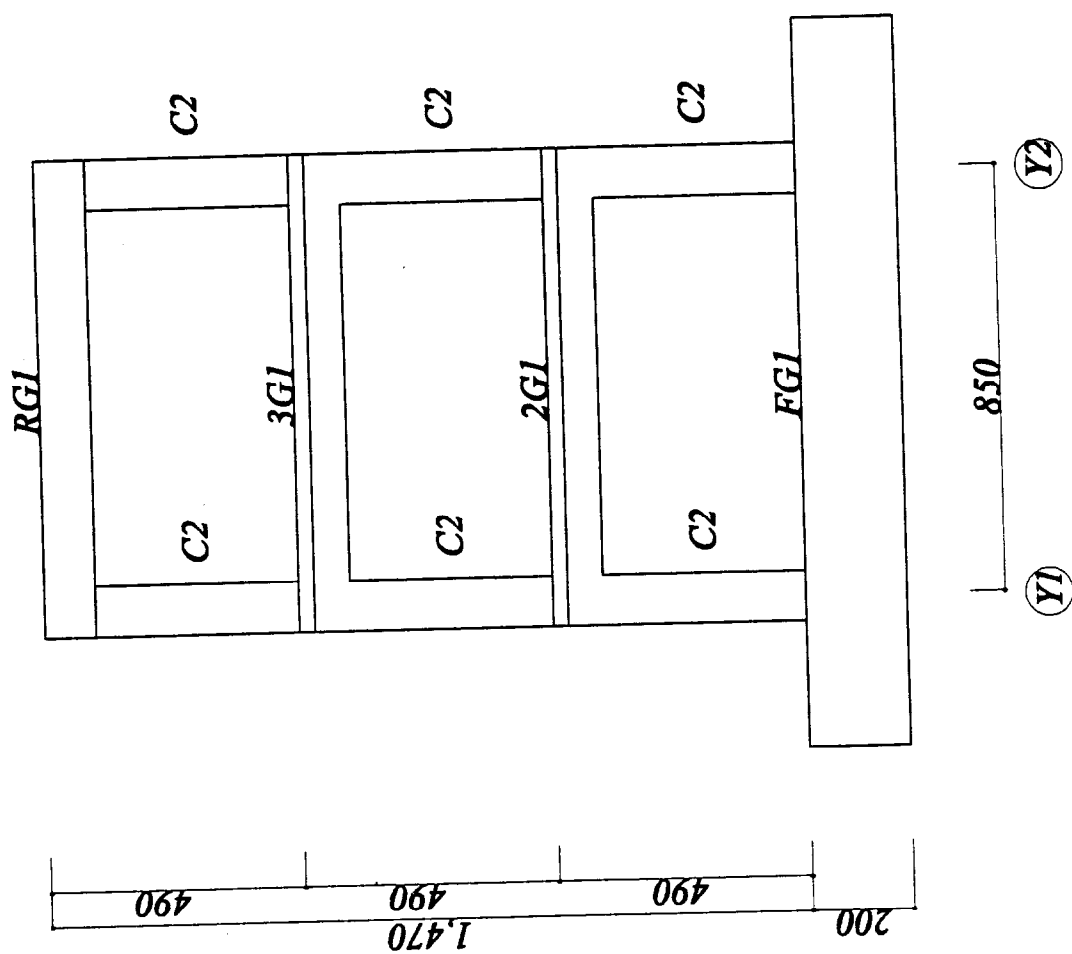


図 5-1-4 X1通り軸組図 S=1:15

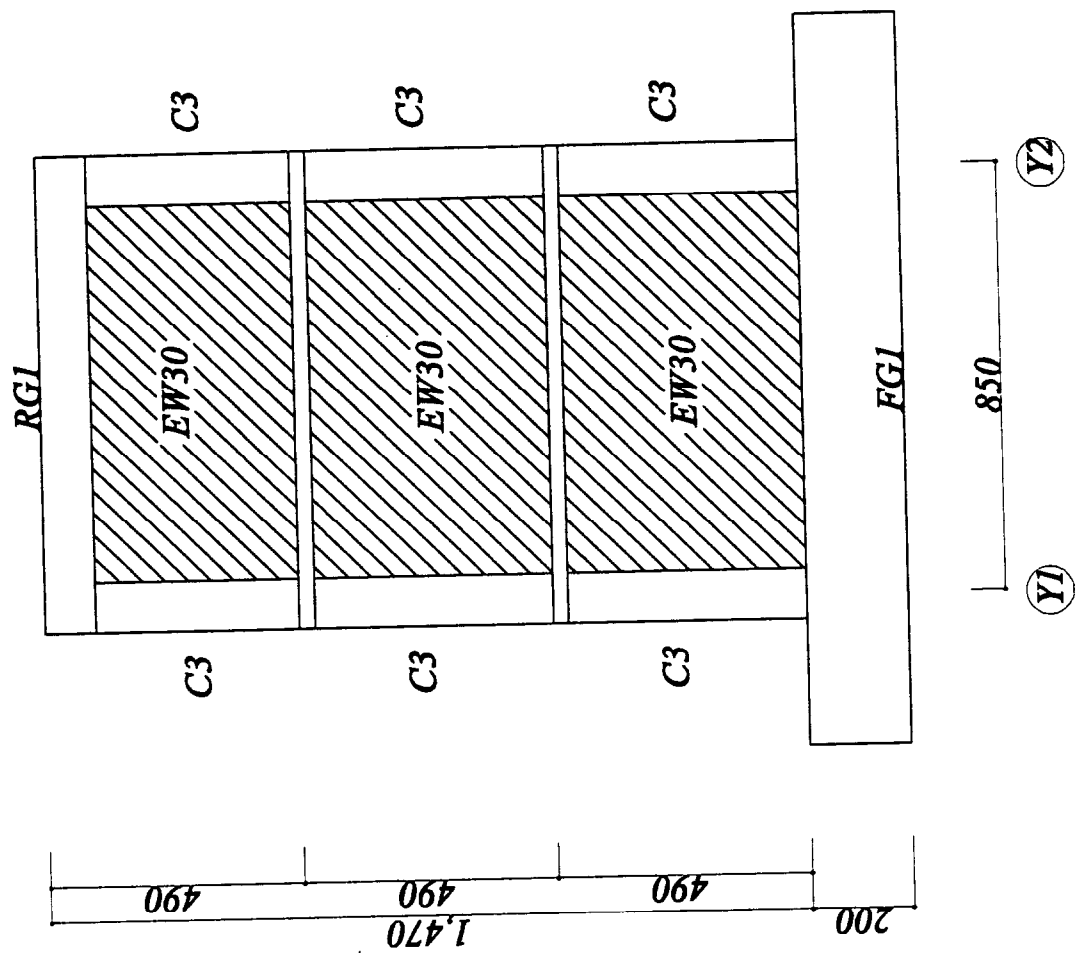


図 5-1-5 X2通り軸組図 S=1:15

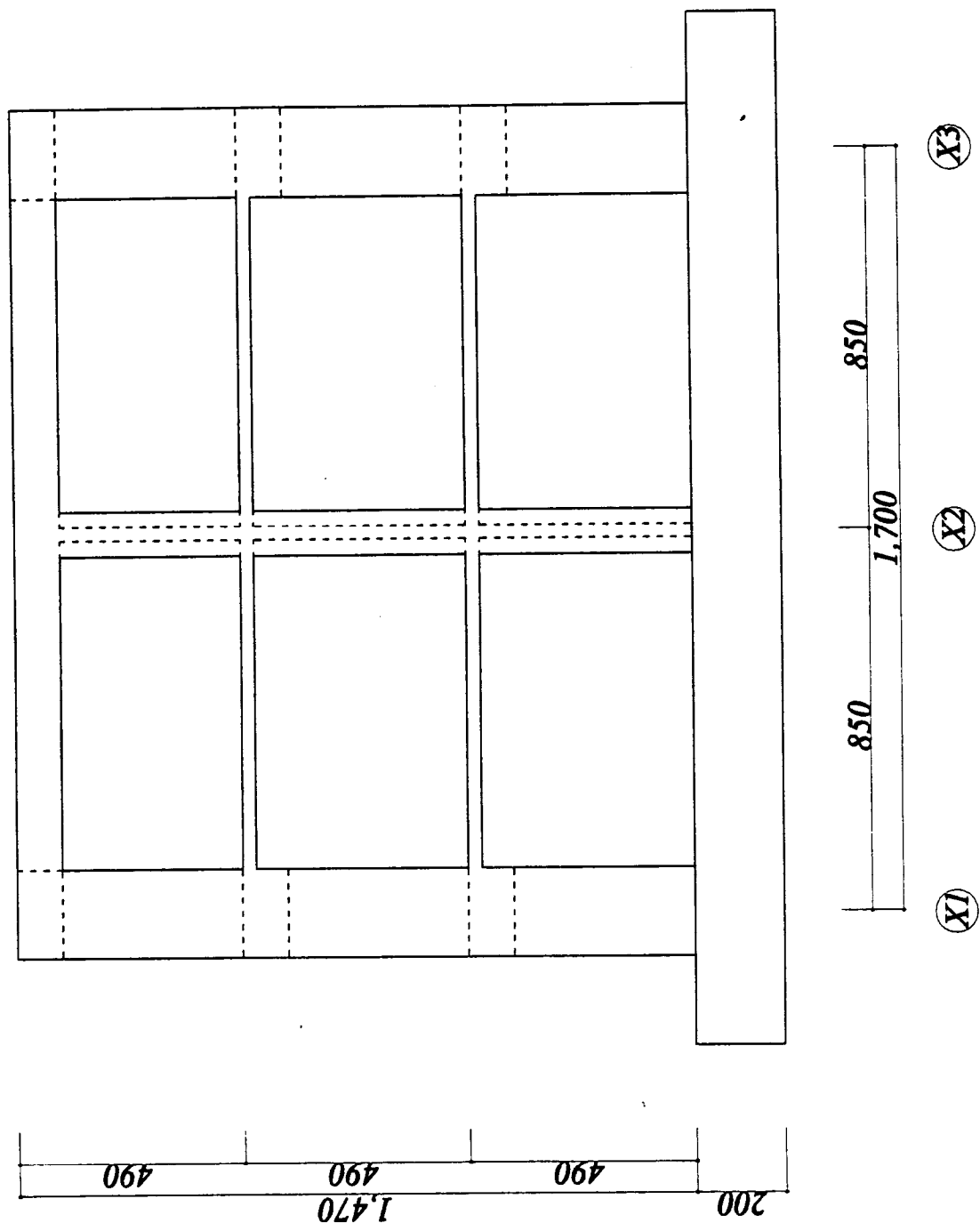


図 5-1-6 Y1通り軸組図 S=1:15

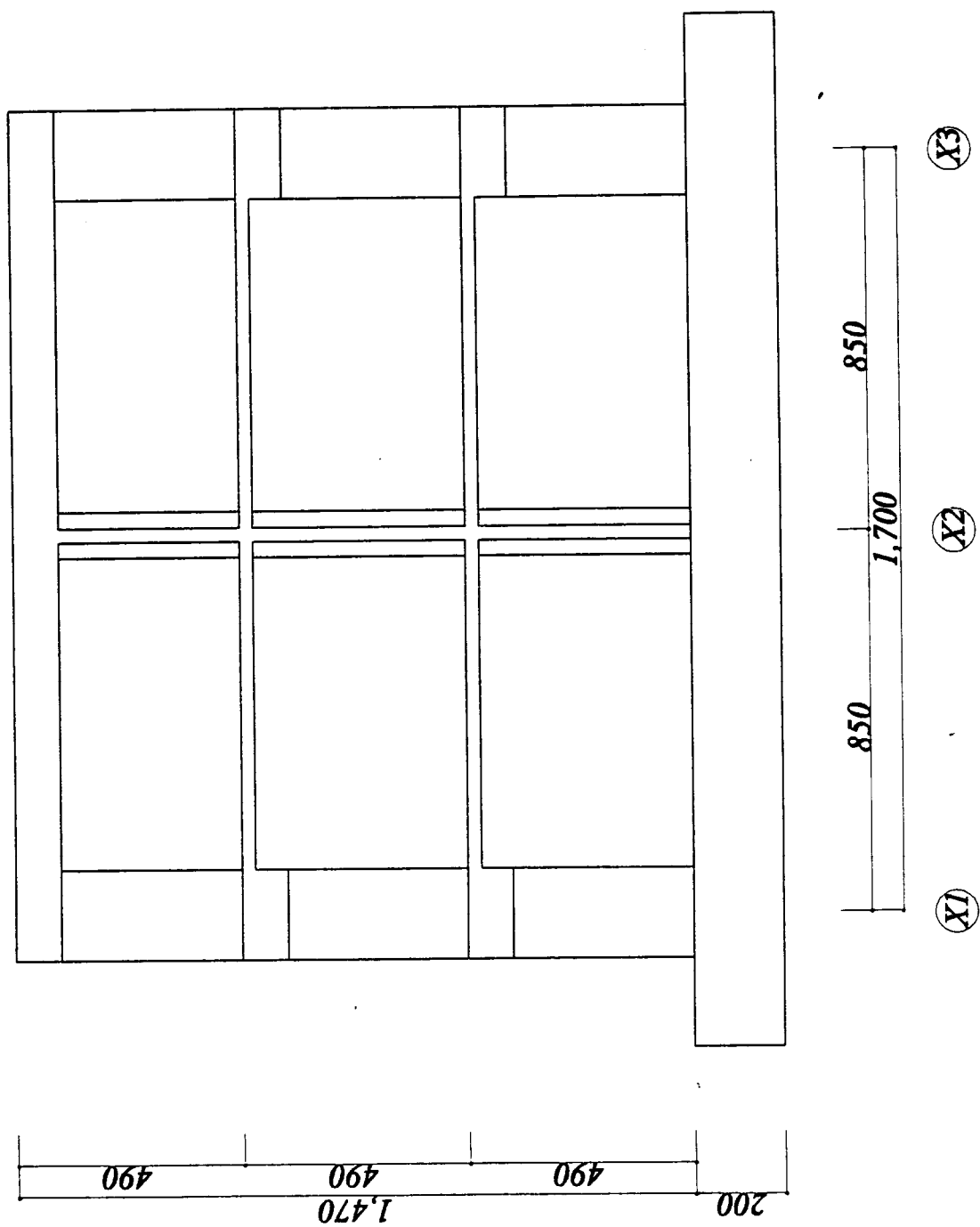


図 5-1-7 Y2通り軸組 図 S=1:15

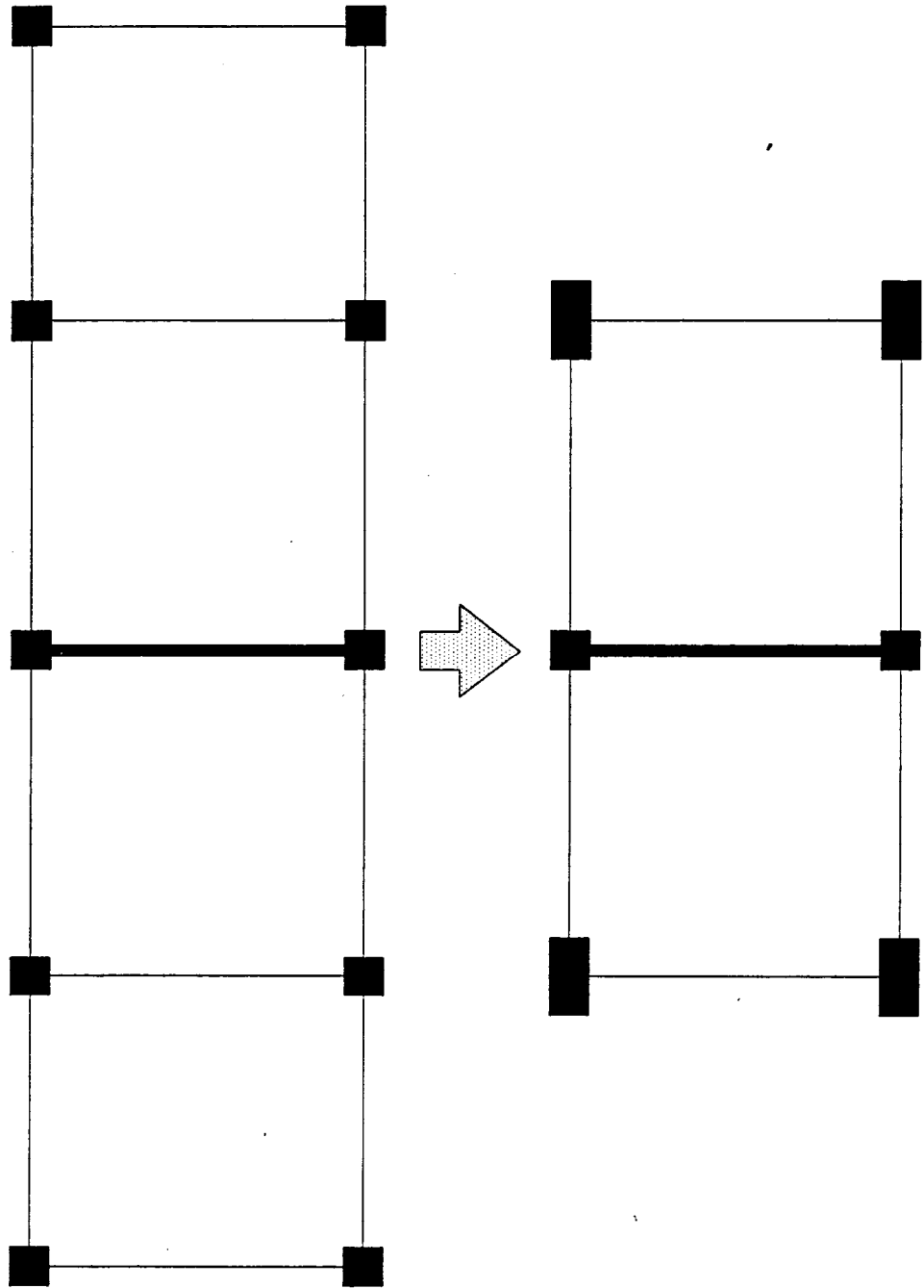


図 5-1-8 解析モデル概念

表 5-2 柱リスト

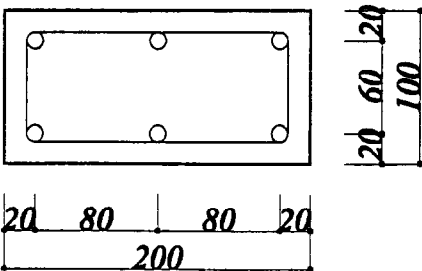
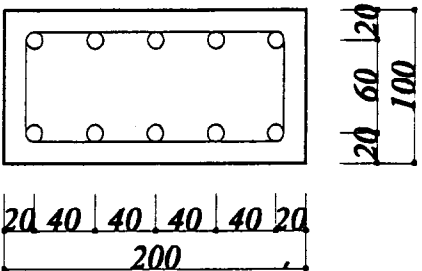
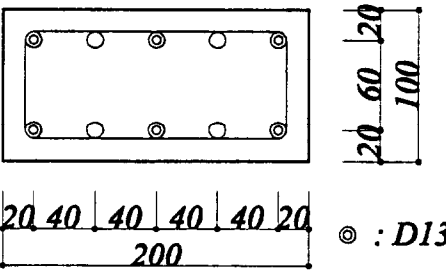
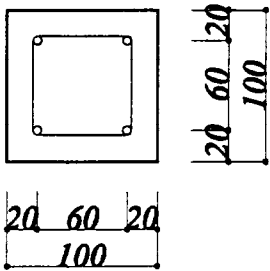
符号	C1	C2
位置	全断面	全断面
断面		
BxD	200 x 100	200 x 100
主筋	6-D10	10-D10
スパイラル	U6.4@20	U6.4@20
符号	C3	C4
位置	全断面	全断面
断面		
BxD	200 x 100	100 x 100
主筋	4-D10 + 6-D13	4-D6
スパイラル	U6.4@20	U6.4@20

表 5-3 梁リスト

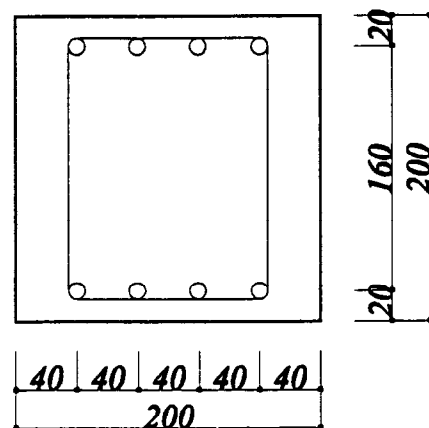
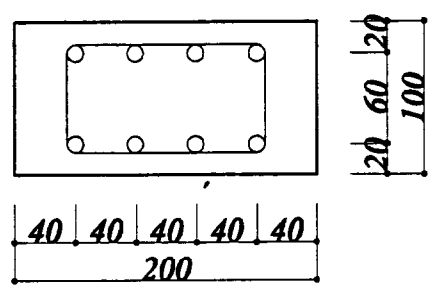
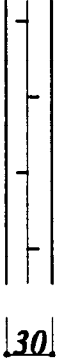
符号	<i>FGI</i>	<i>GI</i>
位置	全断面	全断面
断面		
<i>BxD</i>	200 x 200	200 x 100
上端筋	4-U12.6	4-U12.6
下端筋	4-U12.6	4-U12.6
スパン	U6.4@20	U6.4@20

表 5-4 壁・スラブリスト

符号	<i>EW30</i>
断面	
縦筋	<i>D6@150</i>
横筋	<i>D6@ 50</i>

符号		X 方向	Y 方向	<i>t</i>
<i>FS 1</i>	上端筋	<i>U12.6@100</i>	<i>U12.6@100</i>	200
	下端筋	<i>U12.6@100</i>	<i>U12.6@100</i>	
<i>S 1</i>	シングル配筋	<i>U 7.4@ 50</i>	<i>U 7.4@ 50</i>	40
<i>S 2</i>	上端筋	<i>U10.7@100</i>	<i>U10.7@100</i>	100
	下端筋	<i>U10.7@100</i>	<i>U10.7@100</i>	

表 5-5 鉄筋の材料特性一覧

	$\sigma_y(\text{MPa})$	$\varepsilon_y(\mu)$
D 6	337	2,632
D10	358	2,236
D13	360	1,938
U 6.4	1,366	
U 7.1	1,405	
U10.7	1,455	
U12.6	1,432	

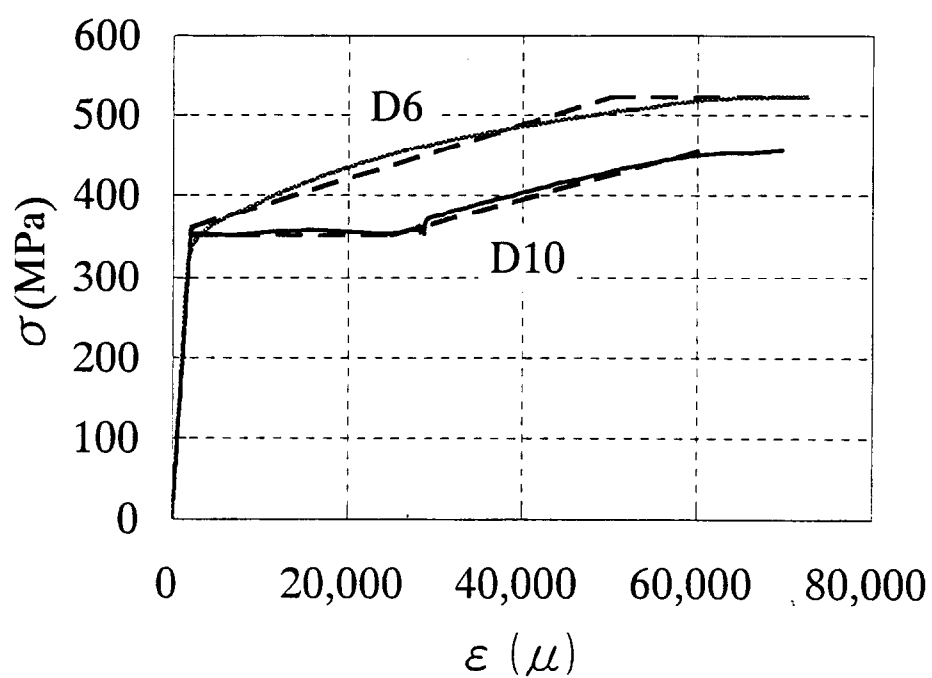


図 5-1-11 鉄筋の応力度—歪度関係

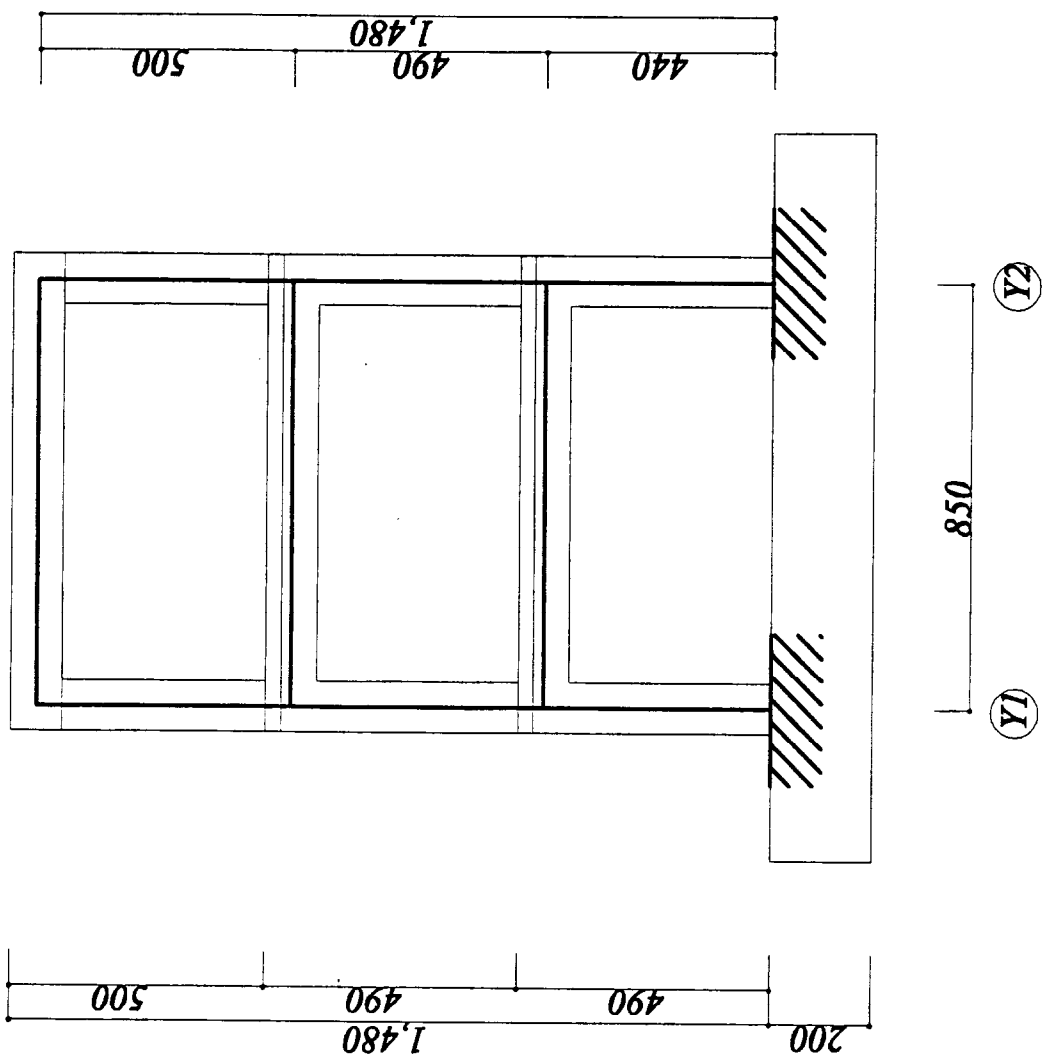


図 5-1-9 ラーメンフレームのモデル化

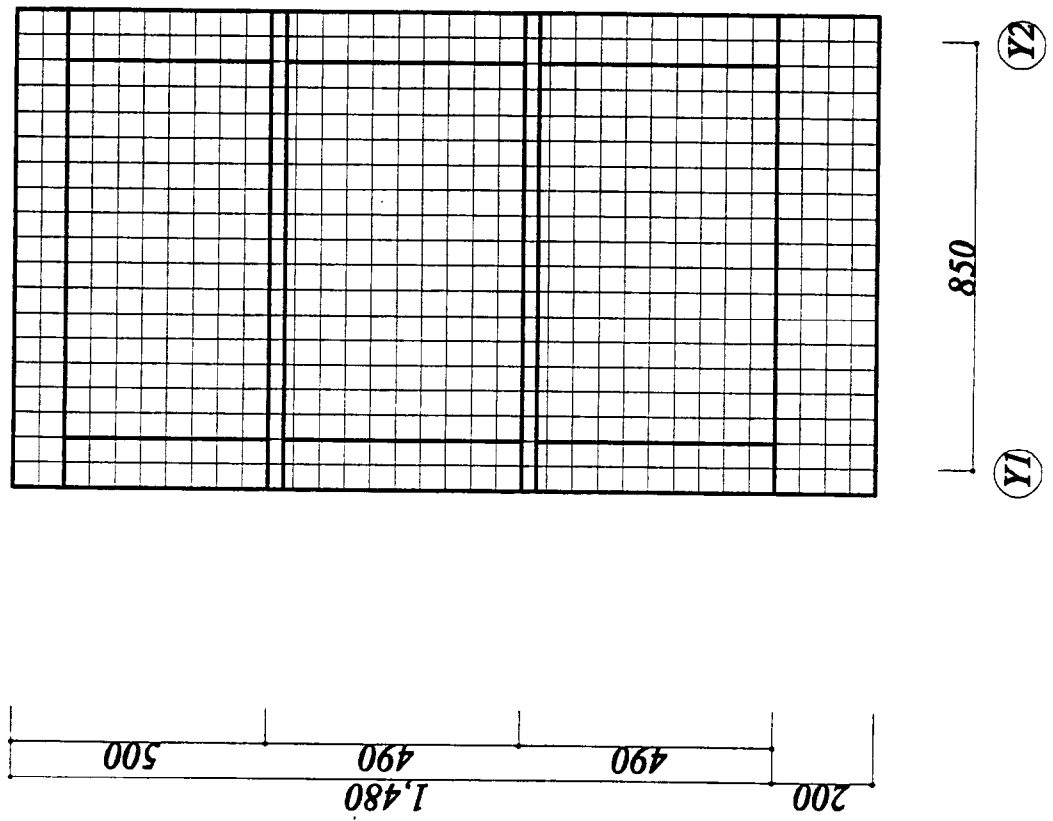


図 5-1-10 耐震壁フレームの要素分割

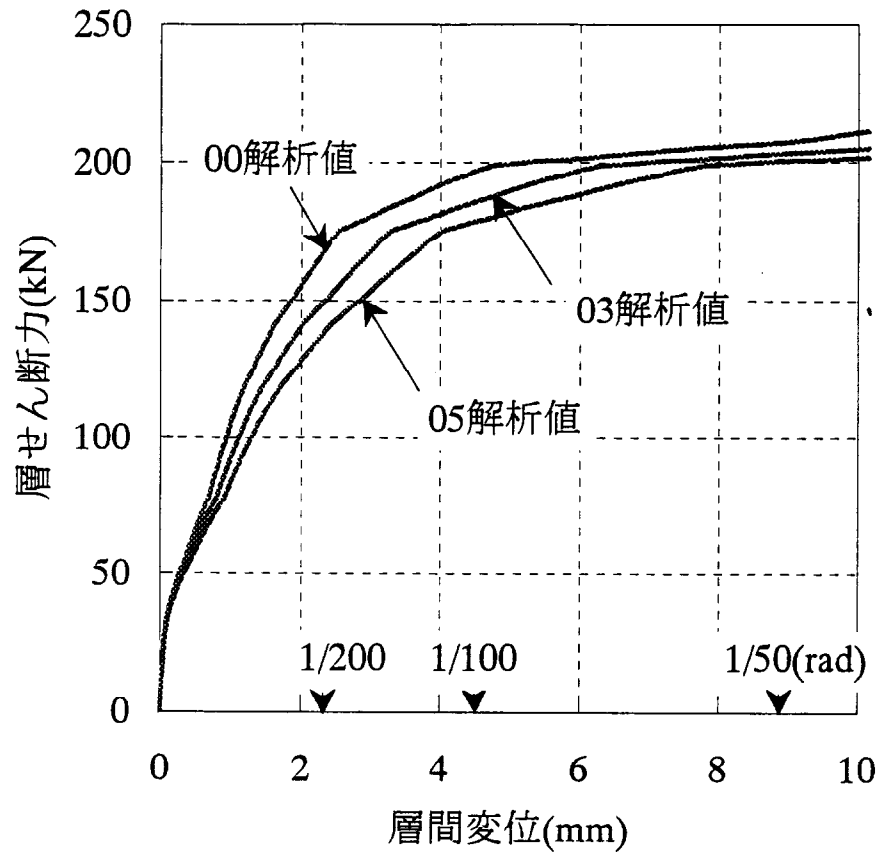


図 5-1-12 層せん断力—層間変位関係

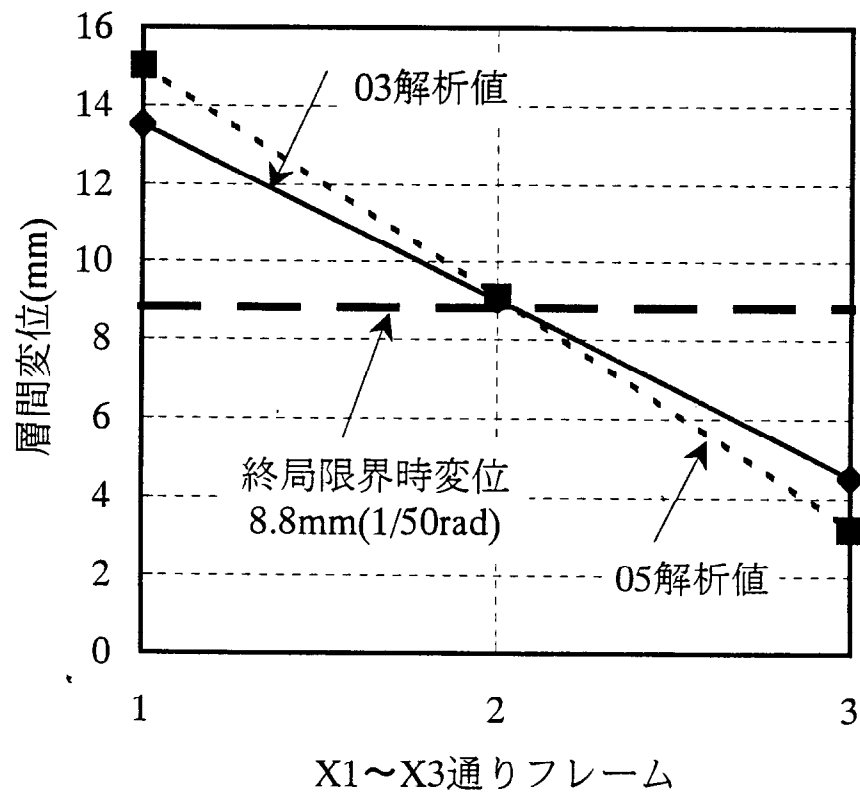


図 5-1-13 必要エネルギー吸収時各フレーム層間変位

表 5-6 耐力割増し率一覧

モデル名	X1通り柱主筋(柱符号)	偏心率	耐力偏心率	耐力割増し率
03	6-D10 (C1)	0.3	0.19	1.34
03R	10-D10 (C2)		0.17	
05	6-D10 (C1)	0.5	0.26	2.11
05R	6-D10 + 4-D13 (C3)		0.23	

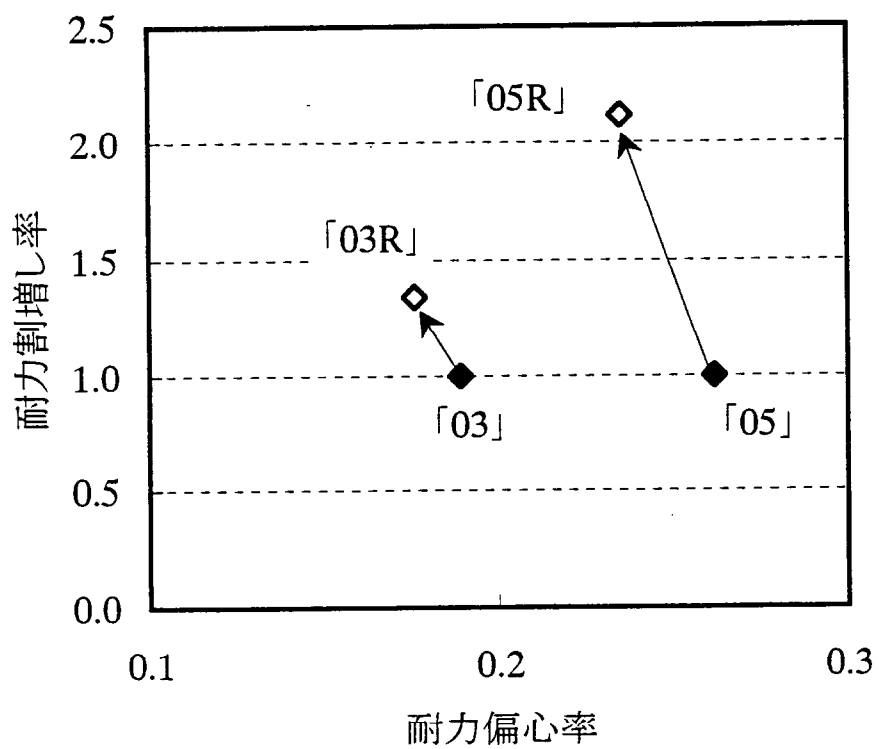


図 5-1-14 耐力割増し率—耐力偏心率関係

表 5-7 試験体一覧

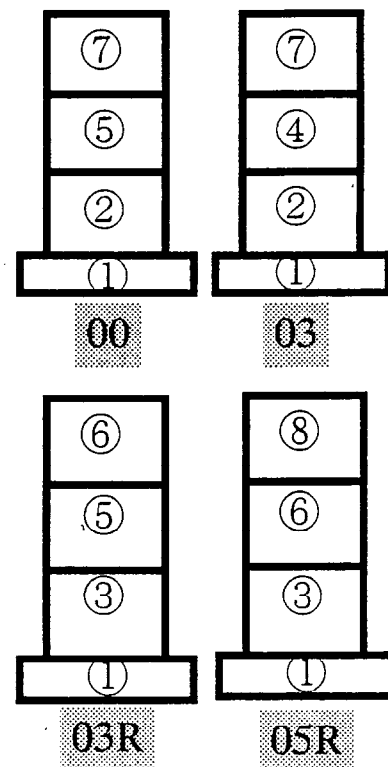
No.	試験体名	Re	gx	偏心距離	耐力割増し
1	00	0.00	850	0	無
2	03	0.38	720	130	無
3	03R	0.38	720	130	、有
4	05R	0.51	670	180	有

Re : 弾性剛性時偏心率

gx : 載荷芯 <gx=0はX1通りとY1通りの
交点とする>

表 5-8 コンクリート圧縮強度一覧

No.	σ_B (MPa)
1	42.1
2	28.7
3	26.3
4	26.1
5	29.1
6	28.8
7	28.7
8	28.0



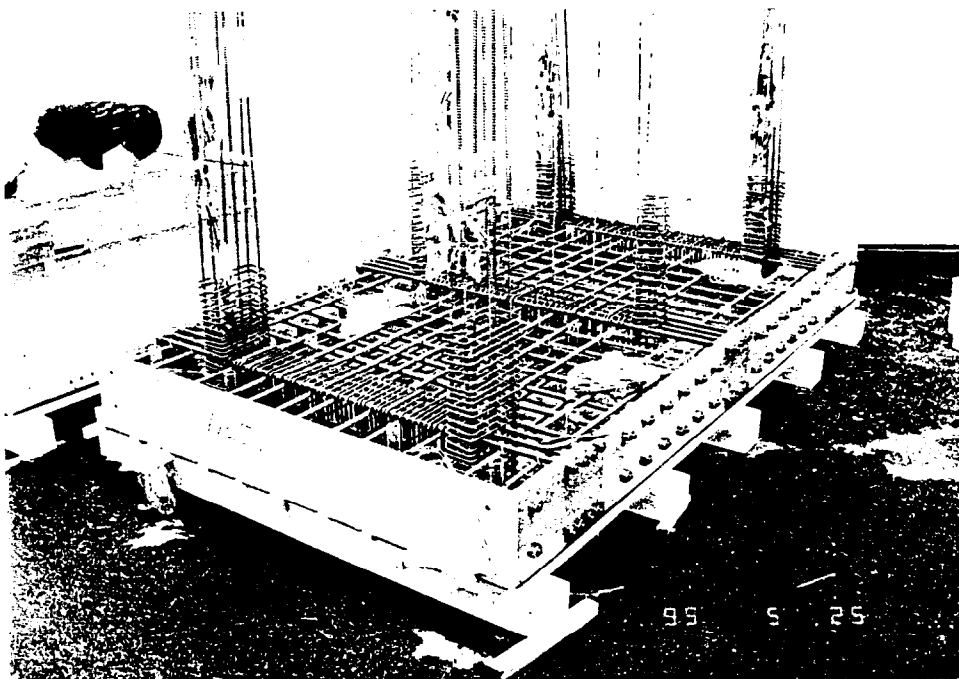


写真 1-1 基礎部配筋

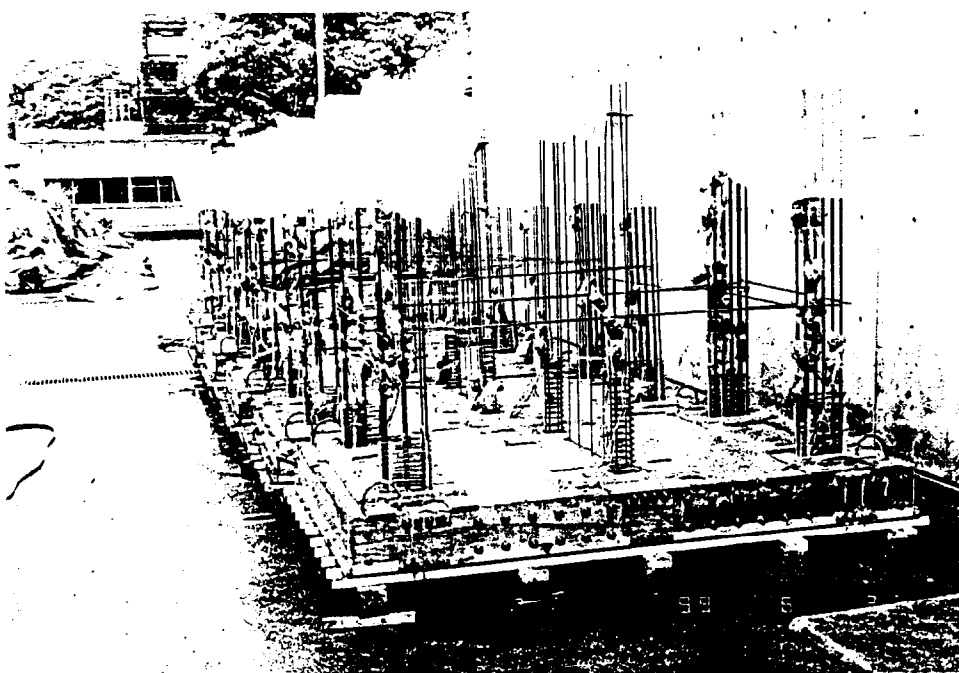


写真 1-2 基礎部コンクリート養生

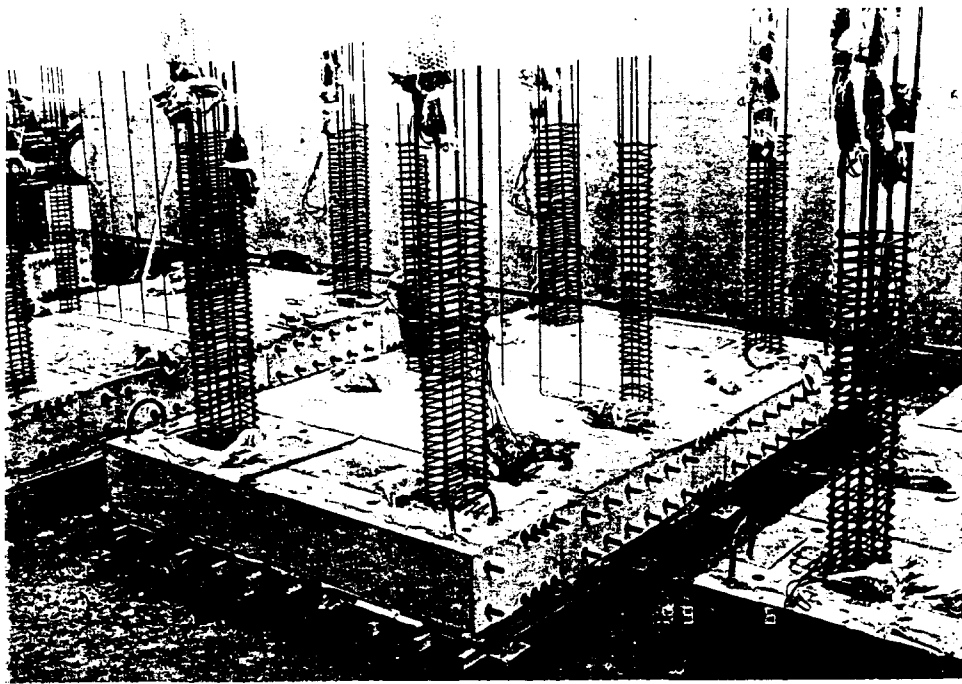


写真 1-3 1層柱配筋

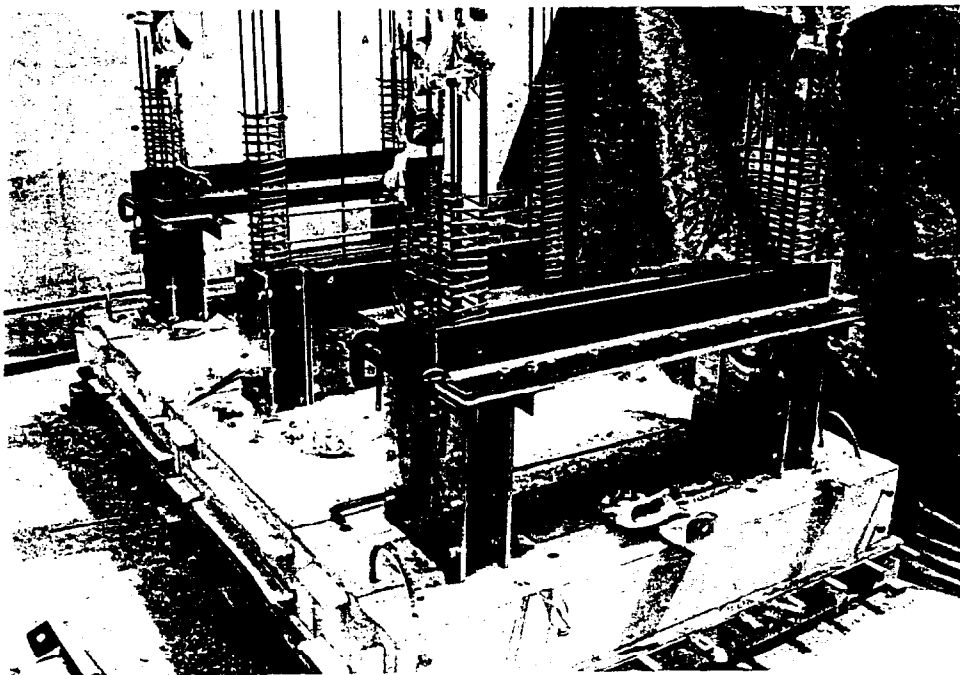


写真 1-4 1層柱・梁型枠組み

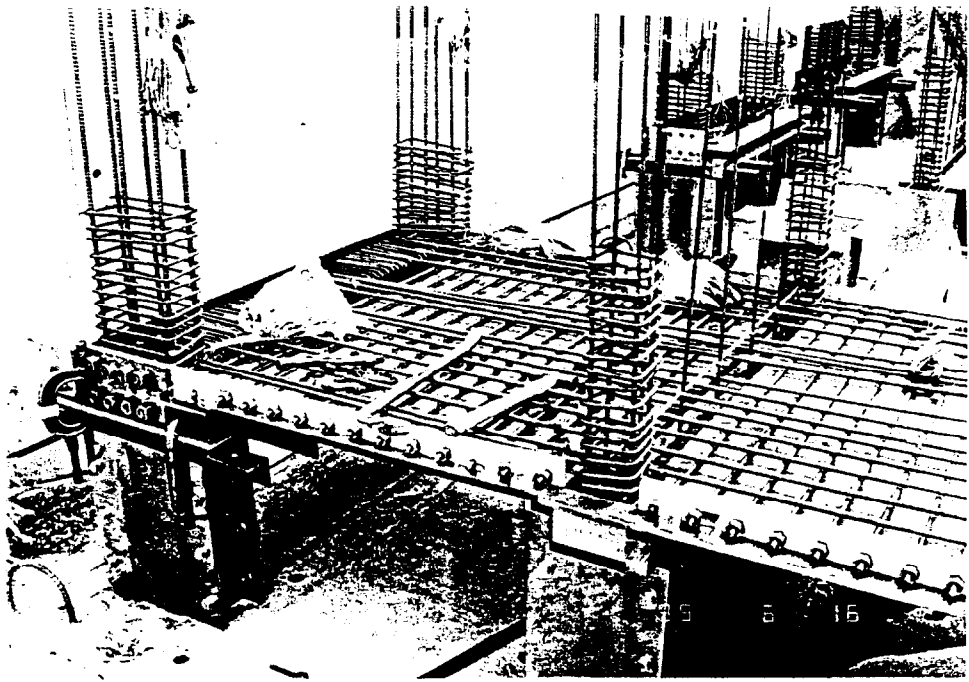


写真 1-5 2階スラブ配筋

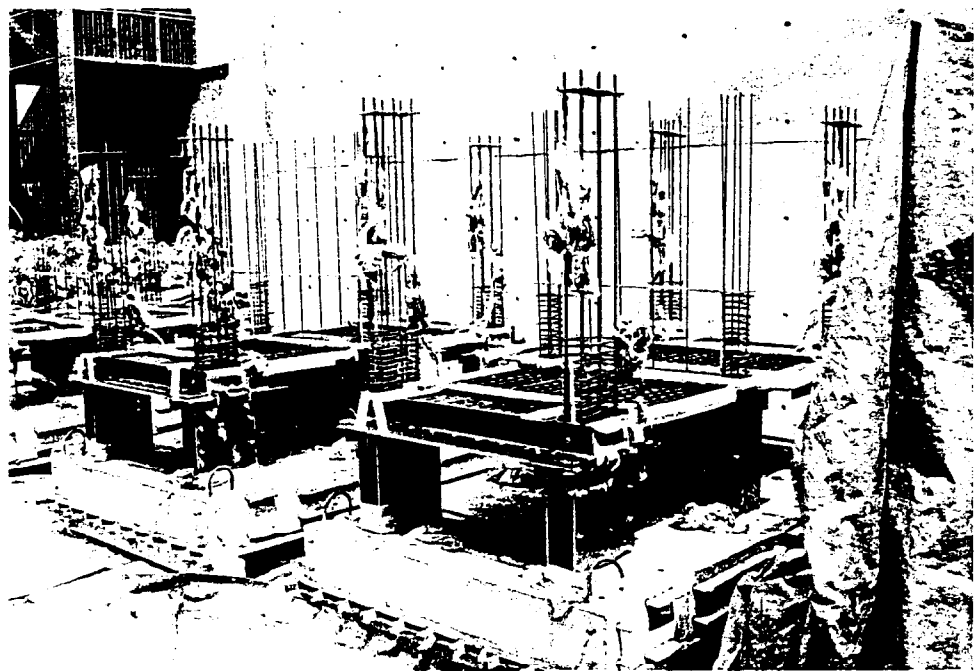


写真 1-6 1層型枠組み

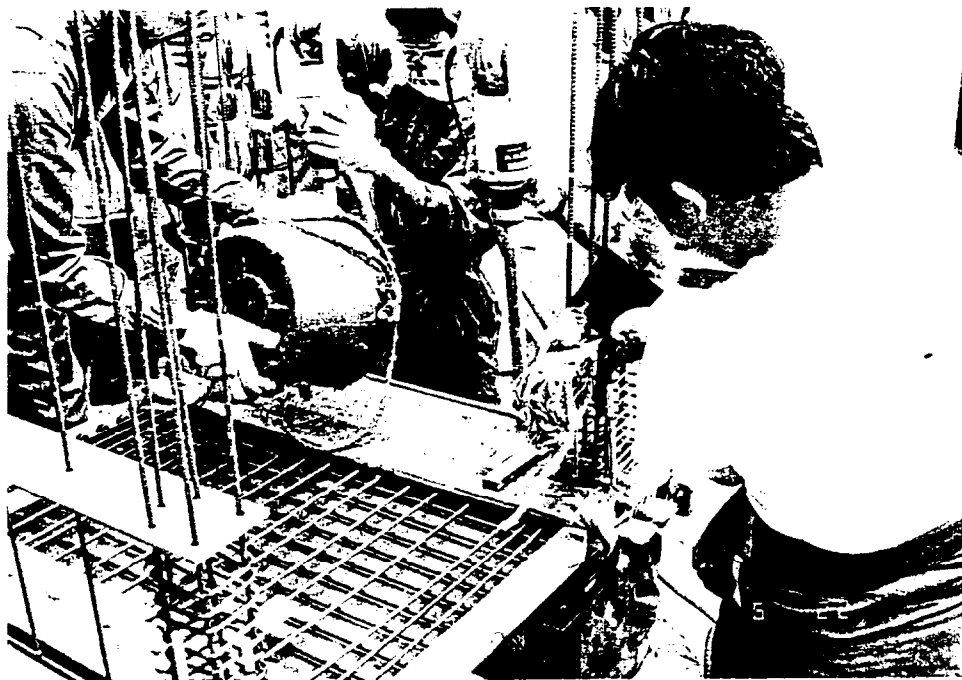


写真 1-7 1層コンクリート打設

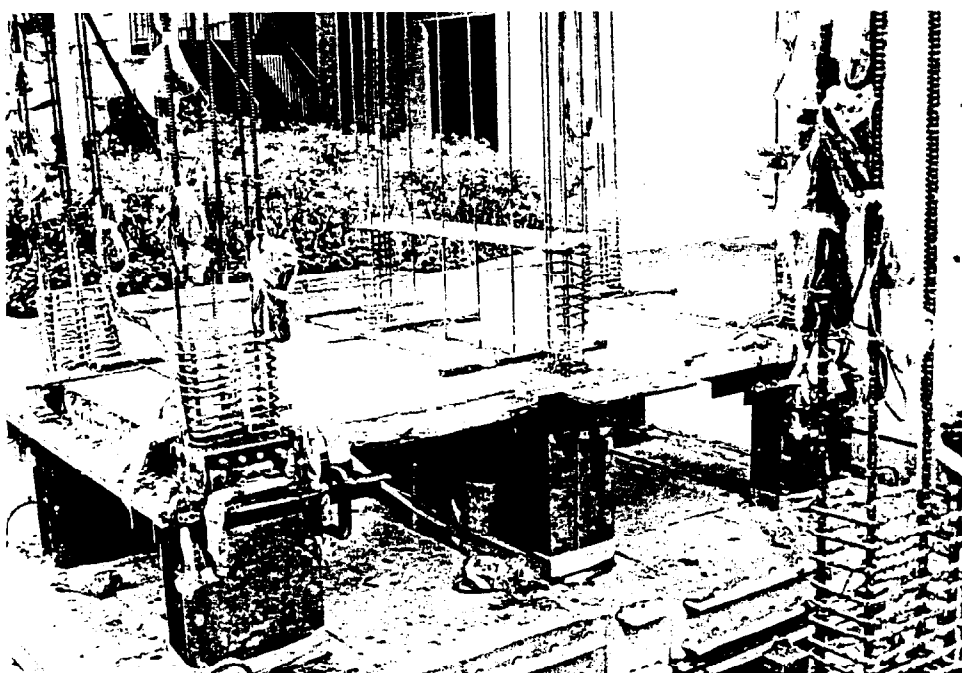


写真 1-8 1層コンクリート養生



写真 1-9 2層型枠組み

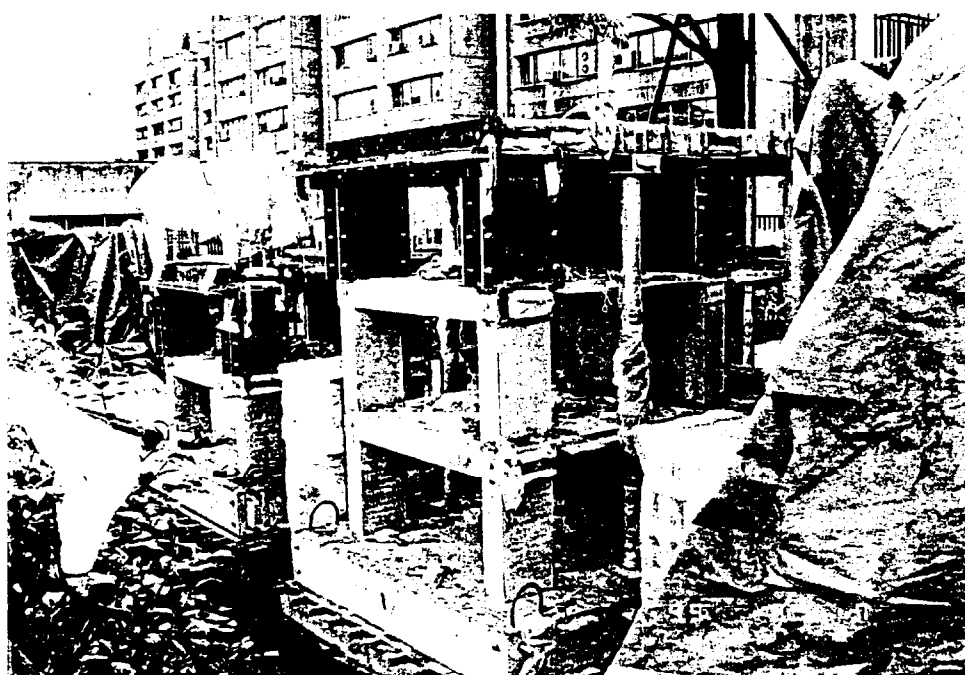


写真 1-10 3層型枠組み-1

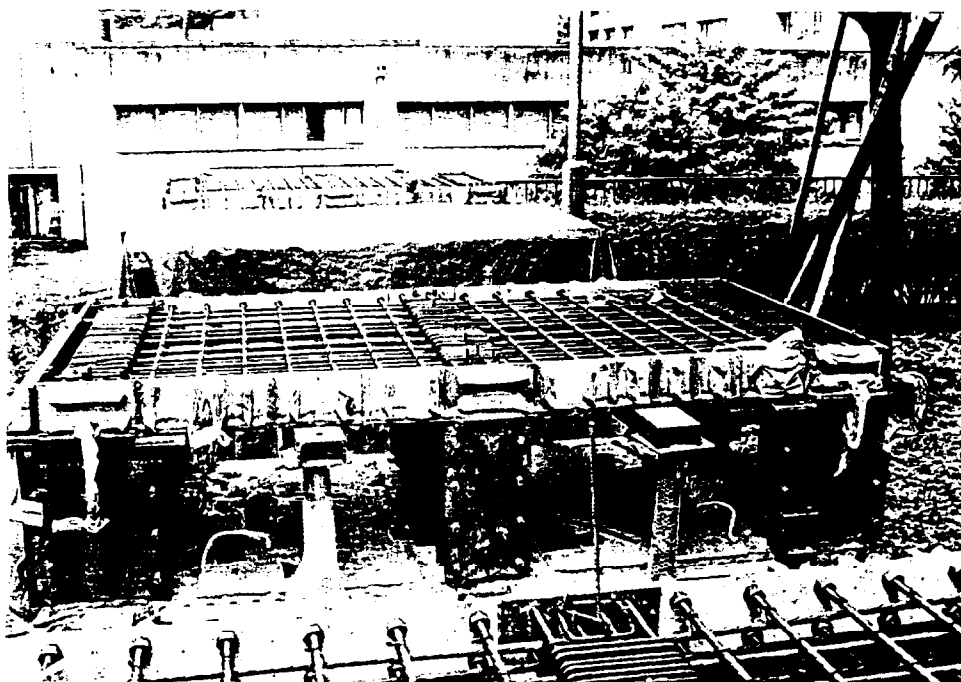


写真 1-11 3層型枠組み-2



写真 1-12 3層コンクリート打設

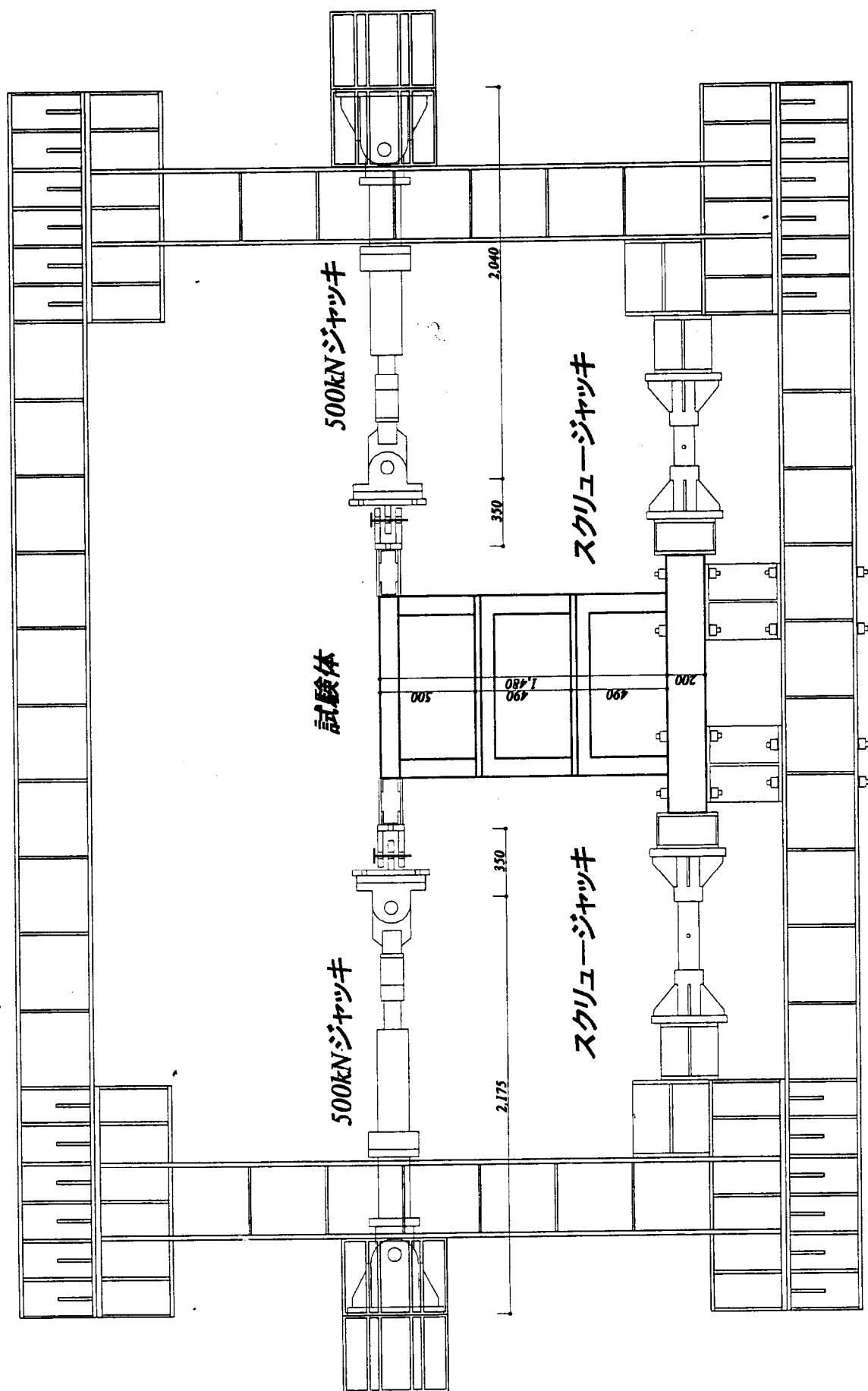


図 5-2-1 荷装置

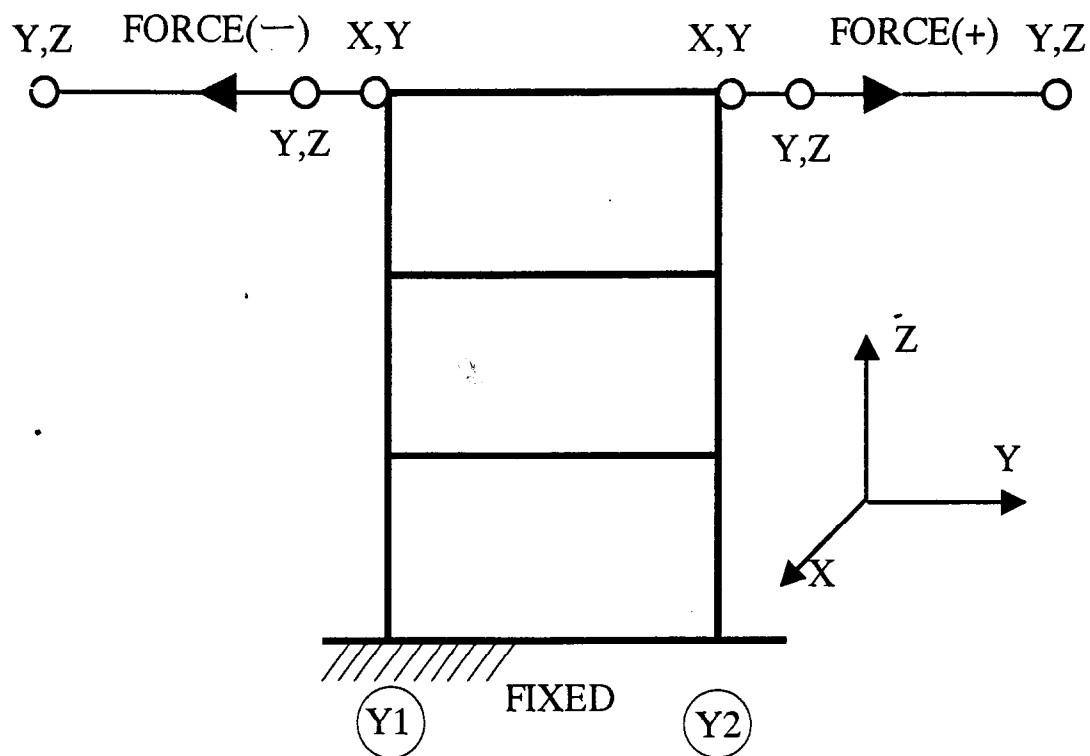


図 5-2-2 載荷模式図

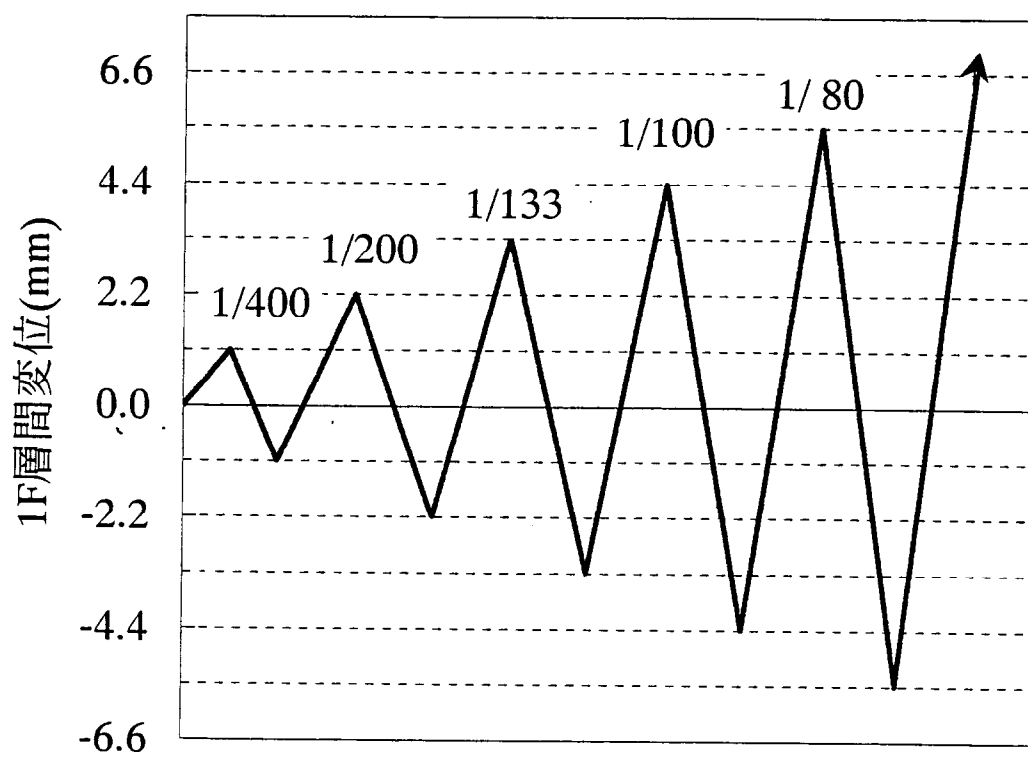


図 5-2-3 載荷履歴図

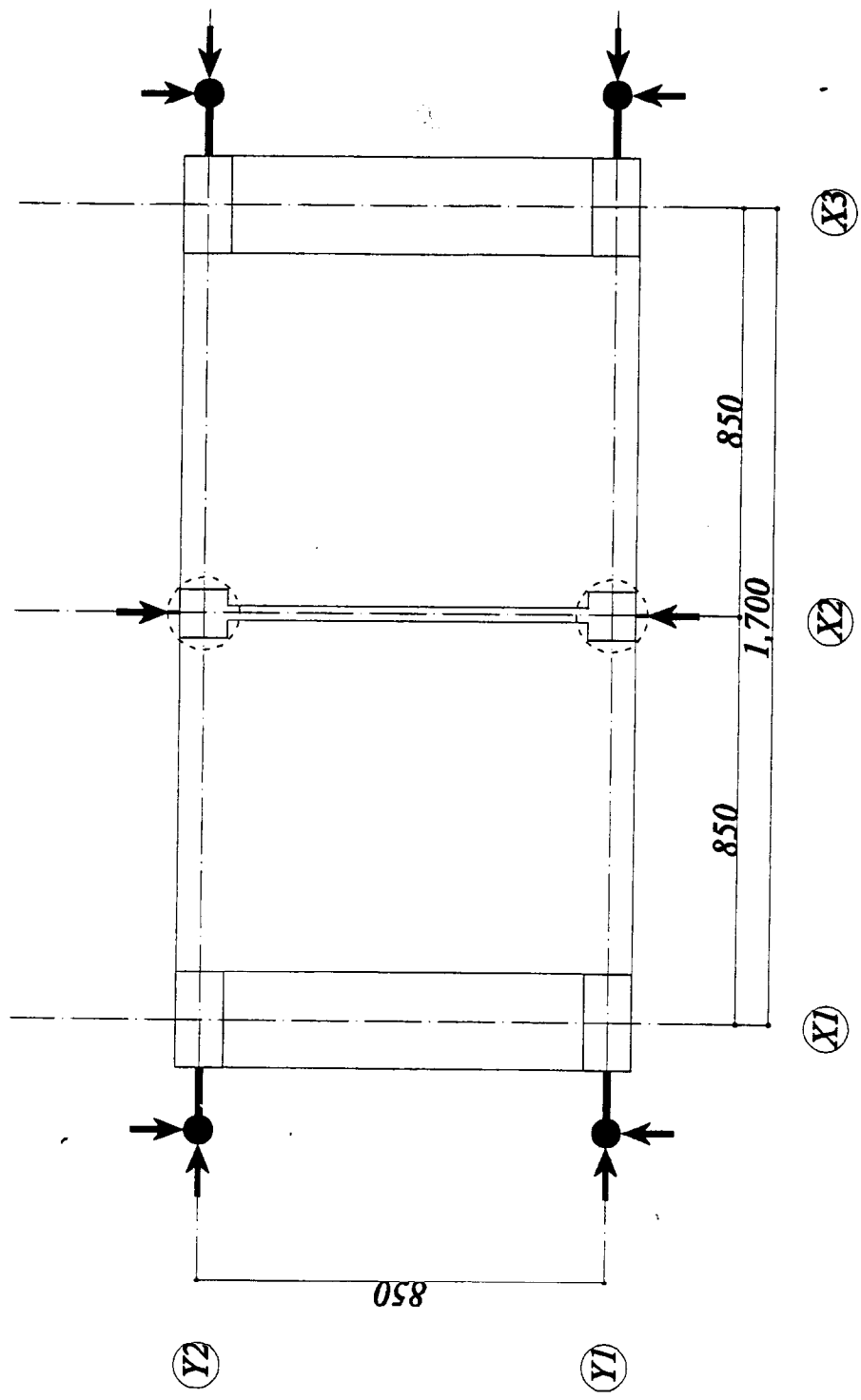


图 5-2-4 变位测定位置(1)

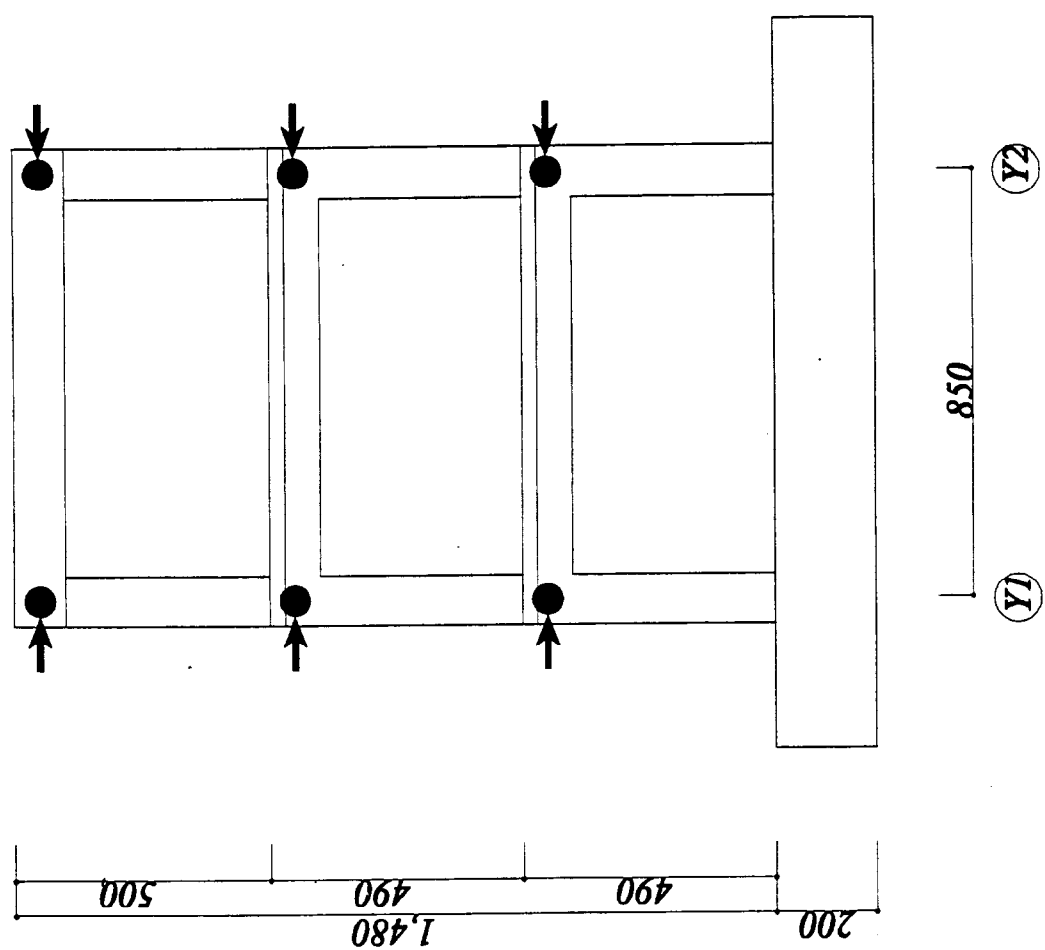


图 5-2-5 变位测定位置(2)

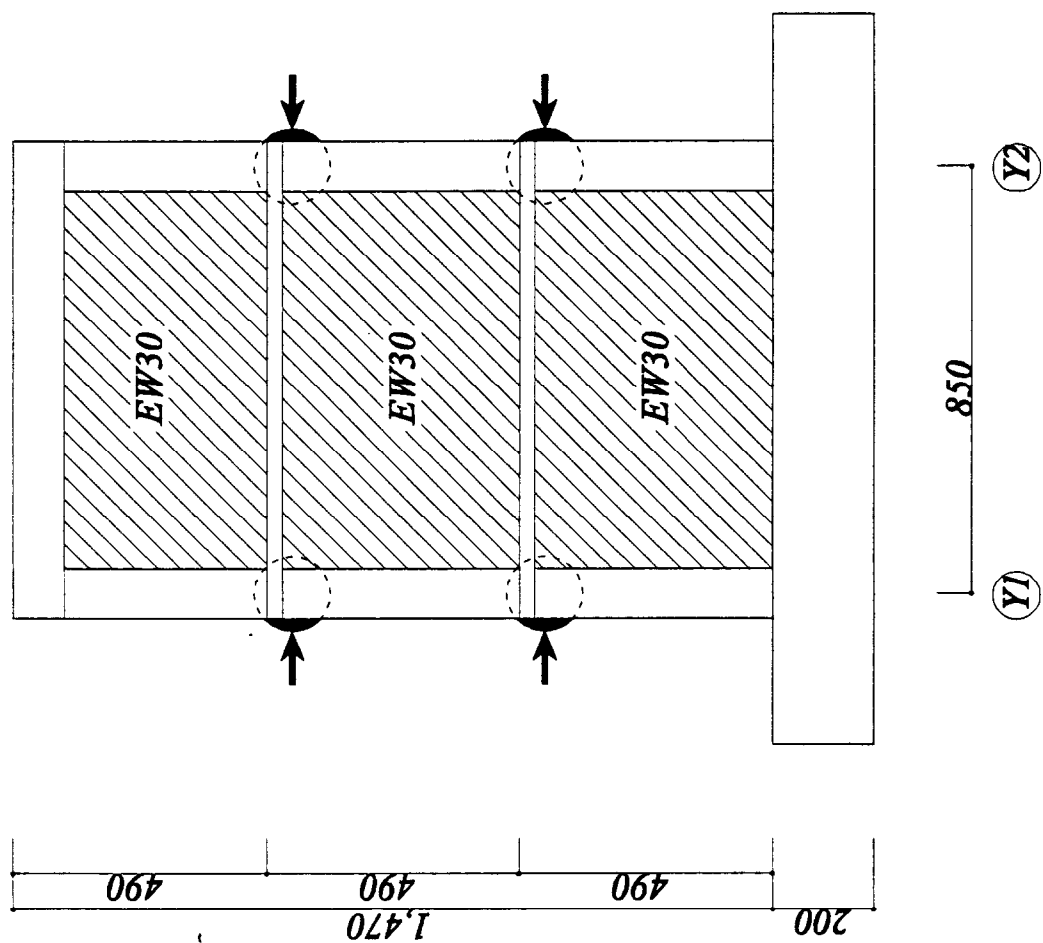
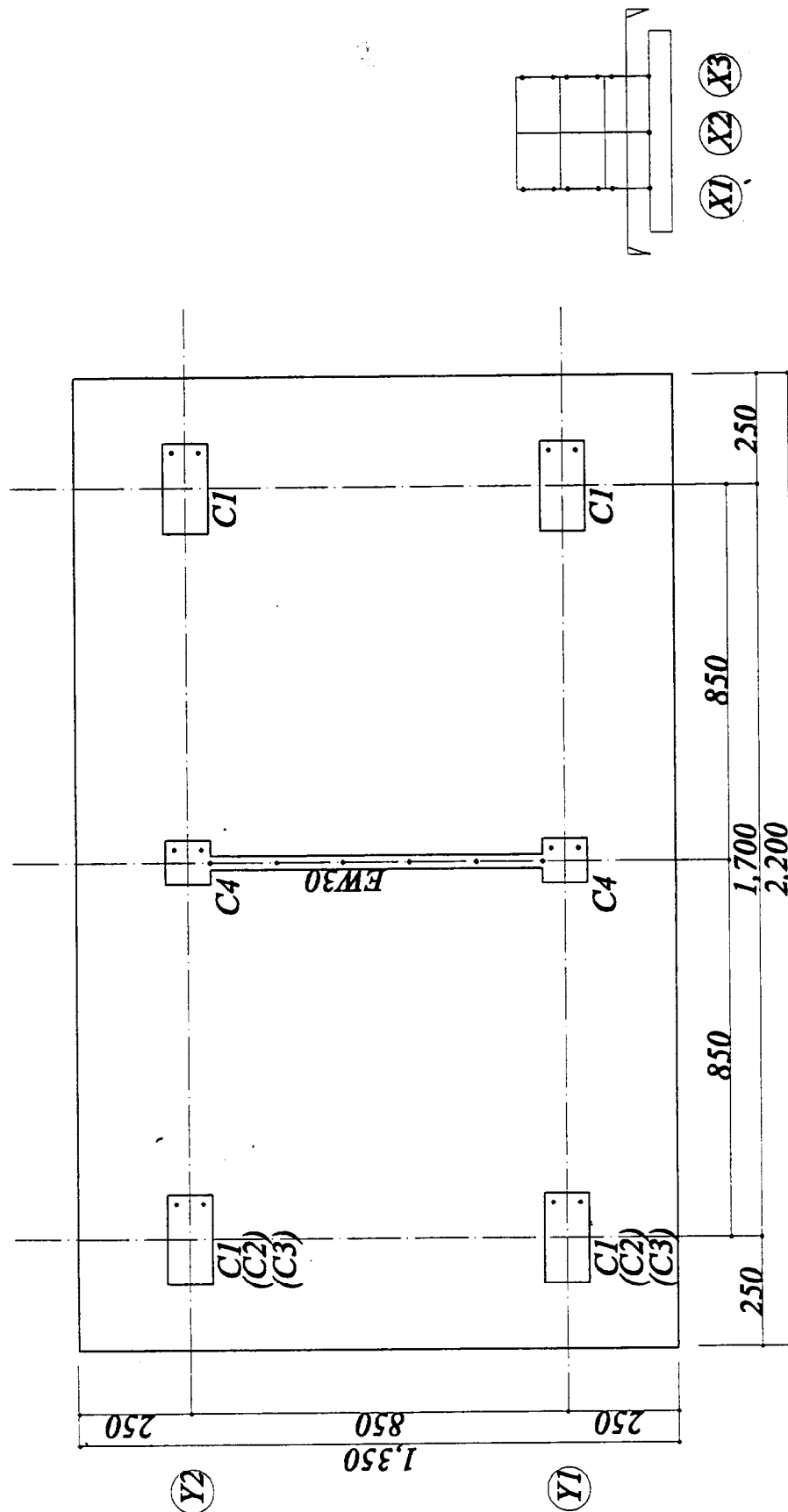


图 5-2-6 变位测定位置(3)



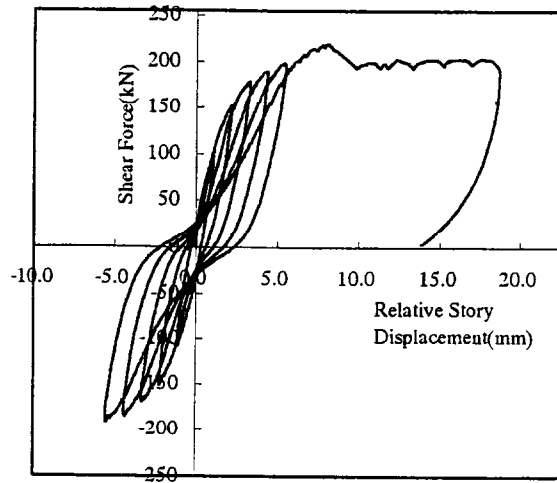
· - Gauge Position

ⓧ

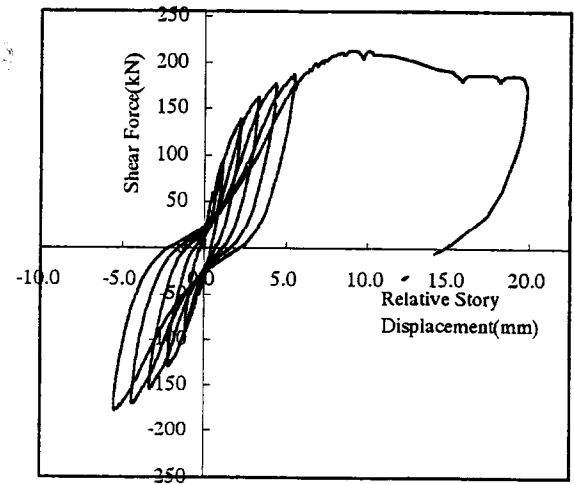
ⓧ

ⓧ

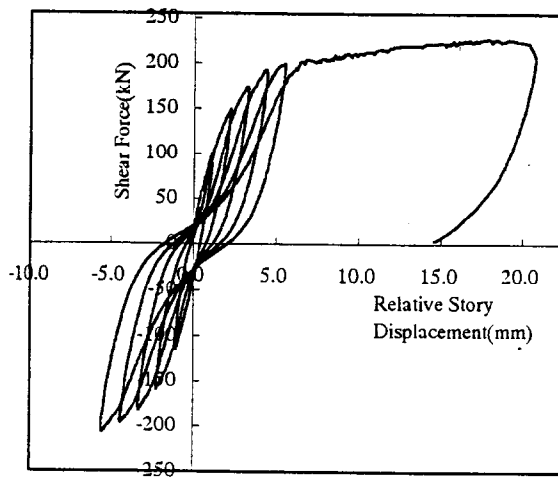
図 5-2-7 ゲージ添付位置



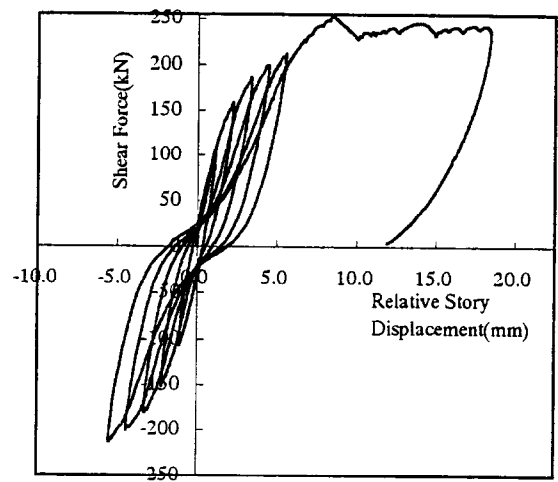
試験体「00」



試験体「03」



試験体「03R」



試験体「05R」

図 5-2-8 層せん断力—層間変位関係

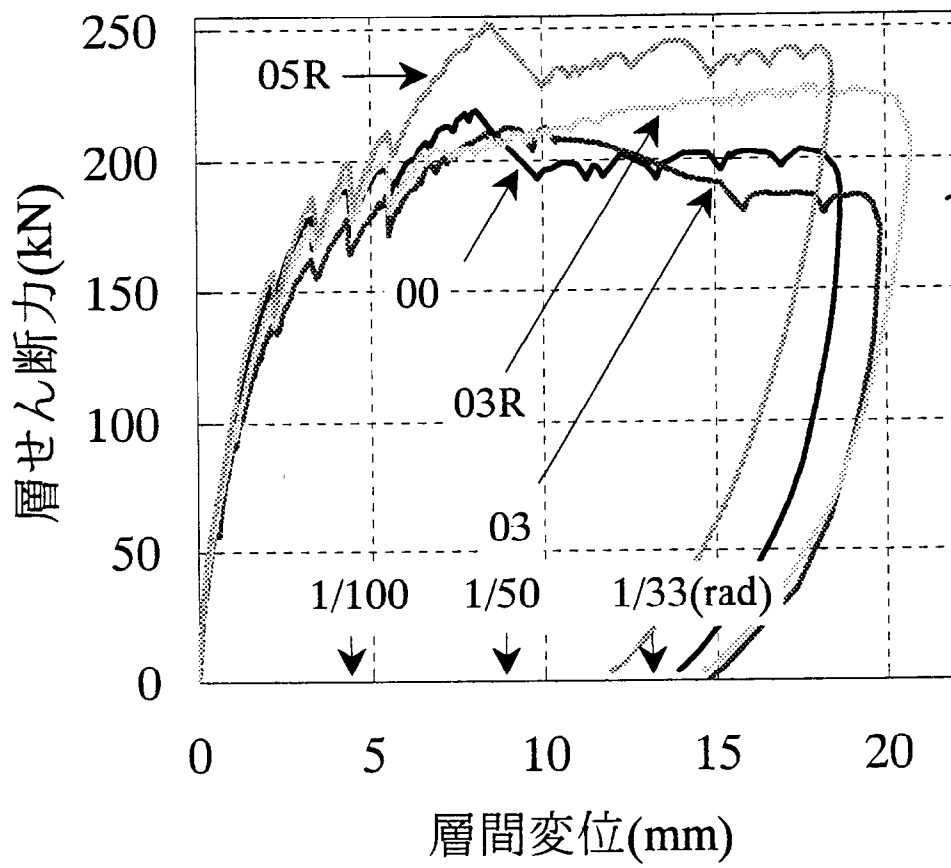
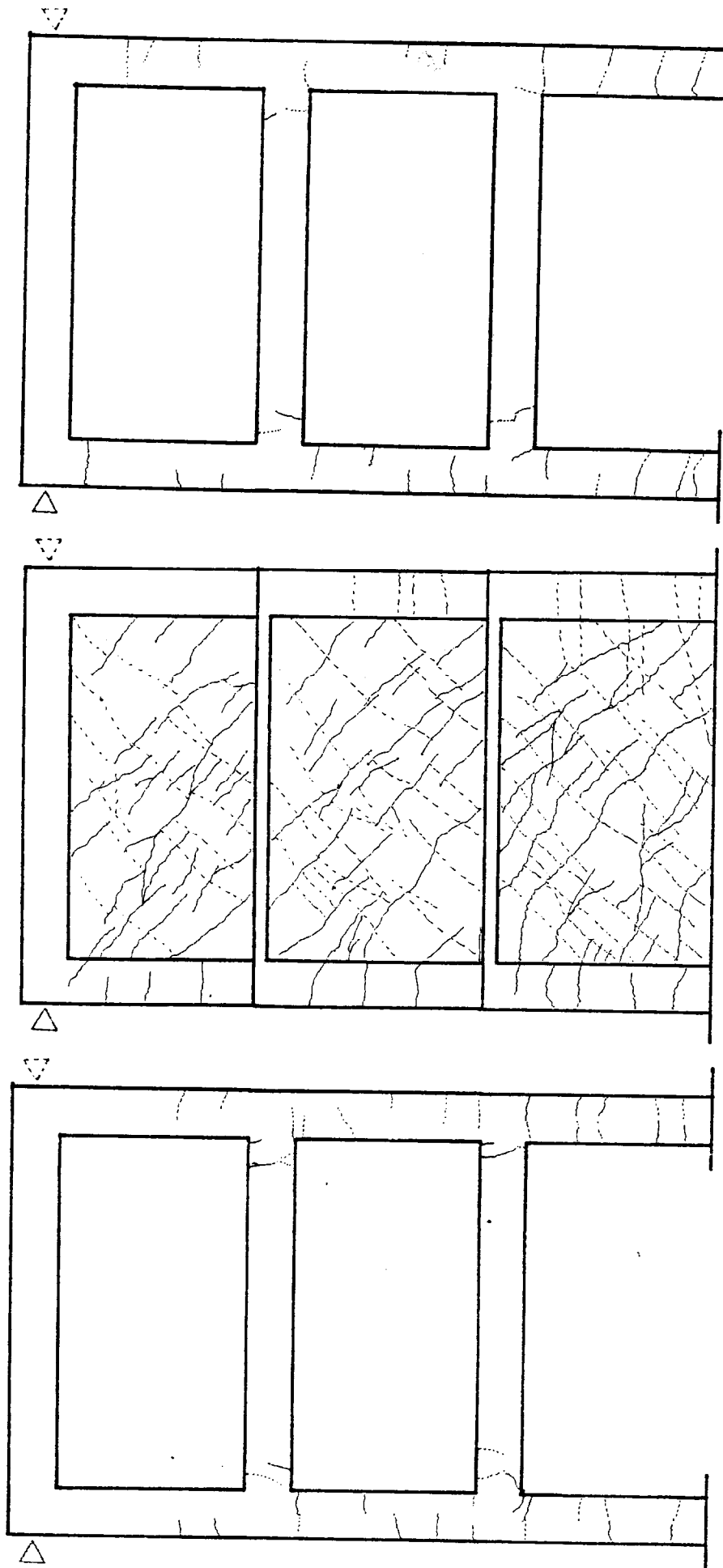


図 5-2-9 層せん断力—層間変位関係の包絡線

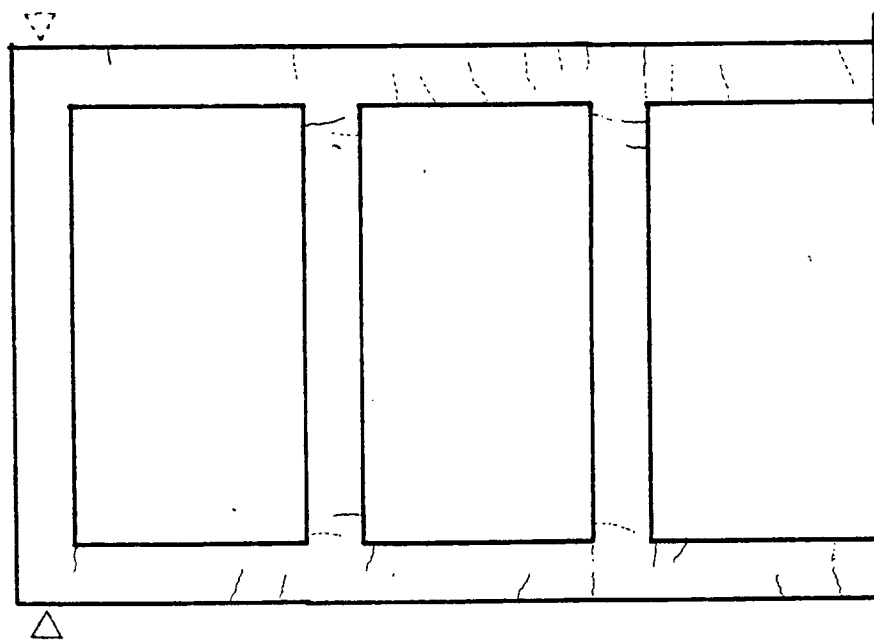


試験体名 00 、 X1 通りひび割れ状況図

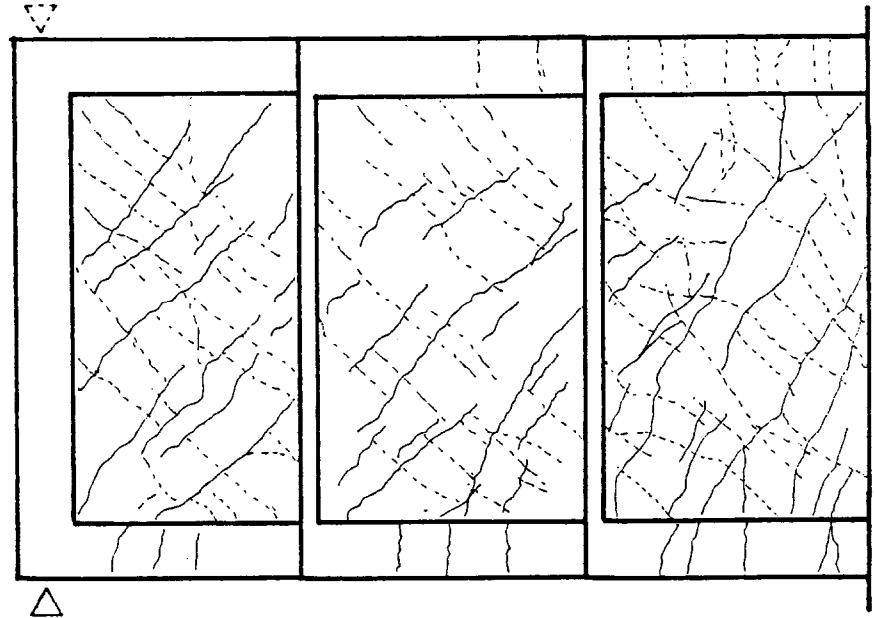
試験体名 00 、 X2 通りひび割れ状況図

試験体名 00 、 X3 通りひび割れ状況図

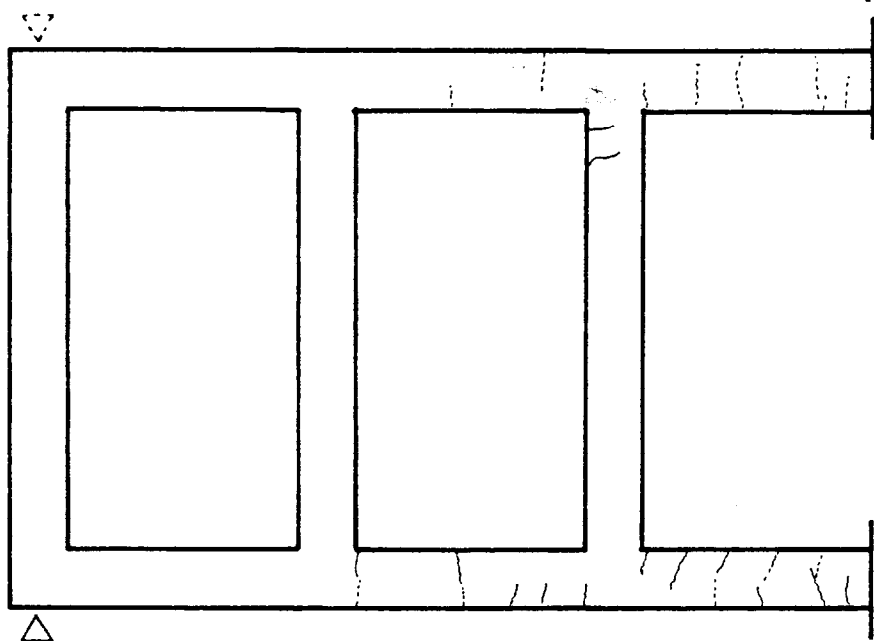
図 5-2-10 破壊状況図「00」



試験体名 03 、 X1 通りひび割れ状況図



試験体名 03 、 X2 通りひび割れ状況図



試験体名 03 、 X3 通りひび割れ状況図

図 5-2-11 破壊状況図「03」

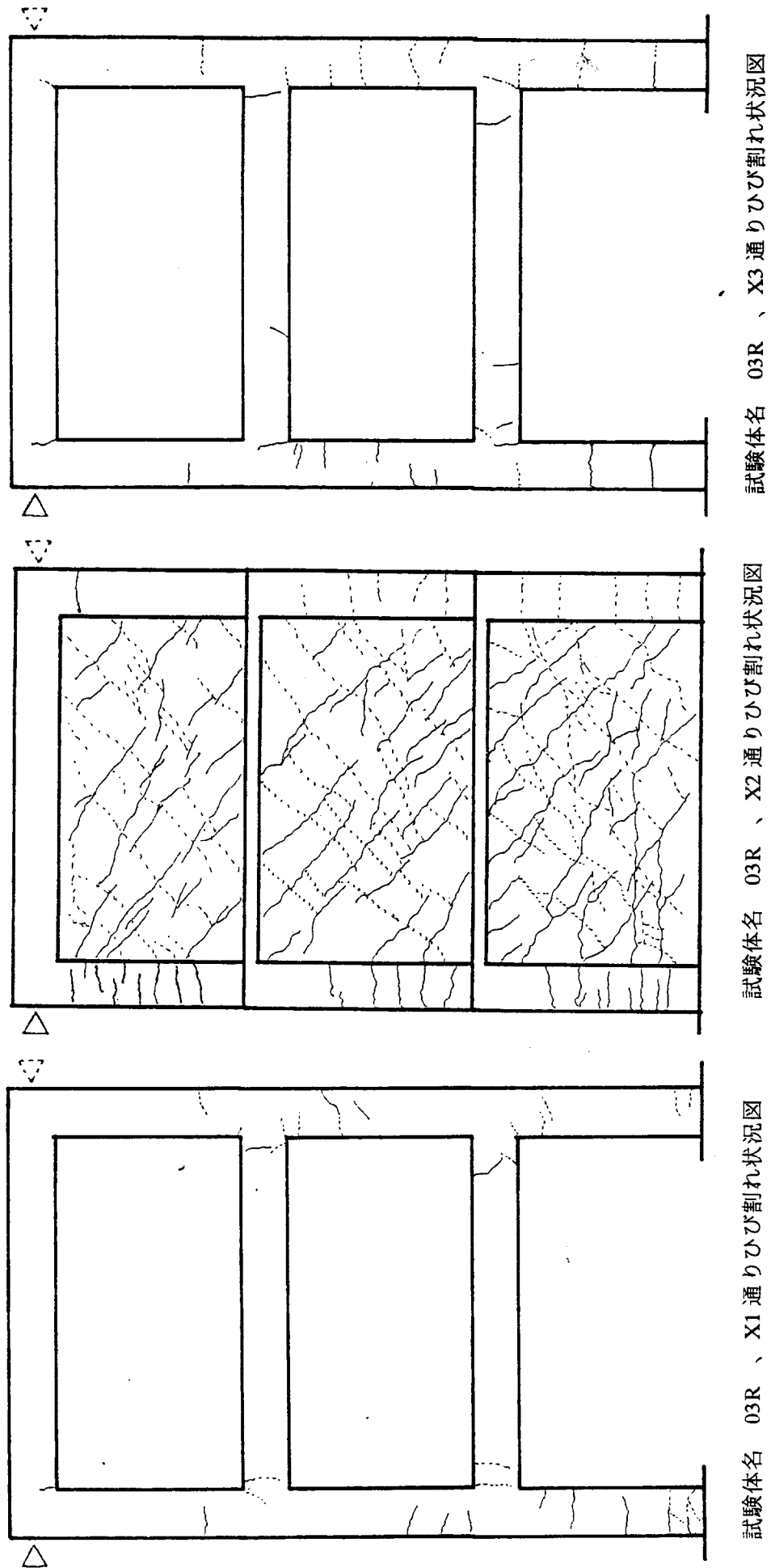


図 5-2-12 破壊状況図「03R」

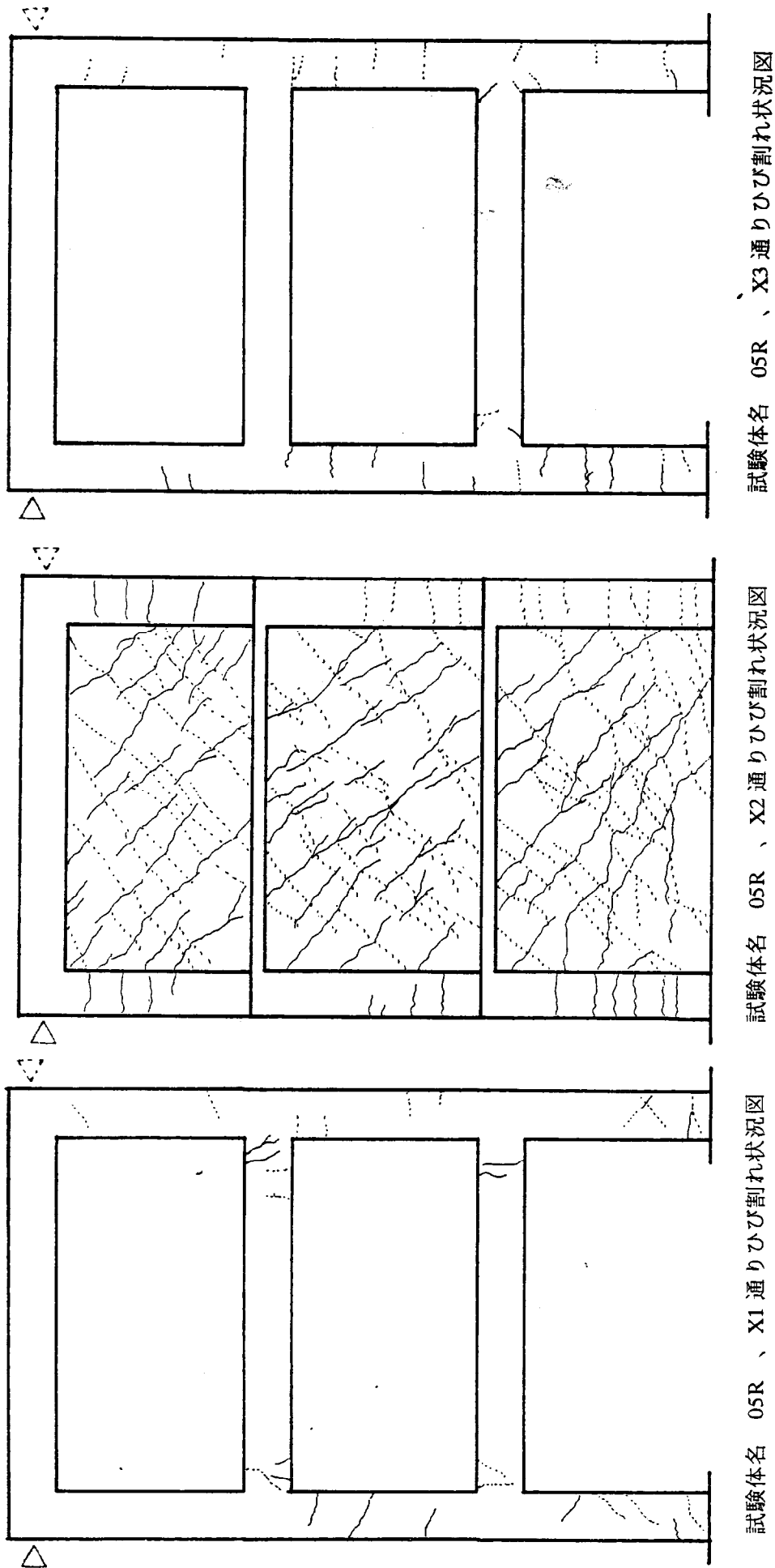


図 5-2-13 破壊状況図「05R」

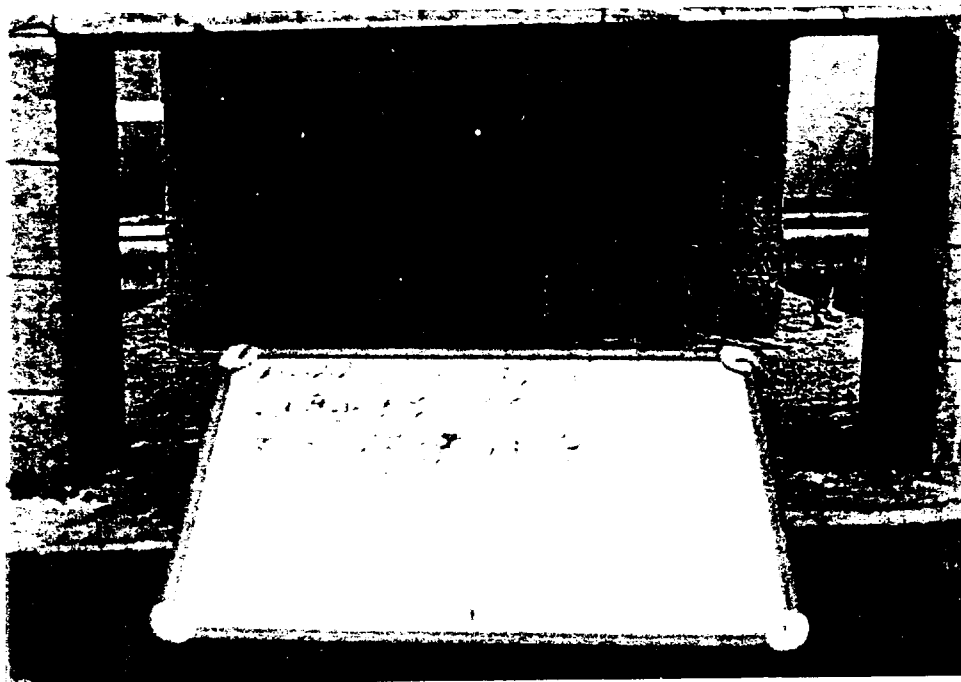


写真 2-1 最終破壊状況(1層X2通り)



写真 2-2 最終破壊状況(X2通り)

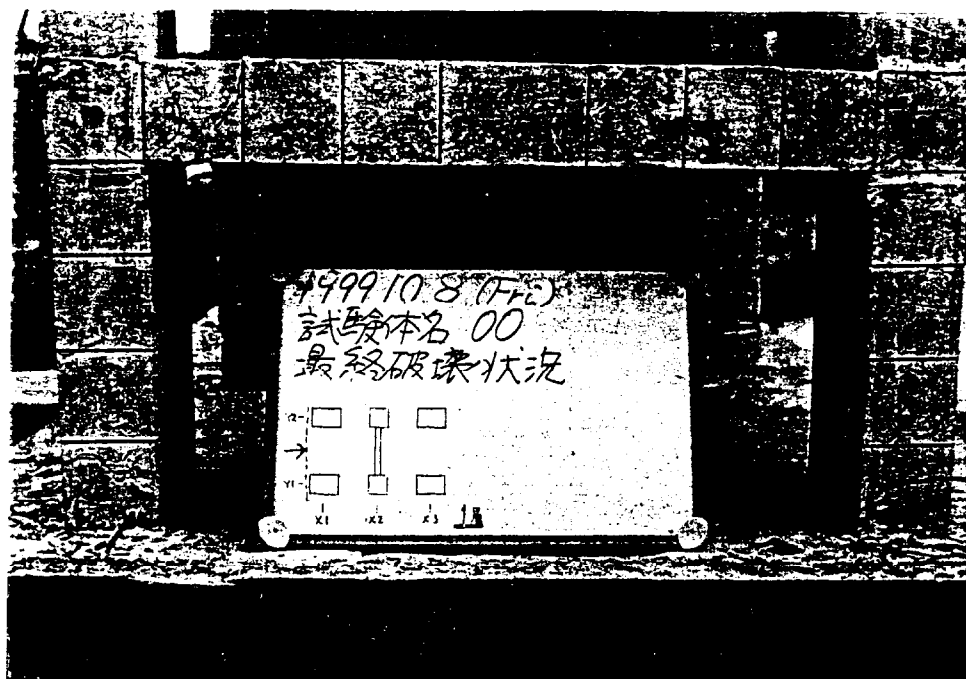


写真 2-3 最終破壊状況(X1通り)

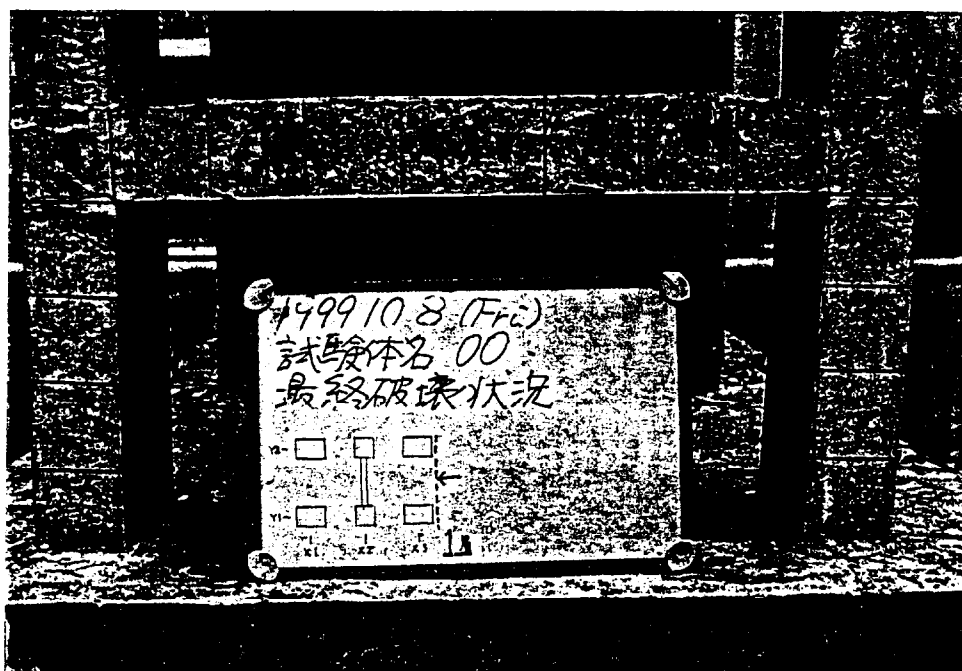


写真 2-4 最終破壊状況(X3通り)

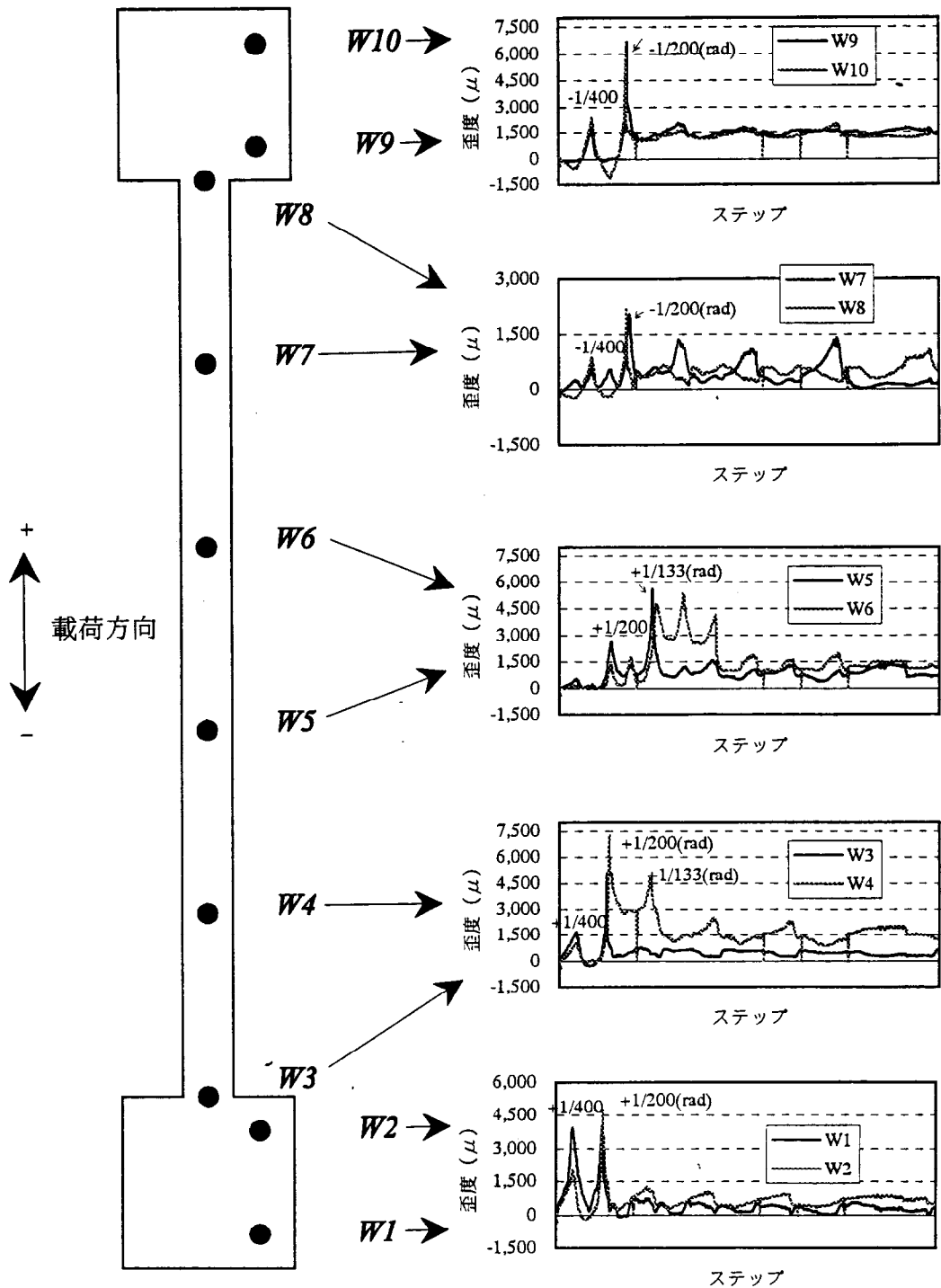


図 5-2-14 試験体「00」の1階柱主筋(柱脚)の歪度

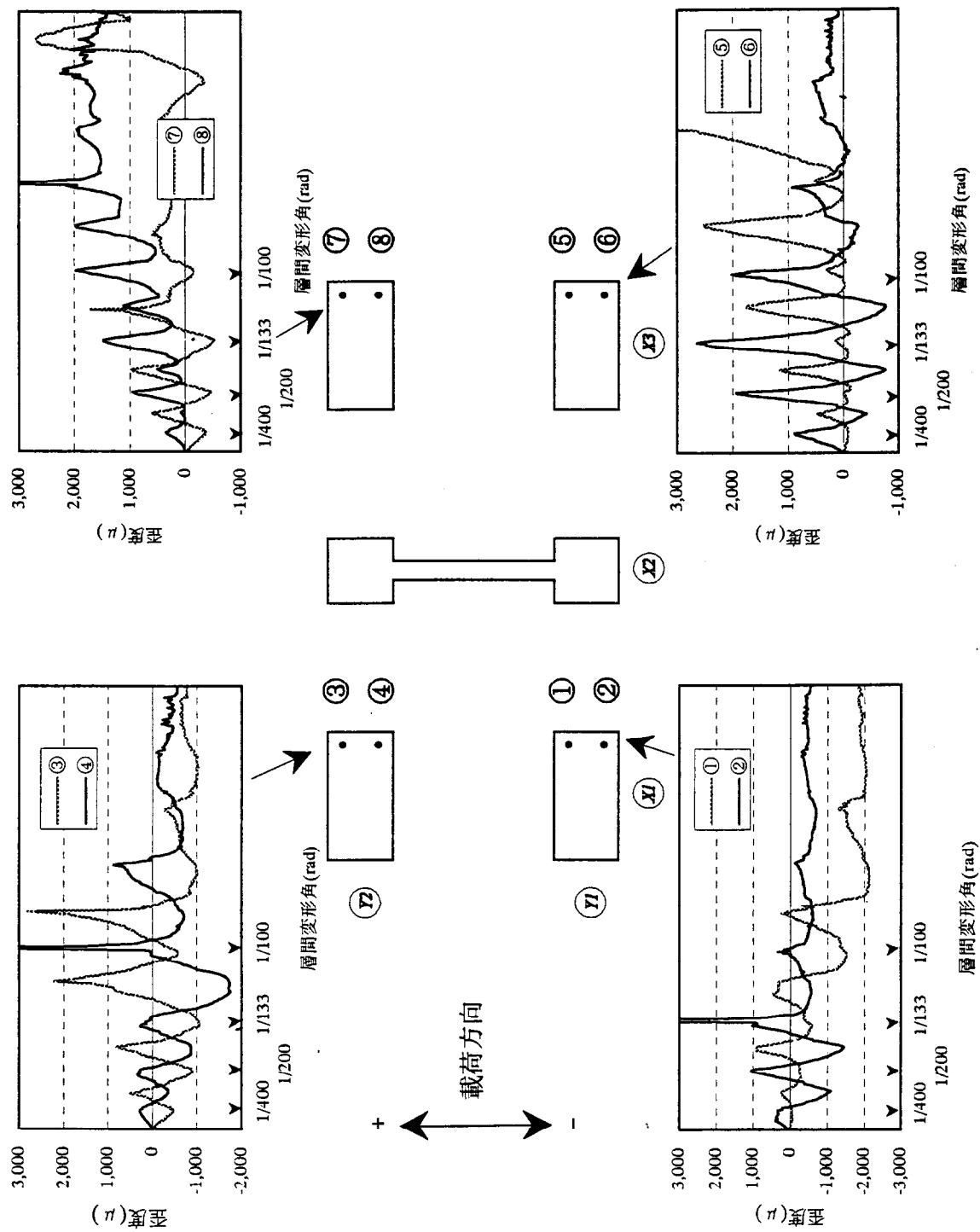


図 5-2-15 試験体「00」の1階壁縦筋(壁脚)の歪度

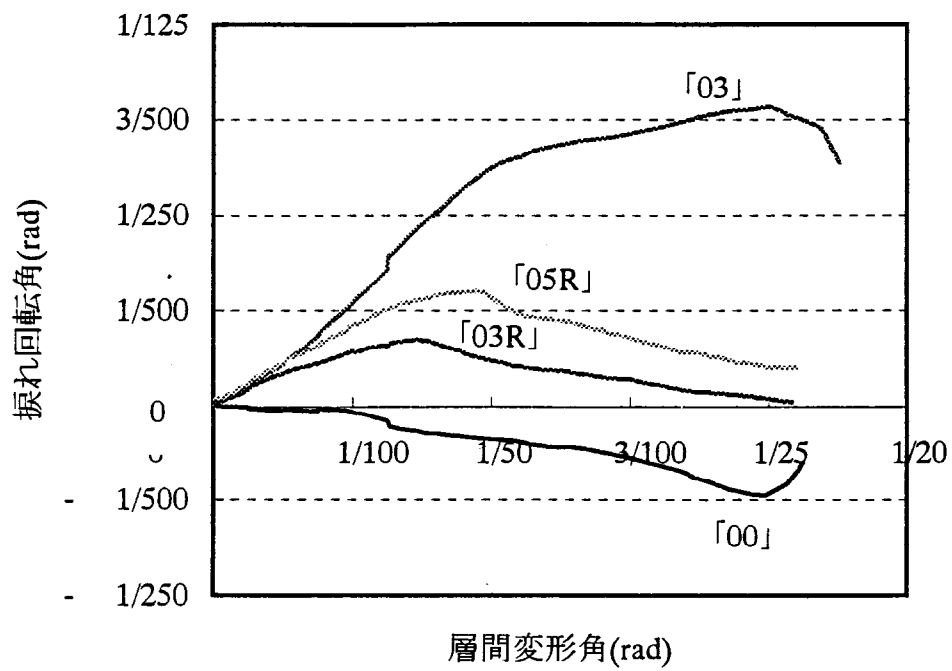


図 5-2-16 振れ回転角一層間変形角関係

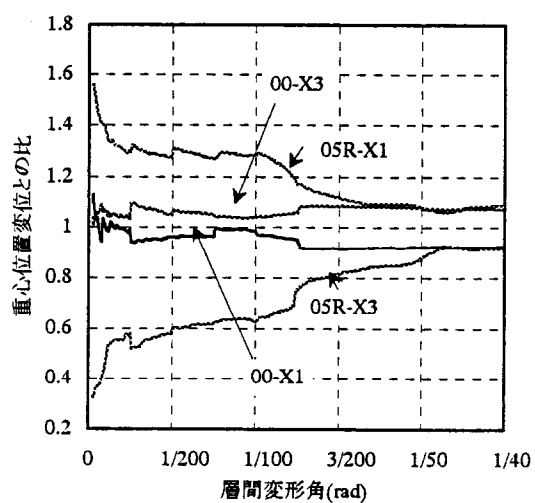
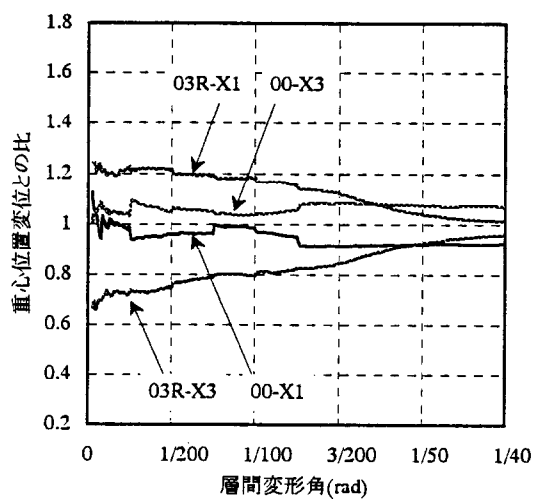
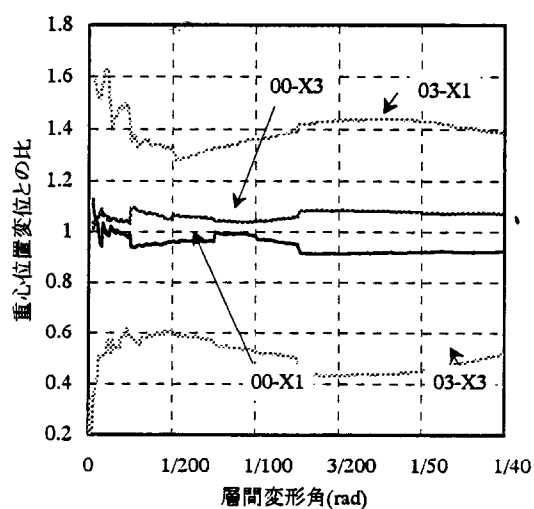
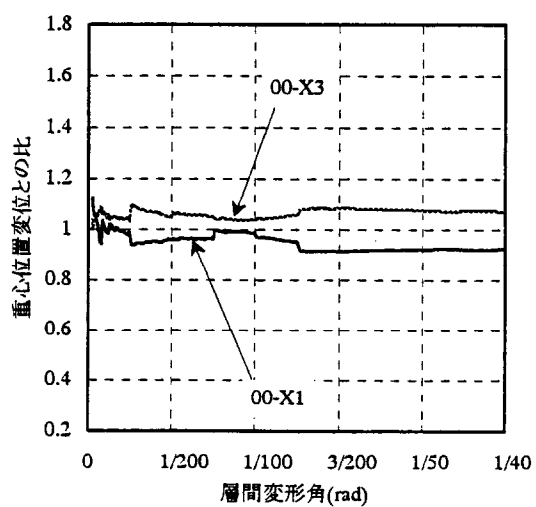


図5-2-17 X1、X3通りフレーム層間変位の
重心位置層間変位に対する比

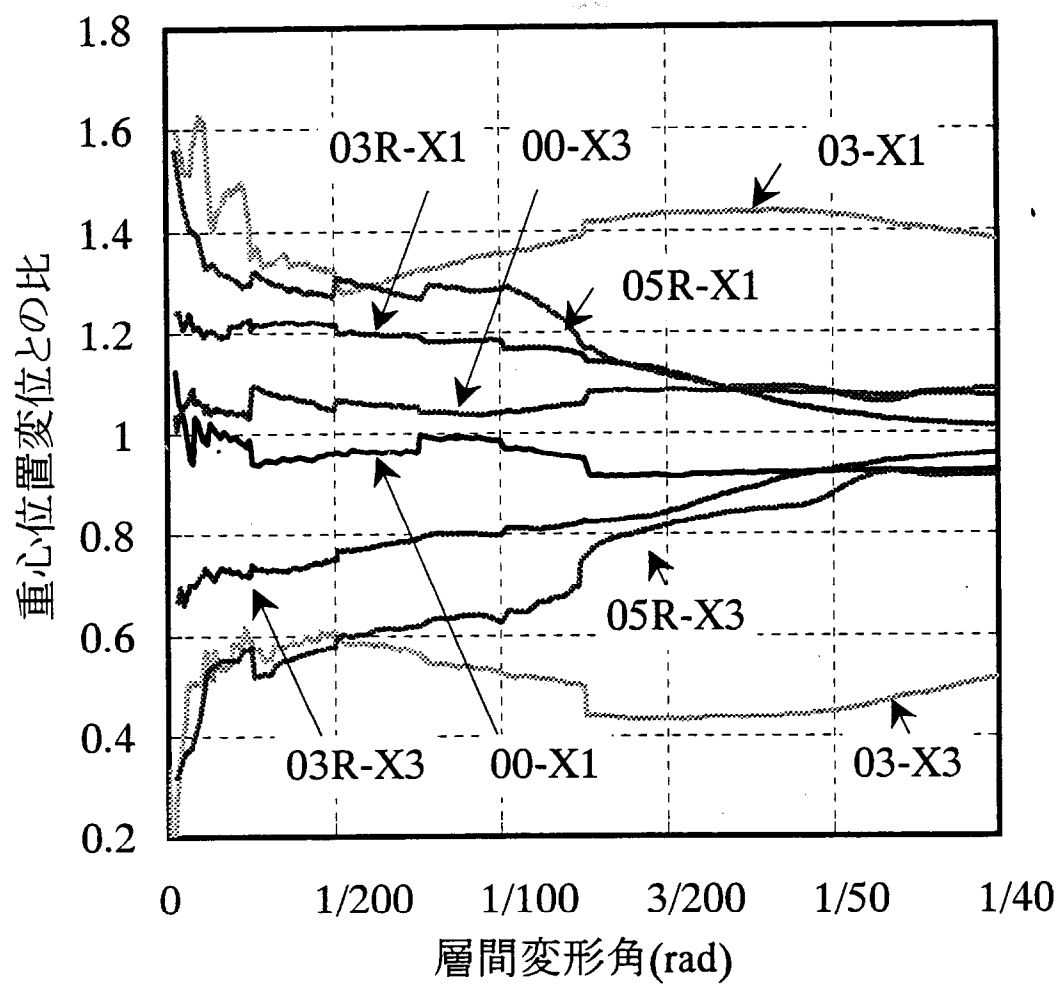


図 5-2-18 X1、X3通りフレーム層間変位の重心位置
層間変位に対する比(全試験体重ね合わせ)

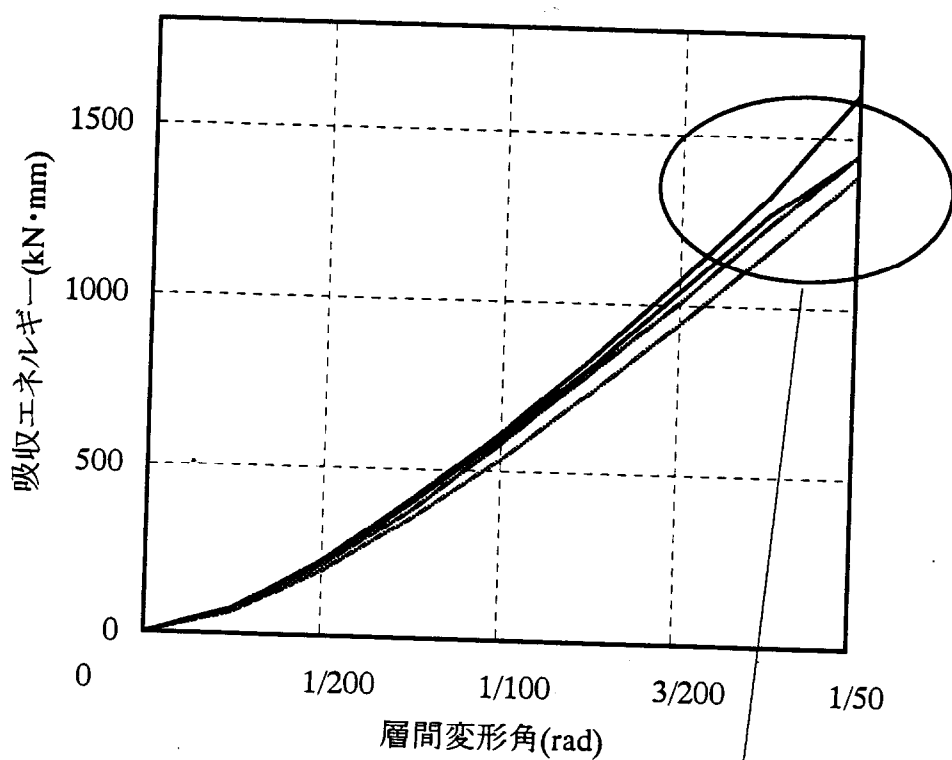


図 5-2-19 吸収エネルギー—層間変形角関係

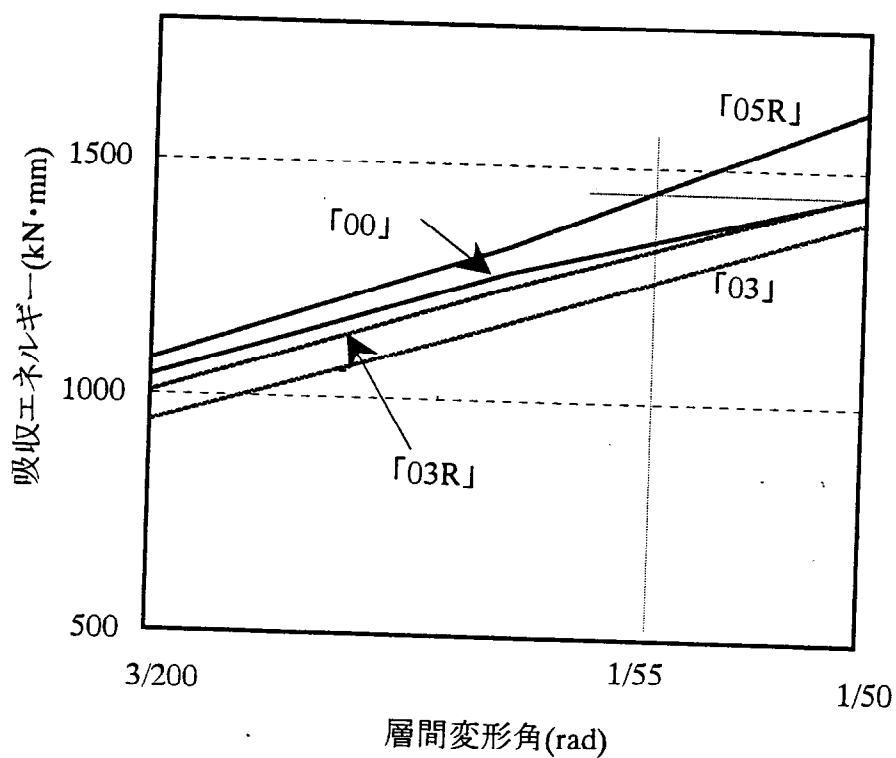


図 5-2-20 上図の拡大

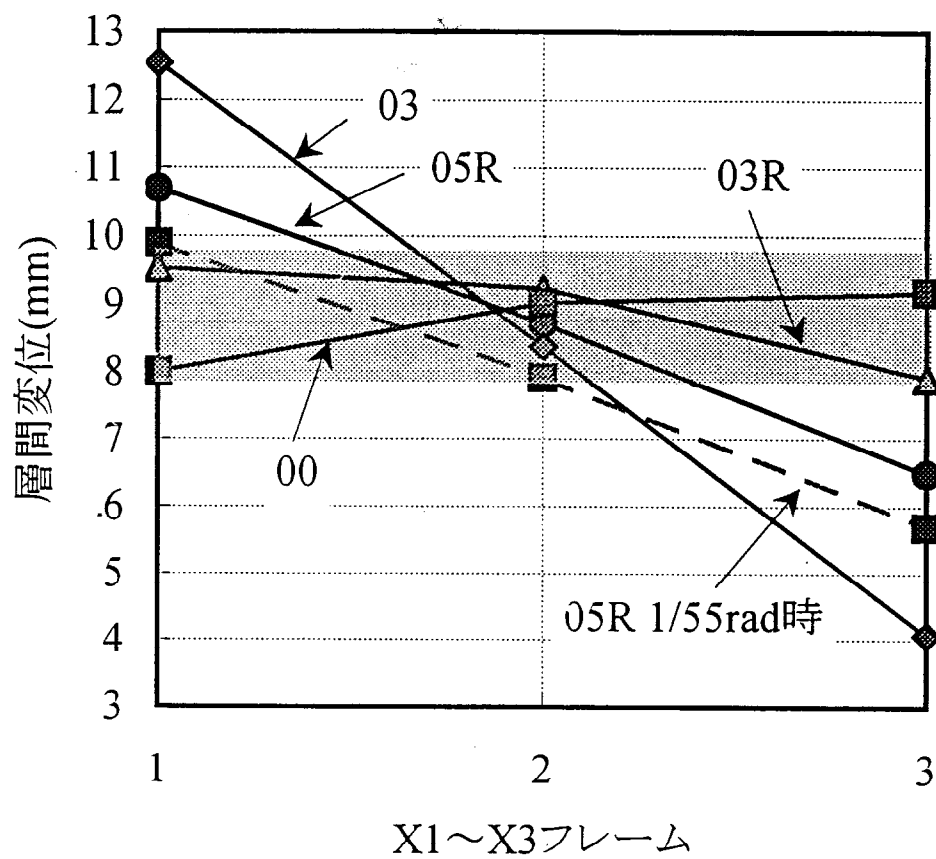


図 5-2-21 各フレーム層間変位

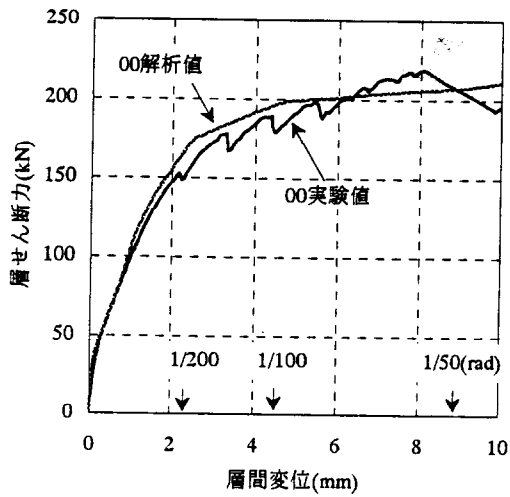


図 5-3-1 試験体「00」における比較

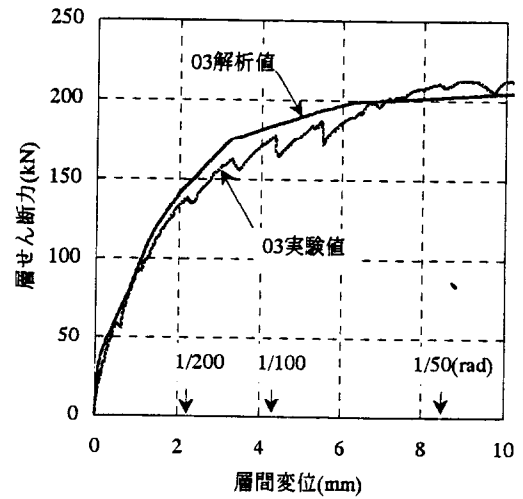


図 5-3-2 試験体「03」における比較

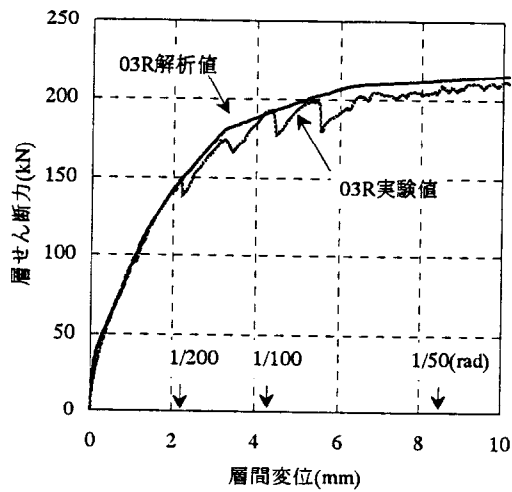


図 5-3-3 試験体「03R」における比較

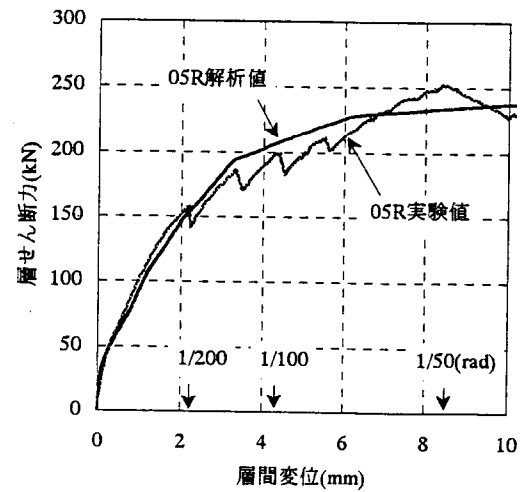


図 5-3-4 試験体「05R」における比較

実験値の層せん断力—層間変位関係の包絡線と
解析値の層せん断力—層間変位の比較

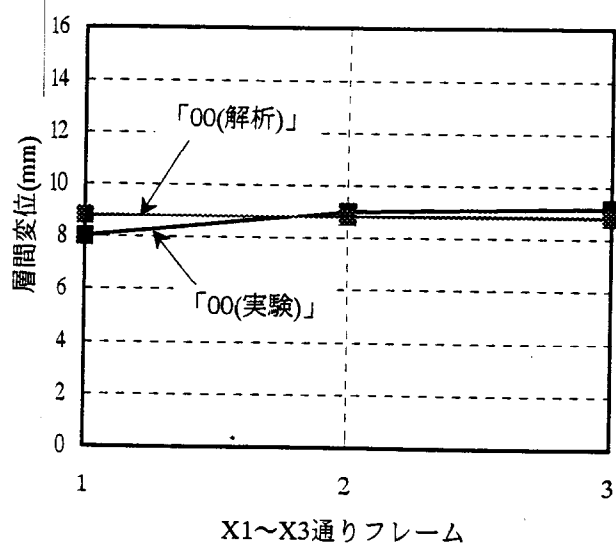


図 5-3-5 試験体「00」における比較

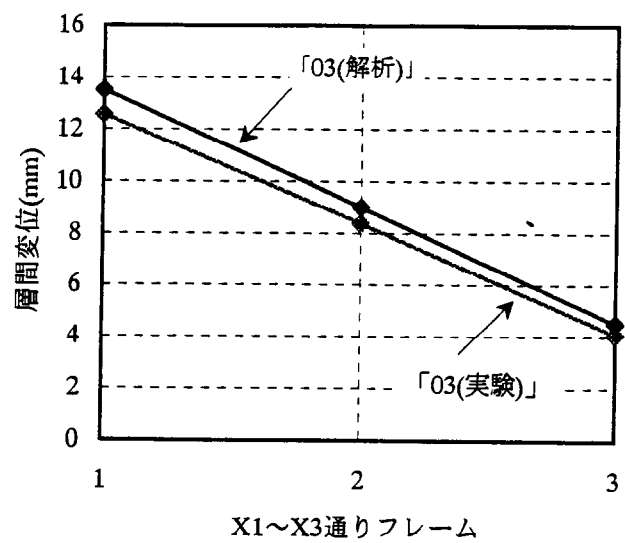


図 5-3-6 試験体「03」における比較

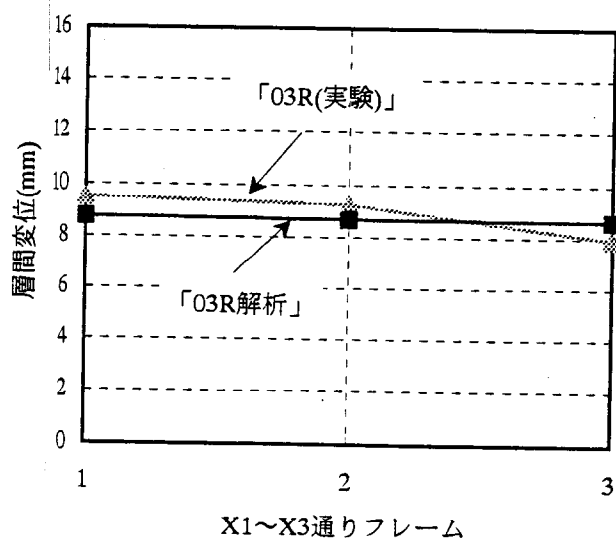


図 5-3-7 試験体「03R」における比較

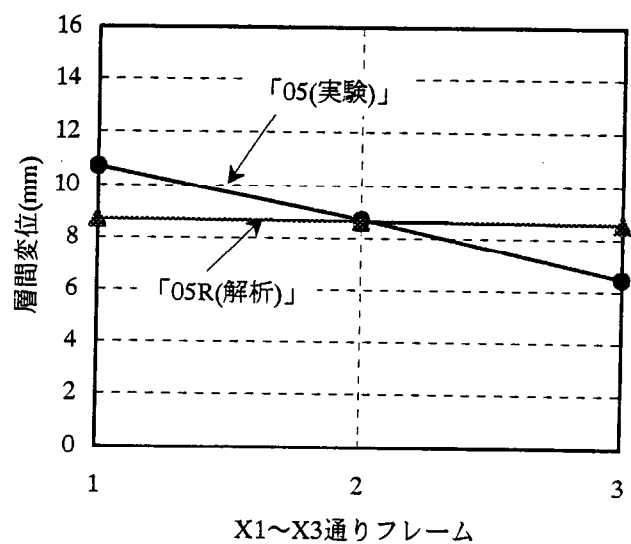


図 5-3-8 試験体「05R」における比較

実験値と解析値の各フレーム層間変位に関する比較

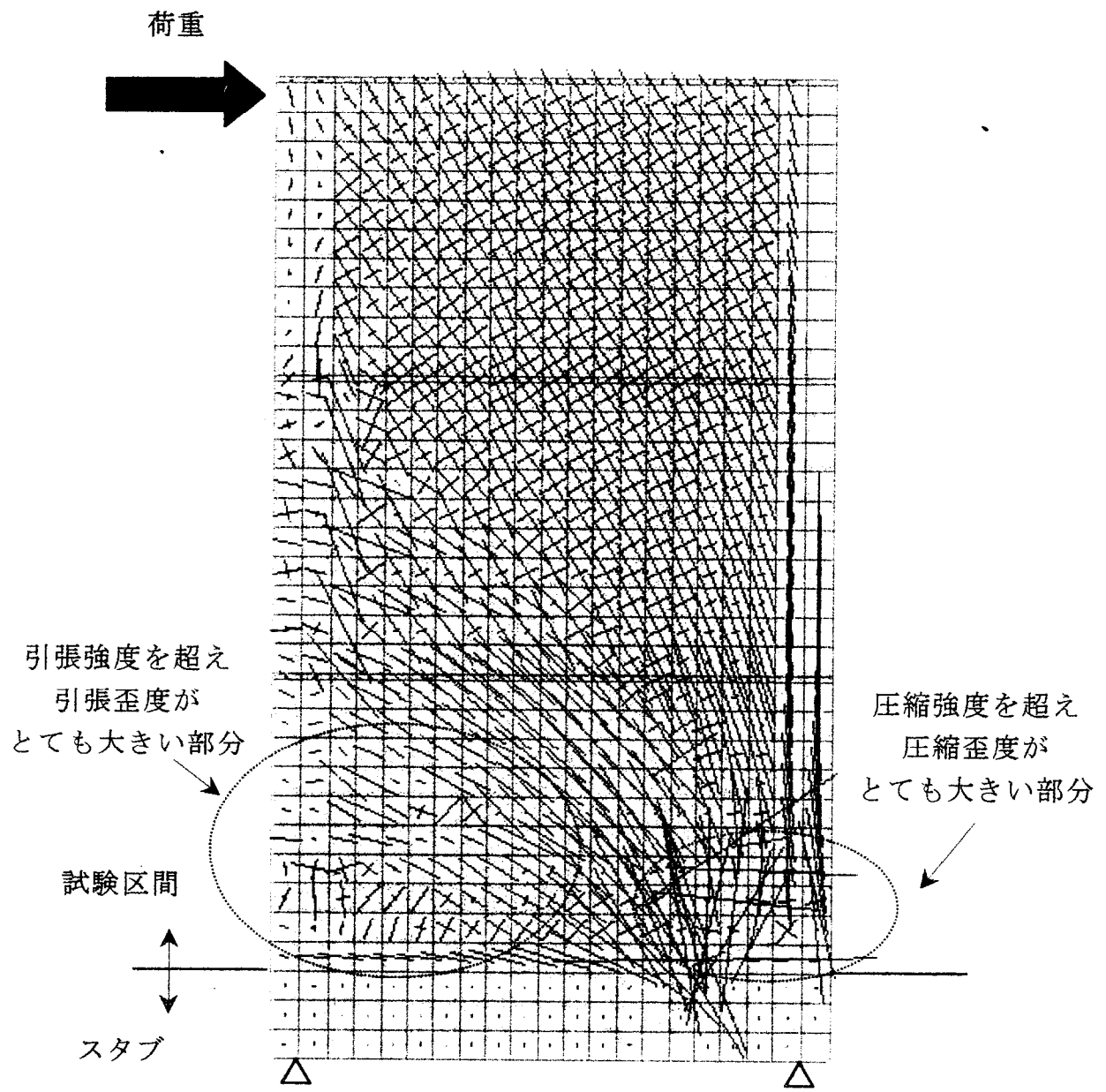


図 5-3-9 各要素の主応力(解析結果)

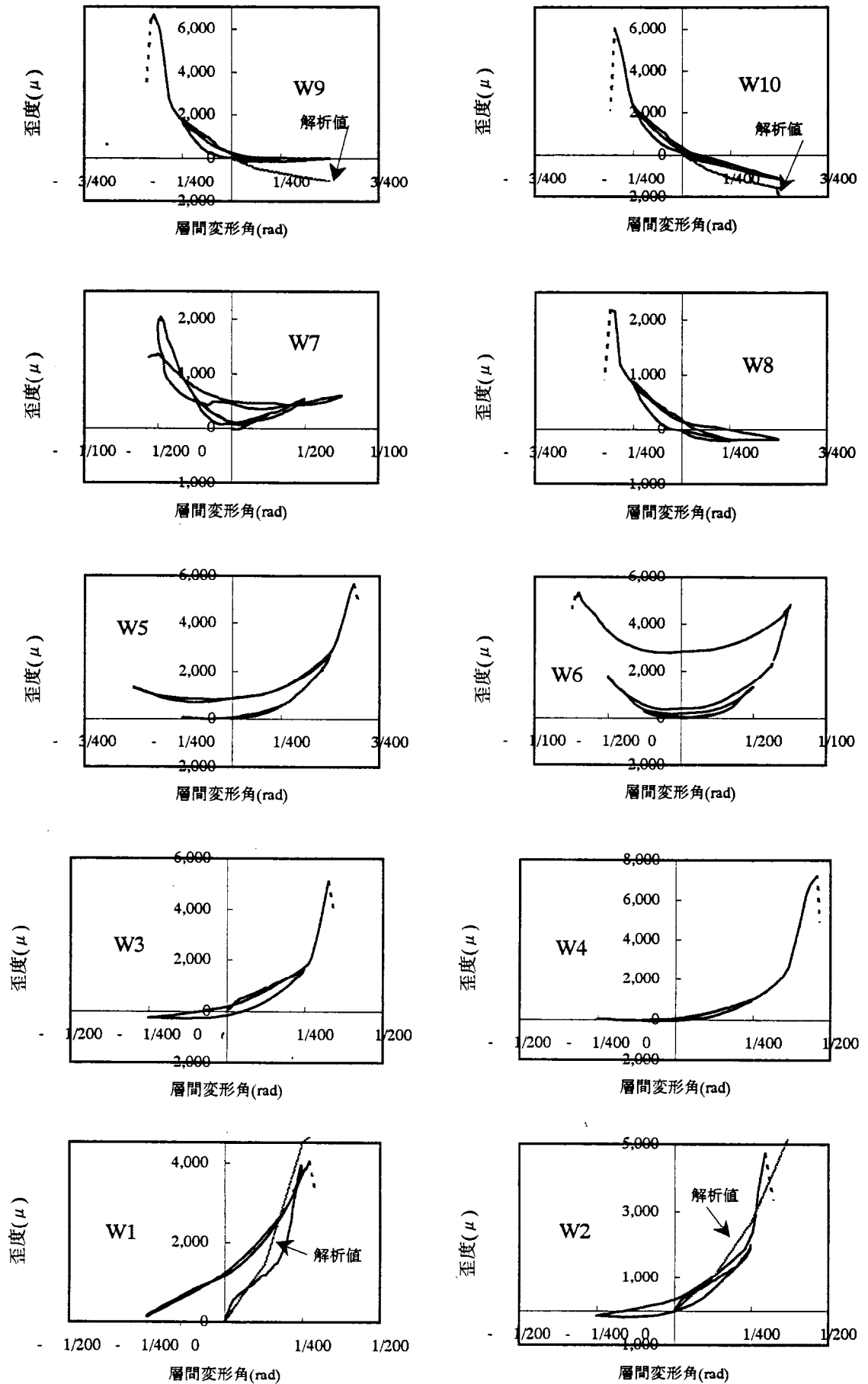


図 5-3-10 歪度—層間変形角関係

第 6 章

結論

6.1 本論のまとめ

6.2 今後の研究課題

6.1 本論のまとめ

本研究は耐震壁を有する鉄筋コンクリート造建物をモデル化する際に、耐震壁部分をブレースモデル等の線材モデルを用いず、FEM モデルである面材モデルを用いることにより、耐震壁部分の非線形性を考慮し、鉄筋コンクリート造建物の弾塑性性状をより正確に捉えようとしたものであり、偏心を有する鉄筋コンクリート造建物の耐力割増しに注目しつつ、設計方法を提案し、諸検討を行い、偏心を有する鉄筋コンクリート造立体フレームの実験およびそのモデルの解析を行ったものである。

以下、本研究で得られた結論を述べる。

(1) 構造物を以下のようなモデル化により静的解析を行った。

- ・ 床は剛床、各階の質量はそれぞれの床面内に均一に分布するものとするが、パラメーターとして重心位置（載荷位置）は変動できるものとする。
- ・ ラーメンフレームは線材置換し、柱および梁の材端はマルチスプリングモデルとし軸方向変位を考慮する。耐震壁部分は面材置換し、非線形 2 次元有限要素法解析のため要素分割を行う。
- ・ 建物を 3 次元擬似立体骨組に置換し、外力分布形は A_i 分布に基づき算出し、ステップごとに振りモーメントを考慮して各層各フレームに外力を分配した。
- ・ 長期応力は鉛直部材の軸力のみ考慮し、基礎梁下端はピン支持とした。

(2) 「実験結果の層せん断力－層間変位関係の包絡線」と「解析結果の層せん断力－層間変位関係」はほぼ適合性は良い傾向を示した。

(3) 重心位置（載荷位置）層間変形角 R が $1/50(\text{rad})$ における各フレームの層間変位の実験値と解析値を比較するとほぼ適合性は良い傾向を示した。

(4) 以下のような各層各フレームごとの耐力割増し率算出方法を提案した。

- ① 偏心を有する建物の各フレームの層間変位が同一になる様に地震力を入力し解析を行い、 i 階必要エネルギー量 iE_o を算出する。
- ② 偏心を有する建物の重心に地震力を入力し解析を行い、 iE_o 吸収時変位を求める。
- ③ フレーム耐力割増し率を各層各フレームごとに算出する。
- ④ 割増し後の断面で地震力を入力し解析を行い、 iE_o 吸収時変位が終局限界変位を超えていないことを確認する。（超えている場合は、さらに主筋量を増加する。）

(5) 本論の方法により各層各フレームごとに耐力の割増しを行うことによって、偏心を有する建物の変形性能の改善効果は実験で確認できた。

(6) 偏心を有する鉄筋コンクリート造建物の構造設計上、注意すべき点を以下に挙げる。

(6-1) 弾性剛性時偏心率が同じであっても剛心が偏心している建物より、重心が偏心している建物の方が、建物により不利に作用する傾向があるので更に注意が必要である。

(6-2) 弾性剛性時偏心率が同じであっても壁量が異なる場合、耐力割増し率は異なる傾向がある。

(6-3) 全フレームが耐震壁フレームであるモデルは必要保有水平耐力に対して保有水平耐力が大きく剛性が高いため振れ回転角が小さくなるので、偏心に対する耐力割増しが小さくなる傾向を示したが、壁量が多い場合は偏心に対して補強する必要性がないということではなく、やむを得ず偏心を有する構造計画となる場合は振れモーメントにより変位が増大するフレームに十分な靱性を持たせるなどバランスをとるべきであると考えられる。

- (7) 偏心を有する鉄筋コンクリート造立体フレームの実験により以下の結果を得た。
- (7-1) 全ての試験体において、1層の部材で曲げせん断ひび割れが伸展し、1層柱頭柱脚の危険断面位置のひび割れ幅が増大して最終的な変位に達した。X2通りの耐震壁フレームでは1層の層間変形角で約 $1/800\text{rad}$ から曲げせん断ひび割れが発生し、変位が進むにつれひび割れの本数が増加し、1層壁脚の危険断面位置のひび割れ幅が増大するとともに壁面がせん断滑り破壊を生じて最終的な変位に達したが、せん断滑り破壊の発生による著しい荷重の低下は見うけられなかった。偏心を有する他の試験体についても同様な破壊状況を示し、振れが原因であると考えらるひび割れは特に発生しなかった。
- (7-2) 第2章の方法により耐力割増しを行った試験体「03R」および「05R」において振れ変位が増大するフレーム(X1通りフレーム)の耐力を効果的に割増すことにより振れ回転角を低下させることは可能であることを実験により確認した。
- (7-3) 吸収エネルギーは耐力割増しの大きい試験体から順に $05R > 03R > 00 > 03$ となった。
- (7-4) 第2章の方法により偏心を有する試験体において、振れ変位が増大するフレーム(X1通りフレーム)の耐力を効果的に割増すことにより、変形性能の改善効果は実験で確認できた。
- (7-5) 解析結果の主応力の角度はほぼ45度方向を示し、ひび割れ状況図のひび割れ方向と同様な傾向を示していることが分かった。
- (7-6) W1、W2、W9およびW10の実験結果と解析結果はほぼ類似の傾向を示すことが分かった。

6.2 今後の研究課題

本論では耐震壁部分のモデル化に FEM モデルを用い、その耐震壁の剛性と耐力の評価の精度を上げることを最重要項目とした。しかし、FEM モデルを用いたコンクリート要素のモデル化を動的繰返し応力下における破壊性状に対応させることは難しい。

よって、本論のモデル化における動的効果の影響は今後の研究課題とした。

動的効果の影響に関する既往の研究^[6-1, 6-2]を以下に述べる。

- (1) 塑性下の程度が大きいほど、剛性および耐力の高いフレームも降伏し、捩れ振動が相対的に減少すれば、フレームの最大変位を並進時の変位で除した値は塑性下の程度が大きいほど小さくなる傾向がみられ、弾塑性捩れ振動における最外端フレームの応答変位を算定する概算式として以下が提案されている。

$$U_j = [1 + (y_j / i) \cdot (i \cdot U \theta / U_x)] \cdot U_o$$

U_j : j フレームの水平変位

y_j : 重心と j フレームの距離

$i \cdot U \theta / U_x = 0.45$ (弾塑性解析結果より)

U_o : 並進時の変位

U_x : 重心水平変位

- (2) 構造物の捩れ振動による応答変位の増大は平均的に RC 造では 10%、S 造では 5%であった。

上記などの文献のように動的解析による最大応答値は偏心のないモデルに対し増幅されるため、動的効果によって増えると予測される変位を抑えるように、あらかじめ終局限界変位を比較的小さく設定するなど、動的効果により層間変位が増幅することを適切に考慮することが望ましい。耐力割増し率の配分は本論の方法によるものとし、耐力を全体的に底上げすることにより対処する方法も考えられる。

また、現行規定に関して考えられる留意点を以下に挙げる。

- 1) 偏心に対する層の耐力割増し率（以下、 F_e ）は初期剛性を用いて算出した偏心率（以下、 R_e ）のみに依存していること。（塑性化に伴い R_e は変化し、初期剛性を用いて算出した R_e が最大値であるとは限らず、偏心率のみで弾塑性振れ性状を評価することは困難であるため。）
- 2) F_e によって、割増す対象となるのは層ごとの耐力であること。（層の振れモーメントにより変位が増大するフレームの耐力を割増すべきであると考えられ、層全体で耐力を割増した場合、層の振れモーメントによる振れ変位（振れ回転角）が改善されるとは限らないと考えられるため。）

現行規定は様々なパラメトリック解析のもとでバランスを保つ中で成り立っており、その中で外力分布形を A_i 分布に仮定するなど、静的解析により耐震性の問題を確認し、それに対し偏心に対する耐力割増しは F_e で評価するという 1981 年の新耐震設計法の規定である。

よって、上記の留意点に対し本論は現行規定が危険側に評価されることや、過剰設計であることを意味するのではなく、近年、仕様規定型設計法から性能規定型設計法に移行する流れの中で、偏心に対する設計において、本研究のみならず動的な影響を考慮し、目標とする耐震性能が明確である性能規定型設計法に沿うような耐力割増し方法を、より簡易的に行えるように研究を発展させる必要があると思われる。

付録-1

鉄筋コンクリート部材の 非線形 2 次元有限要素法による解析法

1. 有限要素法による解析手法概要
2. 接線剛性増分法
3. 諸要素の剛性マトリックス
4. 構造全体剛性マトリックスの構成
5. 数値解析法
6. 有限要素解析モデル

1. 有限要素法による解析手法概要

有限要素法(Finite Element Method)では解析対象である連続体を有限個の要素に分割し、それらの各要素を節点で連結し、連続体をこれらの要素の集合体と考え、各要素の変形状態はこれらの節点変位によって定義され、要素に作用する応力は節点を通じてのみ伝達されるものと仮定する。そして、この集合体に対して成立する方程式を解くことにより必要な解を得ることができる。

以下に有限要素法の手順の概要を述べる。

- 1) 解析対象である連続体を仮想した境界線あるいは境界面により、有限個の要素に分割する。各要素は境界上にある有限個の節点において互いに結びつけられているものとする。この節点に生じる変位が未知の基本パラメータとする。
- 2) 各有限要素内の任意点の変位 $\{u\}$ を、その要素の節点変位 $\{r\}$ の関数として一義的に決定されるような補間関数 $[\Phi]$ を用いて、次のような式に表現する。

$$\{u\} = [\Phi]\{r\} \quad (\text{変位-節点変位関数})$$

- 3) 要素内の任意点のひずみ $\{\varepsilon\}$ をその要素の節点変位 $\{r\}$ の関数として表わすために、変位-節点変位関数式を一般軸に関して微分することにより次の式を得る。

$$\{\varepsilon\} = [B]\{r\} \quad (\text{ひずみ-節点変位関係})$$

- 4) 応力 $\{\sigma\}$ とひずみ $\{\varepsilon\}$ の関係を、材料の構成則を用いて、次のように表わす。

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (\text{応力-ひずみ関係})$$

- 5) 仮想仕事の原理を適用して、等価節点力 $\{F\}$ と節点変位 $\{r\}$ の関係を、要素剛性行列 $[K]$ を用いて、次のように表現する。

$$\{F\} = [K]\{r\}$$

ここで、

$$[K] = \int_V [B]^T \cdot [D] \cdot [B] \cdot dV$$

- 6) 各要素の剛性マトリックスをすべて重ね合わせるにより、構造物全体の剛性マトリックス $[K]$ が求まり、外部節点力 $\{P\}$ と節点変位 $\{R\}$ の関係を、 $[K]$ を用いて表わす。

$$\{P\} = [K] \cdot \{R\}$$

- 7) 上式を節点変位 $\{R\}$ について解くと、次の式のように表現する。

$$\{R\} = [K]^{-1} \cdot \{P\}$$

- 8) 各要素のひずみ、応力はそれぞれ

$$\{\varepsilon\} = [B]\{r\}$$

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\}$$

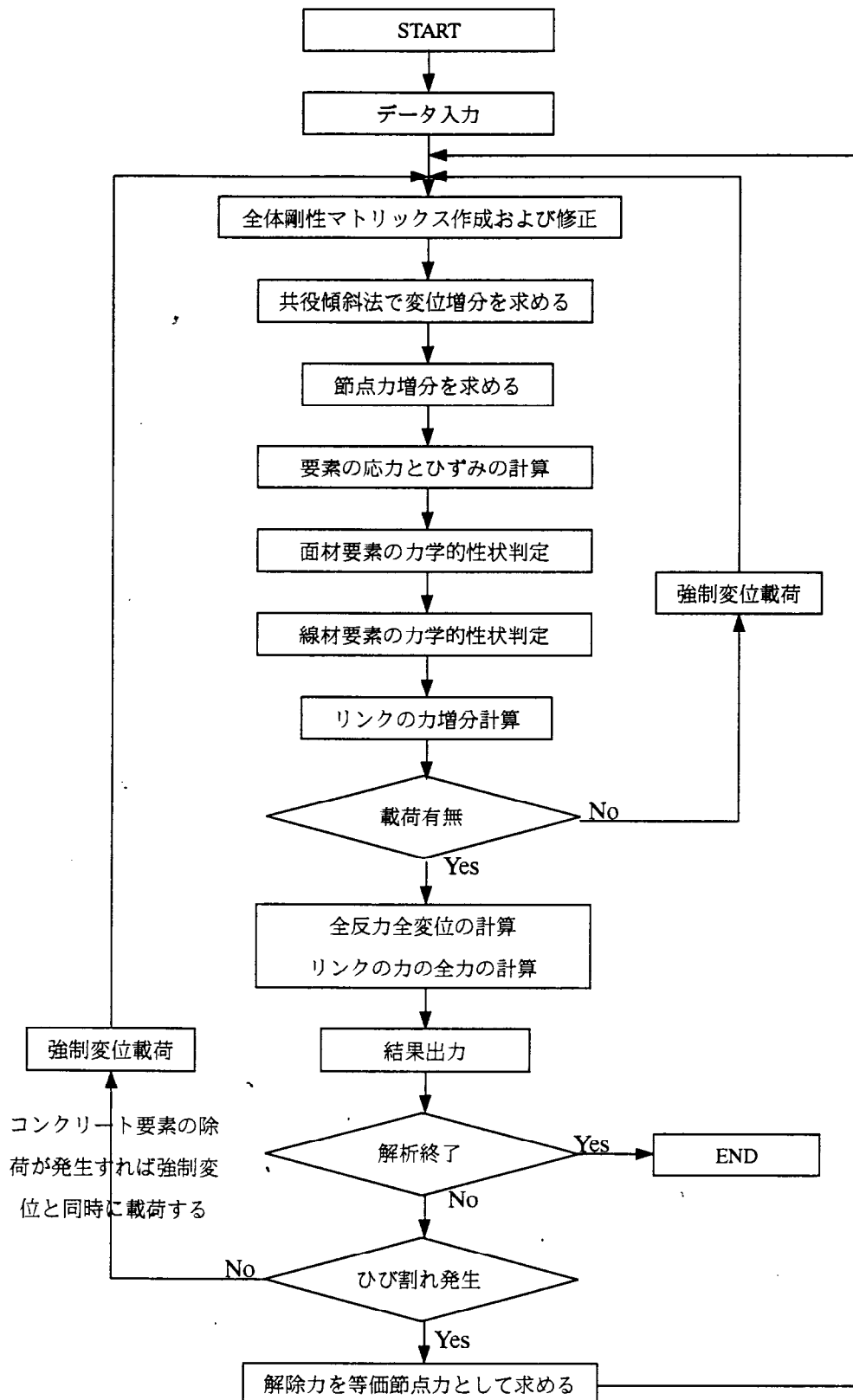
式より求められる。

2. 接線剛性増分法

鉄筋コンクリート構造物は、一般にコンクリートのひび割れおよび破壊を発生することにより、幾何学的非線形性、材料非線形性および付着－すべりの非線形関係などと相まって、複雑な非線形挙動を示す。

本解析では材料の非線形性と付着－すべりの非線形性を表現するために、荷重増分法を用い、各荷重増分段階で接線剛性法を用いて、変位、ひずみ、応力の付加増分を求め、前に得られている値に加える。そして、各要素の力学的性質をチェックした上で次の荷重段階のための新たな剛性を決定する。それから、変化された要素の剛性だけにより、全体剛性マトリックスの修正を行なう。

コンクリートのひび割れを発生することにより、解除力が必要な場合には、同じ荷重段階で解除力のみ与えて計算する。それから、新しい荷重段階に入る。解析のフローチャートを付図 1.1 に示す。

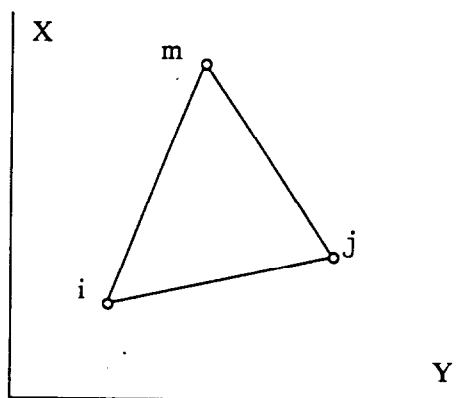


付図 1-1 解析のフローチャート

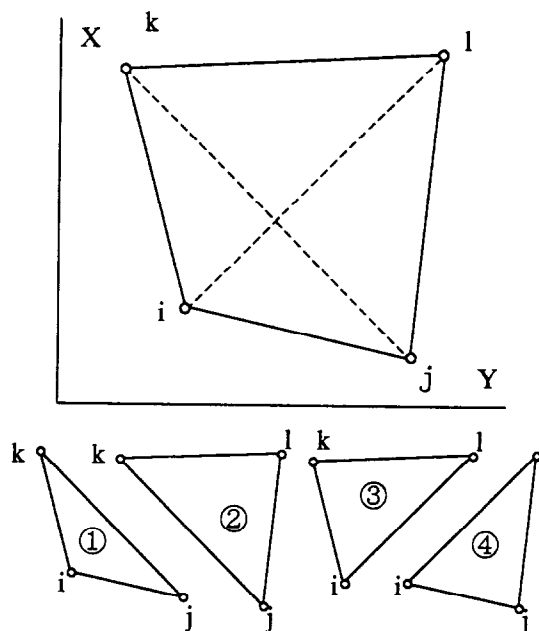
3. 諸要素の剛性マトリックス

3.1 面材（三角形と四辺形）要素の剛性マトリックス

本解析には使われている平面要素は低次自由度要素であった。即ち、要素内部の変位関係が1次多項式より構成されたものであった。付図 1-2 と付図 1-3 には三角形要素と四辺形要素を示す。



付図 1-2 三角形要素



付図 1-3 四辺形要素

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = [N] \{\delta\}^e$$

ここで、

$$[N] = \frac{1}{2\Delta} \begin{bmatrix} a_i + b_i x + c_i y & 0 \\ 0 & a_i + b_i x + c_i y \\ a_j + b_j x + c_j y & 0 \\ 0 & a_j + b_j x + c_j y \\ a_m + b_m x + c_m y & 0 \\ 0 & a_m + b_m x + c_m y \end{bmatrix}$$

$$\begin{aligned} a_i &= x_j y_m - x_m y_j & b_i &= y_j - y_m & c_i &= x_m - x_j \\ a_j &= x_m y_i - x_i y_m & b_j &= y_m - y_i & c_j &= x_i - x_m \\ a_m &= x_i y_j - x_j y_i & b_m &= y_i - y_j & c_m &= x_j - x_i \end{aligned}$$

$$\Delta = \frac{1}{2} \begin{vmatrix} 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_m & y_m \end{vmatrix}$$

形状関数 $[N]$ を求められる。 $[N]$ を通じて、要素内の任意の変位が節点変位で表わせる。 $[N]$ の非零要素は線形関数である。三角形のどの辺にそっても変位が直線的に変化するので、節点（隣接する要素に共通の要素）に同一の変位を与えれば、要素の接する境界面にそって同じ変位を生じる。要素の変位適合条件を満足する。

平面要素内の任意の点におけるひずみは、内部仕事に寄与する次の 3 成分によって定めることができる。

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{Bmatrix}$$

$$\{\varepsilon\} = \frac{1}{2\Delta} \begin{bmatrix} b_i & 0 & b_j & 0 & b_m & 0 \\ 0 & c_i & 0 & c_j & 0 & c_m \\ c_i & b_i & c_j & b_j & c_m & b_m \end{bmatrix} \{\delta\}^e$$

$$\{\varepsilon\} = [B] \{\delta\}^e$$

ここで、

$$\{\mathbf{B}\} = \frac{1}{2\Delta} \begin{bmatrix} b_i & 0 & b_j & 0 & b_m & 0 \\ 0 & c_i & 0 & c_j & 0 & c_m \\ c_i & b_i & c_j & b_j & c_m & b_m \end{bmatrix}$$

等方材料の平面応力問題では、平面応力の定義により、次の式が成立する。

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu)/2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}$$

ここで、

$$[\mathbf{D}] = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu)/2 \end{bmatrix}$$

要素 ijm に任意の（仮想）節点変位を加え、それによって種々の力や応力のなす内部仕事と外部仕事を等置すれば、要素の剛性マトリックスを求められる。

仮想変位を $\{\delta^*\}$ とし、要素内のひずみは次の式で表わす。

$$\{\varepsilon\} = [\mathbf{B}]\{\delta^*\}$$

節点力のなす仕事は、個々の力の成分と対応する仮想変位成分の積の和に等しく、次のように表現する。

$$(\{\delta^*\})^T \{\mathbf{F}\}$$

同様に単位体積あたり、応力による内部仕事は次のように示す。

$$\{\varepsilon\}^T \{\sigma\} = (\{\delta^*\})^T [\mathbf{B}]^T \{\sigma\}$$

外部仕事を、要素の全容積にわたる積分として与えられる全内部仕事に等置すると、

$$(\{\delta^*\})^T \{\mathbf{F}\} = (\{\delta^*\})^T \iint_{\Delta} [\mathbf{B}]^T \{\sigma\} t \, dx \, dy$$

$$\{\mathbf{F}\} = [\mathbf{B}]^T [\mathbf{D}] [\mathbf{B}] t \Delta \{\delta^*\}$$

ここで、

$$[k]^e = [B]^T [D] [B] \Delta$$

ここで、 Δ とは要素の面積と要素の厚さをそれぞれ表わす。

四辺形要素の剛性マトリックスは、付図 1-3 に示すように三角形要素の剛性マトリックスの集合として、次の式で求める。

$$[k]_{ijkl}^e = [k]_{ijl}^e [k]_{ilk}^e [k]_{ijk}^e [k]_{ikl}^e$$

3.2 線材要素の剛性マトリックス

線材要素は、その材軸方向にのみ剛性を有し、物理的な大きさは持たない要素である。要素の弾性係数を E 、断面積を A 、材長を l とすると、材軸方向の要素剛性 k は、次のようになる。

$$k = \frac{E \cdot A}{l}$$

$$\{f\} = [k]\{r\}$$

一般に材軸が x 軸と θ 傾いている場合には、変位及び荷重の座標変換マトリックス $[T]$ を用いて、剛性マトリックス K は次のように求められる。

$$\{f\} = [T]\{F\} \quad \{r\} = [T]\{R\}$$

$$\begin{aligned} \{F\} &= [T]^{-1}\{f\} = [T]^{-1}[k]\{r\} \\ &= [T]^{-1}[k][T]\{R\} \\ &= [K]\{R\} \end{aligned}$$

$$[K] = [T]^{-1}[k][T] = [T]^T[k][T]$$

$$[K] = \frac{E \cdot A}{l} \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \cos \theta \sin \theta & -\cos^2 \theta & -\cos \theta \sin \theta \\ \cos \theta \sin \theta & \sin^2 \theta & -\cos \theta \sin \theta & -\sin^2 \theta \\ -\cos^2 \theta & -\cos \theta \sin \theta & \cos^2 \theta & \cos \theta \sin \theta \\ -\cos \theta \sin \theta & -\sin^2 \theta & \cos \theta \sin \theta & \sin^2 \theta \end{bmatrix}$$

ここで、

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta & 0 & 0 \\ -\sin \theta & \cos \theta & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cos \theta & \sin \theta \\ 0 & 0 & -\sin \theta & \cos \theta \end{bmatrix}$$

(θ は反時計回りを正にする)

また、 $[T]^{-1} = [T]^T$ となる。

3.3 リンク要素の剛性マトリックス

リンク要素 (Linkage Element) は、付図 1-4 のように、直交する 2 本の独立したバネから構成され、機械的性質のみを有し、物理的な大きさは持たない要素である。

X 軸と θ 傾いたバネ ($k=k_H$ 、接線方向バネ) の剛性マトリックスは前に求めた $[K]$ 、式により次のように表わす。

$$[K_H] = k_H \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \cos \theta \sin \theta & -\cos^2 \theta & -\cos \theta \sin \theta \\ \cos \theta \sin \theta & \sin^2 \theta & -\cos \theta \sin \theta & -\sin^2 \theta \\ -\cos^2 \theta & -\cos \theta \sin \theta & \cos^2 \theta & \cos \theta \sin \theta \\ -\cos \theta \sin \theta & -\sin^2 \theta & \cos \theta \sin \theta & \sin^2 \theta \end{bmatrix}$$

同様に接線方向と直交するリンクの法線方向バネ ($k=k_V$) の剛性マトリックスは、上式の θ を $\theta + \pi/2$ と置き換えることにより、求められる。

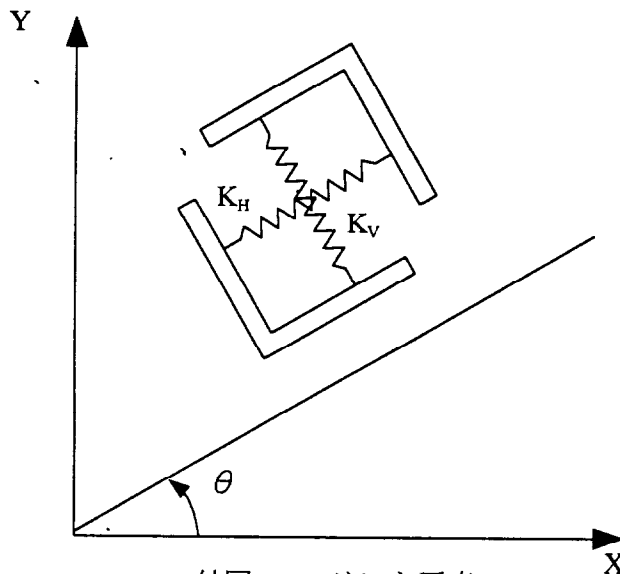
$$\cos(\theta + \pi/2) = -\sin \theta, \quad \sin(\theta + \pi/2) = \cos \theta \quad \text{より、}$$

$$[K_V] = k_V \begin{bmatrix} \sin^2 \theta & -\cos \theta \sin \theta & -\sin^2 \theta & \cos \theta \sin \theta \\ -\cos \theta \sin \theta & \cos^2 \theta & \cos \theta \sin \theta & -\cos^2 \theta \\ -\sin^2 \theta & \cos \theta \sin \theta & \sin^2 \theta & -\cos \theta \sin \theta \\ \cos \theta \sin \theta & -\cos^2 \theta & -\cos \theta \sin \theta & \cos^2 \theta \end{bmatrix}$$

リンク要素の剛性マトリックスは、

$$[K] = [K_H] + [K_V]$$

として求められる。



付図 1-4 リンク要素

4. 構造全体剛性マトリックス $[K]$ の構成

面材要素剛性マトリックス、リンク要素剛性マトリックスおよび線材要素剛性マトリックスは以上のように求めた。それを重ね合わせるにより、構造全体の剛性マトリックスが得られる。個々の面材要素（または線材要素、リンク要素）の剛性マトリックスを全体剛性マトリックスに重ね合わせるとき、正方行列である構造全体の剛性マトリックスは節点数が多くなると、コンピュータの主記憶領域に収まらなくなるので、 $[K]$ の対称性質を利用して非零要素の組み込み先にあたる記憶番地を求めてそこに組み込み、マトリックスを再配列する。

5. 数値解析法

5.1 連立1次方程式の解法

要素の剛性マトリックスを全部の要素について重ね合わせて全体剛性マトリックスが求まれば、有限要素法による構造解析は次のような連立1次方程式を解くことに帰着する。

$$\{\Delta F\} = [K]\{\Delta U\}$$

ここで、

$\{\Delta F\}$: 外部節点力増分（既知）

$[K]$: 全体剛性マトリックス

$\{\Delta U\}$: 節点変位増分（未知）

$\{\Delta u\}$: 節点強制変位増分（既知）

この連立方程式を解く方法は大別すると次の2つになる。

1. 消去法（直接法）

2. 反復法

消去法は方程式を何らかの方法で未知数を減らしてゆき、直接に解いていく方法でバンドマトリックス法、ウエーブフロント法、直列法、並列法などがある。

反復法は trial and error によって解を正解に近づけて行く方法で Jacobi 法、Gauss-Seidel 法、SOR 法（Successive Over Relaxation）、CG 法（Conjugate Gradient）などがある。

反復法の利点は剛性マトリックスが計算過程においてこわされず、最後まで保たれるので誤差が累積しにくい。また弾塑性問題のようなとき、前回のステップで得られた解を次のステップでの初期値とすれば、少ない反復回数で解を得ることができる特徴を持っている。

5.2 連立1次方程式のCG法（共役傾斜法）

今回の解析には反復法の一つであるCG法（共役傾斜法）を使用した。CG法は数値計算上の丸めの誤差がなければ未知数の数と同じ回数の反復を行なうまでに、真の解に到達するという性質を備えている。

未知数のベクトルを $\{x\}$ 、係数の行列を $[A]$ 、既知のベクトルを $\{b\}$ とすると連立方程式は①式になる。

$$[A]\{x\} = \{b\} \quad \dots\dots\dots ①$$

i 次の解 $\{x_i\}$ に対する残差ベクトルを②式、修正ベクトルを③式とする。第 $\{i+1\}$ 近似の解は④式となる。

$$\{r_i\} = \{b\} - [A]\{x_i\} \quad \dots\dots\dots ②$$

$$\{q_i\} = \{\alpha_i\}\{r_i\} + \{q_{i-1}\} \quad \dots\dots\dots ③$$

$$\{x_{i+1}\} = \{x_i\} + \{q_i\} \quad \dots\dots\dots ④$$

真の解 $\{y\}$ に対する誤差 $\{\Delta x_i\} = \{y\} - \{x_i\}$ に対して誤差関数： $f(\{\Delta x_i\}) = (\{\Delta x_i\}, [A]\{\Delta x_i\})$ を定義して、 $f(\{\Delta x_i\})$ を最小にする条件より、残差ベクトルの直交性⑤式、及び残差ベクトルと修正ベクトルの直交性⑥式が求まれば、式の③ $\{\alpha_i\}$ が求まる。

$$(\{r_i\}, \{r_j\}) = 0 \quad i \neq j \quad \dots\dots\dots ⑤$$

$$(\{q_i\}, [A]\{q_j\}) = 0 \quad i \neq j \quad \dots\dots\dots ⑥$$

一般にn次元空間に互いに直交するベクトルがn個より多く存在することがないために、残差が互いに直交しているCG法では理論上、n回までの反復のうちに真の解に到達する。

反復法においては解が十分に真の値に近づいたかどうかを判定する必要がある。収束性の判定にはいくつかの方法があるが、次の方法で行なった。m回目反復計算した時の全要素の中に最大残差ベクトルi要素が許容限度より小さい時、計算が収束になる。

$$\sum_{i=1}^n |r_i^m| < \varepsilon = 10^{-5}$$

ここで、n：節点変位の自由度の総数

r_i^m ：m回目の反復計算した時の最大残差ベクトルi要素の値

ε ：許容限度（実際の計算では 10^{-6} にしている）

6. 有限要素解析モデル

構造部材の解析を理論的アプローチから論じるためには、何らかの力学モデルを設定する必要がある。この力学モデルには、有限要素法のように材料の構成則に基づくミクロモデルと、トラス理論やアーチ理論のように部材全体の耐荷機構を巨視的に捉えるマクロモデルが考えられる。この二つのモデルにはそれぞれ得失がある。すなわち、マクロモデルは適用範囲が特定の部材に限定されるものの、部材の抵抗機構を単純化しているため解析が簡単である。また、これから得られる耐力推定式には、物理現象を規定する変数が含まれており、モデルが合理的であれば、直接設計式へ発展させることも可能である。これに対して、有限要素法のようなミクロモデルでは、マクロモデルにけるように例えば部材の耐力と要因の関係など直接関数関係で示すことはできないが、最小限の仮定に基づくために適用範囲が広く、部材内の応力の流れなど抵抗機構に関する詳細な情報が得られるところから、マクロモデルの開発や検証にも有効な手段となる。有限要素法により定性的な検討ばかりでなく定量的な検討を行ない、多くのパラメータを変化させて実施することが困難である実験の代わりに解析で検討しさらに推定式を導くことができる。有限要素法によるミクロな検討の意義は、実験のみでは十分把握できない影響因子を解析的に見出すとともに構成則の解析的裏付けを行なうことにあると考えらる。

本研究では、分散ひび割れモデルを使って解析を行なった。

6.1 コンクリート要素

1) 構成則

コンクリート要素には弾塑性として扱い、各節点で剛性評価を行なう要素内のひずみは一定とする三角形及び四辺形要素を用いる。二軸応力下の構成則には、Darwin、Pecknoldによる等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデルを用いる。

まず、増分型の直交異方性構成方程式は、

$$\begin{Bmatrix} d\epsilon_1 \\ d\epsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E_1 & -\nu_2/E_2 & 0 \\ -\nu_1/E_1 & 1/E_2 & 0 \\ 0 & 0 & 1/G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{Bmatrix} \quad \dots \dots \dots (1)$$

(1)式を逆変換すると、

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{Bmatrix} = \frac{1}{1-\nu_1 \cdot \nu_2} \begin{bmatrix} E_1 & \nu_1 E_2 & 0 \\ \nu_2 E_1 & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu^2)G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\epsilon_1 \\ d\epsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad \dots \dots \dots (2)$$

ここで、Maxwell、Betti の相反定理より、

$$\nu_2 E_1 = \nu_1 E_2$$

ここで、ポアソン比については方向性を特に考えないこととし、等価ポアソン比を次のように決定する。

$$\nu = \sqrt{\nu_1 \cdot \nu_2} \quad \dots \dots \dots (3)$$

(2)式、(3)式より、

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{Bmatrix} = \frac{1}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} E_1 & \nu\sqrt{E_1 \cdot E_2} & 0 \\ \nu\sqrt{E_1 \cdot E_2} & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu^2)G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad \dots \dots (4)$$

となる。

ポアソン比と同様に方向性については考えないこととし、非直交異方性軸に関しても、 G は変化しないものとする、

$$G = \frac{1}{4}(E_1 + E_2 - 2 \cdot \nu \cdot \sqrt{E_1 \cdot E_2}) \quad \dots \dots \dots (5)$$

となる。

よって、材料主軸に関する構成方程式は、

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{Bmatrix} = [D] \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad \dots \dots \dots (6)$$

ここで、

$$[D] = \frac{1}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} E_1 & \nu\sqrt{E_1 \cdot E_2} & 0 \\ \nu\sqrt{E_1 \cdot E_2} & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{4}(E_1 + E_2 - 2 \cdot \nu \sqrt{E_1 \cdot E_2}) \end{bmatrix}$$

また、材料主軸と θ の角度をなす場合は、

$$\{d\sigma\} = [T_\sigma] \{\sigma_{xy}\}$$

$$\{d\varepsilon\} = [T_\varepsilon] \{\varepsilon_{xy}\}$$

$$[T_\sigma] = \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & 2 \sin \theta \cos \theta \\ \sin^2 \theta & \cos^2 \theta & -2 \sin \theta \cos \theta \\ -\sin \theta \cos \theta & \sin \theta \cos \theta & \cos 2\theta - \sin 2\theta \end{bmatrix}$$

$$[T_\epsilon] = \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & \sin \theta \cos \theta \\ \sin^2 \theta & \cos^2 \theta & -\sin \theta \cos \theta \\ -2 \sin \theta \cos \theta & 2 \sin \theta \cos \theta & \cos^2 \theta - \sin^2 \theta \end{bmatrix}$$

$$\begin{aligned} \{d \sigma_{xy}\} &= [T_\sigma]^{-1} \{\sigma\} \\ &= [T_\sigma]^{-1} [D] \{d \epsilon\} \\ &= [T_\sigma]^{-1} [D] [T_\epsilon] \{d \epsilon_{xy}\} \end{aligned}$$

$$[D_{xy}] = [D'] = [T_\sigma]^{-1} [D] [T_\epsilon]$$

($[T_\sigma]^{-1}$ は $[T_\sigma]$ より θ を $-\theta$ とおくことで求められる)

$$[D'] = \frac{1}{1 - \nu^2} \begin{bmatrix} E_1 \cdot cs^2 + E_2 \cdot ss^2 & \nu \sqrt{E_1 \cdot E_2} & (E_1 - E_2) \cdot ss \cdot cs / 2 \\ \nu \sqrt{E_1 \cdot E_2} & E_1 \cdot cs^2 + E_2 \cdot ss^2 & (E_1 - E_2) \cdot ss \cdot cs / 2 \\ (E_1 - E_2) \cdot ss \cdot cs / 2 & (E_1 - E_2) \cdot ss \cdot cs / 2 & (E_1 + E_2 - 2 \cdot \nu \sqrt{E_1 \cdot E_2}) / 4 \end{bmatrix}$$

ただし、 $cs = \cos \theta$ 、 $ss = \sin \theta$ (θ は材料主軸から時計回りになる。)

$$\begin{Bmatrix} d \sigma_1 \\ d \sigma_2 \\ d \tau_{12} \end{Bmatrix} = [D'] \begin{Bmatrix} d \epsilon_1 \\ d \epsilon_2 \\ d \gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad \dots \dots \dots (7)$$

2) 等価一軸ひずみ

〔D〕 式中の応力の変動に対して、 E_1 、 E_2 の変動を定義する等価一軸ひずみの概念を用いる。(4) 式を次のように書き表す。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} E_1 B_{11} & E_1 B_{12} & 0 \\ E_2 B_{21} & E_2 B_{22} & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad \dots \dots \dots (8)$$

ここで、(8) 式を展開すると、

$$\begin{aligned} d\sigma_1 &= E_1 (B_{11} d\varepsilon_1 + B_{12} d\varepsilon_2) \\ d\sigma_2 &= E_2 (B_{21} d\varepsilon_1 + B_{22} d\varepsilon_2) \\ d\tau_{12} &= G \cdot d\gamma_{12} \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (9)$$

ここで、

$$\begin{aligned} d\varepsilon_{1U} &= B_{11} d\varepsilon_1 + B_{12} d\varepsilon_2 \\ d\varepsilon_{2U} &= B_{21} d\varepsilon_1 + B_{22} d\varepsilon_2 \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (10)$$

にすると、(9) 式を次のマトリックスに表示する。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} E_1 & 0 & 0 \\ 0 & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_{1U} \\ d\varepsilon_{2U} \\ d\gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad \dots \dots \dots (11)$$

この右辺のベクトルを増分等価一軸ひずみと定義し、各成分を実際のひずみによって表わすと、

$$d\varepsilon_{iU} = B_{i1} d\varepsilon_1 + B_{i2} d\varepsilon_2 \quad (i=1, 2) \quad \dots \dots \dots (12)$$

よって、増分等価一軸ひずみは次のような簡単な式で表わされる。

$$d\varepsilon_{iU} = d\sigma_i / E_i \quad \dots \dots \dots (13)$$

(13) 式は正となることも負となることもある。

この式は、形の上で一軸応力状態と同じになる。全等価一軸ひずみは、(13) 式を載荷経路に沿って積分し次のようになる。

$$d\varepsilon_{iU} = \int d\sigma_i / E_i \quad \dots \dots \dots (14)$$

(11) 式から分かるように、増分一軸ひずみは i 方向の応力増分が $d\sigma_i$ けで他の応力増分は 0 の時に i 方向に生じるひずみ増分と考えられる。

増分等価一軸ひずみは、現在の応力比に依存する量であり、全等価一軸ひずみ ε_{iU} と増分等価一軸ひずみ $d\varepsilon_{iU}$ との間には応力と同じ変換法則は成り立たない。一軸圧縮試験の場合を除き、 ε_{iU} と $d\varepsilon_{iU}$ とは仮想の量であり、材料パラメータの変化をはかる量としてのみの意味を持っている。(8) 式のはじめ 2 式は、直行異方性の材料主軸に対して定義される。 ε_{iU} は変換し得ない量であり、現在の主応力方向に対してのみ定義できる量である。よって、真のひずみとは異なり、軸の回転に対して変換できない。主応

力方向は载荷に応じて変化するが、例えば、 ε_{iu} は固定された方向の変形履歴を表わすのではなく、連続的に方向を変えながら σ_1 に対応する変形履歴を示す量となる。

(10) 式中の B_{ij} は、(4)式と(8)式を等しくおくことにより求められる。

$$\begin{aligned} B_{11} &= \frac{1}{1-\nu^2} & B_{22} &= \frac{1}{1-\nu^2} \\ B_{12} &= \frac{\sqrt{E_2/E_1}}{1-\nu^2} & B_{21} &= \frac{\sqrt{E_1/E_2}}{1-\nu^2} \end{aligned}$$

増分等価一軸ひずみを次の式で表わせる。

$$\begin{aligned} d\varepsilon_{1U} &= \frac{1}{1-\nu^2} (d\varepsilon_1 + \nu\sqrt{E_2/E_1} d\varepsilon_2) \\ d\varepsilon_{2U} &= \frac{1}{1-\nu^2} (d\varepsilon_2 + \nu\sqrt{E_1/E_2} d\varepsilon_1) \end{aligned}$$

コンクリートの圧縮応力 σ_c と等価一軸ひずみ ε_{iu} との関係は、単調载荷で圧縮荷重の場合、次のSaenzの式で表わされる。図3-6にコンクリートの圧縮応力と等価一軸ひずみとの関係を示す。

$$\sigma_c = \frac{E_0 \cdot \varepsilon_{iu}}{1 + \left\{ (E_0/E_s) - 2.0 \right\} \cdot (\varepsilon_{iu}/\varepsilon_{ic}) + (\varepsilon_{iu}/\varepsilon_{ic})^2}$$

ただし、

σ_c : コンクリートの応力

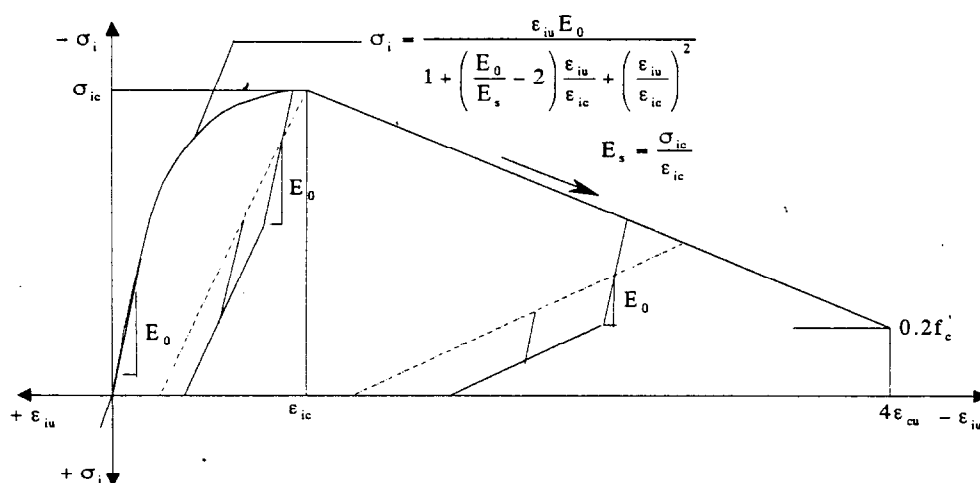
σ_{ic} : 二軸を考慮する最大圧縮応力 ($\sigma_{ic} = E_s \cdot \varepsilon_{ic}$)

ε_{iu} : 等価一軸ひずみ

ε_{ic} : 最大圧縮応力時等価一軸ひずみ

E_0 : 初期弾性接線係数

E_s : 最大圧縮応力時割線係数



付図 1-5 コンクリート圧縮応力-等価一軸ひずみ関係

弾性係数 E_i は上式を ε_{iu} で微分することにより求められ、

$$E_i = E_0 \cdot \frac{1.0 - (\varepsilon_{iu} / \varepsilon_{ic})^2}{\left[1 + \{ (E_0 / E_s) - 2.0 \} \cdot (\varepsilon_{iu} / \varepsilon_{ic}) + (\varepsilon_{iu} / \varepsilon_{ic})^2 \right]^2}$$

となる。

引張荷重の場合は、破壊まで線形弾性 ($E=E_0$) とする。

等価一軸ひずみの基本的な考え方は、応力-ひずみ関係が一軸の場合と同じ形式に書けるならば、応力-ひずみ曲線に一軸の場合と同様のものを使うことが出来るだろうということである。

3) 破壊条件

コンクリートの二軸応力下の破壊包絡線を付図 1-6 に示す。

破壊条件は、図中のそれぞれの領域で次のように定める。

a) 圧縮－圧縮領域 ($0 \leq \alpha \leq 1$ 、付図 1-6 の①の領域)

$$\sigma_{2c} = (1 + 3.65\alpha) \cdot f'_c / (1 + \alpha)^2$$

ただし、 σ_{2c} : 二軸を考慮する最大圧縮応力

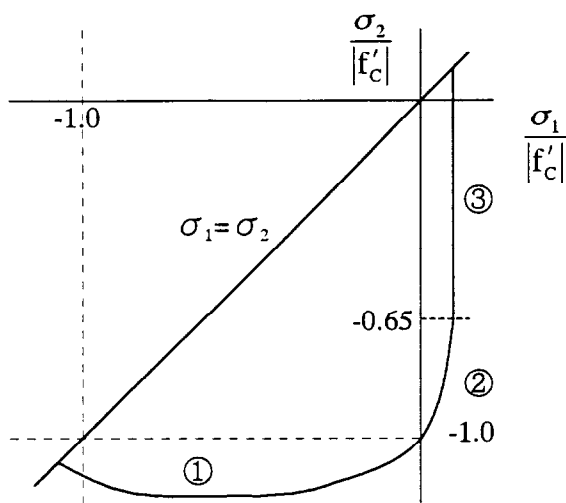
α : 主応力比 σ_1 / σ_2

f'_c : 一軸最大圧縮応力

b) 圧縮－引張領域 ($-0.17 \leq \alpha \leq 0$ 、図 3-7 の②の領域)

$|\sigma_{2c}| > |0.65 \cdot f'_c|$ では、

$$\sigma_{2c} = (1 + 3.28\alpha) \cdot f'_c / (1 + \alpha)^2$$



付図 1-6 コンクリート二軸応力下の破壊包絡線

c) 引張－圧縮領域 ($-\infty \leq \alpha \leq 0.17$ 、付図 1-6 の③の領域)

$|\sigma_{2c}| \leq |0.65 \cdot f'_c|$ では、

$$\sigma_{2c} = 0.65 \cdot f'_c$$

本解析においては、壁板コンクリート要素についてはひび割れ発生後の引張－圧縮領域における二軸応力状態を考慮し、常に破壊条件は引張－圧縮領域で考えると仮定する。

4) 最大圧縮応力時の等価一軸ひずみ

二軸圧縮の場合のように、耐力が絶対値で f'_c より大きい場合には靱性もかなり増加すると考えられる。このことを考慮して、最大圧縮応力時の等価一軸ひずみ ε_{iu} は一軸

圧縮 ($\sigma_{2c} = f'_c$) と最大耐力 ($\sigma_{2c} = \max$) の間で線性変化すると仮定する。

一軸圧縮時最大応力 (f'_c) におけるひずみは既知である。

最大圧縮応力が圧縮側で決まる圧縮－圧縮領域および圧縮－引張領域では、

a) $|\sigma_{ic}| \geq |f'_c|$ の場合

$$\varepsilon_{ic} = \varepsilon_{cu} \{3.15 * (\sigma_{ic} / f'_c) - 2.15\}$$

ただし、 ε_{cu} : 一軸最大圧縮応力時のひずみ

ε_{ic} : i 方向最大圧縮応力

b) $|\sigma_{ic}| < |f'_c|$ の場合

σ_{ic} が f'_c に近いときは ε_{ic} の変化は小さく、離れるに従って ε_{ic} も減少してくる。

$$\varepsilon_{ic} = \varepsilon_{cu} \{3.15 * (\sigma_{ic} / f'_c) - 2.15\}$$

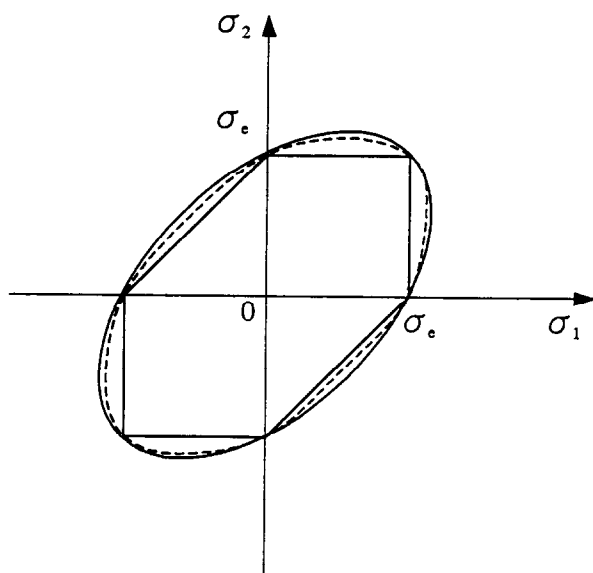
最大圧縮応力が引張側で決まる引張－圧縮領域では、

$$\varepsilon_{ic} = \varepsilon_{cu} \left\{ -1.6 \cdot \left(\frac{\sigma_{ic}}{f'_c} \right)^3 + 2.25 \left(\frac{\sigma_{ic}}{f'_c} \right)^2 + 0.35 \left(\frac{\sigma_{ic}}{f'_c} \right) \right\}$$

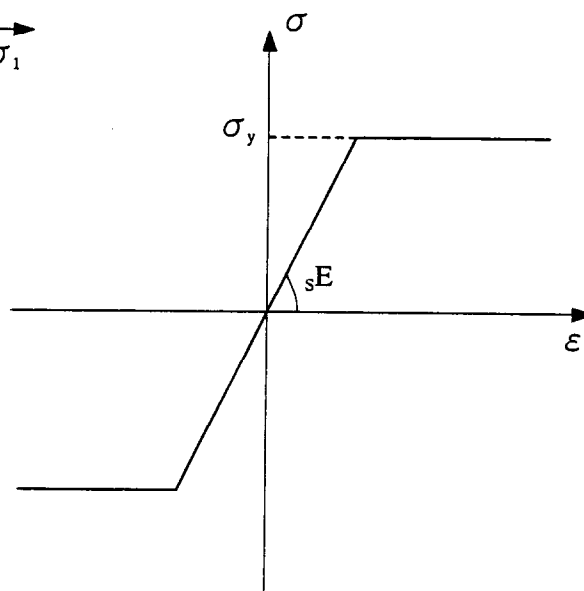
となる。

6.2 鉄骨

鉄骨要素に対しては面材要素として取り扱い、Mises の降伏条件を適用し、一軸引張状態での応力-ひずみ曲線は、bi-linear 型であると仮定する。付図 1-7 に降伏条件を示している。



付図 1-7 Mises の降伏条件
 $J_2 = (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2) / 3$



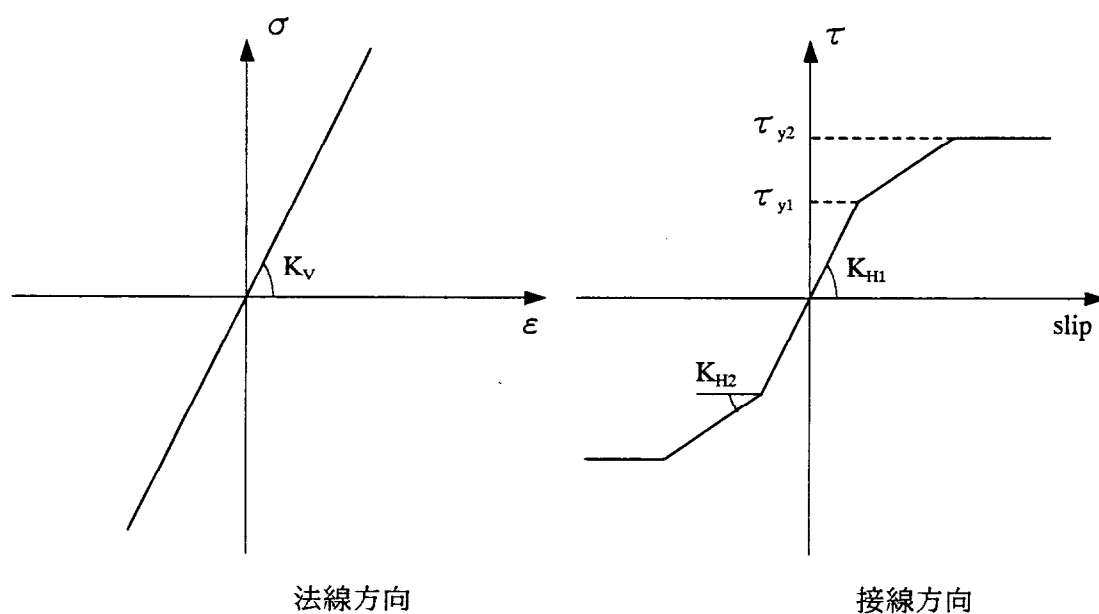
付図 1-8 鉄の応力-ひずみ関係

6.3 鉄筋

鉄筋はトラス要素として扱い、その応力-ひずみ関係は付図 1-8 に示すような bi-linear 型とする。トラス要素は、主筋、および壁筋を設ける。

6.4 付着要素

鉄骨および鉄筋とコンクリートの付着の表現にはボンドリンクを用いる。付図 1-9 に示すように、鉄筋とコンクリートの節点間にリンク要素を配置する。鉄筋とコンクリートの相対変位によりリンクに生じる力が付着力となる。この場合、鉄筋軸に平行方向のリンクの力がいわゆる付着力であり、鉄筋軸に直交方向のリンクの力はダボ作用に対応する。ボンドリンクの法線方向の剛性(K_v)は無限大とし、主筋はコンクリートから分離しないとする。



付図 1-9 ボンドリンクの特性

付録-2

曲げ降伏する鉄筋コンクリート部材の 軸方向変形を考慮した弾塑性解析法

1. はじめに
2. 建物のモデル化
3. 弾塑性部材モデル

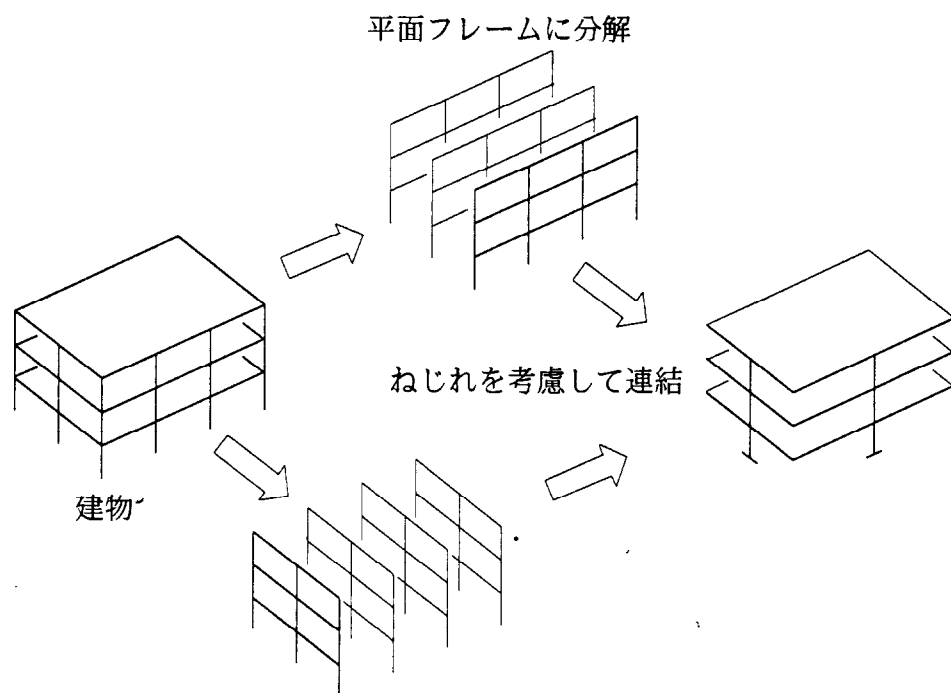
1. はじめに

本論で用いた線材(曲げ降伏する柱および梁の軸方向変位の拘束効果を考慮したマルチスプリングモデル)の弾塑性解析方法の詳細を述べる。

部材レベルの弾塑性判定においては、M-N インタラクションを考慮する柱・梁部材の塑性特性を、材端に設けた複数個の軸バネで表現する部材モデルを採用することにより精度の向上を図っている。

2. 建物のモデル化

建物のモデル化は付2-図2のように擬似立体フレームモデルを用いた。これらのモデルは、建物を平面フレームの集合体として扱い、剛性仮定で各平面フレームを互いに結合することにより計算自由度の縮合を図ったものであり、立体精算モデルに比べ、計算効率の向上が期待できる。擬似立体フレームモデルでは、加力方向と直交するフレームの挙動が考慮されるので、ねじれを含んだ解析が可能となる。



付2-図2. 平面フレームモデル

3. 弾塑性部材モデル

はり部材は、中間部分を曲げせん断変形を考慮した線材とし、線材の両端に設けた剛塑性バネにより塑性特性を表現する。柱・壁部材のように、M-N インタラクションを考慮する部材については、材端に複数の弾塑性軸バネを有する部材モデルに置換する。付 2-図 3 の a-b 部分、e-f 部分は剛域であり、c-d 部分は曲げ変形については弾性、せん断変形については弾塑性を考慮し得る線材である。b-c 間、d-e 間には、複数の弾塑性軸バネを設けるが、これについて次に説明する。

3.1 断面の性質と弾塑性軸バネの性質

例えば、鉄筋コンクリート断面が受けている軸力 N と曲げモーメント M を材料の応力-歪関係をもとに表すと（付 2-1）式となる。

$$\begin{aligned} N &= \int \sigma_s dA + \int \sigma_c dA \\ M &= \int \sigma_s Z_s dA + \int \sigma_c Z_c dA \end{aligned} \quad (\text{付 2-1})$$

ただし、 σ_s 、 Z_s は鉄筋の微少要素の応力度および断面中心からその要素までの距離、 σ_c 、 Z_c は、コンクリートの微少要素の応力度および断面中心からその要素までの距離である。

（付 2-1）式と同様の結果を得る方法としてはコンクリート断面を層状に分割し、各層の歪度

ε 、応力度 σ を層内で一定として、軸力 N と曲げモーメント M を（付 2-2）式によって求める方法がよく用いられている。（付 2-図 4）

$$\begin{aligned} N &= \sum_{i=1}^{m_s} \sigma_{si} A_{si} + \sum_{i=1}^{m_c} \sigma_{ci} A_{ci} \\ M &= \sum_{i=1}^{m_s} \sigma_{si} A_{si} Z_{si} + \sum_{i=1}^{m_c} \sigma_{ci} A_{ci} Z_{ci} \end{aligned} \quad (\text{付 2-2})$$

ただし、 m_s は鉄筋の段数、 m_c はコンクリートの層状分割数、 σ_{si} 、 A_{si} 、 Z_{si} は i 段目の鉄筋要素の応力度・断面積・断面中心からの距離である。

本プログラムでは部材の両端に有限の長さ l を持つ複数の段塑性軸バネを設けることによってこの考え方を骨組解析に組み込む方法を用いた（付 2-図 3）。本方法によると、一つ一つの軸バネにコンクリート、鉄筋等の材料の性質を持たせることにより、断面の M-N インタラクションを考慮した解析が行える。（付 2-図 5）

3.2 弾塑性軸バネによる剛性マトリックスおよび内力ベクトル

付 2-図 6 の要素座標系 X 軸・Y 軸方向の変位増分を Δu 、 Δv 、回転増分を $\Delta \theta$ とすると例えば b-c 間の i 番目の軸バネの伸びの増分 Δd_{bci} は、(付 2-3)式のように表せる。

$$\Delta d_{bci} = \begin{bmatrix} -1 & -Z_{bci} & 1 & Z_{bci} \end{bmatrix} \Delta u_{bc} \quad (\text{付 2-3})$$

ただし、 $\Delta u_{bc} = [\Delta u_b \ \Delta \theta_b \ \Delta u_c \ \Delta \theta_c]^T$ であり、添字 b,c は付 2-図 6 の b,c に対応しているを示している。また、 Z_{bci} は断面中心から i 番目の軸バネまでの距離である。

i 番目の軸バネが、伸びの増分 Δd_{bci} を受けるときに、この断面の m 個の全軸バネに蓄えられる歪エネルギー増分 ΔU_{bc} は(付 2-4)式のようになる。

$$\begin{aligned} \Delta U_{bc} &= \sum_{i=1}^m \frac{1}{2} k_{bci} (\Delta d_{bci})^2 + \sum_{i=1}^m \frac{1}{2} n_{bci} \Delta d_{bci} \\ &= \frac{1}{2} \Delta u_{bc}^T K_{bc} \Delta u_{bc} + \Delta u_{bc}^T f_{bc} \end{aligned} \quad (\text{付 2-4})$$

ただし、 k_{bci} 、 n_{bci} は i 番目の軸バネの剛性、およびこの軸バネが増分計算前に受け持っていた軸力である。また、 K_{bc} 、 f_{bc} はこれらの全軸バネによる剛性マトリックスおよび増分計算前の内力ベクトルである。

d-e 間の軸バネについても同様である。

3.3 部材剛性の調整

付 2-図 7 (a) は材端に弾塑性軸バネを用いない部材モデルを示しており、付 2-図 7 (b) は、材端に複数の弾塑性軸バネを有する部材モデルを示している。部材の両端の回転を拘束し部材角だけを与えた場合、材端に弾塑性バネを用いない部材モデルの荷重 p と弾性変形 δ の関係は(付 2-5)式のように表せる。

$$\delta = \frac{Pl^3}{12EI} + \frac{Pl}{GA} \quad (\text{付 2-5})$$

これに対し、材端に複数の弾塑性軸バネを有する部材モデルの弾性変形 δ' は、(付 2-6)式のように表せる。

$$\delta' = \frac{Pl^3}{12EI} + \frac{Pl}{GA} + \frac{Pl^2 l'}{2EI} \quad (\text{付 2-6})$$

上式の第 3 項は、材端の弾塑性軸バネの伸縮による部材の変形を表しており、i 番目の

軸バネの剛性を k_i 、断面中心からの距離を Z_i とすると $EI/l' = \sum k_i \cdot Z_i$ の関係がある。(付 2-5)式と(付 2-6)式を比較して分かるように、 $\delta' > \delta$ となる。そこで $\delta' = \delta$ とするため、(付 2-6)式第 1 項の断面二次モーメント I を a 倍して aI とおくと、このときの変形 δ'' は(付 2-7)式のように表せる。

$$\delta'' = \frac{Pl^3}{12EaI} + \frac{Pl}{GA} + \frac{Pl^2l'}{2EI} \quad (\text{付 2-7})$$

(付 2-5)式、(付 2-7)式を使って $\delta' = \delta$ とおくと a は(付 2-8)式によって計算できる。

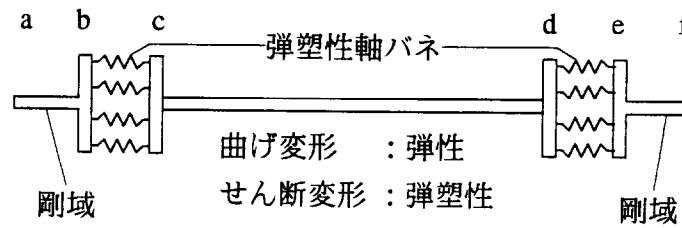
$$a = 1 / (1 - 6l') \quad (\text{付 2-8})$$

また軸剛性を等しくするために、中間部材の断面積を b 倍する必要がある。

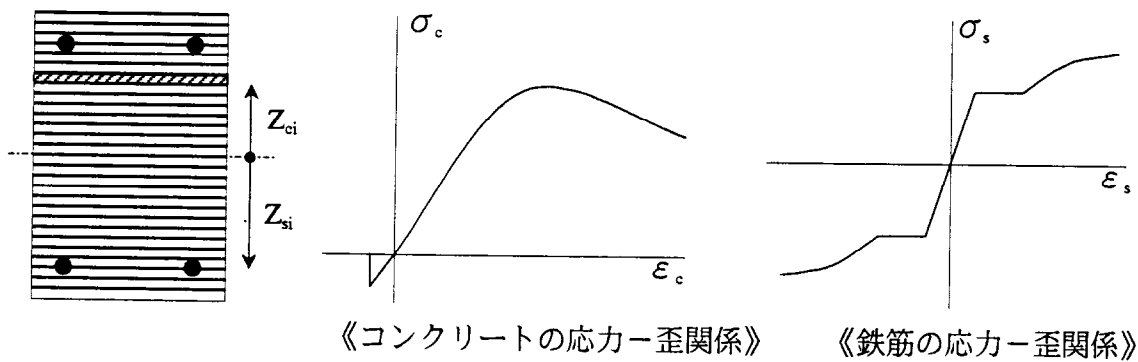
$$b = 1 / (1 - 2l') \quad (\text{付 2-9})$$

3.4 部材の要素剛性マトリックスおよび要素内力ベクトルの作成法

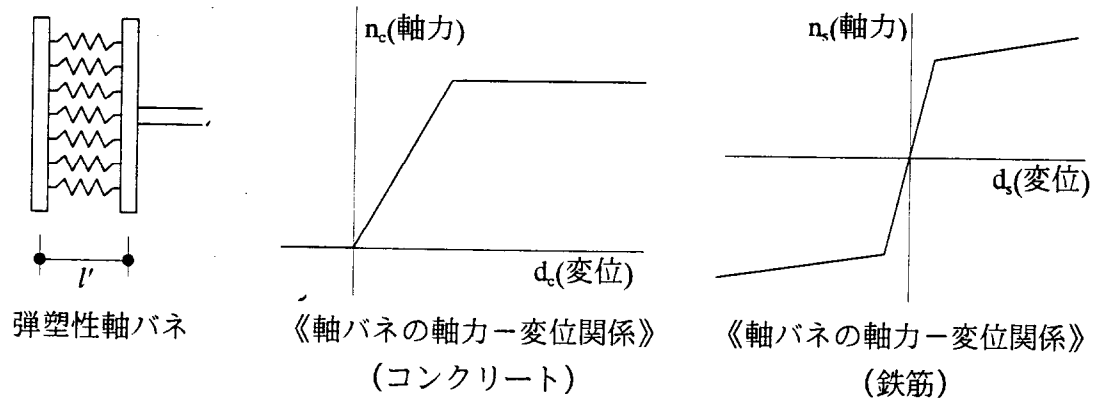
付 2-図 6 の b, c, d, e の各位置の要素座標系における変位増分をそれぞれ $[\Delta u_b, \Delta v_b, \Delta \theta_b]$, $[\Delta u_c, \Delta v_c, \Delta \theta_c]$, $[\Delta u_d, \Delta v_d, \Delta \theta_d]$, $[\Delta u_e, \Delta v_e, \Delta \theta_e]$ で表すと、b-c 間, d-e 間ではせん断ずりは生じないとしているために $\Delta v_c = \Delta v_b$, $\Delta v_d = \Delta v_e$ となり Δv_c および Δv_d が消去できる。よって 10 個の変位増分が独立と考えられ、これに対応して外力の項は $[X_b, Y_b, M_b]$, $[X_c, M_c]$, $[X_d, M_d]$, $[X_e, Y_e, M_e]$ の 10 個となる。このうち、 X_c, M_c, X_d, M_d は c 点, d 点に外力が作用しないことから 0 である。この性質を利用して、b-e 間を関係づける要素剛性マトリックス K_{be} , f_{be} を座標変換することにより、a-f 間を関係づける要素剛性マトリックス K_{af} 、並びに要素内ベクトル f_{af} を求めることができる。



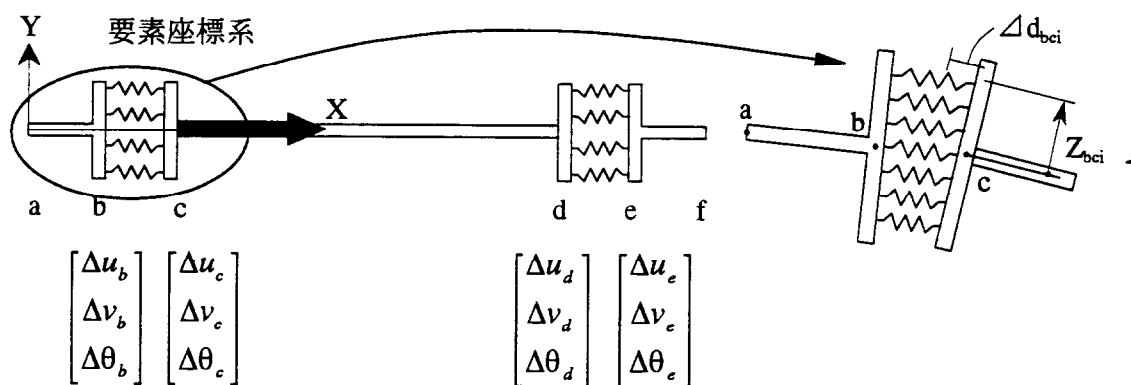
付 2-図 3. 弾塑性部材モデル (柱・壁)



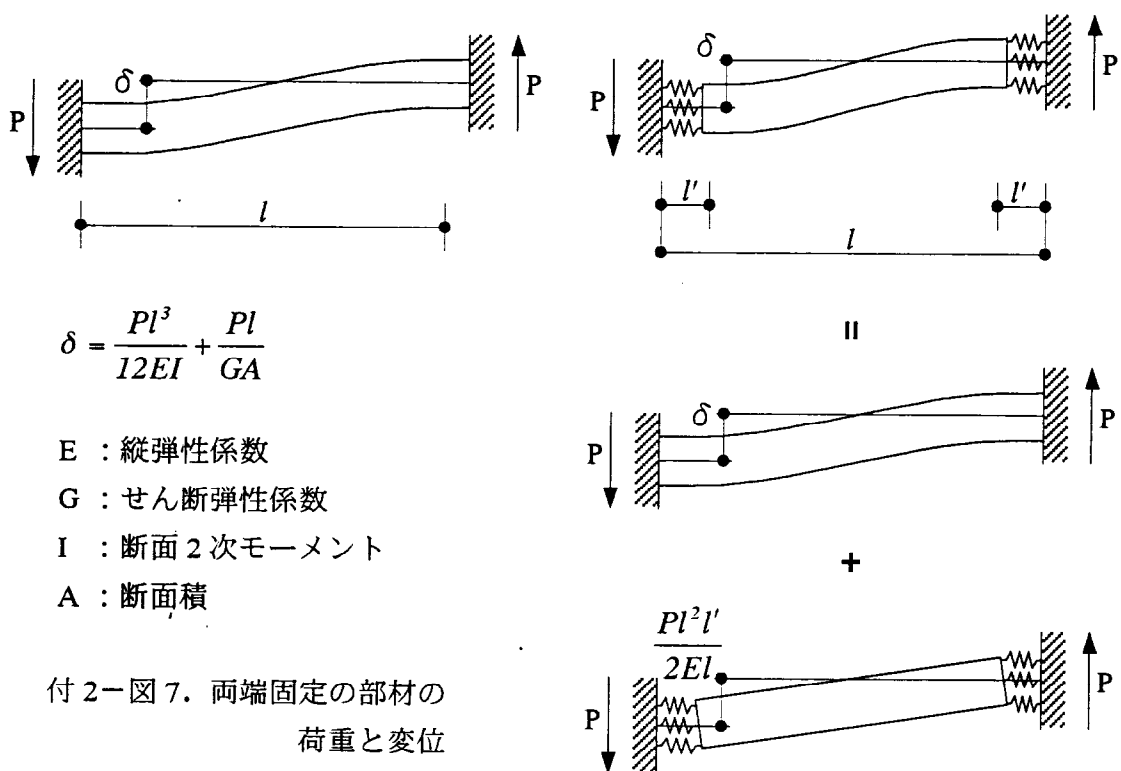
付 2-図 4. 分割モデルと応力-ひずみ関係



付 2-図 5. 弾塑性軸バネモデルとバネ特性



付 2-図 6. 変位増分と弾塑性軸バネの性質



参考文献

- 1) E.RAMM: "Strategies for tracing the Nonlinear Response Near Limit Point", Nonlinear Finite Element Analysis in Structural Mechanics, Springer-Verlag
- 2) P.G.BERGAN: "Automated Incremental-Iterative Solution Schemes", Numerical Methods for Nonlinear Problems, Vol.1, Pineridge Press

参考文献

- [1-1-1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料、1987 年 9
- [1-1-2] 菅野、山口他：曲げ、せん断、軸力を受ける鉄筋コンクリート耐震壁に関する実験的研究（その 1～5）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1970～1972 年
- [1-1-3] 日本建築センター：建築物の構造規定－建築基準法施行令第 3 章の解説と運用－
- [1-1-4] 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)、1990 年 10 月
- [1-2-1] 彰国社：建築大辞典 第 2 版
- [1-2-2] 秋山宏、東清仁：鋼構造多層骨組のねじれに対する F_e 値について、日本建築学会論文報告集、第 339 号、1984 年 5 月、pp57～64
- [1-2-3] 島崎大、秋山宏：捩れを伴う多層構造物の最適強度分布と損傷分布、日本建築学会論文報告集、第 518 号、1999 年 4 月、pp25～32
- [1-2-4] 小野瀬順一、熊谷元行：RC 建物のねじれ被害と偏心率、耐力の関係及びねじれに関する形状係数 F_e についての検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、1984 年 10 月、pp2814～2815
- [1-2-5] 鈴木哲夫、武田寿一：偏心を有する中低層建物の強震時応答性状、大林技術研究所所報、No.34、1987 年 2 月、pp130～137
- [1-2-6] 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・付解説、1977 年 4 月、p131
- [1-2-7] Applied Technology Council : TENTATIVE PROVISIONS FOR THE DEVELOPMENT OF SEISMIC REGULATIONS FOR BUILDINGS, National Bureau of Standards, NBS SP-510, 1978.6., pp37～59

[1-2-8] 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 1997

[2-1]坂田弘安、和田章、他：増分解析法による保有耐力算定法について、第 8 回電子計算機利用シンポジウム、1986 年、pp175～180

[2-2]坂田弘安、和田章、他：軸方向変形の拘束効果を考慮した鉄筋コンクリート梁の弾塑性性状に関する実験研究、日本建築学会構造系論文報告集、第 380 号、1987 年 10 月、pp45～55

[2-3]坂田弘安、和田章、他：曲げ降伏する梁の軸方向伸びを考慮した鉄筋コンクリート骨組の弾塑性性状に関する解析研究、日本建築学会構造系論文報告集、第 393 号、1988 年 11 月、pp25～34

[2-4]坂田弘安、和田章、他：多層多スパン鉄筋コンクリート平面骨組模型の実験、曲げ降伏する梁の軸方向伸びを考慮した鉄筋コンクリート平面骨組の弾塑性性状に関する研究（第 1、2 報）、日本建築学会構造系論文報告集、第 403、407 号、1989 年 9 月、1990 年 1 月

[2-5]大村哲矢、林静雄：鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げ終局強度に関する解析的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1998 年 9 月、pp905～906

[2-6]コンクリート工学協会・鉄筋コンクリート構造の有限要素解析委員会：RC 構造の有限要素解析に関するコロキウム論文集、1984 年 12 月

[2-7]広沢雅也：既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析、建築研究資料 No.6、1975 年 3 月

[2-8]衣笠、野村：RC 構造物のエネルギーに基づく設計法開発のための基礎的研究、日本建築学会構造系論文報告集、第 486 号、1996 年 8 月、pp85～94

[2-9]棚橋諒：地震の破壊力と建築物の耐震力に関する私見、建築雑誌、1935 年 5 月号

[2-10]加藤勉、秋山宏：強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷、日

本建築学会論文報告集、第 235 号、1975 年 9 月、pp9～18

[2-11]日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1988 年

[2-12]藤森、堀川、荒川、洪：重量、剛性及び強度の各偏在を有する建物のねじれ
応答性状（その 1、2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和 61 年 8 月、
pp715～718

[2-13]尾崎、小豆畑、陳：偏心構造物の弾塑性応答に関する研究（その 1、2）、
日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和 63 年 10 月、pp283～286

[2-14]柴田：ねじれを伴う建物の地震応答、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭
和 45 年 9 月、pp339～340

[2-15]西川：剛性分布耐力分布の偏在する構造物のねじれ弾塑性応答解析（その 1）、
日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和 60 年 10 月、pp325～326

[2-16]山崎：偏った剛性分布をもつ構造物のねじれ応答、日本建築学会構造系論文
報告集、第 369 号、昭和 61 年 11 月、pp31～41

[2-17]鈴木、武田：偏心のある建物の耐震性評価に関する研究（その 1）、日本建
築学会構造系論文報告集、第 354 号、昭和 60 年 8 月、pp23～31

[2-18]岩下、山下：多質点せん断弾性振動系におけるねじれの影響、日本建築学会
構造系論文報告集、第 357 号、昭和 60 年 11 月、pp29～37

[2-19]柴田、佐武：セットバック型建物の偏心による保有耐力の割り増しに関する
検討、日本建築学会東北支部研究発表会、昭和 62 年 11 月、pp115～118

[2-20]洪、藤森：耐震壁とねじれ問題（その 1、2）、日本建築学会大会学術講演
梗概集、昭和 58 年 9 月、pp1615～1618

本論文に関連して発表した論文

・審査付論文

- [1] 大村哲矢、林静雄：耐震壁が偏在する鉄筋コンクリート造の耐震安全性に関する評価、日本建築学会構造系論文報告集、第 522 号、1999 年 8 月
- [2] 大村哲矢、林静雄：鉄筋コンクリート造の偏心の種類及び壁量が耐震性能に及ぼす影響に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、審査中
- [3] 大村哲矢、林静雄、篠原保二、香取慶一、岸田慎司：耐震壁が偏在する鉄筋コンクリート造の耐震安全性に関する評価（その 2、立体フレーム実験による検証）、日本建築学会構造系論文報告集、審査中
- [4] 大村哲矢、林静雄、篠原保二、香取慶一：偏心を有する鉄筋コンクリート造建物の耐震性能に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集 Vol.22、2000 年 6 月、審査中

・口頭発表

- [5] 大村哲矢、林静雄：鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げ終局強度に関する解析的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1998 年 9 月、pp905～906
- [6] 大村哲矢、林静雄：偏心を有する鉄筋コンクリート造の耐震性能に関する評価、日本コンクリート工学協会「コンクリート構造系の安全性評価に関するシンポジウム」、1999 年 9 月
- [7] 杉浦奈緒、大村哲矢、林静雄：偏心を有する鉄筋コンクリート造の耐震性能に関する解析的研究（その 1）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1999 年 9 月
- [8] 大村哲矢、杉浦奈緒、林静雄：偏心を有する鉄筋コンクリート造の耐震性能に関する解析的研究（その 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1999 年 9 月

本論文とは直接関連していないが過去に発表した論文

・ 審査付論文

- [9] 大村哲矢、東健二、香取慶一、林静雄：鉄筋コンクリート梁のヒンジゾーンにおける主筋の重ね継ぎ手の強度に関する実験研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.17-No.2、pp1155～1160、1995 年 6 月
- [10] 東健二、大村哲矢、香取慶一、林静雄：曲げモーメント勾配を考慮した梁端重ね継ぎ手の強度に関する実験研究、日本建築学会構造系論文報告集、第 484 号、pp93～100

・ 口頭発表

- [11] 大村哲矢、松崎育弘、中野克彦、渡辺高朗、大野拓司：開口を有する RC 梁のせん断性状に関する実験研究（特殊円形リング筋金物を用いた場合）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1993 年、pp455～456
- [12] 渡辺高朗、松崎育弘、中野克彦、大村哲矢、後藤和己、小曾根茂雄：開口を有する RC 梁のせん断性状に関する実験研究（ $w\sigma_y=8000\text{kg/c m}^2$ 級のせん断補強筋を用いた場合）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1993 年、pp449～450
- [13] 大村哲矢、東健二、香取慶一、林静雄：梁端重ね継手を有する鉄筋コンクリート梁の変形性状（その 1 実験概要および荷重変位関係）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1994 年、pp965～966
- [14] 東健二、大村哲矢、香取慶一、林静雄：梁端重ね継手を有する鉄筋コンクリート梁の変形性状（その 2 付着強度と変形性能）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1994 年、pp967～968
- [15] 東健二、大村哲矢、香取慶一、林静雄：梁端接合部重ね継手の全割裂強度における横補強筋の効果、日本建築学会大会学術講演梗概集、1995 年 8 月、pp1～2
- [16] 牛垣和正、大村哲矢、東健二、香取慶一、林静雄：鉄筋コンクリート梁のヒンジゾ

ーンにおける主筋の重ね継ぎ手の強度に関する実験研究（その1 実験概要および
実験結果）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1995年8月、pp7～8

- [17] 大村哲矢、牛垣和正、東健二、香取慶一、林静雄：鉄筋コンクリート梁のヒンジゾ
ーンにおける主筋の重ね継ぎ手の強度に関する実験研究（その2 実験結果の検討）、
日本建築学会大会学術講演梗概集、1995年8月、pp9～10

謝辞

本研究を行うにあたり、終始、熱心な懇切なるご指導、ご助言を賜りました恩師東京工業大学教授・工学博士・林静雄先生に深く感謝の意を表します。

鉄筋コンクリートの実験ならびに解析に関し常に有益なご指導を頂きました東京工業大学教授・工学博士・和田章先生、東京工業大学助教授・工学博士・安部武雄先生、東京工業大学助教授・工学博士・篠原保二先生、東京工業大学助教授・工学博士・坂田弘安先生ならびに東京工業大学助教授・工学博士・山田哲先生に心から御礼申し上げます。

本論文をまとめるにあたり適切なるご助言を頂きました東京工業大学教授・工学博士・石川忠晴先生、東京工業大学教授・工学博士・笠井和彦先生、東京工業大学教授・工学博士・田中享二先生、東京工業大学教授・工学博士・田村哲郎先生、東京工業大学助教授・工学博士・山中浩明先生、東京工業大学助手・博士(工学)・香取慶一先生ならびに東京都立大学助手・博士(工学)・岸田慎司先生に御礼申し上げます。

本研究室への道を開いてくださり、日頃より貴重なご助言を頂いた東京理科大学教授・工学博士・松崎育弘先生ならびに東京理科大学助手・中野克彦先生に深く感謝致します。

適切なるご助言、激励を頂きました(株)新井組・博士(工学)・東健二先生、元林研究室・博士(工学)・郭済蒼先生、(株)NTT ファシリティーズ・山本直孝氏ならびに清水建設(株)・羽田和幸氏に御礼申し上げます。

第5章の実験は多くの方々のご指導・ご協力のもとに行うことができました。

試験体製作にあたり、東京工業大学応用セラミックス研究所石井元氏、人見氏ならびに河島氏のご協力を頂きました。高周波熱錬(株)には鉄筋のご心配を頂きました。西松建設(株)には測定機器のご心配を頂きました。ここに心より感謝

の意を表します。

試験体製作、実験には林研究室の博士課程 1 年・長江拓也さん、大宮幸さん、修士課程 2 年・川西浩史さん、杉浦奈緒さん、王敬東さん、修士課程 1 年・岡田行江さん、本庄正樹さん、松浦康人さん、峯村守央さん、篠原研究室の修士課程 1 年・石飛幸子さん、川道克祥さん、田中研究室助手・宮内博之氏、和田研究室、笠井研究室、田中研究室、坂田研究室、山田研究室諸氏の惜しみないご協力を頂きました。特に当時林研究室研究員・岸田慎司氏には試験体製作を通して多大のご協力を得ました。記して御礼申し上げます。

本研究を通し様々なご心配を頂きました西松建設(株)諸氏に心より感謝の意を表します。

2000 年 3 月

大村 哲矢