

Title	中低層鉄骨造建築物の動特性と耐震性に関する研究
Author(s)	斎藤, 幸雄
Citation	大阪大学, 2000, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.11501/3172743
rights	
Note	

Osaka University Knowledge Archive : OUKA

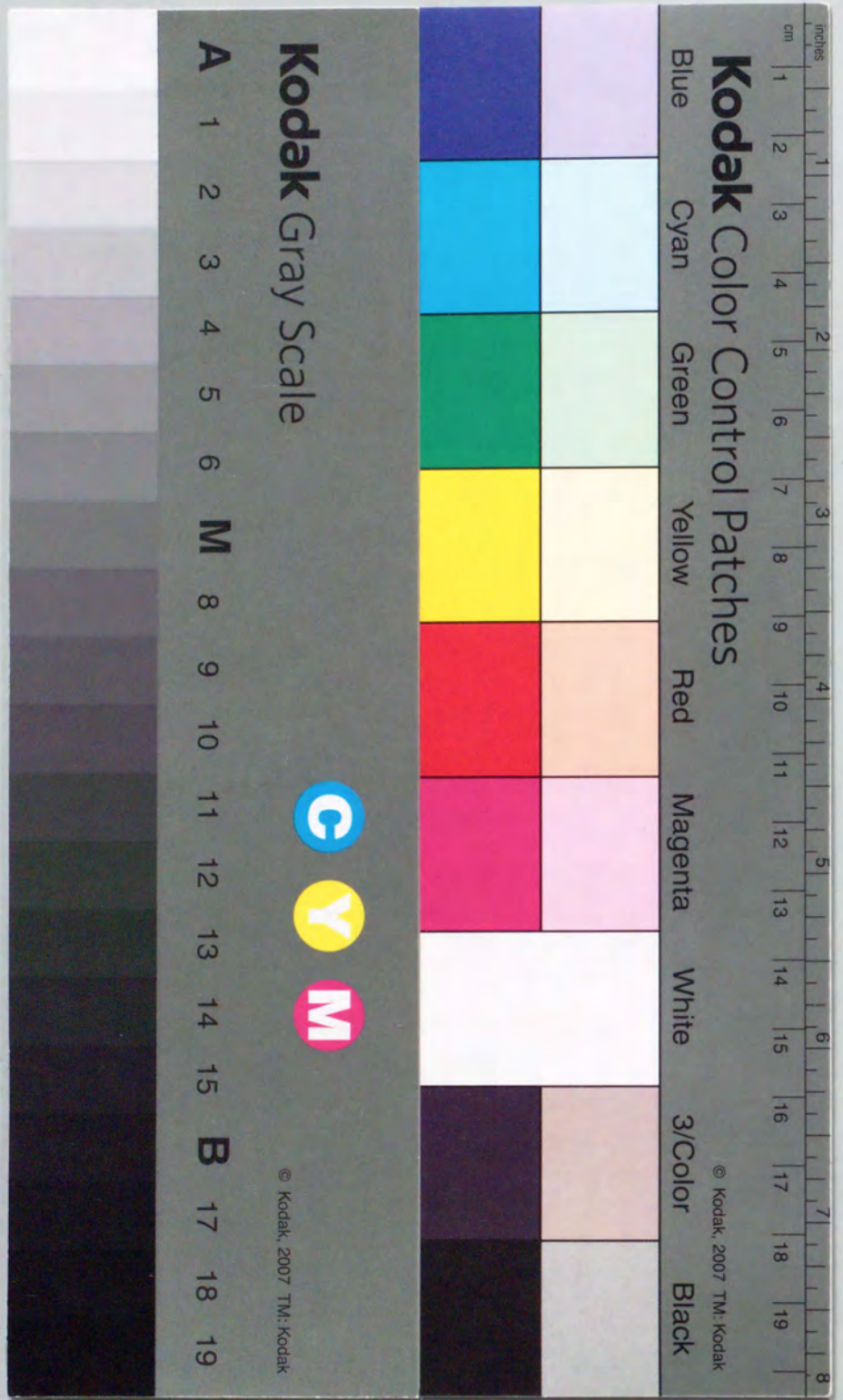
<https://ir.library.osaka-u.ac.jp/>

Osaka University

中低層鉄骨造建築物の動特性と
耐震性に関する研究

2000年

齋藤幸雄



①

中低層鉄骨造建築物の動特性と
耐震性に関する研究

2000年

齋藤幸雄

中低層鉄骨造建築物の動特性と耐震性に関する研究

目 次

第1章 序論	1
1-1 研究の目的	1
1-2 研究の概要	3
第2章 耐震設計の現状	4
2-1 高層鉄骨造建築物	4
2-2 中低層鉄骨造建築物	22
第3章 動特性の検討	35
3-1 パネ分布と固有周期の推定方法	37
3-2 固有周期の推定	49
3-3 固有周期に関する種々の考察	52
第4章 応答性状の検討	62
4-1 A_i 分布と応答せん断力分布	62
4-2 パネ分布とベースシヤ係数	77
4-3 質点数とベースシヤ係数	79
4-4 固有周期と保有水平耐力の違いによる塑性率の変化	81
4-5 上下振動による応答	90
第5章 特定のモデルによる耐震性の検討	100
5-1 仮定モデルによる応答解析	100
5-2 具体例による建築物の応答解析	117
第6章 結論	131
参考文献	133
発表論文等	135
謝辞	139

Table of Contents

1. Introduction 1

2. Chapter 1: The History of Mathematics 5

3. Chapter 2: The Foundations of Mathematics 15

4. Chapter 3: The Development of Mathematics 25

5. Chapter 4: The Mathematics of the 19th Century 35

6. Chapter 5: The Mathematics of the 20th Century 45

7. Chapter 6: The Mathematics of the 21st Century 55

8. Chapter 7: The Mathematics of the Future 65

9. Chapter 8: The Mathematics of the Past 75

10. Chapter 9: The Mathematics of the Present 85

11. Chapter 10: The Mathematics of the Future 95

12. Chapter 11: The Mathematics of the Past 105

13. Chapter 12: The Mathematics of the Present 115

14. Chapter 13: The Mathematics of the Future 125

15. Chapter 14: The Mathematics of the Past 135

16. Chapter 15: The Mathematics of the Present 145

17. Chapter 16: The Mathematics of the Future 155

18. Chapter 17: The Mathematics of the Past 165

19. Chapter 18: The Mathematics of the Present 175

20. Chapter 19: The Mathematics of the Future 185

21. Chapter 20: The Mathematics of the Past 195

22. Chapter 21: The Mathematics of the Present 205

23. Chapter 22: The Mathematics of the Future 215

24. Chapter 23: The Mathematics of the Past 225

25. Chapter 24: The Mathematics of the Present 235

26. Chapter 25: The Mathematics of the Future 245

27. Chapter 26: The Mathematics of the Past 255

28. Chapter 27: The Mathematics of the Present 265

29. Chapter 28: The Mathematics of the Future 275

30. Chapter 29: The Mathematics of the Past 285

31. Chapter 30: The Mathematics of the Present 295

32. Chapter 31: The Mathematics of the Future 305

33. Chapter 32: The Mathematics of the Past 315

34. Chapter 33: The Mathematics of the Present 325

35. Chapter 34: The Mathematics of the Future 335

36. Chapter 35: The Mathematics of the Past 345

37. Chapter 36: The Mathematics of the Present 355

38. Chapter 37: The Mathematics of the Future 365

39. Chapter 38: The Mathematics of the Past 375

40. Chapter 39: The Mathematics of the Present 385

41. Chapter 40: The Mathematics of the Future 395

42. Chapter 41: The Mathematics of the Past 405

43. Chapter 42: The Mathematics of the Present 415

44. Chapter 43: The Mathematics of the Future 425

45. Chapter 44: The Mathematics of the Past 435

46. Chapter 45: The Mathematics of the Present 445

47. Chapter 46: The Mathematics of the Future 455

48. Chapter 47: The Mathematics of the Past 465

49. Chapter 48: The Mathematics of the Present 475

50. Chapter 49: The Mathematics of the Future 485

51. Chapter 50: The Mathematics of the Past 495

52. Chapter 51: The Mathematics of the Present 505

53. Chapter 52: The Mathematics of the Future 515

54. Chapter 53: The Mathematics of the Past 525

55. Chapter 54: The Mathematics of the Present 535

56. Chapter 55: The Mathematics of the Future 545

57. Chapter 56: The Mathematics of the Past 555

58. Chapter 57: The Mathematics of the Present 565

59. Chapter 58: The Mathematics of the Future 575

60. Chapter 59: The Mathematics of the Past 585

61. Chapter 60: The Mathematics of the Present 595

62. Chapter 61: The Mathematics of the Future 605

63. Chapter 62: The Mathematics of the Past 615

64. Chapter 63: The Mathematics of the Present 625

65. Chapter 64: The Mathematics of the Future 635

66. Chapter 65: The Mathematics of the Past 645

67. Chapter 66: The Mathematics of the Present 655

68. Chapter 67: The Mathematics of the Future 665

69. Chapter 68: The Mathematics of the Past 675

70. Chapter 69: The Mathematics of the Present 685

71. Chapter 70: The Mathematics of the Future 695

72. Chapter 71: The Mathematics of the Past 705

73. Chapter 72: The Mathematics of the Present 715

74. Chapter 73: The Mathematics of the Future 725

75. Chapter 74: The Mathematics of the Past 735

76. Chapter 75: The Mathematics of the Present 745

77. Chapter 76: The Mathematics of the Future 755

78. Chapter 77: The Mathematics of the Past 765

79. Chapter 78: The Mathematics of the Present 775

80. Chapter 79: The Mathematics of the Future 785

81. Chapter 80: The Mathematics of the Past 795

82. Chapter 81: The Mathematics of the Present 805

83. Chapter 82: The Mathematics of the Future 815

84. Chapter 83: The Mathematics of the Past 825

85. Chapter 84: The Mathematics of the Present 835

86. Chapter 85: The Mathematics of the Future 845

87. Chapter 86: The Mathematics of the Past 855

88. Chapter 87: The Mathematics of the Present 865

89. Chapter 88: The Mathematics of the Future 875

90. Chapter 89: The Mathematics of the Past 885

91. Chapter 90: The Mathematics of the Present 895

92. Chapter 91: The Mathematics of the Future 905

93. Chapter 92: The Mathematics of the Past 915

94. Chapter 93: The Mathematics of the Present 925

95. Chapter 94: The Mathematics of the Future 935

96. Chapter 95: The Mathematics of the Past 945

97. Chapter 96: The Mathematics of the Present 955

98. Chapter 97: The Mathematics of the Future 965

99. Chapter 98: The Mathematics of the Past 975

100. Chapter 99: The Mathematics of the Present 985

101. Chapter 100: The Mathematics of the Future 995

第1章 序論

1-1 研究の目的

我国における建築物の耐震設計法は、たび重なる大地震のたびにその被害の原因を検証し、それを次の新たな設計法に反映する形で繰り返し改正が行われてきた。

鉄骨造建物に関しては、1968年の十勝沖地震⁽¹⁾では被害はあったものの、屋根ブレースの破断等軽微な損傷であったため設計法の改正には至らなかったが、1978年の宮城県沖地震⁽²⁾では大破・倒壊に至る大きな損傷を受けた建物があったため、その被害状況を充分検証した上で1981年の改正に反映されるに至っている。この改正で最も注目すべきは、設計対象の地震動として中地震と大地震の2段階を考慮し、中地震時に建物に作用する地震力に相当する水平力を設計用地震力とし、その算定にあたっては重要な要素として建物の固有周期が導入された点である。また大地震時の安全性に対する検証が義務づけられ、保有水平耐力の概念が導入された事である。また、振動性状の悪い建物、具体的には偏心の大きい建物や剛性の上下方向バランスの悪い建物にはより大きな耐力が必要とされた。この他に重要な点は鉄骨造の場合に影響の大きい地震時の変形制限が設けられた事である。

層間変形角の形で制限が設けられているが、それには2つの理由があると考えられる。1つは変形が大きすぎると外装材が変形に追随できず脱落の危険があること。

2つ目は、躯体には適切な剛性が必要で、柔らかすぎると居住性に問題があり、また大変形による柱の付加応力が大きくなることによる危険な状態を避ける必要がある等である。

さらには、構造種別ごとに詳細な規定が新たに設けられたが鉄骨造に関しては、幅圧比の規定、横補剛の規定等である。

1981年以後に設計された鉄骨造建築物の耐震性については、兵庫県南部地震での調査によれば、一部が大破・倒壊に至ったものの、それ以前の建物に比べれば被害率ははるかに少なく、改正された設計法が大きな効果をもたらした事が報告されている⁽³⁾。その一方で柱・梁接合部でのフランジの破断等これまでに経験したことがない被害も明らかになり、このままでは鉄骨造の耐震性を語る上で最も長所とされた十分な粘りが発揮できない恐れがあるため、柱・梁接合部で鋼材が破断することなく十分な粘りを発揮できるようにはどうかといった問題⁽⁴⁾が精力的に研究されているほか、破断を伴う架構の挙動⁽⁵⁾についても研究が行われている。勿論、こうした問題は鉄骨造の耐震性を論じる上で非常に重要な問題ではあるが、その一方で中低層鉄骨造建築物の基本的な動的特性（特に固有周期）および地震時の挙動に関してはこれまでも必ずしも明らか

かにされているとは言えない。

高層建築物については、設計当初から動的応答解析が行われ、あわせて動的特性に関する研究⁽⁶⁾も行われ地震時挙動も明らかにされているが、中低層建築物については一般に設計時に動的解析を行う事はほとんどなく、高層建築物の解析で得られた知見からは、必ずしも推定しきれない面も多いと思われる。

筆者は長年、設計業務の傍ら設計用入力地震動および建築物の動的応答に関する研究を行ってきた。そんな中で、日本建築学会「地震荷重—地震動の予測と建築物の応答」⁽⁷⁾ 1992で「鉄骨造建築物の応答」を担当する機会が与えられ、5階建の鉄骨造建築物について詳細な応答解析を行ったのが、この研究を始めるきっかけとなった。その際最も強く印象に残ったのは、建築物の固有周期であり、それまで高層建築物の解析で得られた高さとの固有周期の感覚とはかなりかけ離れたもので、高さに比べて固有周期が非常に長かった点である。本論文では1981年の改正以後に設計された中低層鉄骨造建築物について、主として純ラーメン構造を対象にその動的特性（特に固有周期）をできるだけ明らかにし、耐震性に関する検討を行うとともに、耐震性向上の為に配慮すべき事項について考察を加えたものである。

1-2 研究の概要

本論文は、数多くの高層建築物で動的解析が行われる中で蓄積された建築物の動的挙動に関する特性を参考に、たび重なる地震被害を教訓として1981年に改正された耐震設計法に基づいて設計された中低層鉄骨造建築物の動的特性およびその挙動を明らかにし、あわせてその耐震性について検討を加えたもので、全6章からなっている。

第1章では、研究の動機・目的を述べるとともに、本研究の位置づけを明らかにしたものである。

第2章では、高層建築物および中低層建築物の設計の現状について、その内容を分析している。現在行われている耐震設計に関しては、両者は全く異なった手法が取られており、その設計に対する考え方の違い等を比較し、また動的解析に基づいた高層建築物の設計の現状を分析することは本論文の目的とする中低層鉄骨造建築物の動的挙動を明らかにするために有効と判断し、あわせてその背景をも探っている。また、第3章以下で動的特性を明らかにする上で、その点に関連した設計の現状を明らかにすることは重要と考えている。

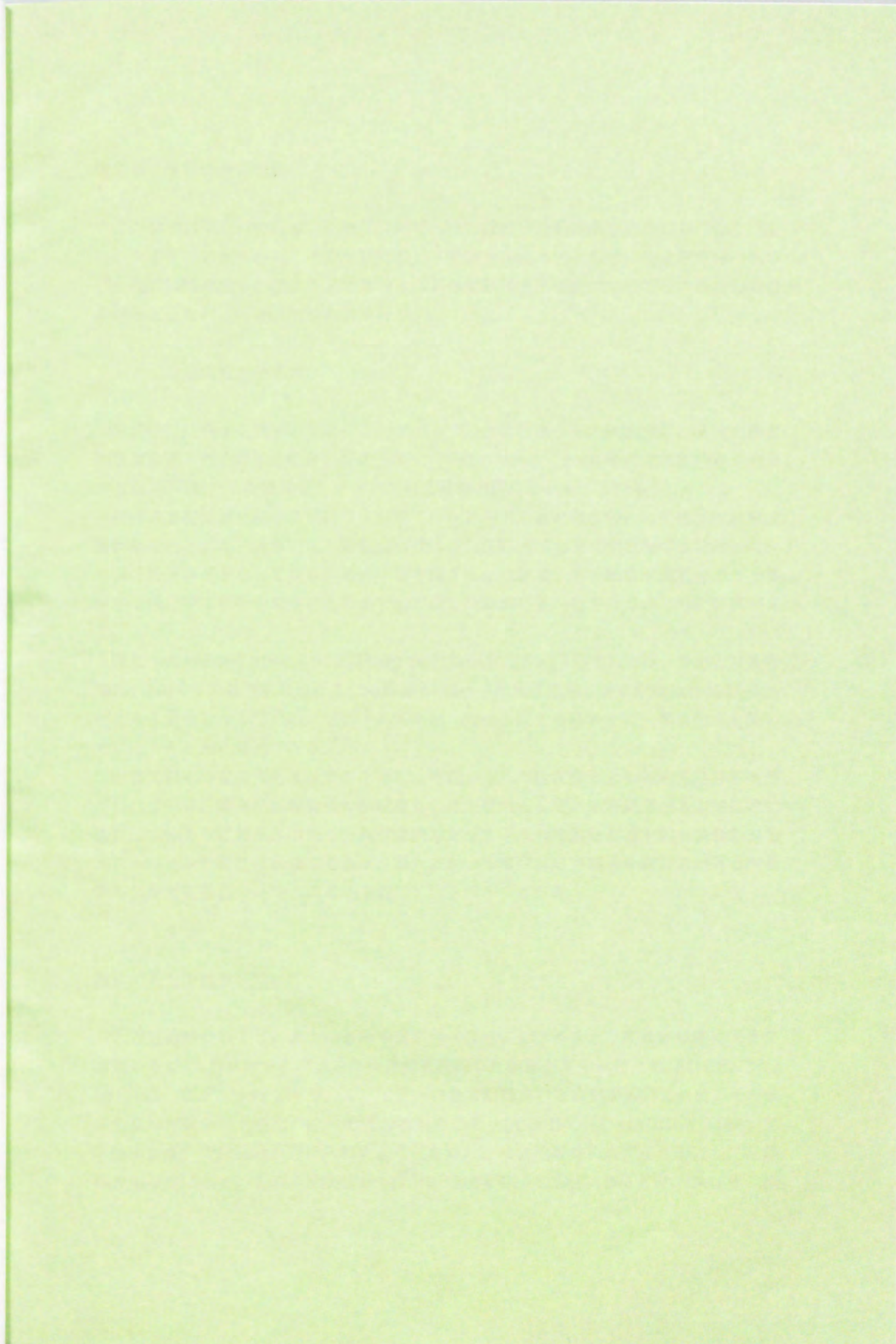
第3章では、中低層鉄骨造建築物の基本的な動的特性を明らかにするため、その基本となる高さ方向バネ分布や固有周期について、実際に設計された建物の特性を分析するとともに、一定の条件のもとにバネ分布がどのようなになるかを明らかにし、比較的簡便に固有周期を推定する方法を提案し、その妥当性についても検討している。また層間変形角の制限を手がかりとして実際の建築物の固有周期の推定を行っている。告示で示されている固有周期算定式($T=0.03h$)に基づいて計算した値と、実際の固有周期がどんな関係にあるかを明らかにしている。

第4章では、第3章である程度明らかになった動的特性をもとに、様々な応答性状について時刻歴応答解析により検討している。特に設計用地震荷重を算定する上で重要な要素である A_i 分布と応答せん断力分布の関係については、特にバネ分布との関係について詳細に検討している。次に建築物の弾塑性応答特性が固有周期との関係でどう変化するかを調べるため、1質点系モデルにより検討している。また、一般には設計上考慮していない、上下振動についても検討し設計に配慮すべき内容を明らかにしている。

第5章では、第3章で得られた動的特性をもとに特定の解析モデルを設定し、時刻歴応答解析を行い、その耐震性について検討している。また、具体例をもとにより詳細な検討を加えるとともに、ねじれの影響についても検討するため、ねじれ振動解析を行い、静的解析結果との比較を行っている。また、中低層建築物はその設計法の特徴から、上下方向の終局耐力の不連続が起こりやすいが、その場合の問題点についても若干の検討を行っている。

第6章では、本論文で検討した内容に対する結論と今後展開すべき課題について述べている。

Faint, illegible text, likely bleed-through from the reverse side of the page. The text is arranged in several paragraphs and is too light to transcribe accurately.



第2章 耐震設計の現状

この章では現在行われている耐震設計で、特に設計用地震荷重とそれに対応した設計のクライテリアを中心に、その現状について考察を加えるとともに、中低層鉄骨造建築物の動的特性を明らかにする上で参考となる高層鉄骨造建築物についてその設計の背景を探るとともに、両者の比較検討を行う。

2-1 高層鉄骨造建築物

耐震設計に関する研究の発展やコンピュータの発達に伴って、1963年に建築物の高さ制限が撤廃され、高層建築物の設計、建設が可能となった。1966年には設計内容を審査するため、(財)日本建築センターで高層建築物の評定が始まっている。

高層建築物は建築基準法施行令・告示にかかわらず、設計者が独自の判断で設計用地震荷重を定め、動的解析により耐震安全性の検討を行っており、中低層の建築物とは全く別の設計体系となっている。その手順を図2-1に示す。解析結果が設計のクライテリアを満足することを確認できるまで繰り返し時刻歴応答解析を行うところに特徴がある。

既に1966年から1999年末までに約1400棟が評定を完了しているが、対象となる建物は、1981年の基準法の改正までは軒高が45mを超える建物、改正以後は軒高が60mを超える建物となっている。このうち軒高が100mを超える建物では、集合住宅を除いてはほとんどが鉄骨造である。

地震に対する安全性を検証するために、当初から入力地震動による時刻歴応答解析が行われている。時刻歴応答解析の特徴あるいは問題点として、応答結果が入力地震動に依存している点にある。つまり一種の特解であって、入力地震動が確定的な場合のシミュレーション解析には最適であるが、設計に用いる場合は応答結果を設計者がどう判断するかが大変重要であり、筆者も指摘している所⁽⁸⁾である。

設計用入力地震動について

入力地震動としてどのようなものを選ぶか、又そのレベルをどうするかは常に大きな課題の1つで、当初は日本で大きな加速度を記録した波形が無かったため、EL CENTRO 1940 NS、TAFT 1952 EW等主としてアメリカで記録された波形が用いられた。その後やや長周期成分に大きなパワーを持つ波形として HACHINOHE HARBER (1968年十勝沖地震)での記録が用いられるようになり、これに地域を代表する波形として記録最大加速度は小さいものの TOKYO 101 NS (1956年)、OSAKA 205 EW (1963年 越

前沖地震)等が用いられるようになった。地震動レベルについては当初は最大加速度で評価しており、大きさは250gal、400galの2段階で検討されている建物が多い⁽⁹⁾。1975年頃からは特に長周期建築物については、速度評価が適当であるとの認識から最大速度が評価基準となった。大きさは2段階に設定され、レベルIは25 cm/sec(関西以西は20 cm/secが多い)、レベルIIは50 cm/sec(関西以西は40 cm/secが多い。)が一般的である。

図2-2はビルディングレター⁽¹⁰⁾から地上部分が純鉄骨の建物を選び(サンプル数705)、その応答解析に使用された入力地震動の種類を年代を4つに区分して示したものである。区分の仕方は次の通りである。

- ① 地震動レベルを加速度で評価していた年代(1975年まで)
- ② 1981年の基準法の改定まで
- ③ 1995年の兵庫県南部地震の前年まで
- ④ 1995年以後1998年末まで

図2-2は特に多く使用された次の6波について、その使用の変遷を示したものである。特徴としては、

- ①ではEL CENTRO 1940 NS、TAFT 1952 EWはほぼ100%使用されている他、地域を代表する波として、TOKYO 101 NSやSENDAI 501 NSが多く使用されている。
- ②ではEL CENTRO 1940 NS、TAFT 1952 EWの他、HACHINOHE HARBER 1968 NSの使用が増えてきている。
- ③ではHACHINOHE HARBER 1968 NSがほとんどの建物で使用されるようになった。その他、地域を代表する波としてTOKYO 101 NSやOSAKA 205 EWが主に用いられるようになった。
- ④は③とほとんど変わっていないと言える。図には示されていないが、地域を代表する波として模擬地震波を作成して使用するケースが増えてきている。

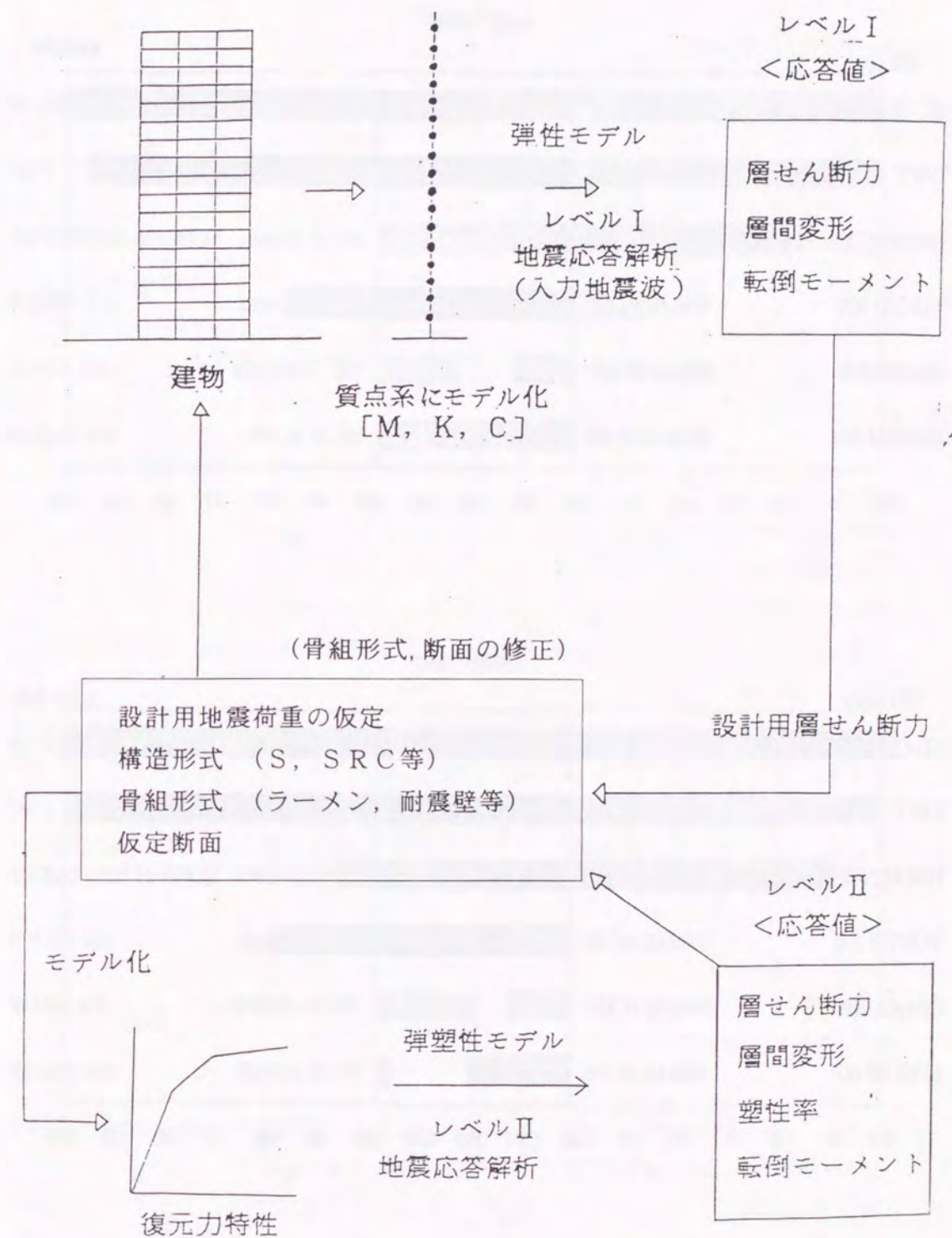


図2-1 高層建築物の設計フロー

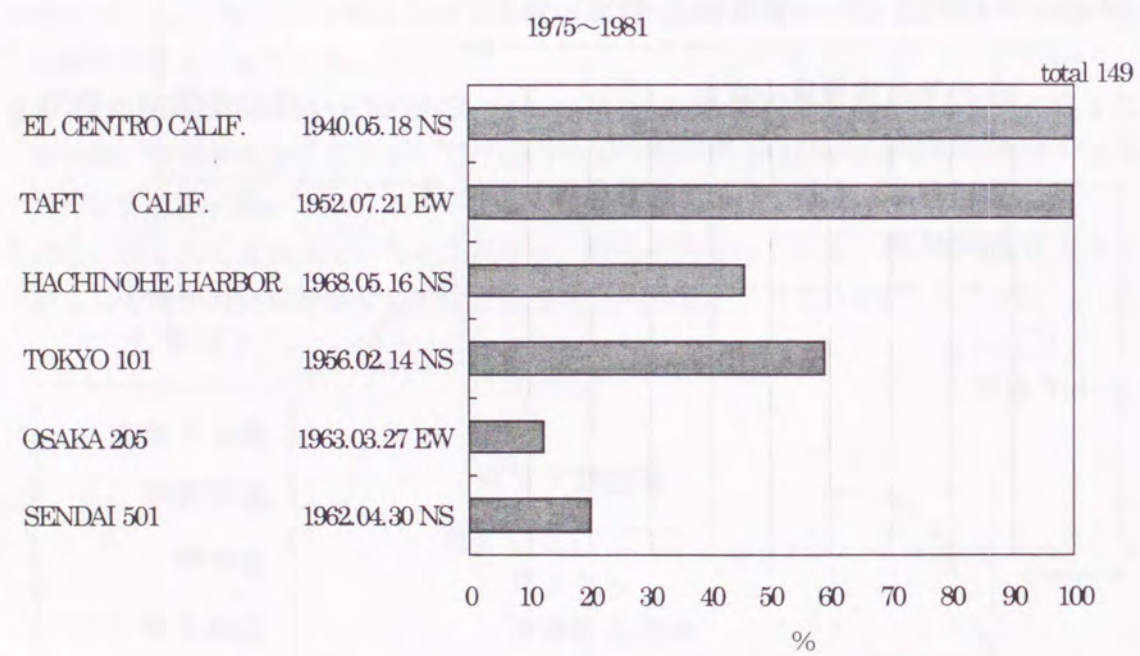
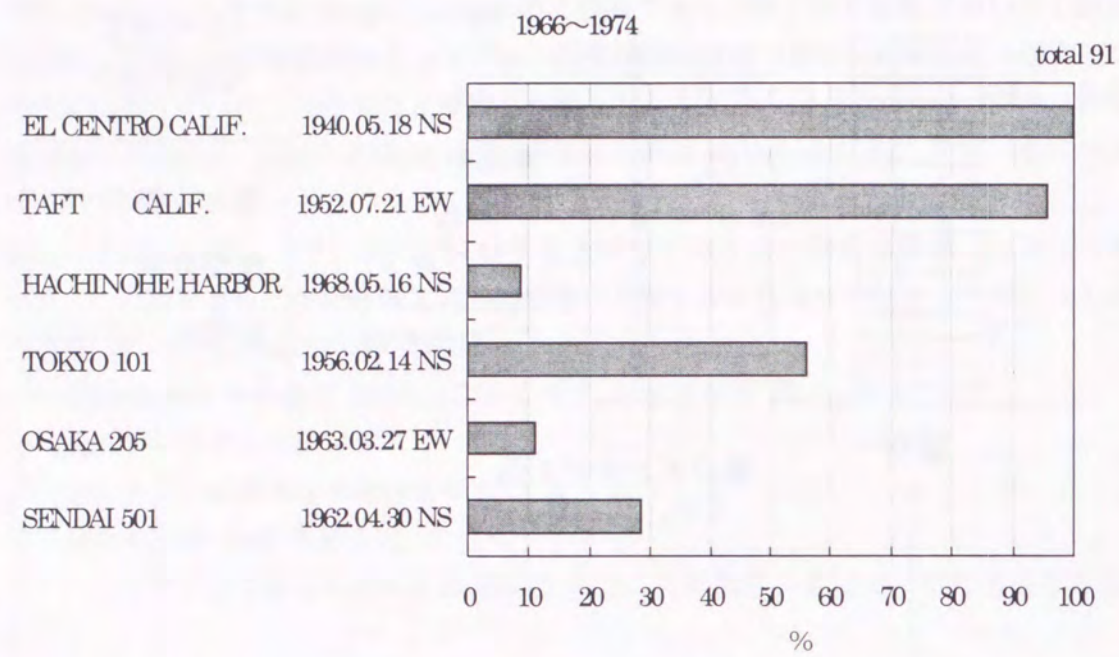


図 2-2 採用地震波 (1)

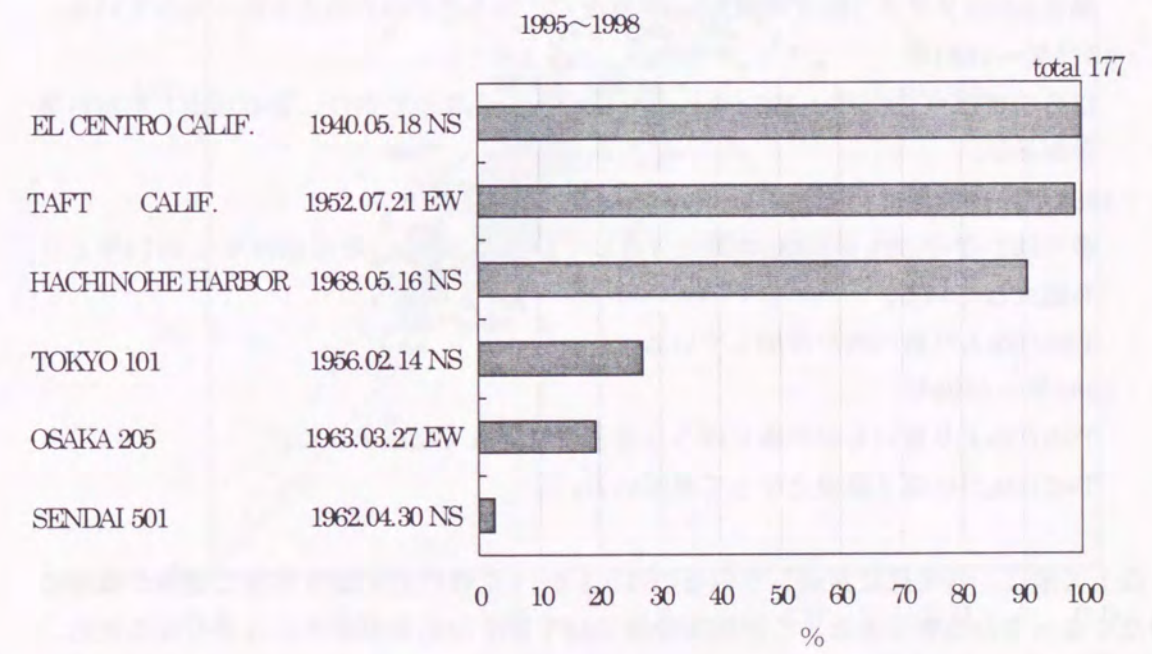
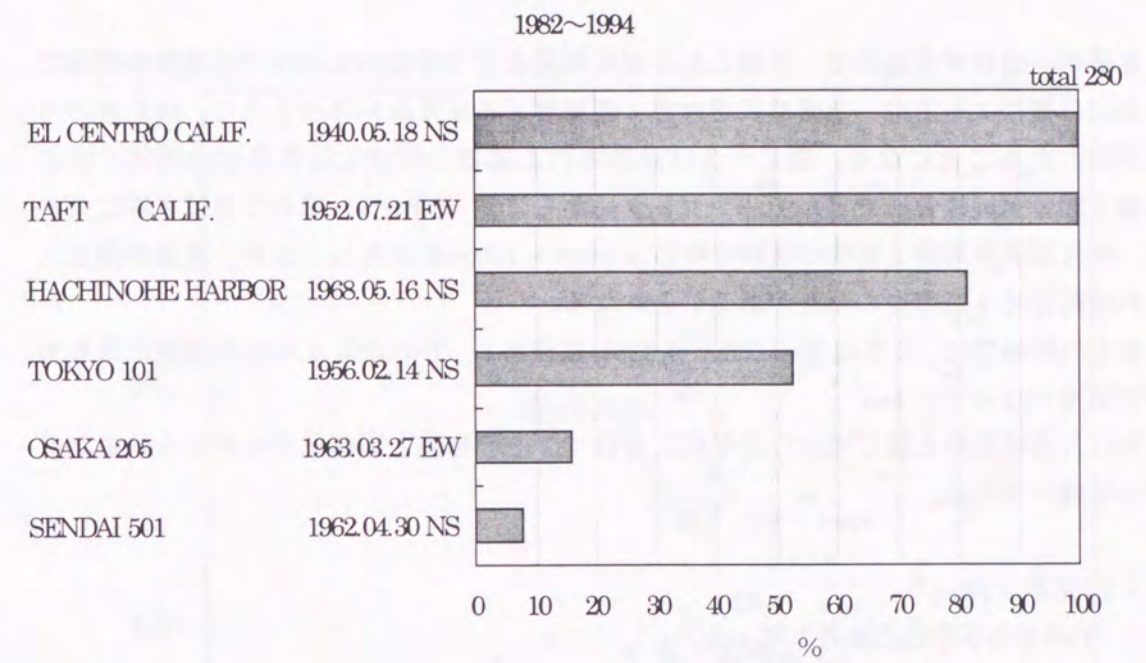


図 2-2 採用地震波 (2)

建物高さとの固有周期の関係

建築物を設計する過程で、目標となる固有周期をどう設定するかは大変重要な問題である。目標によっては、架構形式を大きく変更せざるを得ない場合もあり、設計者の力量が問われることになる。図2-3は設計された建物の軒高と固有周期の関係を示す(地上部分が純鉄骨造でビルディングレターから703例選定)。ばらつきは非常に大きく、例えば固有周期2.0秒の建物で軒高は50m~100mに分布しており、重量が同じとすれば剛性で4倍程度の開きがあることになる。

高さとの関係では、大半は $T=0.02h \sim 0.035h$ に分布し、 $T=0.03h$ より短周期側にあるものの方が多くなっている。

次に入力地震動と同じく4つの年代に分けて、その特徴と関係に変化がみられるかどうかを調べてみる。

- ・1966年~1974年
 $T=0.03h$ を中心に分布している。
 $T=0.02h \sim T=0.035h$ にほぼ全ての建物が入っている。
 特に $T=2.0$ 秒付近と $T=4.0$ 秒付近で非常にばらつきが大きい。
 高さ200mクラス(固有周期が5.0秒程度)になると $T=0.03h$ より短くなっている。
- ・1975年~1981年
 ばらつきは(1966年~1974年)よりやや小さくなっており、 $T=0.03h$ より短い場合が多い。
- ・1982年~1994年
 多くは $T=0.02h \sim 0.03h$ の間に分布しているが、ばらつきは1966年~1974年よりも拡大している。
 $T=0.02h$ より短い例が増加している。
- ・1995年~1998年
 $T=0.03h$ より短いものが多くばらつきもやや少なくなっている。
 $T=0.03h$ がほぼ下限値となってきた。

以上の他に、各年代に共通しているのは、1.6~1.7秒付近の固有周期の建物が極端に少なくなっている事である。この周期帯はTAFT EWの応答が非常に大きくなるため、これを避けるためには2.0秒付近まで周期を長くしている建物が多くなっていると思われる。また、1981年以後は2.5~2.7秒付近の固有周期の建物が少なくなっているが、この周期帯はHACHINOHE NSの応答が大きくなるため3.0秒付近まで周期を長くしているのが原因と思われる。(図2-4 減衰2%に対する5波の加速度応答スペクトラム 参照)

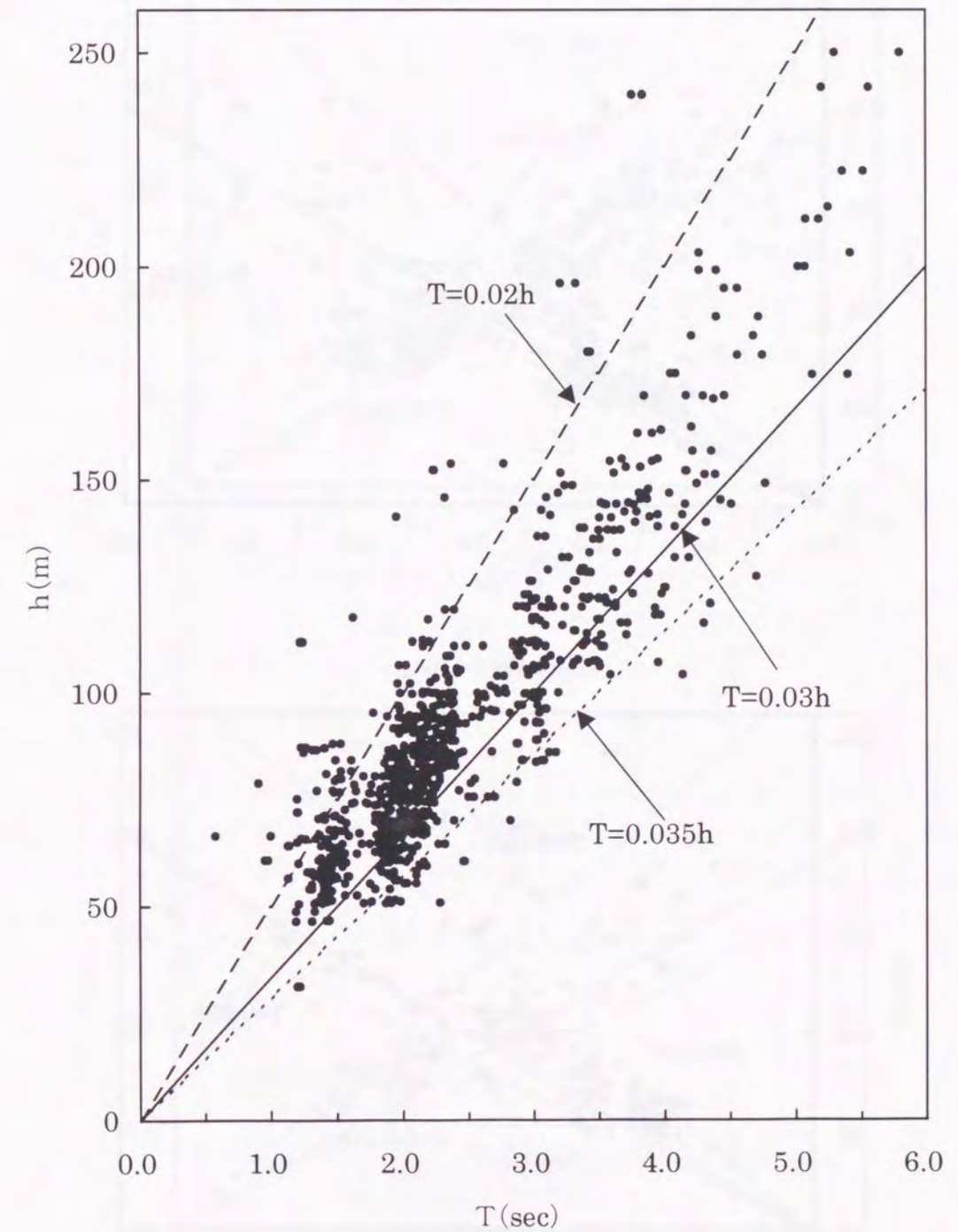


図2-3 建物高さとの固有周期の関係(1)

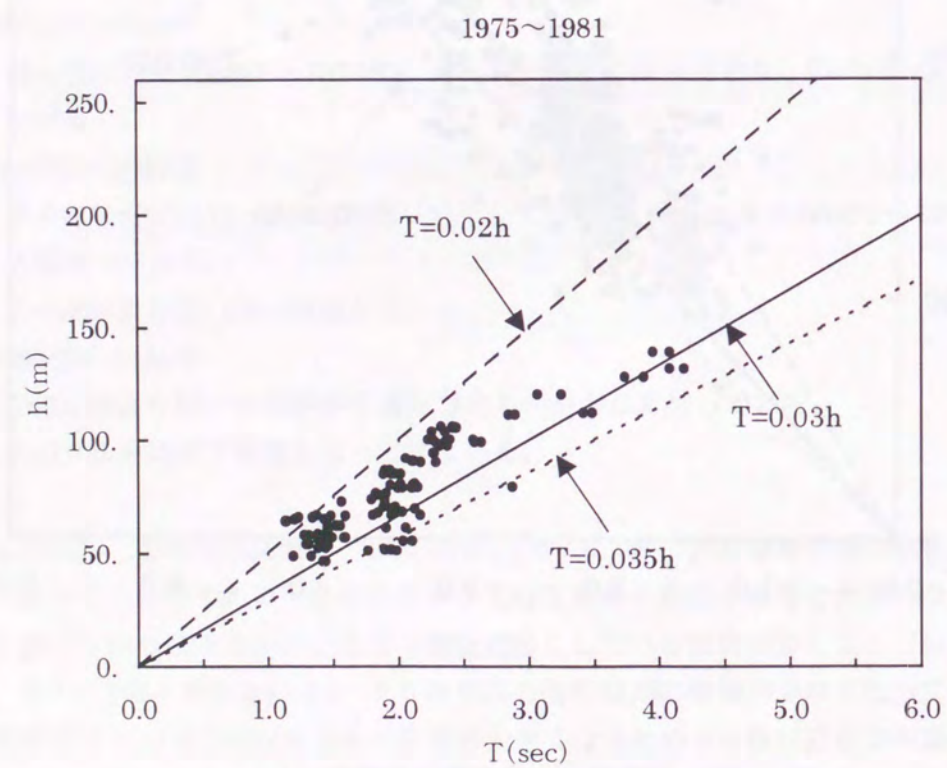
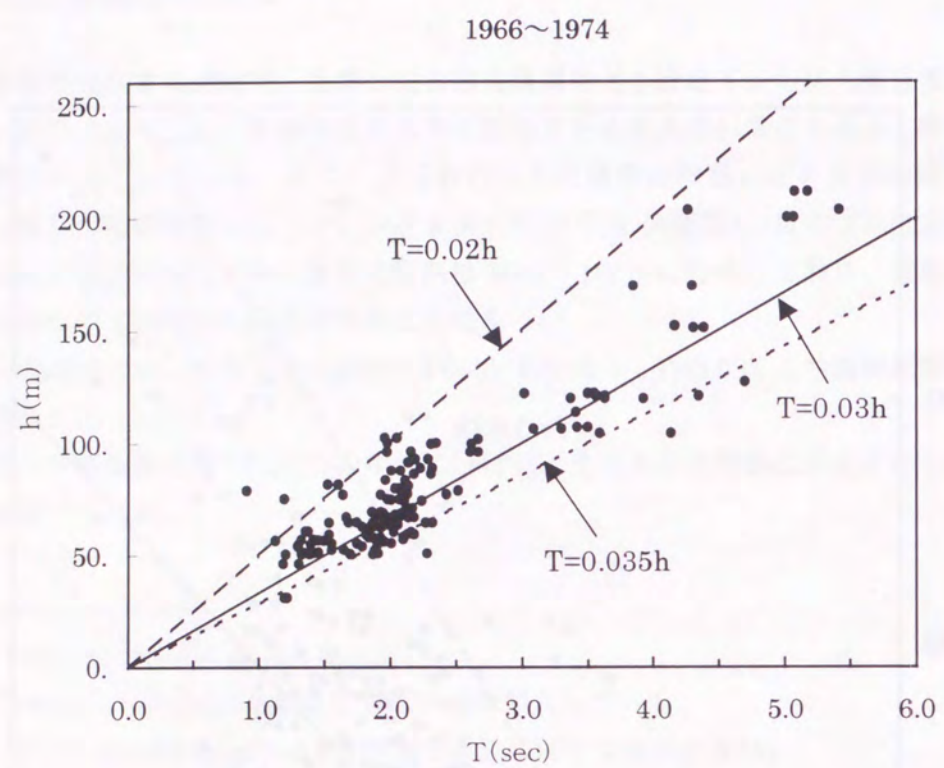


図 2-3 建物高さとの固有周期の関係 (2)

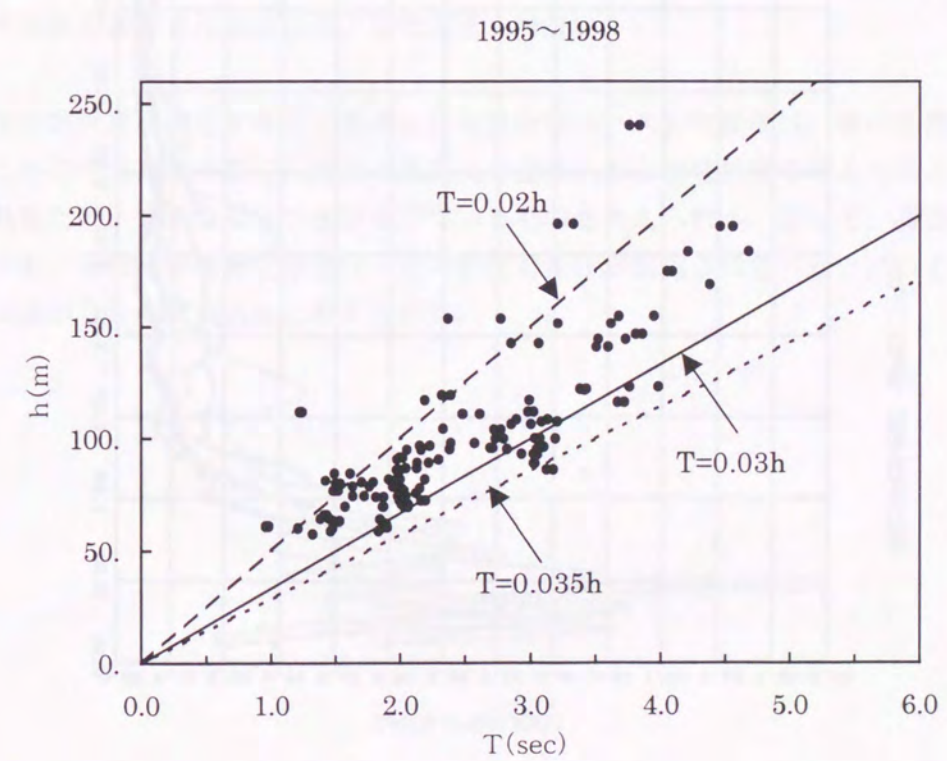
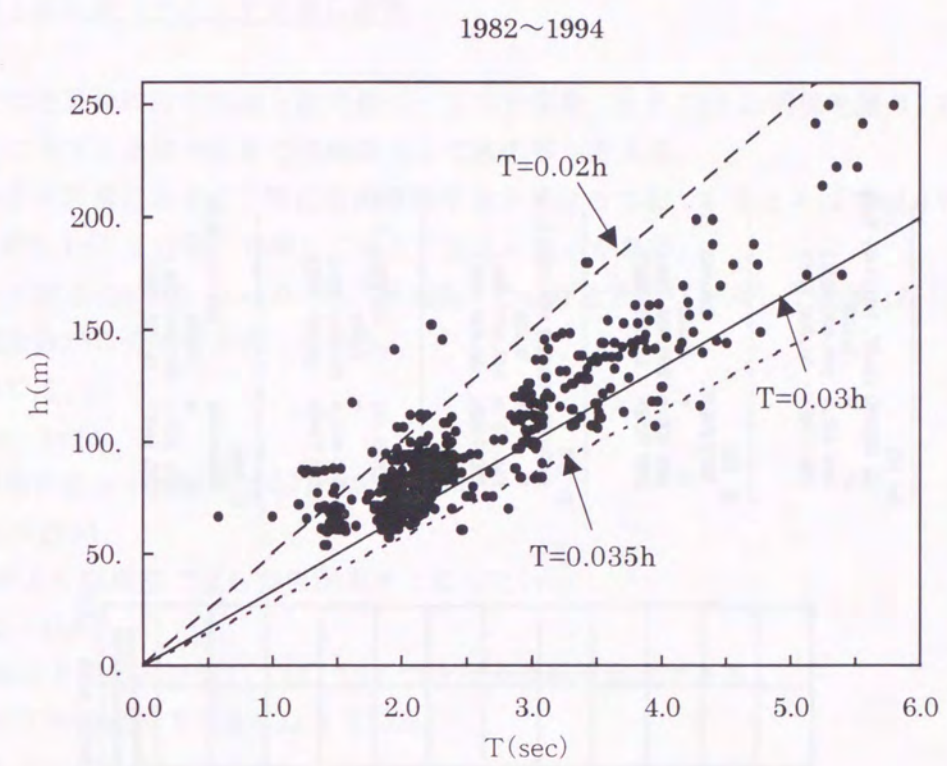


図 2-3 建物高さとの固有周期の関係 (3)

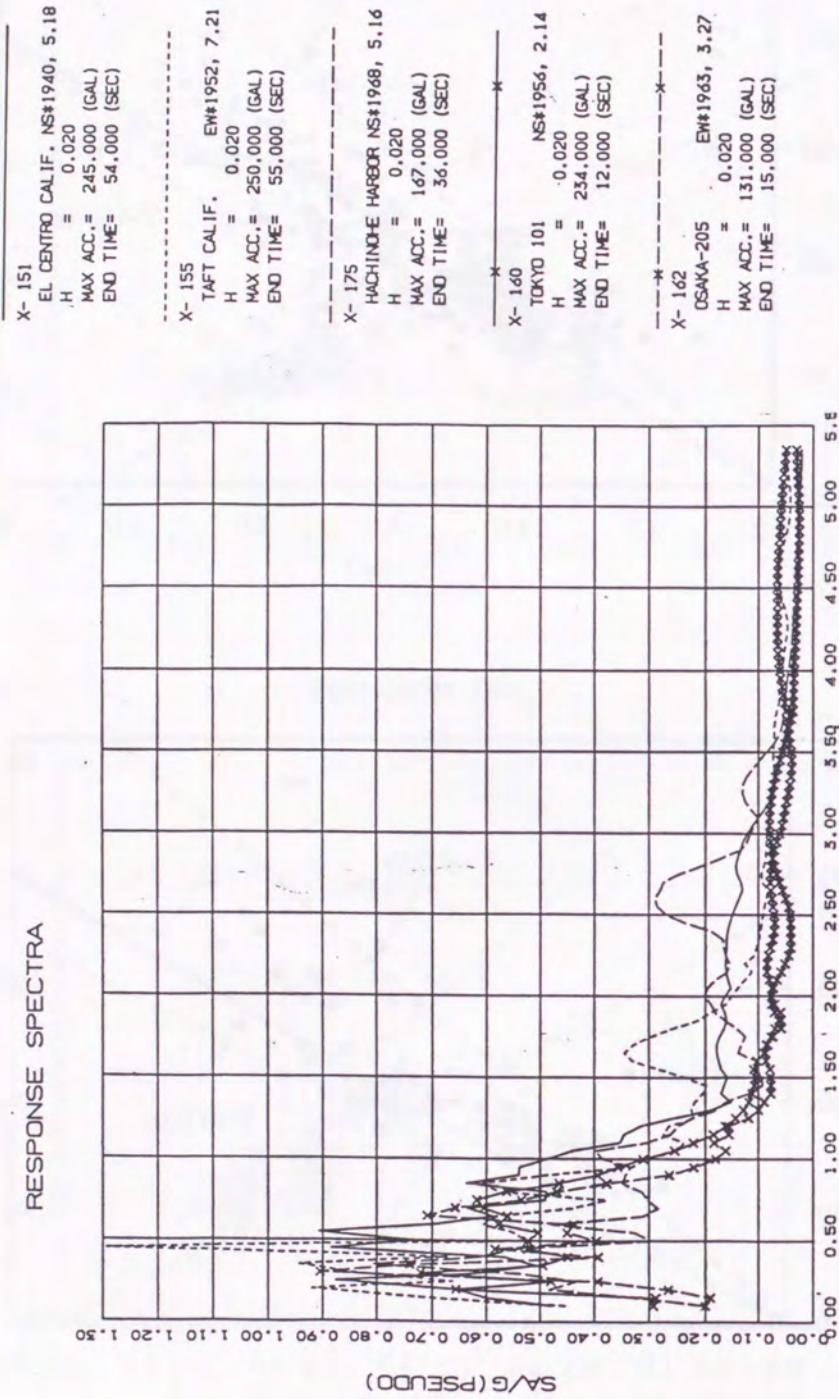


図2-4 5波の加速度応答スペクトラム

固有周期と設計用ベースシヤ係数の関係

ここでは建築物の固有周期と設計用ベースシヤ係数(以下 C_b) の関係を調べ、結果を図2-5に示す。全体の分布では特徴として次の事が言える。

ばらつきが非常に大きく、特に短周期側で大きくなっており、たとえば $T=2.0$ 秒付近では C_b が $0.1 \sim 0.2$ の間に分布しており2倍もの違いがある。

図中の実線は $C_0=0.2$ ($Z=1.0$ 、第2種地盤)としたときのベースシヤ係数 ($Z \cdot R_t \cdot C_0$) で、ほぼ全数がこの値を上回っている。

年代別では、

- ・ 1996~1974
全周期に渡って比較的ばらつきは小さい
- ・ 1975~1981
1.5秒より短周期でばらつきが大きくなっている
- ・ 1982~1994
1.5秒より短周期を除いては、ばらつきはやや縮小傾向である。
 C_b の平均値は若干小さくなっている
- ・ 1995年以後
兵庫県南部地震での様々な検討結果が設計に反映されているはずであるが、ベースシヤ係数の大きさにはほとんど変化は見られない。

設計用地震荷重を設定する上で基本となる設計用ベースシヤ係数は、単に応答結果をよりどころにするだけでなく、建物の重要度や建築主および設計者の考え方がより強く反映されるため、大きなばらつきが生じているものと考えられる。従って、高層建築物といえども、高層建築物評定を受け一定の耐震安全性が確認されているとはいえその耐震性能にはかなりの差があると考えられる。

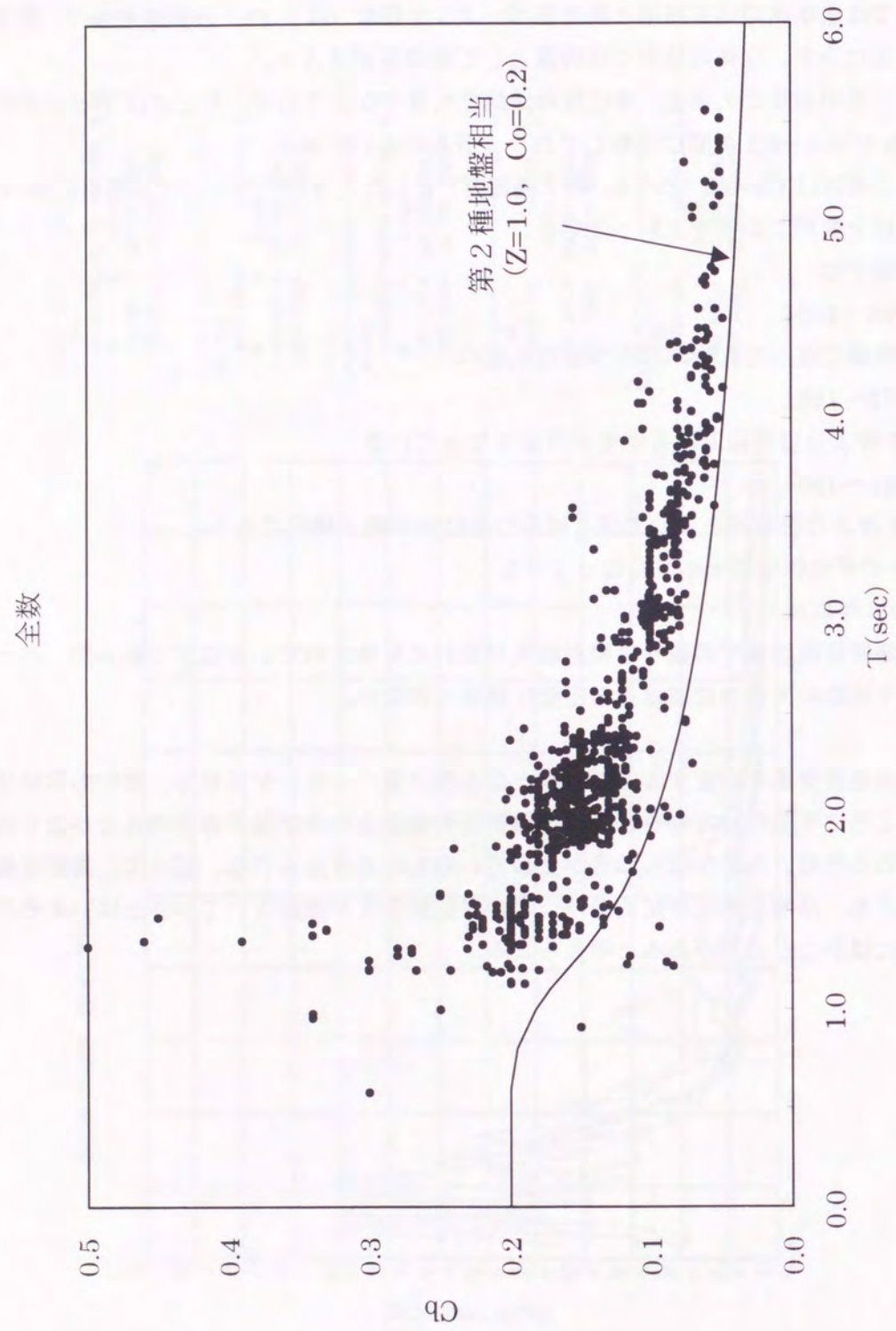


図2-5 固有周期と設計用ベースシヤ係数の関係 (1)

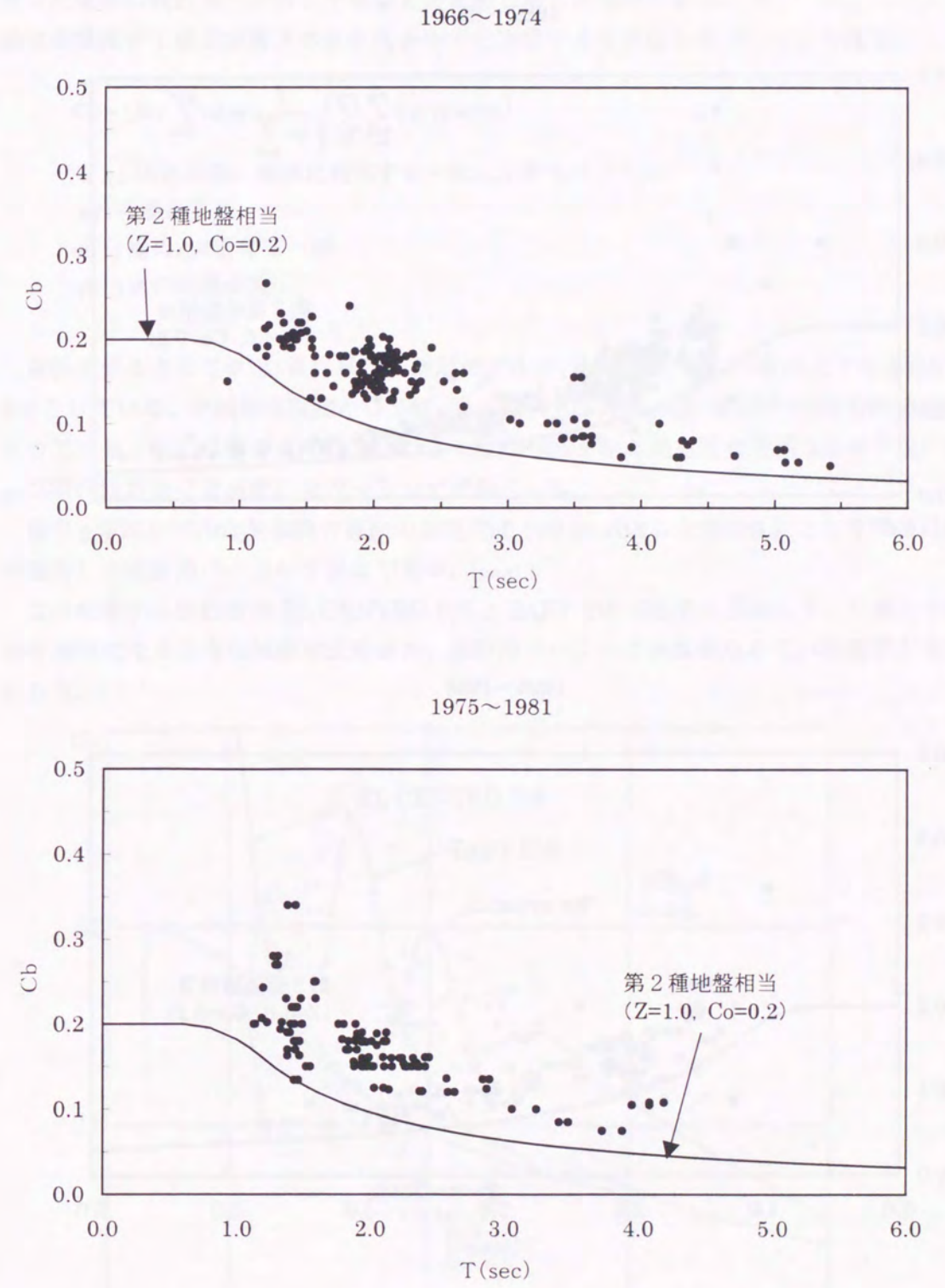


図2-5 固有周期と設計用ベースシヤ係数の関係 (2)

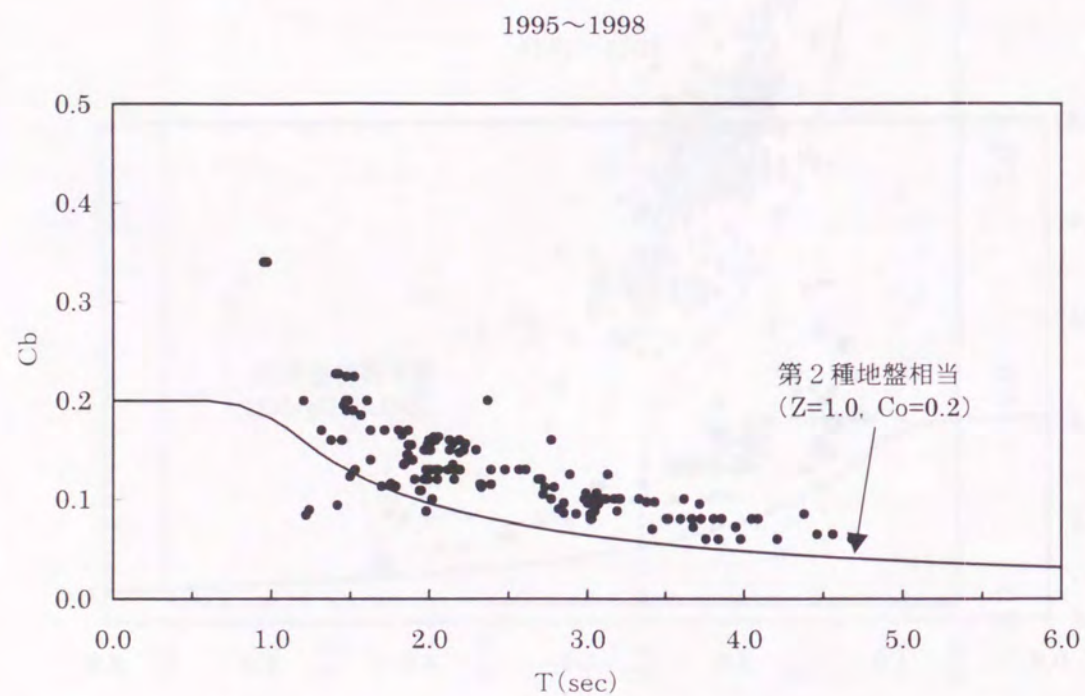
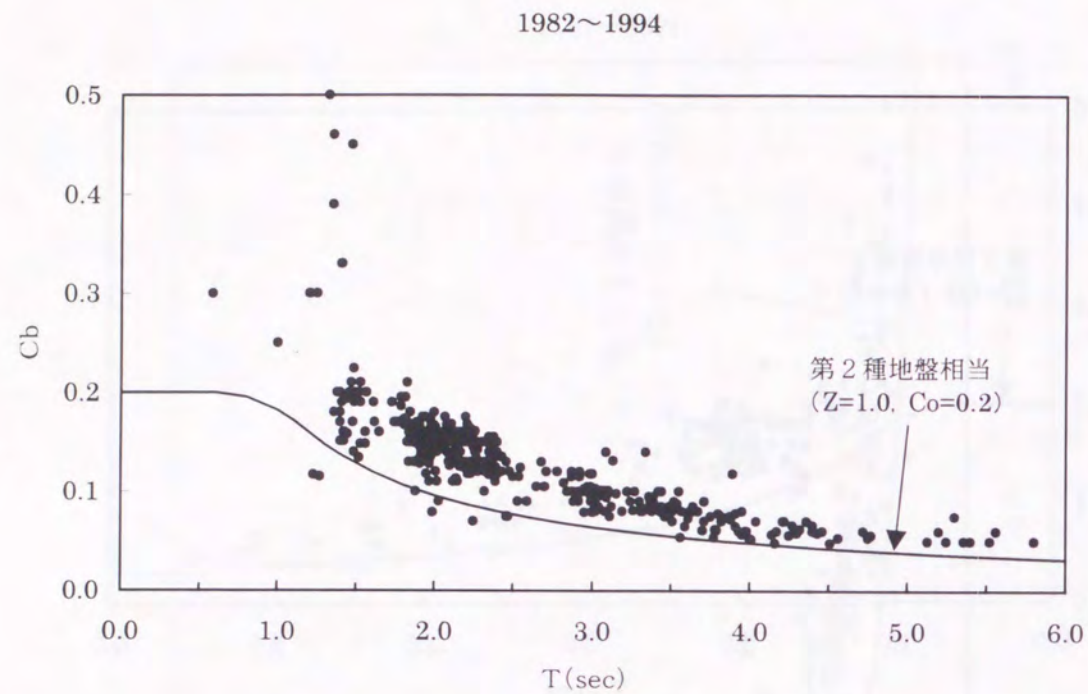


図2-5 固有周期と設計用ベースシヤ係数の関係 (3)

図2-6は以前筆者が応答スペクトル法に基づいて算定したベースシヤ係数と評定を受けた建物の設計用ベースシヤ係数とを比較し示したものである。(11)

図は地震波の1質点応答スペクトルをもとに次式により算定したベースシヤ係数。

$$C_b = Q_b / \sum w_i = \frac{1}{\sum w_i} \sqrt{\sum_{i=1}^3 \sum_{j=1}^n (w_j \beta_i u_{ij} s_i)}$$

s_i : i 次の周期、減衰に相当する一質点応答スペクトル

w_i : 各層の質量

u_{ij} : j 層の i 次固有モード

β_i : i 次の刺激係数

解析モデルとしては10質点系せん断形モデルで、各階重量一定、パネの上下比を0.5:1.0としている。検討用地震波としてはEL CENTRO 1940 NS、TAFT 1952 EWの2波としている。図には参考までにEL CENTRO 1940 EWの値(固有周期2.0秒付近)および現行設計法による設計用ベースシヤ係数を示す。

図中・印はレベルI地震動の最大の加速度を200 cm/s²とした建物(主として関西以西の建物)の設計用ベースシヤ係数である。

この結果から設計者はEL CENTRO NSとTAFT EWの応答を意識して、目標とする固有周期になるような架構形式を求め、設計用ベースシヤ係数を決めている様子が見てとれる。

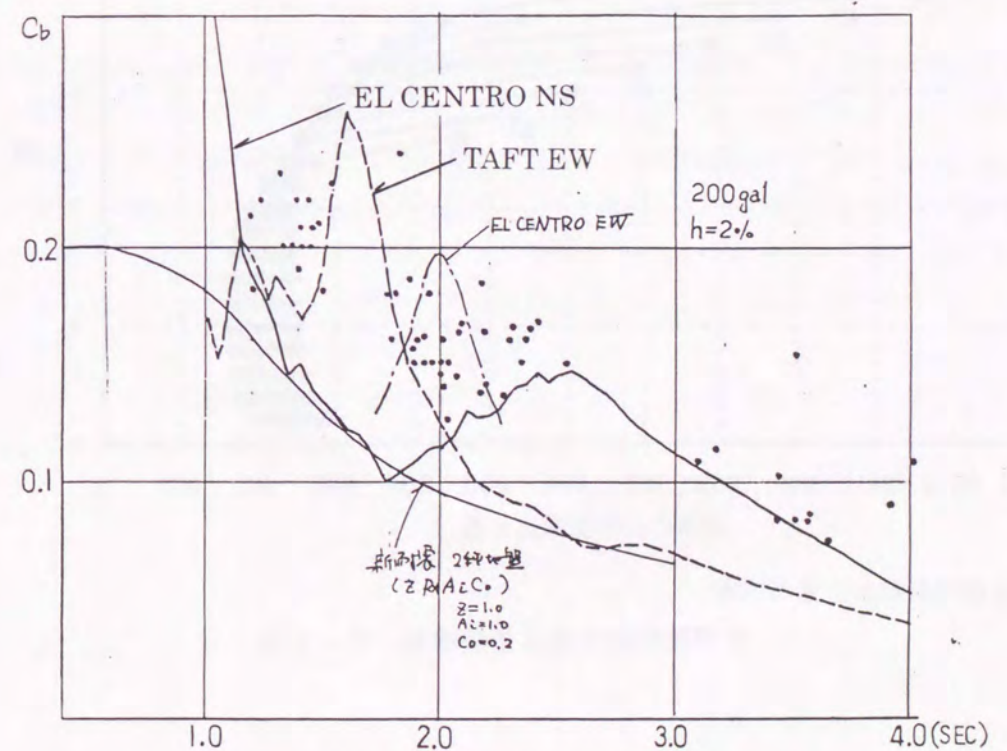


図2-6 ベースシヤ係数比較

設計のクライテリア

評定が始まった当初は、必ずしも全ての建物が同じ考え方で設計されていた訳ではないが、やがて考え方がほぼ統一されるようになった。

レベルⅠ地震時（耐用年数中に1度以上受ける可能性が大きい地震動）

- ・部材は弾性にとどまる
- ・各層の層間変形角は最大で1/200程度にとどまる

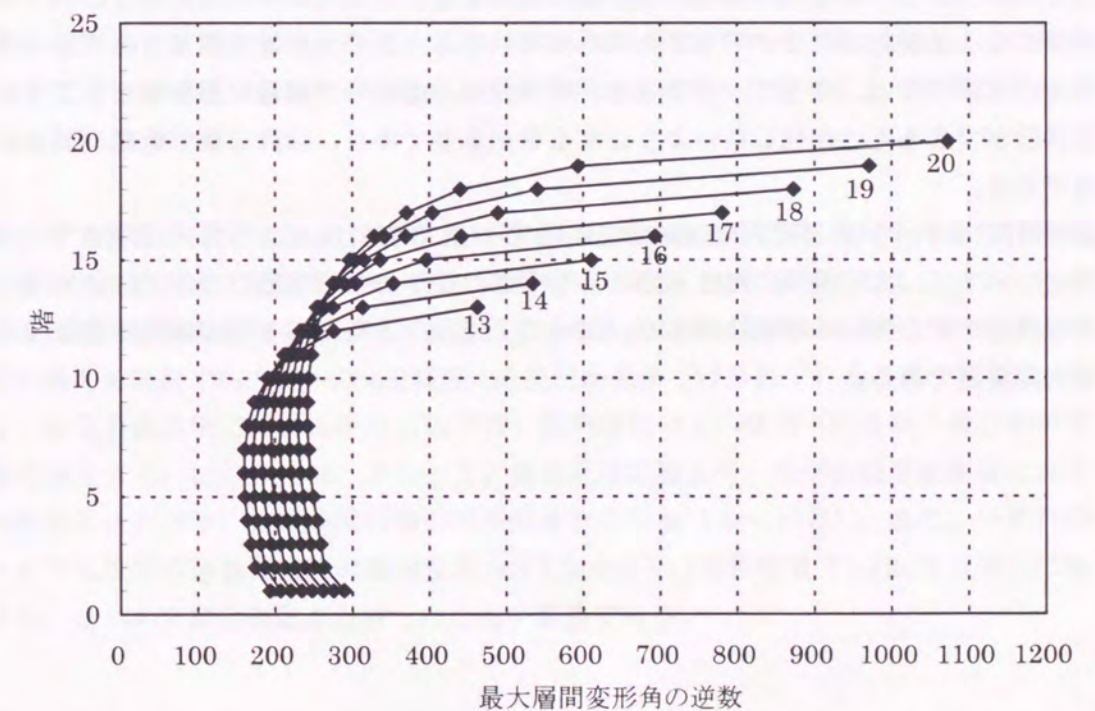
レベルⅡ地震時（過去に受けたことのある地震動のうち最強と考えられるもの、および将来において受けることが考えられる最強の地震動）

- ・部材の一部が塑性化することを許容するが、層の塑性率として2.0程度以下にとどまる
- ・各層の層間変形角は最大で1/100程度にとどまる

設計のクライテリアが達成されているかどうかを検証するため、採用した入力地震動による時刻歴応答解析を行っている。

応答せん断力と層間変形角

設計のクライテリアとしては先に述べたように、レベルⅠ地震動に対して最大層間変形角は1/200程度以下に収まることを目標にしている。仮に応答せん断力が目標値以内に収まっても、変形が目標値を上回る場合がある。この事は、ある固有周期に対して適切な高さの範囲、逆にある高さに対しては適切な固有周期の範囲が存在する事を意味する。ここで1つの算定例を示す。算定モデルは上下方向のパネ比を0.4:1.0、各階の重量を一定とする。建物の階数を14階～20階まで変化させた場合の各階の変形を時刻歴応答解析により求める。階高は1階を4.2m、2階以上を3.9mとする。一例として固有周期が一定の2.0秒とし、入力地震動をHACHINOHE HARBER 1968 NSとした場合の解析結果を図2-7に示す。入力レベルはレベルⅠ（25 cm/s）とする。仮に最大層間変形角を1/200以内にとどめるためには、17階以上でなければならず、これより低層の建物では長周期化をはかっても、変形が収まらないことになる。



図中の数字は建物階数を示す

図2-7 建物階数と最大層間変形角

動的特性を考える上で設計での重要事項

高層建築物では、中低層建築物に比べて建物の幅高さ比が大きくなり、地震時の柱の軸伸縮による全体曲げの影響が出やすい。このため、上下方向バネ分布については、上層部で小さくなりすぎないように、またバネの極端な不連続がないように適正な架構を計画、部材断面を仮定して検討を行っている。架構形式としては、純ラーメンやブレースとの併用の他やメガストラクチャー（大架構）を採用している例もある。また、建物の低層部分は1，2階を中心に階高を大きくする場合もあり、適正な剛性と耐力を確保するために鉄骨鉄筋コンクリート造としている例も多い。

上下方向耐力分布も重要で、ある階だけに大きな塑性化が集中しないようできるだけなめらかな分布としている。

ねじれについては、高層建築物では平面計画、立面計画共に整形なものが多く、極力偏心が小さくなるよう架構計画で考慮している。しかし、低層部で平面が大きく広がるような場合は、この部分で大きな偏心が生じる事がある。このような場合は低層部との間にエキスパンションジョイントを設け、対処している例も多い。

いずれの場合も、時刻歴応答解析での検証は、特定の入力地震動により行うため、その結果がたとえ設計のクライテリアを満たしていても、別の入力地震動では必ずしも満足するとは限らない。従って、バネ分布、耐力分布、偏心等で応答に悪影響を及ぼすような状態ができるだけ存在しないようにする事が重要であり、設計で最も配慮が望まれる点である。

固有周期については、特に2.0秒および3.0秒付近で $T=0.03h$ より長めになっている建物については、大地震時に剛性不足により大きな変形を生じる恐れがあり、地震後に大きな残留変形を生じる可能性がある。従って、適正な固有周期を持つ建物を設計する事が大変重要である。

2-2 中低層鉄骨造建築物

現在行われている鉄骨造建築物の設計フロー⁽¹²⁾を図2-8に示す。ルート①は住宅又はそれに類する小規模のもので、本論文で対象とするのはルート②又はルート③により設計される建物である。

設計用地震荷重については、建築基準法施行令・告示で設計用地震荷重の算定方法が規定されている。昭和25年に建築基準法が制定されてから現在までの設計用地震荷重の経緯について簡単に述べる。

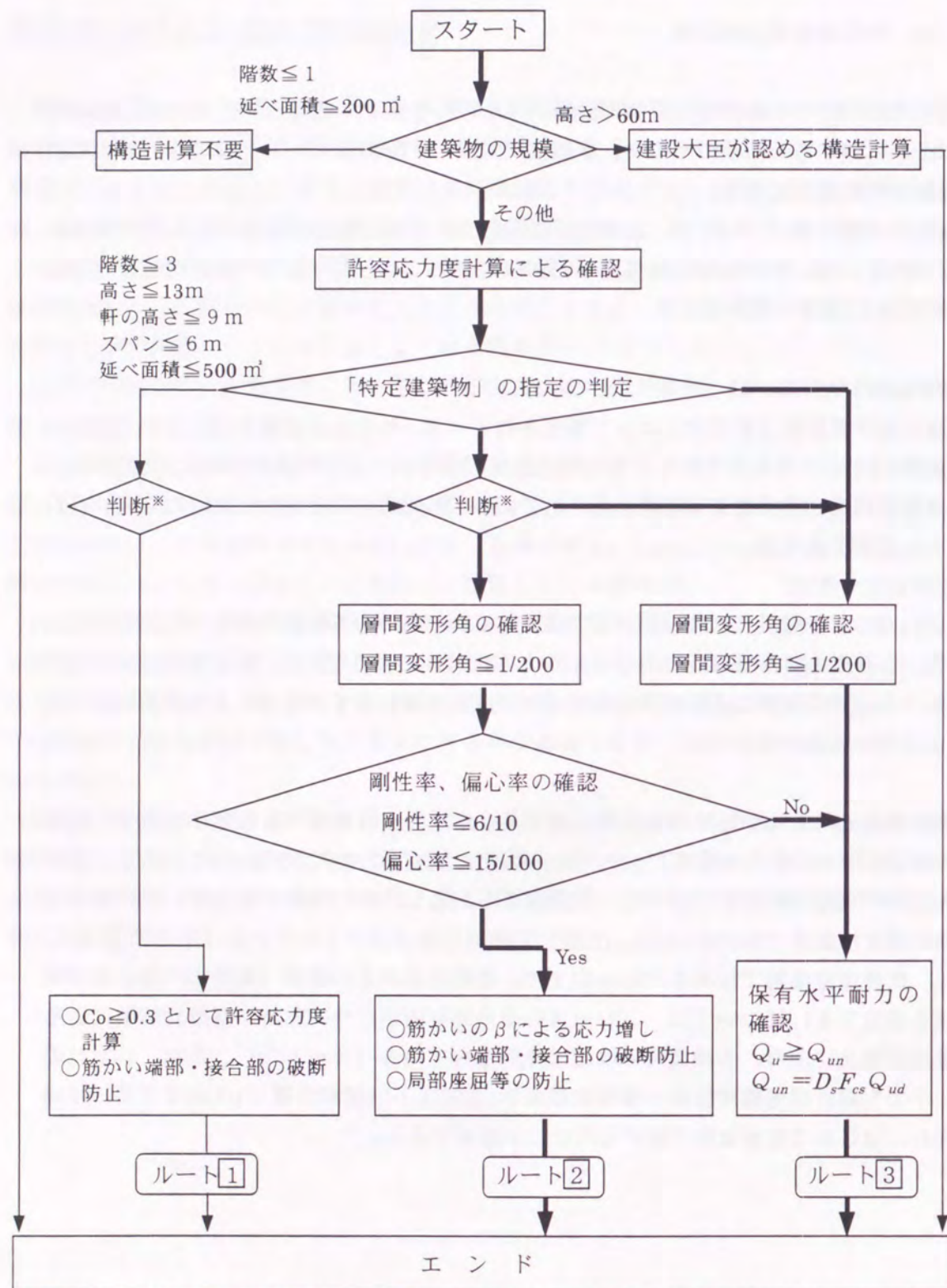
(昭和25年～昭和56年)

設計用地震荷重は震度法によって算定されている。その方法は高さ16mまでは設計用震度0.2とし、4m高くなるごとに0.01震度を割増す。ここでは構造種別、地盤種別、構造形式等に関係なく一律に決められており、動的応答の効果があまり取り入れられていないと言える。

(昭和56年～現在)

いわゆる新耐震設計法で、主として高層建築物の動的応答解析で得られた知見をもとに、設計用地震荷重は震度からせん断力係数の形に改められた。算定方法は後に示すが、ここでの特徴は建築物の固有周期が設計用地震荷重を決定する上で重要な要素となっている点である。

設計用地震荷重は中地震（建築物の耐用年限中に数度は遭遇する程度の地震で、地震動の強さは地動の最大加速度で80～100gal程度）を対象として決められているが、さらに大地震時（建物の耐用年限中に一度遭遇するかもしれない程度の地震で、その強さは地動の最大加速度で約300～400gal程度）の検討が義務づけられている（ルート③）。しかし、鉄骨造建築物では高さが31m以下で、動的性状のよい建物（剛性率や偏心率が規定値を満足する）については、ブレースの接合部破断防止や、部材の幅厚比制限による局部座屈防止により、大地震時の検討は免除されている（ルート②）。また、いずれのルートでも設計用地震荷重時の層間変形角が1/200以下（緩和措置で1/120まで可）に制限され、はじめて変形制限が設けられた点が重要である。



※判断とは設計者の設計方針に基づく判断の事である。例えば、高さ31m以下の建築物であっても、より詳細な検討を行う設計用であるルート3を選択する判断等のことを示している。

図2-8 鉄骨造建築物の設計フロー

設計用地震層せん断力係数の算定方法

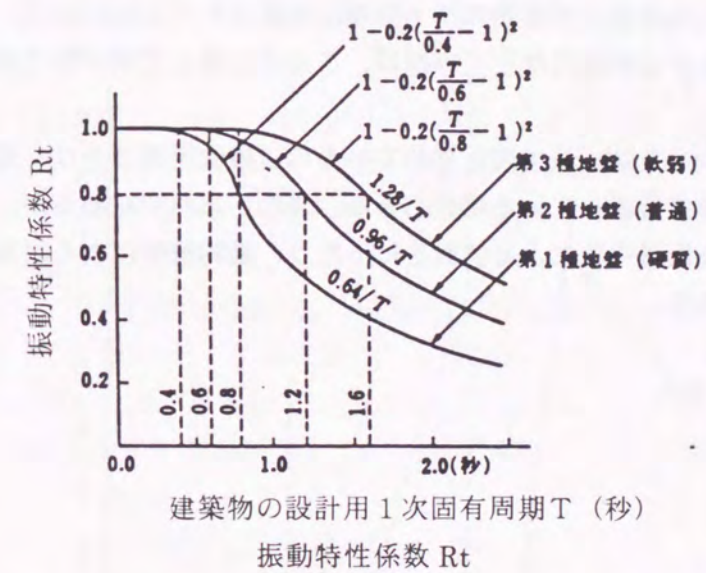
設計用地震層せん断力係数は下式により求める。

$$C_i = Z R_t A_i C_o$$

この式において、 C_i 、 Z 、 R_t 、 A_i 、および C_o はそれぞれ次の数値を表すものとする。

- C_i 建築物の地上部分の一定の高さにおける地震層せん断力係数
- Z その地方における過去の地震の記録に基づく震害の程度および地震活動の状況その他地震の性状に応じて1.0から0.7までの範囲内において建設大臣が定める数値
- R_t 建築物の振動特性を表すものとして、建築物の固有周期および地盤の種類に応じて建設大臣が定める方法により算出した数値
- A_i 建築物の振動特性に応じて地震層せん断力係数の建築物の高さ方向の分布を表すものとして建設大臣が定める方法により算出した数値
- C_o 標準せん断力係数

ここで R_t は下図に示す通りである。



T は建築物の設計用1次固有周期 (単位秒) で、次の式による。

$$T = (0.02 + 0.01\alpha) h \quad \alpha : \text{地上部分の高さに鉄骨造の占める割合}$$

地上部分が純鉄骨造の場合は $T = 0.03h$ (h : 建築物の高さ (m)) となる。

Rtは表層地盤の振動特性を表すもので、地盤種別ごとの平均応答スペクトルを示している。第2種地盤を例にとると、実際の地震記録では0.6秒より短周期でもっと大きな応答を示すが、相互作用効果を考慮してピークをカットした形としている。

Aiは地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数で、1階を1.0とした場合の値である。算定式は次式で表される。

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1+3T}$$

この式において、 α_i およびTはそれぞれ次の値を示すものとする。

α_i : 建築物のAiを算出しようとする高さの部分の固定荷重と積載荷重との和（建築基準法施行令第86条第2項ただし書の規定によって特定行政庁が指定する多雪区域においては、更に積雪荷重を加えるものとする。以下同じ。）を当該建築物の地上部分の固定荷重と積載荷重との和で除した数値

T: 第2に定めるTの数値

建築物が上層部でより大きな力を受ける事は以前から知られていたが、旧規準では、わずかな震度の割増になっていた。一般に建築物が高層になるにしたがって、上層部で更に大きく振動する傾向にあり、これらの効果を固有周期と各階の重量分布により表したものである。しかし、式にある通り建築物のパネ分布は考慮されていないので、全ての建築物に適用できるかどうかは明確になっていない。この点に関して第4章で検討を加える。

なお、設計用地震荷重については、法で規定されているのは最低規準であり、建物の用途によっては、重要度係数を考慮している場合もある。また、まれではあるが、学会荷重指針⁽¹³⁾に示されている地震荷重による検討を行ったり、動的解析による耐震安全性の検討を行っている例もある。

1981年より前と後で設計用地震荷重が具体的にどのように変わったかを調べるため、一例として高さ45m（12階建）の場合について比較してみる。地盤は第2種地盤とし、固有周期を1.35秒（ $T=0.03h$ ）とする。簡単のため、各階の重量は一定とする。旧規準は震度法によっているが、ここでは比較のためにせん断力係数の形で表す。算定結果をもとに両者を比較すると図2-9のようになる。最上部で新規準の方が若干大きくなるが、ベースシヤ係数では60%程度に低減されている。ただ当時は31m以上は震度を割増す（図の破線）行政指導が一般に行われており、実際には上層部でも若干小さくなっている。

実際の固有周期は固有値解析をすればもっと長くなることが予想され、その固有周期（例として1.7秒）で算定するとベースシヤ係数は丁度半分ほどとなり、大幅な低減となっている。この結果をみると、特に建物下層部分での耐力低下が懸念され、今後の大きな問題点の1つと考えられる。

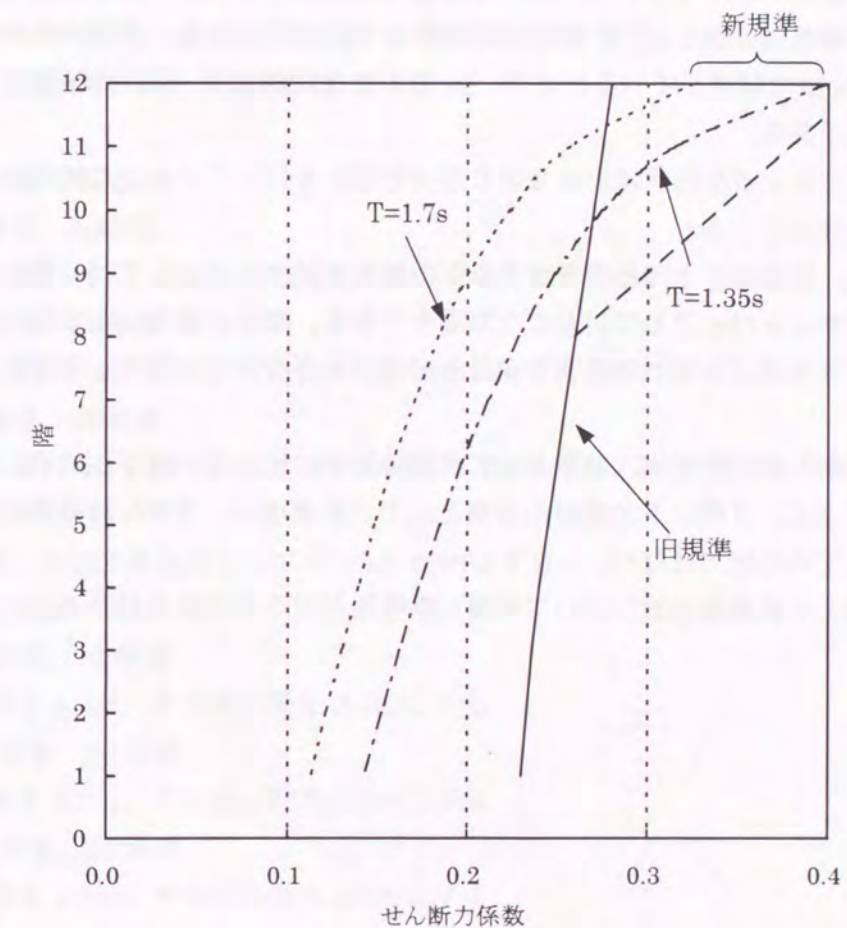


図2-9 設計用せん断力係数の比較

動的特性に関する設計の現状

主として動的特性にかかわる事項について、設計でどのような取組みがされているかを以下に述べるが、高層建築物のように、設計内容を調査した資料はほとんどないため、これまでに筆者が設計に関与してきた経験に基づいて推定したものである。

平面、立面形状は高層建築物に比べると相当複雑な建物もあるが、幸いな事に RC 造の場合は、架構内に剛性や耐力評価の難しい雑壁等が多く存在するのに対して、鉄骨造の場合は例えばコンクリート壁との併用は一般には避けているので、解析にのりやすい構造と言える。

設計用地震荷重については、固有周期は通常 $T=0.03h$ の略算式により算定し、建物高さや各階の重量からほぼ自動的に計算されるため、設計者が固有周期を意識することはほとんどない。

剛性分布については純ラーメン構造の場合は、剛性率が規定値を下回る事はほとんどないため、剛性分布についても設計上の特別な配慮はほとんどされていないと言える。

中低層建築物の特徴の1つとして、終局耐力分布の不連続性がある。必要保有水平耐力を各階ごとの D_s 値で規定しているため、 D_s 値の変化に伴って、保有水平耐力も大きく変化する場合がある。

高層建築物ではこのような性状は出来る限り避けた設計を行っているので終局耐力はなめらかな分布となっている。

偏心については、規定値を上回る場合があるが、最も多いケースとしては、重心の偏在で特に上層部でセットバックしているような場合である。剛心の偏在による偏心（5章参照）も起こりうるが、いずれの場合も設計上は若干の保有耐力の割増しをする事で処理されている。

設計された建築物の動的特性は、結果として高層建築物に比べると特定しにくいものになっている。従って、3章以下で検討の対象としている事項は、実際に設計された建物すべてを包括している訳ではない。

次に高層建築物と中低層建築物について架構の剛性など若干の比較を試みる。

架構剛性の比較

比較する建物の階数は次の6種類とする。
5階、10階、15階、20階、30階、50階。

検討例の諸元は以下の通りである。

純ラーメン架構で、中柱（地震時の軸力変動をほとんど受けない）を取り出し比較検討する。

解析仮定は以下の通りである。

柱の各階の負担面積は 50m^2 とする。

この面積に見合う重量に対して地震力が柱に作用するものとし、 A_i 分布により地震力を算定する。

A_i 分布を算定するための固有周期は5階～20階は $T=0.03h$ により算定。30階、40階は $T=0.025h$ により算定。

ベースシヤ係数については、5階、10階は R_t により算定し15、20、30、50階については過去の設計例を参考に仮定する。

建物重量の仮定

5階建、10階建

最上階のみ 0.7 tf/m^2 、他の階は 0.6 tf/m^2 とする

15階建、20階建

最上階のみ 0.7 tf/m^2 、上半分を 0.6 tf/m^2 、下半分を 0.7 tf/m^2 とする

30階建、50階建

最上階のみ 0.7 tf/m^2 、上から $1/3$ を 0.6 tf/m^2 、中間を 0.7 tf/m^2 、下の $1/3$ を 0.8 tf/m^2 とする

なお、柱軸力算定用としては $+0.1\text{ tf/m}^2$ とする。

階高の仮定

5階建、10階建

1階を 4.0m 、その他の階を 3.6m とする

15階建、20階建

1階を 4.2m 、その他の階を 3.8m とする

30階建、50階建

1階を 4.5m 、その他の階を 4.0m とする

上記の仮定に基づき6種類の建物については、各階重量、柱軸力、柱に作用するせん断力等を算定し表2-1に示す。

表2-1 Wi, Ai, Qi等の諸元

T=0.55s, Rt=1.0, Co·Rt=0.2						T=1.09s, Rt=0.87, Co·Rt=0.174					
階	Wi	Σwi	Ai	Qi	ΣN	階	Wi	ΣWi	Ai	Qi	ΣN
5	35	35	1.78	13.5	40	10	35	35	2.45	14.9	40
4	30	65	1.47	19.1	75	9	30	65	2.00	22.6	75
3	30	95	1.28	24.3	110	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
2	30	125	1.13	28.3	145	6	30	155	1.46	39.4	180
1	30	155	1.00	31.0	180	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
						2	30	275	1.08	51.7	320
						1	30	305	1.00	53.0	355

T=1.72s, Cb=0.16						T=2.29s, Cb=0.13					
階	Wi	ΣWi	Ai	Qi	ΣN	階	Wi	ΣWi	Ai	Qi	ΣN
15	35	35	3.06	17.1	40	20	35	35	3.49	15.9	40
14	30	60	2.47	23.7	75	19	30	65	2.79	23.6	75
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
6	35	315	1.33	67.0	365	11	30	305	1.58	62.6	405
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
2	35	455	1.06	77.2	525	2	35	620	1.05	84.6	810
1	35	490	1.00	78.4	565	1	35	655	1.00	85.2	855

T=3.01s, Cb=0.1						T=5.01s, Cb=0.06					
階	Wi	ΣWi	Ai	Qi	ΣN	階	Wi	ΣWi	Ai	Qi	ΣN
30	35	35	4.28	15.0	40	50	35	35	5.41	11.4	40
29	30	65	3.38	22.0	75	49	30	65	4.22	16.5	75
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
21	30	305	1.94	59.2	355	41	30	305	2.39	43.7	355
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
11	35	655	1.39	91.0	705	31	35	620	1.83	68.1	720
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
2	40	1015	1.03	104.5	1110	21	35	970	1.49	86.7	1120
1	40	1055	1.00	105.0	1155	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
						11	40	1350	1.23	99.6	1550
						⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
						2	40	1710	1.02	104.7	1955
						1	40	1750	1.00	105.0	2000

単位: Wi, ΣW, Qi, ΣNはtf

このうち柱に作用するせん断力を設計用せん断力係数の形に表したものが図2-10で、最上階から上部10層程度のせん断力係数では15階建が最大となっており、20階建・30階建と漸減している。

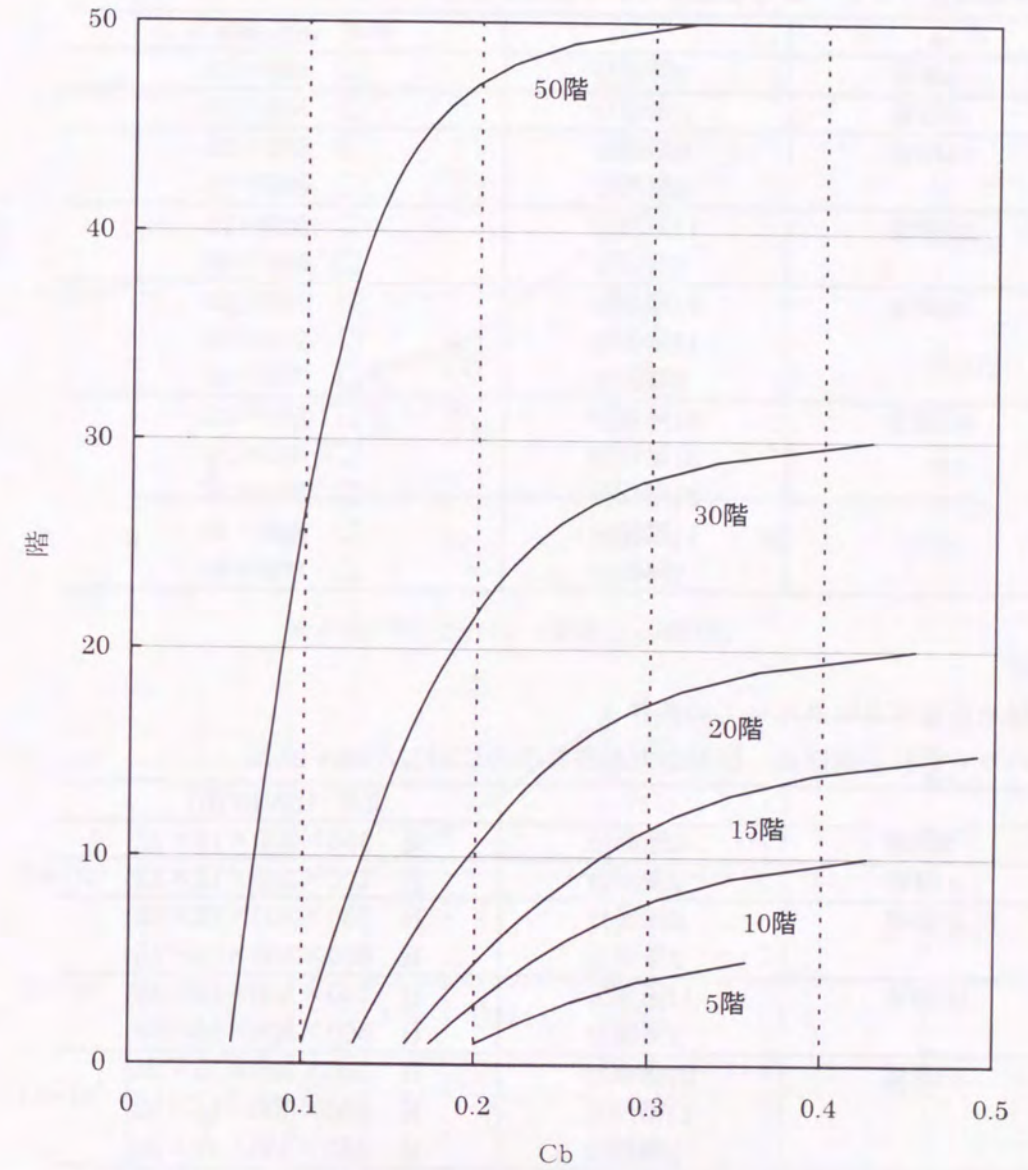


図2-10 設計用せん断力係数の比較

次に表2-1の軸力、せん断力をもとに、各建物の柱、梁部材の断面を仮定する。
5~10層おきに仮定した部材断面を表2-2に示す。

表2-2 仮定部材

柱部材

部材を仮定するにあたっての条件

幅厚比はAランク、軸力と曲げによる応力の合計が許容値の70~75%程度

		部材 (SN490C)
5階建	2階部分	□ 400×16
10階建	2階部分	□ 500×25
15階建	6階部分	□ 550×25
	2階部分	□ 600×28
20階建	11階部分	□ 500×25
	2階部分	□ 600×36
30階建	21階部分	□ 500×25
	11階部分	□ 700×28
	2階部分	□ 700×40
50階建	41階部分	□ 500×22
	31階部分	□ 600×32
	21階部分	□ 700×38
	11階部分	□ 800×40
	2階部分	□ 800×50

梁部材

部材を仮定するにあたっての条件

外のり一定H形鋼採用、作用応力が許容応力に対して85~95%

		部材 (SN400B)
5階建	2階部分	H 550×200×12×22
10階建	2階部分	H 700×250×12×22
15階建	6階部分	H 700×300×12×25
	2階部分	H 800×300×14×25
20階建	11階部分	H 700×300×12×25
	2階部分	H 800×300×16×28
30階建	21階部分	H 700×300×12×25
	11階部分	H 850×300×16×32
	2階部分	H 850×350×16×32
50階建	41階部分	H 700×250×12×19
	31階部分	H 800×300×14×22
	21階部分	H 800×300×16×32
	11階部分	H 850×300×16×32
	2階部分	H 850×350×16×32

柱、梁の断面の仮定の仕方は、実際には様々な設計条件（柱幅、梁成等）により異なるが、部材を算定するにあたっての条件は表2-2に示す通りで、具体的方法は次の3章に示すのと同様である。

次に仮定した断面の曲げ剛性分布を図2-11に示す。

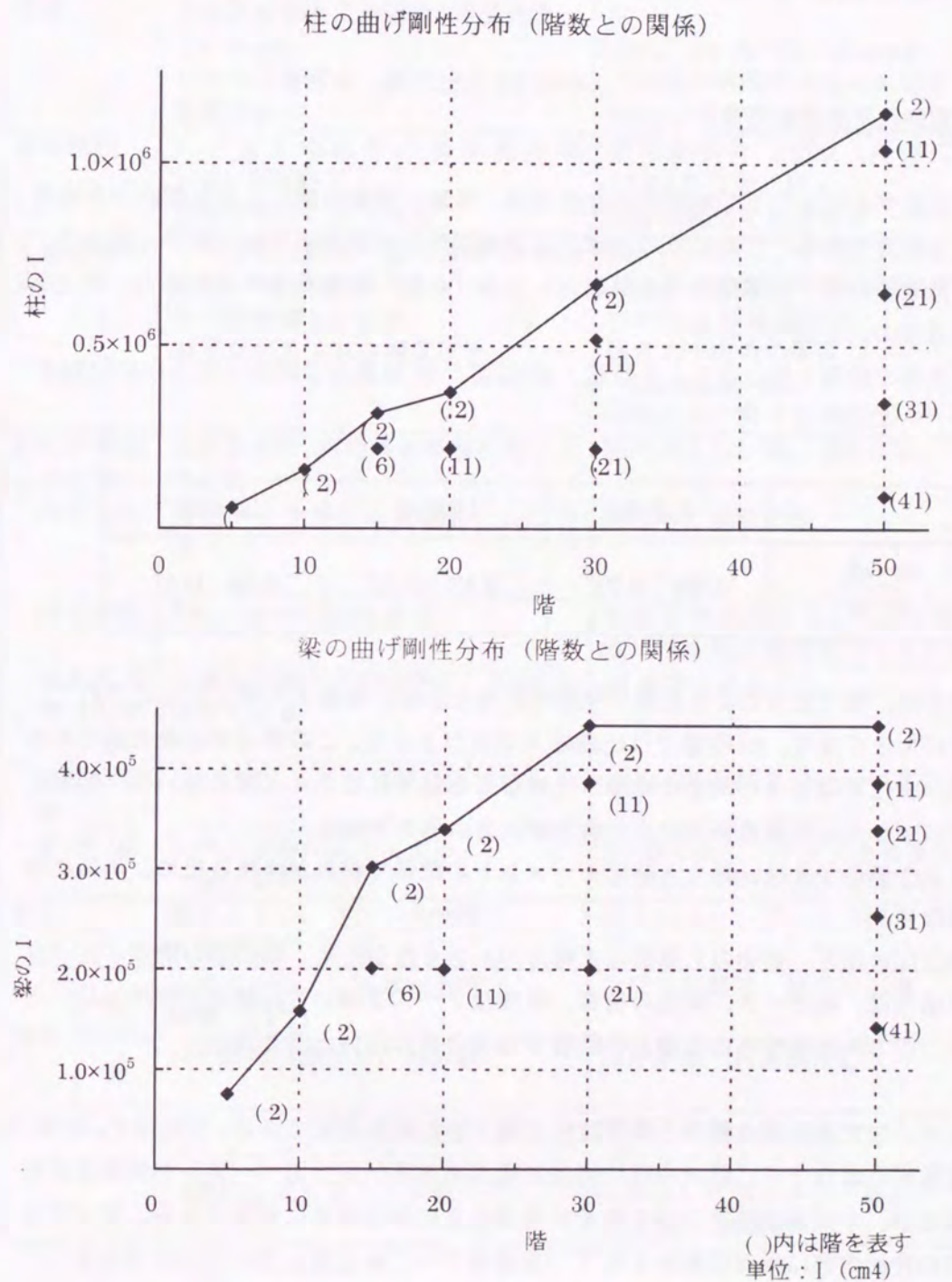


図2-11 柱、梁の曲げ剛性分布

2階の梁の曲げ剛性については、50階建が5階建の5倍強になっているのに対し、柱は同じ2階で見ると50階建は5階建の18倍程度で、梁に比べ非常に大きくなる。柱の特徴として、階数が増加するにしたがって、軸力が増大する事で高層建築物の下層部では柱の断面は軸力により非常に大きなものとなる。この事が相対的に中低層建築物に比べて高さの割に周期が短くなる要因の1つとなっている。

柱・梁の断面決定要因の特徴

断面を仮定するにあたって考慮すべき応力は、自重+積載荷重による長期応力と地震荷重による応力である。この応力の比率が高層建築物と中低層建築物で大きく異なる。中柱の場合について、圧縮応力（長期応力）と曲げ応力（地震荷重による応力）による部材の応力度の比を調べてみる。

仮定した柱の断面を例にとり、5階建、10階建、30階建の2階部分について比較する。

	5階建	10階建	30階建
$\frac{\alpha}{f_c} : \frac{ob}{fb}$	0.26 : 0.74	0.47 : 0.53	0.59 : 0.41

5階建では、曲げ応力による比率が圧倒的に大きいですが、階数が大きくなるにつれて、圧縮応力が大きくなり、30階建では圧縮応力の方が上回る。この事は柱の終局耐力を考えた場合、中柱ではさらに大きな地震力に対しても軸力はほとんど増えないので仮定した地震力に対しては高層建築物の方が余力が大きい事を物語る。

この点 RC 造の場合は、軸力と曲げモーメントの関係で耐力が決まるため、単純に比較はできない。

階数が少ないほど、建物の上層部ほど軸力が小さくなるため、梁の応力構成に近くなる。梁の場合は、純ラーメン構造の場合、特殊なケースを除いては軸力が作用しないと考えられ、応力的な面からは高層と中低層であまり差はないと言える。

最後に主として設計用地震力と動的特性に関する比較を改めて表2-3に示す。

高層建築物の場合でも、設計内容に相当な幅がある事が設計用ベースシヤ係数等から読みとれるが、中低層建築物の場合もその差が大きい事は容易に想像できる。従って3章以下での検討内容は現実に設計されている建物すべてを包括しているものではない。

表2-3 高層建築物と中低層建築物の比較

	高層	中低層	
用途	事務所、庁舎等	多用途	
設計用地震荷重	設計用入力地震動（レベルⅠ）による応答を参考に決定（法では決まっていない） レベルⅠ地震動 最大速度 25 cm/s 程度が多い	建築基準法施行令、告示に基づき算定。 $C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o$, $C_o = 0.2$ （対象の地震動は最大加速度 80~100gal 程度の地震）	
変形制限	レベルⅠ地震時の層間変形角 1/200 程度以下 部材は弾性にとどまる	層間変形角 1/200（条件により 1/120 まで可）以下 部材は弾性にとどまる	
大地震時の検討	レベルⅡ地震動（最大速度 50 cm/s 程度）による応答解析 層の塑性率 2.0 以下 層間変形角 1/100 程度以下	$C_o = 1.0$ （対象の地震動は最大加速度 300~400gal 程度の地震） 保有水平耐力の検討 （ $D_s = 0.25 \sim 0.5$ ） 層間変形に関する規定なし	
動的特性および応答	固有値解析、時刻歴応答解析等により検証	動的検討は一般に行わない。	
バネ分布	適正かどうかを応答解析により検証	剛性率の検討のみ	
固有周期	$T = 0.02h \sim 0.035h$ 程度	告示で $T = 0.03h$ としているが、実際にはかなり長周期のものが多い。	
高さ方向層せん断力分布	予備応答値を参考に決定、又は A_i 分布による	A_i 分布による	
層間変形角	レベルⅠ、レベルⅡ時の応答による	設計用地震荷重時に対する変形	
塑性率	レベルⅡ時の応答による 一般に梁降伏先行	D_s 値により、許容できる塑性率が決まるが実際の塑性率は不明。	
骨組	純ラーメン、ブレース併用 大架構形式、制震	純ラーメン、ブレース併用	
部材	柱	4面ボックス、極厚H形鋼、鋼管（CFT）	冷間角形鋼管、鋼管H形鋼
	梁	H形断面（溶接H、H形鋼）	H形断面（H形鋼中心）
外装材	ガラスのカーテンウォール プレキャストコンクリート（押出し成形セメント板）	ガラスのカーテンウォール プレキャストコンクリート（押出し成形セメント板） ALC板、金属板	

Faint, illegible text, possibly bleed-through from the reverse side of the page. The text is arranged in several paragraphs and appears to be a formal document or report.



第3章 動特性の検討

建築物の動特性を表すものとして、固有周期は最も重要な要素の1つである。ここでは、中低層鉄骨造建築物の固有周期について検討する。

高層建築物では2-1で述べたように、固有周期は固有値解析によっているため、すべての建築物の計算値が示されている。これに対して中低層建築物では、ほとんどの場合、 $T=0.03h$ によっているため、固有周期が設計用地震荷重の算定に重要な要素となっているにもかかわらず、実際の計算値がどの程度なのかはよくわかっていない。

約25年前に中低層鉄骨造建築物の振動実験結果⁽¹⁴⁾(図3-1)から $T=0.021h$ なる式がまとめられているが、ばらつきは相当大きい。

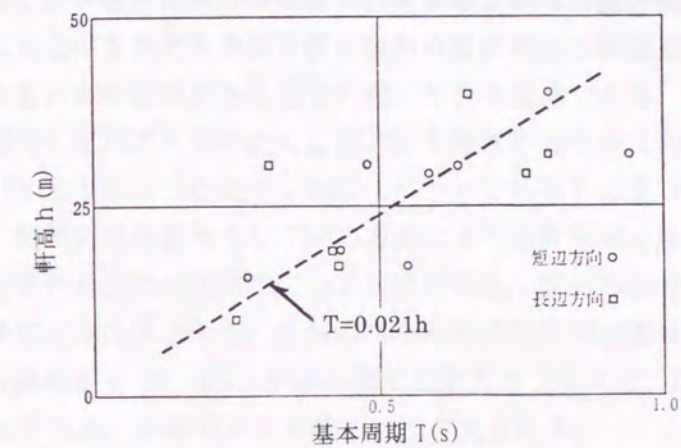


図3-1 基本周期一軒高関係 (S造) *文献(14)より

当時は中低層鉄骨造建築物の外装材の取付け方法については、変形に充分追随できるかどうか疑問のある場合も多くまた、振動実験での振幅レベルが小さいため、内外装材の剛性が相当大きく寄与していると考えられる。また、内外装材の剛性はその材料によってかなり異なるため、ばらつきが大きくなる原因になっていると考えられるが、いずれにしてもかなり短めの結果が得られていると考えられる。また、当時の設計では構造躯体にどの程度の剛性を設計で付与していたかは明らかではなく、1981年以後に設計された建物の固有周期を推定する上であまり参考にならないと思われる。

また、設計用の固有周期として純ラーメン構造の場合、次式で与えている例⁽¹⁵⁾もある。ここでNは建物の階数を示す。

$$N \leq 5 \quad T=0.156N$$

$$N > 5 \quad T=0.44+0.68N$$

ここでも、ただし書きとして、上式で与えられる固有周期は実固有周期(計算値)よ

一方で、計算値と実際の固有周期が一致するかどうかについては、高層建築物の振動実験⁽¹⁴⁾では、測定値は計算値の80%程度となっている場合が多が、この場合も微振動のため、内・外装材の剛性が寄与していると考えられる。しかし、地震時の実測結果⁽¹⁶⁾では、震度IV程度の地震時においても測定周期がかなり延びる事が知られている。

1978年の宮城県沖地震では、高層ビル(住友生命ビル SRC造)で始めて強震記録(レベルI相当)が得られ、シミュレーション解析では計算値と測定値がよく一致することが明らかにされた⁽¹⁷⁾。1995年の兵庫県南部地震でも、複数の高層鉄骨造建築物で強震記録が得られ、そのスペクトル解析から、計算値は測定値の95%~100%となっており、ほぼ一致することが報告されている⁽¹⁸⁾⁽¹⁹⁾。従って、1981年以後の中低層鉄骨造建築物では内・外装材の取付けに関する方法も整備⁽²⁰⁾され、高層建築物において必要とされてきた変形追随性が中低層建築物でも確保される状態になった事を考慮すると、強震時には計算値と実際の固有周期がほぼ一致すると考えてよい。

3-1 パネ分布と固有周期の推定方法

高層建築物の場合は、長周期化とともに建物の幅に対する高さの比が中低層建物に比べて大きいため、地震時の柱の軸伸縮による全体の曲げの影響が出やすく、上層でのいわゆるホイッピング現象が起こりやすい。このため上下方向のパネ分布については、適切なパネ分布とすることが求められ、上層でパネが急に小さくならないよう、上層から下層にかけて漸増する台形に近い分布になるよう設計される場合が多い。

中低層建築物のパネ分布については、特に研究された資料はなく、よくわかっていないのが実状で、一般にパネ分布を意識して設計される事は少なく、唯一剛性率が重要な検討要素となっている。しかし、剛性率の検討は主として鉄筋コンクリート造で1階で壁が抜けるいわゆるピロティ形式を強く意識したもので、純ラーメン構造であれば剛性率が0.6以下になることはまれで上層部で柱が抜かれる場合や、一階での階高が高く且つ柱脚の固定度が低い等の要因がある場合に起こりうる程度である。また、中低層建築物では、高層建築物に比べて平面的にも立面的にも複雑な場合が比較的多く、実際に設計された建物のパネ分布は上下の比や分布形状についてかなりばらつきがあると考えられる。ここでは、標準的な建築物として次の方法により固有周期を推定する。

ここでは推定の方法およびその妥当性について検討する。建物の固有周期は、その各階の重量とパネ常数により計算できる。各階のパネ常数は設計用地震荷重時の変形から求まる。従って、各階重量を W_i (tf)、各階の層せん断力を $ZR_i A_i C_0 \sum W_i$ 、各階の層間変形を δ_i (cm) とすると、各階のパネ常数は次式で表される。

$$K_i = \frac{ZR_i A_i C_0 \sum W_i}{\delta_i} \dots\dots\dots (1)$$

(1)式から求まる各階のパネ常数が実際に設計された建物でどのような分布を示すかについて、図3-2に筆者が設計に関与した建物で平面形および立面形が比較的整形なものを選び、その上下方向のパネ分布を示す。

あわせて、建物の階数、幅高さ比等を示す。なお縦軸は、種々の階数の建物があるため階を無次元化したもので、 n は地上階の階数、 n_i は下から i 番目の階を示す。ここで示した例では、高さや幅高さ比とパネ分布との間にははっきりとした相関は認められないが、全体の傾向として高さが高い方が相対的に上部でパネが小さくなっているケースが多い。また幅高さ比の大きい⑤番や⑧番の建物が上部でパネが小さくなっている。パネの上下階の比はばらつきは大きいですが平均的には0.4:1.0程度であり、分布形は台形分布に近いと言える。

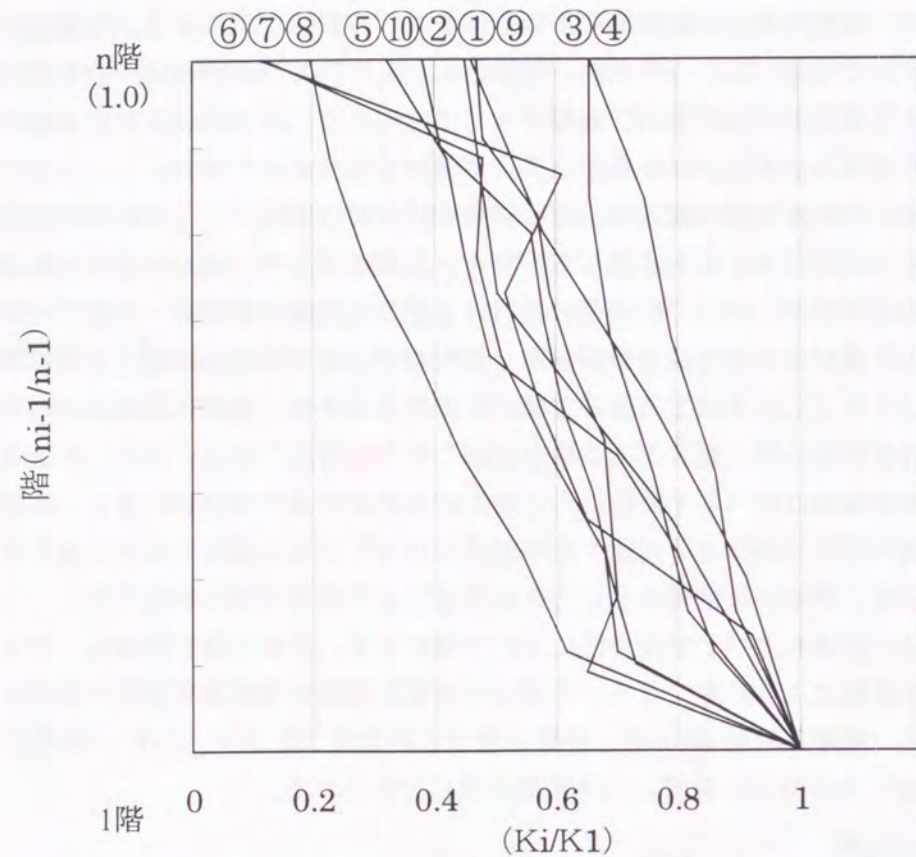


図3-2 実施設計建家のバネ分布

	階数	高さ (m)	幅高さ比
①	5	21.0	0.95
②	5	21.1	0.84
③	6	21.8	1.27
④	6	26.5	1.10
⑤	8	29.0	2.46
⑥	7	29.8	1.00
⑦	8	29.9	1.42
⑧	8	31.0	2.81
⑨	10	41.7	1.73
⑩	10	42.3	1.57

このような実状をふまえ、本論では固有周期の推定方法として設計で重要な指標の1つになっている最大層間変形角（各階の層間変形角のうち最大のものをパラメータとし、バネの分布形として最下階に対する最上階のバネ比（以下バネ比と言う）が0.4となる台形分布を有するものとして検討を行う。ここではこの手法の妥当性について検討するため、実際の建物ではバネ比にばらつきがあるにもかかわらずバネ比を特定（0.4）して算定した結果がどの程度の精度を持っているかを調べる。

(1) 式から層間変形角 (δ_i/h_i) は (2) 式のように表す事ができる。

$$\frac{\delta_i}{h_i} = \frac{\sum R_i A_i C_i \sum W_i}{h_i K_i} \dots\dots (2)$$

ここで h_i は各階の階高を表す。(2) 式から、バネ分布を台形分布としバネ比を仮定すれば、分子は層せん断力分布を表すから、層間変形角の分布形と最大層間変形角を生じる階が求まることになる。ここでは一例として5階建および10階建の場合について算定した結果を表3-1に示す。算定にあたっては、各階の重量、階高は一定とし、 R_i 、 A_i は固有周期 $T=0.03h$ ($h=36.0m$) としている。結果は、最大層間変形角を1.0として無次元化した形で表している。このときのバネ分布を求めた結果が表3-2である。

表3-1 (1) 5階建 層間変形角分布

階	バネ比					
	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
5	*1.00	*1.00	0.84	0.71	0.61	0.53
4	0.68	0.87	0.85	0.79	0.73	0.66
3	0.68	0.95	*1.00	0.98	0.95	0.91
2	0.60	0.87	0.96	*1.00	*1.00	0.98
1	0.54	0.80	0.91	0.96	0.99	*1.00

*最大層間変形角発生階

表3-1 (2) 10階建 層間変形角分布

階	バネ比					
	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
10	0.91	0.71	0.58	0.49	0.42	0.37
9	*1.00	0.90	0.79	0.70	0.62	0.56
8	0.99	0.97	0.91	0.83	0.79	0.70
7	0.97	*1.00	0.97	0.91	0.86	0.80
6	0.93	0.99	0.99	0.97	0.93	0.88
5	0.89	0.98	*1.00	0.99	0.97	0.85
4	0.84	0.95	0.99	*1.00	0.99	0.97
3	0.80	0.92	0.96	0.99	*1.00	0.99
2	0.75	0.88	0.94	0.98	0.99	0.99
1	0.70	0.83	0.90	0.95	0.98	*1.00

*最大層間変形角発生階

表 3-2 (1) 5階建 台形バネ分布

階	層間変形角一定	バネ比					
		0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
5	0.33	*0.33	*0.33	0.40	0.47	0.55	0.64
4	0.47	0.67	0.53	0.55	0.59	0.64	0.70
3	0.70	1.00	0.72	*0.70	0.71	0.73	0.77
2	0.82	1.34	0.92	0.85	*0.82	*0.82	0.84
1	0.91	1.67	1.11	1.00	0.94	0.91	*0.91

表 3-2 (2) 10階建 台形バネ分布

階	層間変形角一定	バネ比					
		0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
10	0.23	0.26	0.33	0.40	0.48	0.55	0.63
9	0.37	*0.37	0.41	0.47	0.53	0.59	0.66
8	0.48	0.49	0.50	0.53	0.58	0.64	0.69
7	0.58	0.60	*0.58	0.60	0.64	0.68	0.72
6	0.67	0.71	0.67	0.67	0.69	0.72	0.75
5	0.73	0.83	0.75	*0.73	0.74	0.76	0.78
4	0.79	0.94	0.84	0.80	*0.79	0.80	0.81
3	0.84	1.06	0.92	0.87	0.85	*0.84	0.85
2	0.88	1.17	1.00	0.93	0.90	0.88	0.88
1	0.91	1.28	1.09	1.00	0.95	0.92	*0.91

図 3-3 (1) に 10 階建の場合の層間変形分布をバネ比 0.2 (①), 0.4 (②), 0.6 (③) の 3 ケースについて示す。

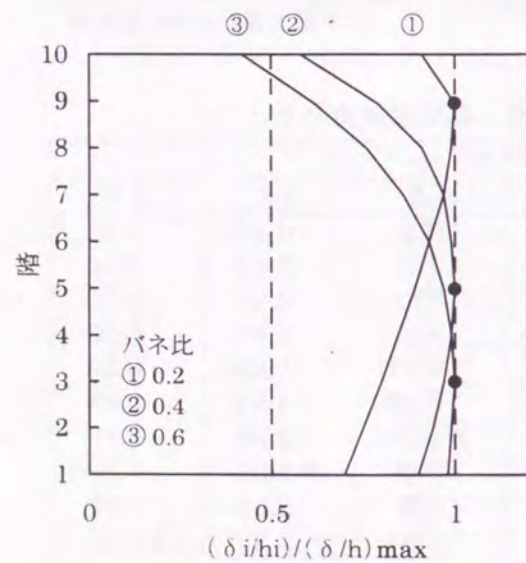


図 3-3 (1) 層間変形角分布

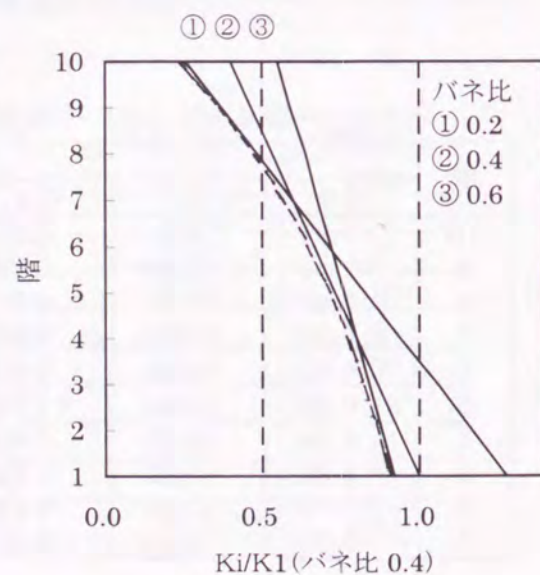


図 3-3 (2) バネ分布

①のケースでは 9 階、②のケースでは 5 階、③のケースでは 3 階で層間変形角が最大となっている (図中・印)。

このときのバネ分布を示したのが図 3-3 (2) で、横軸はバネ比 0.4 の場合の 1 階のバネを 1.0 としている。なお破線は各階で層間変形角が最大となる時のバネを結んだもので、これは層せん断力分布と同じ形状で、台形分布はこれに外接する形となる。バネ比により固有周期がどのように変化するかを調べるため、図 3-3 のケースの他バネ比が 0.3, 0.5, 0.7 と変化した場合についても検討を行う。結果を表 3-3 に示すが、バネ比が 0.4 の場合の固有周期を 1.0 としてそれとの比で示す。

表 3-3

バネ比	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
固有周期の比	0.95	0.99	1.00	1.00	0.99	0.98

この結果からバネ比が 0.4 の台形分布と仮定して固有周期を推定しても、バネ比 0.2 を除いて差は非常に小さいことがわかる。バネ比が 0.2 の場合はやや差が大きい、これは最上階近くで最大層間変形角が生じているため、下層部でバネ比 0.4 に比べてバネがかなり大きくなっているためである。

次に 5 階建について同様の手法で検討した結果を表 3-4 に示す。

表 3-4

バネ比	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
固有周期の比	0.85	0.99	1.00	1.00	0.99	0.97

10 階建とほぼ同様の傾向であるが、バネ比 0.2 の場合の差は大きくなっている。しかし 5 階建の場合は、上下階での断面の変化は 10 階建に比べて小さく、バネ比 0.2 のようなケースはほとんどないと考えられる。

以上の検討結果から、分布形が台形分布であり、中間階で最大層間変形角が生じていればかなり精度良く固有周期を推定することが可能である。

しかしもう一つの問題として、実際の建物ではバネ分布が完全な台形分布ではないために、台形分布と仮定する事による違いが生ずる場合がある。そこでバネ比および分布形についてさらに調べるためモデル架構について検討を加える。ここでは代表的な例として、純ラーメン架構の一部を取り出し検討する。対象モデルは 5 階建および 10 階建とする。

実際の設計での部材断面の決め方は設計者によりかなり違いがあると考えられるが、ここでは次のように仮定する。

純ラーメン架構から中柱架構 (両側に梁があるため、地震時の軸変動がほとんどない柱と両側の梁からなる架構) を取り出しそのバネ分布を検討する。

モデル図（5階建）を図3-4に示す。このようなモデルの部材を算定し、バネ分布を次のような仮定により求める。

柱の負担面積を 50 m²とし、この面積の重量に見合う地震力が柱に作用するものとする。各階重量は地震用として最上階で 0.7 t/m²、他の階は 0.6 t/m²とする。柱軸力算定用としては各階とも地震用に 0.1 t/m²加えたものとする。階高は1階を 4.0m、2階以上を 3.6mとし、両側のスパンを 6.0mとする。固有周期は T=0.03h により算定し、Ai 分布により地震力を算定する。なお、Co=0.2、Z=1.0 とする。

柱に作用するせん断力、柱軸力等の算定結果諸元を表3-5に示す。

表3-5 Wi, Ai, Qi 等の諸元

T=1.09s, Rt=0.87, Co · Rt=0.174

T=0.55s, Rt=1.0, Co · Rt=0.2

階	Wi	ΣWi	Ai	Qi	ΣN
10	35	35	2.45	14.9	40
9	30	65	2.00	22.6	75
8	30	95	1.76	29.0	110
7	30	125	1.56	33.9	145
6	30	155	1.46	39.4	180
5	30	185	1.35	43.4	215
4	30	215	1.25	46.8	250
3	30	245	1.16	49.5	285
2	30	275	1.08	51.7	320
1	30	305	1.00	53.0	355

部材断面は次の2つのケースについて仮定する。

Case 1

全階柱梁ともできるだけ忠実に一様な応力度となるよう断面を仮定する。

柱の断面としては応力に対して

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = 0.7 \sim 0.75 \quad \text{程度}$$

梁の断面は応力に対して

$$\frac{\sigma_b}{f_b} = 0.9 \quad \text{程度とし、長期荷重として下層階で全応力の10%程度のものを考慮。}$$

なお、柱は SN490 クラス、梁は SN400 クラスを使用、柱幅は 350~600、梁成は 400~600、最大板厚は 28 mm とし、既製断面から選ぶ。

仮定断面を表3-6に示す。

表3-6 (1) 5階建の仮定断面

階	柱	階	梁
5	□ 350×350×12	R	H-400×200×9×12
4	□ 400×400×14	5	H-400×200×9×19
3	□ 400×400×19	4	H-400×200×9×22
2	□ 450×450×19	3	H-450×250×9×22
1	□ 500×500×22	2	H-500×250×9×22

表3-6 (2) 10階建の仮定断面

階	柱	階	梁
10	□ 350×350×12	R	H-400×200×9×12
9	□ 400×400×16	10	H-450×200×9×22
8	□ 400×400×22	9	H-450×250×9×22
7	□ 450×450×22	8	H-500×250×9×22
6	□ 500×500×22	7	H-500×250×12×25
5	□ 500×500×22	6	H-550×250×12×25
4	□ 550×550×22	5	H-550×250×12×28
3	□ 550×550×22	4	H-600×250×12×28
2	□ 550×500×25	3	H-600×300×12×25
1	□ 600×600×28	2	H-600×300×12×28

図3-4に解析のための架構モデル（5階建）と地震荷重時の変形図を示す。

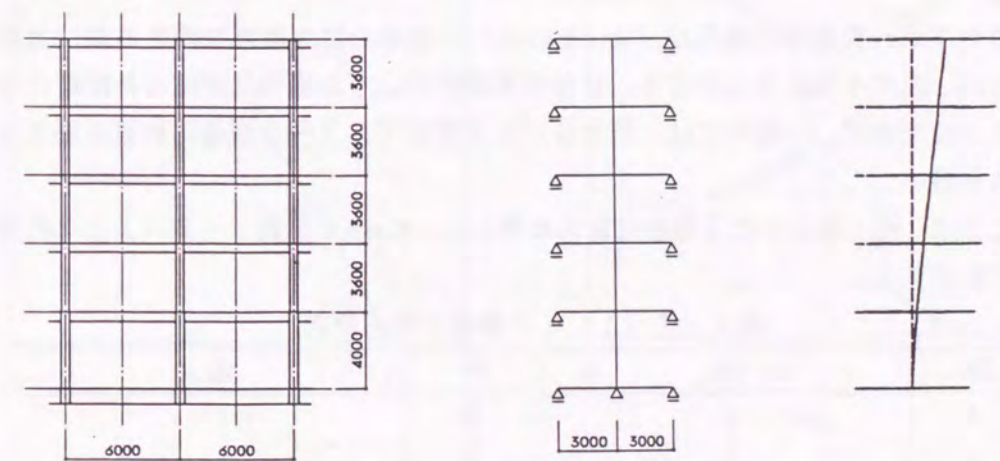


図3-4 架構モデルと変形図

各階の層間変形から、求めたバネ分布（最下階を 1.0 とする）を図 3-5 に示す。
 上下のバネ比は 5 階建で 0.3 : 1.0、10 階建で 0.16 : 1.0 で上階では 10 階建の方が
 小さくなっている。

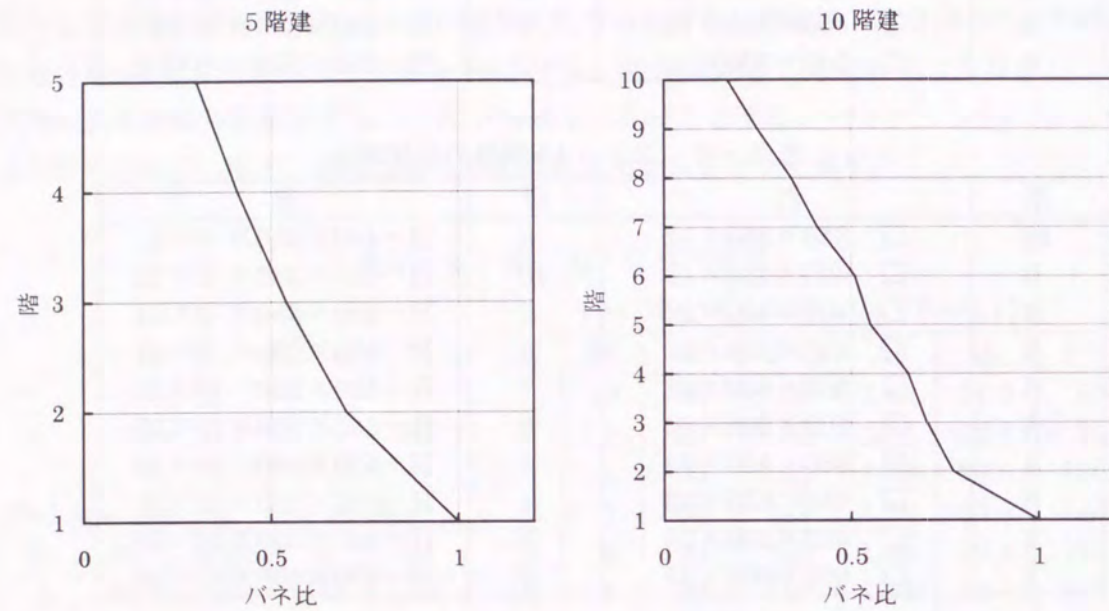


図 3-5 バネ分布 (Case1)

Case 2

ダイヤフラム貫通形の場合は Case 1 のように各階の柱の断面を変える事は可能であるが、内ダイヤフラム形式や、H形柱貫通形のような場合は断面は各階毎に変えることはできず、一般的には、両方の形式を含めて、2~3層毎に断面を変えるケースが多い。

ここでは、柱・梁ともに 3層毎に変える事とし、Case 1 を表 3-7 のような仮定断面に変更する。

表 3-7 (1) 5階建の仮定断面

階	柱	階	梁
5	↑	R	↑
4	↑	5	↑
3	□ 450×450×19	4	H-450×200×9×22
2	↑	3	↑
1	□ 500×500×22	2	H-500×250×9×22

表 3-7 (2) 10階建の仮定断面

階	柱	階	梁
10	↑	R	↑
9	↑	10	↑
8	□ 400×22	9	H-450×250×9×22
7	↑	8	↑
6	↑	7	↑
5	□ 500×22	6	H-550×250×12×25
4	↑	5	↑
3	↑	4	↑
2	□ 500×25	3	H-600×300×12×28
1	□ 600×28	2	H-600×300×12×28

Case 2 の算定結果を図 3-6 に示す。

Case 1 の結果をあわせて示す。

当然の結果として、Case 2 の方が Case 1 より上階のバネ比が大きくなっている。
 10 階建の場合で上下のバネ比は 0.34 : 1.0 である。

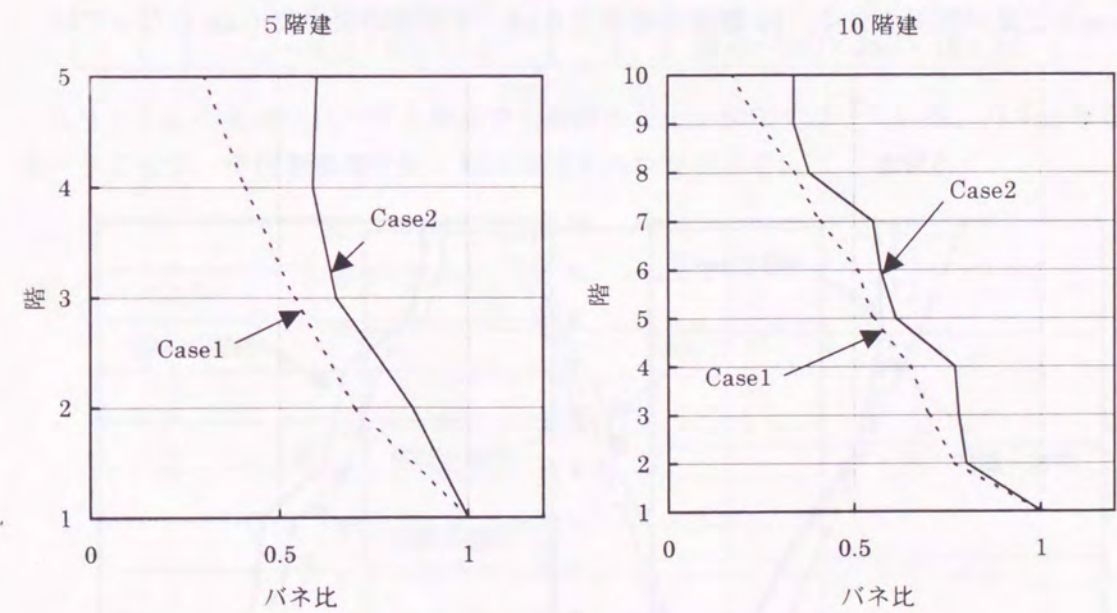


図 3-6 バネ分布 (Case2)

次に側柱の地震時の軸伸縮の影響を検討するため、図3-7に示すモデル（Case 3・5階建の場合）を仮定する。柱・梁とも断面はCase 2と同様のものを用いる。解析結果から変形図もあわせて示す。

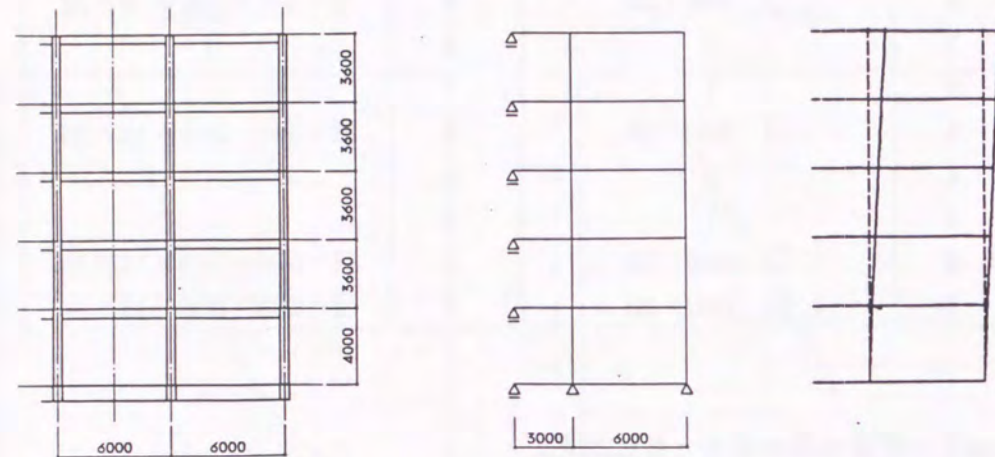


図3-7 架構モデル（中柱+側柱）と変形図

バネ比を図3-8に示す。Case 2に比べ若干小さく、10階建の場合で0.28、5階建の場合で0.55となっている。

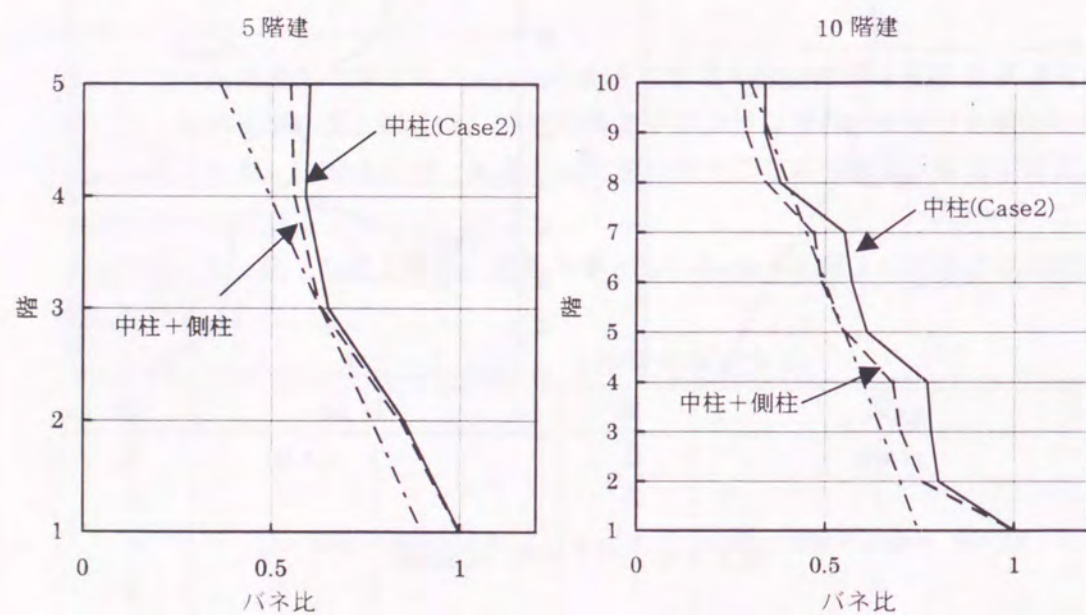


図3-8 バネ分布（スパン6m）

これは高層になるほど部材断面の変化が上下階で大きくなることや側柱に作用する地震時の軸力変動による全体曲げ変形が大きくなる傾向にあるため、高層ほど上層階のバネが下層階に比べて小さくなる傾向にあることを示している。

また断面の特徴として、柱は軸力の増大に伴い、下層部ほど大きくなるが、梁は長スパン等で長期応力が支配的な場合は、上下階でほとんど変化しない場合もあり、上層のバネ比が比較的大きくなる場合もある。

このような例として、10階建の場合について、スパンが12mと長スパンになった場合について検討する。

階高、重量等の仮定条件は6mスパンの場合とすべて同じで長期荷重の負担幅を6.0mとしている。この場合の仮定断面を表3-8に示す。

表3-8 10階建の仮定断面

柱		梁	
10	↑	R	↑
9		10	
8	□ - 600×600×16	9	WH - 600×300×12×25
7	↑	8	↑
6	□ - 600×600×22	7	WH - 700×300×14×28
5	↑	6	↑
4	□ - 600×600×28	5	↑
3	↑	4	↑
2	□ - 600×600×32	3	↑
1	□ - 600×600×32	2	WH - 700×350×16×28

スパン6mの場合に比べて上層部でも断面の変化が少なくなっている。バネ分布を図3-9に示す。中柱および中柱+側柱架構をあわせて示す。

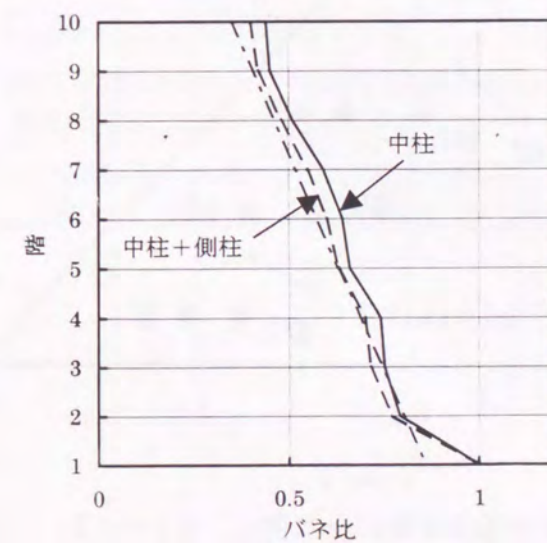


図3-9 バネ分布（10階建・スパン12m）

平均でバネ比が0.42とスパン6mの場合に比べてバネ比がかなり大きくなっている。ここで示したモデル架構ではいずれのケースもバネ比が図3-3(2)に示す0.2(①)のように極端に小さくなることはなく、また最大層間変形角は5階建モデルの場合で3階、10階建モデルでは両ケースとも5階と中間階で生じている(図中・印)。

次にこれらのモデル架構(中柱+側柱)と最大層間変形角が同じでバネ比が0.4の台形分布を持つモデル(図3-8、図3-9中の一点鎖線)と固有周期を比べてみる。

5階建の場合は上部3層の部材断面を同一としたため4、5階のバネが台形分布と比べてかなり大きくなっているためモデル架構の方が約6%程度周期が短くやや差が大きくなっている。しかし、10階建の場合は、台形分布とした場合がスパン6mの場合で約2%、スパン12mの場合で約1%長くなるがよく一致していると言える。

これらの検討結果から、事務所建築等のように階高が一定で上層階ほど断面剛性が順次小さくなる場合は比較的精度よく推定が可能であると言える。

しかしすべての建物がこのような特性を持っているわけではなく、例えば多様な用途が混在する複合型の建築では階高が大きく変化する事があり、その場合バネ分布が台形分布から大きくはずれる可能性がある。このような場合でも精度よく推定するためには最大層間変形角だけに着目するのではなく、1つの手法として各階の層間変形角の平均値等を用いて補正することも必要であると考えられる。

3-2 固有周期の推定と実建物の固有周期

ここでは3-1で示した、バネ分布が台形分布でバネ比を0.4としたモデルにより建物の固有周期を推定する。なお各階の重量、階高(3.6m)は一定とする。

最大層間変形角については、現行の設計では重要な設計条件として設計用地震荷重時の層間変形角が1/200以下(緩和規定で1/120以下まで可)とすることが義務づけられているため、1981年以降はこれより大きい層間変形角を生じる建物は設計されていないと考えられる。

過去の設計例から多くの建物の最大層間変形角が1/200~1/300にあることから、ここでは最大層間変形角が1/200および1/300の場合について算定する。

算定は1、3、5、8、10、12階建の6ケースについて行う。算定結果を図3-10に示す。

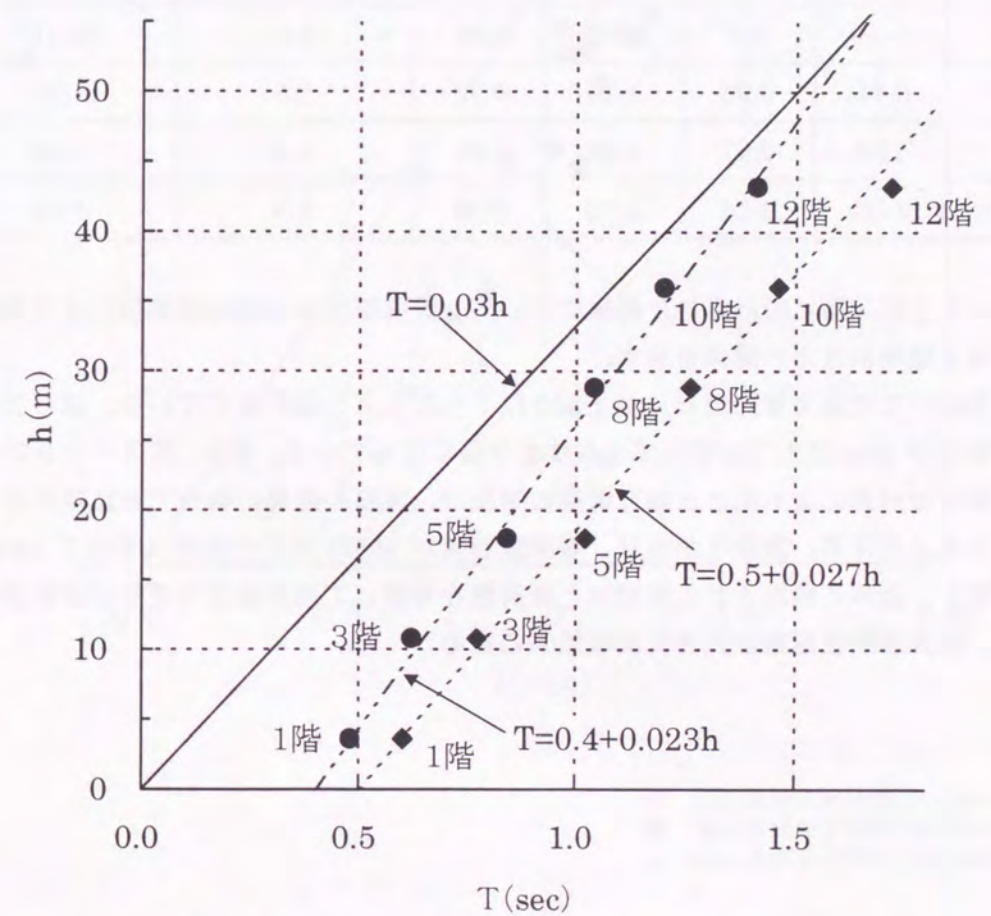


図3-10 1階建~12階建の固有周期

図に示すように最大層間変形角が 1/200 の場合 (◆) の高さとの固有周期の関係は $T=0.5+0.027h$ となっている。最大層間変形角が 1/300 の場合 (●) 高さとの関係は $T=0.4+0.023h$ となっている。

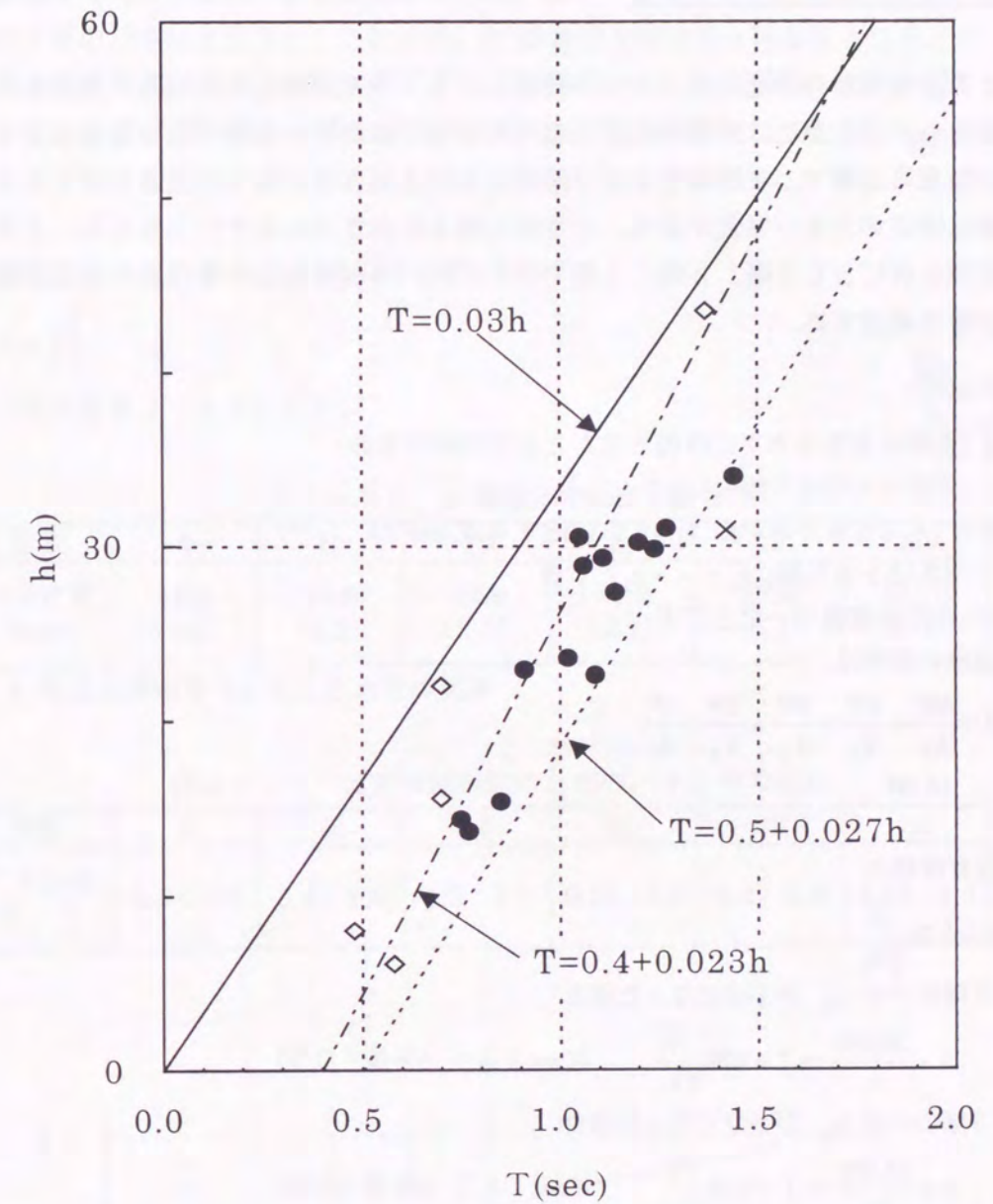
表 3-9 には、 $T=0.03h$ により求めた固有周期と最大層間変形角が 1/200 の場合との比較を示すが、3 階の場合で実に 2.3 倍となっており低層ほどその差は大きくなっている。また、それぞれの固有周期に基づいて算定した R_t については、8 階建以上では 25% 以上の開きがある。この事は、地震荷重を実質的に大幅に割増していることに相当する。

表 3-9 固有周期の比較

固有周期	モデル① $T=0.03h$		モデル② 最大層間変形が 1/200		固有周期の比 $\frac{\text{モデル②}}{\text{モデル①}}$	Rt の比 $\frac{\text{モデル①}}{\text{モデル②}}$
	階数	固有周期	Rt	固有周期		
3	0.32	1.0	0.77	0.98	2.4	1.02
5	0.54	1.0	1.02	0.90	1.9	1.11
8	0.86	0.96	1.26	0.76	1.5	1.26
10	1.08	0.87	1.46	0.66	1.4	1.32
12	1.30	0.74	1.72	0.56	1.3	1.32

図 3-11 は実際に設計された建物について、設計断面から固有値解析により求めた固有周期と建物高さとの関係を示す。

1 件を除いては最大層間変形角が 1/200 以下となるよう設計されている。ばらつきはあるが高さが 30m 以上ではすべて 1.0 秒より長くなっている。また、図 3-10 に示した最大層間変形角による高さとの固有周期の関係は、実際の建物の場合でも比較的良く一致していると言える。設計年からは、層間変形角が 1/300 以下の建物はすべて 1992 年以前であり、近年に設計された建物ほど経済性を考慮して規定値ぎりぎりの設計が増え、最大層間変形角が大きくなる傾向にある。



- × 最大層間変形角が 1/120~1/200
- 最大層間変形角が 1/200~1/300
- ◇ 最大層間変形角が 1/300 以下

図 3-11 建物高さとの固有周期の関係

3-3 固有周期に関する種々の考察

バネの変化が固有周期に与える影響

3-1で固有周期の推定方法について提案し、3-2で実際の建物に関する固有周期の推定を行った。しかし、実際の設計ではバネ分布が台形状からはずれる場合もある。例えば、階高の影響で、中間階でその下階よりもバネが大きくなったりする例もある。また1階は階高が大きい場合が多く、バネが上階より小さくなるケースもある。ここでは、5階建を例にとり5階、3階、1階でそれぞれバネが変化した場合について周期に及ぼす影響を検討する。

$$T = \frac{\sqrt{\delta}}{c}$$

δ :各階の自重を水平に作用させたときの頂部の変形

c :定数で5階建の場合は5.7

k :バネは台形分布で $k_5:k_1=0.5:1.0$ とする(Case 1)

バネは下から順に $k_1 \cdots k_5$ とする

W :各階の重量で一定とする

頂部の変形は

$$\delta = \frac{5W}{k_1} + \frac{4W}{k_2} + \frac{3W}{k_3} + \frac{2W}{k_4} + \frac{W}{k_5}$$

$$= \frac{18.8W}{k_1}$$

固有周期は

$$T = 0.76 \sqrt{\frac{W}{k_1}}$$

・5階のバネ k_5 が半分になった場合

$$\delta = \frac{20.8W}{k_1} \rightarrow T = 0.80 \sqrt{\frac{W}{k_1}} \quad (\text{Case 1 より } 5\% \text{ 長くなる})$$

・3階のバネ k_3 が半分になった場合

$$\delta = \frac{22.8W}{k_1} \rightarrow T = 0.84 \sqrt{\frac{W}{k_1}} \quad (\text{Case 1 より } 10\% \text{ 長くなる})$$

・最下階のバネ k_1 が半分になった場合

$$\delta = \frac{23.8W}{k_1} \rightarrow T = 0.86 \sqrt{\frac{W}{k_1}} \quad (\text{Case 1 より } 13\% \text{ 長くなる})$$

つまり下層でバネが小さくなる方が固有周期に及ぼす影響は大きい。この事は台形分布と比較して下層部でのずれが大きい方が周期に与える影響が大きい事を意味する。

次に2章で仮定した5階建から50階建の断面にもとづいて固有周期を検討する。

1階は地下部分(通常はSRC造)の影響等によりバネ分布のばらつきが大きいために2階部分でのバネ定数を仮定断面から求め、表3-10に示す。5階建のバネを1.0としたときのバネ比を図3-12に示す。50階建は5階建の6倍程度となる。

次に示す重力式により全重量が水平力として作用したときの頂部の変形を2階のバネをもとに求める。この場合、バネ分布は台形分布とし、高層の方が最上階と最下階のバネ比が小さくなる傾向にあるので、この点を考慮して表3-11に示すような分布形を仮定する。

固有周期を次式により求める。

$$T = \frac{\sqrt{\delta}}{5.7}$$

その結果を表3-12に示す。

表3-10 2階部分でのバネ定数

階数	5	10	15	20	30	50
バネ定数 (t/cm)	16.2 (1.0)	34.9 (2.2)	42.8 (2.7)	66.2 (4.1)	82.0 (5.1)	101.0 (6.2)

() 内は5階建を1.0としたときの比率

表3-11 固有周期推定のためのバネ分布の仮定

階数	5	10	15	20	30	50
バネ分布 上:下	0.5:1.0	0.4:1.0	0.3:1.0	0.25:1.0	0.2:1.0	0.15:1.0

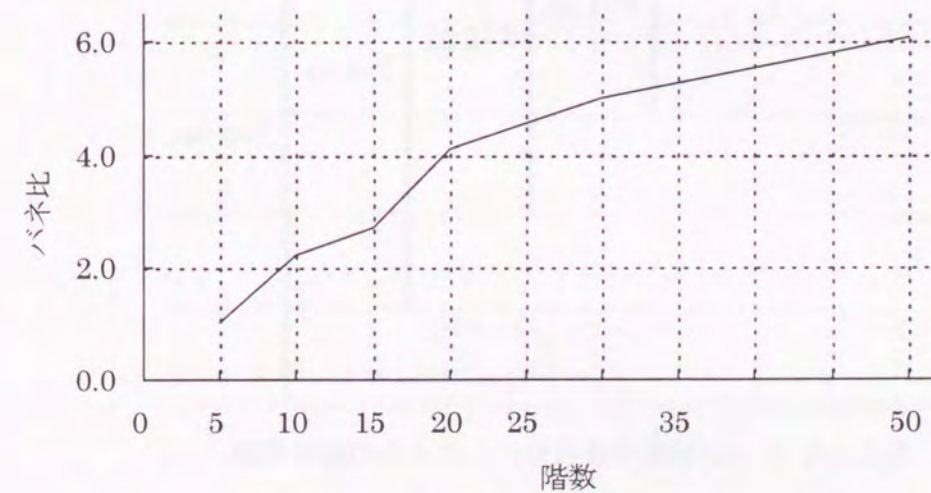


図3-12 2階部分のバネ比(5階建を1.0とする)

表 3-12 推定固有周期

		5階建	10階建	15階建	20階建	30階建	50階建
	軒高 (m)	19.4	36.4	57.4	76.4	120.5	200.5
A	推定固有周期 (s)	1.0	1.4	2.0	2.2	3.0	4.7
B	0.03h による固有周期 (s)	0.6	1.1	1.7	2.3	3.6	6.0
	A/B	1.7	1.3	1.2	1.0	0.9	0.8

この結果からは、20階建でほぼ $T=0.03h$ と一致し、これより低層では $T=0.03h$ より長くなる。

この結果は、中柱を取出し、ある仮定のもとに算定した結果で、あくまでも1つの目安である。高層建築物の場合は、地震時の柱の軸変動による全体曲げが顕著になるため、推定周期より長くなるケースもあるが、大きな傾向として、低層程高さに対して固有周期は長くなることを示している。

30階建を輪切りにしたときの固有周期

図 3-13 のように最上階から 5, 10, 15, 20, 25 階を取出し、それぞれの固有周期を求める。

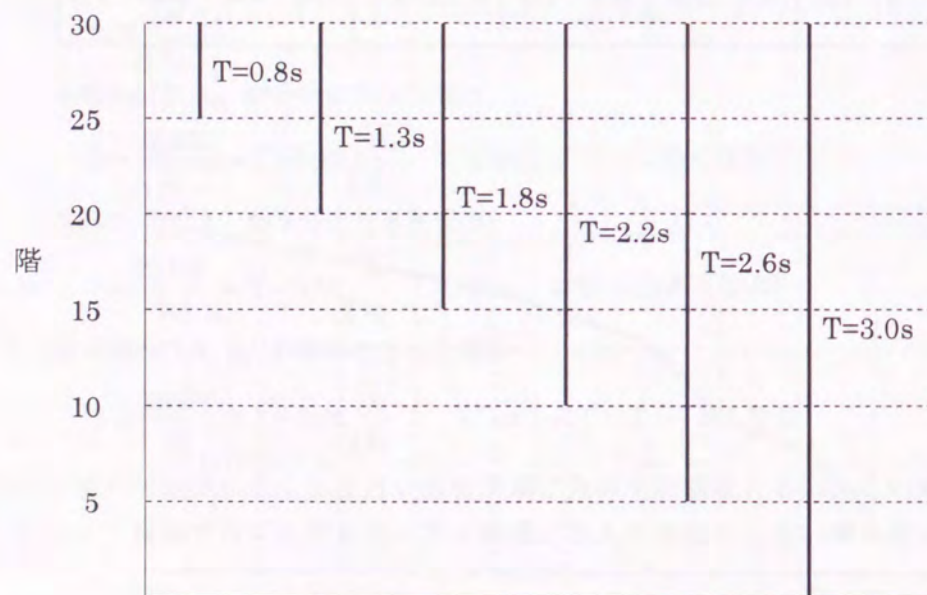


図 3-13 30階建を輪切りにしたときの固有周期

図 3-13 の固有周期を高さとの関係で示すと図 3-14 のようになる。このように1つの建物を輪切りにして高さとの関係を調べてみても、階数が多くなるにつれて相対的に固有周期が短くなる傾向にある。

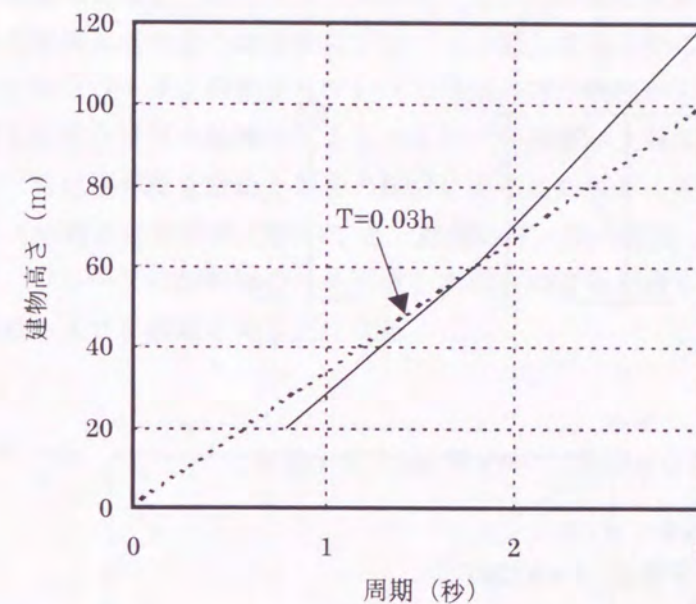
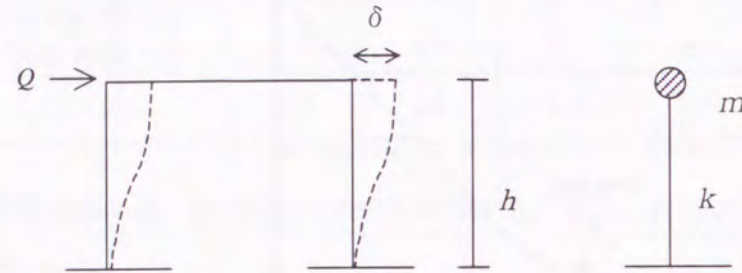


図 3-14 高さとの固有周期の関係

固有周期は $\sqrt{\delta}$ に比例する事を考えると、仮に全階のパネが同一とした場合、高さが2倍になっても、 δ は最大で3倍程度で固有周期が2倍になることはない。実際には高層の方が同じ階で比較すると、パネは大きくなるため変形はさらに小さくなり、従って固有周期は短くなる。

平家（主として工場）の建築物の固有周期

工場や倉庫では平家の建物が多いが、構造形式としては、桁行き方向は筋違い、スパン方向はラーメン構造が一般的である。この場合のラーメン構造の固有周期について検討する。



固有周期は

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad \text{ここで } Q = 0.2W, \quad m = W/g, \quad k = Q/\delta$$

$$T = 2\pi \sqrt{5\delta/g} = 0.449\sqrt{\delta} \quad \delta : \text{cm}$$

$$\text{層間変形角を} 1/200 \text{ とすると } \delta = h/200$$

$$T = 0.317\sqrt{h} \quad h : \text{m}$$

$$\text{層間変形角を緩和規定の} 1/120 \text{ とすると } \delta = h/120$$

$$T = 0.41\sqrt{h}$$

となる関係が求まる。これを図3-15に示す。

階高は一般に4m以上で、工場では階高が10m以上の場合も多く、この場合は固有周期が1.0秒より長くなり、応答の面からは耐震的に有利な建物となっている。

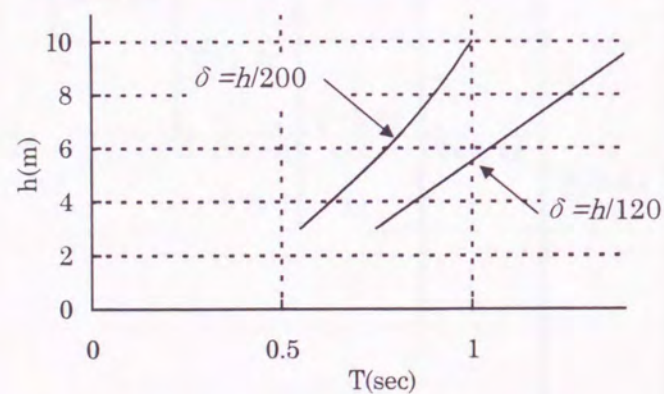


図3-15 階高と固有周期の関係

工場の場合は、外装材が金属系の場合が多く、変形が多少大きくても支障が出る可能性は少なく、また屋根重量が軽いため、柱に過大な応力が生じる可能性も低い。

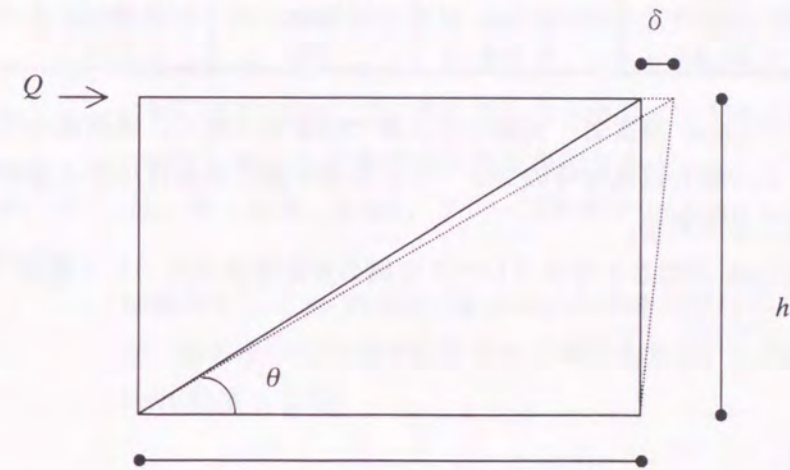
ブレース架構の剛性と固有周期

これまでは純ラーメン架構の層間変形角と固有周期の関係について検討してきたが、ブレース架構についても若干の考察を加える。

ここでは基本となる一層のブレース架構について剛性を検討する。

ブレース架構はどのような骨組にブレースが組込まれるかにより、その剛性は大きく異なる。一般にラーメン構造よりブレース構造の方が剛性が大きいと考えられるが、ブレース構造の場合は柱の軸伸縮による全体曲げの影響が上層部で大きくなるため、周辺フレーム、特に境界梁を含めた架構の構成による差が大きく複雑である。

ブレース架構の変形性状については、周囲の柱・梁の変形（軸・曲げ・せん断変形）を無視し、ブレースの軸伸縮のみを考慮した場合の変形が最も小さくなる。つまり剛性としては最も大きく評価することになる。



水平力が作用したとき（上図）のブレースの引張応力度を σ とすると

$$\sigma = E \cdot \frac{\delta \cos \theta}{\sqrt{\ell^2 + h^2}} \quad \frac{Q}{\cos \theta \cdot A} = \sigma$$

$$\frac{Q}{A} = E \cdot \frac{\delta \cos^2 \theta}{\sqrt{\ell^2 + h^2}}$$

層間変形角は、

$$\frac{h}{\delta} = \frac{AE}{Q} \cdot \frac{h \cos^2 \theta}{\sqrt{\ell^2 + h^2}}$$

の形で表現でき、変形はブレース材の応力度に依存することがわかる。

具体例として、スパンとブレースの引張応力度を仮定し、階高を変えた場合の層間変形角を算定する。具体例を検討する。

ブレースの引張応力度をブレースによる割増率として最大値（ブレースの分担率が70%を越える場合）の1.5に対して2.0t/cm²とすると、設計用地震荷重に対しては1.3t/cm²程度とする必要がある。この場合が最も層間変形角が大きい。ℓ=6.3mとし、高さを変えて計算したのが表3-13である。

表3-13 階高と層間変形角の関係

階高	斜材表 (ℓ=6.4m)	cosθ	$\frac{\sqrt{\ell^2+h^2}}{E \cdot h \cdot \cos\theta}$	σ=1.3のとき の層間変形角
3.0	7.1	0.905	808	621
4.0	7.6	0.848	946	728
5.0	8.1	0.788	1019	784
6.0	8.8	0.730	1050	808
7.0	9.5	0.675	1050	808
8.0	10.2	0.625	1024	788
9.0	11.0	0.580	995	765
10.0	11.9	0.539	954	734

結果はおおよそ1/700~1/800程度で、実際には工場では屋根が軽く、風荷重の方が大きくなる場合があり、この場合は地震時のブレースの延長引張応力度は小さく層間変形角はかなり小さくなることもある。

次に規定にあるT=0.03hとなるときのブレース架構の層間変形角について検討する。T=0.03hとすると、

$$\frac{h}{\delta} = \frac{22360}{h}$$

なる結果が得られる。

高さを3~10mに変化させて求めると図3-16のようになり、高さ10mでも層間変形角は1/2500程度になる。この場合でブレースの引張応力度は0.4t/cm²程度となり、かなり低い応力度にとどめる必要がある。つまりブレース架構でもT=0.03hより固有周期が長くなる可能性が大きい。

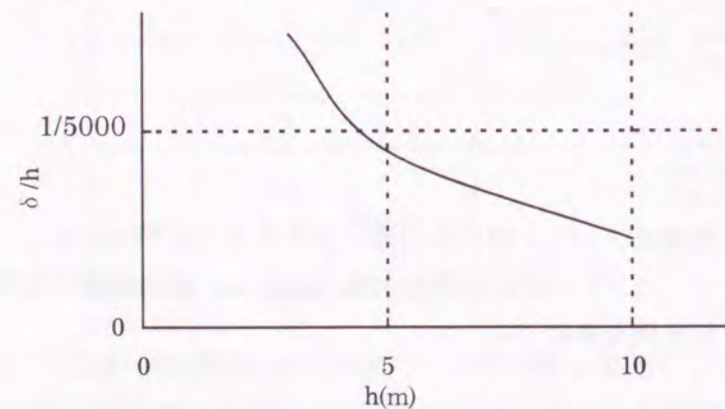


図3-16 T=0.03hとなる階高と層間変形角の関係

建物の各階重量分布に関する考察

建築物の動的特性に重要な要素の1つである建物重量について簡単に考察を加える。中低層の鉄骨造の場合、事務所建築で基準階の重量は1平方メートルあたり0.6t~0.8tぐらいであるが、設計内容により決まる。影響の大きいものとしては、コンクリート材料（軽量か普通か）、外装材の種類と外装材面積、階高、積載荷重等である。

基準階重量

(固定荷重)

床……………コンクリートの他デッキプレート、仕上、天井（ダクトを含む）等がある。合計の重量は普通コンクリートを使用するのが一般的で300kg/m²程度が多い。

内・外装材…内装は一般に軽量間仕切りで、床面積当たり10~20kg/m²程度である。外装は材料により大きく異なる。ガラスのカーテンウォールで外装面積に対して60kg/m²。プレキャストコンクリートで外装材面積に対して300~400kg/m²。この中間のものも存在する。

構造材……………柱、梁（大梁、小梁）、ブレース材等で80kg/m²~130kg/m²程度である。(積載荷重)

地震用として80kg/m²。（屋上は人が出るだけなら、60kg/m²程度であるが、設備用の屋外機が設置される場合も多く、この場合は平均して100kg/m²程度となる）

上下階での変化

屋上階では防水の為の仕様やペントハウスの有無により大きな差があるが、一般階の1.0~1.5倍程度である。一般階では、構造材は上階と下階では50%程度の差があるが、固定荷重としては屋上階を除いて、その差はせいぜい10%程度である。高層建築物では中間階で室の用途が設備機械室のために一般階に比べて50%程度大きくなったりする事はあるが、中低層建築物ではそのような例はほとんどなく、平面形に変化がなければ上下方向の重量変化は少ない。

計算値と完成建物の違い

固定荷重は比較的精度良く計算することが可能であるが、床梁がたわむ事により、床のコンクリートが完成建物の方が計算値の10%（20kg/m²~30kg/m²）程度多くなっている。積載荷重は事務所建築の場合、20kg/m²~30kg/m²程度少ない場合が多い⁽¹³⁾。全重量では、計算値と完成建物の差はあまりないと言って良い。

設計用地震荷重について

中低層鉄骨造建築物の固有周期は、この章で検討したように、 $T=0.03h$ により求めた固有周期よりかなり長い場合が多く、8階建以上の建物では、通常行われている略算式 $T=0.03h$ により算定した R_t を用いた設計用地震荷重は、計算固有周期により求めた値より20%程度（最大層間変形を1/250程度とした場合）大きくなっている。 R_t については、固有周期を精算することにより、設計用地震荷重は最大25%低減が可能との規定があるが、これによった設計をした場合はさらに長周期化する可能性がある。また、変形制限の緩和（1/120まで可）により、より大きな層間変形角を想定すればこの場合も周期が長くなる。2つの規定とも層間変形がさらに大きくなる可能性があり、この適用にあたっては慎重な対応が必要で、たとえば変形の緩和措置については、平家の工場等一部の建物に限定する事も考えられる。従って、 R_t を求めるのに固有周期に代えて図3-17に示す建物高さとの関係で求めるのも1つの方法である。

第2種地盤

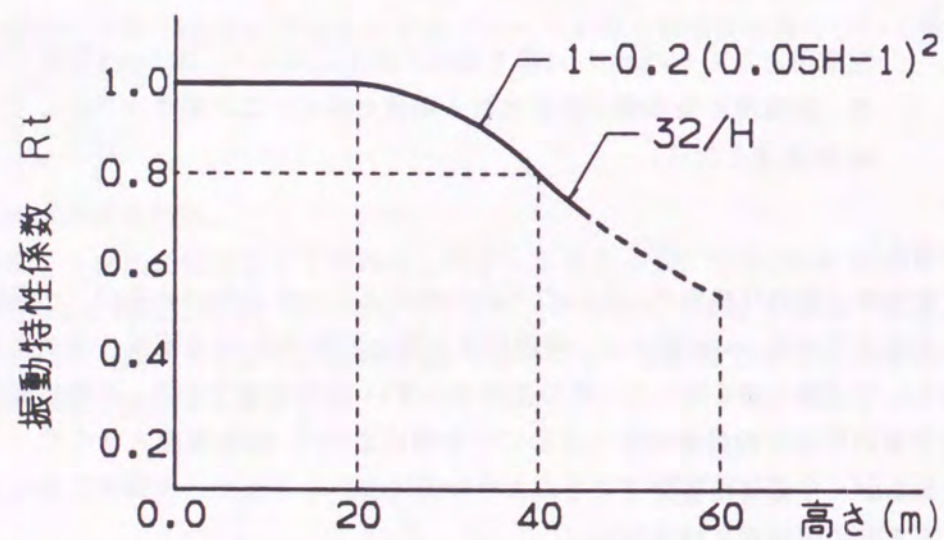


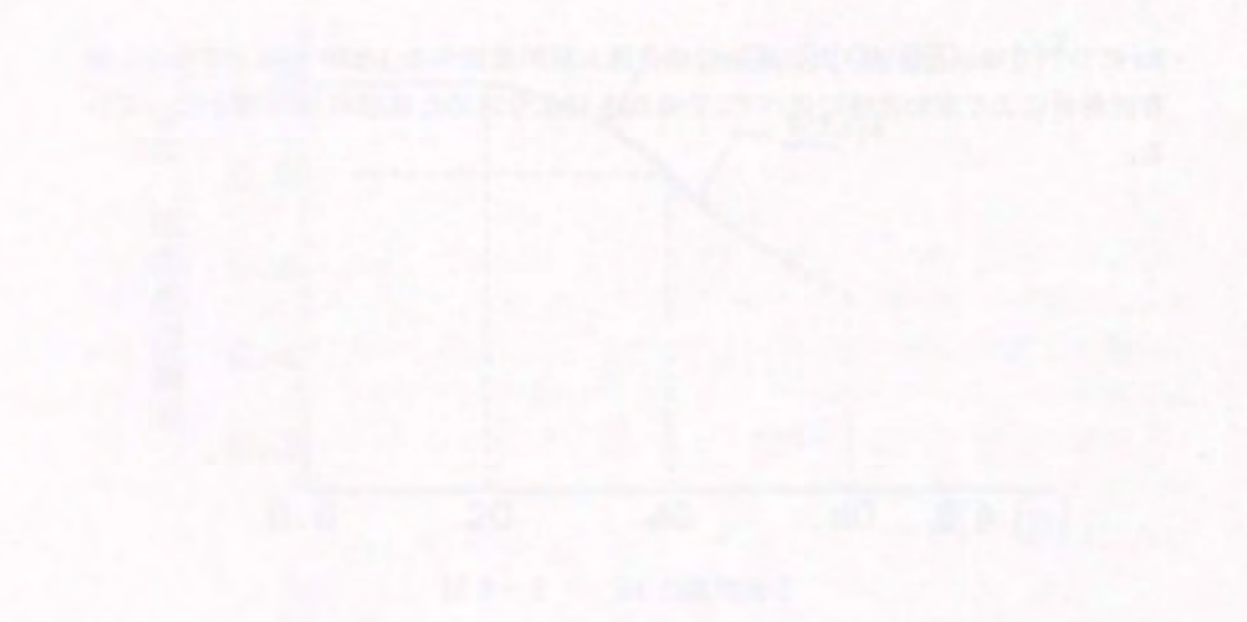
図3-17 R_t と建物高さ

総合所見

中低層鉄骨造建築物の動特性、特に固有周期について以下の事が明らかになった。

- ・告示で示されている固有周期算定のための略算式 $T=0.03h$ はほとんどの場合、実固有周期に比べて短めの値を与えている。純ラーメン構造ばかりでなく、ブレース併用の場合においてもその可能性が大きい。
- ・固有周期は建物の自重を水平に作用させたときの頂部の変形の平方根に比例することから、設計用地震荷重に対応した上下方向の部材構成を考慮すると、高さに比例する形にはならない。
- ・固有周期を比較的簡便に推定するには、バネ分布と設計上重要な指標となっている最大層間変形角を想定することにより可能である。また、この方法によって高さとの固有周期の関係を比較的精度よく示すことができる。最大層間変形角が制限値である1/200程度の場合の固有周期は高さ30mで約1.3秒、高さ40mで1.6秒とかなり長周期となる。
- ・ R_t については、8階建以上の建物の場合最大層間変形角を1/250程度とすると、固有値解析により求めた値に比べて、 $T=0.03h$ により求めた値は約20%増となっている。

... the ... of ...



... the ... of ...



第4章 応答性状の検討

3章で示したように、鉄骨造建築物は中低層場合でも固有周期が比較的長く、地上部分の重量がRC造に比べて軽いため、以下の解析では特に建築物と地盤の相互作用は考慮しない。

4-1 Ai分布と応答せん断力分布

地震荷重を算定するにあたっては、上下方向分布は告示でAi分布による事が示されている。Ai分布は動的応答性状を考慮して定められており次式に示される。

上式からAi分布は各階重量と固有周期にのみ依存しているが、ここでは、バネ分布の違いが応答にどんな影響を及ぼし又、Ai分布と比較してどんな特徴があるかを検討する。

解析対象とした固有周期は0.5, 0.8, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 4.0秒で、解析のためのモデルは0.5秒は5質点系、0.8秒は8質点系、1.0~4.0秒は10質点系とした。各階の重量は一定とし、バネ分布は2-1での検討結果を参考に台形分布とし、最上階と最下階の比を次の4ケースについて検討する。

Case 1	0.2 : 1.0
Case 2	0.3 : 1.0
Case 3	0.4 : 1.0
Case 4	0.5 : 1.0

入力地震動としては、ほとんどすべての高層建築物で使用されている次の3波とする。

EL CENTRO 1940 NS

TAFT 1952 EW

HACHINOHE 1968 NS

バネは弾性とし、減衰は1次固有周期に対して2%とし、高次は振動数に比例するものとする。なお、中低層鉄骨造建築物では固有周期2.0秒以上の長周期はほとんど存在しないと考えられるが、ここでは高層建築物との比較のため4.0秒までの長周期についても検討する。

解析結果

応答せん断力はすべて1階を1.0とした無次元化量で示す。
結果を図4-1に示す。

T=0.5秒の場合

ほとんどすべてのケースで、全層で応答値が A_i 分布を上回る。上層部でその傾向が強く、Case別ではCase1が最も顕著である。これはバネ分布が上層部で小さくなりすぎると低層でもいわゆるむちふり現象を呈することを物語っている。

T=0.8秒の場合

T=0.5秒とは異なり、中間部で若干応答の方が大きくなるケースがあるが、概ね A_i 分布が応答値を上回っている。

T=1.0秒の場合

この場合は全ケースで A_i 分布が応答値をほぼ上回る。

T=1.5秒の場合

Case4では A_i 分布と応答値は比較的よく一致するがCase1では上部で応答値が A_i 分布を上回る。

T=2.0秒の場合

この場合は下層部では A_i 分布と応答値はよく一致するがほぼ全ケースで上層部で応答値が A_i 分布を上回る。また入力地震波によるばらつきが大きい。

T=3.0秒の場合

A_i 分布と応答値は比較的良い一致を示す。Caseによる差はあまり見られない。

T=4.0秒の場合

T=2.0秒と同様すべてのケースで上層部で応答値が A_i 分布を上回る。

以上の結果から、おおよそ次の事が言える。

全体を通して、バネ分布が上層で小さい場合の方が応答値が A_i 分布を上回ることが多く、最大で応答値が A_i の30%増となっている。また長周期、つまり高層建築物の方が上層でのバネが小さい場合、応答値が A_i 分布より大きくなる可能性が大きいと言える。

T=0.5s

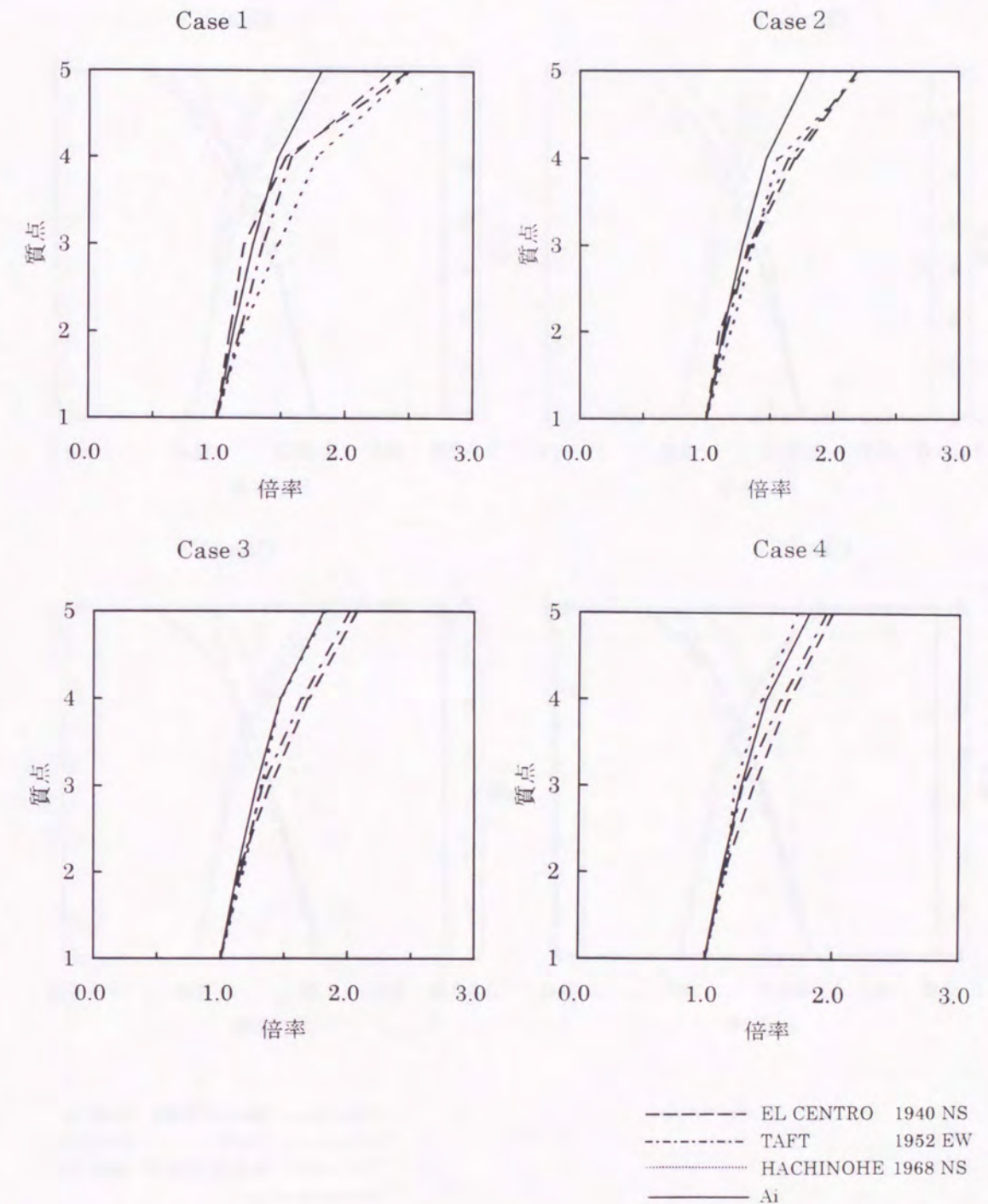


図4-1 応答せん断力分布(1)

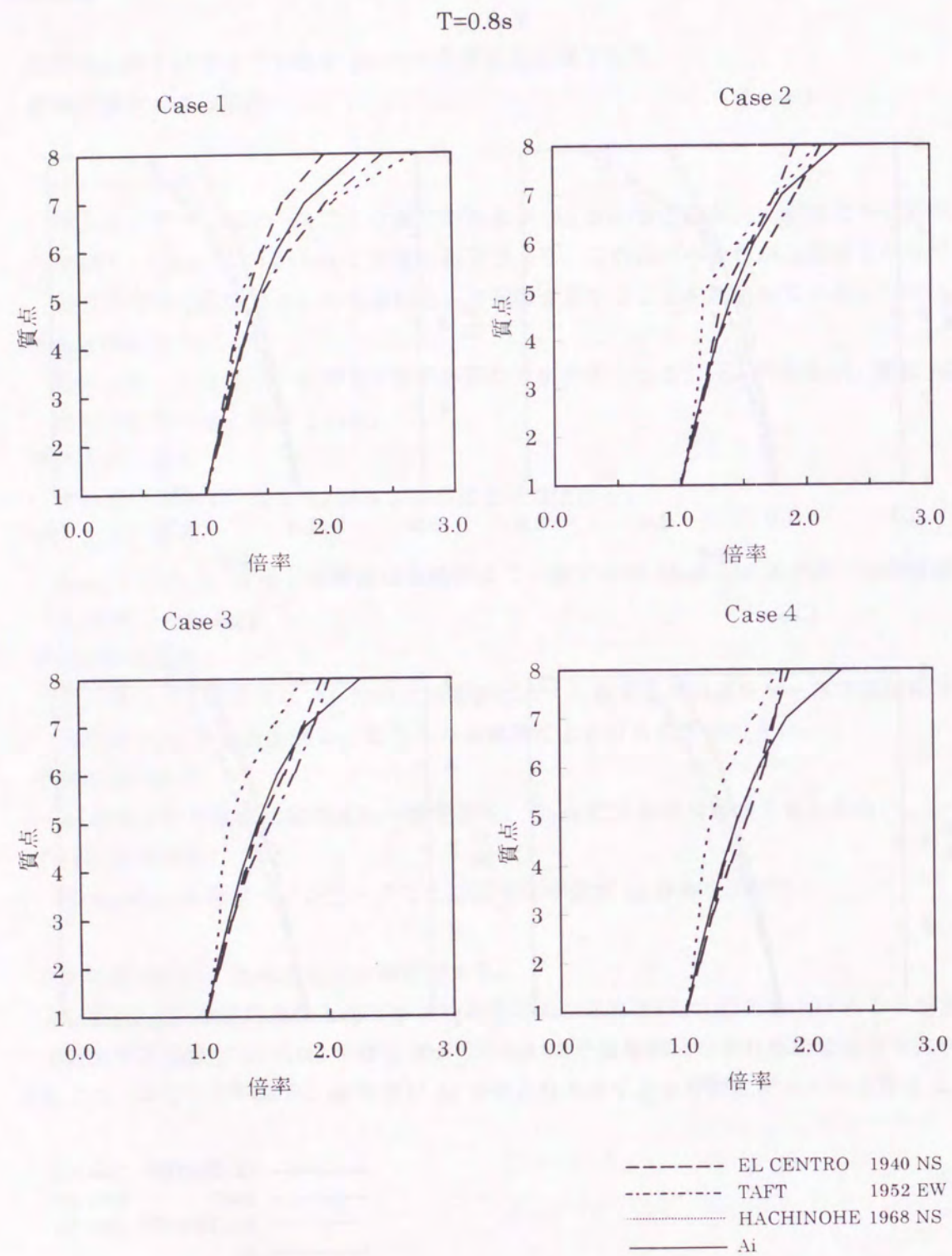


図4-1 応答せん断力分布(2)

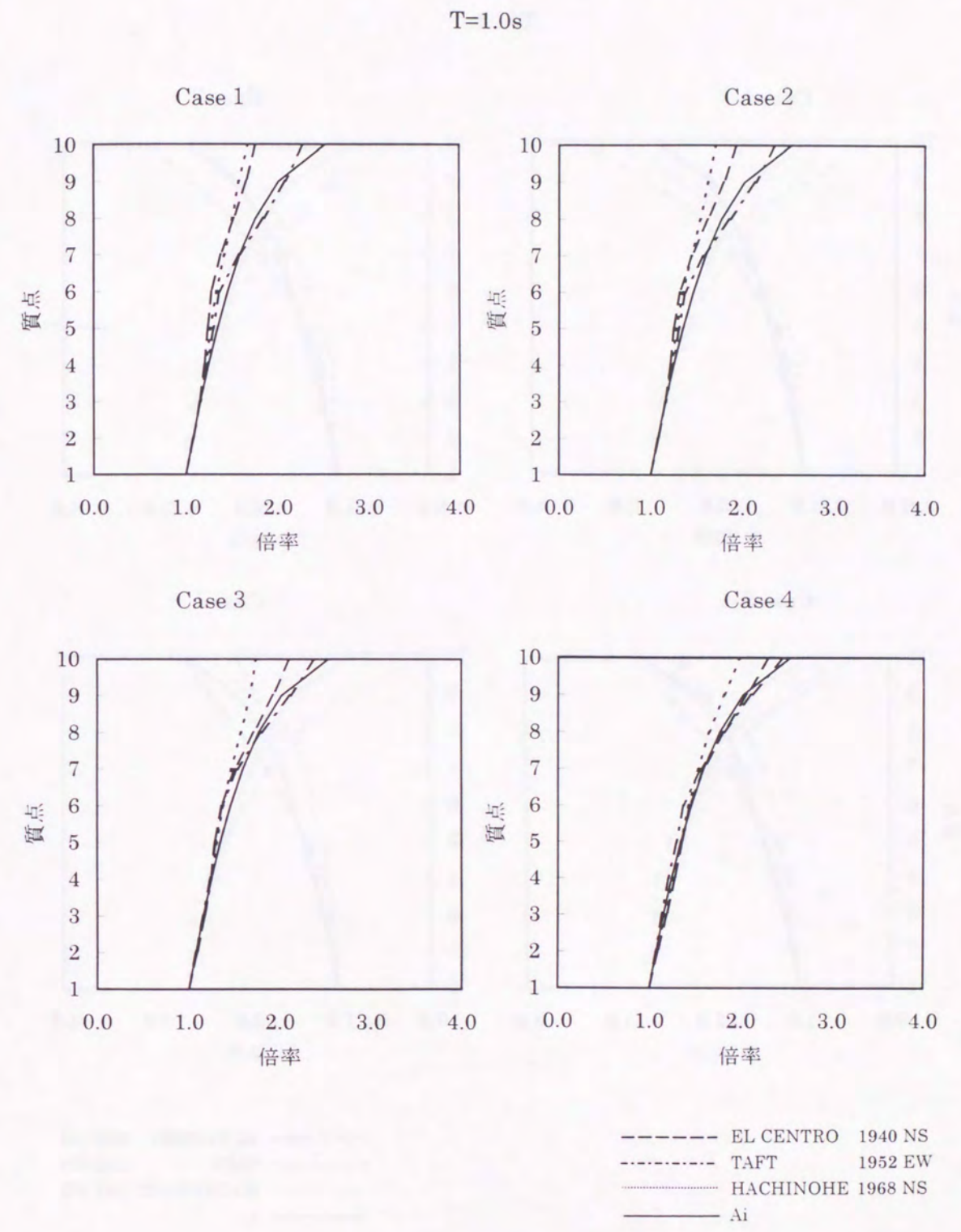


図4-1 応答せん断力分布(3)

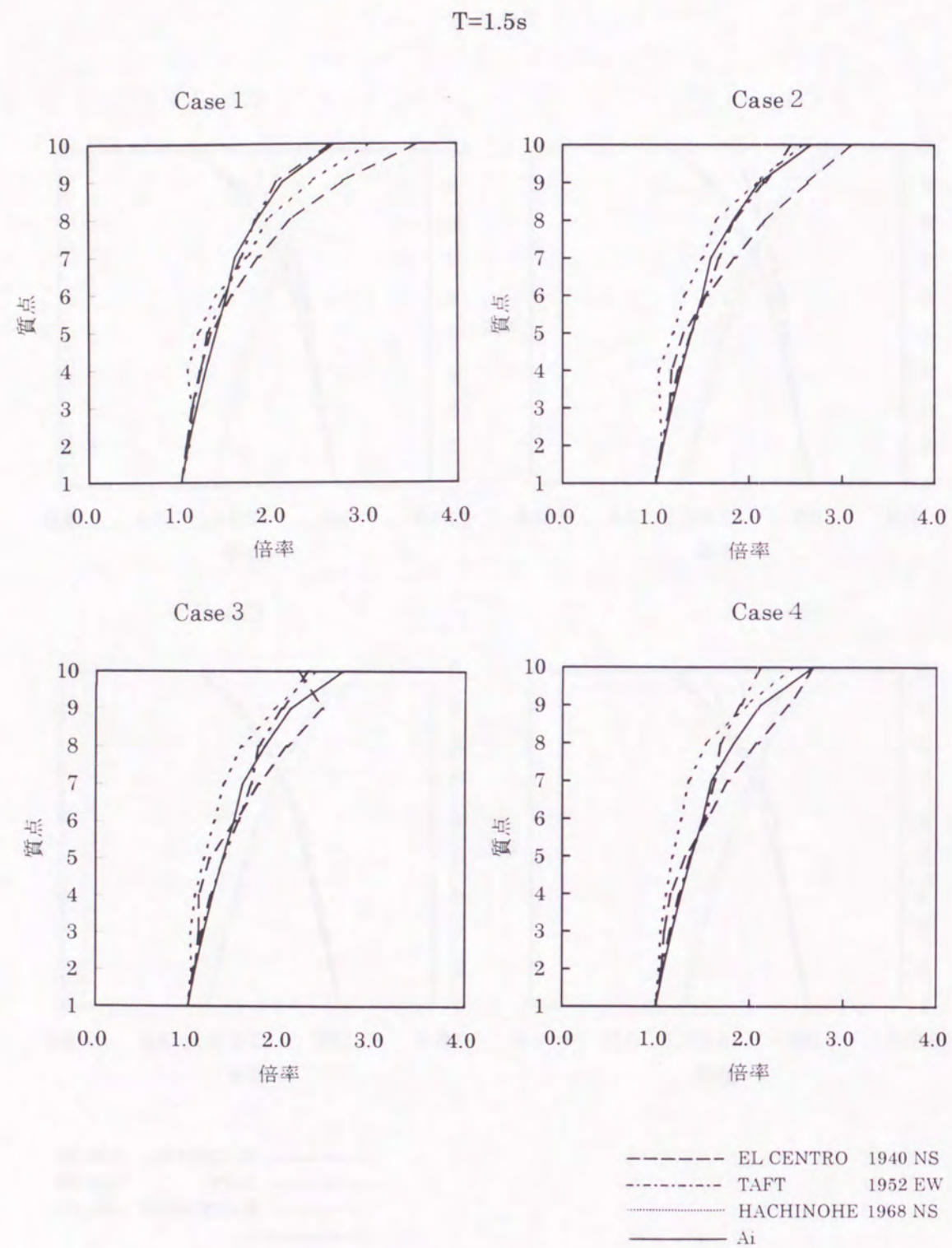


図4-1 応答せん断力分布 (4)

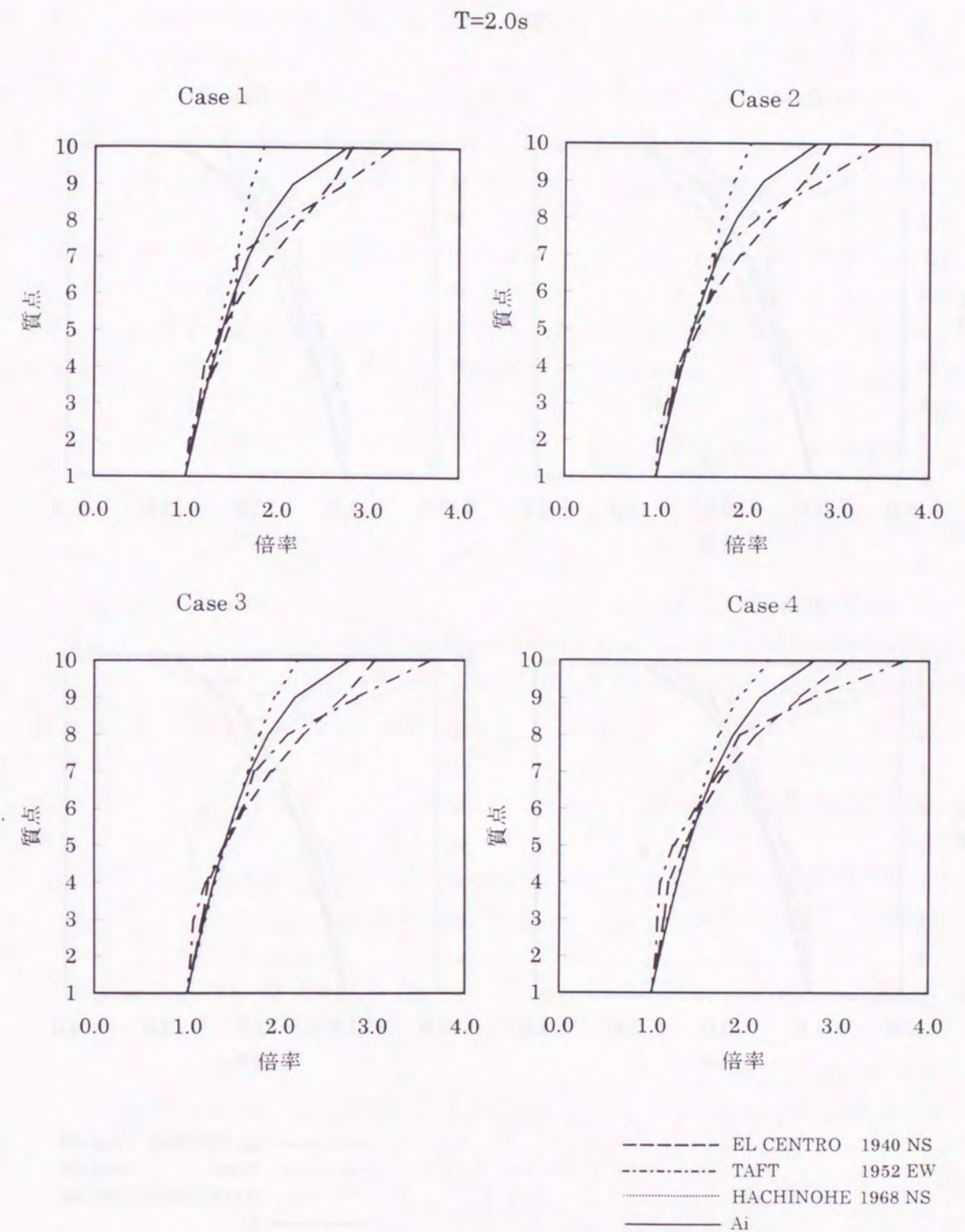
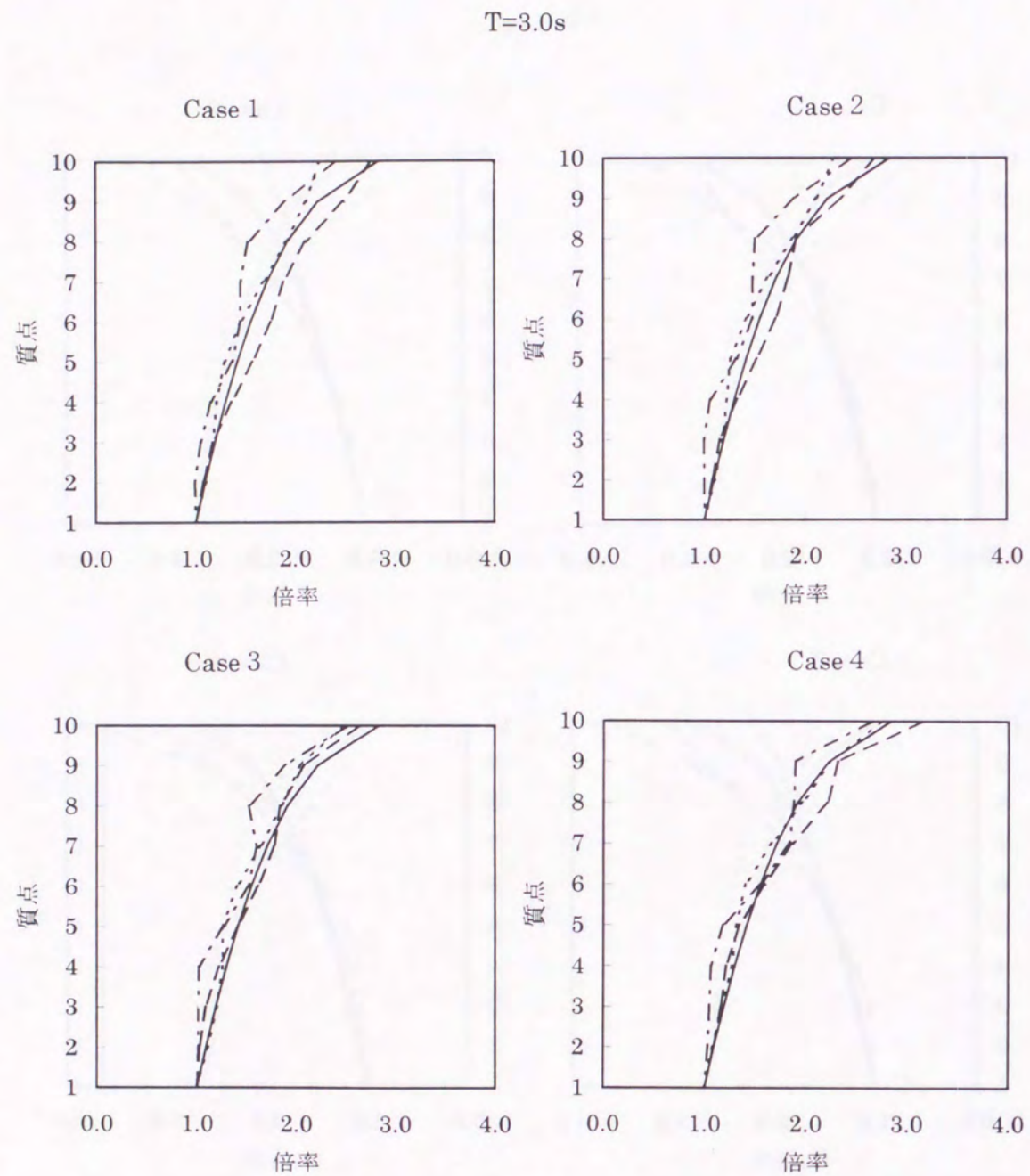
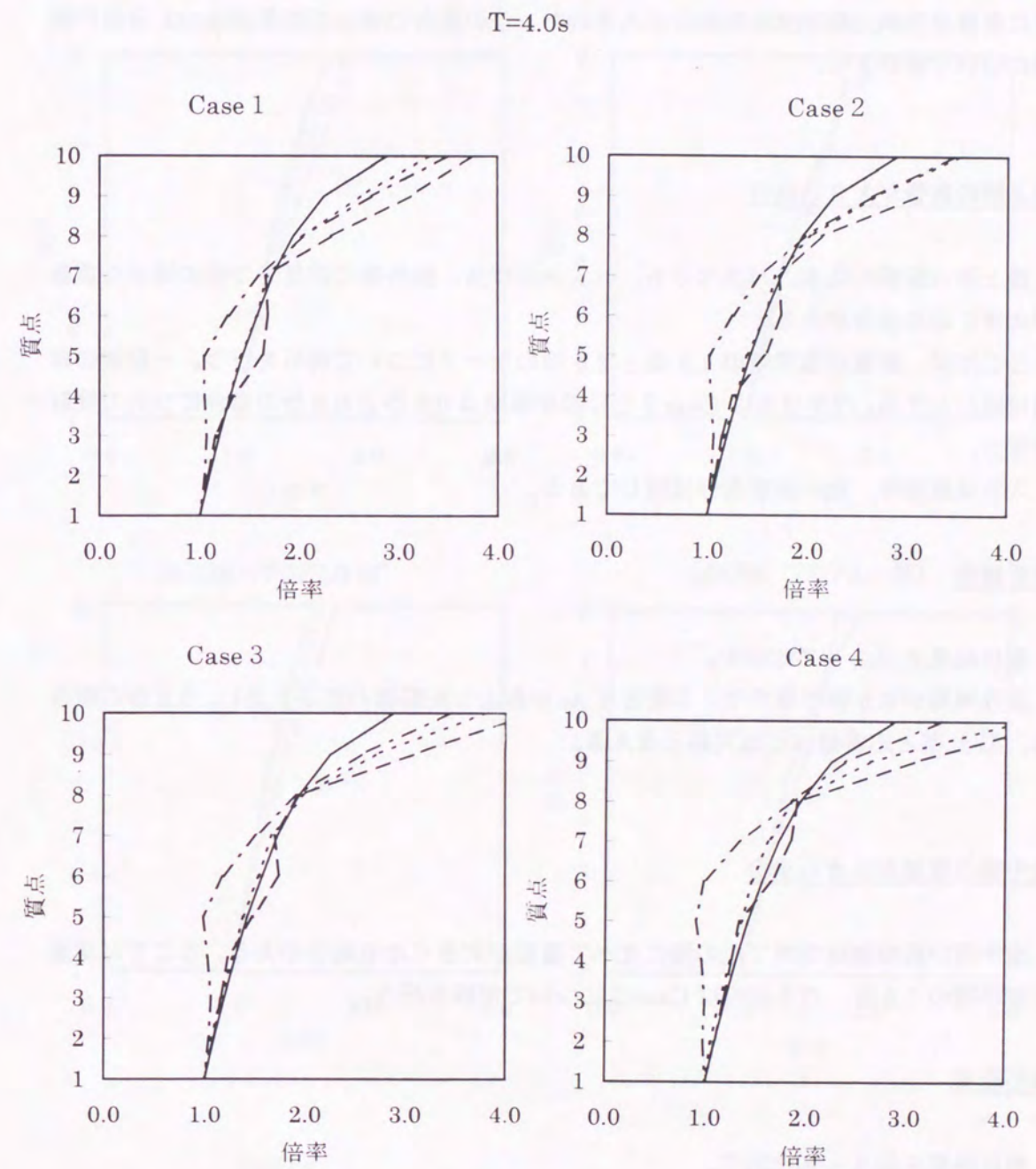


図4-1 応答せん断力分布 (5)



- - - - - EL CENTRO 1940 NS
 ····· TAFT 1952 EW
 - · - · - HACHINOHE 1968 NS
 ——— Ai

図4-1 応答せん断力分布 (6)



- - - - - EL CENTRO 1940 NS
 ····· TAFT 1952 EW
 - · - · - HACHINOHE 1968 NS
 ——— Ai

図4-1 応答せん断力分布 (7)

図4-1は各階の重量分布が一定の場合の応答値とAi分布との比較を示しているが、次に重量分布が大幅に異なる場合があるので、この場合について応答値とAi分布の関係について検討する。

最上階の重量が大きい場合

最上階は屋根の防水、バラベット、ペントハウス、屋外機の設置等で他の階より重量が大きくなる場合がある。

ここでは、重量が基準階の1.5倍と2.0倍のケースについて解析を行う。一般階の重量は同じとする。バネ分布はCase3とし固有周期は0.5秒と0.8秒の場合について検討を行う。

入力地震動等、他の解析条件は同じである。

解析結果

解析結果を図4-2に示す。

固有周期が0.5秒の場合は、3波ともAi分布より応答値の方が大きい。0.8秒の場合は、Ai分布と応答値はほぼ同様と言える。

途中階の重量が大きい場合

途中階が設備機械室等で他の階に比べて重量が大きくなる場合がある。ここでは重量が基準階の1.5倍、バネ分布はCase3について解析を行う。

解析結果

解析結果を図4-3に示す。

固有周期0.5秒の場合に応答値がAi分布を若干上回るが、大きな違いはない。

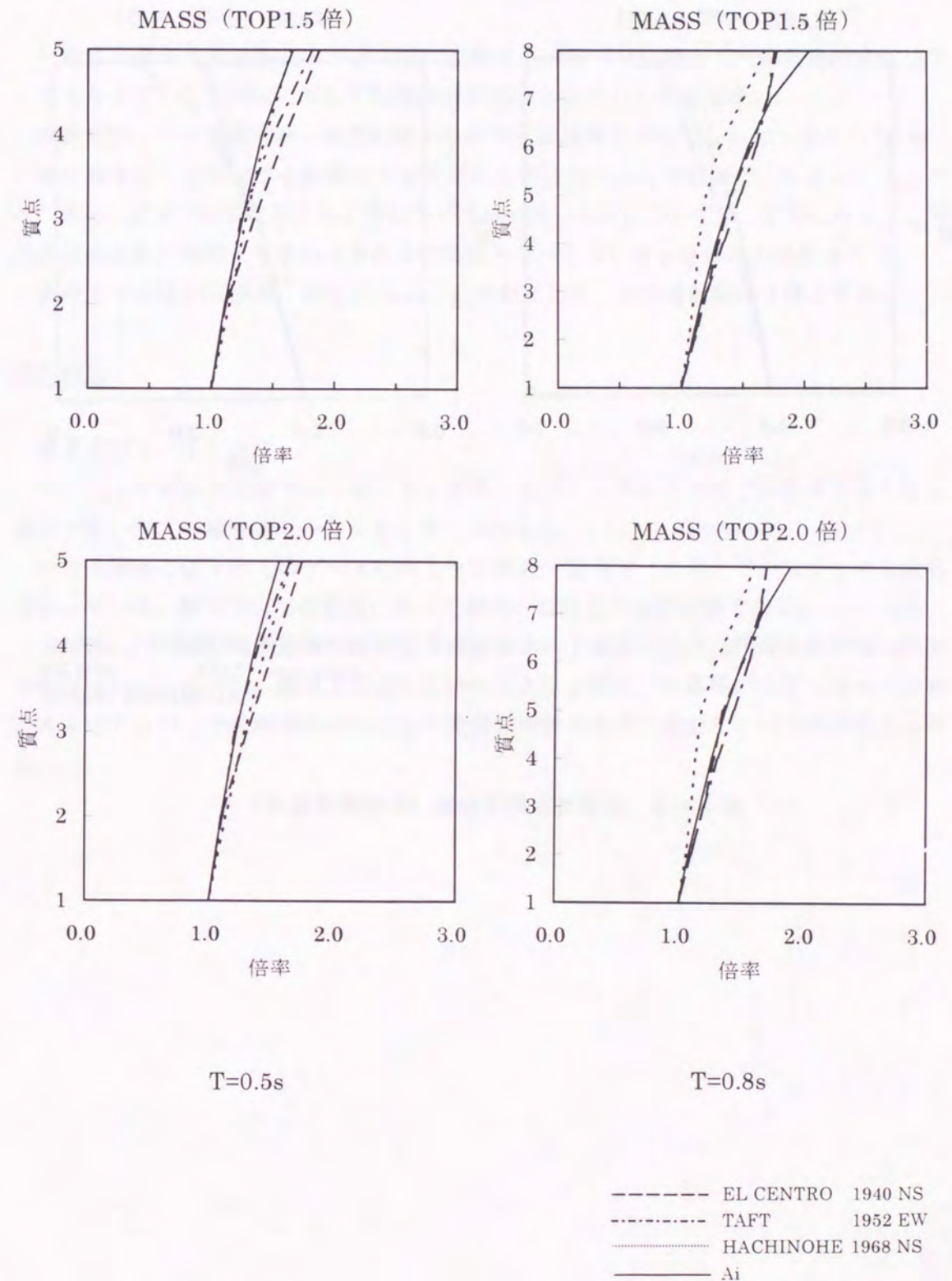


図4-2 応答せん断力分布 (最上階重量増)

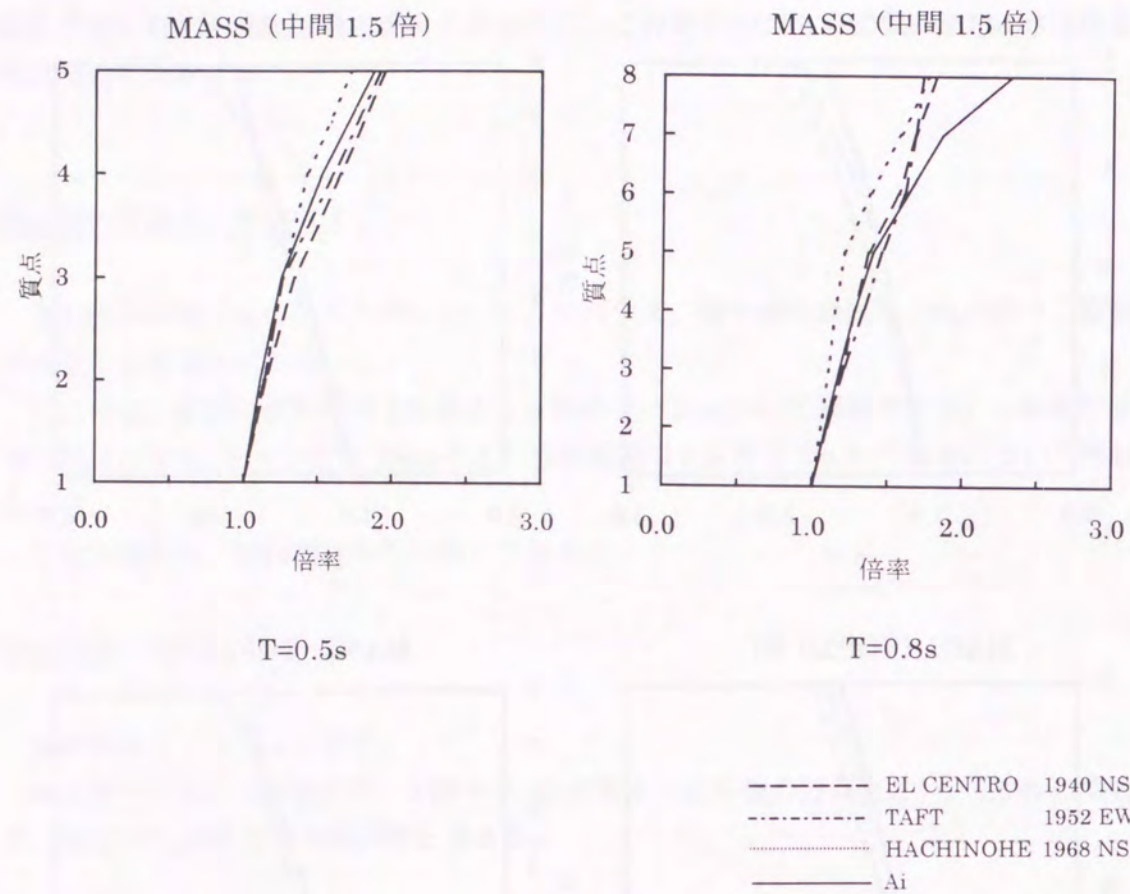


図4-3 応答せん断力分布 (中間階重量増)

減衰の影響について

一般に高層鉄骨造建築物の解析で減衰定数は1次モードに対して内部粘性減衰として2%を与えている。高次に対しては振動数比例型としている場合が多い。

減衰に関しては振動実験、地震記録からの推定値はあるが必ずしもはっきりしない。

特に高次モードに対する減衰は大きすぎるのではないかとの指摘⁽²¹⁾も多い。ここでは、高次の減衰が応答に与える影響について調べる。高次については、1次に対して2%、高次は振動数比例型と1次から高次まで減衰一定(2%)とした場合の比較を行う。

解析モデルは10質点系、前述のCase 3と同様である。入力地震動は3波とする。

解析結果

結果を図4-4に示す。

ベースシヤ係数の比較では、高次まで減衰一定のケースの方が同じか若干大きくなる場合が多いが、一部で若干小さくなるケースもある。

一方上層部ではすべてのケースにわたって減衰一定のケースの方がかなり大きな応答を示している。最大では2倍程度になっており、設計上注意が必要である。

ちなみに、兵庫県南部地震で高層鉄骨造建築物の上層部で大きな残留変形が残った例が報告されている⁽²²⁾。設計で推定していた以上に上層部での応答が大きくなったためと考えられるが、その原因の1つとして高次の減衰を大きく想定していた事が考えられる。

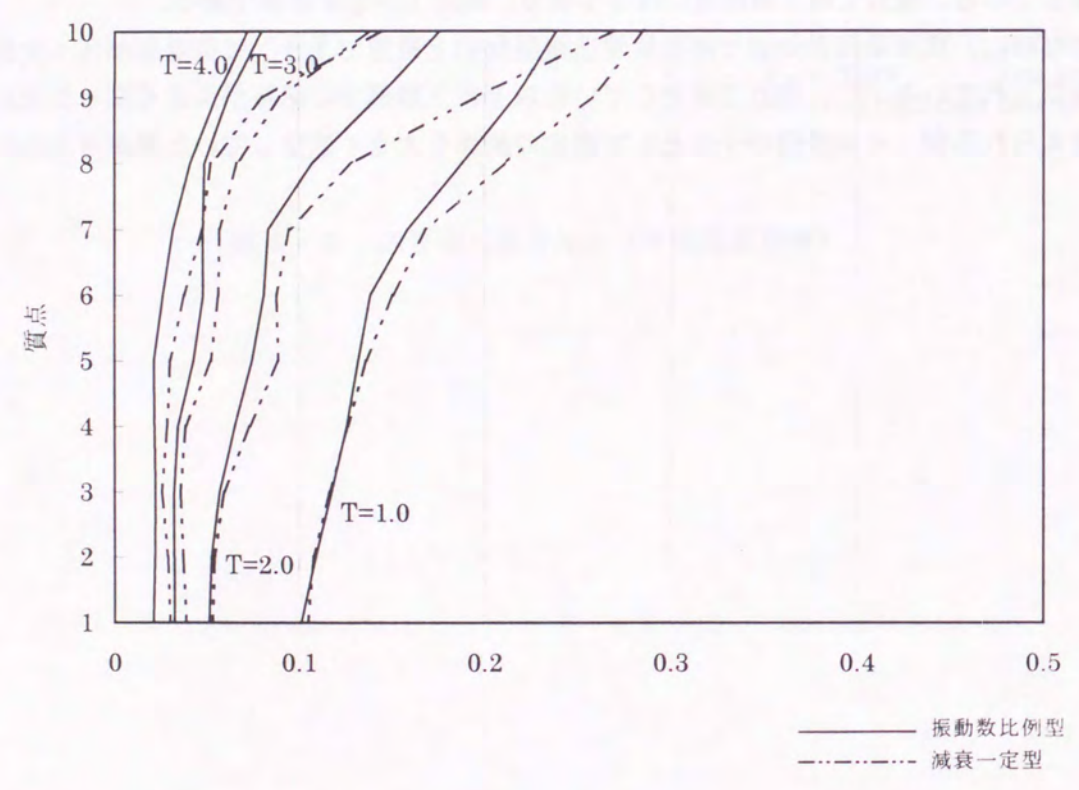
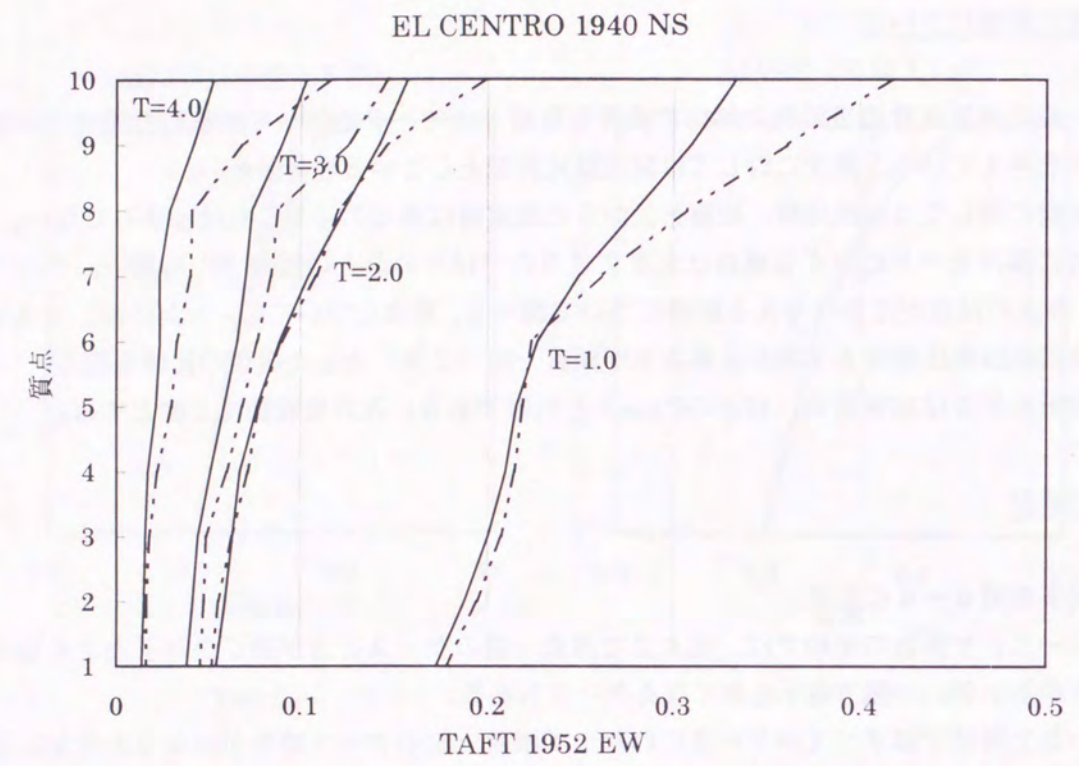


図4-4 減衰の違いによる応答せん断力係数比較(1)

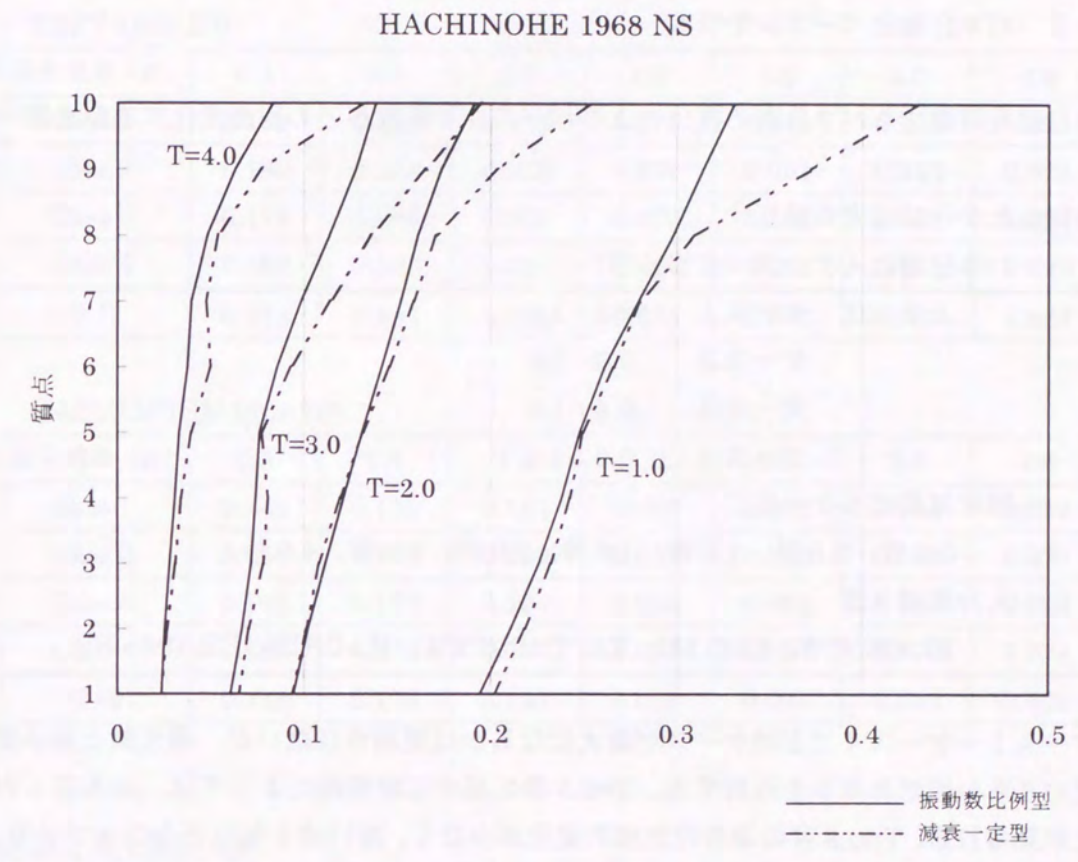


図4-4 減衰の違いによる応答せん断力係数比較(2)

4-2 バネ分布とベースシヤ係数

同じ固有周期でもバネ分布の違いによりベースシヤ係数がどの程度変化するかを調べる。

検討したケースは次の通り

・バネ分布は4ケース(台形分布)

上下の比 ケース1 0.2 : 1.0
 ケース2 0.3 : 1.0
 ケース3 0.4 : 1.0
 ケース4 0.5 : 1.0

・固有周期は6ケース

0.5秒, 0.8秒, 1.0秒, 1.5秒, 2.0秒, 3.0秒, 4.0秒

・入力波は3波

EL CENTRO 1940 NS, TAFT 1952 EW, HACHINOHE 1968 NS

ケース1~ケース4でどのケースが最大になるかは規則性はないが、最大値と最小値でどのくらい差があるかを検討する。T=0.5秒の場合は地震波によっては、20%近くの変化が見られる。T=0.8秒の場合は比較的变化が少なく、違いは5%以下となっている。T=1.0秒、T=1.5秒の場合、最大で1割程度の違いがあるが、2.0秒より長周期ではT=4.0秒(TAFT)を除いては最大6%程度で、バネ分布による違いはかなり小さい値となっている。

最大加速度 100gal 時のベースシヤ係数を表4-1に示す。

表4-1 ベースシヤ係数

EL CENTRO 1940 NS

固有周期(秒)	0.5	0.8	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0
Case 1	0.230	0.161	0.158	0.054	0.055	0.039	0.013
Case 2	0.242	0.157	0.169	0.056	0.054	0.040	0.013
Case 3	0.236	0.162	0.173	0.059	0.054	0.038	0.013
Case 4	0.241	0.166	0.174	0.058	0.056	0.038	0.013
平均	0.237	0.162	0.168	0.057	0.055	0.039	0.013

TAFT 1952 EW

固有周期(秒)	0.5	0.8	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0
Case 1	0.169	0.188	0.102	0.075	0.054	0.033	0.024
Case 2	0.180	0.184	0.103	0.074	0.051	0.033	0.022
Case 3	0.174	0.186	0.101	0.075	0.051	0.033	0.021
Case 4	0.187	0.190	0.102	0.077	0.052	0.031	0.020
平均	0.178	0.187	0.102	0.075	0.052	0.033	0.022

HACHINOHE 1968 NS

固有周期(秒)	0.5	0.8	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0
Case 1	0.143	0.180	0.181	0.052	0.093	0.058	0.024
Case 2	0.151	0.179	0.190	0.054	0.092	0.059	0.024
Case 3	0.148	0.177	0.194	0.053	0.094	0.060	0.024
Case 4	0.149	0.175	0.197	0.051	0.097	0.060	0.024
平均	0.148	0.178	0.191	0.053	0.094	0.059	0.024

最大値と最小値の比較

T = 0.5秒の場合
 最大 = 1.06(EL CENTRO), 1.18(TAFT), 1.06(HACHINOHE)
 最小 = 1.06(EL CENTRO), 1.18(TAFT), 1.06(HACHINOHE)

T = 0.8秒の場合
 最大 = 1.05(EL CENTRO), 1.04(TAFT), 1.03(HACHINOHE)
 最小 = 1.05(EL CENTRO), 1.04(TAFT), 1.03(HACHINOHE)

T = 1.0秒の場合
 最大 = 1.10(EL CENTRO), 1.01(TAFT), 1.09(HACHINOHE)
 最小 = 1.10(EL CENTRO), 1.01(TAFT), 1.09(HACHINOHE)

T = 1.5秒の場合
 最大 = 1.09(EL CENTRO), 1.04(TAFT), 1.06(HACHINOHE)
 最小 = 1.09(EL CENTRO), 1.04(TAFT), 1.06(HACHINOHE)

T = 2.0秒の場合
 最大 = 1.05(EL CENTRO), 1.06(TAFT), 1.06(HACHINOHE)
 最小 = 1.05(EL CENTRO), 1.06(TAFT), 1.06(HACHINOHE)

T = 3.0秒の場合
 最大 = 1.06(EL CENTRO), 1.06(TAFT), 1.05(HACHINOHE)
 最小 = 1.06(EL CENTRO), 1.06(TAFT), 1.05(HACHINOHE)

T = 4.0秒の場合
 最大 = 1.06(EL CENTRO), 1.19(TAFT), 1.01(HACHINOHE)
 最小 = 1.06(EL CENTRO), 1.19(TAFT), 1.01(HACHINOHE)

4-3 質点数とベースシヤ係数

同じ固有周期の建物であっても、その層数により応答ベースシヤ係数が変化することが予想される。つまり、同じ固有周期でも耐震性が異なる可能性があることを意味する。そこで、質点数を変化させた場合の応答がどう変わるかを検討する。この事は、実際の建物と質点数を減らした場合のモデルとの対応がどうなっているかの問題でもある。検討モデルは以下の通りとする。

- ・質点数 1, 2, 3, 5, 10, 20, 30
- ・バネ分布 台形分布 0.4 : 1.0
- ・入力波 EL CENTRO 1940 NS, TAFT 1952 EW, HACHINOHE 1968 NS
- ・最大加速度 100gal (弾性応答とする)
- ・計算固有周期 0.5秒, 1.0秒, 2.0秒, 3.0秒, 4.0秒, 5.0秒

解析結果

結果を図4-5に示す。入力波ごとに結果をまとめると以下の通りである。

(EL CENTRO)

固有周期0.5秒, 1.0秒では1質点系がかなり大きく、2質点系~10質点系ではあまり差がない。2.0秒より長周期では1質点系または2質点系が最大で、質点が多くなるにしたがってCbも若干小さくなる傾向にあるがその差は小さく、10質点系ではほとんど差はない。

(TAFT)

EL CENTROとほぼ同じ傾向となっている。

(HACHINOHE NS)

5.0秒を除き1質点系が最大となっている。

質点が多くなるにしたがって、Cbがやや小さくなる傾向にある。

結果の考察

Cbが最大となるのは1質点系がほとんどであり、短周期の場合に顕著である。また、質点数が多い方が若干応答が小さくなる傾向にある。この事は同じ固有周期であれば、質点数が多いつまりより高層の建築物の方が有利と言うことになる。これは多質点系の場合、全層の応答せん断力がすべて同時に最大となりにくいことを意味する。

一方、長周期になると1質点系と多質点系の差は小さく、高層建築物の場合は1質点応答からベースシヤ係数を予測することは可能と考えられる。

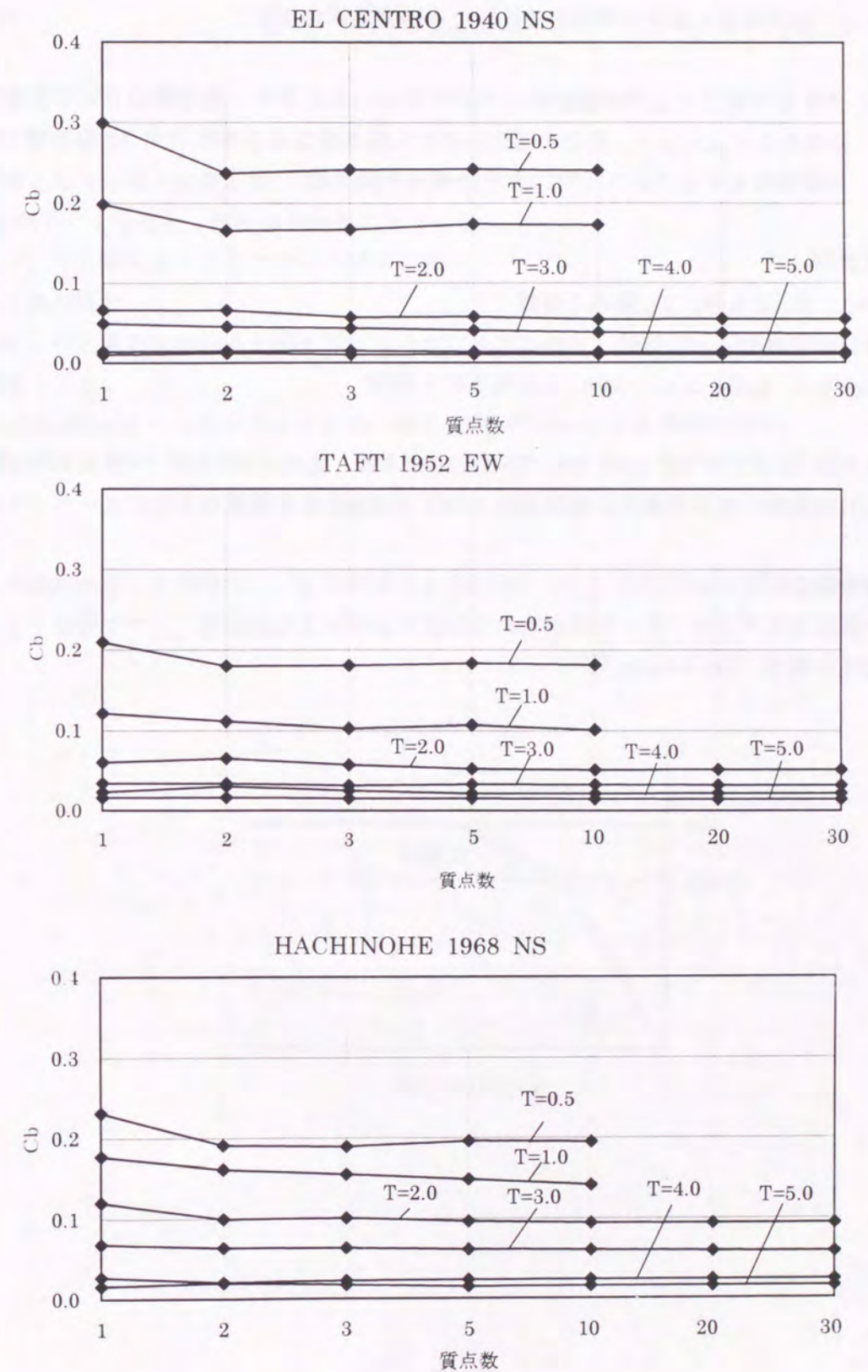


図4-5 質点数とCbの関係

4-4 固有周期と保有水平耐力の違いによる塑性率の変化

(a) 保有水平耐力と入力地震動のレベルが変化したときに、塑性率について固有周期が変わることにより、変化の度合いがどの程度異なるかを検討する。解析は一質点系弾塑性モデルにより行い、大きな傾向を調べる。

解析例

T=0.3 秒、0.5 秒、1.0 秒の 3 種類

保有水平耐力

Ds=0.3、0.36、0.42、0.48、0.6 相当の 5 種類

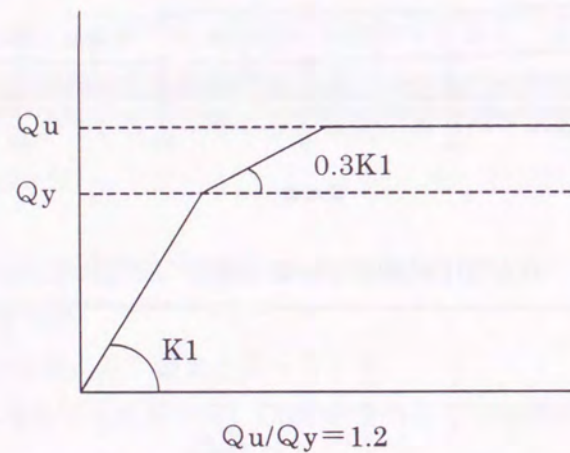
入力は EL CENTRO 1940 NS、TAFT 1952 EW、HACHINOHE 1968 NS の 3 種類

入力地震動レベルは最大加速度 400、500、600gal の 3 種類

(解析仮定)

一質点系モデル

復元力特性 (Tri-Linear 型)



解析結果

結果を図 4-6 に示す。

T=0.3 秒の場合

3 波ともほぼ同じ結果となっている。

Ds が小さくなると、塑性率が急激に大きくなる。

入力レベルが大きくなる方がその傾向が強い。

T=0.5 秒の場合

T=0.3 秒の場合に比べると塑性率ははるかに小さくなり、特に Ds が小さい場合に顕著である。

HACHINOHE の入力レベルが大きい場合を除いて Ds による変化は鈍い。

T=1.0 秒の場合

全てのケースで塑性率はほとんど変化せず、その値も一段と小さくなる。

以上の結果から、5 階建以上 (固有周期 1.0 秒以上) では、各階がほぼ同時に塑性域に入るよう設計すれば、耐震設計上有利な状態にある事を物語っている。

T=0.3s

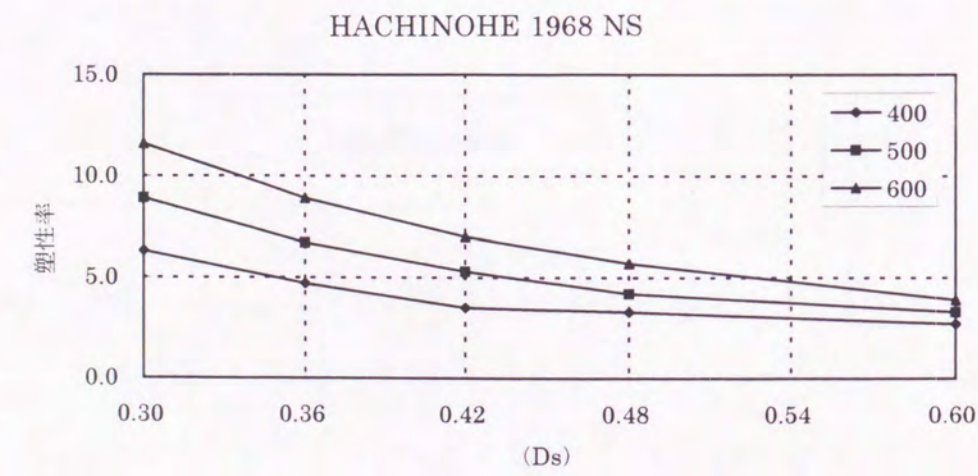
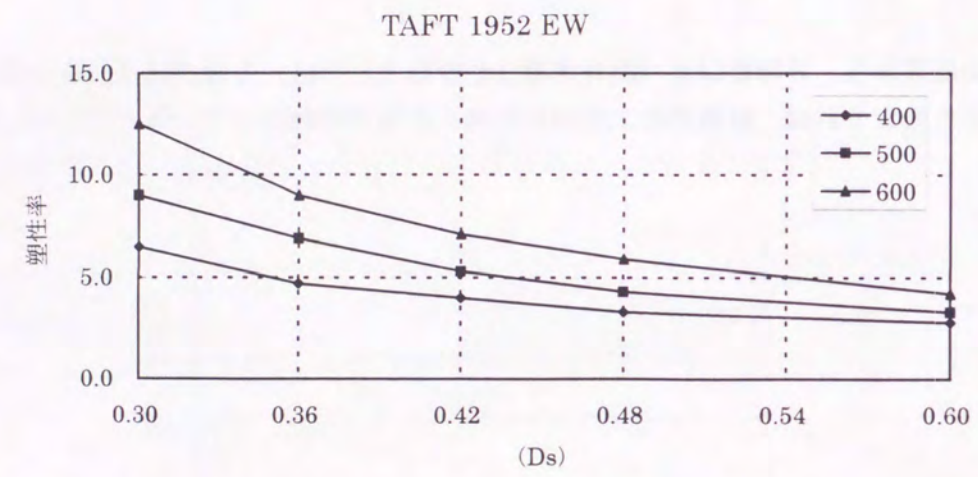
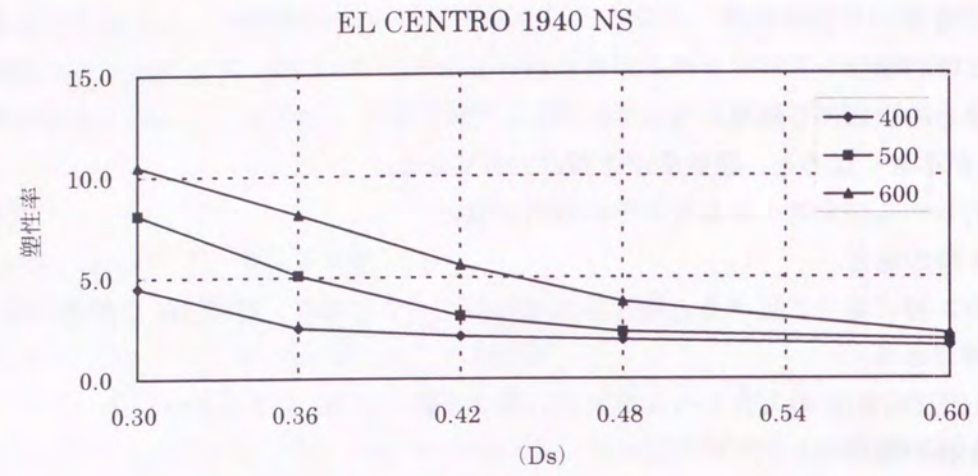


図4-6 Ds値と塑性率(1)

T=0.5s

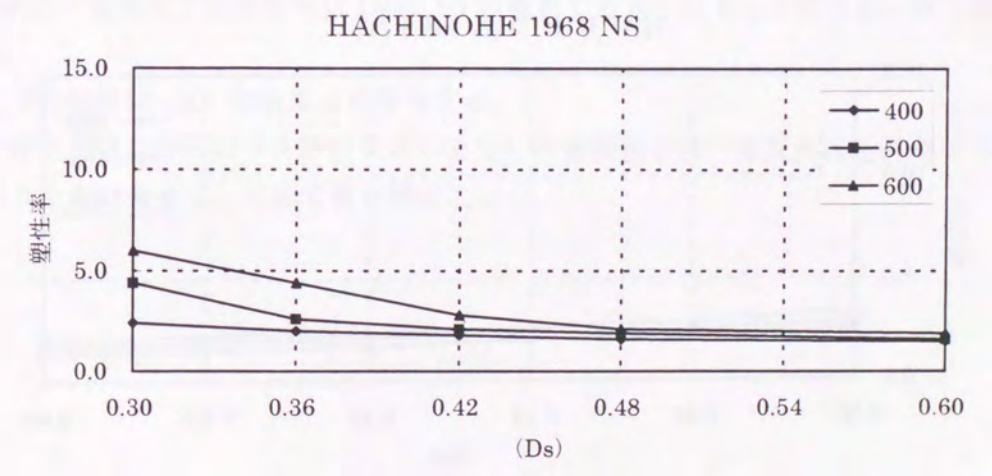
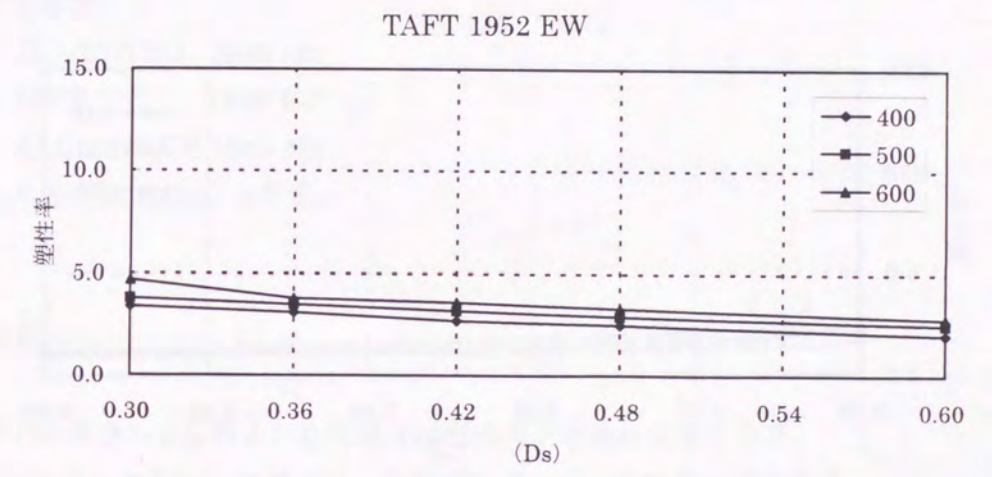
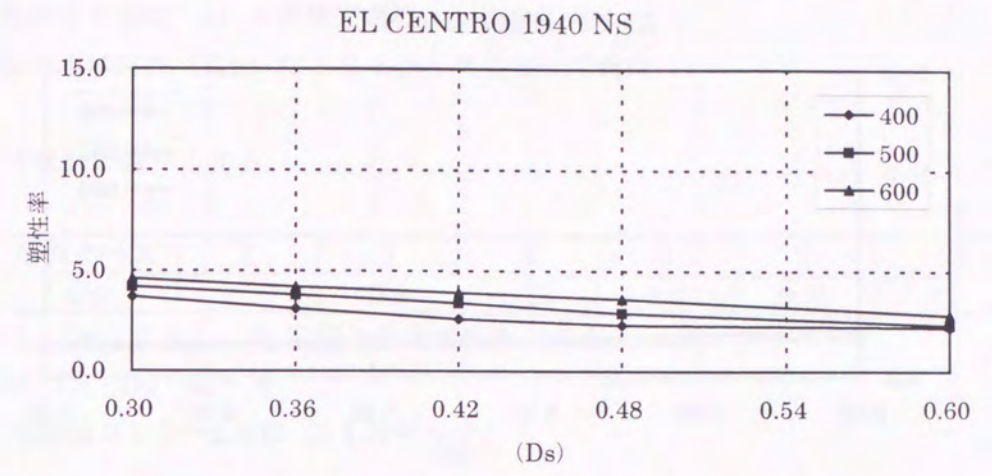


図4-6 Ds値と塑性率(2)

T=1.0s

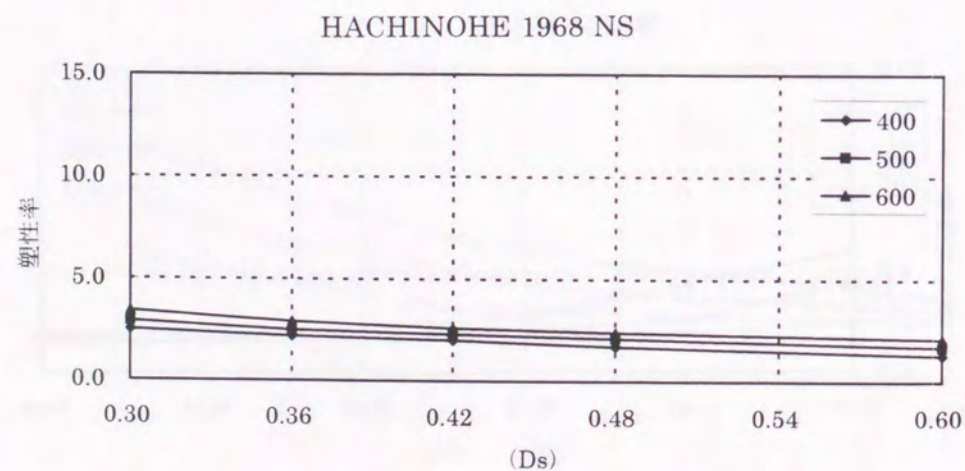
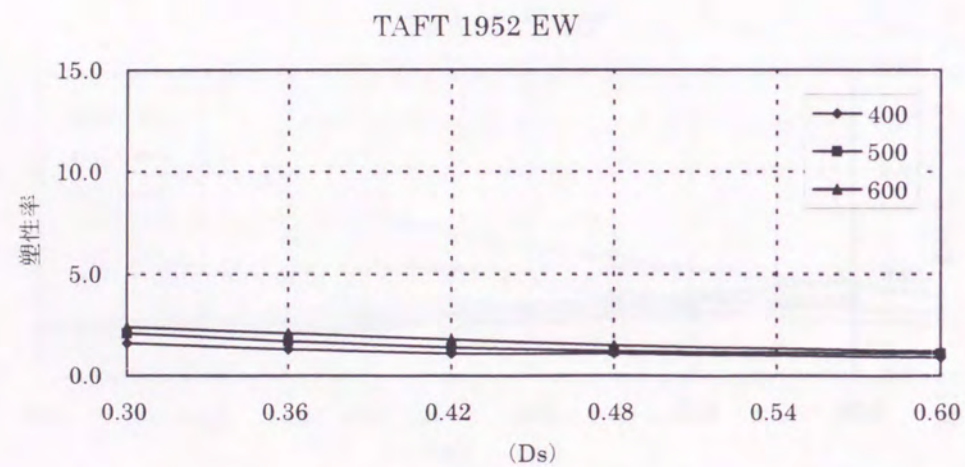
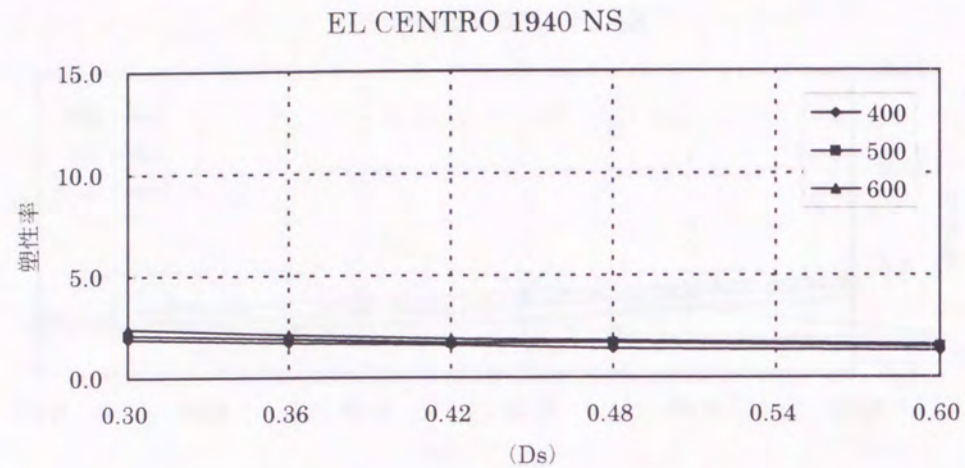


図4-6 Ds値と塑性率(3)

(b) (a) では、固有周期 0.3 秒、0.5 秒、1.0 秒の 3 ケースについて検討したが、ここでは、固有周期が連続して変化したときの塑性率の大きさについて検討を加える。解析モデルは (a) と同様である。保有水平耐力 (Q_u) により 6 ケースについて検討。

D_s 値は次の通りとする。

解析ケース	1	2	3	4	5	6
D_s	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5

$Z=1.0$ 、 $C_o=1.0$ とし、 R_t は第 2 種地盤相当とする。

$$Q_u = Z \cdot C_o \cdot D_s \cdot R_t \cdot W$$

解析周期は 0.1 秒～2.0 秒 (0.1 秒ピッチ)

入力地震波

- ・ EL CENTRO 1940 NS
- ・ TAFT 1952 EW
- ・ HACHINOHE 1968 NS

最大加速度は 400gal とする。

解析結果

いずれの場合も 0.5 秒より短周期では塑性率が急激に大きくなる。 D_s が大きくなるにしたがって、全周期に渡って、塑性率は減少する。1.0 秒より長周期では塑性率は $D_s=0.25$ の場合でも 5.0 以下と比較的低い値で安定している。

ここでの結果は (a) の結果とも符号する。

0.5 秒を下回る短周期 (3 階建ぐらいまで) の建築物では、相互作用を考慮しても、終局耐力を充分大きくしておく事が望ましい。

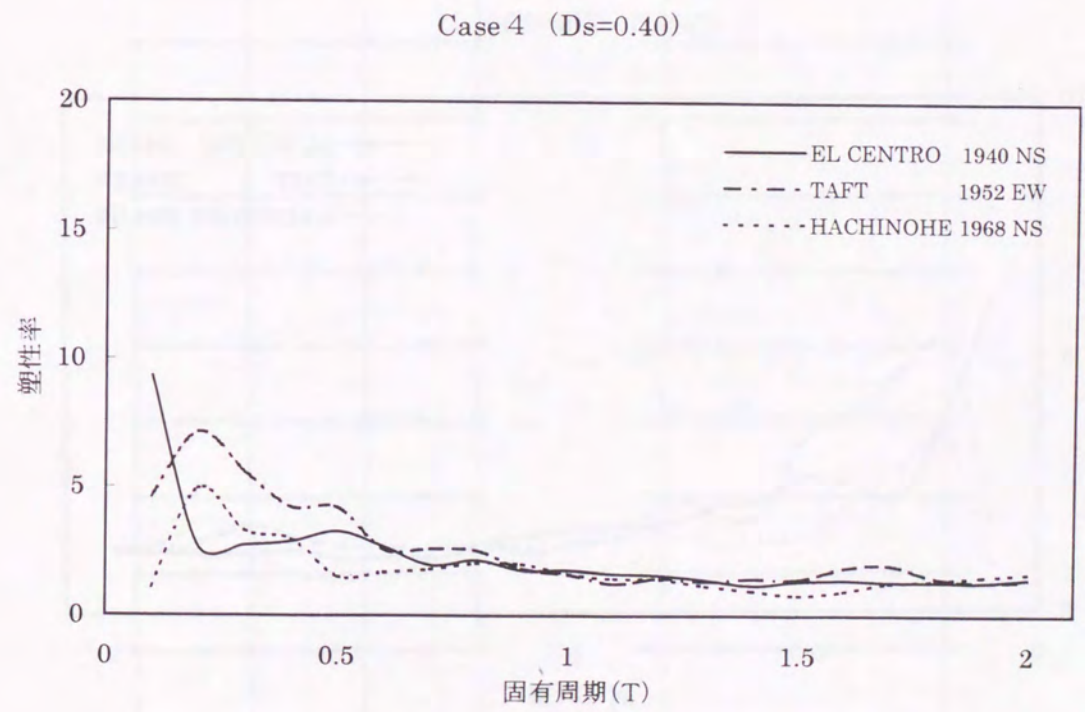
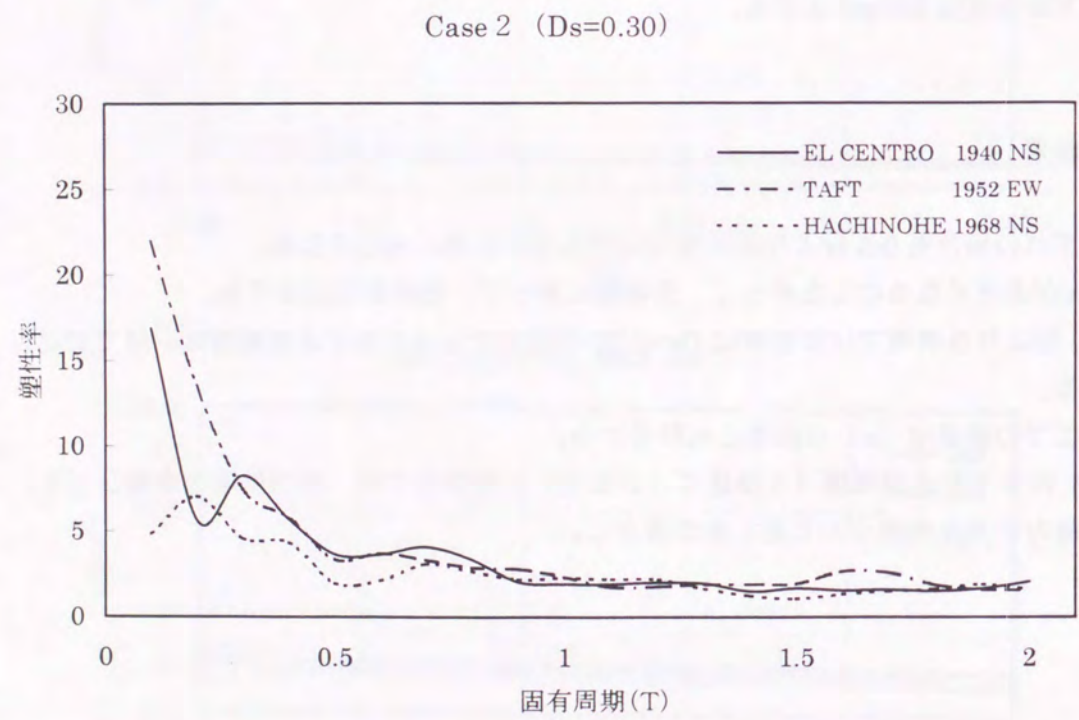
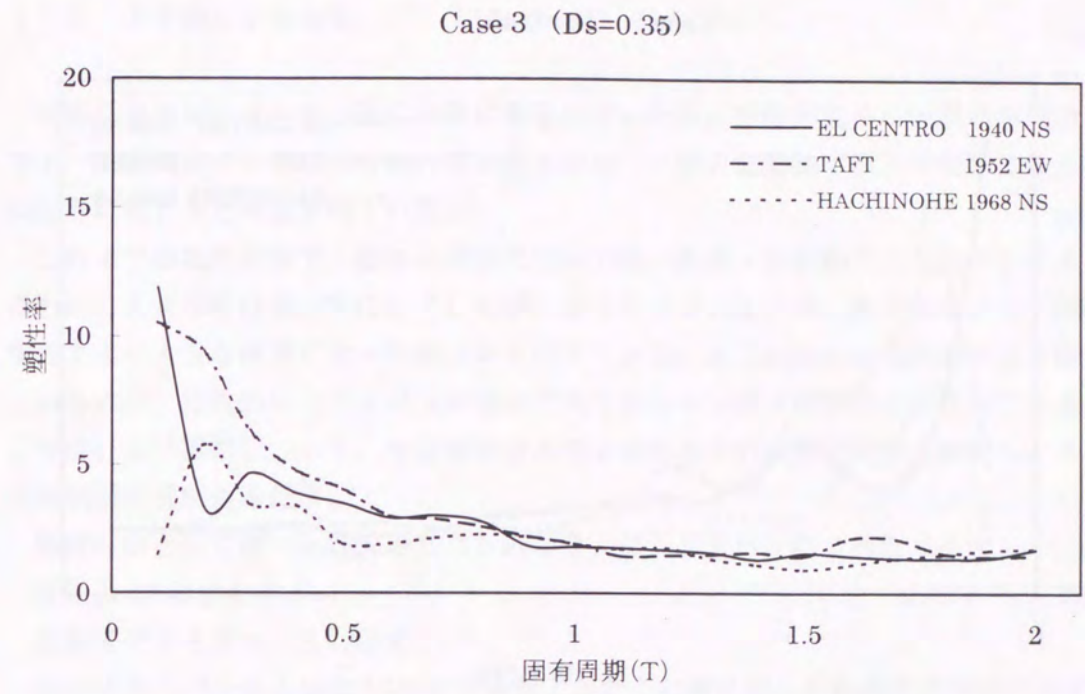
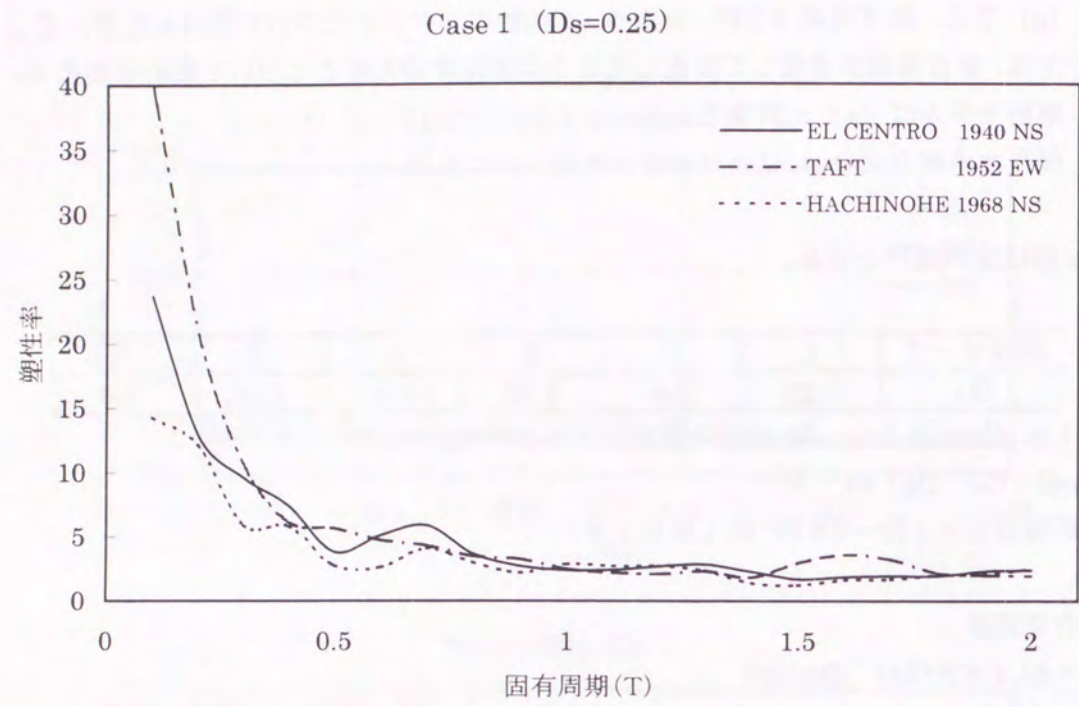
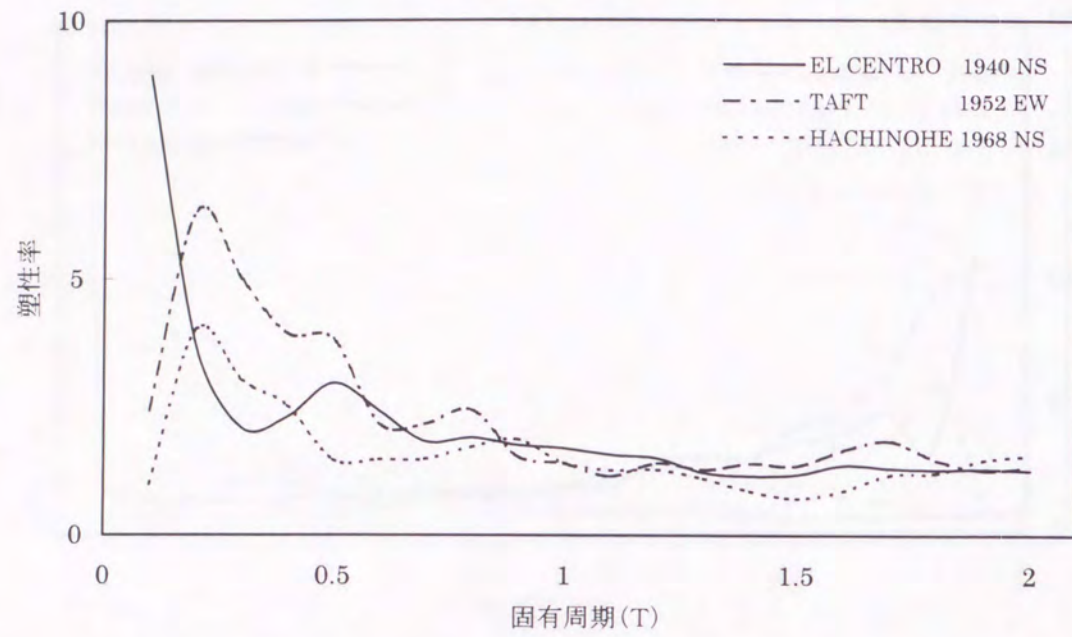


図4-7 固有周期と塑性率(1)

図4-7 固有周期と塑性率(2)

Case 5 (Ds=0.45)



Case 6 (Ds=0.50)

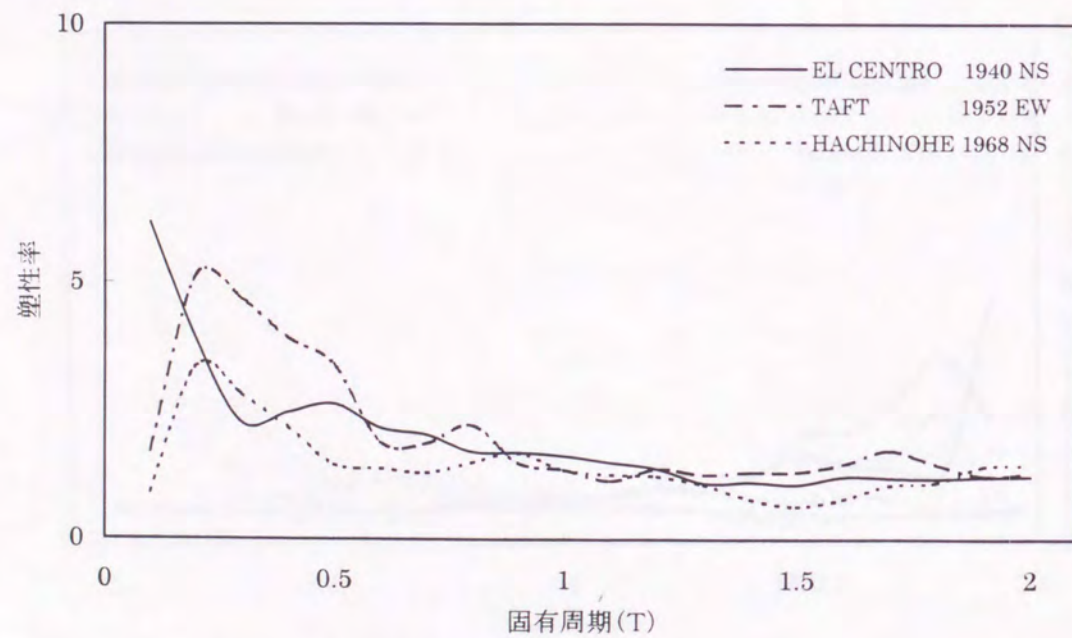


図4-7 固有周期と塑性率(3)

4-5 上下動による応答

建築基準法施行令・告示等には特に規定がないため、免震構造や、一部の高層建築物で上下振動に対する検討が行われているものの、一般の建築物では上下振動による影響は設計にほとんど考慮されていない。

これまでの地震被害で、躯体の被害については、直接上下振動によるものと考えられるものは大きな片持梁以外は必ずしも明らかになっていないが、水平振動と上下振動の複合でより大きな被害になった例はあるはずである。上下振動による被害でよく知られているのは、比較的ロングスパンの部分で天井やシャンデリアが落下した例である。ここでは、上下振動について、中低層鉄骨造建築物の基本的な動的特性を検討し、あわせて時刻歴応答解析を行う。

検討対象としては、比較的短スパンの場合とロングスパンの2例とする。

建物は10階建とする。

対象モデルを図4-8に示す。

図の中央スパンを6mと15mの2種類とし、この部分の上下動応答を検討する。

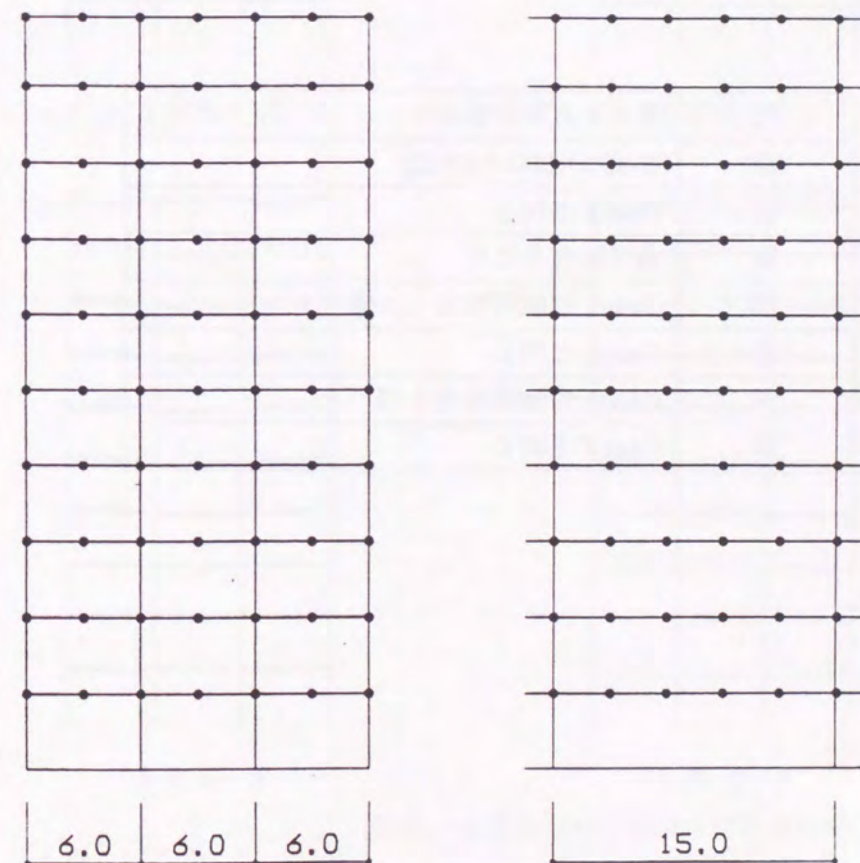


図4-8 解析モデル

解析方法

柱と梁の交点に質点を設ける。梁については、6mスパンは中央に1ヶ所、15mスパンは4ヶ所（等分）に質点を設け、それぞれ70質点系、100質点系立体モデルとする。入力地震動は次の3波とする。

EL CENTRO 1940 UD 最大加速度 60.4gal

TAFT 1952 UD 最大加速度 58.5gal

HACHINOHE 1968 UD 最大加速度 50.7gal

最大加速度は原波形の水平動の最大加速度を100galとしたときの上下動の大きさとする。

仮定部材は、柱については3-1で想定したものを基本とする。梁については、全体系への影響をわかりやすくするため、全階同一部材とする。

固有値解析は次の4つのケースについて行う。

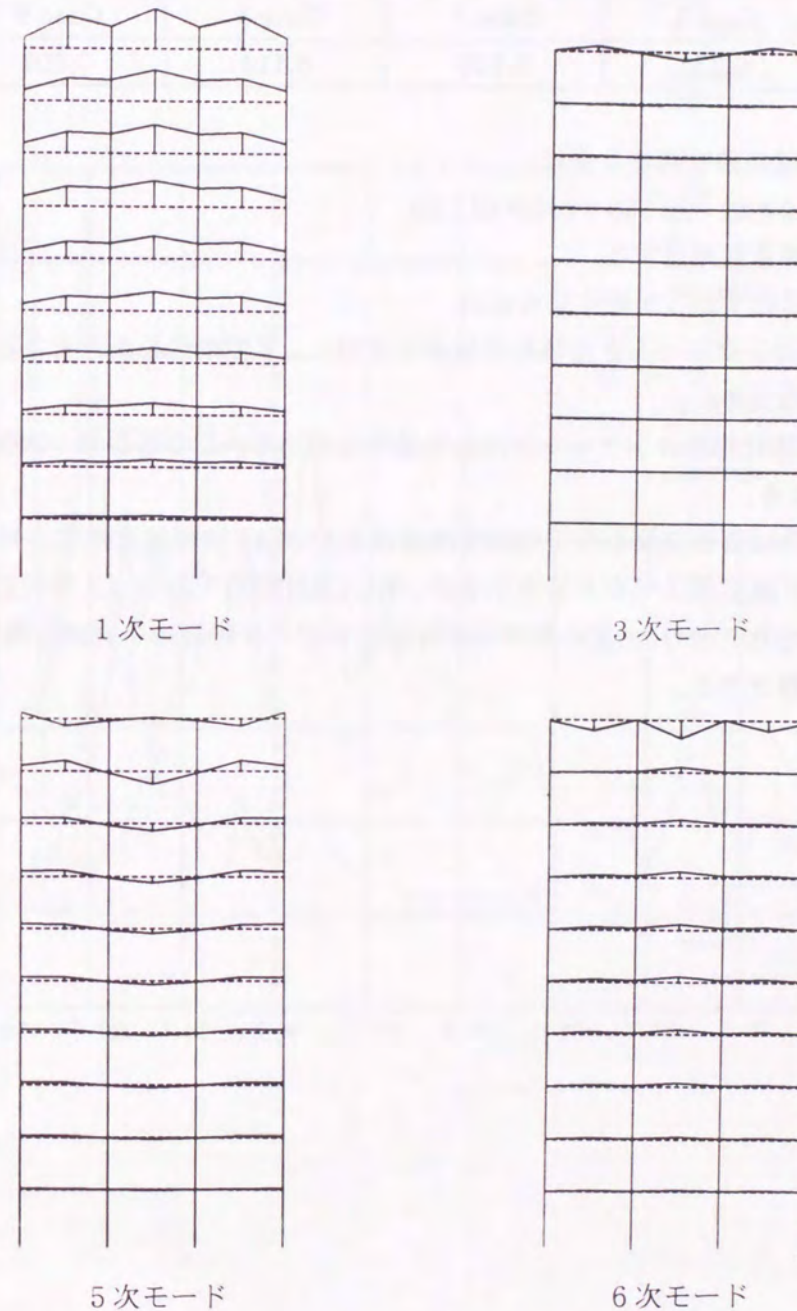
(1) 6mスパンの場合

仮定部材

Case1	柱	3-1と同じ断面
	梁	H-450×200×9×22
Case2	柱	Case1と同じ
	梁	曲げ剛性を2倍
Case3	柱	Case1の軸剛性を1.5倍
	梁	Case1と同じ
Case4	柱	Case1の軸剛性を3倍
	梁	Case1と同じ

Case 1の固有振動数とモード (βu) を図4-9に示す。

	1次	2次	3次	4次	5次	6次
T (秒)	0.13	0.12	0.11	0.095	0.095	0.089



2次、4次については βu が小さいので図は省略。

図4-9 モード図

なお、梁だけの両端を固定とした固有周期は0.07秒である。

梁の固有周期に比べて、架構の1次固有周期は0.13秒と長く、固有周期に与える柱の軸伸縮の影響はかなり大きいと言える。

Case 2、Case 3、Case 4の1次固有周期は次の通りである。

	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
T (秒)	0.131	0.127	0.114	0.091

Case 2の梁部材の曲げ剛性2倍は、

H-450×200×9×22→H-550×250×12×22

程度に変更した場合に相当する。

1次固有周期はわずかしか短くならない。

Case 3は柱にコンクリートを充填した場合に相当し、梁の剛性をあげるよりも全体剛性に与える影響は大きい。

Case 4は柱を鉄骨鉄筋コンクリートにした場合に相当し、この場合で1次固有周期が0.1秒より短くなる。

短スパンの場合は解析結果から1次固有周期は0.1~0.15秒程度と推定される。

図4-10に3波応答スペクトルを示すが、EL CENTRO UDは0.1秒付近にピークがあることが知られており、上記の解析モデルはこのピーク付近に1次固有周期があり、大きな応答が予想される。

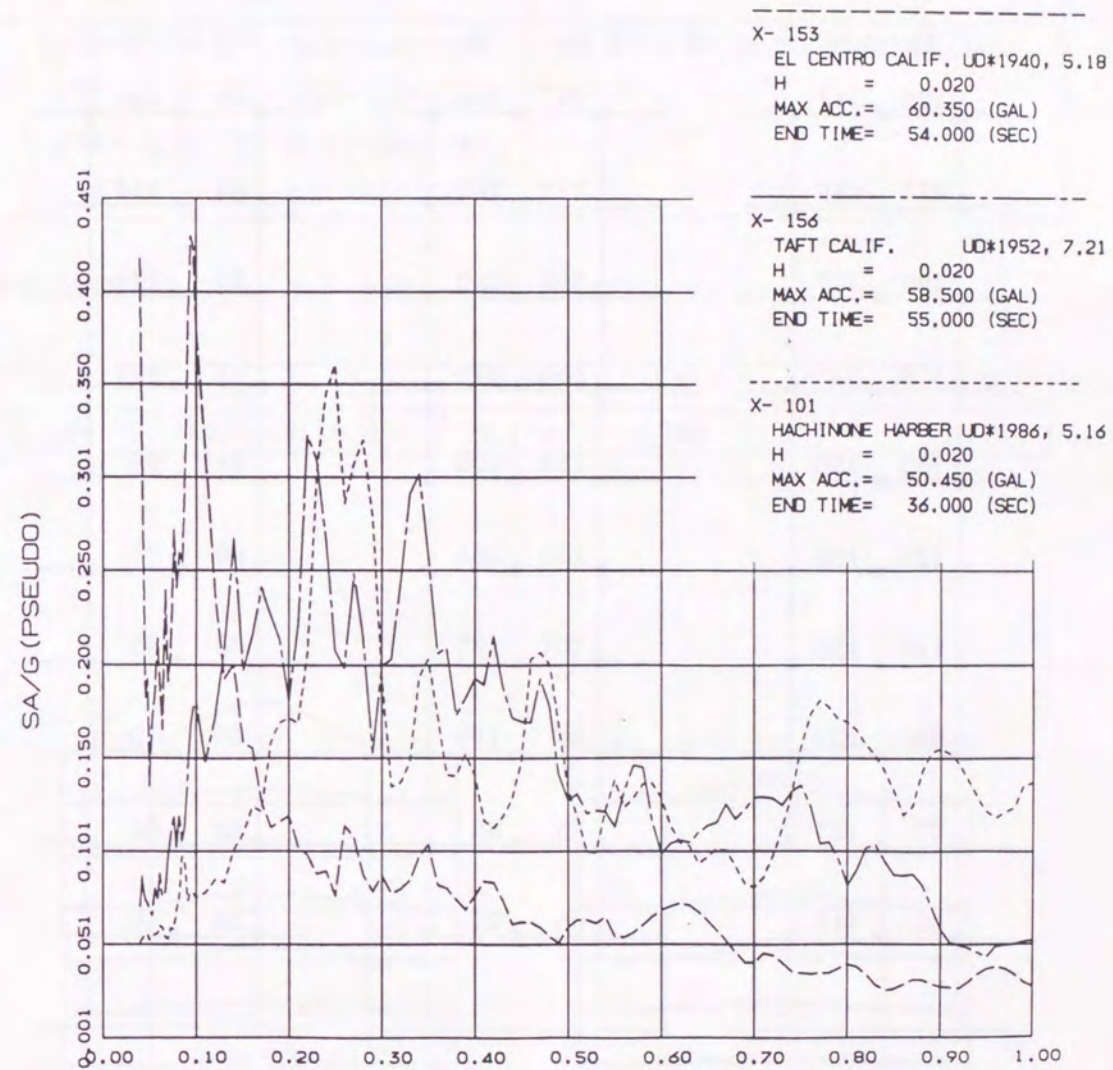


図4-10 3波(上下動)の加速度応答スペクトラム

時刻歴応答解析結果

Case 1 の場合の解析結果を図 4-11 に示す。
中央スパンの柱・梁の最大応答加速度を示す。

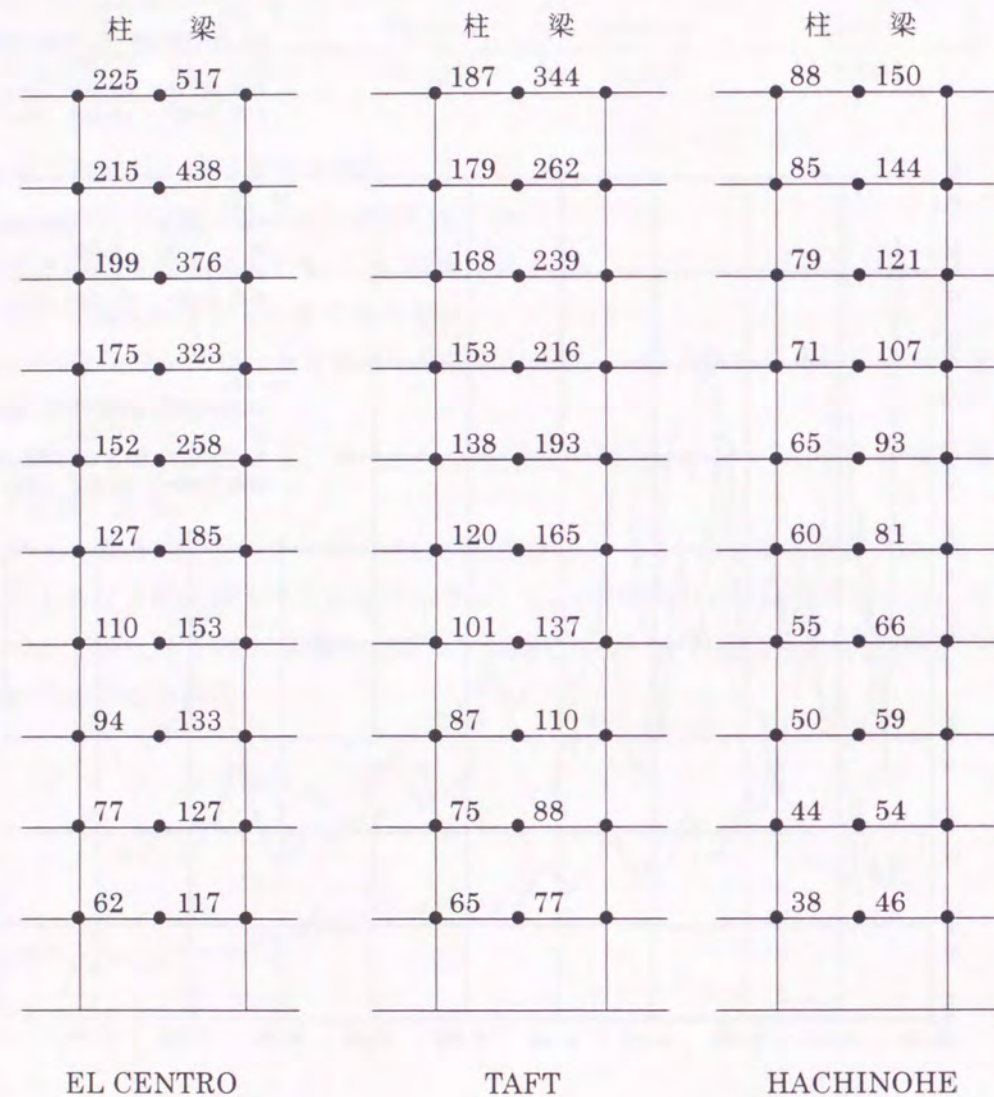


図 4-11 最大応答加速度

解析結果からおよそ次の事が言える。

柱位置での応答では3波とも最上階では最下階の3倍程度に増幅される。梁の応答では下層部では同じ階の柱位置に比べて1.2~1.8倍程度となっているが、上層部では1.5~2.3倍とさらに大きくなっている。

(2) 15mスパンの場合

(1) と同様、梁については全階同一部材とする。

仮定部材

柱		梁
10階~8階	□ 500×500×22	R階~2階 H-700×300×14×25
7階~5階	□ 500×500×25	
4階~2階	□ 600×600×25	
1階	□ 600×600×28	

固有振動数とモード (βu) を図 4-12 に示す。

	1次	2次	3次	4次	5次	6次
T (秒)	0.222	0.193	0.182	0.180	0.177	0.176

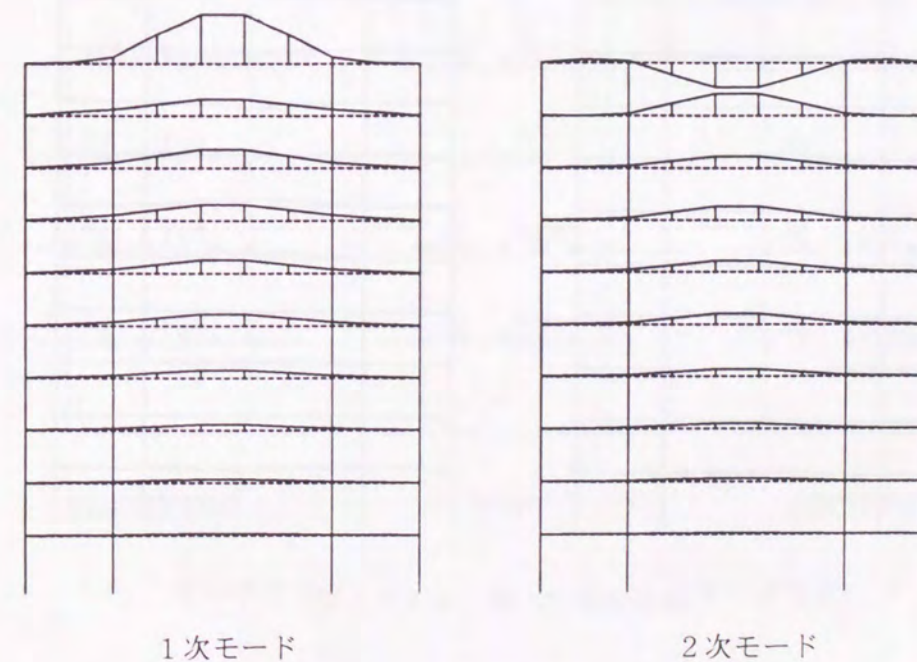
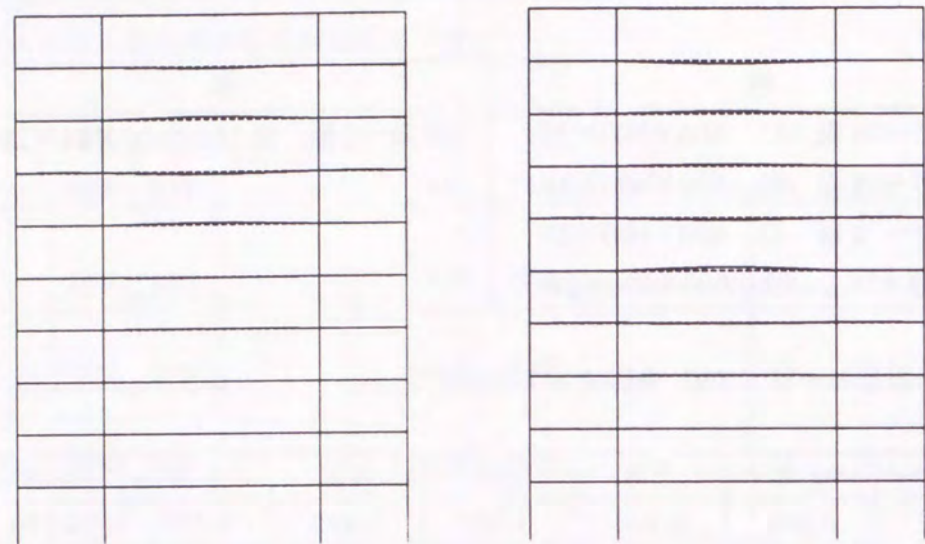
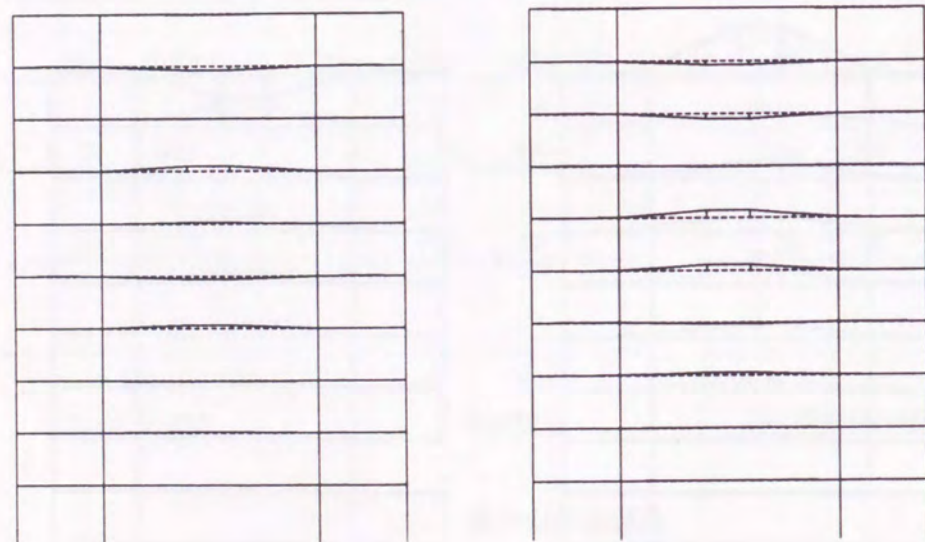


図 4-12 モード図 (1)



3次モード

4次モード



5次モード

6次モード

図4-12 モード図(2)

梁の両端を固定としたときの周期は0.15秒で、この場合も架構としての1次固有周期は0.22秒とより長くなっている。

架構としての1次固有周期は梁、柱の剛性を変えれば若干変化するが、解析結果からこの程度のスパンでは0.2秒~0.25秒ぐらいが多いと推定される。

3波による最大応答加速度を図4-13に示す。

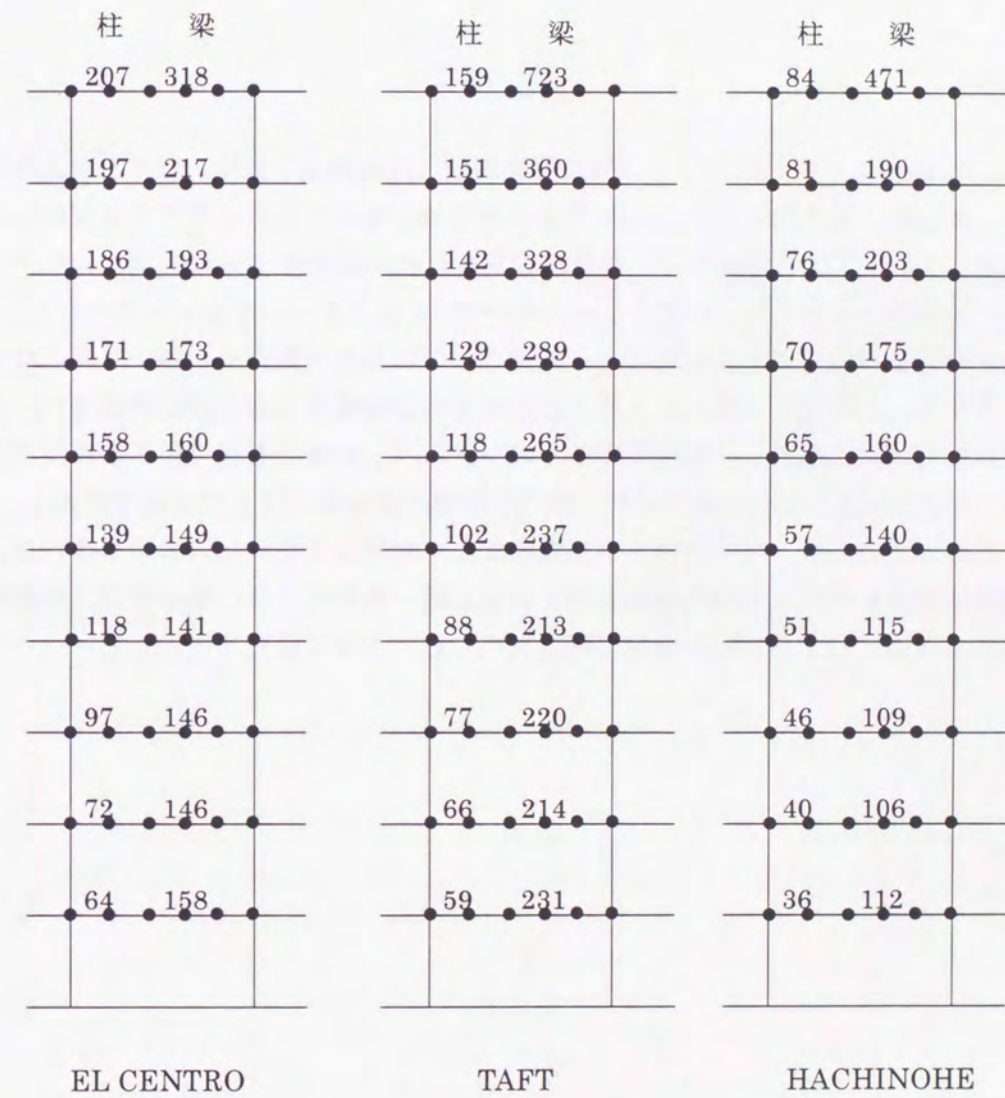


図4-13 最大応答加速度

応答結果からおよそ次の事が言える。

柱位置での応答は、6 mスパンと同様に最上階では最下階の3倍程度に増幅される。梁での応答は下層部では同じ階の柱位置にくらべて1.5~3.9倍と6 mスパンに比べてかなり大きくなる。上層部では同じ階の柱位置に比べて、1.05~5.6倍と地震波によるばらつきは大きい、最大値は非常に大きくなる。

総合所見

スパンが10mより短い範囲では、梁の固有周期(両端固定と仮定)は0.1秒より短くなるケースがほとんどであるが、10mを超えると0.1秒より長くなるケースが増加する。

架構としての1次固有周期では、鉄骨造の場合、柱の軸剛性が比較的小さいために、短スパンの場合でも0.1秒より長くなり、0.1~0.15秒ぐらいにあると考えられる。

10mを超えるロングスパンになると、架構としての固有周期は0.2秒より長くなるケースが多くなると推定される。短スパンの場合でも上層部では応答値が増幅され、大きい場合は柱で3倍、梁で5倍程度になる。ロングスパンの場合も柱では3倍程度であるが、梁では10倍以上となる事があり、梁での増幅が非常に大きくなる場合がある。

上下振動については、解析方法を含めてまだよく解明されていない部分も多いが、兵庫県南部地震でも建物上層部で増幅されている記録が取れている。最近では、免震構造について上下動に対する検討が活発に行われており、今後の研究を注視したい。

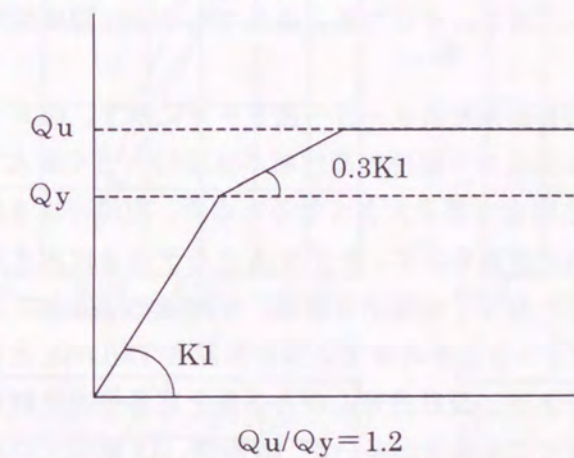
第5章 特定のモデルによる耐震性の検討

ここでは、第3章で検討したモデルをベースにした仮定モデルと具体例を対象に時刻歴応答解析を行い、耐震性を検討する。

5-1 仮定モデルによる応答解析

仮定モデルの設定

第3章で検討したモデル（最大層間変形角を $1/300$ とした場合をモデル A、 $1/200$ とした場合をモデル B）をもとに弾塑性せん断型質点系モデルを設定する。復元力特性は Tri-Linear 型とする。第2分枝剛性はラーメン構造に関する復元力特性の研究⁽²³⁾を参考に弾性剛性の 30% とする。（下図参照）



ここで Q_{yi} (降伏耐力) は $0.25Z \cdot R_t \cdot A_i \Sigma W_i \cdot C_o$,

Q_{ui} (終局耐力) は $0.3Z \cdot R_t \cdot A_i \Sigma W_i \cdot C_o$

とする。ただし、 $Z=1.0$ 、 $C_o=1.0$ 。

ここで与えた Q_{yi} 、 Q_{ui} は最も D_s 値の小さい建物 ($D_s=0.25$) でもほぼ保有していると考えられる値である。減衰は1次に対して 2% 、高次は振動数に比例するものとする。また R_t および A_i を求めるための固有周期は略算式の $T=0.03h$ により求められた値とする。これは現行の設計ではほとんどの場合が略算式によっているからである。解析対象は、3階、5階、8階、10階、12階の5種類とし、検討用入力地震動は高層建築物で使用されているのと同じ次の3波とする。

EL CENTRO 1940 NS

TAFT 1952 EW

HACHINOHE 1968 NS

入力の最大加速度は 100gal 、 400gal の2ケースとする。現行の設計では、中地震時と

して 80~100gal、大地震時として 300~400gal を想定しており、それぞれ大きい方の値に合わせたものである。

解析結果

最大加速度 100gal 時の応答結果を図 5-1~図 5-2 に示す。

図 5-1 はせん断力係数で、設計用せん断力係数 ($T=0.03h$ とした場合) をあわせて示す。せん断力係数を設計用せん断力係数と比較すると、モデル B では、ほぼすべてのケースで下回っている。特に 10 階建、12 階建では応答値は設計用に比べてかなり小さくなっている。モデル A では全般的にせん断力係数はモデル B よりやや大きめである。低層の場合は設計用地震力を若干上回る場合があるが、10 階建、12 階建ではモデル B を同様応答値の方がより小さくなっている。図 5-2 は層間変形角の逆数を示す。モデル B では 5 階建で TAFT の応答が若干 1/200 を上回る以外はすべて 1/200 以下となっている。モデル A はモデル B に比べて若干大きいため、最大でも 1/250 程度以下となっている。

次に最大加速度 400gal 時の応答結果を図 5-3~図 5-4 に示す。図 5-3 は層の塑性率でモデル A では 3 階建、5 階建の下層部で塑性率が比較的大きく最大で 5.0 程度となっている。モデル B では、3 階建で若干大きくなるものの、他はほぼ 2.0 以下となっている。図 5-4 は層間変形角の逆数を示す。モデル A とモデル B に大きな差はなく、8 階建以上では、ほぼ 1/100 以下となっているが 3 階建、5 階建では最大で 1/50~1/60 程度となっている。図 5-5、図 5-6 は参考までに固有周期を $T=0.03h$ としたときの最大加速度 100gal 時の応答値である。設計用せん断力係数と応答値を比較すると 3 階建、5 階建では応答値の方が大きくなる場合が多いが、10 階建、12 階建では応答値の方が小さくなっているモデル A、モデル B と比べると全般的に大きくなっている。一方、層間変形角はすべてのケースで 1/400 以下となっている。これは実際の周期に比べて相当剛性を大きく評価しているためと考えられる。

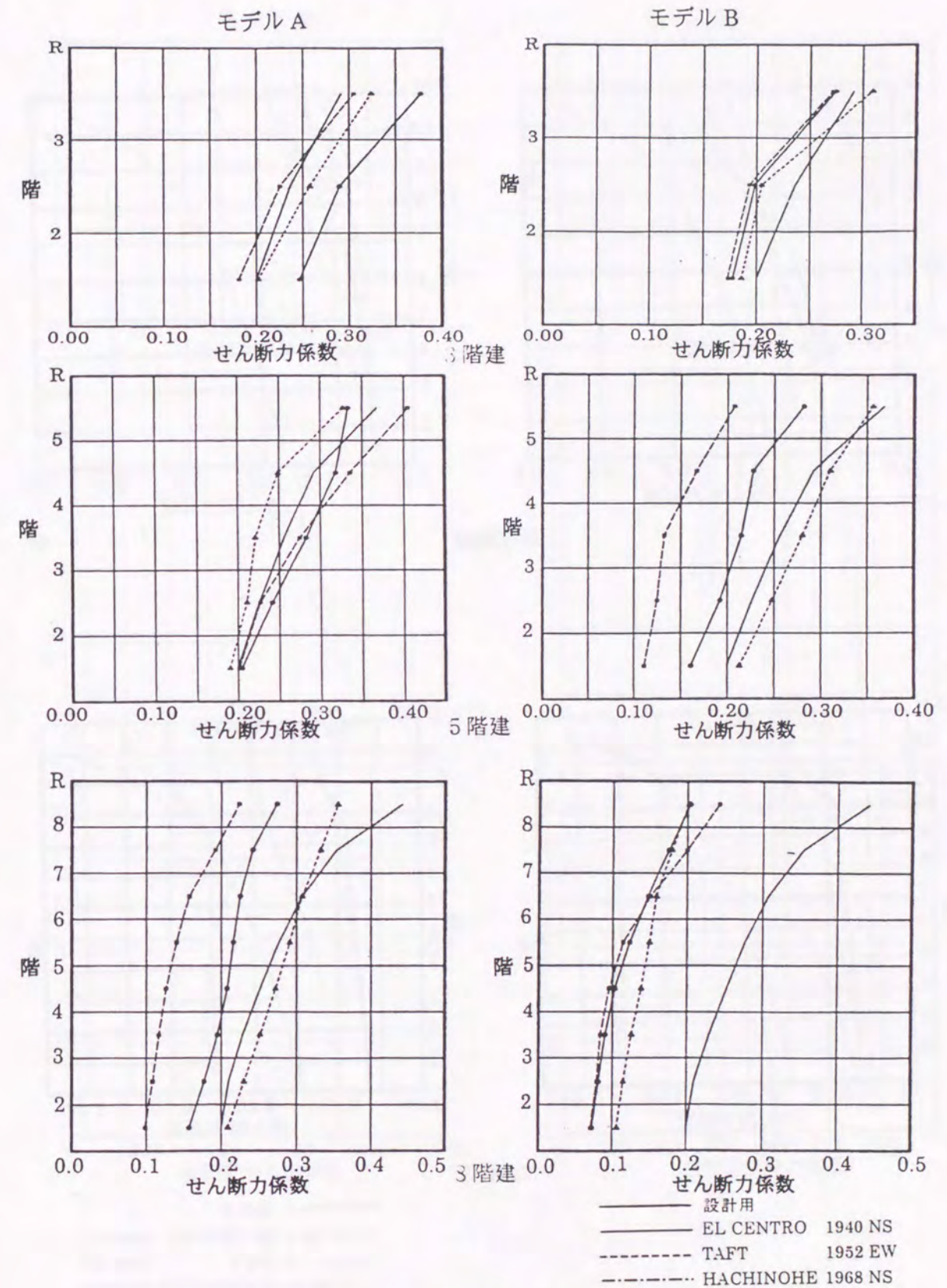
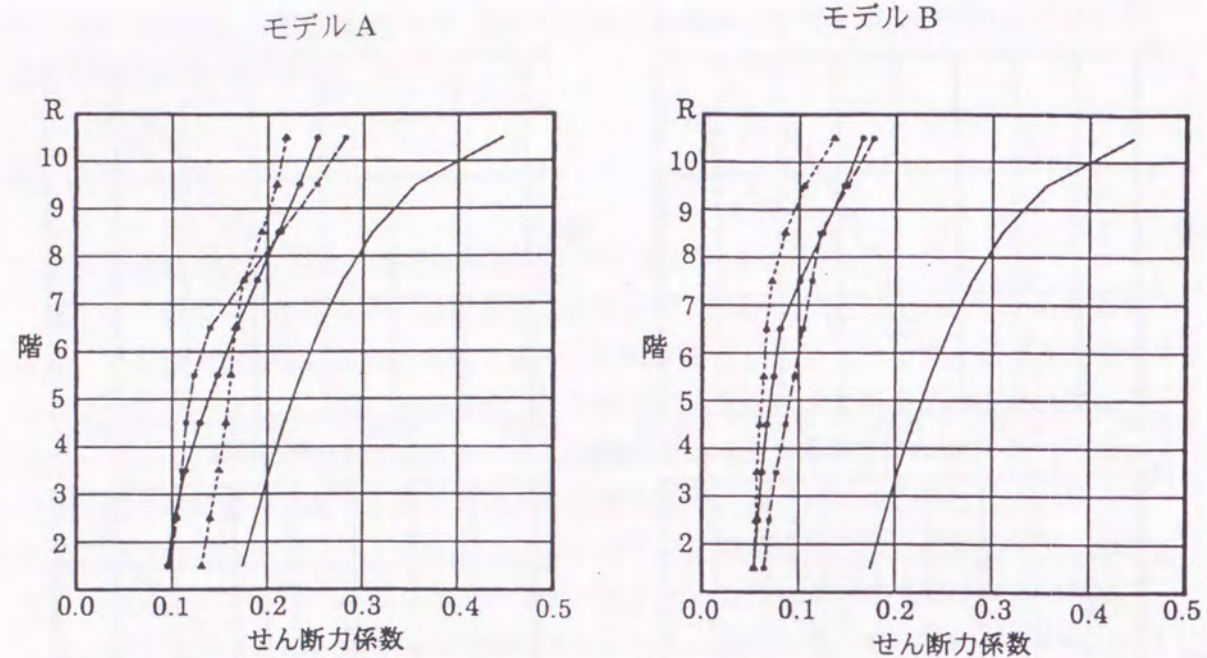
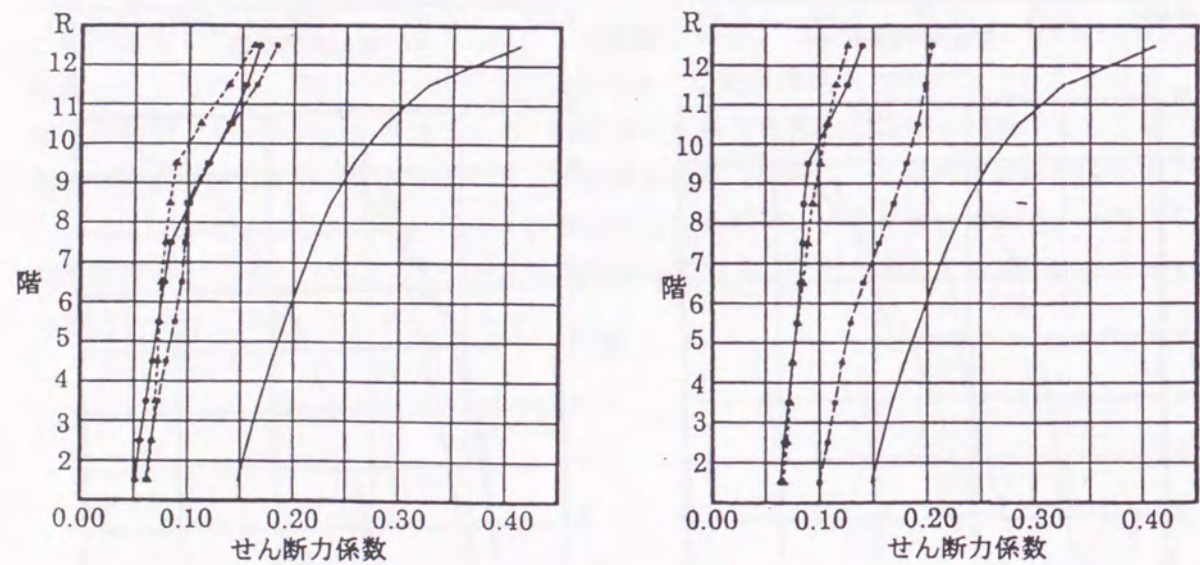


図 5-1 せん断力係数 (1)



10階建



12階建

— 設計用
 - - - EL CENTRO 1940 NS
 - - - TAFT 1952 EW
 - · - HACHINOHE 1968 NS

図5-1・せん断力係数(2)

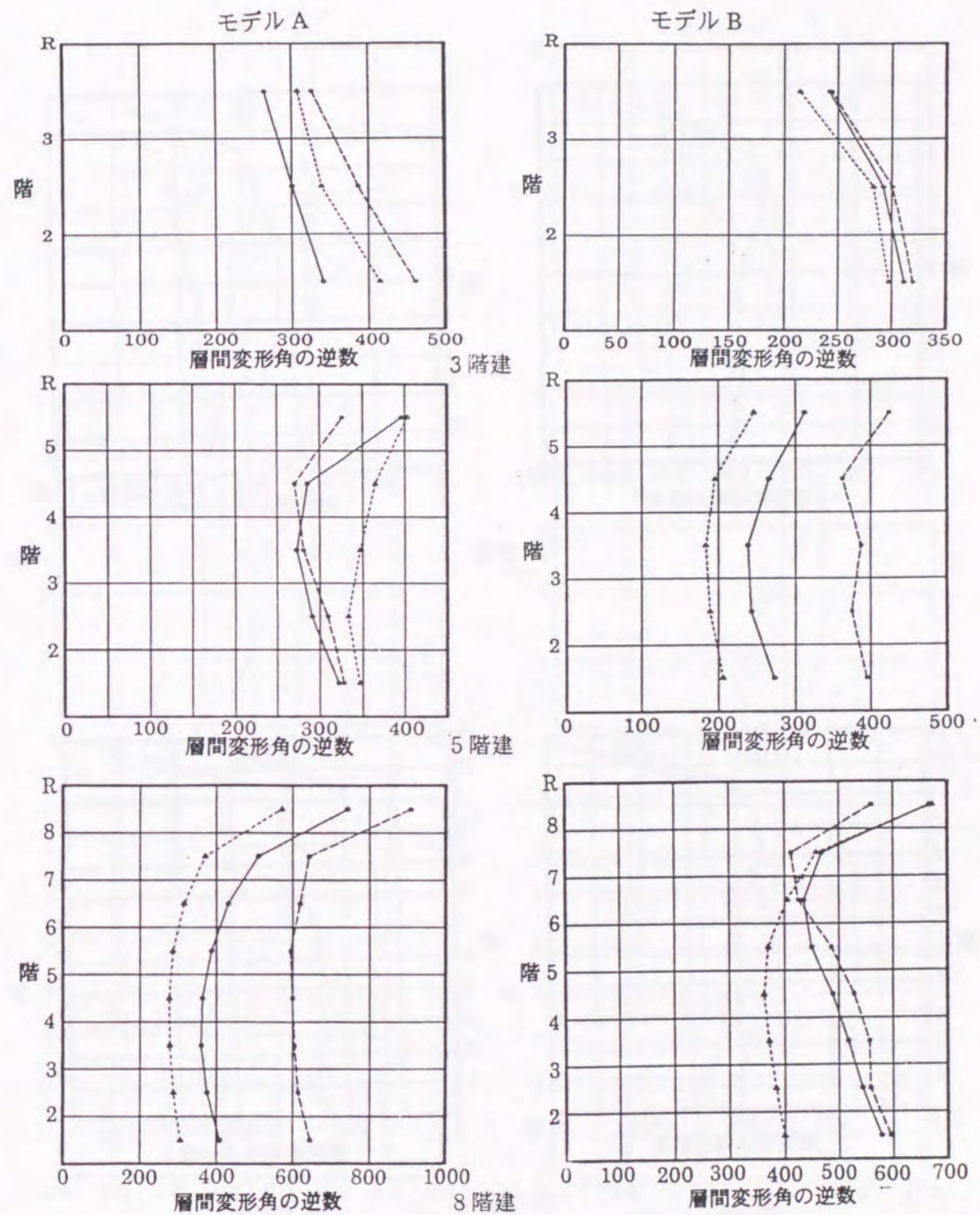
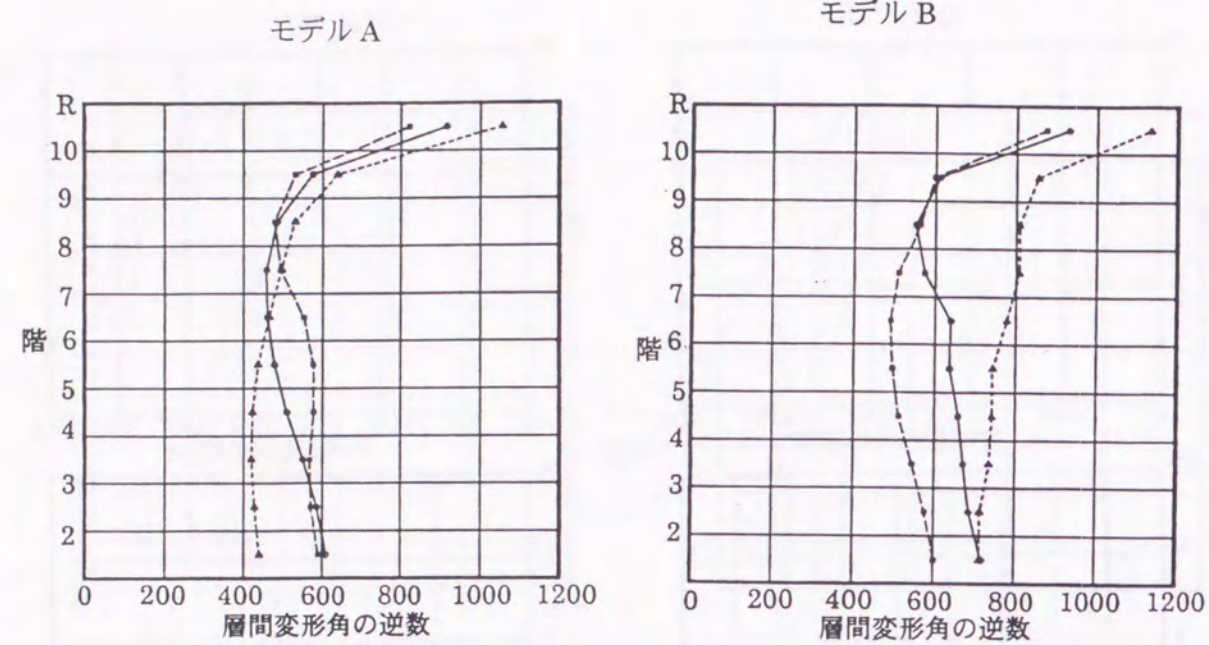
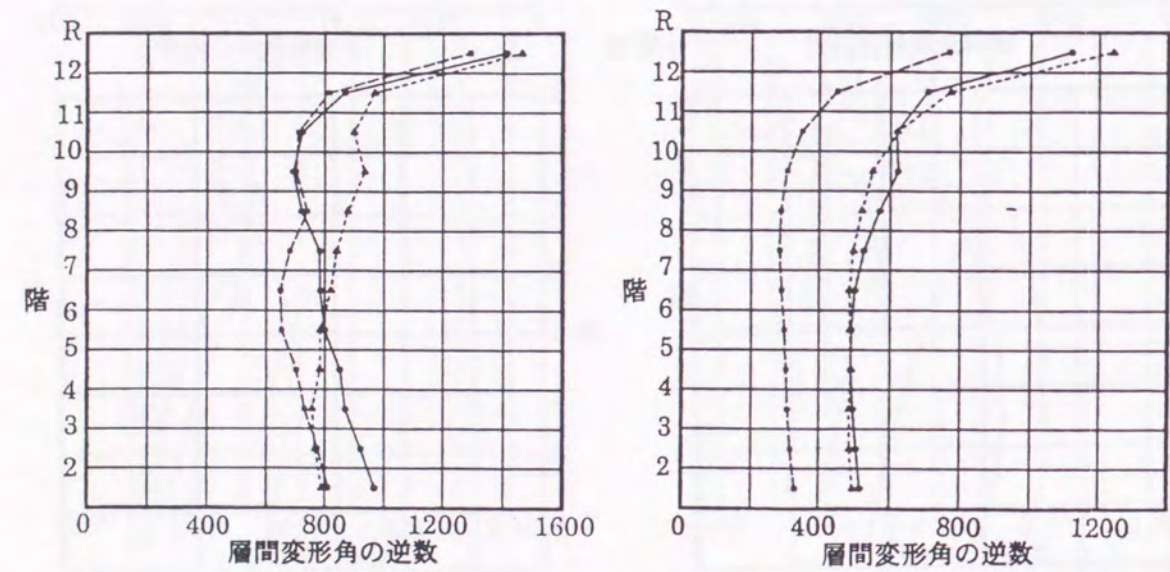


図5-2 層間変形角の逆数(1)



10階建



12階建

— EL CENTRO 1940 NS
 - - - TAFT 1952 EW
 - · - HACHINOHE 1968 NS

図5-2 層間変形角の逆数(2)

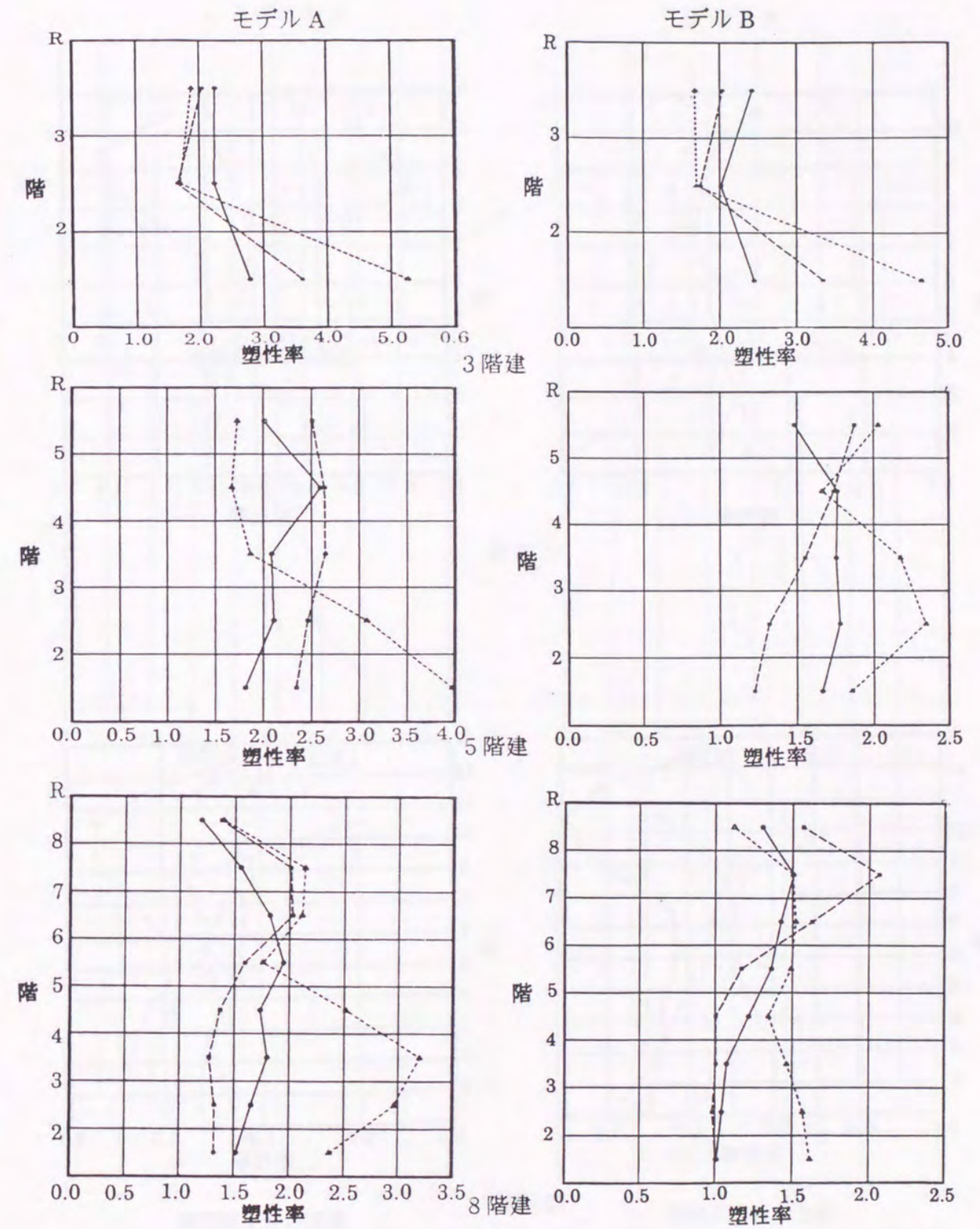
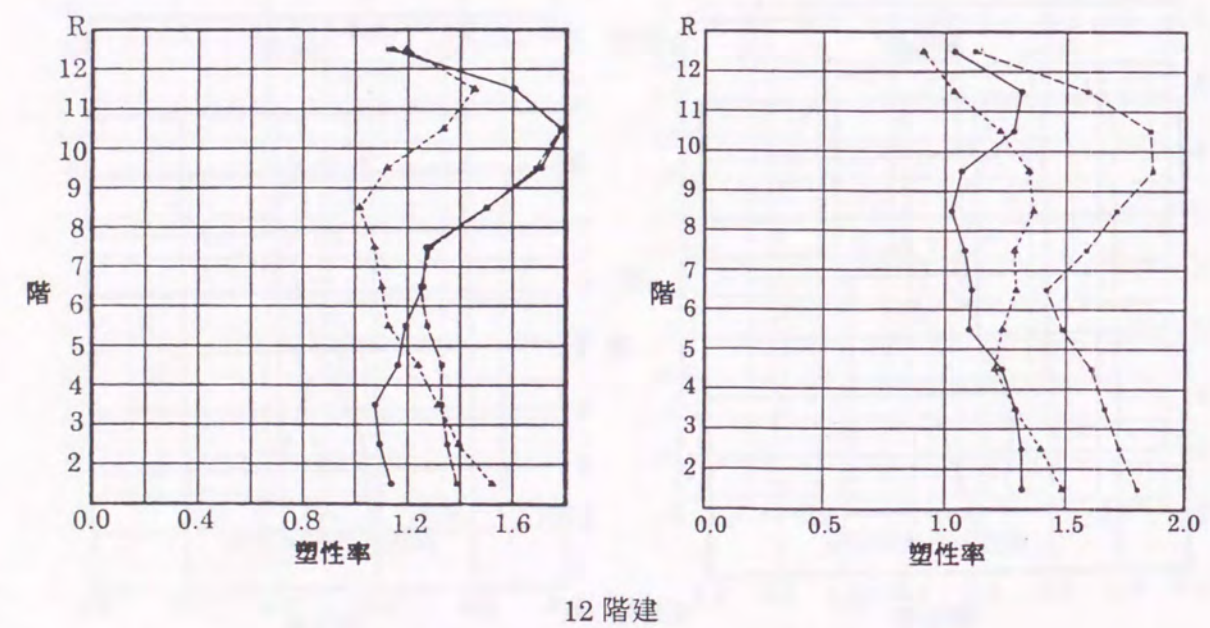
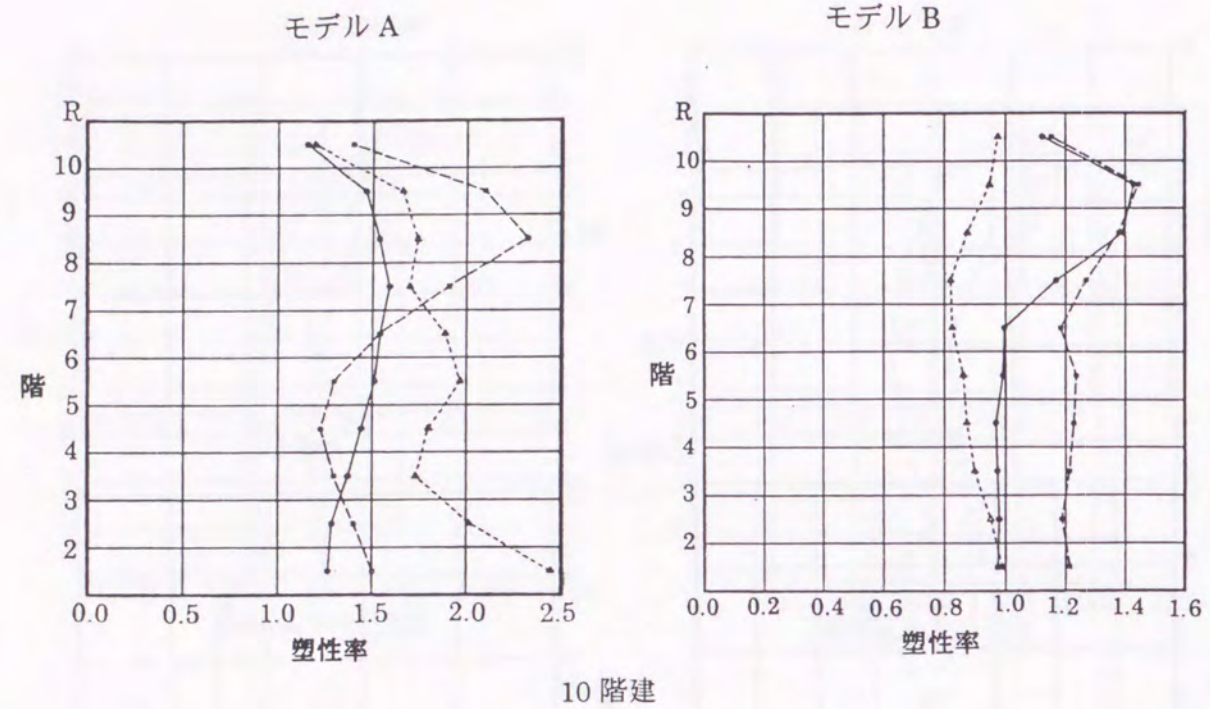


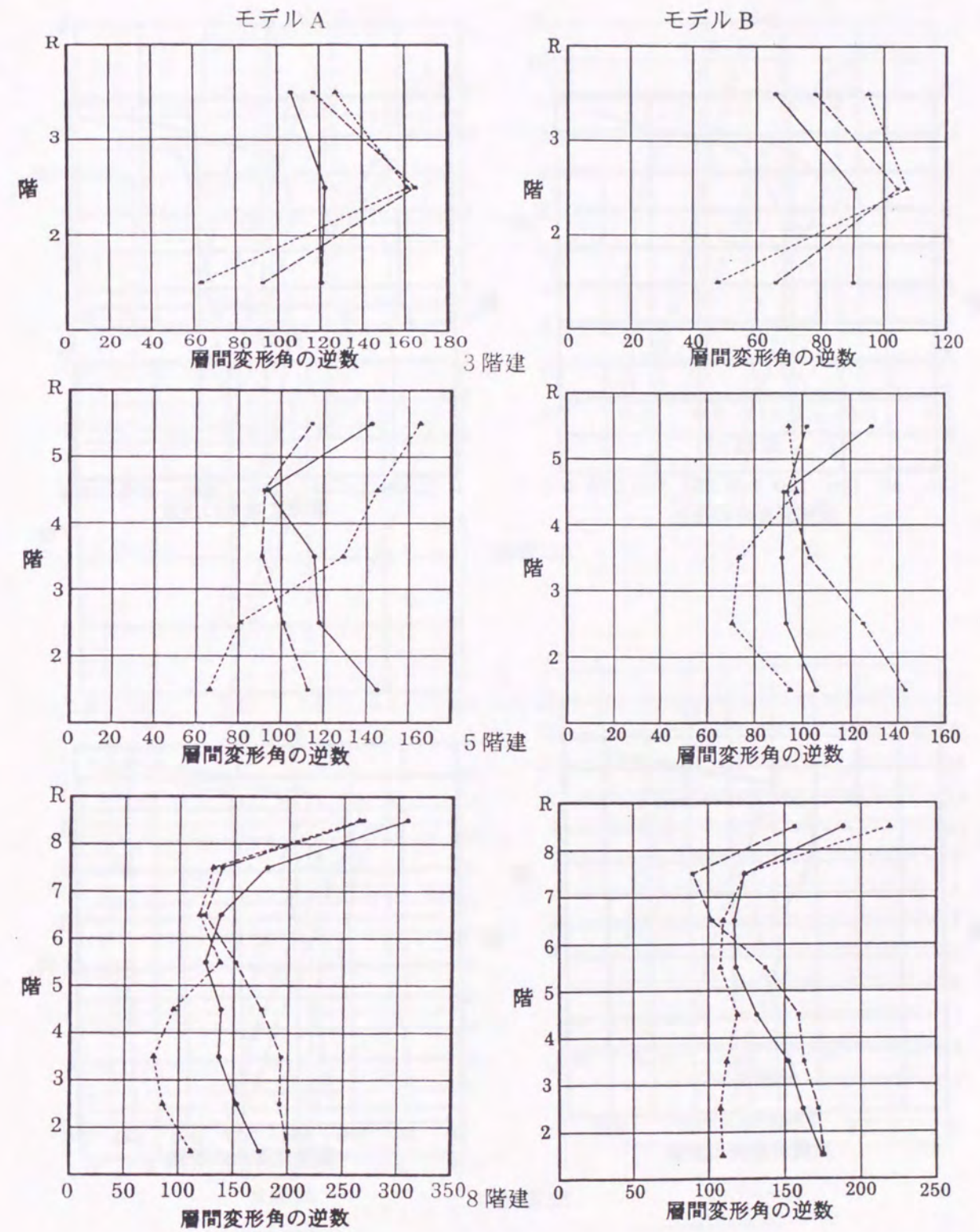
図5-3 塑性率(1)

— EL CENTRO 1940 NS
 - - - TAFT 1952 EW
 - · - HACHINOHE 1968 NS



— EL CENTRO 1940 NS
 - - - TAFT 1952 EW
 - · - HACHINOHE 1968 NS

図5-3 塑性率(2)



— EL CENTRO 1940 NS
 - - - TAFT 1952 EW
 - · - HACHINOHE 1968 NS

図5-4 層間変形角の逆数(1)

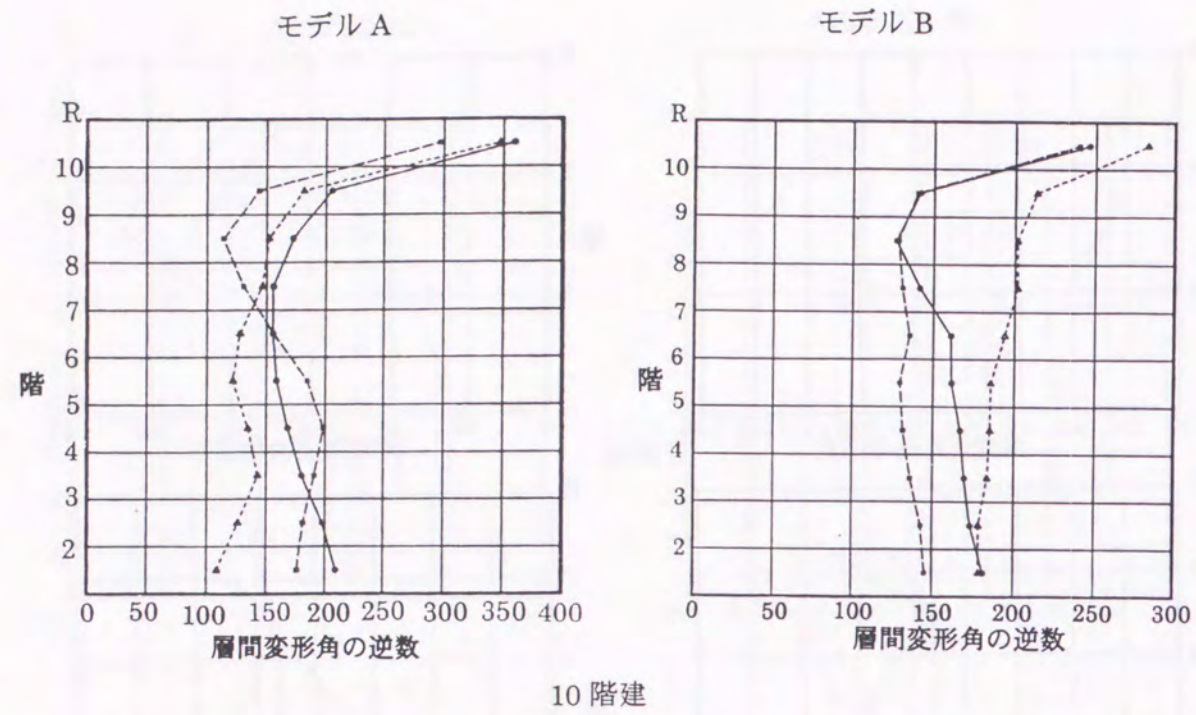


図5-4 層間変形角の逆数(2)

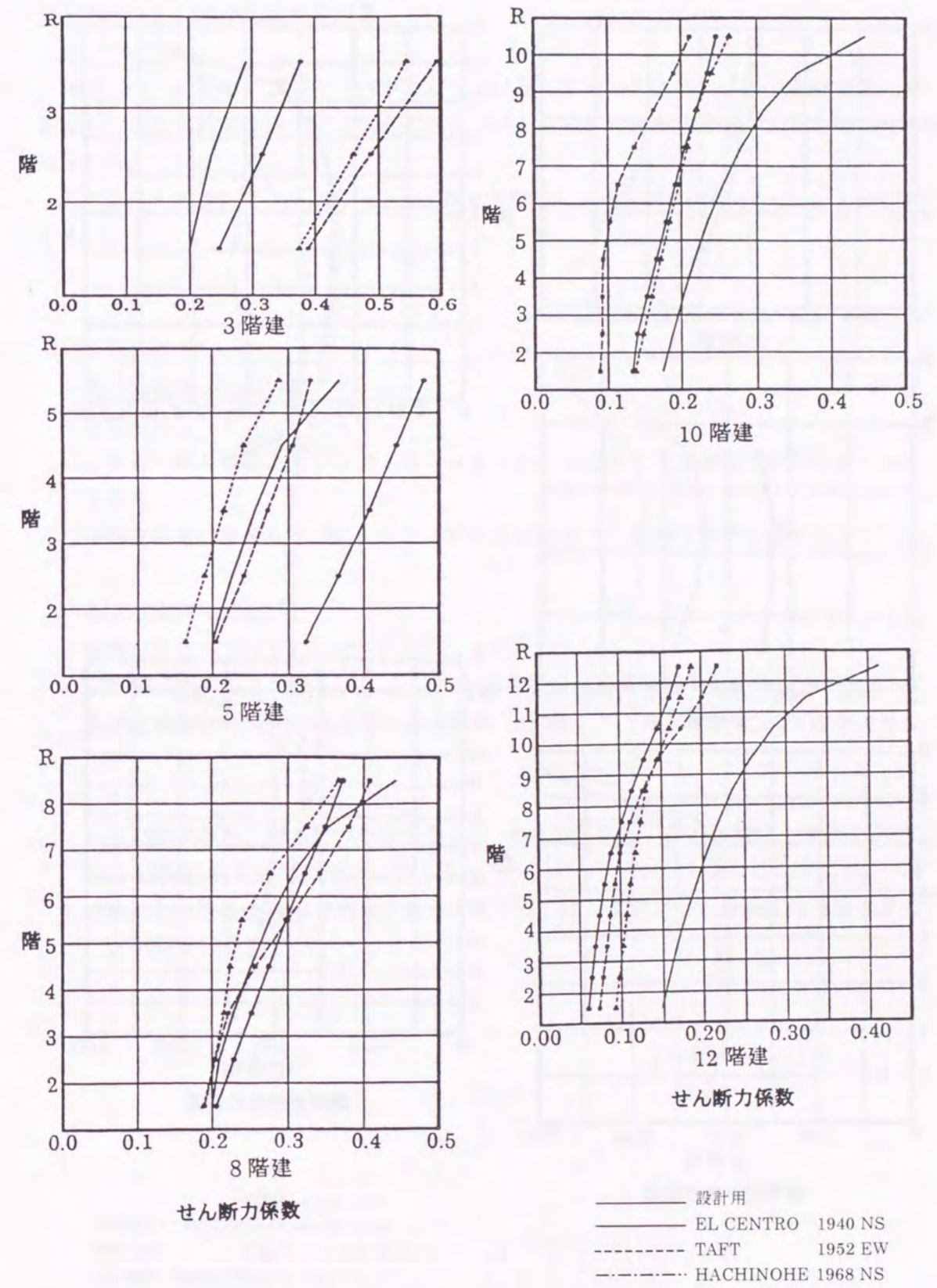


図5-5 せん断力係数 (T=0.03hモデル)

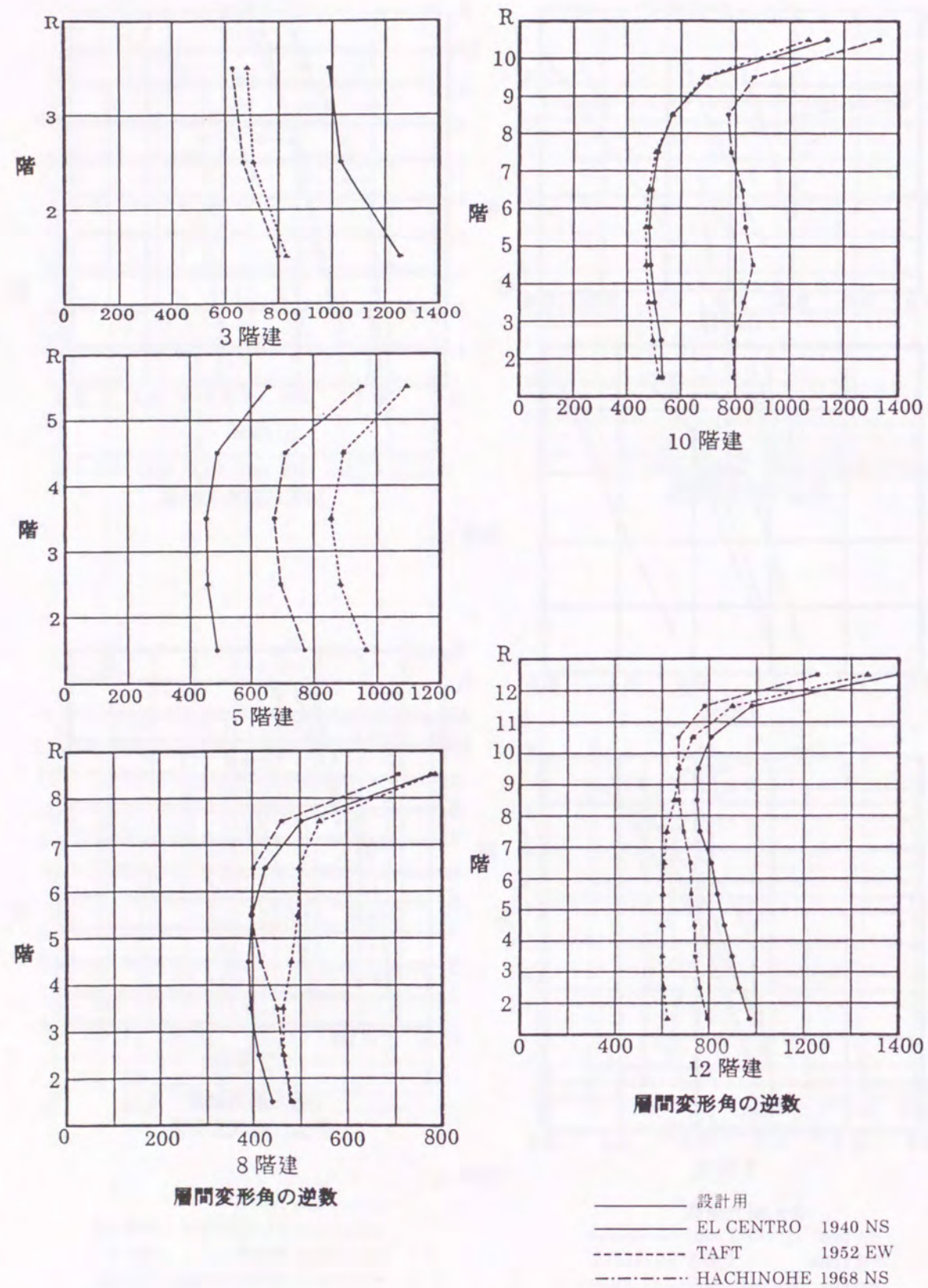


図5-6 層間変形角の逆数 (T=0.03hモデル)

バネ比が小さくなった場合の応答

10階建と12階建について、バネ比が0.3になった場合の応答について検討する。解析モデルは最大層間変形角が1/200の場合(モデルB)に相当する固有周期を持つモデルとする。

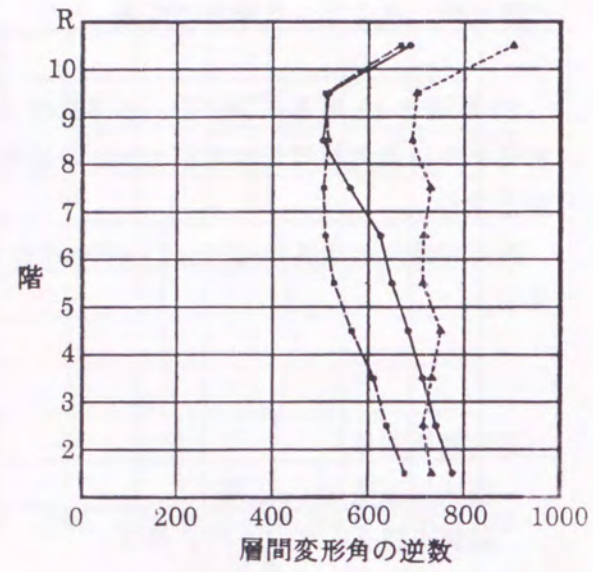
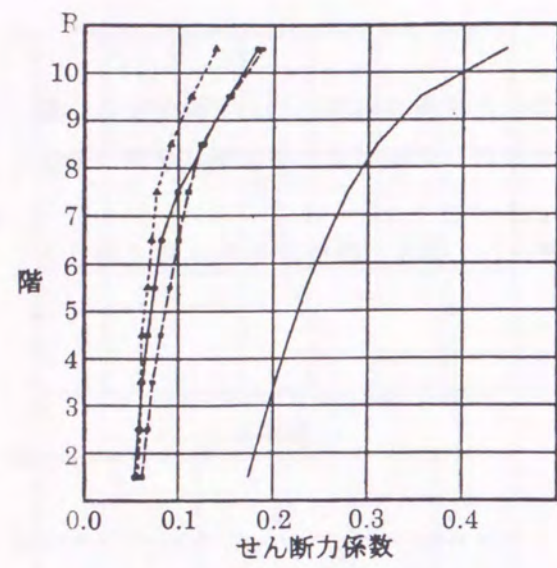
入力の最大加速度は100gal、400galの2段階とし、復元力特性はモデルBと同じとする。

(応答解析結果)

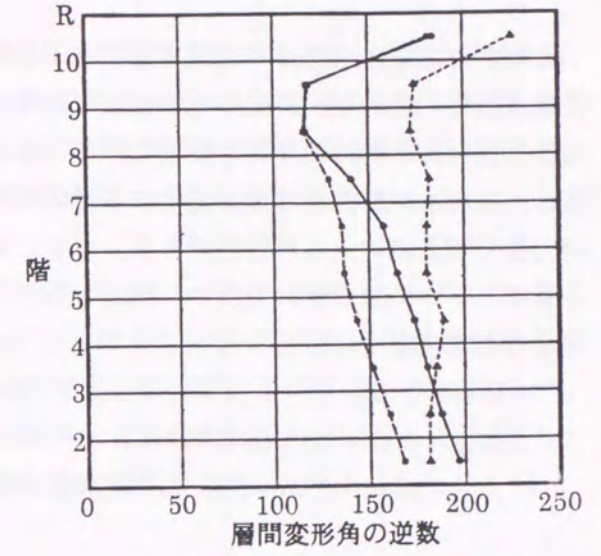
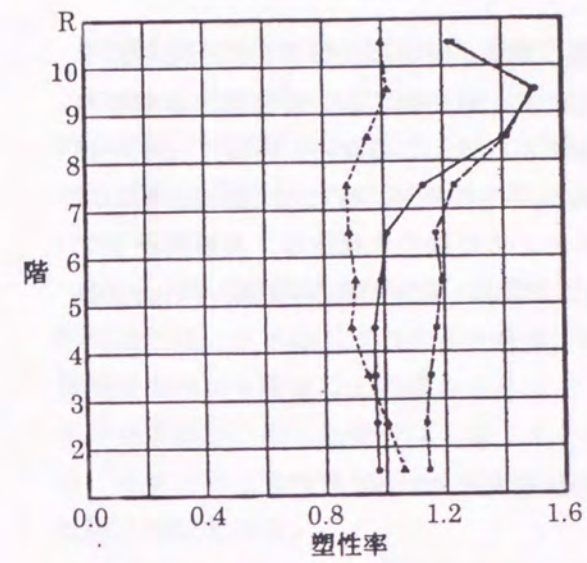
- ・最大加速度100gal時
結果を図5-7(1)に示す。
応答せん断力係数はモデルB(図5-1(2))と比較して上層部で若干大きくなっている。
層間変形角はモデルB(図5-2(2))と比較して上層部で若干大きくなっている。

- ・最大加速度400gal時
結果を図5-7(2)に示す。
塑性率はモデルB(図5-3(2))と比較して上層部で若干大きくなっている。
層間変形角はモデルB(図5-4(2))と比較して上層部で最大20%程度大きくなっている。

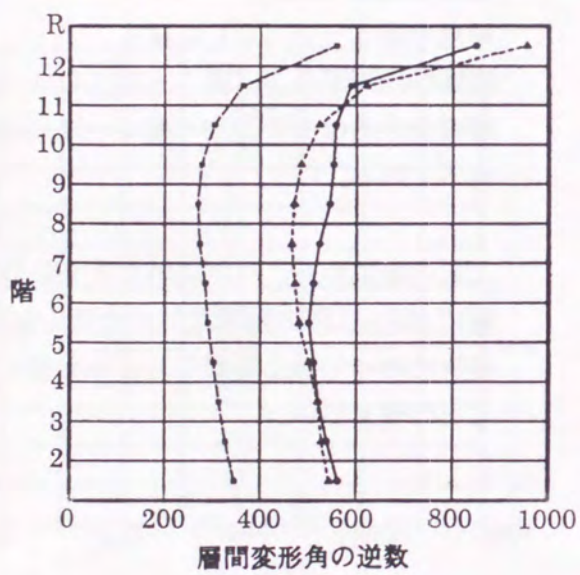
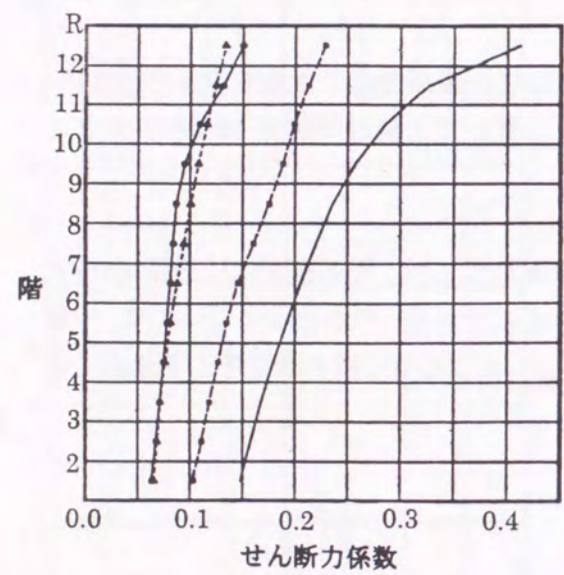
上記の結果から、バネ比が小さくなると(0.4から0.3)、その影響は上層部で表れ、特に400gal時の層間変形が大きくなっていることから、バネ分布については、中層建物においても上層部であまり小さくならないように特に柱の断面剛性を確保することが望ましい。



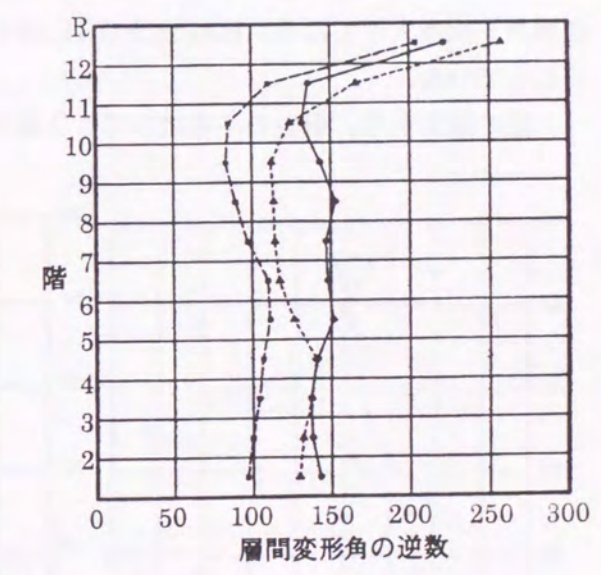
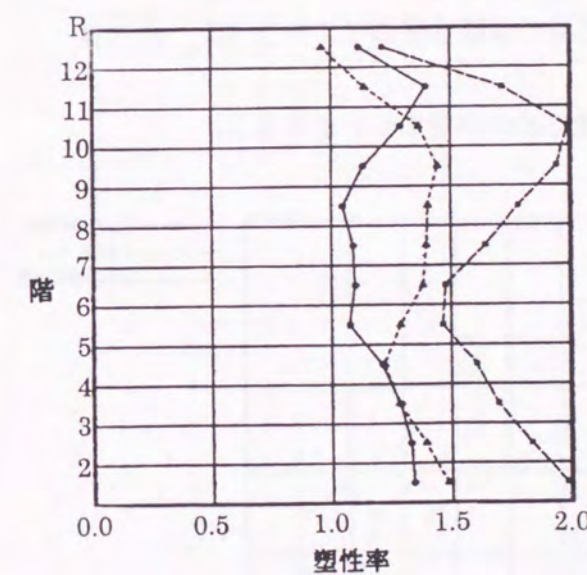
10 階建



10 階建



12 階建



12 階建

————— 設計用
 ———— EL CENTRO 1940 NS
 - - - - - TAFT 1952 EW
 - · - · - HACHINOHE 1968 NS

図 5-7 バネ比 0.3 の応答結果 (1)

———— EL CENTRO 1940 NS
 - - - - - TAFT 1952 EW
 - · - · - HACHINOHE 1968 NS

図 5-7 バネ比 0.3 の応答結果 (2)

終局耐力の不連続に関する検討

5-1では Q_{yi} 、 Q_{ui} を想定するのに、各階同じ D_s と仮定し、解析を行ったが、中低層建築物の設計で、特徴の1つとして各階ごとに D_s 値を判定し、必要保有水平耐力および保有水平耐力の検討を行っていることがあげられる。このため、各階で D_s が変化し、保有水平耐力が大きく変化する可能性がある。この場合、相対的に耐力の低い階が大きく塑性域に入る可能性がある。ここではこのような場合を想定し、代表例として5階建モデルにより検討を行う。前出のモデルで、1階および2階の降伏耐力および終局耐力を次のように仮定する。

$$Q_{yi} = 0.3Z \cdot R_t \cdot A_i \sum W_i \cdot C_o$$

$$Q_{ui} = 0.4Z \cdot R_t \cdot A_i \sum W_i \cdot C_o$$

ここで $Z=1.0$ 、 $C_o=1.0$ 。入力地震動の最大加速度を400galとする。

解析結果と所見

耐力が不連続となる階(3階)で大きく塑性域に入る場合があり、それに伴って層間変形角も相当大きくなる。HACHINOHE波の応答では塑性率は2.2から4.2へと大きくなっている。

上記の結果から、耐力の不連続はできる限り避けるのが望ましいと言える。

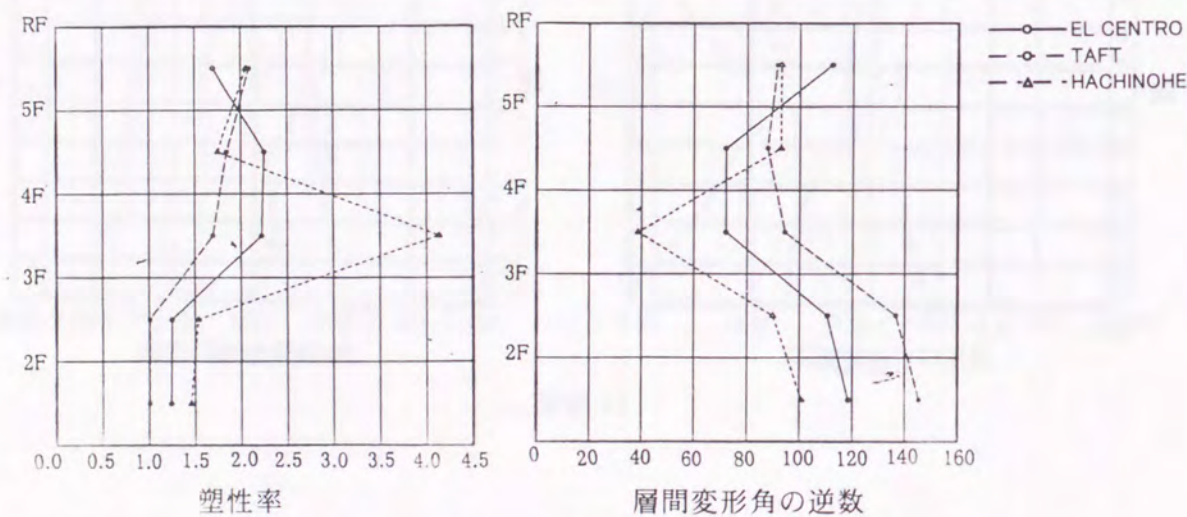


図5-8 塑性率および層間変形角の逆数

総合所見

実際の建物は、大半が設計用荷重時の変形が最大の階で1/200~1/300にあるとすれば、ここで示したモデルAまたはモデルBに近い応答性状を持つものと考えられる。100gal時の応答ではほぼすべてのケースで応答せん断力係数が設計用せん断力係数を下回っており設計用荷重としては妥当なものと判断してよい。また層間変形角もほぼすべてで1/200を下回っている。

400gal時の応答では3階建、5階建で塑性率が大きくなっているが、この場合は比較的周期が短いため相互作用効果を考慮すれば、応答はもう少し小さくなる可能性がある。層間変形角は8階建以上の場合で最大で1/100程度となっているが、さらに大きなレベルの地震動が作用した場合は4章4-4の結果からも過大な変形が生じる可能性があり、モデルBより剛性が小さい(設計荷重時の最大層間変形角が1/200を超える)場合は特に問題となる。

バネ比については、中層建築物ではバネ比が小さくなると、上層部でより大きな変形を生じる可能性があり、設計上バネ分布についても注意が必要である。

また、過大な変形がある層に集中して生じないように各階の耐力が不連続にならないようにする必要がある。

5-2 具体例による建築物の応答解析

ここでは、具体的な建築物を対象に時刻歴応答解析を行い、建築物の耐震性について検討する。

対象建物は地上6階建、地下1階で基準階平面を図5-9に示す。

建物の諸元は以下の通りである。

- 基準階面積 408 m²
- 軒高さ 23.0m
- 構造形式 両方向とも地上階は鉄骨造純ラーメン構造
- 外壁 ALC板、ガラスカーテンウォール

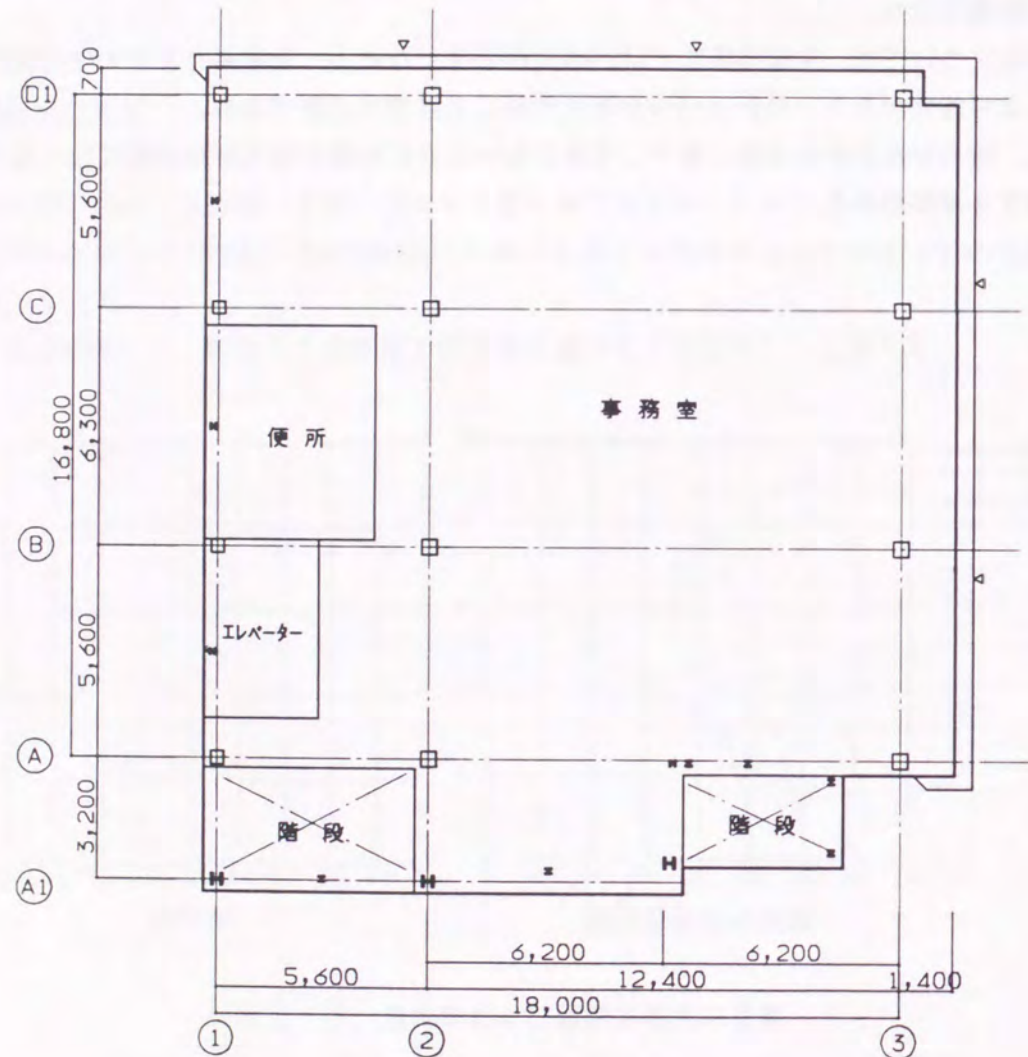


図5-9 基準階平面図

基準階の床梁伏図を図5-10に、③通り軸組図を図5-11に示す。

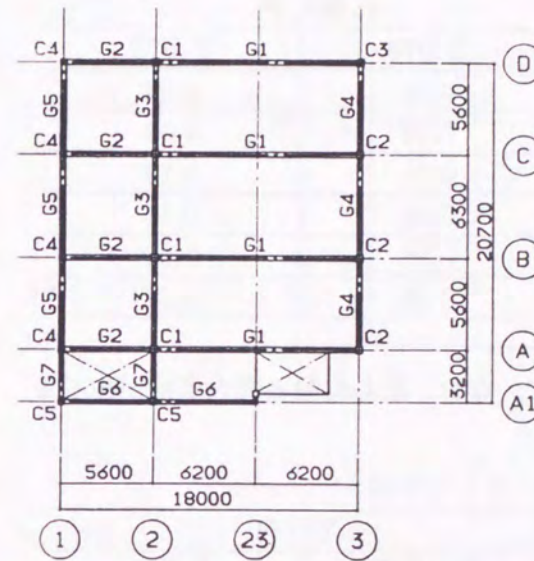


図5-10 基準階床梁伏図

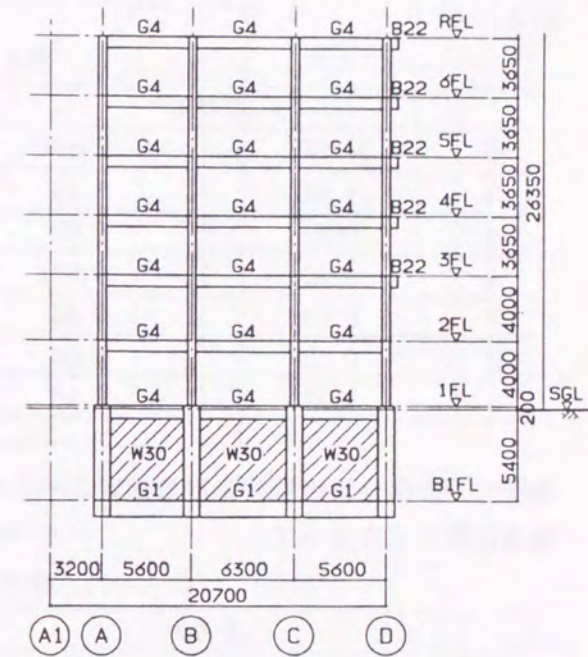


図5-11 ③通り軸組図

次に、各階の代表的な柱・梁断面を表5-1に示す。

表5-1

	C1	C4	G3	G4
R			H-450×200×9×16	H-450×200×9×19
6	□400×400×12	□350×350×12	H-450×200×9×16	H-450×200×9×19
5	□400×400×12	□350×350×12	H-500×500×9×25	H-500×200×9×25
4	□400×400×16	□350×350×16	H-500×500×9×25	H-500×200×9×25
3	□400×400×16	□350×350×16	H-600×250×12×19	H-600×250×12×19
2	□400×400×19	□400×400×16	H-600×250×12×19	H-600×250×12×19
1	□400×400×19	□400×400×16		

静的解析結果

図2-8の設計フローに従って計算、解析した結果を以下に示す。
剛性率、偏心率を表5-2に示す。
剛性率は両方向とも0.6以上となっているが、偏心率がY方向1, 2階で0.15を超えている。

表5-2

階	剛性率		偏心率	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向
6	1.38	1.19	0.02	0.04
5	0.99	0.92	0.07	0.08
4	0.92	0.91	0.06	0.10
3	0.83	0.88	0.08	0.11
2	0.82	0.93	0.08	0.18
1	1.07	1.18	0.06	0.17

各階の設計荷重時の層間変形角を表5-3に示す。なお、重心位置と最大変形が生じる架構位置の双方を示す。

表5-3

階	X方向		Y方向	
	重心位置	D通り	重心位置	3通り
6	1/352	1/343	1/285	1/273
5	1/252	1/238	1/220	1/205
4	1/233	1/221	1/217	1/200
3	1/211	1/198	1/212	1/193
2	1/208	1/195	1/224	1/196
1	1/272	1/258	1/283	1/248

Y方向について、Ds値、Fe値、必要保有水平耐力、保有水平耐力を表5-4に示す。

表5-4

階	Y方向			
	Ds値	Fe値	必要保有水平耐力	保有水平耐力
6	0.25	1.0	149	309
5	0.25	1.0	213	346
4	0.25	1.0	263	394
3	0.25	1.0	302	436
2	0.25	1.10	366	513
1	0.25	1.07	383	636

静的解析結果の概要

Y方向の設計荷重時の水平変位とバネ定数を図5-12に示す。

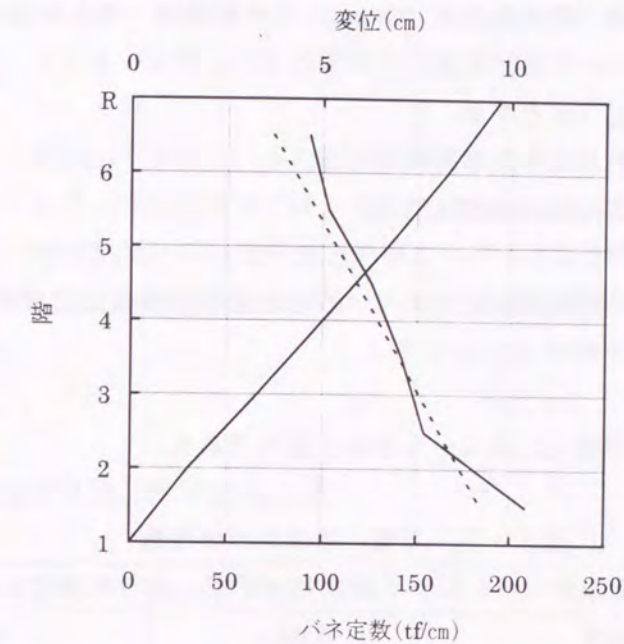


図5-12 水平変位とバネ定数

剛性率は全ての階で0.6以上で、純ラーメン構造の場合は0.6以下になるのは特殊なケースと言える。

偏心率については、1, 2階で0.15を超える結果となっている。この原因は上階では①通り～②通り間にベントハウスがあるため、剛心と重心が比較的近い所にあるが、下層で重心が③通り側に移動する一方、①通りの架構剛性が大きくなったため、剛心は①通り側に移動したためである。

純ラーメン構造の場合でも本例のように架構が偏って存在する場合は偏心率が若干大きくなることもある。

設計荷重時の層間変形角は、Y方向では3階が最大で1/212となっており、1/200を若干下回る。しかし、ねじれを考慮すると最大変形が生じる端部の架構では1/193となり、1/200を若干上回る結果となっている。なお、外装材は設計荷重時の層間変形角が1/150まで変形が許容される仕様となっている。両方向とも部材ランクはAランクがほとんどで、Ds値は最小の0.25となっている。保有水平耐力はDs値に換算して0.35～0.5と比較的高い値を示す。

上下方向のバネ分布はX方向で上下比が0.5:1.0、Y方向が0.4:1.0で3-1に示した実例の平均的なバネ分布に近い。

時刻歴応答解析

(解析仮定)

- ・入力レベルは中地震時（最大加速度 100gal）と大地震時（最大加速度 400gal）の2段階について行う。
- ・入力波は5-1と同じ3波とする。
- ・解析方向は若干ねじれの大きいY方向とする。
- ・架構の復元力特性はTri-Linear型とする。

弾性勾配、降伏耐力、終局耐力については静的荷重増分解析により算定する。第2分子剛性については弾性剛性の30%とする。

各階の重量、バネ等の諸元は表5-5に示す通りである。

表5-5 重量、階高、バネ定数

階	重量 (tf)	階高 (m)	バネ定数 (tf/cm)
6	325	3.65	93
5	227	3.65	103
4	217	3.65	126
3	218	3.65	142
2	222	4.00	154
1	225	4.00	208

次に固有値解析の結果を表5-6に示す。

T=0.03hで求めた周期よりかなり長くなっている。

ここで3-1で用いたのと同じ手法（バネ比 0.4、最大層間変形角は同じで図5-12の一点鎖線）で固有周期を推定すると1.07秒となり、固有値解析の値とほぼ一致する。

表5-6 固有周期

	1次	2次	3次	T=0.03h
T (s)	1.09	0.39	0.24	0.68

時刻歴応答解析結果の概要

中地震時（最大加速度 100gal）の応答結果

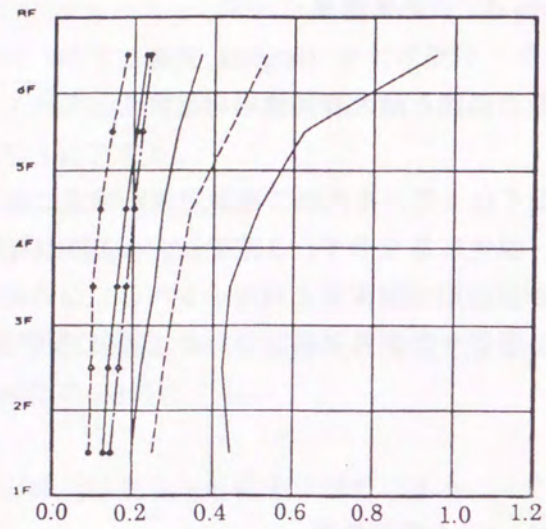
応答結果のうち、せん断力係数と最大層間変形の逆数を図5-13に示す。

固有周期が約1.1秒と長くなっているため、設計用地震荷重に比べて各層の応答せん断力は小さくなっており、弾性応答を示す。3波ではHACHINOHEの応答が最大で、最も大きな応答を示す階が設計用地震荷重と同等のレベルになる時の入力地震動の最大加速度は約150galである。応答せん断力が小さいため、各階の層間変形角は最大で1/240程度となっている。

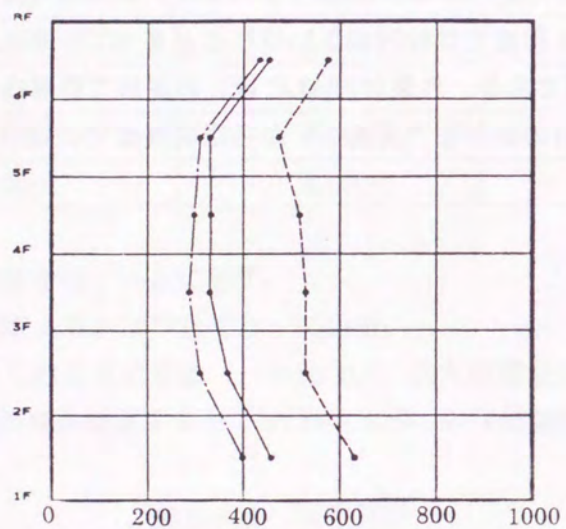
大地震時（最大加速度 400gal）の応答結果

応答結果のうち、塑性率と最大層間変形の逆数を図5-14に示す。

3波とも全階で応答せん断力が降伏耐力を上回るが、終局耐力には達していない。各階の塑性率は最大で2.0程度で比較的小さい値にとどまっている。各階の層間変形角は3階が最大で1/80程度である。外装材（ALC板）の変形で許容されている1/150をはるかに超えるが、外装材の水平加力実験⁽²⁰⁾からは脱落までには至らない可能性が大きい。



最大層せん断力係数



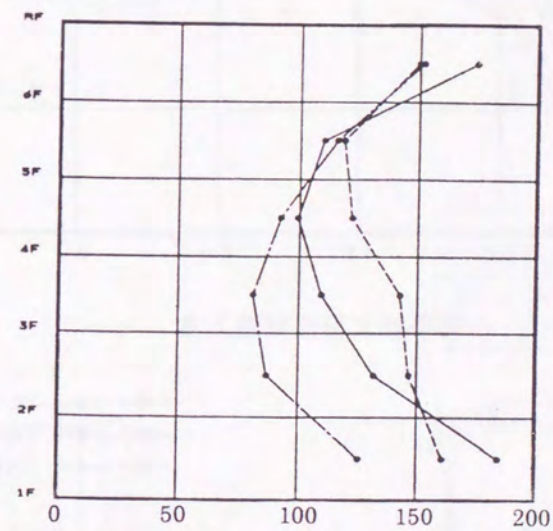
最大層間変形角の逆数

- EL CENTRO 1940 NS
- - - TAFT 1952 EW
- · - · - HACHINOHE 1968 NS
- 設計用せん断力係数
- - - 降伏耐力相当
- 終局耐力相当

図5-13 中地震時(最大加速度100gal)応答結果



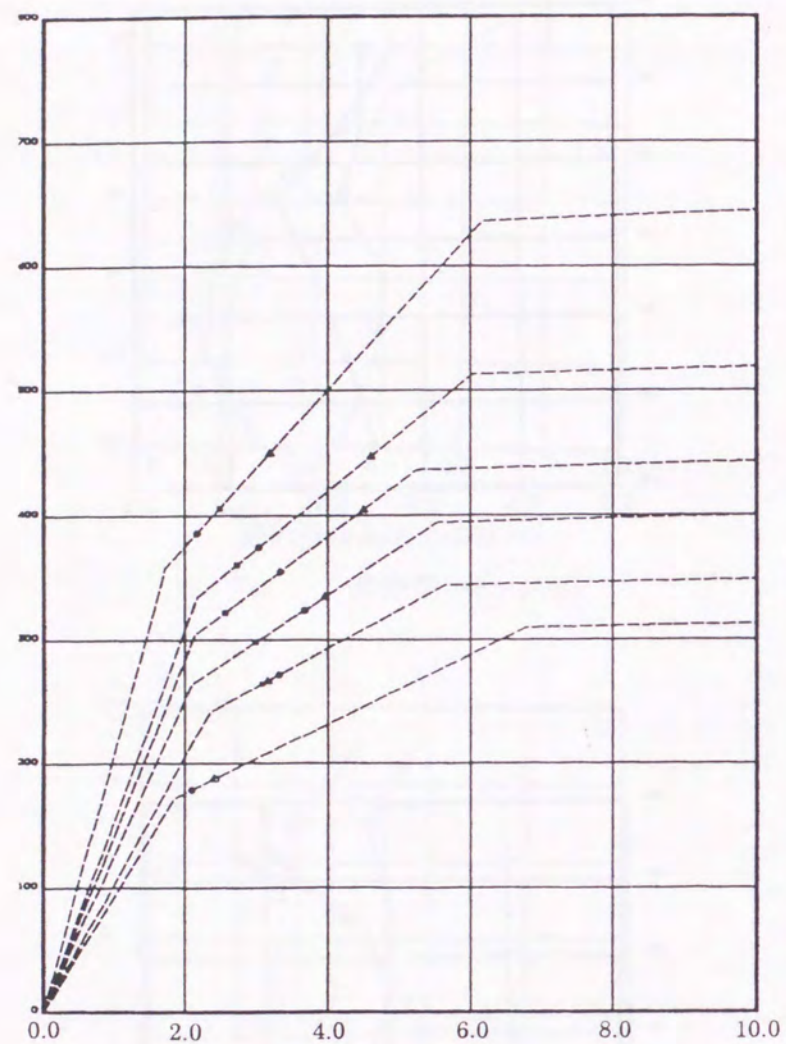
塑性率



最大層間変形角の逆数

- EL CENTRO 1940 NS
- - - TAFT 1952 EW
- · - · - HACHINOHE 1968 NS

図5-14 大地震時(最大加速度400gal)応答結果(1)



応答最大塑性域進入度

○---○ EL CENTRO 1940 NS
 ■---■ TAFT 1952 EW
 ▲---▲ HACHINOHE 1968 NS

図5-14 大地震時(最大加速度400gal)応答結果(2)

ねじれを考慮した振動解析

対象建物のY方向が若干偏心が大きいため、偏心を考慮した静的解析結果とねじれ振動による動的効果をを比較するため以下の仮定で振動応答解析を行う。

(解析モデル)

系は6質点系とし、3質点とも3自由度(水平2成分、回転1成分)を持ち、合計18自由度とする。

入力地震動は同じ3波とし、最大加速度を100galとする。

振動応答解析で採用した解析モデルの固有周期と振動モードを図5-15に示す。

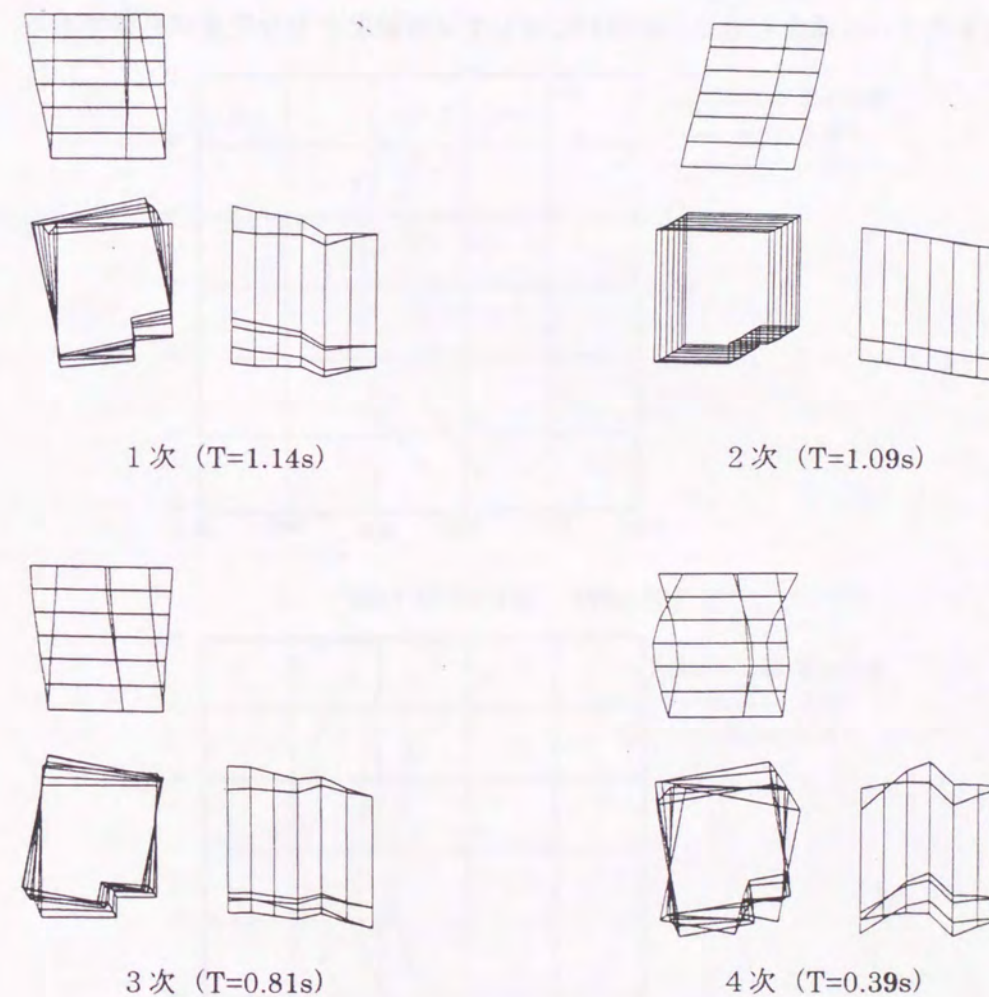


図5-15 固有周期と振動モード

応答解析結果

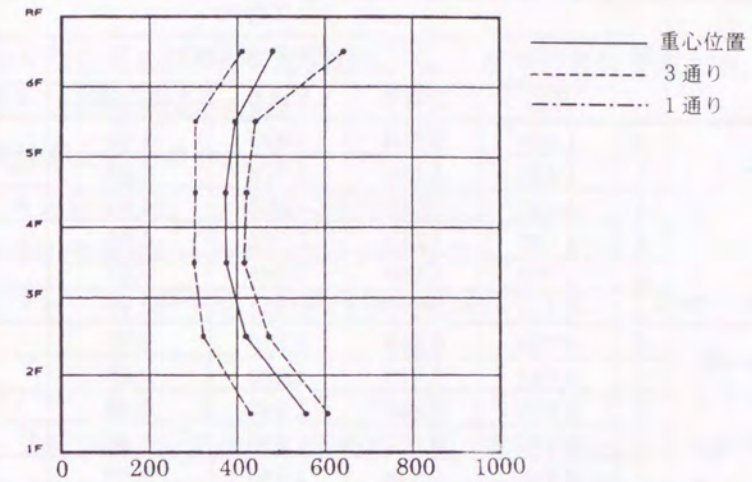
応答結果のうち最大層間変形角の逆数を図5-16に示す。

図では重心位置および①通りと③通り架構の値を同時に示す。層間変位を比較するため、重心位置、①通りおよび③通り位置での変位とその大きさの比を表5-6に示し、図示したのが図5-17である。静的解析結果をあわせて示す。③通り架構の変形は重心位置に比べて平均で30%程度大きくなっている。

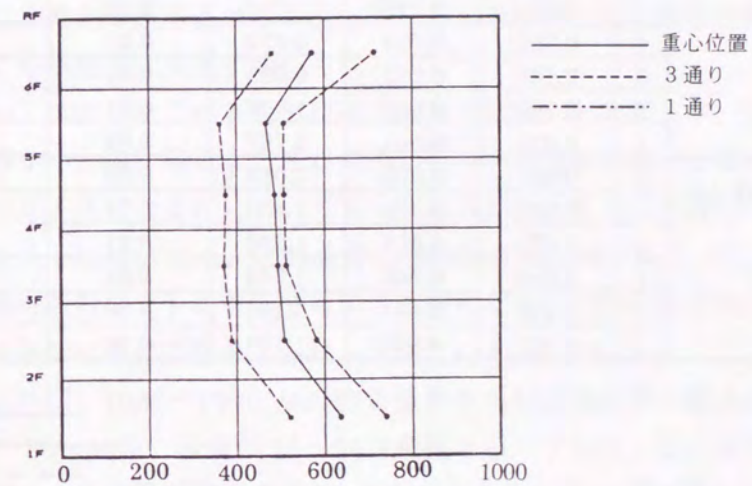
静的解析の場合、設計用地震荷重時の変形は同じ③通り架構で重心位置の10%増程度であり、動的解析結果の方がかなり大きくなっている。大地震時には、③通り架構が先行して塑性化する事により大きなねじれが生じ、変形が増大する可能性がある。

ねじれた振動の原因は剛性偏心、質量偏心、耐力偏心の3つがあるとされている⁽²⁴⁾が、純ラーメン構造で最も生じやすいのは質量偏心で、本例のように剛性偏心と質量偏心が複合されている場合もあり、ねじれに対しては設計上十分な配慮が必要である。

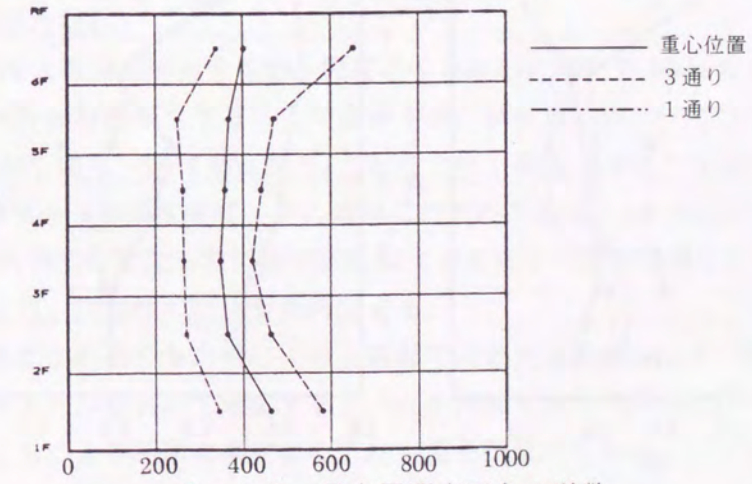
EL CENTRO 1940 NS



TAFT 1940 NS



HACHINOHE 1968 NS



5-16 最大層間変形角の逆数

表 5-6 層間変位の比較

	階	Y方向				
		層間変形 (cm)				
		重心	1通り	3通り	1通り/重心	3通り/重心
静的解析	6	1.238	1.233	1.337	1.00	1.08
	5	1.663	1.550	1.778	0.93	1.07
	4	1.682	1.533	1.825	0.91	1.09
	3	1.723	1.544	1.891	0.90	1.10
	2	1.789	1.509	2.045	0.84	1.14
	1	1.413	1.194	1.611	0.85	1.14
EL CENTRO NS	6	0.759	0.568	0.889	0.75	1.17
	5	0.924	0.828	1.200	0.90	1.30
	4	0.976	0.867	1.200	0.89	1.23
	3	0.971	0.877	1.210	0.90	1.25
	2	0.952	0.848	1.240	0.89	1.30
	1	0.718	0.660	0.930	0.92	1.30
TAFT EW	6	0.638	0.511	0.758	0.80	1.19
	5	0.781	0.719	1.010	0.92	1.29
	4	0.750	0.719	0.974	0.96	1.30
	3	0.740	0.712	0.985	0.96	1.33
	2	0.787	0.688	1.030	0.87	1.31
	1	0.629	0.541	0.767	0.86	1.22
HACHINOHE NS	6	0.907	0.560	1.080	0.62	1.19
	5	0.994	0.776	1.460	0.78	1.47
	4	1.020	0.827	1.390	0.81	1.36
	3	1.050	0.866	1.380	0.82	1.31
	2	1.100	0.864	1.480	0.79	1.35
	1	0.863	0.688	1.160	0.80	1.34

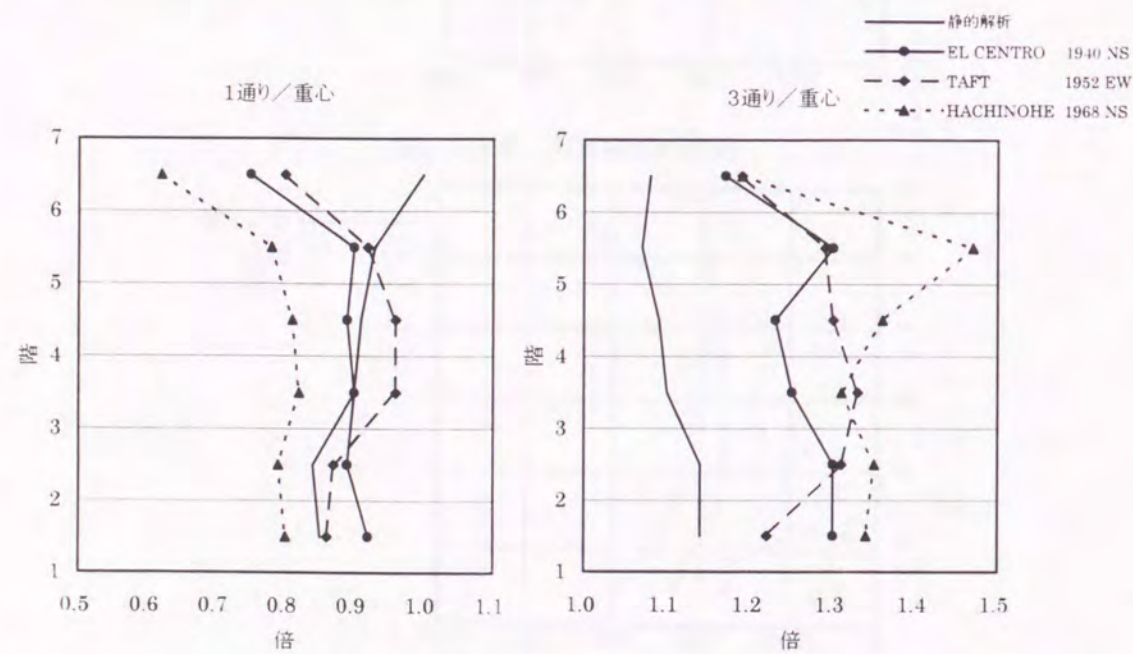


図 5-17 層間変位の比較

架構の過大な変形を防止するための考察

大地震時の過大な変形を防ぐための方法について若干の考察を加える。
 具体的方法としては次の事が考えられる。

1. 架構の剛性を大きくする。
 - 1-1. 純ラーメン構造の柱・梁部材の剛性を大きくする。
 - 1-2. 柱を C.F.T 構造とし、柱の剛性を大きくする。
 - 1-3. 適切にブレース、鋼板壁、耐震柱等の耐震要素を配し、架構の剛性を大きくする。
2. 制震デバイスを用いて、応答を一定の値以下にコントロールする。

このうち 1-3 については計画上の制約があり、実現するためには計画の早い段階で適切な構造計画を進める必要がある。1-2 は柱の剛性、耐力が大きくなるため、経済性を考えると有効な方法で今後採用される例が多くなると考えられる。2. については高層建築物では比較的制震構造が多くなっているが今後特に性能設計に向けて、中低層建築物においても積極的な導入が期待される。

1-1 については安易にこの方法を採用すべきではないと考えるが、コストの増分が比較的小さい事から、他に適当な方法が見あたらない場合は検討の必要がある。ここではどの程度のコスト増になるかについて 5-2 の具体例をもとに検討してみる。

耐震設計とコストについては、これまでも検討された例があり⁽²⁵⁾、耐震グレードを上げてても全体の設計コストに対しては大きな増にならない事が示されている。

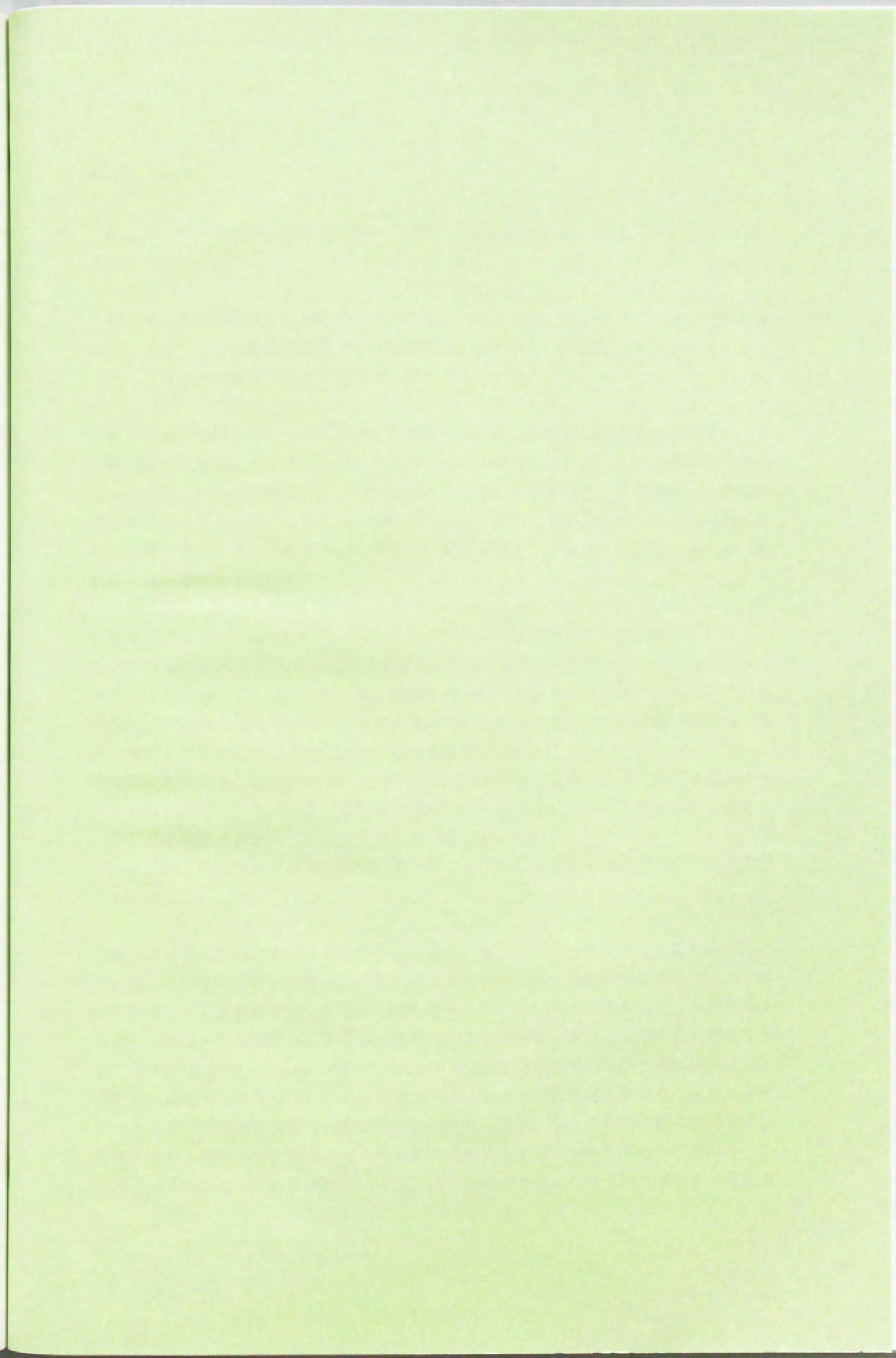
5-2 の具体例では鉄骨部材のうち柱・大梁で約 85% である。

文献⁽²⁶⁾によれば、1985~1990 年の鉄骨造事務所ビル建設費の構成は、躯体と仕上げがほぼ同じで 30~40%、設備が 25~30% 程度となっている。この他に建設費に占める共通仮設費が 6~7% 程度必要であり、躯体コストとしてはおよそ 30% 程度といえる。躯体コストのうち鉄骨工事の費用をおよそ 40% とすると、鉄骨工事の全コストに占める割合は 12% 程度となる。

本例の場合、最大相関変形角を 1/250 程度にするためには柱を 50 mm 大きくするか柱・梁の板厚を 3~6 mm 程度厚くすることで達成でき、鋼材量で約 7~12% 増、1/300 程度とするためには約 15%~20% 増となる。これを全体工事費で見ると 1/250 で約 1~2% 増、1/300 で約 2~3% 増程度で、その増分はわずかである。1/250 以下とする場合は、固有周期は 10% 程度短くなるため若干応答が大きくなる可能性はあるが、耐力の上昇と変形の低減により、耐震性の向上が期待できる。

さらに、バネ比が小さくなる事による上層部での過大な変形をふせぐためには、柱梁接合部のディティールを含めて考慮すると、柱の外形寸法をできるだけ一定にし、板厚を変化させることにより断面を決定する方法が最も効果的である。

Faint, illegible text, possibly bleed-through from the reverse side of the page.



第6章 結論

第1章は序論であり、本研究の目的を述べている。研究内容はほぼ目的にそって行えたと考えている。

第2章は設計の現状から特に設計用地震荷重と設計のクライテリアについて考察を加えた。また、中低層鉄骨造建築物と高層建築物の比較をし、その違いを明らかにすることで、3章以下の検討がより有益になったと考えられる。

第3章は、動的特性について検討したもので、特に固有周期はバネ分布を想定し、最大層間変形角を仮定する事により、建物の高さとの関係を明らかにした。その妥当性についても検証し、比較的精度よく推定が可能であることを示した。その結果、中低層鉄骨造建築物の固有周期については、設計に用いている $T=0.03h$ より求めた固有周期よりかなり長く、5, 6階建より高い建築物は固有周期が1.0秒より長くなっている可能性が大きい事があきらかになった。

第4章は3章での動的特性をふまえて、もう少し幅広く動的応答性状を明らかにしようとするもので、 A_i 分布との関係を含めていくつかの事が明らかになった。 A_i 分布で言えば上下方向のバネ比が大きい程上層部で応答値が A_i を上回る傾向にあり、特に長周期ほどその傾向が強い。又、解析での高次に対する減衰定数の過大評価の可能性を考慮すると上層部で応答がさらに大きくなる可能性がある。

1質点系弾塑性応答解析から短周期特に0.5秒より短くなると、入力レベルが大きくなったり終局耐力が小さいと、塑性率が急に大きくなるが、1.0秒より長くなると変化はかなり小さい。つまり、応答が安定していることがわかる。

上下振動では建物上層部での増幅、さらにはロングスパンでの増幅が大きいことが明らかになった。

第5章は現在行われている設計条件を前提に、解析モデルを想定して応答解析を行った結果、中層建物では中地震時の応答（最大加速度100gal）は比較的小さめであり、層間変形角は中低層建物を通してほぼ1/200を下回ることが明らかになった。中低層建築物については、中地震時の応答値から設計用地震荷重はほぼ妥当な値であると判断できる。大地震時（最大400gal）における塑性率でも、中層建築物の場合も高層建築物と比べてそれほど大きくならないが、層間変形角は1/100を上回る場合があり、耐震安全性を考える上での課題となることが明らかになった。また、上下方向の終局耐力に大きな不連続がある場合、その境界となる階で塑性率が大きくなる可能性があること、さらに純ラーメンの場合でもねじれ振動により、より変形が大きくなる可能性があり、問題点

の1つと考えられる。

第6章は、本研究全体の結論と今後の課題について述べた。

低層の建物では、相互作用を考慮したとしても応答が大きくなる可能性があり、できるだけ耐力を大きくすることが望ましいと言える。

5, 6階建以上の純ラーメン構造では、固有周期が1.0秒以上と長くなる可能性が大きいにもかかわらず、設計ではほとんどが、 $T=0.03h$ により求めた固有周期で R_t を算定している。この事は結果として、設計用地震荷重を20%程度(最大層間変形角を1/250とした場合)割増している事になり、長周期化と相まって大地震時の層の塑性率は高層建築物と比較しても、やや大きい程度で収まっていると考えられる。従って、要求される変形能力も過大なものではなく、柱・梁仕口のディティール等を充分検討すれば充分対応可能と考えられる。また、2章で指摘したように、1981年の改定により、それ以前と比べて下層部分で設計用地震力がかかなり小さくなっていることから、実質的な地震力の割増しは現状程度が望ましいと言える。

その一方で、剛性が小さいために層間変形が大きくなる可能性があり、特に外装材は充分な変形ができるディティールが必要である。

現在認められている変形の緩和規定(1/120まで可)ぎりぎりまで変形を許容すると、一般の建物では固有周期が長くなりすぎ、外装材の脱落や、大地震後に大きな残留変形が残る可能性もあり、また $P-\delta$ 効果による柱のダメージが問題となり、1/200の制限は守るべきであると考えられる。できれば最大変形を1/250程度にすることが望ましい。特に偏心がある場合は、より変形が大きくなる可能性があるので注意が必要である。このため中低層鉄骨造建物にも大地震時の変形を制御するため制振構造を含めた幅広い検討が必要である。

中層の建物では、上層部で剛性を小さくしすぎると、 A_i 分布と比べてかなり大きな地震力を受ける可能性があり、適切な剛性分布が望まれる。

平家の工場建家等では、変形を1/120まで許容しても、外装材を金属等充分変形できるものを選べば、応答的にはむしろ有利で問題は少ないと考えられる。

上下振動については、建物上層部で柱・梁ともに応答加速度が大きくなる傾向にあり、上層部で柱・梁の部材に余裕が必要である。また、ロングスパンの場合は、梁で振動が大きく増幅される可能性があるため、天井等の取付等に注意が必要である。

なお、今後の研究の課題として以下の事があげられる。本研究で中低層鉄骨造の動特性として、固有周期の実態がある程度明らかになったと考えられる。しかしより精度を上げ、適用できる対象を広げるためには既設計建物および今後設計される建物について、これに関連するデータの集積を計ることが必要であり、より精度よく固有周期を推定するためには層間変形の最大値以外の指標についても検討する必要がある。

これららの課題については、今後更に検討を進め、より実際に近い建物の動特性の解明と耐震性の評価について研究を継続していく所存である。

参考文献

本研究で参考にした文献を以下に示す。

第1章

- (1) 日本建築学会
「1968年十勝沖地震災害調査報告書」 1968
- (2) 日本建築学会
「1978年宮城県沖地震災害調査報告」 1980
- (3) 日本建築学会 近畿支部鉄骨構造部会 1995
「1995年兵庫県南部地震・鉄骨造建物被害調査報告書」
- (4) 日本建築学会接合小委員会
「鋼構造接合部の力学性能と設計法」 1996.10
- (5) 日本建築学会 近畿支部
「建築物の耐震安全性レベルの向上に向けて」 1997.10
- (6) 日本建築センター
「高層建築耐震計算指針(1982年版)」
- (7) 日本建築学会
「地震荷重—地震動の予測と建築物の応答」 1992

第2章

- (8) 「設計用入力地震動と地震応答解析」
日本建築学会近畿支部耐震構造研究部会シンポジウム 1989.11
- (9) 大谷圭一
「高層建築物の動的解析の現状」
第13回自然災害科学総合シンポジウム論文集 1976 京都
- (10) 日本建築センター
「ビルディングレター」 1968.7~1998.12
- (11) 斎藤幸雄、川村政美
「実施設計建家における入力地震波と設計用せん断力に関する一考察」
日本建築学会大会(中国) 1977
- (12) 日本建築センター
「構造計算指針同解説」 1986
- (13) 日本建築学会
「建築物荷重指針・同解説」 1993

第3章

- (14) 日本建築学会
「建築物の耐震設計資料」 1981
- (15) (社) 鋼材倶楽部
「中低層鉄骨建物の耐震設計法」 1978
- (16) 菊池克典・杉ノ内靖・入江康隆
「地震観測記録に基づく31階建S造建物の振動特性」
日本建築学会大会(北陸) 1992.08
- (17) Y.Saito, N.Uchida, T.Aoyagi, M.Kawamura
「SIMULATION ANALYSIS ON HIGH-RISE BUILDING BEHAVIOR BY THE USE OF STRONG EARTHQUAKE MOTION ACTUALLY OBSERVED」
8WEEC 1984
- (18) 中原洸二・吉岡宏一・高橋良典・奥本英史・向井久夫
「兵庫県南部地震における梅田センタービルの地震観測記録とシュミレーション解析」
日本建築学会大会(関東) 1997.09
- (19) 「建築物の減衰評価」
日本建築学会大会(北海道) パネルディスカッション資料 1995
- (20) 日本建築学会
「非構造部材の耐震設計指針・同解説および耐震設計・施工要領」 1985

第4章

- (21) 日本建築学会
「建築構造物の振動実験」 1978
- (22) 日本建築学会構造委員会応用力学運営委員会
「過大入力を受ける建築構造物の動的崩壊過程の解析シンポジウム資料」

第5章

- (23) 武藤清、長田正至、金山弘雄、花島実
「高層骨組の弾塑性性状」
日本建築学会大会(福岡) 1975
- (24) 「耐震設計講座・ねじれの話し1~5」
日本建築構造技術者協会 1990.10~1990.10
- (25) 神田順・浅野美次・石井修・鈴木哲夫・橋本正美
「設計用地震荷重と建設費との層間に関する一考察」
日本建築構造技術者協会 1996.04
- (26) 佐藤隆良
「概算コスト略算法、建築知識」 1991.01

発表論文等

- Y.Saito, N.Uchida, T.Aoyagi, M.Kawamura
「SIMULATION ANALYSIS ON HIGH-RISE BUILDING BEHAVIOR BY THE USE OF STRONG EARTHQUAKE MOTION ACTUALLY OBSERVED」
8WEEC 1984
齋藤幸雄
- 「中低層鉄骨造建築物の固有周期と動特性」
構造工学論文集 Vol.46B 2000.3
大波正行、齋藤幸雄
- 「液状化地盤での杭の強震時挙動」
構造工学論文集 Vol.46B 2000.3
齋藤幸雄、大野富男、緑川功、平山操
- 「鋼管柱-場所打ち鋼管コンクリート杭一体構造実大水平載荷試験」
日本建築学会技術報告集第10号 2000.6(印刷中)
齋藤幸雄、小堀鐸二、南井良一郎
- 「地盤-地下構造物系の動特性の解析(Finite Element Methodによる)」
日本建築学会大会(北海道) 1969
齋藤幸雄、若林嘉津雄、川村政美、大沢胖、田中貞二
- 「地震観測などによるポートアイランド地盤のモデル化」
日本建築学会大会(九州) 1972
齋藤幸雄、大和田精一、若林嘉津雄、川村政美
- 「厚い軟弱層を挟む埋立地の地震時挙動(その1、観測地震波の特性)」
日本建築学会大会(北陸) 1974
大和田精一、齋藤幸雄、若林嘉津雄、川村政美
- 「厚い軟弱層を挟む埋立地の地震時挙動(その2、建家・杭の地震応答量への影響)」
日本建築学会大会(北陸) 1974
齋藤幸雄、多田英之、須藤福三
- 「円筒形石油タンクに関する研究(その4 タンクのロッキング振動解析)」
日本建築学会大会(関東) 1975
齋藤幸雄、大和田精一、若林嘉津雄、川村政美
- 「厚い軟弱層を挟む海岸埋立地の地震時挙動」
第11回自然災害化学シンポジウム 講演論文集 1975
齋藤幸雄、川村政美
- 「実施設計建家における入力地震波と設計用せん断力に関する一考察」
日本建築学会大会(中国) 1977

齋藤幸雄、青柳司、川村政美

「短周期建物のダクティリティと耐震性に関する一考察」

日本建築学会大会（北海道） 1978

齋藤幸雄、鶴飼邦夫

「設計用地震荷重に関する一考察」

日本建築学会大会（東北） 1991

齋藤幸雄、鶴飼邦夫

「鉄骨造建築物の固有周期に関する検討」

日本建築学会大会（北陸） 1992

小林由事、齋藤幸雄、内田直樹、福井実

「大阪南港における埋込み鋼管柱の鉛直・水平載荷試験について」

土質工学会 第28回研究発表会（神戸）

前田耕喜、森崎論志、中尾満義、齋藤幸雄

「直接基礎で支持された高層建築物の施工時における支持地盤と基礎梁の変形挙動について」

日本建築学会大会（関東） 1993

俣野博、齋藤幸雄

「圧縮型永久アンカーの長期挙動計測」

日本建築学会大会（近畿） 1995

白瀬陽一、齋藤幸雄

「神戸ポートアイランドの地震時挙動（大地震と小地震）」

日本建築学会大会（近畿） 1995

白瀬陽一、平山操、齋藤幸雄

「地下部分の設計用地震力に関する一考察」

日本建築学会大会（九州） 1998

齋藤幸雄

「中低層鉄骨造建物の固有周期と設計用地震荷重」

日本建築学会大会（関東） 1999

その他

「第1回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム」 1985.04

日本建築学会基礎構造系振動小委員会

「地盤・地業－構造物の動的相互作用と設計上の問題点」 1986.10

日本建築学会 近畿支部

「設計用入力地震動と地震応答解析」

日本建築学会近畿支部耐震構造研究部会シンポジウム 1989.11

「建築物の地震荷重について」

日本建築学会近畿支部耐震構造研究部会シンポジウム 1993.03

「性能設計への展望」

日本建築学会近畿支部耐震構造研究部会シンポジウム 1997.06

都市空間の安全性質向上のための生産・管理システムの構築に関する研究

平成11年4月

京大防災研究所 特定共同研究 研究代表者 鈴木祥之

著書（共著）

「新耐震設計法の実務上の問題と実例」

（社）日本建築士事務所協会連合会編 1982

「構造計算指針同解説」

（財）日本建築センター 1991

「地震荷重－地震動の予測と建築物の応答」

（社）日本建築学会編 1992

「建築物荷重指針・同解説」

（社）日本建築学会編 1993

「建築物の構造規定」

（財）日本建築センター 1994

「耐震設計法Q & A集」

（社）日本建築士事務所協会連合会編 1994

「AIJ RECOMMENDATIONS FOR LOADS ON BUILDING」

（社）日本建築学会編 1996

「建築物の構造規定 1997年版」

（財）日本建築センター編 1997

「よくわかる耐震改修」

日経アーキテクチャー編 1997

「鉄骨建築内外装工法図集」

（社）鋼材倶楽部編 技報堂出版 1997

「地震荷重－内陸直下地震による強震動と建築物の応答－」

（社）日本建築学会編 2000

謝 辞

本研究をまとめるにあたって常に御指導、お励まし頂いた恩師である大阪大学教授井上豊博士に厚くお礼申し上げます。先生の御指導と御助言により本論文をまとめることができました事に対して厚く感謝致します。

また、論文をまとめるにあたって貴重な御助言を頂きました大阪大学教授橘英三郎博士および大野義照博士に御礼申し上げます。

本研究は筆者が長年構造設計に携わる中で、特に設計用地震荷重や鉄骨造建築物の地震応答解析に関する研究に参画する機会があり、その成果をもとに設計者の立場から研究をまとめたものです。研究をまとめるにあたって、株式会社日建設計名古屋事務所構造設計室の方々に御協力を頂きました事を厚く御礼申し上げます。

最後に筆者が論文を書くことが出来たのは、恩師の京都大学名誉教授小堀鐸二博士の教えによるところが多大であり、ここに心より御礼申し上げます。

