

# 建築研究報告

BUILDING RESEARCH REPORT

No.139

February 2001

---

## 鉄筋コンクリート造建築物の 超軽量・超高層化技術の開発

Development of Advanced Reinforced Concrete  
Buildings Using High-Strength Concrete and  
Reinforcement

青山 博之、平石 久廣、榊田 佳寛、阿部 道彦、塩原 等、  
上之園 隆志、勅使川原 正臣、野口 博、藤谷 秀雄

by

Hiroyuki AOYAMA, Hisahiro HIRAISHI, Yoshihiro MASUDA,  
Michihiko ABE, Hitoshi SHIOHARA, Takashi KAMINOSONO,  
Masaomi TESHIGAWARA, Hiroshi NOGUCHI, Hideo FUJITANI

---

## 国土交通省建築研究所

Published by

Building Research Institute, Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan

## はしがき

本報告は昭和 63 年から平成 4 年度にかけて行われた建設省総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」（略称 New RC 総プロ）の主要な研究成果をとりまとめたものである。本総プロでは、高強度、高品質の鉄筋とコンクリートを開発し、以って鉄筋コンクリート造の超高層化やスパンの長大化を図っている。

本総プロには建築研究所の構造、振動、入力、基礎、材料および施工分野に係る多くの研究者とともに、大学や民間の当該分野における我が国を代表する多くの研究者にご参画いただいた。さらに具体の研究開発の推進にあたっては、(社)建築業協会や(社)鋼材倶楽部、(社)セメント協会、住宅・都市整備公団（現都市基盤整備公団）、(財)日本建築センター等と共同研究を組み、文字通り産・学・官一体となってプロジェクトの実施にあたった。

本総プロにより早期に得られた成果は総プロ実施期間中から実用に供されその有効性が示された。また、本研究で開発された設計ガイドラインや施工標準は都市基盤整備公団の設計・施工指針にもほぼ全面的に反映された。それらの結果として、現在では数十棟にも及ぶ超高層鉄筋コンクリート造が本研究成果に基づいて実現されている。この他、本総プロの主要な成果は(社)日本建築学会の規準等にも広く反映されている。

以上の様に本研究成果が我が国の超高層鉄筋コンクリート造建築物の発展・普及のみならず、一般の鉄筋コンクリート造の構造・施工技術の発展に果たした意義は極めて大きいといえる。本研究報告の出版により本研究成果がますます広く活用され、我が国の鉄筋コンクリート造建築物に関する諸技術がさらに発展するとともに、優れた建築物の蓄積に寄与することを切に期待する。

平成 13 年 2 月

国土交通省建築研究所長  
山内 泰之

# 鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発

青山 博之\*1、平石 久廣\*2、榊田 佳寛\*3、阿部 道彦\*4、塩原 等\*5、  
上之菌 隆志\*6、勅使川原 正臣\*7、野口 博\*8、藤谷 秀雄\*9

建築研究報告 No. 139, 平成13年2月 国土交通省建築研究所

## <概要>

本報告は、昭和63年度から5箇年計画で、従来強度の2～4倍の強度を有する高強度で高品質のコンクリートおよび鉄筋を用いた新しい鉄筋コンクリート造建築物の開発を目的とした総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」（略称：New RC）の成果を記したものである。以下の9つの事項について報告している。

- 1) New RC 総プロ発足の背景となった高層鉄筋コンクリート造の住宅建築物の発達の経緯とその構造上の特徴および耐震設計法と地震応答解析技術
- 2) New RC プロジェクトの開発目標、開発体制および成果の概要
- 3) 高強度コンクリートと高強度鉄筋の開発およびその機械的性質等
- 4) 高強度コンクリートと高強度鉄筋を使用した鉄筋コンクリート造部材および、これらの部材を組み合わせた接合部の構造性能を評価する手法、ならびに部材に要求される構造性能を確保する手法
- 5) 鉄筋コンクリート構造の非線形有限要素 (FEM) 解析モデルの開発、解析例、非線形 FEM 解析のガイドライン及び非線形 FEM 解析
- 6) New RC 構造設計ガイドライン (案)
- 7) 設計用地震動
- 8) 実大規模の施工実験の概要と高強度鉄筋コンクリート造の施工標準の内容
- 9) 3つの超高層鉄筋コンクリート構造物の実用可能性に関する検討及び高強度材料を用いて実際に設計施工された超高層 RC 建築物

- \*1 東京大学 工学部 名誉教授
- \*2 建設省建築研究所 基準認証研究センター
- \*3 宇都宮大学 工学部 建設学科
- \*4 工学院大学 工学部 建築学科
- \*5 東京大学 工学部 建築学科
- \*6 建設省建築研究所 基準認証研究センター
- \*7 建設省建築研究所 第三研究部
- \*8 千葉大学 工学部 建築学科
- \*9 建設省建築研究所 基準認証研究センター

” DEVELOPMENT OF ADVANCED REINFORCED CONCRETE BUILDINGS USING  
HIGH-STRENGTH CONCRETE AND REINFORCEMENT ”

by

Hiroyuki AOYAMA\*<sup>1</sup>, Hisahiro HIRAISHI\*<sup>2</sup>, Yoshihiro MASUDA\*<sup>3</sup>,  
Michihiko ABE\*<sup>4</sup>, Hitoshi SHIOHARA\*<sup>5</sup>, Takashi KAMINOSONO\*<sup>6</sup>,  
Masaomi TESHIGAWARA\*<sup>7</sup>, Hiroshi NOGUCHI\*<sup>8</sup>, Hideo FUJITANI\*<sup>9</sup>

Building Research Report, No. 139, February, 2001, Building Research Institute

ABSTRACT

Reinforced concrete has widely been used for medium-rise buildings because of low cost, excellent durability and easy maintenance, and so on. However, it would have been impossible to realize the super high-rise buildings and buildings with long spans which are currently required to build from architectural and social points of view, if the material strength had remained within the traditional range..

A five-year National Project was promoted by the Ministry of Construction of Japan since 1988 to develop structures such as super high-rise reinforced concrete buildings using high strength and high-quality concrete and reinforcing steel. The project was simply referred to “ New RC”. The specified strength of concrete was from 30 to 120 MPa and the yield strength of high quality reinforcing steel bars was from 400 to 1,200 MPa.

This report consists of nine chapters which present the outline and results obtained through this project.

In chapter 1, the process of development and the structural features of high-rise reinforced concrete buildings are explained. It was the major motivation of New RC project to develop even taller high-rise reinforced concrete buildings in the seismic area. The seismic design and dynamic response analysis method of high-rise buildings which were prevalent at the time of New RC project initiation is also introduced in this chapter.

In chapter 2, the development goal of New RC project, the development organization and the outline of expected results are mentioned.

Chapter 3 is entitled “high strength materials” and describes the development of high strength concrete and reinforcement their mechanical characteristics.

---

\*1 Tokyo University, School of Engineering, Professor Emeritus

\*2 Director, Codes and Evaluation Research Center, BRI.

\*3 Utsumiya University, Faculty of Engineering, Department of Architecture and Civil Engineering

\*4 Kogakuin University, Faculty of Engineering, Department of Architecture.

\*5 Tokyo University, School of Engineering, Department of Architecture

\*6 Program Director for International Codes and Standard Research, BRI.

\*7 Structure Division, Structural Engineering Department, BRI.

\*8 Chiba University, Faculty of Engineering, Department of Architecture

\*9 Performance System Division, Codes and Evaluation Research Center, BRI.

Chapter 4 describes the structural tests of New RC structural members such as beams, columns, walls, and so on, subjected to simulated seismic loading, and the evaluation methods of structural performance of New RC members and assemblies.

Chapter 5 is entitled "Finite Element Analysis" , and describes the development of non-linear finite element analytical models for New RC members, examples of analysis that supplement, and the guidelines for the structural testing of Chapter 4, non-linear finite element analysis.

Chapter 6 introduces the "New RC Structural Design Guideline(draft)"emphasizing the new seismic design method for New RC high-rise buildings, which basically consists of evaluation of seismic behavior through time history response analysis.

In Chapter 7, design earthquake motions to be used in the response analysis of the New RC structural design in the previous chapter are explained.

In Chapter 8, the outline of a full-scale construction test and "New RC Construction Standard (draft)" that is the compilation of standard specifications for New RC materials, their manufacturing and processing, and various phases of construction works, are presented.

In the last Chapter 9, feasibility studies on three new types of buildings using high-strength materials are mentioned first, and high-rise buildings that were actually designed and constructed or under construction are introduced.

The authors wish that the publication of this report will further promote the dissemination of the results of the New RC project into practice, and will also encourage further research on the use of high strength and high performance materials to reinforced concrete structures.

## 鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発

はじめに

鉄筋コンクリート構造は、優れた耐火性、経済性、耐久性、維持管理性により従来から 2・7 階建ての代表的な建築物に用いられてきた。しかしながら、コンクリートそのものは、素材的にじん性面で鉄骨に劣ることなどから、我が国では鉄筋コンクリート造の高層建築物への適用は見送られてきた。この壁を打破したのが、それ以前のコンクリート強度の約 2 倍の強度をもつ高強度コンクリートの開発と、部材としてのじん性を確保するための構造技術の開発、コンピュータを利用した地震応答等の解析技術の発達、新しい施工技術等の開発ならびに施工品質管理の技術の向上である。この結果として出現した 20・40 階建ての高層鉄筋コンクリート造の住宅建築物は、鉄筋コンクリート造の新たな発展を予想させた。

しかしながら同時に、この高層鉄筋コンクリート造建築物の普及の過程において、今後さらなるコンクリートの高強度ならびにこの高強度のコンクリートを十分に生かし得る高強度鉄筋の実用化なくしては、さらなる超高層化や事務所建築物等に要求される豊かな空間を構築するにはおのずと限界があることも明らかとなった。

このため、建設省は、昭和 63 年度から 5 箇年計画で、従来強度の 2・4 倍の強度を有する高強度で高品質のコンクリートおよび鉄筋を用いた新しい鉄筋コンクリート造建築物の開発を目的とした総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」（略称：New RC）を推進した。本報告書は、この New RC 総合技術開発プロジェクトの成果を記したものであって、9 章から成っている。

第 1 章は、New RC プロジェクトの研究の位置付けを明確にし、第 2 章以下で詳述する New RC の研究・開発へ至る道筋を明らかにしたもので、高層鉄筋コンクリート造の住宅建築物の発達の経緯とその構造上の特徴、耐震設計法や地震応答解析の技術の現状およびさらなる超高層化や高性能化を図るための現状での技術的な課題などについて総合的に取りまとめている。

第 2 章は、開発体制、開発目標、主要な成果の概要など本研究の全体像の概略について記している。

第 3 章は、「高強度材料」と題し、高強度コンクリート分科会と高強度鉄筋分科会の研究成果に立脚して、高強度材料の開発とその機械的性質等について述べている。

第 4 章は、高強度コンクリートと高強度鉄筋を使用した鉄筋コンクリート造部材および、これらの部材を組み合わせた接合部の構造性能を評価する手法、そして部材に要求される構造性能を確保する手法について述べている。

第 5 章は、「有限要素解析」と題する。この章は主として高強度鉄筋分科会が行なった鉄筋コンクリート構造の非線形有限要素（FEM）解析モデルの開発、解析例、非線形 FEM 解析のガイドラインの作成などについて述べ、非線形 FEM 解析についても述

べている。

第6章は、「New RC 構造設計ガイドライン（案）」としてまとめたものを紹介している。

第7章は、設計用地震動について述べている。

第8章は、実大規模の施工実験の概要と高強度鉄筋コンクリート造の施工標準の内容について述べている。

第9章は、3つの実用可能性の検討について述べ、次いで高強度材料を用いて実際に設計施工された鉄筋コンクリート造建築物について述べている。

本研究で得られた成果は、日本建築学会の JASS5 や設計指針・規定等に広く活用され、また本研究成果を受け、既に 20 設計を超える高強度材料を用いた超高層鉄筋コンクリート造が実現化されている。

## 鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発

1.	高層鉄筋コンクリート造建築物の発達	
1.1	高層鉄筋コンクリート造建築物の登場	1
1.1.1	歴史的背景	1
1.1.2	日本建築センターの技術指導	1
1.2	構造計画	1
1.2.1	平面計画	1
1.2.2	構造形式	5
1.2.3	立面計画	5
1.2.4	構造部材の形状寸法	5
1.3	使用材料と施工	6
1.3.1	コンクリート	6
1.3.2	鉄筋	6
1.3.3	プレキャスト化	6
1.3.4	鉄筋の先組み	7
1.3.5	鉄筋の継手と定着	7
1.3.6	コンクリートの打設	7
1.3.7	施工管理	7
1.4	耐震設計	7
1.4.1	基本方針	7
1.4.2	耐震性能の目標と設計手順	8
1.4.3	設計用地震力	8
1.4.4	必要保有水平耐力	8
1.4.5	1次設計	8
1.4.6	2次設計	9
1.4.7	実験による確認	10
1.5	地震応答解析	10
1.5.1	線形解析	10
1.5.2	質点系の非線形解析	10
1.5.3	骨組の非線形解析	10
1.5.4	入力地震動	10
1.5.5	減衰	10
1.5.6	応答結果	10
1.6	結び	10
1.6.1	高層RC造実現の技術的要因	10
1.6.2	高強度材料の必要性	11



2.	New RC プロジェクト	
2.1	背景	13
2.2	開発目標	13
2.3	開発体制	14
2.4	成果	14
2.4.1	高強度・超高強度鉄筋コンクリート用材料の開発	14
2.4.2	施工標準の開発	14
2.4.3	構造性能評価手法の開発	14
2.4.4	設計手法の開発	14
2.4.5	応用研究	14
2.5	成果の普及	15
3.	高強度材料	
3.1	高強度コンクリート	25
3.1.1	高強度コンクリートの材料および調合	25
3.1.2	高強度コンクリートの諸性質	33
3.2	高強度の鉄筋規格と試作	43
3.2.1	高強度鉄筋分科会	43
3.2.2	高強度鉄筋の実用化に向けての課題	43
3.2.3	現行の JIS 規格との関係	43
3.2.4	高強度鉄筋の規格案	44
3.2.5	規格降伏点強度	46
3.2.6	降伏歪の棚の歪度の制限	46
3.2.7	降伏比の上限	46
3.2.8	伸び・曲げ加工時の損傷防止	46
3.2.9	製造方法と化学成分	47
3.2.10	試作結果の例	47
3.2.11	耐火性	49
3.2.12	耐久性	50
3.2.13	高強度鉄筋の継手工法	50
3.2.14	重ね継手	51
3.2.15	部材中の継手の性能	51
3.3	複合材料としての鉄筋コンクリートの力学特性	53
3.3.1	付着・定着機構における高強度鉄筋の課題	53
3.3.2	外部柱はり接合部へのはり主筋定着方法	53
3.3.3	内部柱はり接合部へのはり主筋の定着方法	55

3.3.4	高強度コンクリートと横拘束効果	56
3.3.5	高強度鉄筋を用いた横拘束における横補強筋の応力度の上限	58
3.3.6	主筋の圧縮座屈を防ぐ方法	59
3.3.7	高強度コンクリートの二軸応力特性	60
3.3.8	面内力を受ける鉄筋コンクリート平板耐力・変形	61
4.	高強度材料を用いた部材の構造性能	
4.1	はじめに	63
4.2	梁および柱の構造性能	63
4.2.1	梁の曲げ降伏後の付着割裂破壊に関する研究	63
4.2.2	梁の曲げ性能に対するスラブの効果に関する研究	66
4.2.3	柱の曲げ降伏後の変形性能に関する研究	70
4.2.4	二方向曲げ応力を受ける柱の曲げ性能に関する研究	72
4.2.5	高軸力を受ける柱の縦ひび割れに関する研究	75
4.2.6	柱のせん断性能に関する研究	76
4.2.7	梁のせん断性能に関する研究	80
4.3	耐震壁の構造性能	82
4.3.1	壁板せん断圧縮破壊型耐震壁の曲げ性能に関する研究	82
4.3.2	二方向変形を受ける耐震壁の変形性能に関する研究	85
4.3.3	耐震壁のせん断耐力に関する研究	88
4.4	柱梁接合部の構造性能	91
4.4.1	内柱梁接合部の定着・付着性能に関する研究	91
4.4.2	二方向載荷を受ける直交梁付き柱梁接合部のせん断性能に関する研究	96
4.4.3	外柱梁接合部のせん断性能に関する研究	100
4.4.4	1階柱と基礎のコンクリート強度差の影響に関する研究	102
4.5	構造性能評価法	104
4.5.1	梁の復元力特性	104
4.5.2	柱の変形性能	107
4.5.3	梁及び柱のせん断耐力	108
4.5.4	曲げ降伏型耐震壁の耐力	109
4.5.5	柱梁接合部のせん断耐力	109
4.5.6	1階柱基礎梁接合部の鉛直軸力支持性能	110
4.6	おわりに	111
5.	有限要素解析	
5.1	有限要素法	113

5.2	有限要素法と鉄筋コンクリート	114
5.2.1	鉄筋コンクリートに関する主に日本における有限要素法の歴史	114
5.2.2	鉄筋コンクリートのモデル化	115
5.3	高強度材料を用いたRC部材の有限要素解析の概要	116
5.4	高強度材料を用いたRC部材の比較解析	116
5.4.1	梁・平板・耐震壁の比較解析	116
5.4.2	材料構成則	117
5.4.3	解析モデルおよび結果	118
5.5	高強度梁部材のFEMパラメータ解析	120
5.6	高強度柱部材のFEMパラメータ解析	123
5.7	高強度柱・梁接合部のFEMパラメータ解析	125
5.8	耐震壁のFEMパラメータ解析	126
5.9	平板のFEMパラメータ解析	127
6.	構造設計法	
6.1	はじめに	131
6.2	New RC構造設計ガイドラインの特徴	131
6.2.1	三段階での耐震性の検討	132
6.2.2	設計用地震動の提案	132
6.2.3	水平二方向、および、鉛直地震動に対する考慮	132
6.2.4	要求安全率の明確化	132
6.2.5	材料強度のばらつき、および、強度評価式の精度の考慮	132
6.2.6	基礎構造の設計、および、上部構造との連成の考慮	132
6.3	耐震設計のクライテリアとその確認	132
6.4	想定する入力地震動	134
6.4.1	入力地震動の性質	134
6.4.2	New RC地震動	134
6.4.3	建築基準法施行令によるRt曲線とNew RC波の 目標地震応答スペクトルとの関係	134
6.5	建築物のモデル化	135
6.5.1	建築物のモデル化	135
6.5.2	建物モデルと入力地震動、基礎構造、地盤の関係	135
6.6	部材の復元力特性	136
6.6.1	信頼強度、上限強度	136
6.6.2	部材のモデル化	136
6.6.3	履歴特性	137

6.7	設計方向	137
6.7.1	任意の方向における設計用応力	137
6.7.2	水平2方向地震入力について	138
6.7.3	地震動の鉛直動成分の影響	138
6.8	基礎構造	138
6.8.1	基礎構造の設計の方針	138
6.8.2	基礎の支持力	138
6.8.3	基礎の水平抵抗	139
6.9	設計例	139
6.9.1	60階建て純ラーメン構造共同住宅	139
6.9.2	40階建てチューブ構造事務所ビル(ダブルチューブとチューブコア)	142
6.9.3	中高層事務所ビル(15階建て純ラーメン、15階建て壁入りラーメン、 25階建て純ラーメン)	146
6.10	終わりに	149
7.	地震動・荷重	
7.1	はじめに	151
7.2	検討用入力地震動の作成	151
7.2.1	New RC地震動のレベル	151
7.2.2	New RC地震動波形例	156
7.2.3	地震応答解析と入力地震動	170
7.2.4	2方向地震動とそれによる応答	172
7.2.5	上下地震動特性とその設計用入力地震動への取扱い例	180
7.3	設計用外力分布作成のための検討	182
7.3.1	地盤・建物の相互作用の地震力分布形に及ぼす影響	182
7.3.2	地盤・建物の相互作用を考慮した設計事例	185
7.4	おわりに	185
8.	高強度鉄筋コンクリートの施工法	
8.1	まえがき	187
8.2	実大施工実験	187
8.2.1	目的	187
8.2.2	施工実験の概要	187
8.2.3	コンクリートの調合	188
8.2.4	鉄筋工事の概要	190
8.2.5	コンクリート工事	191

8.2.6	まとめ	200
8.3	高強度コンクリートの施工標準	201
8.3.1	高強度コンクリート工事の施工標準	201
8.3.2	高強度鉄筋工事の施工標準	209
8.3.3	型枠工事の施工標準	210
9.	実用可能性と実施例	
9.1	実用可能性検討	211
9.1.1	超高層フラットスラブ構造	211
9.1.2	メガストラクチャー	216
9.1.3	大規模ボックス壁柱構造	224
9.2	日本における実施例	232

謝辞

## 第1章 高層鉄筋コンクリート造建築物の発達

### 1.1 高層鉄筋コンクリート造建築物の登場

#### 1.1.1 歴史的背景

建設省の総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」(以下 New RC プロジェクトと呼ぶ)は、昭和50年代からはじまり急速に普及しだした高層鉄筋コンクリート建物の建設を背景にして、企画立案され実行されたプロジェクトである。そこで本章では、プロジェクトの背景となった高層鉄筋コンクリート建物について、その概要を紹介することにする。<sup>1.1) 1.2)</sup>

明治の文明開化の一翼を担い、耐震耐火の本建築として、明治40年代の日本にはなばなく登場した鉄筋コンクリート(RC)建築であったが、その後のあゆみは順調なものではなかった。関東大震災の経験などを経て、日本では鉄筋コンクリートは6階程度以下の低層建築にだけ用いられてきた。7~10階程度以上のビルは鉄骨造、または鉄骨鉄筋コンクリート造にしなければならなかった。

ところが昭和50年代に入って、鉄骨の入らない純粋の鉄筋コンクリート構造で、10階以上の建物を建てることが行われるようになってきた。このような動きには高層壁式ラーメン構造と高層ラーメン構造とがあり、どちらも住宅(アパート)用である。このうち、重要なのは後者であるが、この高層ラーメン構造は、昭和49年に鹿島建設が18階建の椎名町アパートを建設したのにはじまる。同社は引き続いて25階建のサンシティG棟、30階建のパークシティ新川崎などを建設したが、これらはすべて60mを超える高層建築で、建築基準法施行令の直接の適用限界を超えるため、日本建築センターの評定を受けている。つづいて大成建設、鴻池組、三菱地所、竹中工務店なども高層鉄筋コンクリート造の評定を取得した。

#### 1.1.2 日本建築センターの技術指導

ところで、こうした高層鉄筋コンクリート造が「ブーム」といっても良いような状態になったため、日本建築センターには昭和59年、高層鉄筋コンクリート造技術検討委員会が設けられた。地震国でない諸外国では、25~30

階程度の鉄筋コンクリート建物は特に珍しくはないが、日本は高地震帯にあるばかりでなく、世界的に見ても高い耐震安全性が建物に要求される社会である。そのため、高層鉄筋コンクリート造の開発にあたっては、鉄骨造や鉄骨鉄筋コンクリート造の高層建築の経験に立脚し、かつ鉄筋コンクリート造に固有の問題点を解決しながら、さまざまな新技術を開発することが必要になる。前述の各建設会社等は日本建築センターの評定のなかでそれらの新技術を確立し、またそれが評価されてきたのであるが、それ以外の各建設会社でもこれらに負けずに高層鉄筋コンクリート技術を開発しようという気運が、昭和59年頃から急に盛り上がった。高層鉄筋コンクリート造技術検討委員会は、これに対応して設けられた。同委員会は平成4年に高層鉄筋コンクリート造技術指導委員会と改称され、現在に至っている。

この技術検討(指導)では、評定とは異なり、設計・施工する具体的な物件はない。その代わり、申請者は構造設計仕様書を作成し、仮空の設計物件の構造設計を行い、品質管理に重点をおいた施工計画書を作成する。さらに、構造性能の解明のために行った構造実験の結果を構造設計に反映させ、施工技術の面からは、材料のレベル(たとえばコンクリートの室内実験から実機での試験)から実大架構までの材料および施工実験を行い、施工計画にその結果を反映させることが求められる。このうち、実大架構施工実験が半ば義務づけられ、かつ委員会の立会いのもとに行われる点に特色がある。施工実験を行うことによりコンクリートの品質管理に施工者として責任を取ること、土木や諸外国で当然とされてきた柱と床組の分離打設、柱コンクリートのバケットによる打設、振動機の使用などの実行と、粘度の高い高強度コンクリートへの認識などによって、施工技術の向上と構造・施工の両技術者の意識改革が行われることになる。

### 1.2 構造計画

#### 1.2.1 平面計画

技術検討を行った例のなかから、代表的な基準階平面図を図-1.1に示す。一見して、きわめて規則的な整形の

構造体である。ねじれも起こりそうにない。これは最も整形の平面図の例であるが、他社のものも大同小異である。x方向とy方向のスパン数を少し変える、同じくスパン長さを少し変える、各方向のスパン長さを少し不均等にすると、四隅の1スパンを欠く、各辺中央の1~2スパンを欠く、中庭を設ける、などのバリエーションがある程度である。

スパン長さは、図-1.1のように5m前後が多く、同一規模の鉄骨鉄筋コンクリート造や鉄骨造に比べるとスパン長さが小さい。これは、後述のコンクリート強度とも関係するが、柱の負担する軸方向力を低減するため、および1本の柱あたりの地震力を低減するためである。

図-1.2に平成3年度までに評定済みの建物の、基準階の略伏図を51例示す。なお、片持ち関係の床組は記入していない。また、階段、エレベーター室の床開口は記入していない。吹抜け部分は×印で示してある。吹抜け部分をよぎる大ばりは各階に存在するとは限らない。

平面の概形は、高層壁式ラーメン構造のように板状の平面形のものではなく、ほとんどのものが塔状のほぼ30数m×30数mの規模以内で、正方形に近いまとまった平面形になっている。これらは中庭がないものとあるものの2つに大別される。中庭は、場合によっては北側の外界へも通じて、平面形がコの字形になっているものもある。片持ち関係の床組が図-1.2に記入されていないが、バルコニーは、外周、内周にわたり部分的に切れることはあっても、全面的に設けられているが、H460、H729など少数の例では外周架構線の内部にバルコニー相当の空間を置くようになっている。

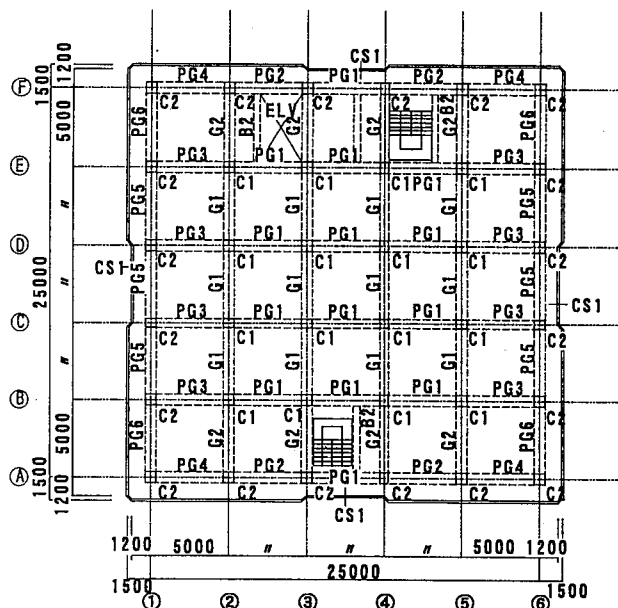


図-1.1 高層ラーメンの基準階平面の例

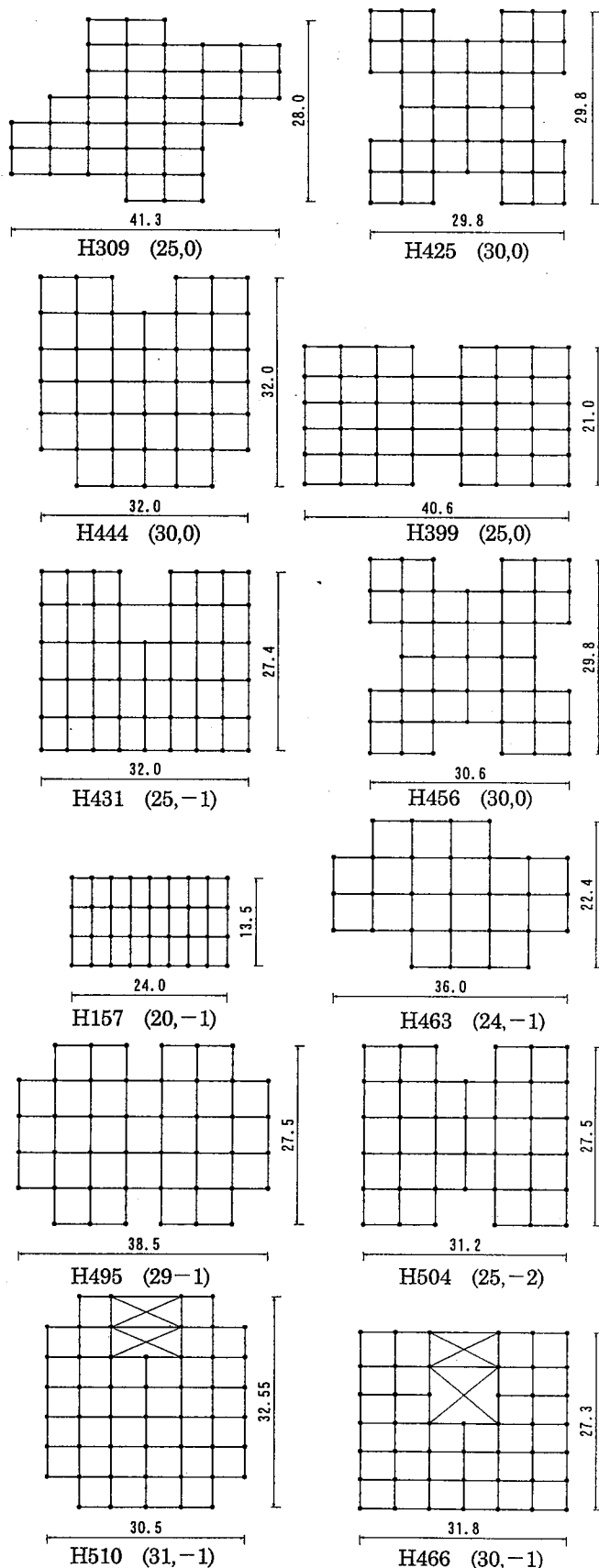


図-1.2 設計例の基準階 (単位: m)

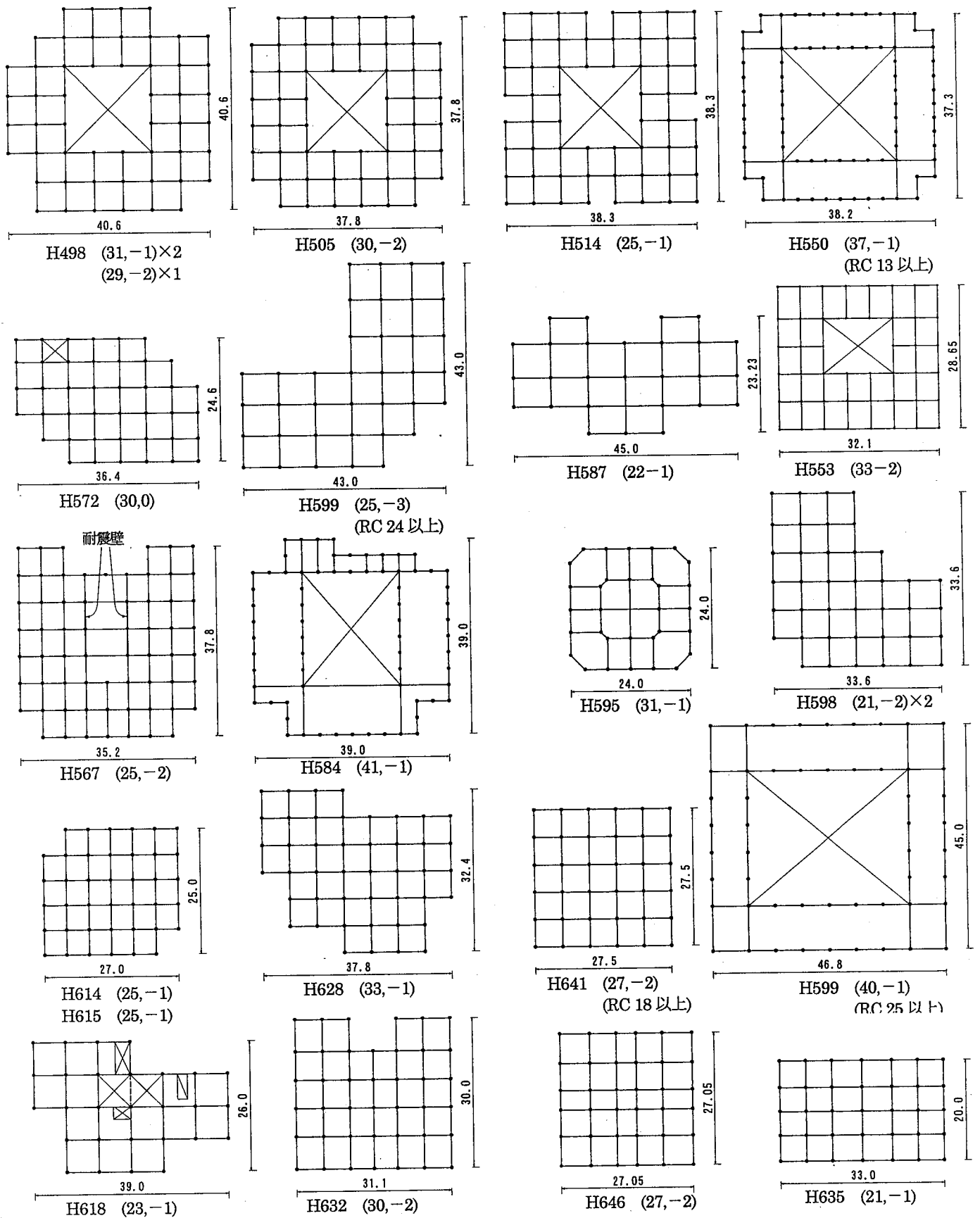


図-1.2 設計例の基準階 (単位: m)



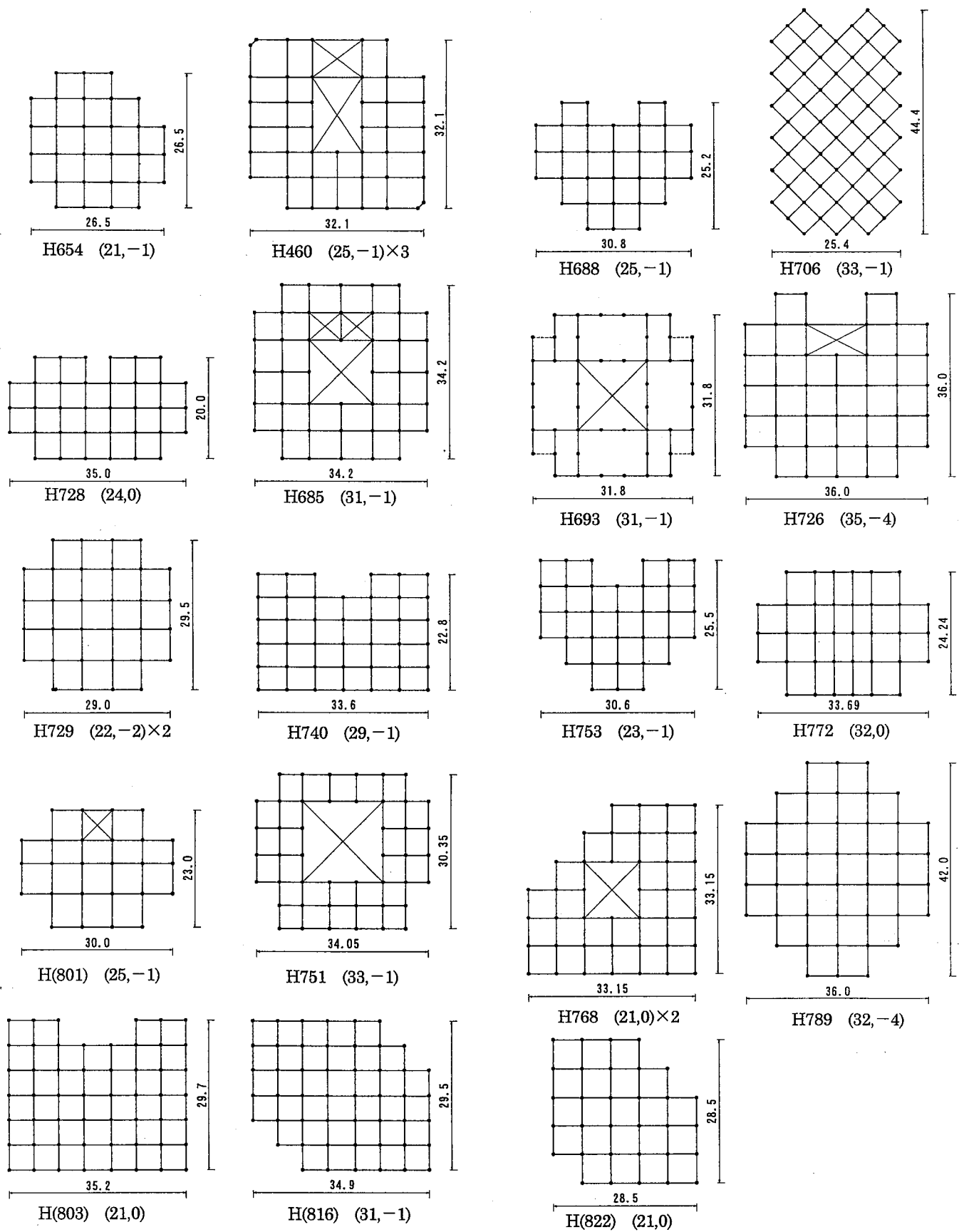


図-1.2 設計例の基準階 (単位: m)

### 1.2.2. 構造形式

構造形式は大別して次の3種類がある。

#### (1) 均等ラーメン型

けた行、張り間両方向共スパン長がほぼ等しい純ラーメンで構成されているもの。代表的なスパン長は5 m程度であるが、最長は8 m 近くのものもある。中庭があったり、平面形で凹凸がある場合は、構造体は多スパンのフレームと1または2スパンのフレームの連成となる。高層になると、地震時の柱の軸変形に起因する全体曲げ変形がスパン数によって異なってくるため、架構解析には立体解析又は擬似立体解析が必要となる。

中庭を囲んでロ字形平面を形成する場合、平面の北辺の中央部に、階段やエレベーターを集中して配置する例が多い。この場合、その部分の床剛性が不足して一体性に欠けることのないよう注意が必要である。

#### (2) 耐震要素型

均等ラーメン型の架構配置であるが、耐震壁または他の耐震要素をもつもの。この型については2例ある。H567では、1方向だけであるが、建物中央部に連層耐震壁が設けられている。H706では、鋼製ハニカムダンパーを、よく鋼構造で採用されている耐震間柱の要領で、建物中央の周辺部からみて柱が抜けた所の架構線上に設置して、減衰性能の向上をはかっている。

耐震壁を用いる例が少ない理由には、空間設計の自由の確保、壁の構造設計および施工技術上の難度などがあげられよう。

#### (3) ダブルチューブ型

中庭を置き、その周辺の住居部分の外周および内周に沿って短いスパン長で柱を配置して、全体として架構配置が罫形のダブルチューブを構成するもの。この場合は、主架構面線上に3 m 程度のスパンで柱列が並び、構面線の交点の柱以外では架構は1方向の水平力だけを受けることになる。住空間の奥行スパンは10 m 程度とし、この部分の床組には、小梁扱いのせいの小さな梁か、プレストレスト工法による床スラブを用いている。構造設計上の最大の留意点は、シャースパン比が小さくなる梁の靱性確保である。H584では主筋がいわゆるX形配筋となっている。

### 1.2.3 立面計画

技術検討例でも実施設計例でも、高層RC造は立面的にも規則的で整形であり、剛性が上下方向で急変するようなものはない。階数は平成3年度までは25~41階、階高は下階で2.8~3.0 m程度、上階で梁せいを減ずるときは2.7~2.8 m程度とし、梁下までの躯体内法高さにして

210 cm程度を確保している。1階は玄関ロビーなど特殊なので、階高は4 m程度以上になる。塔状比(建物高さとの比)は4程度以下である。

塔屋は、RC造の純ラーメン、壁付きラーメン、またはS造で設計されている。塔屋は、基準階に対して一般には偏心配置になるので注意が必要である。また、建物本体の屋根面への水平力の伝達は、屋根面の床開口に留意して行う必要がある。S造の場合でも、本体への接点の詳細設計がポイントとなる。

地下室が存在する場合は、全体件数の80%を占めている。地下階では、一般的に外周と内部に壁体が設けられ、上部架構に比較して水平剛性および耐力はかなり大きい。地震時に地下階柱に逆せん断力が生じる可能性、1階床組を介しての水平力の移動などについて、設計上の注意が必要である。

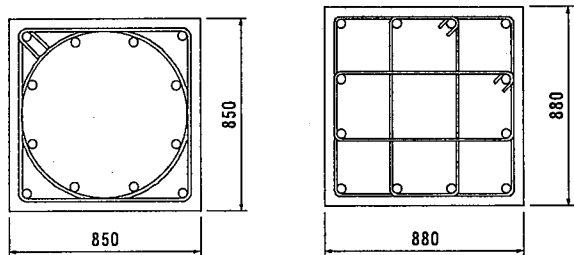
基礎地業は、支持地盤までリバーササーキュレーション工法やオールケーシング工法などによる場所打ちコンクリート杭、それに地中連続壁杭を併用するもの、直接基礎によるもの、少数であるがPC杭によるものなどがある。基礎構造は柱列を結ぶ基礎梁が主体で、地下壁体がある場合はこれも参加するかたちをとる。杭基礎の場合は基礎構造への杭からの曲げ戻しを考慮に入れ、基礎梁の設計および軸力の算定が行われる。

### 1.2.4 構造部材の形状寸法

下階の柱の断面寸法は、図-1.3に示すように85~90 cm角で、主筋は全鉄筋比にして2~3%程度を配筋している。フープ筋については、初期には各社いろいろの工夫をこらしていたが、高強度異形PC鋼棒またはFBリングを利用した閉鎖形副帯筋の利用が一般的になってきている。外柱の下階で地震時の転倒モーメントによる大きな引張力に対処するため、図-1.4のように心鉄筋を挿入することも広く行われている。

下階の梁は、図-1.5のようにせいを80 cm程度に抑え、幅を55~65 cm程度と比較的大きくとして、太径鉄筋を4本程度並べられるようにしている。スターラップはほとんどが4丁掛けで、高強度異形PC鋼棒を用いる例もある。ウォールガーダーを使用した例はごく少数であるが、将来バルコニーを廃し、またはラーメン内にとり込むようになれば、用いられる可能性は増大するであろう。

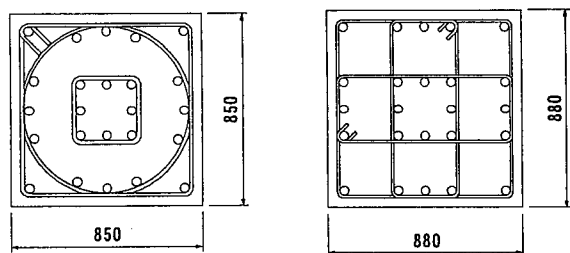
梁の下端を床上2.0 mから2.1 mにとるため、梁の貫通孔は設備配管上不可欠のものとなる。貫通孔回りの補強には、多重のリング状、スパイラル状、打抜き板状などの既製補強筋があり、建設省の性能評価を得たもの、日本建築センターの評価を得たものが使用されている。



12-D41  
スパイラルフープ  $\square 16\phi @ 75$   
フープ  $\square 16\phi @ 75$

12-D41  
スパイラルフープ  $\square \phi 11 @ 80$   
フープ  $\square \phi 11 @ 80$

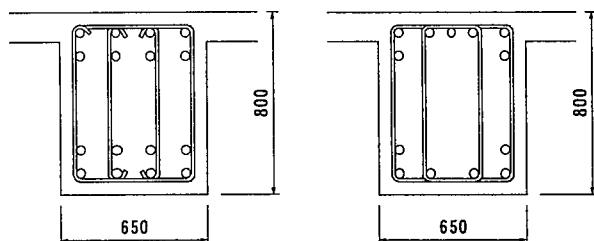
図-1.3 代表的な柱の断面形状



16-D41+8-D41  
J.フープ  
S.フープ

16-D41+8-D41  
フープ  $\square \phi 11 @ 60$   
 $\square \phi 11 @ 60$

図-1.4 外柱に導入された心鉄筋



16-D41  
スターラップ  $\square D16 @ 100$

14-D41  
スターラップ  $\square D16 @ 100$

図-1.5 代表的なはりの断面形状

### 1.3 使用材料と施工

#### 1.3.1 コンクリート

柱の高軸力に対処するため、すべての設計例が高強度コンクリートを使用している。最下階のコンクリート強度によって階数が決まるともいえる。現在の平面計画と柱寸法の場合、 $F_c=360\text{kg/cm}^2$ では25階、 $F_c=420\text{kg/cm}^2$ では30階が限度のようである。New RCプロジェクト発足以前に施工又は設計された例では、 $F_c=420\text{kg/cm}^2$ が最高であったが、同プロジェクトの進展に伴い、 $480\text{kg/cm}^2 \sim 600\text{kg/cm}^2$ の高強度コンクリートの使用も始まった。

ほとんどの設計例で、柱と梁・床のコンクリートの分離打設を行っているが、アメリカで往々に見られるような、

柱を高強度コンクリート、梁と床を低強度コンクリート、という打ち分けを行っている例はない。これは、柱梁接合部の強度を確保することが耐震設計上重要だからである。柱梁接合部外の床部分の場所打ちコンクリートについて打継ぎを工夫して、床組相応の強度のコンクリートとする例もある。コンクリート強度は上階に行くに従って低減して、最上階では $F_c=210 \sim 240\text{kg/cm}^2$ 程度としている。

地下または基礎ばり部分のコンクリート強度で、1階部分より低い $F_c$ を用いている例では、1階柱直下の部分での支圧強度を確保する為、1階柱直下の部分に、やや強いコンクリートを用いるなどの対策が必要である。

#### 1.3.2 鉄筋

大きな地震力に対抗する為には多量の鋼材を必要とするので、高層鉄筋コンクリート建物では高強度太径鉄筋の使用が不可欠である。New RCプロジェクト発足までは主筋としてはSD390のD41までが使用されていた。せん断補強筋としては、高強度異形PC鋼棒SBPD1275/1420も用いられている。

#### 1.3.3 プレキャスト化

現場作業の能率化の為、部材のプレキャスト化は推進したいところであるが、現場打ちの部分も必ず残るので、総合的に考えて何処までプレキャスト化するのが有利か、意見の分かれるところである。現在までの建設例では、次のように色々の段階のものがある。

(1) 全部現場打ち

(2) 床スラブに合成床板用プレキャストコンクリート型枠を使用。耐震構造のダイヤフラムとして作用させる為、バルコニー以外の床スラブの上部は現場打ちとする。

(3) 一方向の梁をプレキャスト化する。ダイヤフラムとの一体性の為、梁上部は現場打ちとし、梁の上端筋はプレキャスト材にあずけて運搬し、あとから所定位置に移動させる。

(4) 両方向の梁をプレキャスト化する。直交する梁の鉄筋をうまく納めるために、梁の配筋は一段であることが望ましく、特に先に建て込まれる梁の下端筋は一段でなければならない。上端筋は現場組立てとするので、二段配筋も可能である。

(5) 柱もプレキャスト化する。鉛直方向の柱の接合は、柱脚位置でのスリーブ方式などによる主筋接合による場合と、主筋位置に内蔵したシースに現場で鉛直に立てた主筋を納めてモルタルグラウトをする場合がある。部材の製造に遠心成形法が用いられることもある。

### 1.3.4 鉄筋の先組み

作業の能率化と施工精度の向上の為、現場打ちコンクリート部分の柱や梁の鉄筋は地上で先組みしている。梁筋については、継手を各スパンの中央に設けるか、1スパンおきにするか、直交するはりと同時に十字形またはキの字形に組むか、などのバリエーションがある。各方向別々に先組みするときには、直交する梁の鉄筋は差込み式（行ってこい）にするか、少なくとも一方の上端筋をあと施工にする必要がある。

### 1.3.5 鉄筋の継手と定着

アメリカやニュージーランドでは耐震構造のラーメンでも柱に重ね継手を用いることが多いが、日本では柱、梁ともに重ね継手は一切用いていない。

(1) ガス圧接：通常の手動ガス圧接のほかオートウェルバー（新日本製鉄）、オートジョインター（住友金属）などの自動ガス圧接がある。

(2) 溶接：KEN 工法（神戸製鋼）、NKE 工法（日本鋼管）などのエンクローズ溶接継手工法が用いられる。

(3) カラー圧着：鋼管のカラーをはめて圧着するもので、スクイズジョイント（鹿島、竹中、岡部）、グリップジョイント（大林）、パワーグリップ（大成）、TS スリーブジョイント（戸田、清水）などがある。

(4) スリーブ継手：スリーブをはめて高強度モルタル、樹脂または溶融金属を注入する工法、NMB スプライススリーブ（日本スプライススリーブ）、カドウェルド（岡部）など。

(5) ねじ鉄筋の使用：ネジコン（神戸製鋼）、スミネジバー（住友金属）、ネジテツコン（東京製鋼）、ネジデーバー（新日本製鉄）などのねじ形の異形鉄筋をカプラーでつなぐ。ねじにはガタが大きいので、ロックナットで締めつけるか、高強度モルタルまたは樹脂を注入する。異なる径の鉄筋を継ぐときに制約があるので、注意が必要である。

このように鉄筋の継手には各種の工法があるが、最近ではねじ鉄筋の使用とスプライススリーブ（プレキャスト材の場合）が中心になりつつある。

梁主筋の柱への定着は、中柱では通し配筋が一般的で、配筋の都合でU字やL字定着も行われる。外柱では、U字、L字定着あるいは建物外側に出した片持ち梁への定着が行われる。最上階の柱頭筋に定着板とナットを使った定着が行われているが、板下面に対してコンクリート打設高さが小さいので、コンクリートの充填性を施工で考慮する必要がある。

### 1.3.6 コンクリートの打設

柱と梁・床を分離打設するのは、アメリカで多く、異なる強度のコンクリートの使い分けのためではなくて、柱のコンクリートの品質を確保するためである。つまり、梁の配筋を行う前に柱のコンクリートを打設することで、比較的低スランプのコンクリートを用い、内部バイブレータも使用して、密実な打設を行うようにする。最近では、混和材としてスランプロス低減効果をもつ高性能減水剤を用い、打設時点でのコンクリートのスランプ値を18cm程度（多少大きめにする施工者もいるが）としている。単位水量は高耐久性コンクリートとして「175 l/m<sup>3</sup>以下」としている。柱ではバケットを用い、1回打設高50cm程度として内部振動機を用いて打設が行われる。梁では、バケットまたはコンクリートポンプを用い、まず床板下端位置まで、ついで床板上端までの順で打設が行われる。

コンクリート床天端の上がり下がり、バルコニー部を除いてほとんどないように設計されることが多いが、設計者が設計事務所の場合は通常の建物なみになっていることもある。最近では、高齢化社会対応のバリアフリー設計のために、床天端の変更が多くなる傾向にある。

### 1.3.7 施工管理

高層RC造の評定にあつては施工計画書の提出が求められる。設計者が設計事務所であっても、施工者の品質管理を監理できる仕様書を用意する必要がある。

高強度コンクリートの品質確保には、骨材そのものの品質、骨材の表面水の管理、早期強度の検討（最初から強度が上がらないと高強度の場合問題である）、打込み締固めの実行、完全な養生の実施などがとくに重要である。

最近の傾向としては、混和材として高性能減水剤を用いるようになったこと、コンクリートの強度管理材令を28日より長くとることなどがある。

## 1.4 耐震設計

### 1.4.1 基本方針

25~30階建のRC建物の固有周期は1.2~1.8秒程度となる。設計せん断力係数は低層建物より低くできるが、やはり靱性（粘り）で地震動のエネルギーを吸収することが必要になる。そこで、いわゆる梁崩壊形（図-1.6）のメカニズムを想定して、それが実現するように部材の設計を行う。

非構造部材によって崩壊形が影響を受けることは好ましくない。そこで、すべての非構造部材は構造的に絶縁する。具体的には、現場打ちコンクリートの壁類は、地

下階と耐震壁を除いて、一切設けない。外壁としてはALCパネル等、室内の戸境壁などにもALCまたは繊維補強プラスチックパネルなどを用い、層間変位に追従できるような取付け方法をとる。一部腰壁などにプレキャストコンクリート板を用いる例もあるが、取付け方法に注意して非構造部材になるよう工夫している。

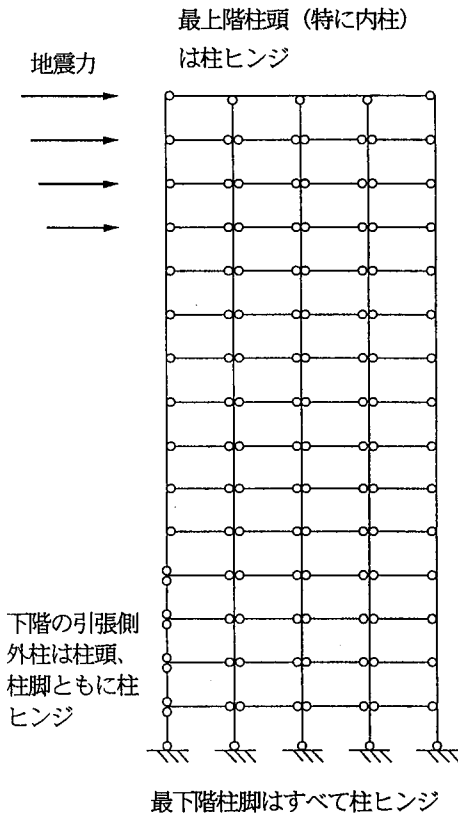


図-1.6 はり崩壊形のマカニズム

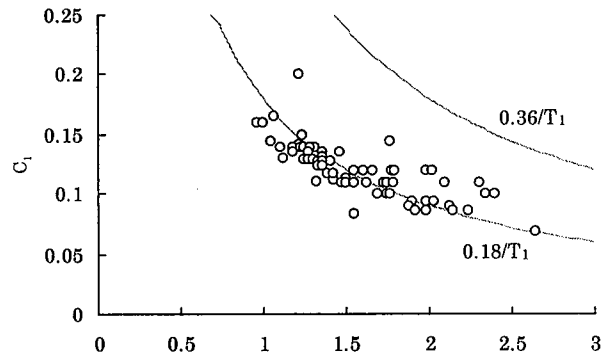
#### 1.4.2 耐震性能の目標と設計手順

建築物の使用期間に来る恐れのある最強地震動(レベル1、最大地動速度 25 cm/s 程度)と、設計上考慮する限界地震動(レベル2、最大地動 50 cm/s 程度)を想定し、前者に対してはコンクリートにひび割れは生じるが鉄筋は弾性、後者に対しては鉄筋の降伏も許容するが塑性率を制限して建物の倒壊を防ぐ、というのが一般的な考え方である。さらに層間変形角(ドリフト)を最強地震動のもとでは 1/200 程度、限界地震動のもとでは 1/100 程度以下に制限している。

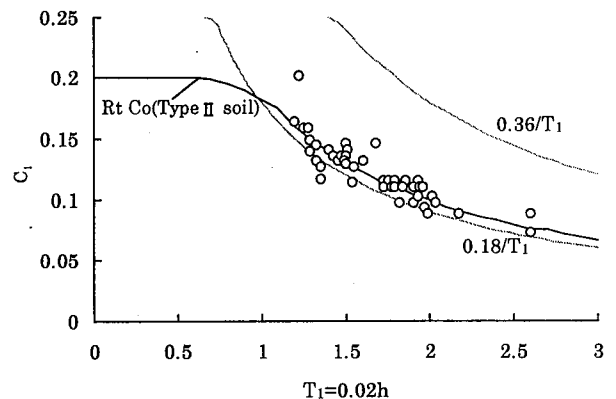
この目標を達成する為、静的地震力による設計を前段で行い、それから地震動を想定して動的解析を行っている。この点は、鉄骨造や鉄骨鉄筋コンクリート造の超高層建築(高さ 60 m 以上)と同じである。静的地震力による設計は更に 1 次設計と 2 次設計に分れる。

#### 1.4.3 設計用地震力

予備的な地震応答解析結果により設計用地震力を定めるのが普通である。図-1.7 の上図は 1 次固有周期とベースシア係数の関係で、従来の高層建築物のベースシアが大部分  $0.36/T_1$  と  $0.18/T_1$  の間に入っていたことを考えると、鉄筋コンクリートの場合はやや低めである。図-1.7 の下図は建築基準法との関係を見たもので、 $T_1 = 0.02h$  から決まる周期に対しては、1 例を除き 2 種地盤の振動特性係数  $R_t$  と標準せん断係数  $C_0 = 0.2$  の積にほぼ等しくなっている。



(a) Fundamental period from analysis



(b) Fundamental period from Code equation

図-1.7 一次固有周期と設計ベースシア係数

#### 1.4.4 必要保有水平耐力

動的地震応答解析を行うので、建築基準法施行令が規定している保有水平耐力検定は必ずしも行う必要はない。しかし実際には、降伏耐力の目安として設計用地震力の 1.5 倍を想定している例が多い。これは保有水平耐力の検定で構造特性係数を  $D_s = 0.3$  とおいたことに相当する。

#### 1.4.5 1 次設計

設計用地震力による各部材の応力を求め、その他の荷

重による応力と組合わせて部材算定を行う。その方法は通常の設計と異なるところはない。

設計用地震力に対する構造解析は、部材の弾性に立脚して行って、必要に応じた応力再分配を行う例もあるが、予備的に定めた配筋量をもとにして、非線形解析を行うことが最近は多くなってきている。

#### 1.4.6 2次設計

##### (1) 保有水平耐力の算定

まず保有水平耐力の算出を行う。これは建築基準法施行令の2次設計のためではなく、地震応答解析用の復元力特性を決定するためである。ほとんどの場合、静的増分荷重に対する解析を行って、復元力特性の包絡線も同時に決定している。

部材モデルとしては、材端に剛塑性ばねを持つものが多く用いられ、部材の復元力としては、ひび割れ点と降伏点を適当な方法（建築学会規準8条解説など）によって求めてトリリニアの包絡線を定めている。

##### (2) 梁の靱性の確保

2次設計では、次に各部材の靱性・強度を検討して、想定した崩壊メカニズムが実現することを確認する。梁については、その両端に降伏ヒンジが発生するので、その時の応力以下のせん断力でせん断破壊しないこと、および降伏ヒンジが十分な靱性をもつことが必要である。前者に対しては降伏ヒンジの曲げモーメントの評価（鉄筋の実際の降伏点、スラブの鉄筋の協力、鉄筋のひずみ硬化などの考慮）を十分安全側にすることが必要であるが、現在のところ統一的な指針がないので、設計者により適当に行われているのが実情である。鉄筋降伏点として公称値の1.1倍をとり、有効幅内のスラブ筋を考慮し、算出されたメカニズム時せん断力を1.1倍するくらいが多いが、必ずしも十分安全側とは言えないであろう。せん断強度の算定は、いわゆる大野・荒川式（センター指針の(13)式）によるかRC終局指針式または高強度横補強筋の評定時に評価された式が用いられている。付着割裂についてもRC終局指針式が用いられている。

一方、後者の降伏ヒンジの靱性については、定量的に検討している例はない。複筋比が1.0に近いこと、せん断補強筋がかなり（通常0.4%程度以上）入ることから、現在の設計は一応安全だと思われるが、ヒンジの回転能力に関する実用的な設計法の開発が望まれる。

##### (3) 柱の強度と靱性の確保

柱は、降伏ヒンジの発生を許容する1階柱脚や一部の引張側の柱を除いて、保有水平耐力に達した時（メカニズム時）の応力によって曲げ降伏もせん断破壊もしては

ならない。メカニズム時の応力は、梁の降伏ヒンジの曲げモーメントに立脚して求めるのであるが、梁で述べた諸現象のほかに、

- 1) 柱梁接合部の上下の柱断面へのモーメントの分配（いわゆる節点振分け法の分配率）の変化
- 2) 2方向の梁からくる応力の合成効果（いわゆる2軸応力の効果）

という2つの不確定要素がある。これらについての統一的な指針はないので、設計者が適当な倍率（1.3~1.5程度）を定めているのが実情である。

一方、柱の靱性であるが、ヒンジ発生を予想するところには十分な靱性を確保する必要があり、このためにはコアコンクリートの拘束が必要である。また、柱では設計上降伏ヒンジの発生を予想しないところでも、予期せぬ高次モードの影響や、2軸応力の影響によって一時的に降伏ヒンジが発生する恐れがあるので、コアコンクリートの拘束筋は全階に設けるべきである。

##### (4) 柱梁接合部の強度の確保

柱梁接合部では、部材の曲げによって引き起こされるせん断力で破壊しないこと、及び接合部を貫通する主筋が付着破壊を起こさないことを確認する必要がある。RC終局指針の方法を用いる例が増加している。

##### (5) 最小限規定

上記の各算定のほか、主筋比、複筋比、せん断補強筋比、定着長さなどについて最小限規定を設けている。概して建築学会規準より若干大き目になっている。また、柱でシアスパン比の制限を設けているものもあるが、崩壊形を確認しているからこの制限は不要という考え方もある。外柱の圧縮軸力と引張軸力の最大値を制限している例が多いが、その値は圧縮側では(0.60~0.65)  $F_{BD}$ 程度とかなり高い。この程度の高軸力で降伏ヒンジを期待するには十二分の拘束鉄筋が必要である。

##### (6) 仮想事故

最後に、仮想事故に対する検討について述べる。高層RC造を可能にしたのは、構造実験によって高性能の構造部材が開発されたことと、その特性を反映した地震外乱に対する応答解析技術および施工技術が開発されたことと、何よりも先発開発者の実現への意欲によるところ大である。しかし、鋼構造に比べて、一抹の不安感とか信頼性に欠ける感じが当初あったことは否めない。そこで、あり得ない事態を想定しても安全であるという仮想事故解析の一例として、地震入力中に最下層の外柱が1本鉛直支持能力を失ったと仮定した解析が検討委員会での検討で行われた。その結果は、現在のスパン長の設計例の範囲では、崩壊に至らないということである。

### 1.4.7 実験による確認

梁材、柱材、あるいは1つの柱梁接合部を中心とする部分架構模型など(図-1.8)について構造実験が行われ、その結果が構造設計に反映されている。新規のアイデアが盛り込まれていればともかく、かなり同種の実験が重複して行われていることは確かである。しかし、建設会社の横並び意識があって、開発を始めた施工会社では、社員の意識向上その他の意味を含め、構造実験を行うことに意義をもたせているところもあるようである。構造実験を行うなら、新しい工夫を加え、建築構造学の発展に資する結果を得るようにすることが切望される。

実験から得られた復元力に、設計で用いる手法により求めた計算値を重ねて比較するのであるが、その際、比較検討する変位振幅に注意する必要がある。実験は通常破壊まで行われるが、比較の対象は、設計上考慮する最大変位以内の範囲に重点を置くべきである。

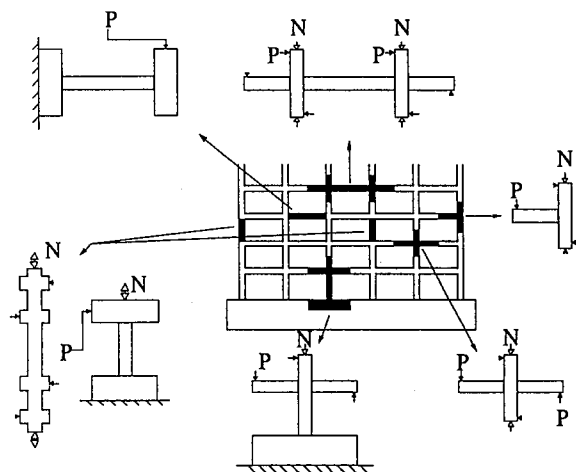


図-1.8 部材実験の試験体

## 1.5 地震応答解析

### 1.5.1 線形解析

鉄筋コンクリートは比較的低応力でひび割れを生じるため、初期剛性に立脚する線形解析は最強地震動に対しては意味がない。ひび割れ断面剛性に立脚する線形解析にはそれなりの意味はあるが、剛性の評価法が不明確なため、今日まで全部の例で最強地震動、限界地震動の両者に対して非線形解析を行っている。

### 1.5.2 質点系の非線形解析

時刻歴の非線形地震応答解析は、多くの場合いわゆるせん断形モデルを用いて行われている。その復元力特性としては、静的弾塑性解析の結果を等価な三折線に単純化した包絡線と、degrading trilinear あるいは Takeda model などの履歴法則が用いられている。せん断形モデル

は解析が容易なモデルとして好まれているが、高次の周期やモードがより厳密なモデルによるものと一致しないこと、塑性範囲で特定の層に層間変位の集中することがあること、部材の塑性率が求まらないこと、などが問題点である。

曲げ変形を別途考慮する曲げせん断形モデルを用いている例もあるが、曲げ変形は終始弾性としている。又ねじれを考慮するときは、各構面をせん断形または曲げせん断形とし、これらを剛床で結合した擬似立体モデルを用いている例が多い。

部材の塑性率が求まらない為、得られた応答層間変位を手がかりにして静的弾塑性解析の結果から部材の塑性率を推定しているものが多い。

### 1.5.3 骨組の非線形解析

上記のせん断形モデルの問題点は、骨組をまともに取り扱った地震応答解析をすれば全て解決する。骨組の非線形地震応答解析は多くの計算量を必要とする解析であるが、最近の計算機の進歩と、ソフトウェアの普及によって比較的容易に行えるようになった。そこで、入力波の種類を限定して骨組系の非線形地震応答解析を行う例が、最近増加している。

### 1.5.4 入力地震動

通常の高層建築物の場合と同様に、標準的なもの、長周期成分をもつもの、地域特性を反映したものの中から3~4波を選定し、その強さはレベル1とレベル2の2段階に設定されている。地震動は最大速度によって基準化し、その値はレベル1に対して25 cm/sec、レベル2に対して50 cm/secにとられている。

### 1.5.5 減衰

振動系の粘性減衰は、内部粘性系で、初期剛性比例型でなく瞬間剛性比例型になってきている。後者の方が幾分応答結果は大きくなる。

### 1.5.6 応答結果

どの設計例も設定した目標以内におさまっているのは当然であるが、限界地震動によっても層としての塑性率が1.0以下のものが多く、設定したドリフト制限の方が厳しくなることが多い。部材の塑性率も2.0程度以下が大部分である。

## 1.6 結び

### 1.6.1 高層RC造実現の技術的要因

高層鉄筋コンクリート構造の実現を可能にした主要要因と、その将来展望を手短かにまとめて述べる。

(1) 小さいスパンと階高：これにより柱軸力と地震時応力の低減が可能になったが、建物用途は住宅に限定され、住宅としてもより大スパンが望まれている。

(2) 整形の平面と立面：ねじれなどの悪影響を排除した。将来の解析技術の進歩は、結果として悪い建物を許す方向になる危険性もある。

(3) 柱断面構成の工夫：コアコンクリートの拘束とせん断補強の為、各種の断面が考案された。また、引張力に対処する為、心鉄筋なども考案された。将来ある程度標準化が進行し、指針なども出来ることが期待される。

(4) 高強度の材料：コンクリート、鉄筋とも、従来の使用材料より高強度である。これを更に高強度化することで現状の制約を脱却することが望まれている。

(5) 鉄筋継手の合理化：現状で、既に主な継手工法は出そろった感があり、これらの淘汰が行われつつある。

(6) プレキャスト化：必要に応じて合理的に使うという柔軟な姿勢と、細部の工夫が今後期待される。

(7) メカニズム確保の技術：ヒンジ断面は十分の強度と靱性を、それ以外は十分の強度を、という耐力設計法の思想はかなり普及してきた。メカニズム確保のための設計指針も学会等から出版されており、今後このような設計法の普及確立が望まれる。

(8) フレーム応答解析法の開発：従来の鉄骨造または鉄骨鉄筋コンクリート造の高層建築の非線形地震応答解析は、ほとんどがせん断形モデルを用いてきたが、鉄筋コンクリートになってから、より詳細なフレームに立脚した地震応答解析を設計に用いることが一般化してきた。この方向の電算機用ソフトの充実が望まれる。

### 1.6.2 高強度材料の必要性

前節で述べた各種の技術的要因の中で、最大のものは高強度材料の登場である。 $F_c = 360 \sim 420 \text{kg/cm}^2$ の高強度コンクリートとSD390のD38あるいはD41の高強度太径鉄筋が普及したことが、30階程度までの高層RC建物の実現にあたって最も重要な要因であった。

しかし、これらの高強度材料、特に高強度コンクリートの使用が公的に認知されるまでには、関係者の非常な努力が必要であった。高強度コンクリートを安定的に建設現場に供給し信頼できる構造物を完成するためには、材料、調合、練混ぜ、運搬、打込み、締固め、養生のすべての段階で、関係者全員の一致した努力が必要であり、それを監督官庁に認めてもらうためにも、また努力が必要になる。

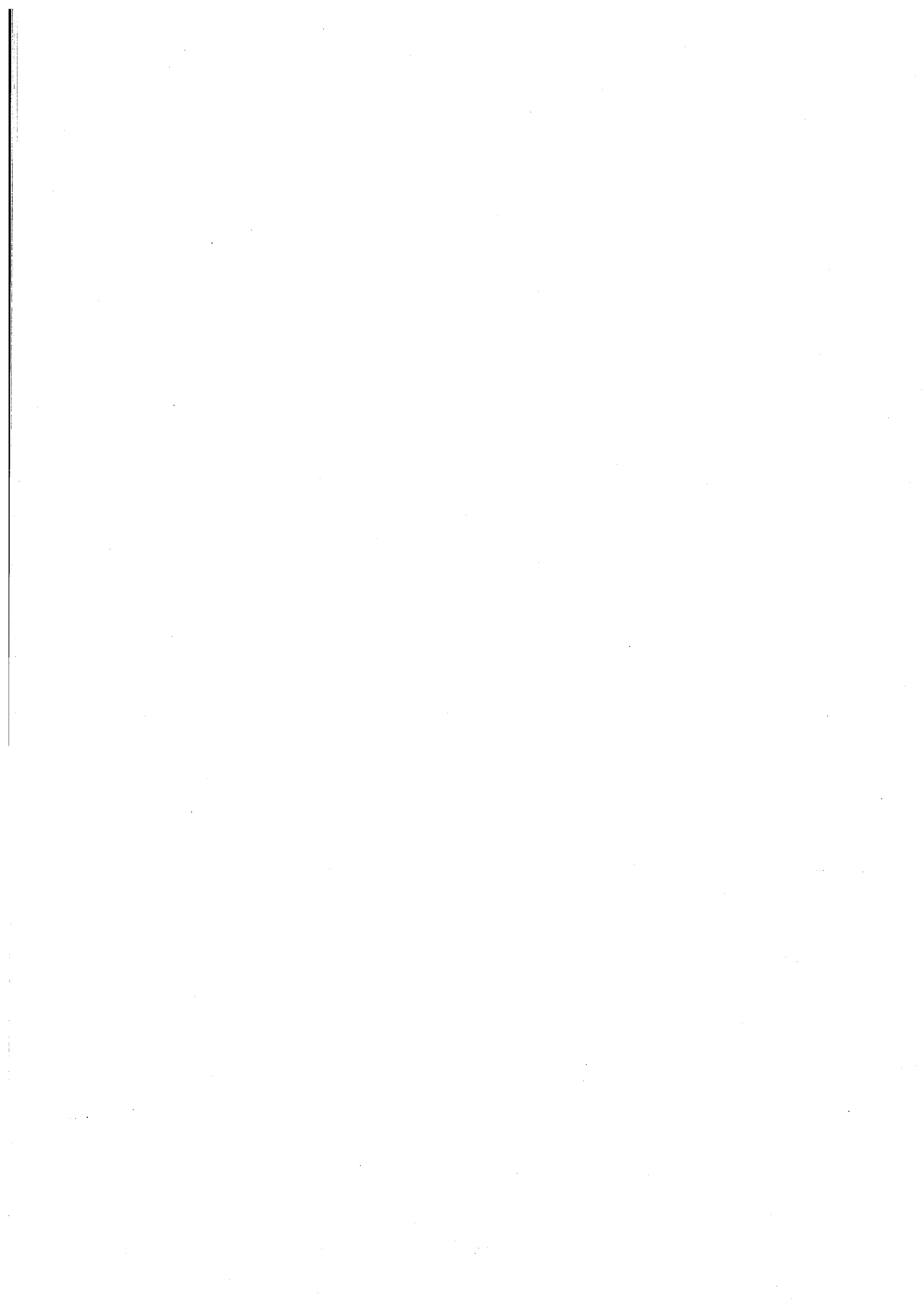
高層RCの設計実務の側から見ると、2つの要求項目が明らかであった。ひとつは現在20階、30階、40階と延びてきた建物高さを更に大きくして、現在鋼構造で実現している60階200mクラスまでRC化すること、もうひとつは現在実現している高さの範囲内で、スパンを大きくして平面計画の自由度を増したいとの要求である。

この2つの要求項目のいずれを実現する為にも、現状を超える高強度材料が必要となる。これがNew RCプロジェクトを発足させる最大の契機となったのである。

### 参考文献

- 1.1) 青山博之:高層鉄筋コンクリート建物の現状と今後の問題点、コンクリート工学、Vol.24, No.5, pp.4~13, 1986.5.
- 1.2) 園部泰寿:高層鉄筋コンクリート造の現状、コンクリート工学、Vol.29, No.5, pp.15~26, 1991.5.





## 第2章 New RC プロジェクト

### 2.1 背景

鉄筋コンクリート構造は、優れた耐火性、経済性、耐久性、維持管理性等により従来から、2~7階建の代表的な建築物として用いられてきた。しかしながら、コンクリートそのものは素材的にじん性面で鉄骨に劣ることなどから、わが国では鉄筋コンクリート造の高層建築物への適用は見送られてきた。この壁を打破したのがそれ以前のコンクリート強度の約倍の強度をもつ高強度コンクリートの開発と、部材としてのじん性を確保するための構造技術の開発、コンピュータを利用した地震応答等の解析技術の発達、新しい施工技術等の開発ならびに施工品質管理の技術の向上である。この結果として出現した20~40階建ての高層鉄筋コンクリート造の住宅建築物は、鉄筋コンクリート造の新たな展開を予想させた。しかしながら同時に、この高層鉄筋コンクリート造建築物の普及の過程において、今後さらなるコンクリートの高強度化ならびにこの高強度のコンクリートを十分に生かし得る高強度鉄筋の実用化なくしては、さらなる超高層化や事務所建築物等に要求される豊かな空間を構築するにはおのずと限界があることも明らかとなった。

このため建設省は、昭和63年度より5箇年計画で、従来強度の2~4倍の強度を有する高強度で高品質のコンクリートおよび鉄筋を用いた新しい鉄筋コンクリート

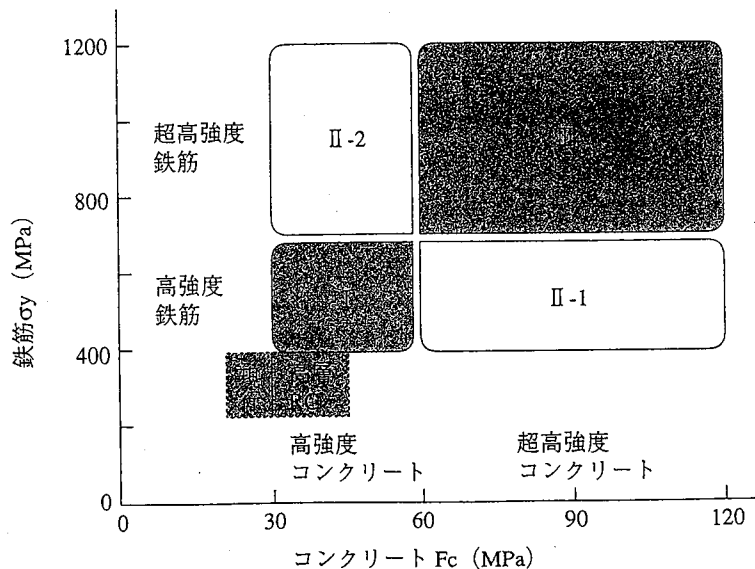
造建築物の開発を目的とした総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」(略称:New RC)を推進した。

### 2.2 開発目標

図-2.1に本総プロで行った研究開発の材料強度のゾーニングを示す。現行と書いた領域は現在わが国の鉄筋コンクリート造で通常使用されている材料の強度であり、鉄筋強度で3000~4000kgf/cm<sup>2</sup>、コンクリートで180~270kgf/cm<sup>2</sup>である。

また高層RCと書いた領域は、近年開発された20~40階建の高層住宅で用いられている材料の領域で、コンクリートで360~480kgf/cm<sup>2</sup>が用いられている。

これに対しI、II、IIIの領域が総プロNew RCが対象とする材料の強度の範囲である。現在使用されている材料強度に比べきわめて高い材料強度までの鉄筋コンクリート造を開発対象とした事がお分かりいただけよう。但し、総プロ終了後直ちに実用化に供しうる成果の取りまとめを目的とした材料の範囲は、コンクリートの設計基準強度で600kgf/cm<sup>2</sup>、鉄筋の降伏強度で7000kgf/cm<sup>2</sup>までの材料(ゾーンI)で、それ以上の強度の材料(ゾーンII、III)を用いる技術についてはその技術の基本的事項の取りまとめを行うこととした。表-2.1に開発項目とその成果の一覧を示す。



- ゾーンI : 高強度材料を用いたRC造
- ゾーンII-1 : 超高強度コンクリートを用いたRC造
- ゾーンII-2 : 超高強度鉄筋を用いたRC造
- ゾーンIII : 超高強度材料を用いたRC造

図-2.1 研究開発のゾーニングと材料強度との関係

なお本総プロでは、前述のように現在の高層鉄筋コンクリート造建築物をさらに上回る、高層で、かつ豊かな空間を有する鉄筋コンクリート造建築物を開発することを主たる具体的な目標として掲げたが、このほか、これらの高強度材料の中低層建築物への応用、新たな鉄筋コンクリート造建築物の開発、また研究を通じ開発される技術による現行の鉄筋コンクリート造技術の改良、さらにはわが国の技術開発の誘発、国際競争力の向上および業界の活性化をも意図した。

## 2.3 開発体制

研究開発は、(財)国土開発技術研究センターに設けられた3つの委員会(委員長:青山博之 日本大学教授、当時東京大学教授)およびその下に設けられた高強度コンクリート分科会(主査:友澤史紀 東京大学教授)、高強度鉄筋分科会(主査:森田司郎 京都大学教授)、構造性能分科会(主査:小谷俊介 東京大学教授、当時東京大学助教授)、設計分科会(主査:岡田恒男 東京大学教授)、工法分科会(主査:上村克郎 宇都宮大学教授)、さらにその下に設けられたワーキンググループやサブワーキンググループにおいて産・学・官の共同によって進められた(図2.2及び表2.2~2.9参照)。

## 2.4 成果

主要な成果の概要は次の通りである。

### 2.4.1 高強度・超高強度鉄筋コンクリート用材料の開発

強度の高いコンクリートおよび鉄筋を開発しそれらの性能を調べるとともに、性能評価のための試験方法や判定基準を作成した。写真-2.1に高強度コンクリートのスランプ試験時の状況を、図-2.3に高強度コンクリートの応力-ひずみ関係の例を示す。また図-2.4に主筋用に開発した7000kgf/cm<sup>2</sup>クラスの鉄筋の応力-歪み関係と市販の鉄筋およびP C鋼棒の応力-ひずみ関係を示す。

### 2.4.2 施工標準の開発

高強度鉄筋および高強度コンクリートの施工の標準(New RC 施工標準)を作成した。New RC 施工標準と従来の施工標準(例えば JASS 5)のコンクリートに関する主たる相違点は、構造体コンクリート強度の考え方

および強度規定である。New RC 施工標準においてこれらは構造体および各種養生供試体の強度発現特性をもとに構成し、設計基準強度で指定した圧縮強度が構造体でできるだけ確実に確保されるように図った。

### 2.4.3 構造性能評価手法の開発

高強度鉄筋と高強度コンクリートからなる要素の基本的な力学性能と、New RC 造部材の構造性能を評価する手法を開発した。この手法はできるだけ理論に基づいた評価手法とし、その妥当性ならびに精度を実験的に検証した。

### 2.4.4 設計手法の開発

New RC 材料を用いた「New RC 構造設計ガイドライン(案)」を作成した。本設計ガイドラインは地震時の動的挙動を基にした設計体系であり、要求安全率の明確化が図られている。なお本ガイドラインは、New RC 建築物以外の鉄筋コンクリート造建築物にも適用可能であり、またその概念はその他の構造種別の建築物にも活用しうる。写真-2.2に試設計を行ったNew RC60階建住居建築物を示す。

### 2.4.5 応用研究

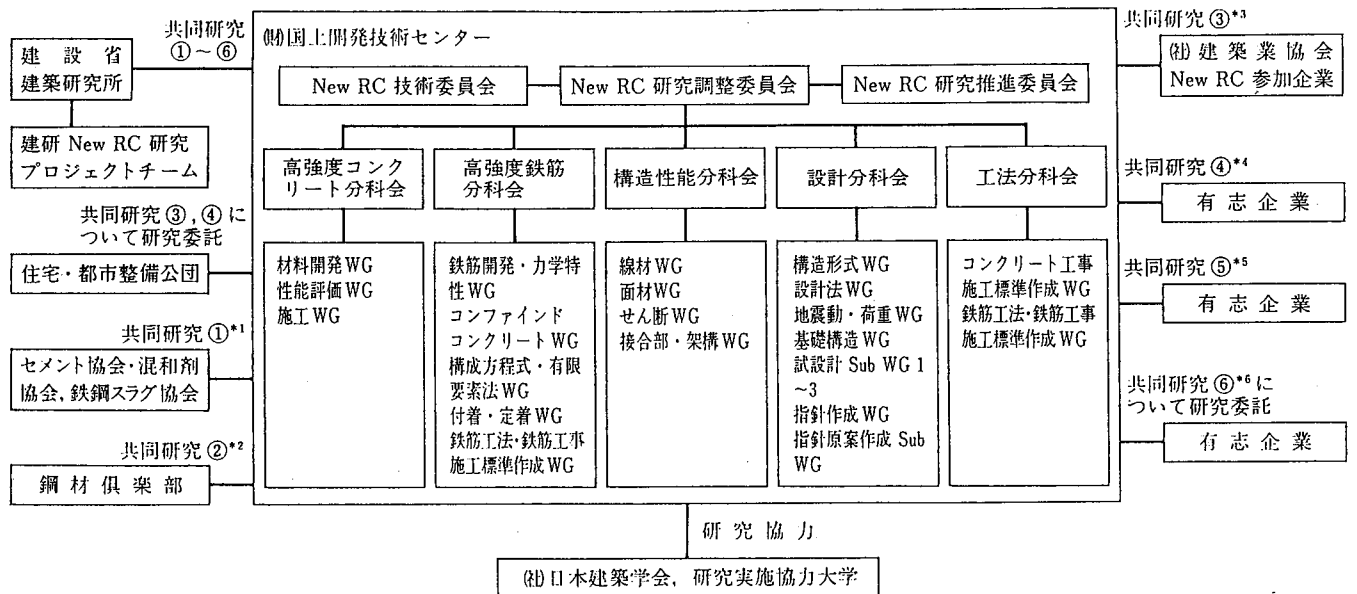
ゾーン II、III の材料を用いた建築物について応用研究を行った。写真-2.3はゾーン II の材料を対象としてその実現性を検討した超高層フラットスラブ構造の建築物の例である。フラットスラブ構造は、はり型が室内に現れない事から住居として極めて大きな利点を有する構造であるが、耐震性には劣ることから我が国ではほとんど発達していない。高強度材料の特性を活用しこの問題点の解決を図ったわけで、今後その発展が大いに期待される。写真-2.4はゾーン III の材料を用いた高さ300mのメガストラクチャーの例である。5層の人工大地とも言えるメガストラクチャーの各層内に15階のサブストラクチャーを有しており、サブストラクチャーは将来、容易にその使用形態が変えられるように考えられている。高強度コンクリートは、耐久性、維持管理性にも優れていることから、今後数世紀にもわたって利用されるこのような社会基盤的性質を持つ構造物に多用されると考えられる。そのほか、実用化研究として、巨大なボックス

壁柱からなる超高層のボイラー建屋（写真-2.5 参照）についても検討を行った。

## 2.5 成果の普及

本総プロの成果の一部は既に活用され New RC 造の超高層建築物の建設が現実のものとなっている。また開発された性能評価手法や設計ガイドライン・施工標準は日本建築学会の指針および都市基盤整備公団の超高層鉄筋コンクリート造の技術指針等に反映されつつあり、本総プロの成果は確実に普及されている。さらに応用研究で検討された超高層のフラットスラブ建築物やメガストラクチャー、超高層ボイラー建屋も将来実現されよう。ただし今後、本研究成果をさらに普及する為には以下の項目についての対応が必要と考えられる。

- 1) 開発した降伏強度  $7000\text{kgf/cm}^2$  の鉄筋については、JIS の規定がないことからその対応
- 2) 高強度コンクリート、超高強度コンクリートの施工標準の基・規準への反映
- 3) 高強度、超高強度レディミスクトコンクリートの一般化
- 4) 日本建築センターの高層評定等における New RC 設計指針・施工指針の評価の確立



- (注) \*1 高強度・高品質コンクリートの開発 \*4 超高層フラットスラブ建築物の開発 (㈱建築研究振興協会に委員会を設置)  
 \*2 高強度・高品質鉄筋の開発 \*5 メガストラクチャーの開発 (㈱建築研究振興協会に委員会を設置)  
 \*3 設計・施工ガイドラインの開発 \*6 超高層ボイラー建屋の開発

図-2.2 New RC プロジェクト実施体制

表-2.1 開発項目および成果

開発項目	成果	現行 RC に係わる成果
① 高強度・高品質材料の開発	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリートの調合設計, 品質管理基準の作成 (ゾーン I)</li> <li>・鉄筋の製造基準, 使用基準の作成 (ゾーン I)</li> <li>・超高強度材料開発方針の明示 (ゾーン II, III)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・現行のコンクリートの調合設計法, 品質管理基準の見直し</li> <li>・現行の鉄筋の品質基準の見直し</li> <li>・現行 RC 造の材料強度の上限の改定</li> </ul>
② 高強度・高品質材料, 部材, 架構の基本的性状の解明	<ul style="list-style-type: none"> <li>・材料の基本性能評価法の確立 (ゾーン I~III)</li> <li>・部材, 架構の基本性能評価法の確立 (ゾーン I~III)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・現行 RC 造性能評価式の改定</li> </ul>
③ 高強度・高品質材料を用いた建築物の設計・施工ガイドラインの作成	<ul style="list-style-type: none"> <li>・構造設計ガイドラインの作成 (ゾーン I)</li> <li>・地震応答評価ガイドラインの作成 (ゾーン I)</li> <li>・施工標準ガイドライン (ゾーン I)</li> <li>・構造設計, 地震応答評価, 施工標準に係わるクライテリアの作成 (ゾーン II, III)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・現行 RC 造 (高層 RC まで含む) 構造設計体系の見直し</li> <li>・現行 RC 造の施工標準の見直し</li> </ul>
④ 超高強度コンクリートを用いた RC 造 (ゾーン II-1) の開発 (実用化に向けた開発)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・実用可能と思われるゾーン II-1 の具体の超高層 RC 造建築物等の開発</li> </ul>	
⑤ 超高層 RC 造 (ゾーン III) の開発 (試行的開発)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ゾーン III の特性を生かした RC 造建築物の試行的開発</li> </ul>	
⑥ 火力発電所ボイラー建屋の検討 (応用技術の開発)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・New RC の応用技術の一つとして具体の大架構の設計手法の開発, 試設計による検討</li> </ul>	

- ・開発目標①のコンクリートについては建設省建築研究所, 国土開発技術研究センター, セメント協会・混和剤協会・鉄鋼スラグ協会で共同開発, また①の鉄筋については建設省建築研究所, 鋼材倶楽部で共同研究
- ・開発目標②, ③は建設省建築研究所, 国土開発技術研究センター, 建築業協会で共同研究
- ・開発目標④, ⑤は建設省建築研究所, 国土開発技術研究センター, 数社の有志企業で共同研究
- ・開発目標⑥は建設省建築研究所, 国土開発技術センターで共同研究

表-2.2 研究調整委員会

委員長	青山博之	東京大学工学部建築学科教授	委員	勅使川原正臣	建築研究所第四研究部第実 大構造物実験室主任研究員
副委員長	上村克郎	宇都宮大学工学部建設学科教授	委員	塩原 等	建築研究所国際地震工学部 第二耐震工学室主任研究員
副委員長	岡田恒男	東京大学生産技術研究所教授	委員	藤谷秀雄	建築研究所第三研究部構造 研究室主任研究員
副委員長	森田司郎	京都大学工学部建築学教室教授	事務局	久保敏行	(財)国土開発技術研究センター 理事
幹事長	室田達郎	建築研究所第三研究部長	事務局	秋元 徹	同センター研究第一部長
幹事	友澤史紀	東京大学工学部建築学科教授	事務局	森 重郎	同センター研究第一部参事役
幹事	小谷俊介	東京大学工学部建築学科助教授	事務局	石川幸雄	同センター研究第一部参事
幹事	榊田佳寛	建築研究所第二研究部 無機材料研究室長			
幹事	平石久廣	建築研究所第三研究部 構造研究室長			
委員	広沢雅也	工学院大学工学部建築学科教授			
委員	村上雅也	千葉大学工学部建築学科教授			
委員	沢井布兆	住宅・都市整備公団建築部 設計課構造係長			
委員	西向公康	(社)建築業協会			
委員	別所佐登志	(社)建築業協会 [鹿島建設(株)]			
委員	斎田和男	(社)建築業協会 [清水建設(株)]			
委員	能登英克	(社)鋼材倶楽部			
委員	山本孝一	(社)鋼材倶楽部 [(株)神戸製鋼 所]			
委員	車田則充	(社)セメント協会			
委員	城処求行	建設省大臣官房技術調査室長			
委員	羽生洋治	建設省住宅局建築指導課長			
委員	高橋泰一	建築研究所第二研究部長			
委員	山崎 裕	建築研究所第四研究部長			
委員	中田慎介	建築研究所第三研究部 複合構造研究官			
委員	阿部道彦	建築研究所第二研究部 有機材料研究室長			
委員	上之菌隆志	建築研究所第三研究部 振動研究室長			
委員	馬場明生	建築研究所第四研究部 施工技術研究室長			

\* (平成5年3月31日当時)

表-2.3 研究推進委員会

委員長	青山博之	東京大学工学部建築学科教授	委員	茂木雄二	(社)建築業協会 [戸田建設]
副委員長	上村克郎	宇都宮大学工学部建設学科教授	委員	中川三夫	(社)建築業協会 [飛鳥建設(株)]
幹事	高橋泰一	建築研究所第二研究部長	委員	山内次郎	(社)建築業協会 [西松建設(株)]
幹事	室田達郎	建築研究所第三研究部長	委員	田口錬一	(社)建築業協会 [日産建設(株)]
委員	岡田恒男	東京大学生産技術研究所教授	委員	柳沢延房	(社)建築業協会 [日本国土開発(株)]
委員	友澤史紀	東京大学工学部建築学科教授	委員	戸田哲雄	(社)建築業協会 [(株)間組]
委員	森田司郎	京都大学工学部建築学教室教授	委員	古賀一哉	(社)建築業協会 [(株)長谷工コーポレーション]
委員	小谷俊介	東京大学工学部建築学科助教授	委員	斉藤純一	(社)建築業協会 [(株)福田組]
委員	広沢雅也	工学院大学工学部建築学科教授	委員	寺岡 勝	(社)建築業協会 [(株)フジタ]
委員	小泉信一	住宅・都市整備公団建築部長	委員	若林 元	(社)建築業協会 [不動建設(株)]
委員	西向公康	(社)建築業協会	委員	前田安治	(社)建築業協会 [前田建設工業(株)]
委員	貴田建城	(社)建築業協会 [青木建設(株)]	委員	阿部 修	(社)建築業協会 [(株)松村組]
委員	森口五郎	(社)建築業協会 [(株)浅沼組]	委員	遠藤克彦	(社)建築業協会 [三井建設(株)]
委員	大森一紘	(社)建築業協会 [安藤建設(株)]	委員	稲葉征弘	(社)建築業協会 [三菱建設(株)]
委員	今津賀昭	(社)建築業協会 [大木建設(株)]	委員	能登英克	(社)鋼材倶楽部
委員	中根 淳	(社)建築業協会 [(株)大林組]	委員	山本孝一	(社)鋼材倶楽部 [(株)神戸製鉄所]
委員	三木正弘	(社)建築業協会 [(株)大本組]	委員	加藤武彦	(社)建築業協会 [(株)神戸製鉄所]
委員	中江新太郎	(社)建築業協会 [(株)奥村組]	委員	小野徹郎	(社)建築業協会 [(株)鴻池組]
委員	別所佐登志	(社)建築業協会 [鹿島建設(株)]	委員	田村良治	(社)建築業協会 [五洋建設(株)]
委員	加藤武彦	(社)建築業協会 [(株)熊谷組]	委員	小坂橋道賢	(社)建築業協会 [佐田建設(株)]
委員	小野徹郎	(社)建築業協会 [(株)鴻池組]	委員	東浦 章	(社)建築業協会 [佐藤工業(株)]
委員	田村良治	(社)建築業協会 [五洋建設(株)]	委員	斎田和男	(社)建築業協会 [清水建設(株)]
委員	小坂橋道賢	(社)建築業協会 [佐田建設(株)]	委員	能森雅己	(社)建築業協会 [住友建設(株)]
委員	東浦 章	(社)建築業協会 [佐藤工業(株)]	委員	松本博至	(社)建築業協会 [西武建設(株)]
委員	斎田和男	(社)建築業協会 [清水建設(株)]	委員	原沢堅也	(社)建築業協会 [(株)銭高組]
委員	能森雅己	(社)建築業協会 [住友建設(株)]	委員	日置尚志	(社)建築業協会 [大末建設(株)]
委員	松本博至	(社)建築業協会 [西武建設(株)]	委員	最上達雄	(社)建築業協会 [大成建設(株)]
委員	原沢堅也	(社)建築業協会 [(株)銭高組]	委員	阿野真司	(社)建築業協会 [大日本土木(株)]
委員	日置尚志	(社)建築業協会 [大末建設(株)]	委員	菅野俊介	(社)建築業協会 [(株)竹中工務店]
委員	最上達雄	(社)建築業協会 [大成建設(株)]	委員	大川明則	(社)建築業協会 [(株)地崎工業]
委員	阿野真司	(社)建築業協会 [大日本土木(株)]	委員	森本 仁	(社)建築業協会 [鉄建建設(株)]
委員	菅野俊介	(社)建築業協会 [(株)竹中工務店]	委員	田草川正光	(社)建築業協会 [東海興業(株)]
委員	大川明則	(社)建築業協会 [(株)地崎工業]	委員	山本俊彦	(社)建築業協会 [東急建設(株)]
委員	森本 仁	(社)建築業協会 [鉄建建設(株)]	委員	茂木雄二	(社)建築業協会 [戸田建設]
委員	田草川正光	(社)建築業協会 [東海興業(株)]			
委員	山本俊彦	(社)建築業協会 [東急建設(株)]			

\* (平成5年3月31日当時)

表-2.4 技術委員会

委員長	青山博之	東京大学工学部建築学科教授
副委員長	上村克郎	宇都宮大学工学部建設学科教授
顧問	梅村 魁	東京大学名誉教授
幹事	高橋泰一	建築研究所第二研究部長
幹事	室田達郎	建築研究所第三研究部長
委員	仕入豊和	神奈川大学工学部建築学科教授
委員	富井政英	九州大学名誉教授
委員	岡田恒男	東京大学生産技術研究所教授
委員	小倉弘一郎	明治大学理工学部建築学科 名誉教授
委員	笠井芳夫	日本大学生産工学部建築学科教授
委員	狩野芳一	明治大学理工学部建築学科教授
委員	岸谷孝一	日本大学理工学部建築学科教授
委員	園部泰寿	筑波大学構造工学系教授
委員	友澤史紀	東京大学工学部建築学科教授
委員	六車 照	京都大学工学部建築学第二教室 教授
委員	森田司郎	京都大学工学部建築学教室教授
委員	山田 稔	関西大学工学部建築学科教授
委員	渡部 丹	清水建設(株)専務取締役
委員	小谷俊介	東京大学工学部建築学科助教授
委員	広沢雅也	工学院大学工学部建築学科教授
委員	城処求行	建設省大臣官房技術調査室長
委員	横田満人	建設省大臣官房官庁営繕部 建築課長
委員	羽生洋治	建設省住宅局建築指導課長
事務局	久保敏行	(財)国土開発技術研究センター 理事
事務局	秋元 徹	同センター部長

\* (平成5年3月31日当時)

表-2.5 高強度コンクリート分科会

主査	友澤史紀	東京大学工学部建築学科教授
幹事	清水昭之	東京理科大学工学部建築学科講師
幹事	阿部道彦	建築研究所第二研究部有機材料 研究室長
委員	鎌田英治	北海道大学工学部建築学科教授
委員	川瀬清孝	新潟大学工学部建築学科教授
委員	毛見虎雄	足利工業大学工学部建築学科教授
委員	大門正機	東京工業大学工学部無機材料工学科教授
委員	谷川恭雄	名古屋大学工学部建築学教室教授
委員	松藤泰典	九州大学工学部建築学科教授
委員	橘高義典	宇都宮大学工学部建築学科教授
委員	野口貴文	東京大学工学部建築学科助手
委員	浜田 勝	住宅・都市整備公団都市試験研究所 専門役
委員	飛坂基夫	(財)建材試験センター中央試験所 無機材料試験課長
委員	中根 淳	(社)建築業協会 [(株)大林組]
委員	岡本公夫	(社)建築業協会 [鹿島建設(株)]
委員	松尾 忠	(社)建築業協会 [佐藤工業(株)]
委員	和泉意登志	(社)建築業協会 [(株)竹中工務店]
委員	平賀友晃	(社)建築業協会 [戸田建設(株)]
委員	坂井正美	鉄鋼スラグ [NKK]
委員	車田則充	(社)セメント協会 研究所
委員	児玉和巳	コンクリート用化学混和剤協会 [(株)エヌエムビー]
委員	小菅啓一	電気化学工業(株)
委員	村主英明	建設省大臣官房技術調査室技術調査官
委員	古田 肇	建設省大臣官房官庁営繕部監督課課長補佐
委員	青木 仁	建設省住宅局建築指導課課長補佐
委員	榊田佳寛	建築研究所第二研究部無機材料研究室長
委員	平石久廣	建築研究所第三研究部構造研究室長
委員	馬場明生	建築研究所第四研究部施工技術研究室長
委員	棚野博之	建築研究所第二研究部無機材料研究室主任研究
委員	安田正雪	建築研究所第二研究部無機材料研究室研究員
協力委員	白石清隆	建築研究所第二研究部無機材料研究室
協力委員	塩見伊津夫	建築研究所第二研究部無機材料研究室
協力委員	須藤栄治	建築研究所第二研究部無機材料研究室
事務局	秋元 徹	(財)国土開発技術研究センター研究第一部長
事務局	石川幸雄	同センター研究第一部参事

\* (平成5年3月31日当時)



表-2.6 高強度鉄筋分科会

主査	森田司郎	京都大学工学部建築学科教授
幹事	野口博	千葉大学工学部建築学科教授
幹事	塩原等	建設省建築研究所国際地震工学部 第二耐震工学室主任研究員
委員	窪田敏行	近畿大学理工学部建築学科教授
委員	田中礼治	東北工業大学工学部建築学科教授
委員	谷川恭雄	名古屋大学工学部建築学科教授
委員	松崎育弘	東京理科大学工学部第一部建築 学科教授
委員	和田章	東京工業大学工学部材料研究所教授
委員	今井弘	筑波大学構造工学系助教授
委員	角徹三	豊橋技術科学大学工学部第六 工学系助教授
委員	崎野健治	九州大学工学部建築学科助教授
委員	林静雄	東京工業大学工業材料研究所 助教授
委員	藤沢正視	筑波技術短期大学建築学科助教授
委員	藤井栄	京都大学工学部建築学科助手
委員	稲田泰夫	(社)建築業協会 [清水建設(株)]
委員	服部高重	(社)建築業協会 [大成建設(株)]
委員	菅野俊介	(社)建築業協会 [(株)竹中工務店]
委員	山本俊彦	(社)建築業協会 [東急建設(株)]
委員	寺岡勝	(社)建築業協会 [(株)フジタ]
委員	山本孝一	(社)建築業協会 [(株)神戸製鋼所]
委員	鈴木昭信	(社)鋼材倶楽部 [新日本製鐵(株)]
委員	清水秀夫	(社)鋼材倶楽部 [住友金属工業(株)]
委員	村主英明	建設省大臣官房技術調査室技術 調査官
委員	古田肇	建設省大臣官房官庁営繕部監督 課課長補佐
委員	青木仁	建設省住宅局建築指導課課長補佐
委員	福島敏夫	建築研究所先端技術研究官
委員	榎田佳寛	同所第二研究部無機材料研究室長
委員	平石久廣	同所第三研究部構造研究室長
委員	馬場明生	同所第四研究部施行技術研究室長
委員	加藤博人	同所第四研究部実大構造物実験室 研究員
事務局	秋元徹	(財)国土開発技術研究センター 研究第一部長
事務局	石川幸雄	同センター 第一部参事

表-2.7 構造性能分科会

主査	小谷俊介	東京大学工学部建築学科助教授
副主査	渡辺史夫	京都大学工学部建築学教室助教授
幹事	上之園隆志	建築研究所第三研究部振動研究室長
幹事	藤谷秀雄	建築研究所第三研究部構造研究室主任研究員
委員	大久保全陸	九州芸術工科大学芸術工学部環境設計学科 教授
委員	狩野芳一	明治大学理工学部建築学科教授
委員	瀧口克己	東京工業大学工学部建築学科教授
委員	野村設郎	東京理科大学理工学部建築学科教授
委員	南宏一	福山大学工学部建築学科教授
委員	加藤大介	新潟大学工学部建築学科助教授
委員	壁谷澤寿海	横浜国立大学工学部建設学科建築学教室 助教授
委員	城攻	北海道大学工学部建築工学科助教授
委員	藤沢正視	筑波技術短期大学建築工学科助教授
委員	市之瀬敏勝	名古屋工業大学工学部社会開発工学科 助教授
委員	別所佐登志	(社)建築業協会 [鹿島建設(株)]
委員	加藤武彦	(社)建築業協会 [(株)熊谷組]
委員	吉崎征二	(社)建築業協会 [大成建設(株)]
委員	前田安治	(社)建築業協会 [前田建設工業(株)]
委員	遠藤克彦	(社)建築業協会 [三井建設(株)]
委員	村主英明	建設省大臣官房技術調査室技術調査官
委員	辻川孝夫	建設省大臣官房官庁営繕部建築課課長補佐
委員	青木仁	建設省住宅局建築指導課課長補佐
委員	中田慎介	建築研究所建築試験室長
委員	平石久廣	建築研究所第三研究部構造研究室長
委員	後藤哲郎	建築研究所第四研究部住宅建設研究室 主任研究員
委員	勅使川原正臣	建築研究所第四研究部実大構造物実験室 主任研究員
委員	加藤博人	建築研究所第四研究部実大構造物実験室研究員
協力委員	岡功治	建築研究所第三研究部
事務局	秋元徹	(財)国土開発技術研究センター研究第一部長
事務局	森重郎	同センター研究第一部参事役

\* (平成5年3月31日当時)

\* (平成5年3月31日当時)

表-2.8 設計分科会

構造研究室長

主査	岡田恒男	東京大学生産技術研究所所長	協力委員	五十嵐治人	建設省建築研究所第四研究部
副主査	村上雅也	千葉大学工学部建築学科教授			
幹事	芳村 学	東京都立大学工学部建築 工学科助教授	事務局	秋元 徹	(財)国土開発技術研究センター 研究第一部長
幹事	勅使川原正臣	建築研究所第四研究部実大 構造物実験室主任研究員	事務局	森 重郎	同センター研究第一部参事役
幹事	藤谷秀雄	建築研究所第三研究部構造研究室 主任研究員			
委員	杉村義広	東北大学工学部建築学科教授			
委員	松島 豊	筑波大学構造工学系教授			
委員	和田 章	東京工業大学工業材料研究所教授			
委員	秋山 宏	東京大学工学部建築学科教授			
委員	広沢雅也	工学院大学工学部建築学科教授			
委員	壁谷澤寿海	横浜国立大学工学部建設学科 建築学教室助教授			
委員	神田 順	東京大学工学部建築学科助教授			
委員	久保哲夫	名古屋工業大学工学部社会開発 工学科助教授			
委員	滝澤春男	北海道大学工学部建築学科助教授			
委員	中埜良昭	東京大学生産技術研究所第一部 助教授			
委員	沢井布兆	住宅・都市整備公団建築部設計課 構造係長			
委員	和泉信之	(社)建築業協会 [(株)戸田建設]			
委員	吉岡研三	(社)建築業協会 [(株)大林組]			
委員	安倍 勇	(社)建築業協会 [(株)奥村組]			
委員	小野徹郎	(社)建築業協会 [(株)鴻池組]			
委員	斎田和男	(社)建築業協会 [清水建設(株)]			
委員	山本昌士	(社)建築業協会 [飛鳥建設(株)]			
委員	石田 忠	(社)建築業協会 [西松建設(株)]			
委員	戸田哲雄	(社)建築業協会 [(株)間組]			
委員	村主英明	建設省大臣官房技術調査室 技術調査官			
委員	辻川孝夫	建設省大臣官房官庁営繕部建 築課課長補佐			
委員	青木 仁	建設省住宅局建築指導課課長補佐			
委員	北川良和	建築研究所国際地震工学部長			
委員	山崎 裕	建築研究所第四研究部長			
委員	中田慎介	建築研究所建築試験室長			
委員	山内泰之	建築研究所企画部国際基準研究官			
委員	平石久廣	建設省建築研究所第三研究部			

\* (平成5年3月31日当時)

表-2.9 工法分科会

主 査	上村克郎	宇都宮大学工学部建設学科教授
副主査	森田司郎	京都大学工学部建築学教室教授
副主査	友澤史紀	東京大学工学部建築学科教授
幹 事	榊田佳寛	建築研究所第二研究部 無機材料研究室長
幹 事	塩原 等	建築研究所国際地震工学 部第二耐震工学室主任研究員
委 員	毛見虎雄	足利工業大学工学部建築学科教授
委 員	田中礼治	東北工業大学工学部建築学科教授
委 員	今井 弘	筑波大学構造工学系助教授
委 員	清水昭之	東京理科大学工学部建築学科講師
委 員	福士 勲	住宅・都市整備公団東京支社都市再開発部 (特定再開発工事事務所) 所長
委 員	中根 淳	(社)建築業協会 [(株)大林組]
委 員	別所佐登志	(社)建築業協会 [鹿島建設(株)]
委 員	岡本公夫	(社)建築業協会 [鹿島建設(株)]
委 員	服部高重	(社)建築業協会 [(株)大成建設]
委 員	和泉意登志	(社)建築業協会 [(株)竹中工務店]
委 員	菅野俊介	(社)建築業協会 [(株)竹中工務店]
委 員	山本孝一	(社)鋼材倶楽部 [(株)神戸製鋼所]
委 員	阿部道彦	建築研究所第二研究部長
委 員	平石久廣	建築研究所第三研究部 構造研究室長
委 員	安田正雪	建築研究所第二研究部 無機材料研究室研究員
協力委員	西村 進	建築研究所第二研究部 無機材料研究室
事務局	秋元 徹	(財)国土開発技術研究センター 研究第一部長
事務局	石川幸雄	同センター研究第一部参事

\* (平成5年3月31日当時)

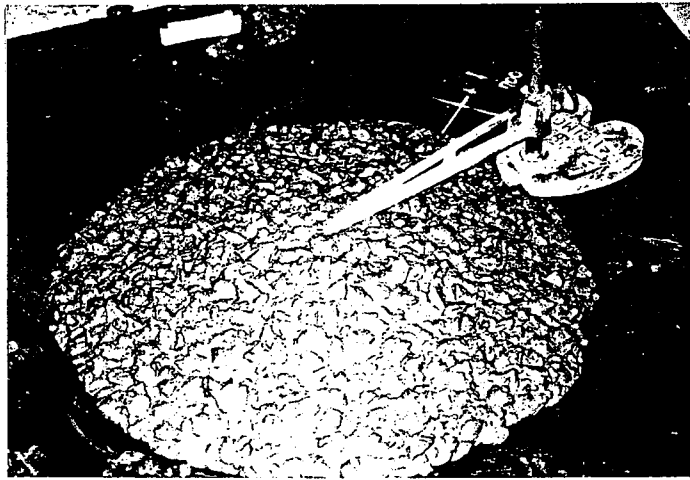


写真-2.1 スランプテスト後のコンクリートの状態

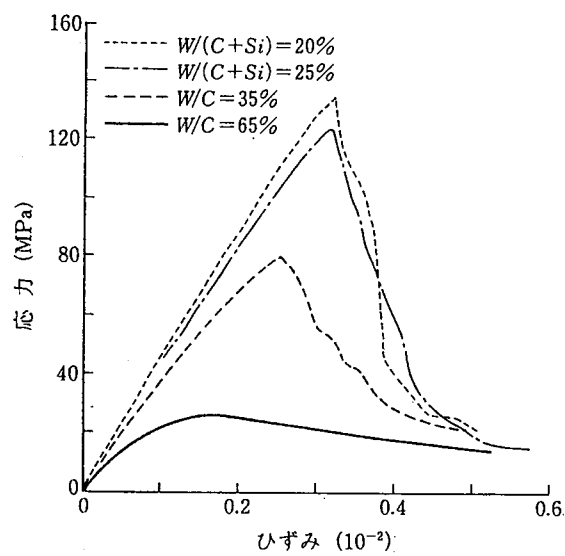


図-2.3 コンクリートの一軸応力-ひずみ関係

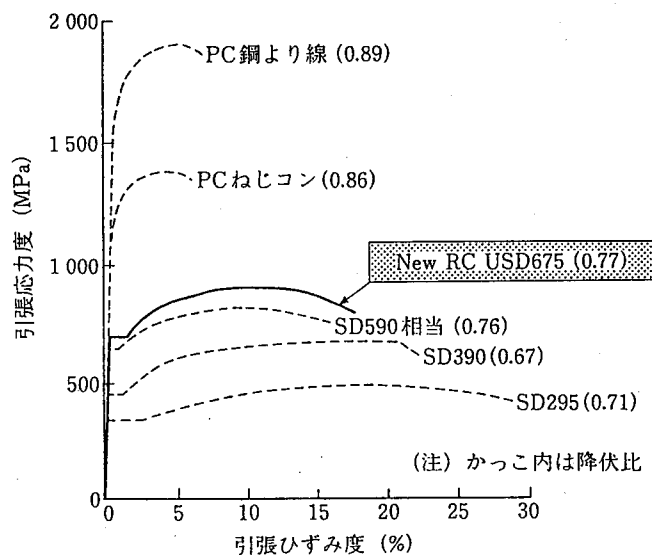


図-2.4 開発された降伏棚の明瞭な主筋用高強度鉄筋USD675と市販の普通鉄筋およびPC鋼材の応力-ひずみ度関係

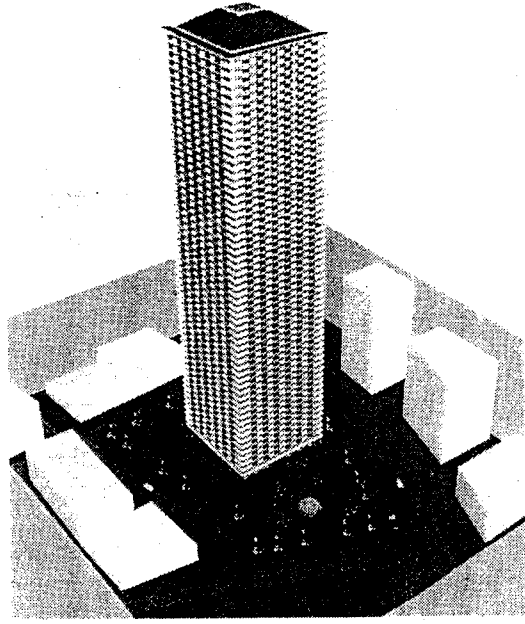


写真-2.2 60階建て超高層集合住宅設計例の鳥瞰

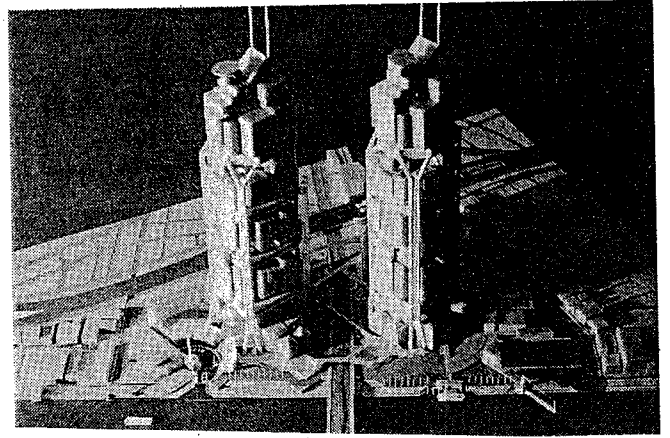


写真-2.4 超高強度コンクリートを用いた高さ300mのメガストラクチャー

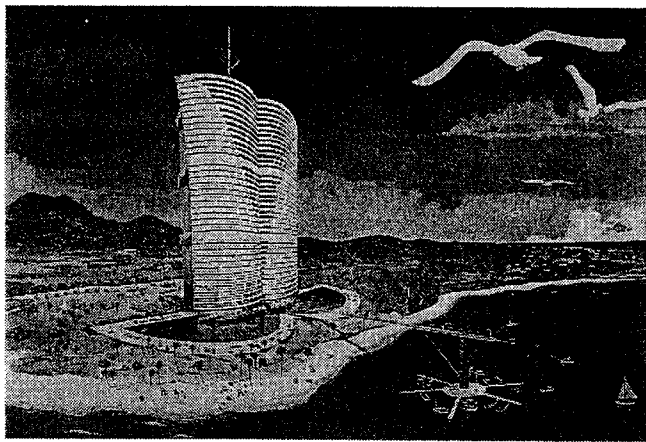


写真-2.3 超高強度コンクリートを用いた超高層フラットスラブ造のリゾートホテル

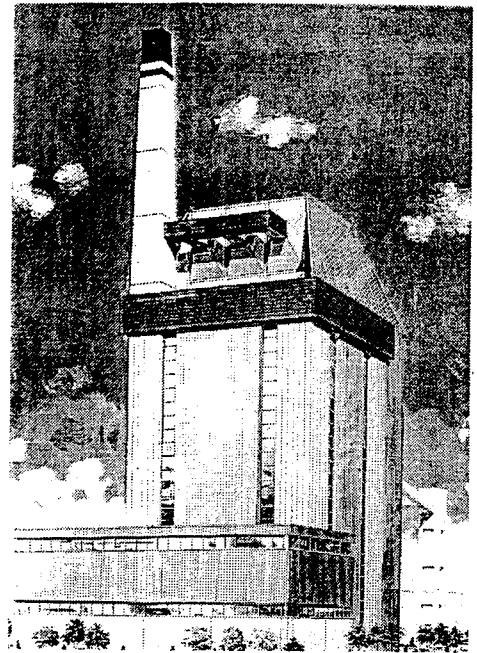


写真-2.5 火力発電所の超高層ボイラー建屋

### 第3章 高強度材料

#### 3.1 高強度コンクリート

##### 3.1.1 高強度コンクリートの材料および調合

コンクリートを高強度化するためには、①結合材の高強度化、②強度の高い骨材の選定、③骨材と結合材の界面の付着向上という3つの方法がある<sup>3.1)3.2)</sup>。

このうち最も一般的に採用されている方法は①の方法である。それは、通常の強度レベルのコンクリートでは結合材の強度は骨材の強度より弱いため、コンクリートの強度は結合材の強度に支配されるためである。結合材の高強度化のためには、高強度に適したセメントや混和材の開発が必要であり、調合上は水結合材比の低減が有効である。同時に、水結合材比を低減して単位水量を増加させることなく施工可能なコンクリートをつくるためにはセメントや混和材の分散性をより一層高めた混和剤の開発が必要となってくる。

結合材が高強度化されてくると今度は骨材の強度もコンクリートの強度に影響してくるため、高強度化に適した骨材の選定が重要となってくる。

また、コンクリートの強度は、微視的には骨材と結合材の界面に生じる遷移帯（トランジションゾーン）の構造に依存するとされており<sup>3.3)</sup>、遷移帯の強度改善には水セメント比の低減だけではなくシリカフェームなどの

超微粉末の混和材の使用が効果的とされている。

コンクリートの高強度化のためのこれらの方法を踏まえ、ここでは高強度コンクリートに適したセメント、混和剤および混和材の開発と骨材の選定方法ならびに高強度コンクリートの調合方法に関する研究成果を示す。

##### a. セメント

高強度コンクリートの製造に適したセメントの開発と高強度コンクリート用セメントの品質基準を作成することを目的として実験的研究が行われた。研究成果をまとめると次のようである。

① 普通、早強、中庸熱および高炉B種の各種セメントを用い、水セメント比 25 ~ 65 % でモルタルの圧縮強度試験を行い、水セメント比が 30 % 以上の範囲ではセメント種類による強度発現に差があるが、水セメント比が 25 % になると差は小さくなることを見出した（図-3.1.1）<sup>3.4)</sup>。次いで、各銘柄の普通、早強、中庸熱および高炉B種を用いた水セメント比 30 %、砂セメント比 1.4 のモルタルの凝結および圧縮強度試験を実施し、いずれのセメントでも高強度コンクリートとして必要な強度を得ることができたが、モルタルの圧縮強度と J I S によるセメント強さとの間には相関がなく、このことから高強度コンクリート用セメントの品質基準として J I S 規格だけでは不十分であることが示唆された。

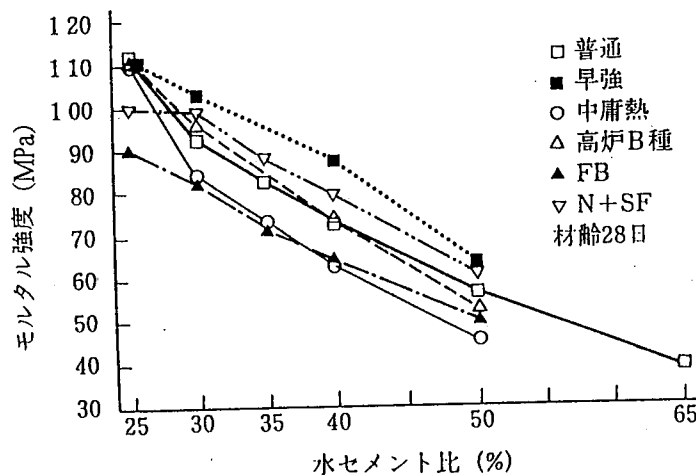


図-3.1.1 各種セメントの低水セメント比におけるモルタルの強度発現性

② 市販のセメントでは、低水セメント比にすると非常に流動性が悪くなる。そこでポルトランドセメントの一部を粗粉ポルトランドセメントや石灰石微粉末などの粉体材料で置換して粒度を調整したセメントを試作し、モルタルおよびコンクリート実験を行った。その結果、

水セメント比を 20 % 以下にしても流動性の良い（フロー値 200 mm）モルタルが得られ、この粒度調整セメントを用いた水セメント比 20 % のコンクリートは非常に流動性が良く、圧縮強度 100MPa 以上を得ることができた（図-3.1.2）<sup>3.5)</sup>。

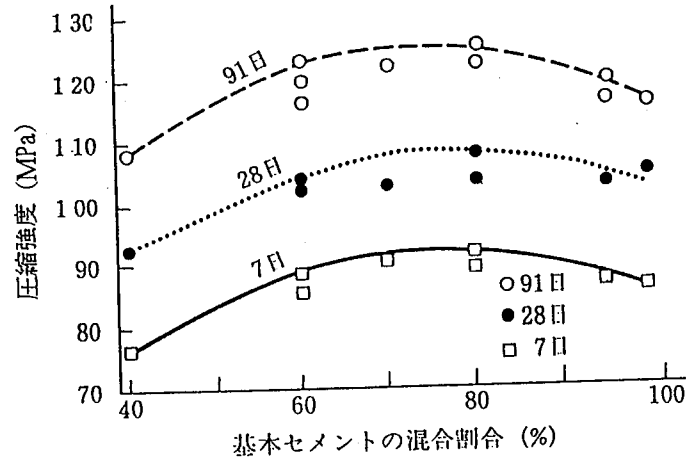


図-3.1.2 粒調セメントにおける基本セメントの混合割合とモルタルの圧縮強度との関係

b. 骨材

高強度域におけるコンクリートの品質と骨材品質との係わりを実験的に検討し、高強度コンクリートに適した骨材の選定方法を作成した。研究成果をまとめると以下のようなものである。

① コンクリートをマトリックス（モルタル）と粗骨材との2成分系と考え、モルタルをマトリックス（セメ

ントペースト）と細骨材との2成分系と考えて、一定の強さのマトリックスに骨材の混入量を変えて強度試験を行い骨材品質と骨材の混入による強度の変化を調べた。その結果、骨材の強さが弱く高強度コンクリート用骨材として適当でないものは骨材の混入量の増加とともに強度が低下することが認められた（図-3.1.3~4）<sup>3.6)3.7)</sup>。

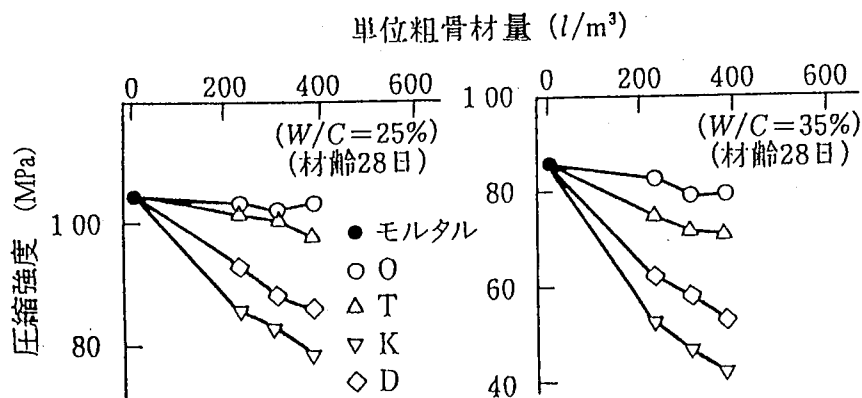


図-3.1.3 単位粗骨材量とコンクリートの圧縮強度との関係

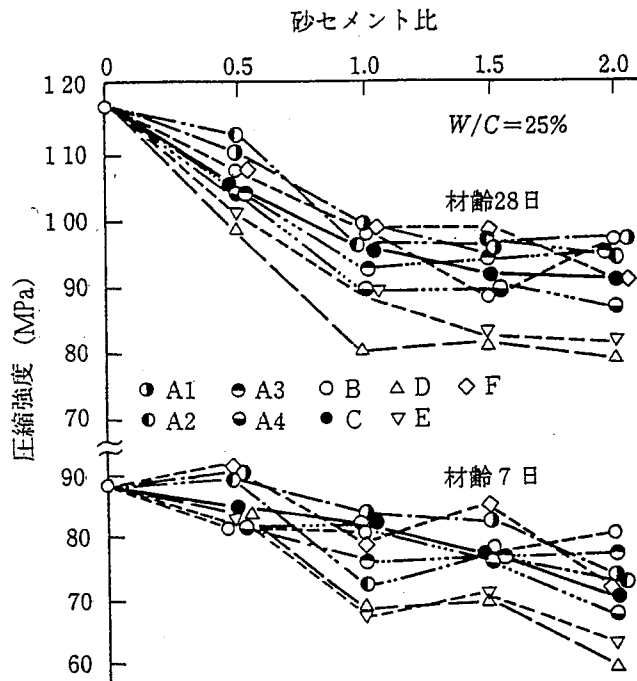


図-3.1.4 砂セメント比とモルタルの圧縮強度の関係

② 高強度コンクリートの圧縮強度に及ぼす粗骨材寸法、形状、粗骨材量の影響について調べた。その結果、コンクリートの圧縮強度と粗骨材寸法、粗骨材量との間には相関はなかったが、形状は角張っている方が有利であった<sup>3.8)</sup>。

③ BS破砕値が15~20程度の硬質砂岩、石灰岩および安山岩の各砕石を用いて、圧縮強度100~120 MPaの高強度コンクリートの材齢4週のヤング係数と保

存期間6カ月の乾燥収縮を調べたが、硬質砂岩や安山岩のヤング係数 $4 \times 10^4$  MPaに対し、石灰岩は $5 \times 10^4$  MPaであり、乾燥収縮も最も小さかった。なお、調査は、いずれも単位水量 $160 \text{ kg/m}^3$ で記号25N以外はシリカフェームを15%置換している(図-3.1.5)<sup>3.9)</sup>。

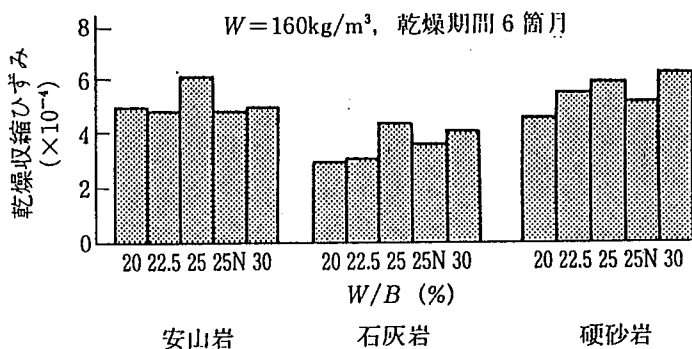


図-3.1.5 粗骨材の種類がコンクリートの乾燥収縮ひずみに及ぼす影響



c. 混和剤

高強度コンクリートに適用できる混和剤を開発して、その品質基準および使用方法を作成した。研究成果は次のとおりである。

設計基準強度 40 MPa 級のコンクリートを対象に水セメント比 40% で<sup>3.10)-3.13)</sup>、60 MPa 級を対象に水セメント比 30% で<sup>3.14)-3.16)</sup>、80 MPa 級を対象に水結合材比 25% (プレーンコンクリートおよびシリカフェーム、高炉スラグ微粉末を混入したコンクリート) で

<sup>3.17)-3.19)</sup>、さらに 100MPa 級を対象に水結合材比 22% (シリカフェーム、高炉スラグ微粉末を混入) で<sup>3.20)-3.22)</sup> 実験を行った。評価項目は、所要のスランプ・空気量とするための単位水量と混和剤の添加率の関係、スランプの経時変化、凝結時間、圧縮強度、乾燥収縮率、凍結融解抵抗性などである。

設計基準強度 60 MPa 級の水セメント比 30% の場合の共通実験の結果を例示すると、混和剤の中にはスランプの経時変化の大きいもの (図-3.1.6)、凝結時間が非常

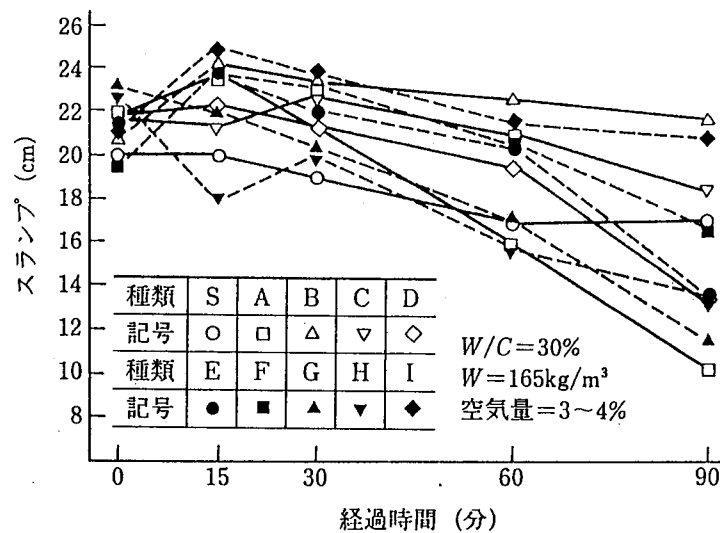


図-3.1.6 各種高性能A E減水剤を用いたコンクリートのスランプの経時変化

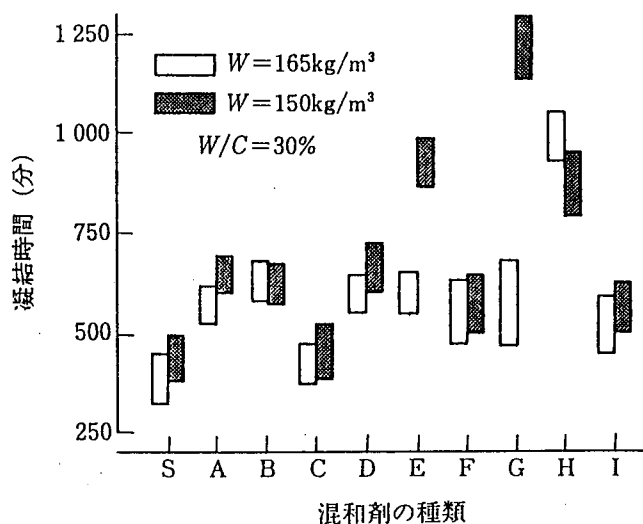


図-3.1.7 各種高性能A E減水剤を用いたコンクリートの凝結時間

に長くなるもの (図-3.1.7) や、乾燥収縮率が大きくなるものがあったが、圧縮強度についてはいずれも所要の強度を満足していた (図-3.1.8)。また、水結合材比 25% であっても空気を連行しないと凍結融解抵抗性に劣る場

合のあることがわかった (図-3.1.9)。これらの共通試験の結果をもとに、60 MPa 級の高強度コンクリート用混和剤の品質基準を作成した<sup>3.23)-3.26)</sup>。

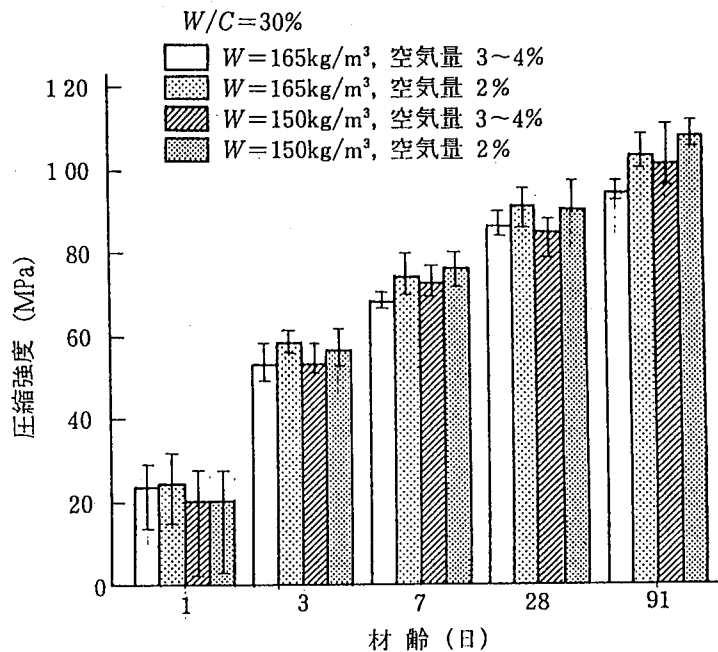


図-3.1.8 各種高性能AE減水剤を用いたコンクリートの圧縮強度

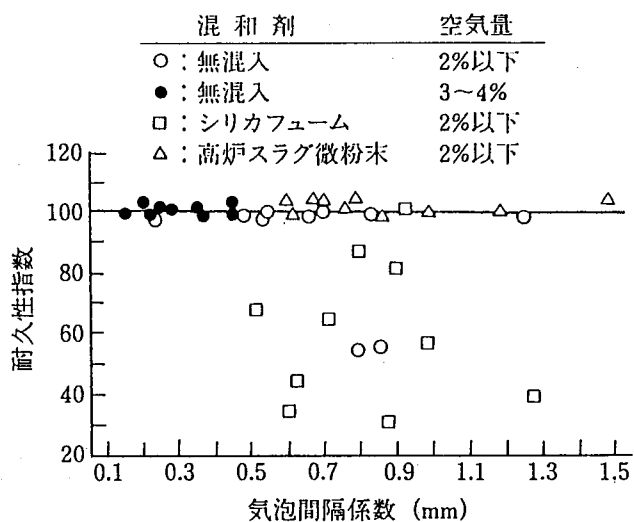


図-3.1.9 各種高性能AE減水剤を用いたコンクリートの気泡間隔係数と耐久性指数の関係

d. 混和材

セメントと置換して結合材の一部となる高強度コンクリート用混和材を開発し、その品質基準および使用方法を作成した。対象とした混和材は、シリカフューム、フライアッシュフューム、高炉スラグ微粉末、エトリングイト系特殊混和材である。フライアッシュフュームとは、フライアッシュを高温処理し、フライアッシュ中に含まれる比較的低温の物質である SiO<sub>2</sub> を蒸発・気化させ、それを凝結させて捕集することにより得られるものである。エトリングイト系特殊混和材とは、2型無水石膏を主成分としエトリングイトの針状結晶の生成を利用して硬化体組織の緻密化を図る混和材で、あらかじめ高性能減水剤が配合されているものである。主な研究成果は次のようである。

① シリカフュームおよび比表面積を 26 ~ 70 万 cm<sup>2</sup>/g に変えたフライアッシュフュームを用いたセメントペースト、モルタルおよびコンクリートの流動性、圧縮強度などについて実験した。その結果、フライアッシュフュームの粉末度の増加とともに圧縮強度は増加の傾向を示し、また、置換率 10 ~ 15 % で強度は最大値を示した<sup>3.27)-3.30)</sup>。

② 比表面積 6000、8000、10000 cm<sup>2</sup>/g の高炉スラグ微粉末を対象に、置換率、水結合材比および温度を変えてモルタルおよびコンクリート実験を行い、ワーカビリティ、強度発現、凍結融解抵抗性などを調べた。その結果、強度発現は低温では遅いが比表面積が大きくなると改善されることが認められた<sup>3.31)-3.33)</sup>。

③ 結合材としてセメント、高炉スラグ微粉末、シリカフュームまたはフライアッシュフュームの3成分を用いた低水結合材比のコンクリートの強度発現性を調べた。その結果、3成分の方が長期に強度の伸びが大きくなる傾向にあった<sup>3.34)</sup>。

④ エトリングイト系特殊混和材を用いたコンクリートの諸性質について実験し、用いないコンクリートに比べて圧縮強度が 15 MPa 程度大きくなり、また、この混和材を用いると気中養生での圧縮強度の増加の割合が大きい傾向にあった(図-3.1.10)<sup>3.35)</sup>。

これらの混和材は、特に設計基準強度 60 MPa を超える超高強度コンクリートにとっては非常に重要なものとなるが、それぞれ特徴があり、適宜使い分ける必要があると考えられる。

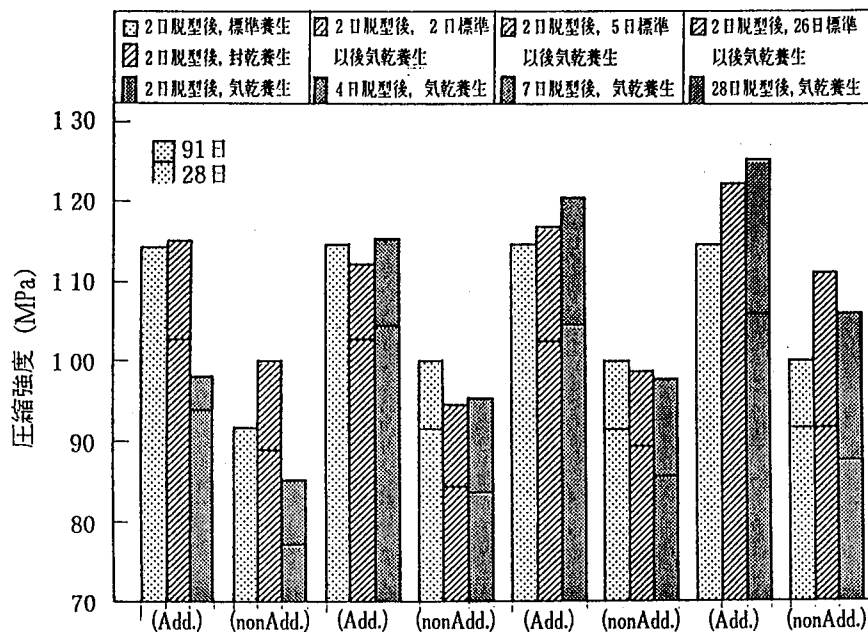


図-3.1.10 エトリングイト系混和材を用いたコンクリートの圧縮強度に及ぼす養生条件の影響

e. 調合方法

設計基準強度 60 ~ 80 MPa 級の高強度コンクリートの調合方法を作成することを目的とし、調合強度、空気量およびスランプまたはスランプフローが与えられた後、具体的に水セメント比（水結合材比）、単位水量、単位粗骨材かさ容積、混和剤の添加量などを定める手順について検討した。主な成果は次のようである。

調合強度と水セメント比または水結合材比の関係、単位水量や混和剤の添加率とワーカビリティの関係を調

べるために、高性能AE減水剤、シリカフュームおよび高炉スラグ微粉末 8000 を用い、水結合材比を 15 ~ 40%、単位水量を 145~175 kg/m<sup>3</sup> の範囲で変化させたコンクリートの諸性質について実験した。その結果、フレッシュコンクリートのスランプおよびスランプフローが同じでも、シリカフュームを使用した場合や単位水量が多い場合はコンクリートのフロー速度が早くなり、ワーカビリティが良くなった。また、水結合材比が 25% 以上の範囲では圧縮強度は結合材水比に比例して増加し

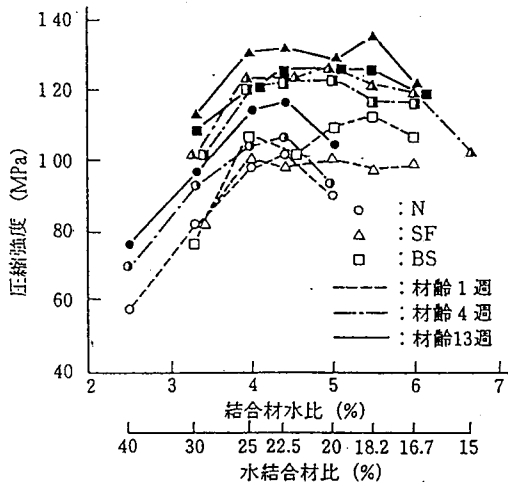


図-3.1.11 水結合材比と圧縮強度との関係

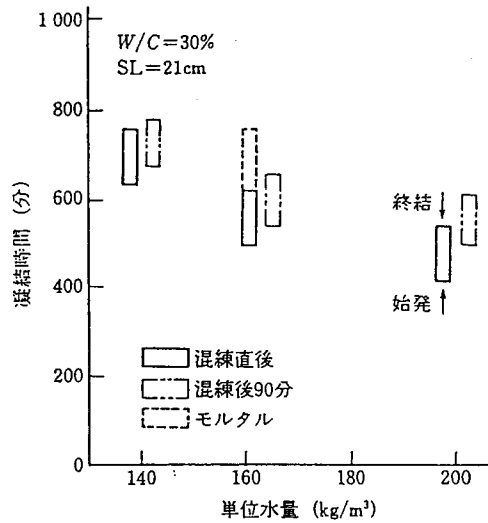


図-3.1.12 単位水量と凝結時間との関係

ているが、25%以下になると水結合材比を大きくしても圧縮強度は増加せず、材齢4週では、普通ポルトランドセメント（記号N）を使用した場合は約 100MPa、また、シリカフューム（記号SF）や高炉スラグ微粉末 8000（記号BS）を使用した場合は約 120MPa で横這いの傾向を示した（図-3.1.11）<sup>3.36-3.37</sup>。

次に、設計基準強度 60 MPa を対象として水セメント比 30%、スランプ 21 cm、および設計基準強度 80 MPa を対象として水結合材比 25%、スランプ 25 cm のコンクリートの調合と諸性質を検討した。その結果、水セメント比が同じであっても、単位水量の小さいものは高性能AE減水剤の使用量が多くペースト量が少ないために粘性が高く凝結時間が遅れる傾向にあった（図-3.1.12）。逆に、単位水量の大きいものは小さいものよ

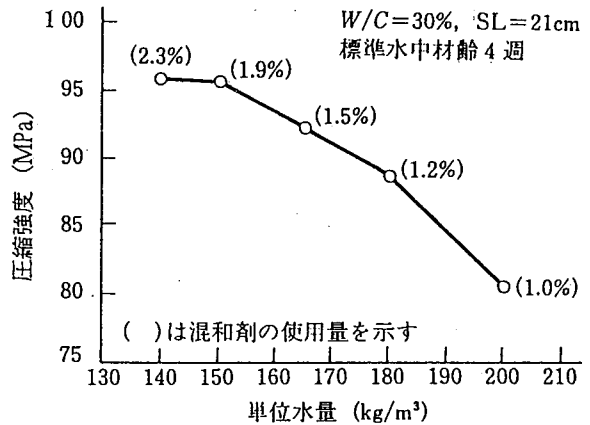


図-3.1.13 単位水量と圧縮強度との関係（スランプ一定）

り圧縮強度が小さくなる傾向にあった(図-3.1.13) 3.38)-3.40)。設計基準強度 80 MPa を対象としたコンクリートでは、シリカフェームおよび高炉スラグ微粉末 8000 を混和材として使ったが、シリカフェームの場合は置換率約 10 % で、また、高炉スラグ微粉末 8000 の場合は置換率 30 ~ 50 % で最も圧縮強度が大きくなった(図-3.1.14) 3.41)-3.42)。

単位粗骨材かさ容積については、混和剤の共通試験で実施した調合などを参考に、スランプまたはスランプフローに対応させて適切と判断される値を求めた。

以上の検討結果を踏まえて、調合計算の一般的な手順を示すと、図-3.1.15 のようになる 3.43)。なお、使用材料や各調合要因の具体的数値の詳細については 8.1.4 調合を参照されたい。

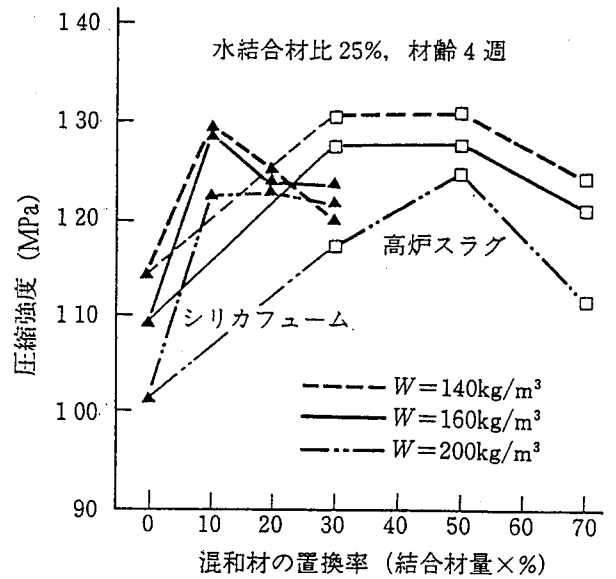


図-3.1.14 混和材の置換率と圧縮強度との関係

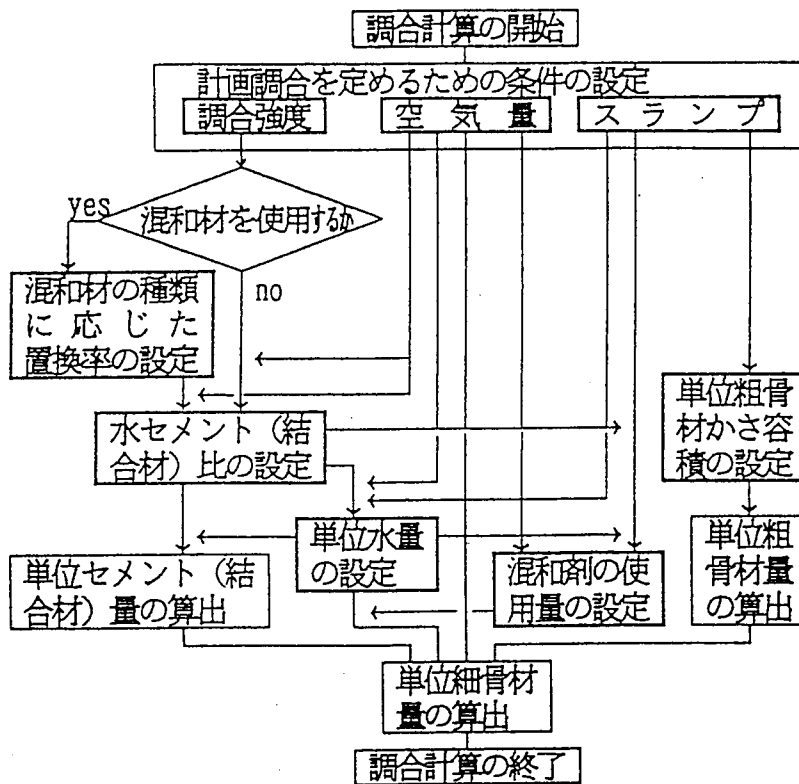


図-3.1.15 調合計算の一般的な手順

### 3.1.2 高強度コンクリートの諸性質

#### a. ワークビリティ

高強度コンクリートは一般に粘性が高く、スランブが大きくても材料分離抵抗性があり、一方、スランブが大きくてもポンプ圧送性は悪くなる。このように、高強度コンクリートでは一般のコンクリートのようにスランブでワークビリティを適切に評価できないといえよう。この課題では、高強度コンクリートのレオロジー的性質を調べて、高強度コンクリートのワークビリティの評価指標を作成することを目的とした。研究の結果、高強度コンクリートのワークビリティの評価には各種コンシステンシー試験の値ではなく、レオロジー定数そのものを用いる必要があり、そのためにはレオロジー定数が求められるようにスランブ試験とフロー試験などを併用するのが良いことを提案した(図-3.1.16)<sup>3.44)</sup>。また、レオロジー定数を用い、粘塑性空間要素法(Viscoplastic Divided Space Element Method)によって型枠中での高強度コンクリートの打設状況がほぼ予測できた<sup>3.45)</sup>。

#### b. 圧縮強度の標準試験方法

高強度コンクリートの圧縮強度試験の結果に影響を及ぼす各種要因を検討し、圧縮強度標準試験方法の提案を行うことを目的とした。主な検討項目は、試験機(図-3.1.17)の剛性や球座面の影響、載荷速度、供試体の端面の処理方法(研磨またはキャッピング)、形状・寸法、乾湿の状態および型枠の種類や締固め方法などの作り方である<sup>3.46)-3.56)</sup>。

これらの検討結果を踏まえて、圧縮強度試験用供試体の作り方と圧縮強度試験方法について、それぞれ JIS A 1132 と JIS A 1108 の規定をもとに、高強度コンクリートの圧縮強度の標準試験方法を提案した。

また、供試体の端面の処理が不要なアンボンドキャッピング方法について、ゴムパッドの材質と硬度および鋼製枠の直径が圧縮強度に及ぼす影響について機械研磨の場合と比較検討した。その結果、ゴムパッドがクロロブレンの場合、強度レベルが高くなるとゴムの硬度の増加

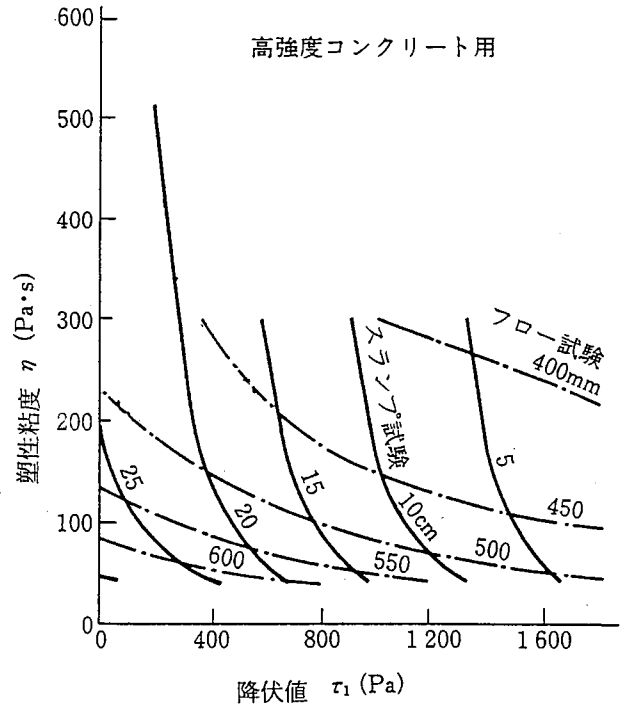


図-3.1.16 現行の試験法の組合わせによるレオロジー定数の推定

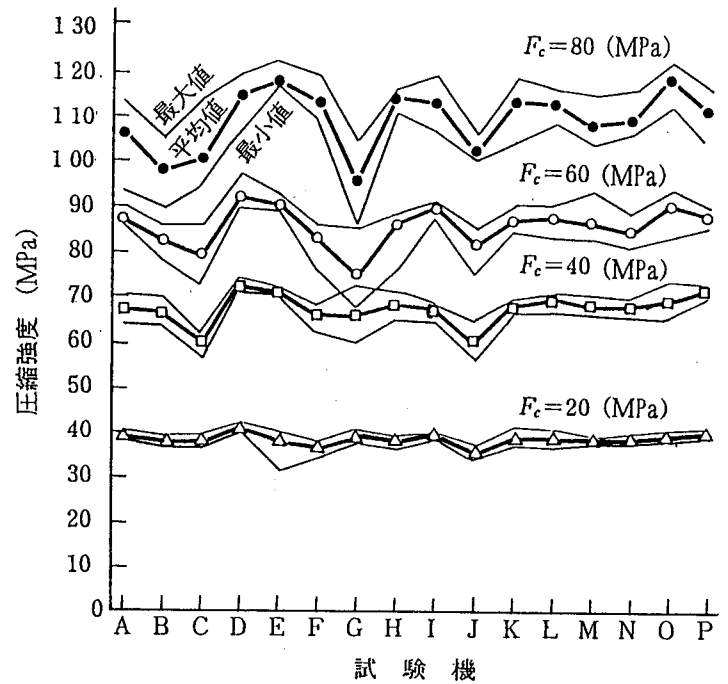


図-3.1.17 圧縮強度に及ぼす試験機の種類の影響

に伴う圧縮強度の増加が認められること、ポリウレタンやNBRでは鋼製枠の直径が大きい場合にゴムの硬度増加に伴う強度低下が大きいこと、また、いずれの場合も供試体の破壊形態が供試体端部の欠落や縦割れによる場合が多いことが判明した。そして、機械研磨の場合と圧縮強度および破壊形態が同等となるアンボンドキャッピングの条件を示した<sup>3.53), 3.57)</sup>。

c. 力学特性

高強度コンクリートの応力-歪関係式、ヤング係数、破壊特性、コンファインドコンクリートの基礎的力学特性、引張強度などの力学特性を評価することを目的とした。研究成果の一部を次に紹介する。

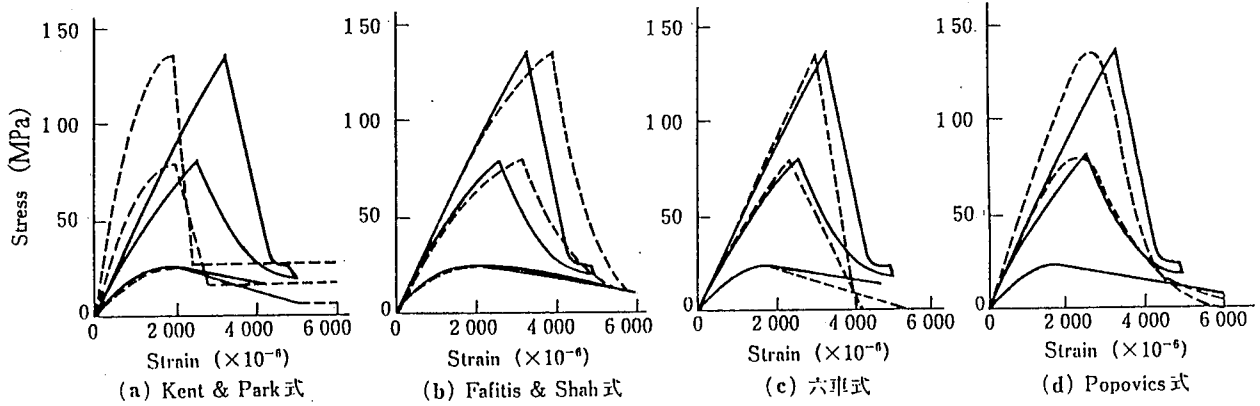


図-3.1.18 応力-ひずみ曲線の実測値と各種評価式との比較

① 高強度コンクリートの応力-歪関係式についてはいくつかの提案があり実験結果を良く表現しているモデルも多い(図-3.1.18)<sup>3.58)</sup>が、問題は圧縮強度時の歪の算定である。圧縮強度時の歪はコンクリートが高強度になるに伴って増大するが、その傾向は粗骨材の種類のほか、量や最大寸法によって違う(図-3.1.19)ため、応力-歪関係式に粗骨材に関するパラメータを導入することが重要である<sup>3.59)</sup>。

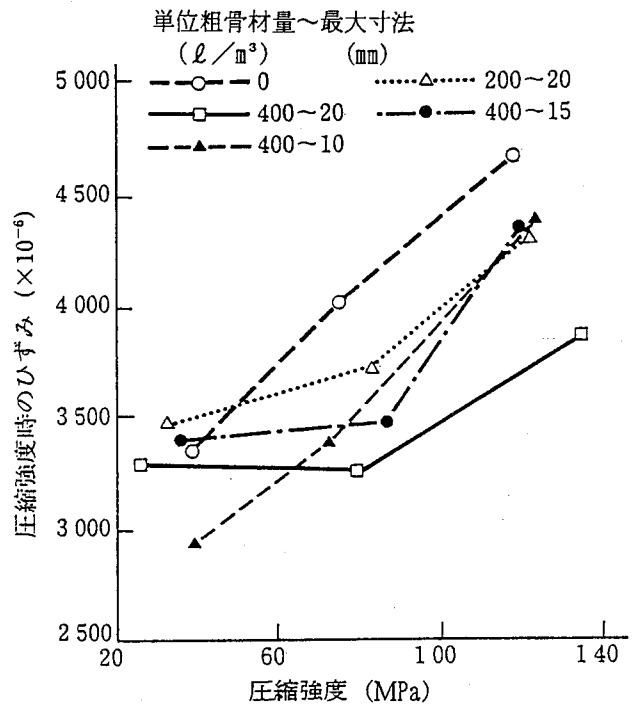


図-3.1.19 圧縮強度時のひずみに及ぼす粗骨材の影響

② 高強度コンクリートの圧縮強度とヤング係数の関係についての実験データを収集して、圧縮強度 36MPa を超える高強度コンクリートに適用できる式 (NewRC 式) を求めた (図-3.1.20) <sup>3.60)</sup>。日本建築学会式との相違点は、単位容積質量の指数を 2 としたこと、圧縮強度の指数を 1/3 としたこと、および骨材の種類と混和材の

種類による係数  $k_1$ ,  $k_2$  を導入したことである。図-3.1.20 の下の図では、縦軸をヤング係数そのものとしているが、上の図ではヤング係数を  $k_1 \times k_2 \times (\gamma/2.4)^2$  で除いたもので表しており、提案された NewRC 式は実験結果によく対応しているといえる。なお、係数  $k_1$ ,  $k_2$  の詳細については、8.1.23) ヤング係数 を参照されたい。

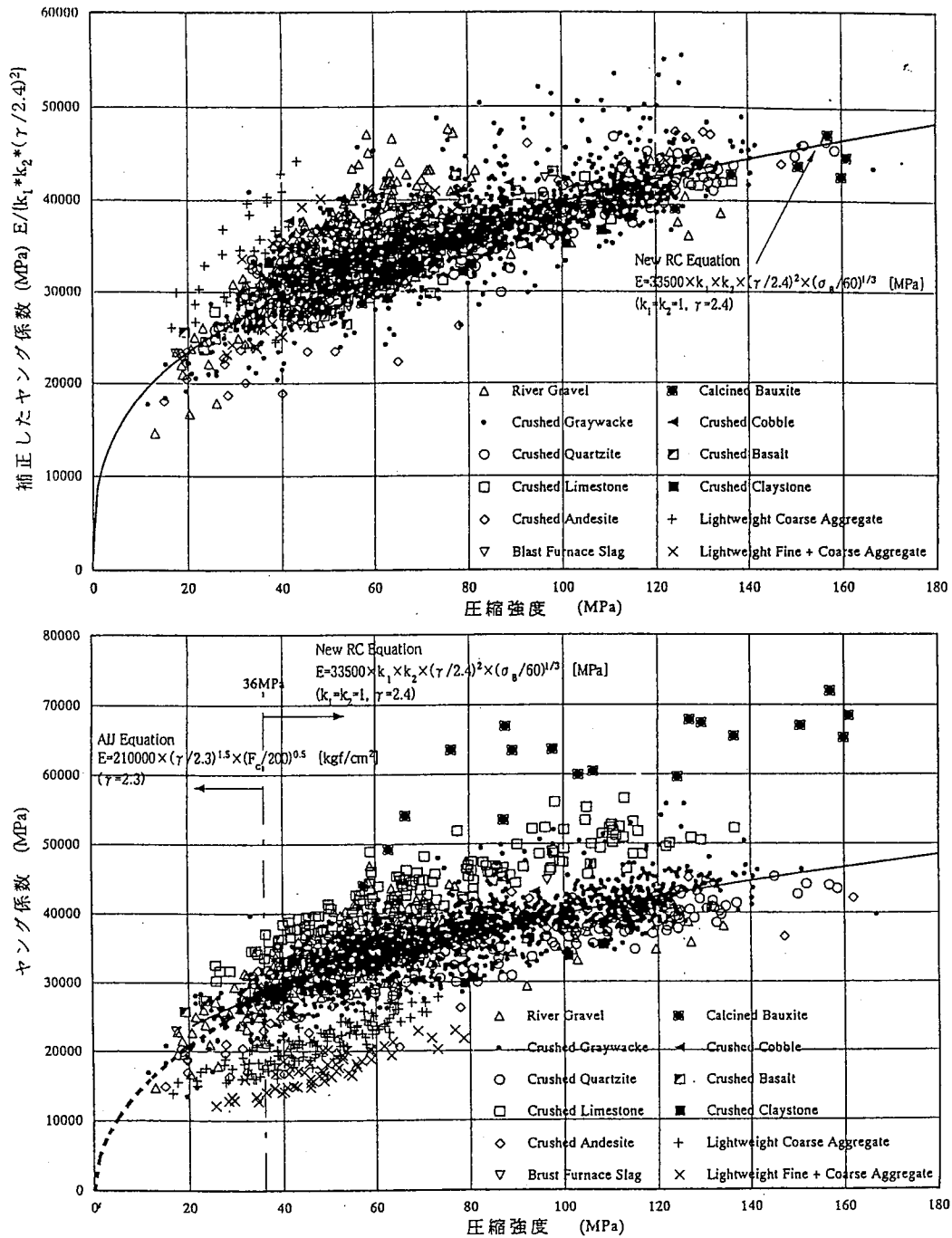


図-3.1.20 圧縮強度とヤング係数との関係



d. 乾燥収縮・クリープ特性

高強度コンクリートの乾燥収縮・クリープ特性などの長期挙動を評価することを目的とした。主な研究結果は次のとおりである。

① NewRC総プロで行われた高強度コンクリートの調合実験および高強度コンクリート用混和剤の共通実験における乾燥収縮の結果を解析し、高強度コンクリートの乾燥収縮に影響を及ぼす要因について検討した。その結果、高強度コンクリートの乾燥収縮は、粗骨材の種類、水結合材比 (図-3.1.21)、主として混和剤の使用量 (図-3.1.22) が大きく影響し、解析の範囲では単位水量はあまり大きな影響はなかった<sup>3.61)</sup>。

② 乾燥収縮ひび割れ試験方法のJIS原案に基づいて、高強度コンクリートのひび割れ挙動について試験した。その結果、高強度コンクリートは乾燥初期において

大きな収縮歪を生じ、ひび割れ日数も早くなる傾向にあった。また、収縮低減剤を使用するとひび割れ発生日数を遅延する効果があった (図-3.1.23)<sup>3.62)</sup>。

③ 水セメント比 25% ~ 60% のコンクリートについて、断面が 60 × 60cm から 20 × 20 cm まで変化した鉄筋コンクリートの柱部材試験体およびφ 10 × 20 cm の供試体を用いて圧縮クリープ試験を実施している。自由収縮歪およびクリープ歪は、コンクリートの圧縮強度が高くなるほど小さくなる傾向を示した。また、圧縮強度 60 MPa 級ではクリープ歪は断面が大きいほど小さくなる傾向を示しているが、圧縮強度 100MPa 級では断面寸法にあまり依存しなくなってくる<sup>3.63)3.64)</sup>。

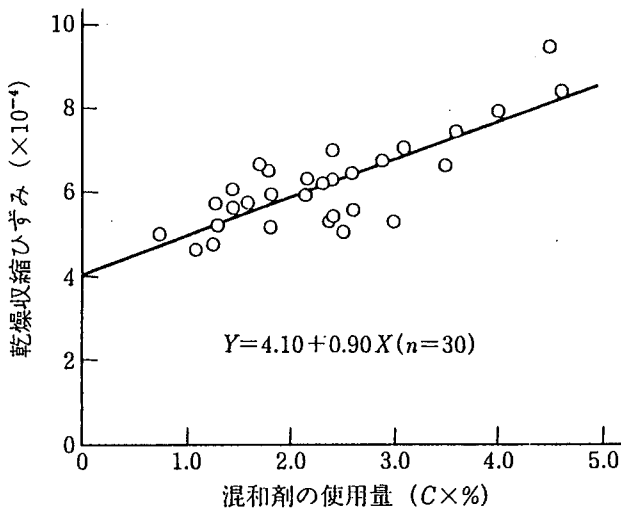


図-3.1.22 混和剤の使用量と乾燥収縮ひずみとの関係

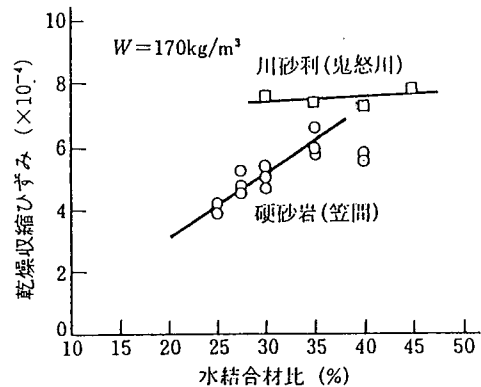


図-3.1.21 水結合材と乾燥収縮ひずみとの関係

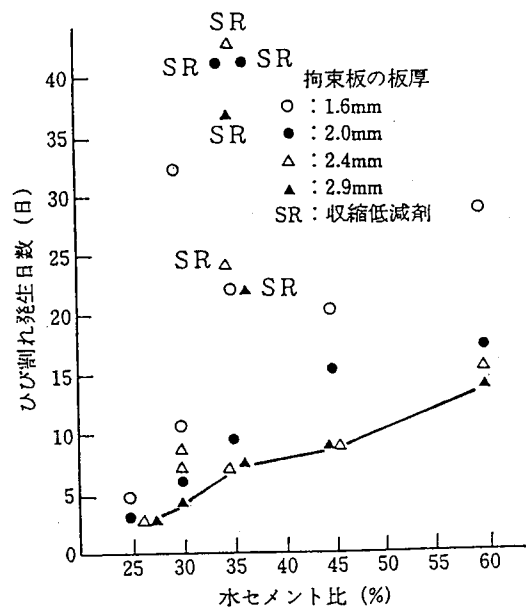


図-3.1.23 ひび割れ発生日数

e. 耐久性

高強度コンクリートの耐久性の評価として、耐凍害性およびアルカリ骨材反応性を検討した。主な研究成果は次のとおりである。

① 水セメント比を 28 ~ 55 %、空気量を 2~5 % として養生条件を変化させたコンクリートの凍結融解抵抗性を ASTM C 666 の A 法 (水中凍結水中融解法) によって試験し、また、コンクリートの細孔構造および気泡

組織を調べた。高強度コンクリートでは、凍結融解に対する低水セメント比の効果は空気量の効果に匹敵し、水セメント比が 28 % と 37 % とでは明らかな差があった<sup>3.65)</sup>。しかし、水セメント比 28 % のコンクリートにおいても暴露後に凍結融解試験を行った場合には劣化が確認され、高強度コンクリートにおいてもある程度の空気を導入することが必要であるといえる(図-3.1.24)<sup>3.66)</sup>。

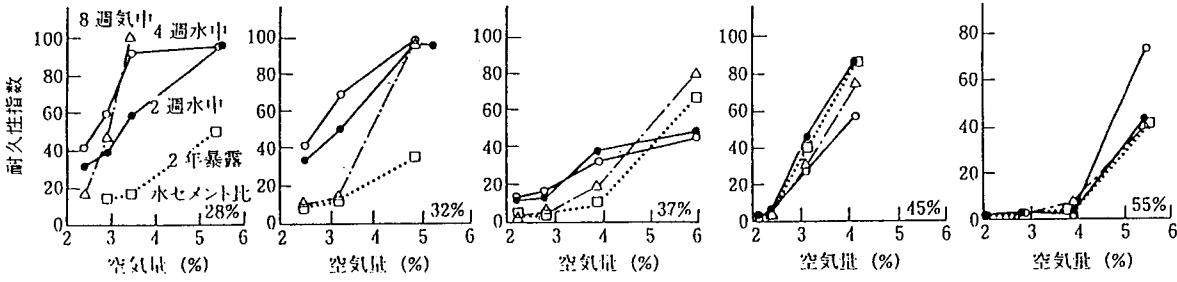


図-3.1.24 フレッシュコンクリートの空気量と各種の養生後のコンクリートの耐凍害性との関係 (骨材：安山岩+川砂利)

高強度コンクリートの初期凍害防止にも空気量は顕著な効果があり、打込み時に少なくとも 3.5% の空気量が必要である。また空気量 3.5% 以上の場合、初期凍害防止に必要な初期養生期間は圧縮強度 3.2MPa が得られる材齢である<sup>3.67)</sup>。

② 高強度コンクリートのアルカリ骨材反応性を評価するために、反応性骨材および非反応性骨材を用い、単位セメント量 650 kg/m<sup>3</sup> で水セメント比 26 % と 36 % の高強度コンクリートおよび単位セメント量 350 kg/m<sup>3</sup> で水セメント比 56 % の通常のコンクリートに NaOH を加えてアルカリ量を調整し、JCI のコンクリートバー法によりコンクリートの膨張率を調べた。その結果、アルカリ骨材反応による膨張はコンクリートの圧縮強度によらず、コンクリート中のアルカリ量によることがわかった。このため、コンクリートを高強度化してもアルカリ骨材反応による膨張を抑制することはできず(図-3.1.25)<sup>3.68)</sup>、逆に無害と判定される骨材であれば、通常の使用条件のもとでは有害な膨張を起こす可能性は

少ないことがわかった。また、高強度コンクリートにお

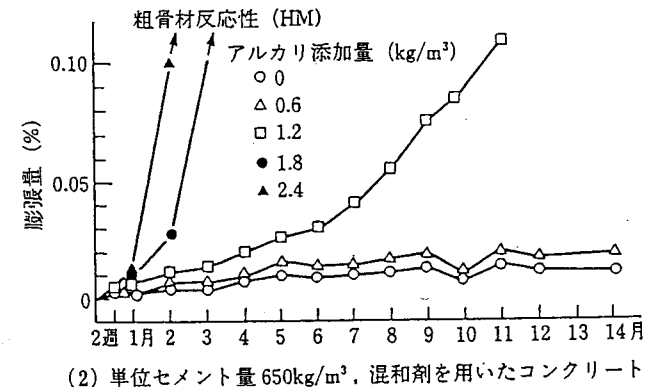
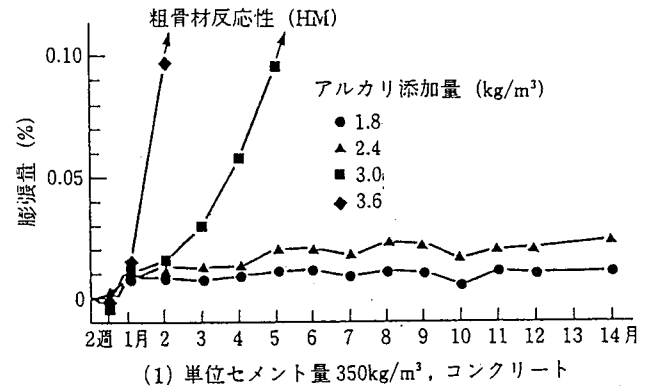


図-3.1.25 高強度コンクリートと普通強度コンクリートのアルカリ骨材反応による膨張性の比較

いても、高炉スラグ微粉末、シリカフェーム、フライアッシュなどの混和材を適切な置換率で使用するにより通常の強度のコンクリートと同様にアルカリ骨材反応を抑制できることが確認された<sup>3.69)</sup>。

#### f. 耐火性

高強度コンクリートの耐火性を評価することを目的とした。主な研究成果は以下のとおりである。

水セメント比 25 ~ 65%、単位水量 140~200 kg/m<sup>3</sup> のコンクリートについて  $\phi 10 \times 20$ cm の供試体を用い、加熱速度を変化させて爆裂性状を調べた。その結果、爆裂は水セメント比 25% のコンクリートに多く生じることが認められた<sup>3.70)</sup>。また、粗骨材の種類およびコンクリートの含水率を変化させた  $\phi 15 \times 30$ cm の供試体による加熱試験では、コンクリートの含水率の影響が支配的

であり、水セメント比 25% の場合でもコンクリートの含水率を 3.5% 以下にすると爆裂は生じなかった<sup>3.71)</sup>。

次に 50 × 50 × 50cm の大型の試験体を用いて自然乾燥した後に耐火性の試験を行った。その結果、水セメント比 35% のものは爆裂を生じなかったが、25% のものは爆裂を生じた<sup>3.72)</sup>。ただし、同じ調合の試験体を 1 年間雨かがりのしない屋外に放置したあとで耐火試験を行うと爆裂はきわめて軽微なものとなった。耐火試験時のコンクリートの内部温度は、水セメント比によって差はなく、鉄筋温度を 500°C 以下にするためのかぶり厚さは、1 時間耐火で 2~4 cm、3 時間耐火で 4~6 cm であった (図-3.1.26)<sup>3.73)</sup>。また、このときのコンクリート内部の温度は水セメント比によって異なるため、高強度コンクリートの熱伝導率は通常のコンクリートとほぼ等しいといえる。

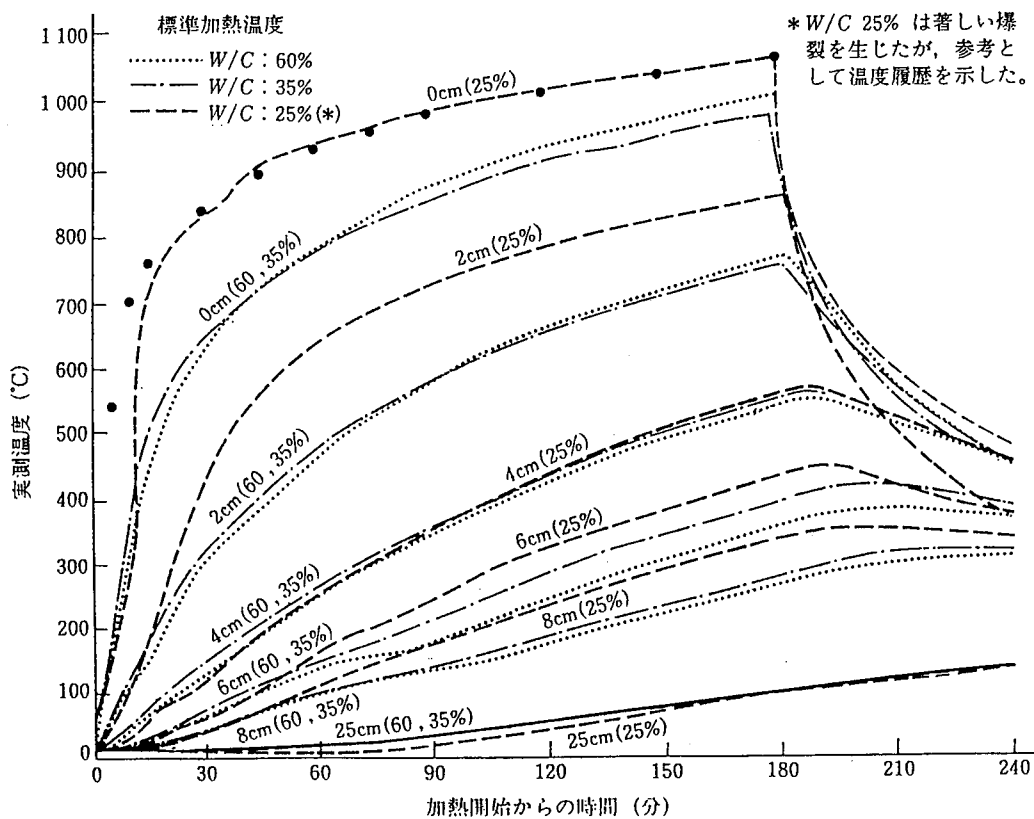


図-3.1.26 高強度コンクリートの耐火試験における試験体実測温度

[参考文献]

3. 1) 長滝重義: 高強度コンクリートに関する研究とその実用化, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 10, No. 1, pp. 61 ~ 68, 1988
3. 2) 福澤公夫: 高強度コンクリート, 最新コンクリート技術選書 8 巻, 山海堂, p. 93, 1987
3. 3) 内川 浩, 羽原俊祐, 沢木大介: 硬化モルタル及びコンクリート中の遷移帯厚さの評価並びに遷移帯厚さと強度との関係の検討, コンクリート工学論文集, 4 [2], pp. 1 ~ 8, 1993
3. 4) 財国土開発技術研究センター: 平成元年度高強度コンクリート分科会報告書, pp. 4-1-12 ~ 4-1-13, 1990
3. 5) 財国土開発技術研究センター: 平成3年度高強度コンクリート分科会報告書, pp. 4-1-1-8, 1992
3. 6) 真野孝次・阿部道彦・榊田佳寛: 高強度コンクリート用骨材の品質判定規準に関する研究 その1. コンクリートの圧縮強度による品質判定, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), A, pp. 167 ~ 168, 1989. 10
3. 7) 真野孝次・飛坂基夫・笠井芳夫・阿部道彦・高塩美佐子: 同題 その2. モルタルの圧縮強度による細骨材の品質判定, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), A, pp. 649 ~ 650, 1990. 10
3. 8) 友澤史紀・野口貴文・小野山貫造: 高強度コンクリートの圧縮強度に及ぼす粗骨材の影響, セメント・コンクリート論文集, No. 47, pp. 684 ~ 689, 1993. 12
3. 9) 高塩美佐子・榊田佳寛・阿部道彦・安田正雪・松本雅之: 高強度コンクリートの調合と基礎物性に関する研究 その3. 高強度コンクリート用粗骨材の選定, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), A, pp. 487 ~ 488, 1990. 10
3. 10) 友澤史紀・岸谷孝一・福士 勲・榊田佳寛・阿部道彦・橋爪 進: 高強度コンクリート用高性能減水剤の品質基準および使用規準作成に関する研究 その1. 実験計画およびコンクリートの調合, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), A, pp. 657 ~ 658, 1988. 10
3. 11) 福士 勲・岸谷孝一・友澤史紀・榊田佳寛・阿部道彦・橋爪 進: 同題 その2. コンクリートの各種性能, 同上 pp. 657 ~ 658, 1988. 10
3. 12) 清水昭之・福士 勲・友澤史紀・飛坂基夫: 同題 その3. スランプの経時変化に関する実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), A, pp. 177 ~ 178, 1989. 10
3. 13) 岸谷孝一・清水昭之・榊田佳寛・福士 勲: 同題 その4. 性能判定基準 (案) と品質の現状, 同上 pp. 179 ~ 180, 1989. 10
3. 14) 棚野博之・児玉和巳・友澤史紀・中島浩二・福士 勲・加藤元久・榊田佳寛: 高強度コンクリート用混和剤の開発に関する研究 その1. 実験概要とフレッシュコンクリートの性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), A, pp. 21 ~ 22, 1990. 10
3. 15) 中島浩二・棚野博之・友澤史紀・児玉和巳・福士 勲・加藤元久・榊田佳寛: 同題 その2. フレッシュコンクリートの経時変化と圧縮強度, 同上 pp. 23 ~ 24, 1990. 10
3. 16) 加藤元久・棚野博之・友澤史紀・児玉和巳・福士 勲・中島浩二・榊田佳寛: 同題 その3. 硬化コンクリートの諸性質, 同上 pp. 25 ~ 26, 1990. 10
3. 17) 児玉和巳・榊田佳寛・阿部道彦・塩見伊津夫・加藤元久・加瀬永穂: 高強度コンクリート用混和剤に関する研究 (II) その1. 実験概要とフレッシュコンクリートの性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), A, pp. 749 ~ 750, 1991. 9
3. 18) 加瀬永穂・榊田佳寛・阿部道彦・塩見伊津夫・児玉和巳・加藤元久: 同題 その2. フレッシュコンクリートの経時変化, 凝結時間および圧縮強度, 同上 pp. 751 ~ 752, 1991. 9
3. 19) 加藤元久・榊田佳寛・阿部道彦・塩見伊津夫・児玉和巳・加瀬永穂: 同題 その3. 硬化コンクリートの乾燥収縮と凍結融解抵抗性, 同上 pp. 753 ~ 754,

- 1991.9
- 3.20) 児玉和巳・榊田佳寛・阿部道彦・塩見伊津夫・太田康一・田中秀輝：高強度コンクリート用混和剤に関する研究(Ⅲ)その1. 実験概要とフレッシュコンクリートの性状，日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)，A，pp.571～572，1992.8
- 3.21) 田中秀輝・榊田佳寛・阿部道彦・塩見伊津夫・児玉和巳・坂本 健：同題 その2. フレッシュコンクリートの経時変化，凝結時間および圧縮強度，同上 pp.573～574，1992.8
- 3.22) 坂本 健・榊田佳寛・阿部道彦・塩見伊津夫・児玉和巳・浜口哲夫：同題 その3. 硬化コンクリートの性状・乾燥収縮と凍結融解抵抗性，同上 pp.575～576，1992.8
- 3.23) 児玉和巳・榊田佳寛・阿部道彦・中島浩二・田中秀輝・斎藤 律：高強度コンクリート用混和剤に関する研究(Ⅳ)その1. 実験概要およびコンクリート調査，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，A，pp.717～718，1993.9
- 3.24) 斎藤賢三・榊田佳寛・阿部道彦・藤田康彦・加瀬永穂・浜口哲夫：同題 その2. フレッシュコンクリートにおよぼすコンクリート温度の影響，同上 pp.719～720，1993.9
- 3.25) 田中恭一・榊田佳寛・阿部道彦・田辺 信・太田康一・元売正美：同題 その3. 硬化コンクリートの性質におよぼす温度の影響，同上 pp.721～722，1993.9
- 3.26) 杉本 貢・榊田佳寛・阿部道彦・炭村栄一・小畑康彦・檜垣 誠：同題 その4. 品質基準(案)と品質の現状，同上 pp.723～724，1993.9
- 3.27) 松藤泰典・原田志津男・中武幹男・小島正朗：フライアッシュ起源活性超微粉末を用いたモルタルの基本物性 その1. フレッシュモルタルの性状，日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)，A，pp.1011～1012，1991.9
- 3.28) 松藤泰典・原田志津男・中武幹男・小島正朗：同題 その2. 硬化モルタルの圧縮強度，同上 pp.1013～1014，1991.9
- 3.29) 松藤泰典・大川 裕・岡沢 智・光畑英哉：フライアッシュ起源活性超微粉末を用いたコンクリートの基本物性 その1. フレッシュコンクリートの特性，日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)，A，pp.1015～1016，1991.9
- 3.30) 松藤泰典・岡沢 智・大川 裕・光畑英哉：同題 その2. 硬化コンクリートの特性，同上 pp.1017～1018，1991.9
- 3.31) 中武幹男・原田志津男・松藤泰典：高炉スラグ微粉末を用いた低水結合材比モルタルの強度発現性状，日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)，A，pp.31～32，1990.10
- 3.32) 松藤泰典・原田志津男・中武幹男：高炉スラグ微粉末を用いた高強度コンクリートの強度発現性状，日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)，A，pp.807～808，1991.9
- 3.33) 松藤泰典・原田志津男・中武幹男・松尾 徹：高炉スラグ微粉末を用いた高強度コンクリートの基本物性の検討，日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)，A，pp.273～274，1992.8
- 3.34) 松藤泰典・原田志津男・中武幹男・松尾徹・高濱裕達：三成分結合材による低水結合材比コンクリートの強度発現性状，日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)，A，pp.533～534，1992.8
- 3.35) 渡邊芳春・友澤史紀・川瀬清孝・坂井悦郎：エトリングイト系混和材を用いた現場打ち高強度コンクリートの性質，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15，No.1，pp.99～104，1993.6
- 3.36) 榊田佳寛・阿部道彦・安田正雪・高塩美佐子・松本雅之：高強度コンクリートの調合と基礎物性に関する研究 その1. 実験計画およびフレッシュコンクリートの性質，日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)，A，pp.483～484，1990.10
- 3.37) 安田正雪・榊田佳寛・阿部道彦・高塩美佐子・

- 松本雅之：同題 その2. 硬化コンクリートの性質，同上 pp. 485 ~486, 1990. 10
3. 38) 阿部道彦・榊田佳寛・安田正雪・松本雅之・塩見伊津夫：高強度コンクリートの調合方法に関する実験その1. 実験計画，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），A, pp. 795 ~796, 1991. 9
3. 39) 塩見伊津夫・榊田佳寛・阿部道彦・安田正雪・松本雅之：同題 その2. フレッシュコンクリートの性質，同上 pp. 797 ~798, 1991. 9
3. 40) 松本雅之・榊田佳寛・阿部道彦・安田正雪・塩見伊津夫：同題 その3. 硬化コンクリートの諸性質，同上 pp. 799 ~800, 1991. 9
3. 41) 阿部道彦・榊田佳寛・安田正雪・荻野目博文・塩見伊津夫・須藤栄治：超高強度コンクリートの調合方法に関する実験 その1. 実験概要，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），A, pp. 279 ~280, 1992. 8
3. 42) 塩見伊津夫・榊田佳寛・阿部道彦・安田正雪・荻野目博文・須藤栄治：同題 その2. 実験結果，同上，pp. 281 ~282, 1992. 8
3. 43) 阿部道彦・榊田佳寛：設計基準強度 360kgf/cm<sup>2</sup>を超える高強度コンクリートの調合計算方法，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），A, pp. 979 ~980, 1993. 9
3. 44) 財国土開発技術研究センター：平成3年度高強度コンクリート分科会報告書，pp. 4-10-1 ~4-10-11, 1992
3. 45) 谷川恭雄・森 博嗣・渡辺健治：壁型枠へのコンクリート打設に関する解析的および実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 13, No. 1, pp. 839~844, 1991. 6
3. 46) 友澤史紀・野口貴文・小野山貫造・榊田佳寛・安田正雪：高強度コンクリートの圧縮強度試験方法の標準化に関する研究 その1. 計画，提案，試験機の剛性の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），A, pp. 505 ~506, 1989. 10
3. 47) 友澤史紀・野口貴文・小野山貫造・榊田佳寛・安田正雪：同題 その2. 加圧板，供試体寸法，載荷速度の影響，同上 pp. 507 ~508, 1989. 10
3. 48) 友澤史紀・榊田佳寛・棚野博之・上西 隆・野口貴文・小野山貫造：同題 その3. 供試体の細長比の影響，同上 pp. 509 ~510, 1989. 10
3. 49) 友澤史紀・野口貴文・陳 庭・榊田佳寛・阿部道彦・安田正雪：同題 その4. 試験機の影響に関する共同試験：概要，試験機の調査，試験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），A, pp. 499 ~500, 1990. 10
3. 50) 友澤史紀・野口貴文・小野山貫造・榊田佳寛・阿部道彦・安田正雪：同題 その5. 試験機の影響に関する共同試験：分散分析，まとめ，同上 pp. 501 ~502, 1990. 10
3. 51) 松本雅之・榊田佳寛・阿部道彦・高塩美佐子・新屋栄一：同題 その6. 型枠の種類，締固め方法の影響，同上 pp. 503 ~504, 1990. 10
3. 52) 小野山貫造・友澤史紀・野口貴文：同題 その7. 端面処理方法の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），A, pp. 877 ~878, 1991. 9
3. 53) 野口貴文・友澤史紀・小野山貫造：同題 その8. アンボンドキャッピング・球面座の影響，同上 pp. 879 ~880, 1991. 9
3. 54) 野口貴文・友澤史紀・小野山貫造：同題 その9. 球面座用潤滑剤の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），A, pp. 377 ~378, 1992. 8
3. 55) 谷川恭雄・山田和夫・畑中重光・柴田辰正：高強度・超高強度コンクリートの圧縮強度の試験方法並びに変動に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集 12-1, pp. 231 236, 1990. 6
3. 56) 谷川恭雄・山田和夫・柴田辰正：高強度・超高強度コンクリートの圧縮強度の変動に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），A, pp. 509 ~510, 1990. 10
3. 57) 野口貴文・友澤史紀・小野山貫造・郭 朝 光：高強度コンクリートの圧縮強度試験方法の標準化に

- 関する研究 その10. アンボンドキャッピングの開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), A, pp. 957 ~958, 1993. 9
3. 58) 友澤史紀・野口貴文・小野山眞造: 高強度コンクリートの応力ひずみ曲線に及ぼす粗骨材の影響, セメント・コンクリート論文集, No. 45, pp. 210 ~215, 1991. 12
3. 59) 財国土開発技術研究センター: 平成4年度高強度コンクリート分科会報告書, p. 4-26-14, 1993
3. 60) Tomosawa, F., Noguchi, T., Relationship between Compressive Strength and Modulus of Elasticity of High-Strength Concrete, High-Strength Concrete, Third International Symposium, pp. 1247 ~1254, June 1993
3. 61) 塩見伊津夫・榊田佳寛・阿部道彦・安田正雪: 高強度コンクリートの乾燥収縮特性に影響を及ぼす諸要因の検討, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 14, No. 1, pp. 487~492, 1992. 6
3. 62) 飛坂基夫・真野孝次・榊田佳寛・安田正雪・神田彰久: コンクリートの乾燥収縮ひびわれに及ぼす水セメント比の影響, セメント・コンクリート論文集 No. 44, pp. 678 ~683, 1990. 12
3. 63) 榊田佳寛・阿部道彦・安田正雪・飛坂基夫・山下時夫・高羽 登・川瀬清孝: 高強度コンクリートを用いた柱部材の圧縮クリープ性状 その1. 実験概要とひずみの経時変化, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), A, pp. 1021~1022, 1993. 9
3. 64) 飛坂基夫・榊田佳寛・阿部道彦・安田正雪・山下時夫・高羽 登・川瀬清孝: 同題 その2. クリープに及ぼす各種要因の影響, 同上 pp. 1023~1024, 1993. 9
3. 65) 柏野謙二・鎌田英治・桂 修: 高強度コンクリートの耐凍害性に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 12, No. 1, pp. 691~696, 1990
3. 66) 権 寧進・鎌田英治・桂 修・ニリ・マーモド: 高強度コンクリートの耐凍害性に及ぼす諸要因に関する研究, 日本建築学会材料施工委員会 コンクリート構造物の凍害とその対策 シンポジウム論文集, pp. 33 ~38, 1992. 2
3. 67) 桂 修・鎌田英治・吉野利幸: 高強度コンクリートの初期凍害に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 14, No. 1, pp. 1027 ~1032, 1992. 6
3. 68) 田畑雅幸・鎌田英治: 高強度コンクリートのアルカリ骨材反応に関する一実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), A, pp. 299 ~300, 1990. 10
3. 69) 田畑雅幸・浜 幸雄・権 寧進・鎌田英治: 高強度コンクリートの混和材によるアルカリ骨材反応抑制効果に関する実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), A, pp. 479~480, 1993. 9
3. 70) 井上明人・飛坂基夫・榊田佳寛: 高強度コンクリートの耐火性の評価に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), A, pp. 531 ~532, 1990. 10
3. 71) 井上明人・飛坂基夫・榊田佳寛: 同題 第2報, 骨材の岩種及び含水率の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), A, pp. 739 ~740, 1991. 9
3. 72) 井上明人・飛坂基夫・榊田佳寛: 同題 第3報, 柱部材を想定した試験体による実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), A, pp. 401 ~402, 1992. 8
3. 73) 大角 昇・飛坂基夫・井上明人: 同題 第5報, 柱部材を想定した試験体による実験II, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), A, pp. 1099~1100, 1993. 9

## 3.2 高強度の鉄筋規格と試作

日本で高さ 60 メートルを超える超高層の鉄筋コンクリート建築物が建設大臣認定を受けて相次いで施工されるようになったのは、1980 年代半ばに遡る。これに伴って、高強度コンクリートの使用、鉄筋の太径化、高強度化の傾向が表われてきた。特に設計基準強度が、600 kgf/cm<sup>2</sup> を超える現場打ちコンクリートが相次いでアメリカで実用化されてきたことをうけて、日本においては、現場打ち高強度コンクリートの実用化の気運が高まっていた。こういった状況の中で、高強度コンクリートを構造材料として活用する系統的な研究を行うことを目的として New RC プロジェクトがスタートした。このプロジェクトでは、コンクリートの高強度化のみならず、鉄筋の高強度化にも取り組み、高強度コンクリートのポテンシャル性能を最大限に利用する鉄筋コンクリート部材を開発することが目的とされた。しかし、プロジェクトが始まった当時の JIS 規格においては、強度が最も高い異形棒鋼の規格が SD490 (規格降伏点強度 490 MPa) であり、高強度コンクリート部材の実験に高強度主筋を用いたいという研究者の要望には答えられなかった。そこで、共同研究に参加した鋼材メーカーの全面的協力を得て、従来の規格にない降伏点強度の高い鉄筋を試作することになった。また、鉄筋試作の結果に基づいて、鉄筋の品質規格の形で成果をまとめることになった。

### 3.2.1 高強度鉄筋分科会

1988 年に New RC プロジェクトが開始されると、その一部の作業を分担するために高強度鉄筋分科会 (主査: 森田司郎京都大学教授) が設置され、高強度鉄筋の開発 (製造法、材料特性、施工法) が始まった。プロジェクトの最終年度にあたる 1993 年には、柱・梁主筋用の鉄筋で降伏ヒンジに用いる USD685A USD685B と降伏しない部材に用いる USD980、横拘束及びせん断補強筋用の USD785 と USD1275 の鉄筋規格が提案され、提案された規格を満たす鉄筋が試作できることが確認された。高強度鉄筋分科会では高強度鉄筋の開発と並行して、高強度材料を用いた鉄筋コンクリート部材という複合材料として考えたときのより基礎的な力学特性 (付着・定着性能、圧縮特性、構成方程式) に関する研究を実施し、多くの実験結果を行い、力学特性の評価法と考え方を提案した<sup>3・82)</sup>。

### 3.2.2 高強度鉄筋の実用化に向けての課題

鉄筋を高強度化することによるメリットには、次のような点が挙げられる。

- 1) 部材強度の増加と鉄筋量の節減の効果がある。
- 2) コンクリートを高強度として断面の縮小化を図る場合、断面が過密配筋となることが避けられ施工品質管理が容易になる。
- 3) 脆性的な破壊を示すと考えられる高強度コンクリート部材の横補強筋として活用することにより、部材の構造靱性の改善を図り、高強度コンクリートの利用範囲の拡大を図ることができることも期待される。

一方鉄筋を高強度化する上で解決されていない残された課題は、次のようになる。

- 1) プレストレストコンクリートに用いられる PC 鋼より線や PC 鋼棒などの従来の高強度鋼は、降伏棚がなく、破断までの塑性伸びが少ない。このことは、加工性の低さ、ならびに塑性変形を期待する部分には使用しにくいことを意味しており、建築物に使用するには制約が大きく、これらをそのまま使うことはできない。
- 2) コンクリート強度が従来のままでは、主筋の高強度化が図られたとしても、ひび割れ幅やたわみ量で設計が決まる部材では、必要配筋量を低減できない。また、曲げ強度で設計が決まる部材では、必要配筋量の減少は期待されるものの、鉄筋とコンクリート間の力の伝達性能 (定着強度や付着強度) は上昇しないので、定着長さや付着長さを増やす必要があり、事実上配筋が困難になる場合があり新たな設計法を確立しておく必要がある。

したがって、これらの課題を解決しながら、高強度鉄筋のメリットを生かすことのできる必要な性能を新たに定めて、従来にない新しいタイプの高強度鉄筋の開発を行った。

### 3.2.3 現行の JIS 規格との関係

現在の日本工業規格 JIS では、異形鉄筋の JIS (JIS G 3112 (鉄筋コンクリート鋼棒) と JIS G 3117 (鉄筋コンクリート再生鋼棒)) の中で、SD245、SD295A、SD295B、SD345、SD390、および SD490 の 6 種類の鋼種が定められている。また、プレストレストコンクリート用の緊張材には、PC 鋼線、PC より線 (JIS G 3536)、PC 鋼棒 (JIS G 3109) 等の日本工業規格もある。PC 鋼材の規格強度



は、 $780 \text{ N/mm}^2$  から  $1785 \text{ N/mm}^2$  で高強度であり既に実用化されているが、通常の鉄筋とは、使用法が異なっている。これらの鉄筋の応力度と歪度の関係を示したのが図 3.2.1 である。一般に鉄筋の応力度と歪度の関係は、PC 鋼材も含めて高強度になるほど降伏棚が短くなり、破断伸びが小さくなる傾向にあることがわかる。

高強度鉄筋分科会では、従来の SD295～SD490 の異形鉄筋の規格強度を超え、しかも、プレストレスト用の緊張材にはない一定の降伏棚や大きな破断伸びを有する高強度鉄筋を開発し、それらの品質規格を定めた。

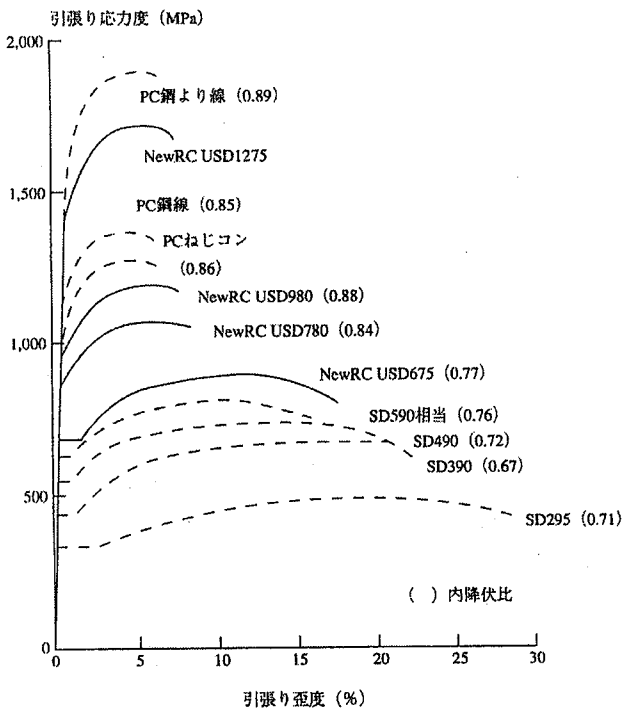


図 3.2.1 強度の異なる鉄筋の応力度と歪み度の関係

### 3.2.4 高強度鉄筋の規格案

プロジェクトの最終年度には、高強度コンクリートと組み合わせて使用する 5 種類の高強度鉄筋の鋼種の規格案が提案された<sup>3・74)</sup>。これらは、降伏点強度から、USD685A、USD685B、USD980、USD785、USD1275 と呼ばれている。共同研究協定により、プロジェクトの最終年度から 5 年後には、規格全文が公表された。

提案されたこれらの鋼種の目標を定めた各規格値は、共同研究に参加した鋼材メーカーにおいて、5 年間の実験用鉄筋の試作を通して充分製造が可能であることが確かめられたものとなっている。したがって、規格だけが先行して作成されたのではない。現時点では、これらの鉄筋がすべて一般市場流通しているわけではないが、いずれも共同研究に参加した鋼材メーカーに発注すれば購入することが可能となっている。

上に述べた規格に定められた鉄筋の鋼種を表 3.2.1 に示す。すなわち、主筋にも用いることのできる汎用の鉄筋は、USD685A USD685B と USD980 であり、「鉄筋コンクリート用高強度異形棒鋼」に定められており、それらの寸法が表 3.2.2 に示されている。また柱やはりのせん断補強用と拘束強筋用などの横補強筋に使用目的を限定している鉄筋は、USD780 と SD1275 であり、「横補強用高強度異形棒鋼」に定められ、それらの寸法が表 3.2.3 に示されている。「USD」という新しい名称は、これらの鉄筋規格が鉄筋形状や寸法で JIS 規格を踏襲しているものの、強度に関しては従来の JIS 規格を超えた自主規格であり、JIS 規格のような公的な一般規格でないことを明確にしておくために採用された。また、現行の規格 JIS G 3112 にある最も強度の高い鉄筋が SD490 であり、ここで定められた新規格の最も強度の低い鉄筋が USD685A でそれらの間の強度間隔が大きく中間の強度の鉄筋規格がない。この理由は、本総プロの試作を集中的に効率的に行うために、試作鉄筋の種類数を限定し USD685 の試作が集中的に行われたためである。

USD685 と USD980 では、鉄筋の直径や、鉄筋表面の異形状は従来の JIS G 3112 (鉄筋コンクリート用異形棒鋼) の規格に定められたものを踏襲している。呼び名は、D10～D51 の 12 種類である。一方、USD785 と USD1275 は、既に建設大臣の認定を取得して実用化しているせん断補強用の PC 鋼棒の製造会社の規格と整合するよう定められている。これらにおいては、鉄筋の表面形状の規定は緩やかであり、JIS G 3112 の規定に合致する必要はないものとされている。

表 3.2.1 高強度鉄筋の規格と要求性能

		New RC 総プロ用鉄筋の種類					備考
		USD685A	USD685B	USD980	USD785	USD1275	
機 械 的 性 質	降伏点強度 (N/mm <sup>2</sup> ) <sup>a</sup>	685 以上 785 未満	685 以上 755 未満	980 以上	785 以上	1 275 以上	
	引張り強度 (N/mm <sup>2</sup> )	規定なし			930 以上	1420 以上	
	降伏棚の歪み値 (mm/mm) <sup>b</sup>	1.4% 以上		規定なし	規定なし	規定なし	
	破断伸び (mm/mm)	10% 以上		7% 以上	8% 以上	7% 以上	
	降伏比 (%)	85% 以下	80% 以下	95% 以下	規定なし		
	曲げ性	内側半径	2d		4d	1.5d	2.5d
曲げ角度		90 度		90 度	90 度	90 度	
寸法範囲		D10 ~ D51			S6 ~ S13	H6 ~ H13	
表面形状		JIS G 3112 に準じる			インデント・溝など		
主用途		柱・はり主筋			せん断補強筋		

- a. 降伏点強度は、降伏点が明瞭でない場合には、0.2% オフセット耐力値とする。  
 b. 降伏棚の歪み値は、図 3.2.2 参照。

表 3.2.2 USD685 および USD980 の寸法・質量等

種類の記号	呼び名	公称直径 mm	公称断面積 mm <sup>2</sup>	公称周長 mm	単位質量 kg/m
USD685A USD685B USD980	D10	9.53	71.33	30	0.560
	D13	12.7	126.7	40	0.995
	D16	15.9	198.6	50	1.56
	D19	19.1	286.5	60	2.25
	D22	22.2	387.1	70	3.04
	D25	25.4	506.7	80	3.98
	D29	28.6	642.4	90	5.04
	D32	31.8	794.2	100	6.23
	D35	34.9	955.6	110	7.51
	D38	38.1	1140	120	8.95
	D41	41.3	1340	130	10.5
D51	50.8	2027	160	15.9	

表 3.2.3 USD785 および USD1275 の寸法・質量等

種類の記号	呼び名	公称直径 mm	公称断面積 mm <sup>2</sup>	公称周長 mm	単位質量 kg/m
USD785	S6	6.35	31.67	20	0.249
	S8	7.94	49.51	25	0.389
	S10	9.53	71.33	30	0.560
	S13	12.7	126.7	40	0.995
	USD1275	H6	6.4	30.0	20
H7		7.4	40.0	23	0.314
H9		9.2	64.0	29	0.502
H11		11.0	90.0	35	0.707
H13		13.0	125.0	41	0.981

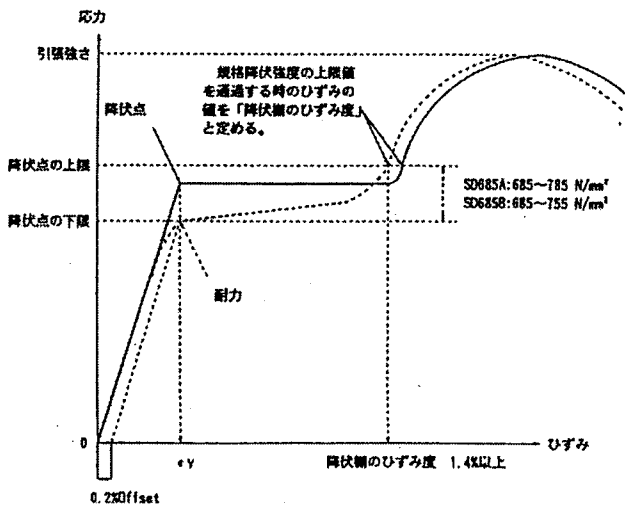


図 3.2.2 USD685 の応力度と歪度の関係

### 3.2.5 規格降伏点強度

規格降伏点強度は、USD685A、USD685B に下限値と上限値の両方が定められている。特に USD685B では、上限値と下限値の間隔が  $70 \text{ N/mm}^2$  と狭い。上限値と下限値の間隔が狭いほど、構造物の降伏機構を確実にするために必要な設計強度の割り込みが小さくできるメリットがある。しかし、USD685B の製造では、USD685A 製造より高度な品質管理が必要となるはずであり、製造コストが USD685A より高くなる可能性もある。USD685A と USD685B のどちらが使われるかは、将来の設計者の判断を待つこととなろう。一方、USD980、USD785 および USD1275 では、規格降伏点の下限値のみが規定されている。これらの鋼種では、降伏点は、原則として従来どおり 0.2% オフセット強度で定義することとしている。

### 3.2.6 降伏歪の棚の歪度の制限

USD685A と USD685B の規格においては新たに「降伏歪の歪度」の概念が導入された。図 3.2.2 に示すように、「降伏歪の歪度」は、規格降伏点の上限値を通過するときの鉄筋の歪度の値と定義される。この規定により、一定の降伏歪を有することが保証されることになる。この規定は、鋼材が降伏してもある程度小さな変形の範囲では歪み硬化による部材の強度上昇が起らないように設けられた。このような性質は、設計者が構造設計で意図した全体降伏機構を確保するために有用である。

### 3.2.7 降伏比の上限

降伏比は、実降伏点強度と実引張り強度の比として定義される。すなわち、降伏比が小さいほど、降伏後歪硬化による強度上昇は大きいことになる。図 3.2.1 から読み取れるように、SD295 や SD345 などの普通鉄筋の降伏比は 0.6 ~ 0.7 程度と小さいが、高強度になると降伏比は次第に大きくなる。試作の結果、高強度鉄筋の製造方法によっては、降伏比が 1.0 に近くなる可能性があることが明らかになった。普通鉄筋では降伏比がかなり小さいため、従来は、降伏比が大きいことが部材の靱性能に悪影響を及ぼすことが問題にはならなかった。しかし、降伏比が 1.0 に近くなると、曲げ降伏するヒンジ部分で曲げ降伏後、鉄筋に歪集中が生じて鉄筋破断のおそれがあることが実験で確かめられた。そのため特に主筋用に用いることを想定している USD685A と USD685B 及び USD980 には、降伏比の上限値 85%、80% および 95% が設けられた。なお、降伏比の規定があるため、事実上最大引張り強度が規定されるので、引張り強度に関する規定はない。

### 3.2.8 伸び・曲げ加工時の損傷防止

鉄筋の伸びは、鉄筋の曲げ加工が自由に損傷なく行えるようにするためにできるだけ大きいことが望ましいが、高強度化により伸びが低下することはやむを得ない。しかし USD685A と USD685B では 10%、USD980 では、7% の伸びをそれぞれ保証することとしている。曲げ加工性能は、鉄筋のふしの形状にも影響を受け、一般的な横ふし鉄筋よりねじふし鉄筋の方が曲げ加工性は劣る。しかし、例えば、90度曲げの場合 USD685A と USD685B および USD980 について、曲げ内のり半径が鉄筋の直径のそれぞれ、2.0 倍または 4.0 倍の曲げが可能であることが保証される。

横補強筋の USD785 と USD1275 では、伸びがそれぞれ 8%、7% 以上あることと、曲げ内のり半径がそれぞれ鉄筋径の 1.5 倍、2.0 倍の曲げが可能であることが保証される。

鋼材の種類によっては、加工歪みを受けると時間経過にしたがって硬化し折損しやすくなる（歪時効効果）場合がある。高強度鉄筋でこの効果の有無を調査するため、成分系アズロールにより製造した USD685 の D32（ねじふし）高強度異形鉄筋を供試体とし、10% の引張予歪を付与し、引き続いて  $100^\circ \text{C}$  1 時間（電気炉）の時効促進を行った後、引張り試験が行なわれた。その結果、成分調整アズロール系 USD685 の D32 では、歪み

表 3.2.4 高強度鉄筋の製造過程

USD685A および USD685B	強化元素を添加する方法： 製鋼時に結晶粒を微細化する Al、Ti、Nb 等を添加 鋼片の加熱と熱間加工 オーステナイト結晶粒の微細化 熱処理による方法： 焼入れに有効な元素を添加 圧延・熱処理（焼入れ・焼戻し）
USD980	熱処理や冷間加工に有効な元素を添加 熱処理（焼入れ・焼戻し）または冷間加工 （10%程度度ストレッチ）とブルーイング
USD785	強化元素の添加 熱間圧延時の加熱温度を利用したオンライ ン熱処理 （熱間圧延時の加熱温度を利用し、風冷に よって焼入れした後に余熱によって自動的 に焼き戻しを行う方法）。
USD1275	JIS G 3536 「PC 鋼線および PC より鋼線」や JIS G 3109 「PC 鋼棒」の製造方法

時効効果はほとんど認められないというデータが得られた。

### 3.2.9 製造方法と化学成分

共同研究に参加した鋼材倶楽部の鉄筋製造メーカーは、当初に定めた目標性能を満足させる鉄筋の試作を行った<sup>3.74)</sup>。製造方法は、(1) 成分調整型のアズロールタイプ（圧延途上でのオンライン熱処理も含む）と(2) 圧延完了後のオフライン熱処理の方法が用いられ、製造方法の検討が行われた。New RC プロジェクトでは、4種類の鉄筋が開発の対象となっているが、いずれも高い強度と靱性が要求される。この鉄筋を作るには、(1) 強化元素を添加する方法、(2) 冷間加工による方法、(3) 熱処理による方法が考えられるが、いずれの方法で製造する場合にも成分や加工条件など設備に合わせた工程設計が必要である。表 3.2.4 に製造方法を示す。例えば、USD685 製造は、降伏棚の歪値が大きく、降伏比が低いいため、冷間加工による方法では降伏点が不明瞭で破断伸びが小さくなり規格を満足できないので、強化元素を添加するか熱処理による方法で製造されることがわかった。強化元素を添加する方法では、結晶粒を微細化するために、製鋼時に Al、Ti、Nb 等を添加し、鋼片の加熱と熱間加工により可能になることがわかった。熱処理による方法では、一般に使用される鉄筋コンクリート用棒鋼に焼入れに有効な元素を添加し、素材の異形棒鋼を圧延し、これに熱処理（焼入れ・焼戻し）を加えることによって製造が可能になることがわかった。いずれの方法

にあっても、機械的性質に関係する不純元素のコントロールが重要であった。

USD980 は、高強度であるが降伏比の制限が緩く比較的大きい降伏比が許容されるため、現在すでに商品化されている JIS G 3109 PC 鋼棒の製造技術を用いて製造できた。素材は、熱処理や冷間加工に有効な元素を添加して異形棒鋼を使用する。この棒鋼に熱処理を行って製造するか、10%程度冷間で引き延ばす加工を行い高強度を得た後、ブルーイングを行い、高強度と靱性を確保する方法で製造する。

USD785 と USD1275 相当の鉄筋は、柱やはりのせん断補強筋に使用する細径の鉄筋として既に実用化しているせん断補強用の PC 鋼棒用に開発された鋼種を使うことができた。USD785 は、強化元素を添加し、オンライン熱処理（熱間圧延時の加熱温度を利用し、風冷によって焼入れした後に余熱で自動的に焼き戻しを行う工程）により製造される。USD1275 は、既に商品化されている JIS G 3536 PC 鋼線および PC より線や JIS G 3109 PC 鋼棒の製造方法がそのまま適用される。

### 3.2.10 試作結果の例

高強度鉄筋を試作し機械的性質の調査を行った。ここでは、鋼材倶楽部の文献<sup>3.75-78)</sup>に基づいて、その結果の一部を紹介する。試作鉄筋のうち、USD685B の化学成分と機械的性質の例を表 3.2.5 に示す。図 3.3.3 は、試作された D41 の応力歪み関係を示す。写真 3.2.1 は顕微鏡組織を、写真 3.2.2 には曲げ試験結果を示している。これらの結果から、規格 USD685B を満たす鉄筋が製造可能なことが示された。図 3.2.4 は、試作鉄筋 (USD685 呼び名 D32) の繰り返し加力時の応力度と歪の関係の一例を示す。バウシinger 効果や歪硬化に関して、従来の鋼材との違いは特に見られない。

表 3.2.5 USD685B の試作結果

製造方法	サイズ	化学成分 (重量パーセント)					機械的性質					
		C	Si	Mn	P	S	降伏点	引張強さ	降伏比	伸び	$4 \epsilon_y$	曲げ
強化元素添加	D13	0.33	0.41	0.75	0.007	0.004	726	909	0.80	19	745	Good
	D22	0.32	0.41	0.70	0.010	0.001	696	882	0.79	14	734	Good
	D32	0.32	0.99	1.58	0.006	0.002	710	900	0.79	18	731	Good
	D41	0.32	0.99	1.55	0.009	0.004	702	883	0.78	17	732	Good

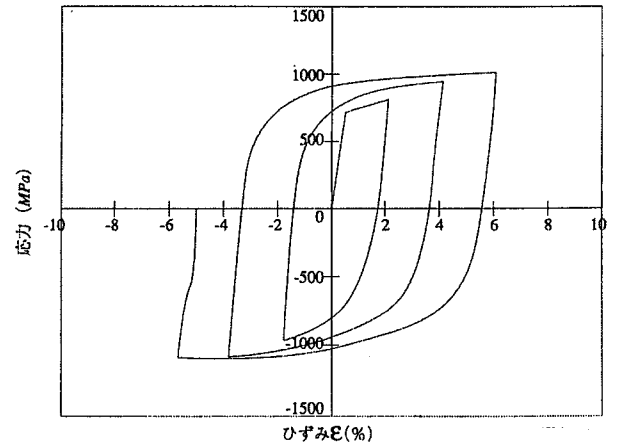
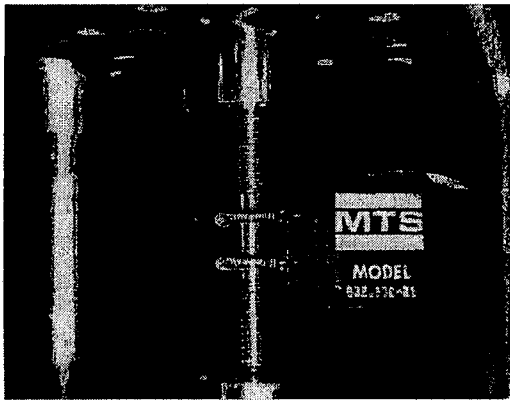
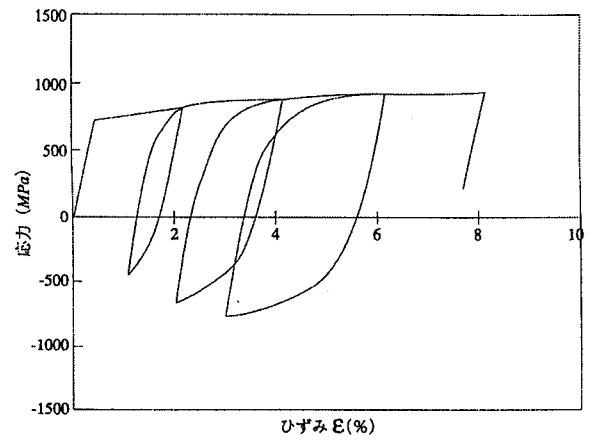
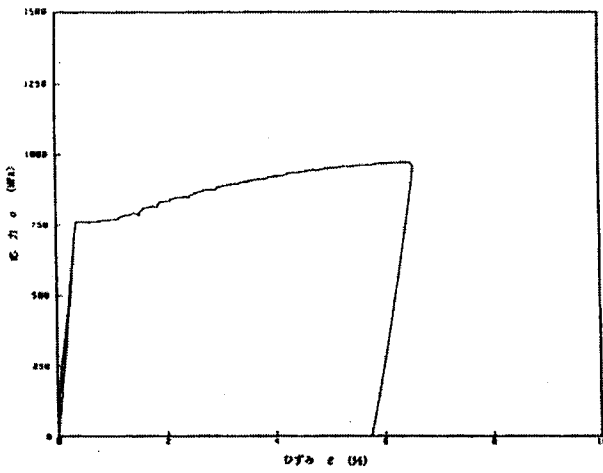
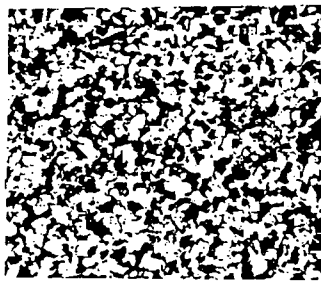


図 3.2.3 一方向加力下の応力度と歪度の関係の一例

図 3.2.4 繰り返し加力下の高強度异形鉄筋の応力度と歪度の関係



結晶粒度 NO. 11. 倍率：200 倍

写真 3.2.1 顕微鏡組織

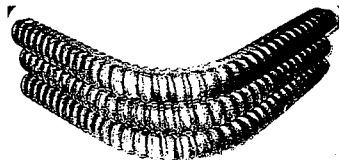
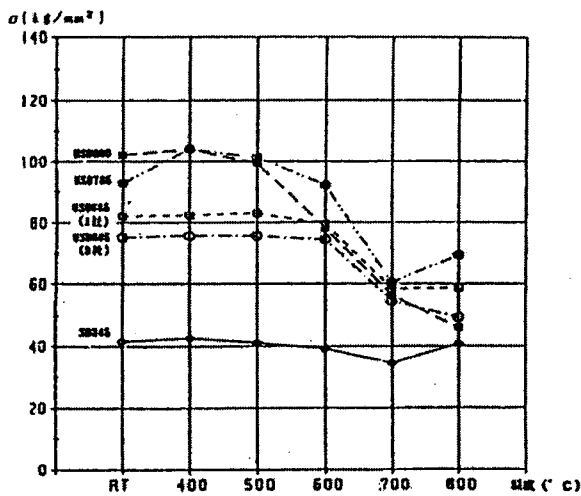


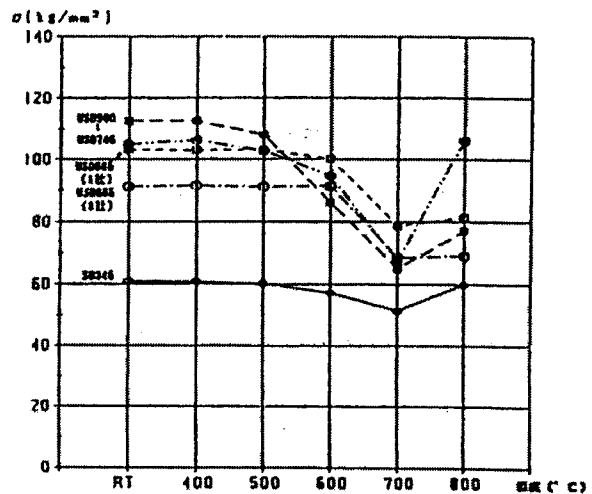
写真 3.2.2 曲げ試験結果

### 3.2.11 耐火性

火災が発生した後の高強度鉄筋の力学特性の変化を、冷却後引張り試験により検討した結果を図 3.2.5 に示す。鉄筋コンクリート用高強度異形鉄筋の USD685 と USD980、高強度横補強筋の USD785 及び、比較用の SD345 の冷却後引張り試験を行なった<sup>3.79)</sup>。その結果、(1) 高強度主筋 USD685 と横補強筋の USD785 は、加熱温度が摂氏 700 度以上になると降伏点と引張り強度が低下しその低下率は、SD345 より少し大きいこと、(2) オフライン熱処理により製造される USD980 は、加熱温度が摂氏 600 度以上になると降伏点、引張り強度が低下することが明らかになっている。火災中の高強度鉄筋の力学特性を検討するため電気炉で加熱しながら行なわれた引っ張り試験の結果を図 3.2.6 に示す。全体に高強度になるほど降伏点と引張強度の低下率が大きい、普通強度鉄筋も含めていずれの鋼種でも摂氏 600 度で残存引張り降伏点強度が約 2,000 kgf/cm<sup>2</sup> (195 N/mm<sup>2</sup>) あることが明らかになった。



加熱冷却後の降伏点



加熱冷却後の引張強さ

図 3.2.5 高温加熱後の高強度鉄筋の降伏強度と引張り強度

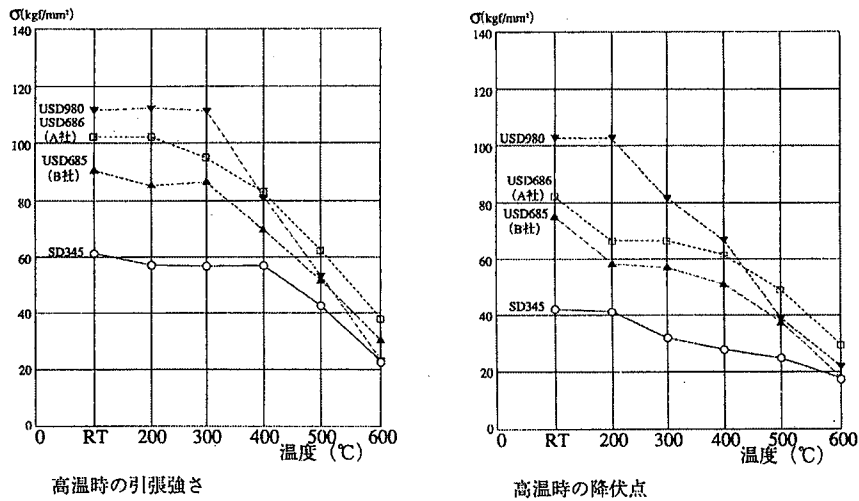


図 3.2.6 高温状態での高強度鉄筋の降伏強度と引張り強度

### 3.2.12 耐久性

高強度鉄筋を用いた鉄筋コンクリート部材の施工において異種鋼材（普通鉄筋等）との混在使用がなされるため、接触部位等に腐食が生じないかをピーカー中のコンクリート内の環境を模擬した NaCl + Ca(OH)<sub>2</sub> 水溶液で耐食性試験を行ない検討した<sup>3.78)</sup>。また、単体での耐食性も同様に検討した。表 3.2.6 に試験内容を示している。供試体は、SD345、USD685、USD980 とした。その結果、単体で用いる場合の耐食性は、従来の鉄筋と同程度であり、異種鉄筋の接触の場合には、低強度の鉄筋が腐食し高強度の鉄筋は防食される傾向にあるが腐食速度は非常に小さく単体での腐食試験値と同程度かそれ以下であった（図 3.2.7）。

表 3.2.6 鉄筋の耐久性に関する試験の項目と内容

試験項目	試験内容
単体での浸漬試験	摂氏 25 度に 30 日間浸漬し、発錆状態、腐食減量、最大孔食深さを測定する。
電気化学的 自然電位測定	自然電位およびアノード分極（鉄筋が腐食側）測定により、不働態化破壊電圧を測定する。
異種鉄筋を流れるカップリング電流の測定	図 3.2.7 に示した方法によって溶液中に 30 日間浸漬し平衡状態に移行後、カップリング電流を測定し、腐食面積率・腐食速度を算出する。

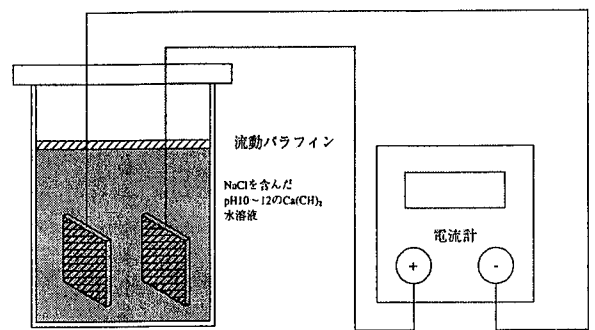


図 3.2.7 異種鋼材の接触による腐食試験

### 3.2.13 高強度鉄筋の継手工法

高強度鉄筋の継手には、重ね継手、ガス圧接継手、溶接継手および機械的継手等のさまざまな継手が考えられる。高強度鉄筋 USD685 は、成分調整と制御圧延および熱処理によって製造するため、ガス圧接や溶接継手工法の熱影響部分では金属組織が変化し、鉄筋母材より強度が低下する。そこで、鉄筋母材の金属組織に影響を及ぼさず溶接やガス圧接よりも機械的継手のほうが好ましい。中でも鉄筋をねじふしタイプとし、これを利用したねじ継手は特殊技能が不要で施工管理も容易であり、実現性が高いと考えられる。そこで、USD490 級までのねじふし鉄筋で実用化されているグラウト継手を USD685 に適用しその継手性能を実験により検討した<sup>3.80)</sup>。ねじふし鉄筋のグラウト継手は鉄筋のねじふしに合わせたねじを有するカプラーにより鉄筋を接続し、カプラー中央の穴からグラウト材を注入硬化させ継手性能を発揮させるものである。グラウト材には、エポキシ樹

脂などの有機系とセメント系材料などの無機系がある。ねじ鉄筋と機械式カプラーを用いた機械式継手工法の高強度鉄筋への適用の可能性が検討された。高強度異形鉄筋のUSD685のねじ鉄筋を対象として、既に実用化されているSD390までの継手工法のうち、エポキシ樹脂グラウト継手、及び無機グラウト継手を選定し、継手供試体をD19、D22、D25、D32、D35、D38、およびD41について作成し、日本建築センターの鉄筋継手性能判定基準(1982年)に規定される(a)一方向引張り試験、(b)弾性域繰返し試験及び(c)塑性域繰返し試験を行った。試験体はすべて母材破断し、高強度鉄筋の継手性能判定基準を満たす性能を有することが確かめられた。

### 3.2.14 重ね継手

NewRC建築物では高配筋部材が多く密な配筋となる可能性が高く、先組み鉄筋工法の採用も多いものと考えられる。そこで、柱やはりの主筋の重ね継手はほとんど使われないと考え、研究の重点は置かないこと

とし、主筋の重ね継手に関する実験は行われなかった。当面は、柱やはりの主筋には原則として重ね継手を用いないこととした。

### 3.2.15 部材中の継手の性能

高強度鉄筋の降伏比は一般に普通強度鉄筋より高いため、曲げせん断力を受けて曲げ降伏する部材では、特に主筋比が低くなると塑性ヒンジ領域が拡大しなくなり、主筋の引張歪が危険断面付近に集中する可能性がある。また、その部分に継手を設けると、歪みの集中がさらに促進されるおそれがある。しかし、降伏比が90%の主筋と梁端部の機械的継手を用いたはりの実験では、機械式継手を用いてもより著しく歪みが集中することはなかった<sup>3.83)</sup>。しかし、部材角が0.05ラジアンの大変形の繰返し加力では、主筋の破断が起こっている(図3.2.8)。この実験結果は、今回新たに高強度鉄筋の機械的性質に降伏比の制限が設けられたことの根拠となっている。

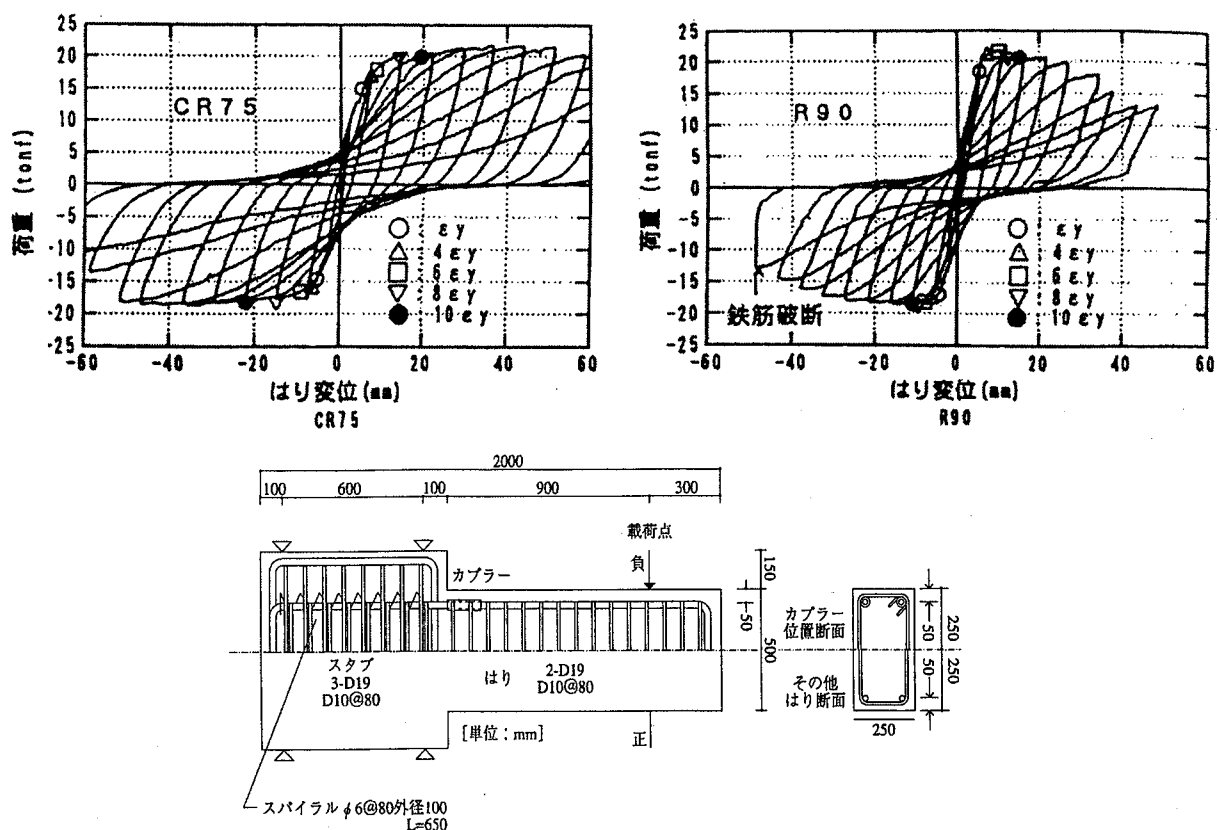


図 3.2.8 降伏比の異なる主筋を用いた片持ちはりの復元力特性と破壊状況

### 参考文献

- 3.74) 山本孝一、鈴木昭信、黒川憲次郎、清水秀夫、  
稲岡新也、高強度・高品質鉄筋の開発に関する研



- 究（その1：鉄筋の規格案と試作結果）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1993年9月、pp. 93-94。
3. 75) 唐津敏一、山本孝一、高強度・高品質鉄筋の開発に関する研究（その2：圧縮・引張繰り返し特性）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1993年9月、pp. 95-96。
3. 76) 稲岡真也、沖真人、高強度・高品質鉄筋の開発に関する研究（その3：曲げ曲げ戻し性能）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1993年9月、pp. 97-98。
3. 77) 黒川憲次郎、高強度・高品質鉄筋の開発に関する研究（その4：高強度鉄筋の高応力・低サイクル繰り返し引張り実験）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1993年9月、pp. 99-100。
3. 78) 沖真人、稲岡真也、高強度・高品質鉄筋の開発に関する研究（その5：耐食性試験）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1993年9月、pp. 101-102。
3. 79) 清水秀夫、小山清一、高強度・高品質鉄筋の開発に関する研究（その6：高温時の力学特性）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1993年9月、pp. 103-104。
3. 80) 鈴木昭信、唐津敏一、高強度・高品質鉄筋の開発に関する研究（その7：グラウト継手の力学的性能）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1993年9月、pp. 105-106。
3. 81) 李龍善、小松勇二郎、森田司郎、太径高強度異形鉄筋の曲げ加工性能の試験－NewRC用USD685の曲げ戻し引張り実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、1993年9月、pp. 106-107。
3. 82) S. Morita and H. Shiohara : Development of High Strength Mild Steel Deformed Bars for High Performance Reinforced Concrete Structural Member, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 1742, Acapulco, Mexico, 1996.
3. 83) 古川淳、塩原等、岡功治、鉄筋コンクリート部材の変形性能に及ぼす鉄筋の降伏比の影響、日本建築学会構造系論文集、No. 476、1995年10月、pp. 129-138。

### 3.3 複合材料としての鉄筋コンクリートの力学特性

高強度鉄筋と高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート部材を用いた建築構造の開発段階においては、柱や梁、壁などの部材の実験により力学特性を確認する実験が行われることが多い。しかし、付着特性や、コンファインド効果、二軸応力下の強度特性などの基礎的な複合材料としての鉄筋コンクリートの特性の理解も重要であり、これらの理解に基づいた部材特性の理解が不可欠であろう。このような複合材料である鉄筋コンクリートの基礎的な力学特性に関する研究成果について述べる。

#### 3.3.1 付着・定着機構における高強度鉄筋の課題

高強度鉄筋を使用する場合、鉄筋の存在応力上昇に見合った付着・定着性能の増加が不可欠である。鉄筋コンクリートは鉄筋とコンクリートからなる複合体であるから、鉄筋とコンクリートの一体性が要求される。これらの要求は鉄筋ならびにコンクリートが高強度化しても変わることはない。New RC 部材では、在来の配筋工法にならった配筋としているため、通常の鉄筋コンクリート部材と同じように付着・定着が確保されなければならない。

鉄筋コンクリート部材に曲げとせん断力が生じると主筋に曲げ付着力が生じる。付着応力は、建築構造部材のようにコンクリートのかぶり厚さが大きくない部材では、コンクリートのかぶりの割裂を誘発し、付着割裂破壊を生じさせる。付着の抵抗機構には、コンクリートの拘束、横補強筋の拘束、コンクリート強度が影響する。ラーメン骨組の場合には、柱梁での部材相互の応力伝達が必要となり、部材主筋に生じる力が部材相互で伝達されなければならない。これらは通常接合部での付着作用や90度折り曲げ定着、180度折り曲げ定着によってなされる。

そこで、(1) 梁主筋の柱梁接合部への定着性能に関する実験、(2) 曲げ付着性能に関する実験が行われ、高強度コンクリートと組み合わせれば実用的範囲で付着・定着が可能であることが明らかにされた。また、この場合の必要定着長さの設計用数値が提案された。高強度鉄筋や高強度コンクリートなどの高強度材料を用いて建物を軽量化しようとする、部材断面が縮小され、その場合、柱・梁接合部内での主筋定着がかなり困難になることが予想される。しかし、コンクリート圧縮強度が60 MPa以上、鉄筋の降伏点強度が700 N/mm<sup>2</sup>クラスの鉄

筋の組合せまで対象とした研究は、これまで国内外を通じて皆無であった。

#### 3.3.2 外部柱はり接合部へのはり主筋定着方法

はり主筋の柱はり接合部内への定着方法としては、通常、外柱はり接合部では、90度折り曲げ定着が、内柱はり接合部では、通し配筋による定着が採用されている。NewRCプロジェクトにおいては、この二つの定着方法に主眼をおいて研究を実施した。その結果を文献3.84～3.87)の藤井らの研究を基に、以下の3.3.2と3.3.3に紹介する。

折り曲げ定着の定着機構は、折り曲げ部分までの直線部分、折り曲げ部分及び折り曲げ後の余長で構成されており、直線部分の付着力による応力伝達は少なく、その大半は、折り曲げ部以降の支圧力により決定される。高強度材料を用いた折り曲げ定着強度の実験が行われている(図3.3.1) 3.84, 3.85)。

定着耐力に及ぼすコンクリート強度の影響は、ほぼコンクリートの圧縮強度の平方根に比例すると考える場合が多いが、実験では、コンクリート強度が100 MPaを超えると定着耐力の上昇が頭打ちになる傾向が見られ、さらに横補強筋の有無で30～50%の強度上昇が見られた。定着投影長さも定着性能を決定的に支配する因子であり、投影長さが短くなると定着強度が大幅に低下することも確かめられた。これらの実験から、次の定着強度式(3.3.1)が提案されている 3.86)。

$$f_d = 100k_1k_2k_3k_4k_c k_h k_s \sqrt{\sigma_B} \quad (1)$$

ここに、 $f_d$ : 定着応力度、 $\sigma_B$ : コンクリート圧縮強度、 $k_1$ : 普通コンクリートで1.0、軽量コンクリートで0.85、 $k_2$ : コンクリート強度が40MPaより小さい時  $k_2 = 1.0$ 、40MPaを超えると、 $k_2 = (\sigma_B/40)^{-1/6}$ 、 $k_3$ : 接合部側へ折り曲げる場合は1.0、反対側へ折り曲げる場合は0.7、 $k_4$ : 折り曲げ半径  $r$  の影響を表す係数で  $k_4 = 0.1(r/d_B) + 0.7 (\leq 1.15)$ 、 $k_c$ : フック面に対する側面かぶり厚さ  $c$  の効果を表す係数で  $k_c = 0.1c/d_B + 0.43 (\leq 1.0)$ 、 $k_h$ : 定着投影長さ  $l_{dh}$  の効果を表す係数で  $k_h = 0.038 l_{dh}/d_B + 0.544 (\leq 1.15)$ 、 $k_s$ : 横補強筋の効果を表す係数で  $k_s = 1 + 2d_s^2/3d_B^2 (\leq 1.4)$ 、 $d_B$ : 補強筋の直径、 $d_s$ : 横補強筋の直径。

ただし、折り曲げ形状は、90度折り曲げの場合には先端に  $10d_B$  以上の余長を設けられているものとする。折り曲げ開始位置は、部材せいの中心軸より外側にする。

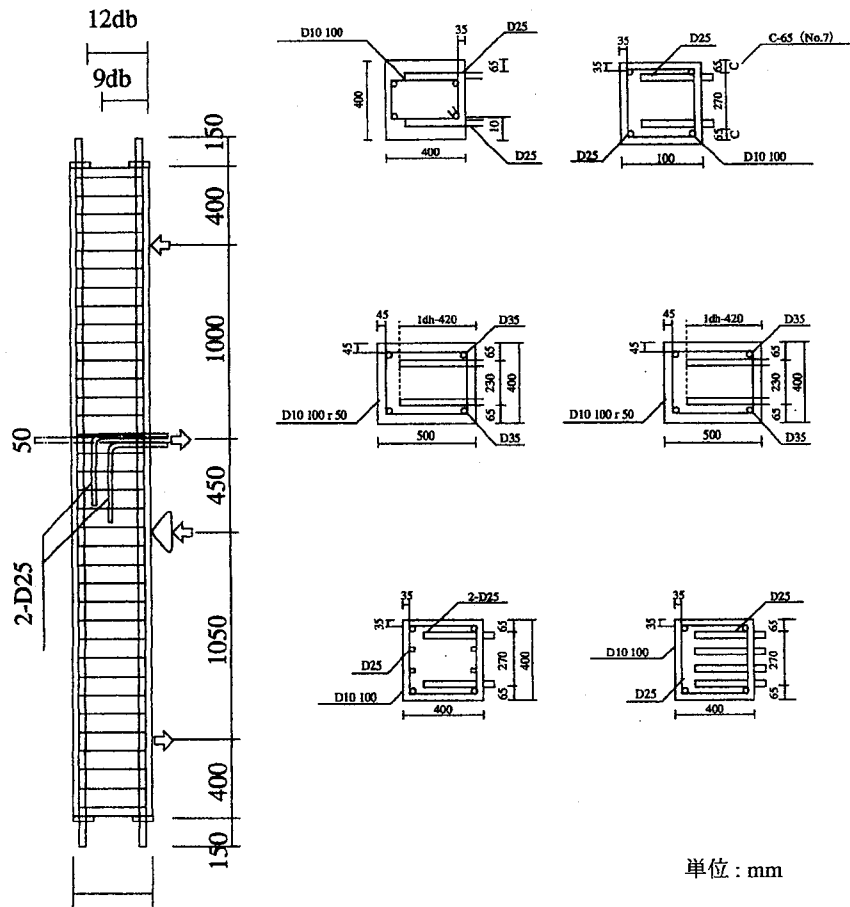


図 3.3.1 外部柱梁接合部の梁主筋定着強度の実験

以上の提案を典型的な鉄筋とコンクリート強度の組合せに適用して算定した必要定着投影長さの一覧を表 3.3.1 に示す。横補強筋効果を考慮しない場合が上段、必要な横補強筋が配された場合が下段である（主筋径を  $d$  としてある。なお、表中に数値が記入されていない組合

せは、この条件では定着できないことを示しており、定着強度の算定を行うことになる。また、定着耐力を確保するためにかぶり厚さを大きくした横補強筋をさらに配する等の対応が必要である。

表 3.3.1 必要定着投影長さの例

鉄筋	コンクリート強度 $\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )						
	23.5	29.4	35.3	41.2	58.8	78.4	98.0
SD295	14d 10.5d	11d 13.5d	9d 8d	8d 8d	8d 8d	8d 8d	8d 8d
SD345	13.3d	14d 10.5d	11.5d 8.5d	10d 8d	8d 8d	8d 8d	8d 8d
SD390	—— ——	14d	15.5d 11.5d	13.5d 10d	10.5d 10d	8d 8d	8d 8d
SD490	—— ——	—— ——	—— ——	14.5d	15.5d 11.5d	12.5d 9d	10.5d 8d
USD685	—— ——	—— ——	—— ——	—— ——	—— ——	16d	13.5d

$d$  は、はり主筋径。

上段は横補強効果を考慮しない必要定着長、下段は必要な横補強筋が配された場合

### 3.3.3 内部柱はり接合部へのはり主筋の定着方法

はり主筋を接合部内に通し配筋した場合はり柱部材寸法の大きさに応じて接合部内での定着が十分に行われる場合と不十分な場合が生じる。定着が十分であれば、接合部内での主筋のすべり量が少なく、抜け出し量も小さいため、接合部に接続した部材の履歴性状も履歴面積の比較的大きい安定したものとなる。また、この場合には、接合部内にトラス機構が形成されるなど接合部のせん断耐力にとっても好ましい条件となる。他方定着が不十分な場合はそれが直接主筋の定着破壊の原因とはならないが、定着の不十分さに応じて接合部からの主筋の抜け出しが増加し、それとともない接合部を含む柱はり架構は逆 S 字の履歴性状を示す。また、引張り主筋応力の定着不足は、他材の圧縮鉄筋効果を減少させるなどの影響をまねく。この場合接合部のせん断耐力もアーチ作用が卓越するようになるなど耐力上決して好ましい条件とならないので、通し配筋による定着についても設計上十分配慮する必要がある。

そこで、図 3.3.2 のような柱はり接合部の応力状態を模擬した試験体を用いた、はり主筋の定着強度に関する実験が行われた。実験の結果、コア内の局所付着強度として、次の式が提案されている<sup>3.87)</sup>。

$$\tau_u = 2.3 \left( 0.86 + 0.84 \frac{\sigma_0}{\sigma_B} \right) \left( \frac{B}{d_B} \right) \left( \frac{\sigma_B}{36.4} \right)^{0.66} \text{ (MPa)} \quad (2)$$

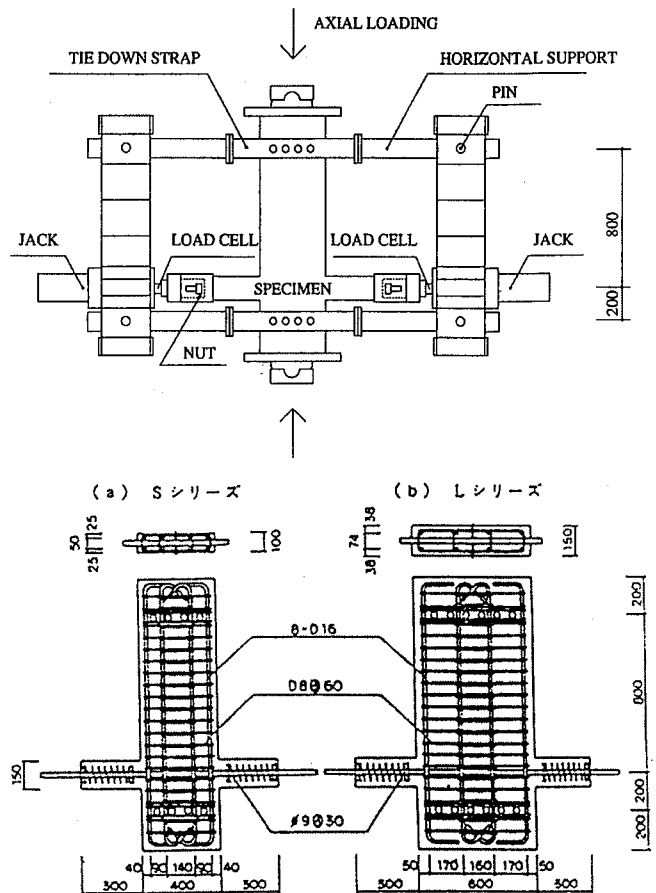


図 3.3.2 内部柱梁接合部への梁主筋の定着強度に関する実験

ここに、 $\tau_u$ : コア内の局所付着強度、 $\sigma_B$ : コンクリート圧縮強度、 $\sigma_0$ : 平均圧縮軸力、 $B$ : 単位柱幅 (柱幅/主筋本数)、 $d_B$ : 主筋径。

$$(3)$$

式(3.3.2)を適用して、はり主筋の定着に最低限必要な柱せいを表す式(3.3.3)が提案された。

$$\frac{d_B}{h} \leq 1.34 \left( 1.0 + \frac{P}{A_g \sigma_B} \right) \left( \frac{\sigma_B^{2/3}}{\sigma_y} \right) \quad (4)$$

ここに、 $d_B$ : 主筋径、 $h_c$ : 柱せい、 $P$ : 柱軸圧縮力、 $A_g$ : 柱断面積、 $\sigma_B$ : コンクリート圧縮強度、 $\sigma_y$ : はり主筋の規格降伏点強度。

はり端ヒンジとする耐震骨組の内柱はり接合部において通し配筋されるはり主筋では、柱せい  $h_c$  と主筋径

$d_B$  の比がコンクリート強度、引張り鉄筋の規格降伏強度より算定される値より大きくなるように柱せいおよび主筋径を決定する。提案された設計法により必要柱せいおよび主筋径を決定する。提案された設計法により必要柱せい・主筋径について試算した結果を表3.3.2に示す。柱軸圧縮応力がコンクリート圧縮強度の1/6の場合が上段、1/3の場合が下段である。これは、はり通し筋が両柱面で、引張り・圧縮降伏を生じ得る場合で、はり通し筋1本あたりの柱幅がはり主筋径の6倍以下の場合である。コンクリートが高強度となっても、引張強度はさほど大きくなり、主筋が高強度になった分だけ定着投影長さや柱せいなどが、通常の鉄筋コンクリートの場合より大きくなることに注意が必要である。

表 3.3.2 内柱はり接合部において通し配筋される場合の必要柱せい

鉄筋	コンクリート強度 $\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )						
	23.5	29.4	35.3	41.2	58.8	78.4	98.0
SD295	23.0 <i>d</i>	19.7 <i>d</i>	17.5 <i>d</i>	15.8 <i>d</i>	12.4 <i>d</i>	10.3 <i>d</i>	8.9 <i>d</i>
	19.5 <i>d</i>	17.3 <i>d</i>	15.3 <i>d</i>	13.8 <i>d</i>	10.9 <i>d</i>	9.0 <i>d</i>	7.8 <i>d</i>
SD345	26.7 <i>d</i>	23.1 <i>d</i>	20.4 <i>d</i>	18.4 <i>d</i>	14.5 <i>d</i>	12.0 <i>d</i>	11.9 <i>d</i>
	23.4 <i>d</i>	20.2 <i>d</i>	17.9 <i>d</i>	16.1 <i>d</i>	12.8 <i>d</i>	10.5 <i>d</i>	10.4 <i>d</i>
SD390	38.2 <i>d</i>	32.9 <i>d</i>	29.2 <i>d</i>	26.3 <i>d</i>	20.7 <i>d</i>	17.1 <i>d</i>	14.8 <i>d</i>
	33.4 <i>d</i>	28.8 <i>d</i>	25.5 <i>d</i>	23.0 <i>d</i>	18.2 <i>d</i>	15.0 <i>d</i>	12.9 <i>d</i>
SD490	38.2 <i>d</i>	32.9 <i>d</i>	29.2 <i>d</i>	26.3 <i>d</i>	20.7 <i>d</i>	17.1 <i>d</i>	14.8 <i>d</i>
	33.4 <i>d</i>	28.8 <i>d</i>	25.5 <i>d</i>	23.0 <i>d</i>	18.2 <i>d</i>	15.0 <i>d</i>	12.9 <i>d</i>
USD685	53.4 <i>d</i>	46.0 <i>d</i>	40.8 <i>d</i>	36.8 <i>d</i>	29.0 <i>d</i>	24.0 <i>d</i>	20.7 <i>d</i>
	46.8 <i>d</i>	40.3 <i>d</i>	35.7 <i>d</i>	32.2 <i>d</i>	25.4 <i>d</i>	21.0 <i>d</i>	18.1 <i>d</i>

$d$  は、はり主筋径。

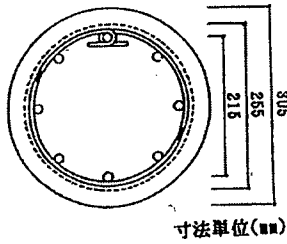
上段は、柱軸圧縮応力がコンクリート圧縮強度の1/6の場合。下段は、1/3の場合。

### 3.3.4 高強度コンクリートと横拘束効果

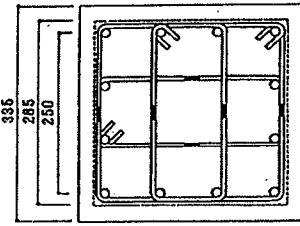
建築構造物において高強度コンクリートが用いられるのは、主として高軸力に対処するものであり、鉄筋コンクリート造建築物の高層化とともに、コンクリートの高強度化が計られてきた。一方、高強度コンクリートは、圧縮強度到達後の靱性が小さく、急激に強度が低下する。この圧縮強度後の強度低下を抑制する方法として高強度鉄筋を用いた横拘束が考えられる。しかし、圧縮強度 50 MPa を超える高強度コンクリートのコンファインド特性に関する研究は少ない。そこで、高強度コンクリートに高強度鉄筋のフープなどの横拘束鉄筋を配置した場合に、圧縮を受けるコンクリートの受動拘束に

よる応力度・歪度関係の性能改善効果を明らかにする必要がある。そこで、高強度コンクリートを用いた短柱の中心圧縮実験が行われ、3軸圧縮応力状態によるコンクリートの性能改善効果の実験検討が行われた。

NewRC プロジェクトでは、この高強度鉄筋の横拘束効果を把握する研究を実施した。その結果を崎野らの文献(3.88)や、安達らの報告(3.93)に基づいて以下の3.3.4と3.3.5で紹介する。実験に用いられた試験体は、主として、円形フープ筋を用いた円形断面柱試験体と、角形フープ筋と中子筋を用いた正方形柱試験体(図3.3.3、図3.3.4)である。



寸法単位(mm)



寸法単位(mm)

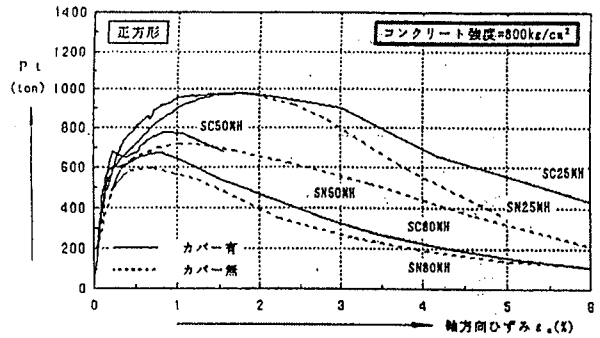
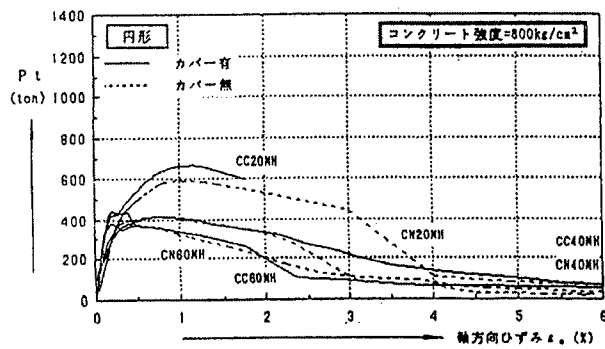
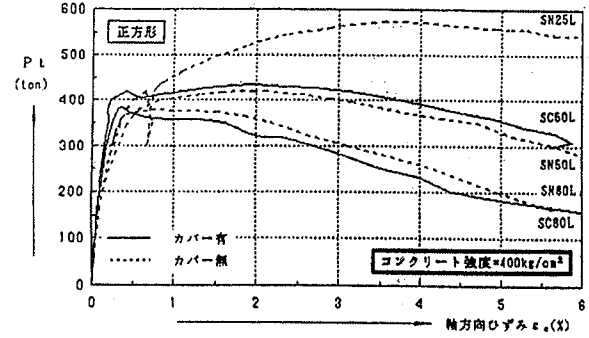
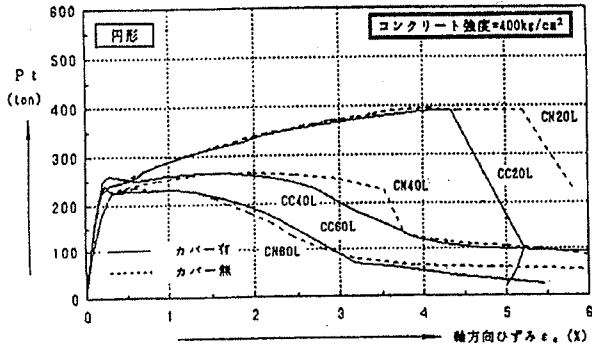


図 3.3.3 円形断面柱試験体

図 3.3.4 正方形断面柱試験体

直径あるいは、一辺の長さが 20 センチメートル以上の試験体を用いて行われた実験結果と既往の研究に関する比較研究をもとに受動拘束コンクリートの一軸応力歪関係として、次の軸方向応力-ひずみ関係が提案されている<sup>3.89)</sup>。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma'_B} = \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2} \quad (5)$$

$$\sigma'_B = \mu\sigma_B + \kappa\rho_h\sigma_y \quad (6)$$

$$X = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \quad (\text{規準化歪度}) \quad (7)$$

$$A = \frac{E_c\epsilon_{c0}}{\sigma'_B} \quad (8)$$

$$D = 1.5 - 1.71 \times 10^{-2} \times \sigma_B + \gamma \sqrt{\frac{(K-1)\sigma_B}{23}} \quad (9)$$

ここに、 $\sigma_c$ 、 $\epsilon_c$ ：コンクリートの軸方向応力度及び歪度、 $\rho_h$ ：横補強筋の体積比、 $\sigma_B$ ：プレーンコンクリートシリンダーの圧縮強度 (MPa)、 $\sigma'_B$ ：横拘束コンクリートの強度 (MPa)、 $\mu$ ：円形断面の場合 0.8、正方形断面の場合 1.0。

さらに、 $\kappa$ ：円形断面の場合には、

$$\kappa = k_c \left(1 - \frac{s}{2D_c}\right)^2 \quad (\text{ただし、} k_c = 2.09) \quad (10)$$

正方形断面の場合には、

$$\kappa = k_s \left(\frac{d''}{C}\right) \left(1 - \frac{s}{2D_c}\right)^2 \quad (\text{ただし、} k_s = 11.5) \quad (11)$$

$\epsilon_{c0}$ ：最大応力時の歪度で、 $K < 1.5$  の場合には、

$$\epsilon_{c0} = 0.93(\sigma_B)^{1/4} (1 + 4.7(K-1)) \times 10^{-3} \quad (12)$$

$K \geq 1.5$  の場合には、

$$\varepsilon_{c0} = 0.93(\sigma_B)^{1/4} (3.35 + 20(K - 1.5)) \times 10^{-3} \quad (13)$$

$$K = \frac{\sigma_B'}{\mu\sigma_B} \quad (14)$$

$E_c$  : プレーンコンクリートの初期剛性 (MPa)

$$E_c = 4.1 \left( \frac{\sigma_B}{100} \right)^{1/3} \left( \frac{\gamma}{2.4} \right)^2 \times 10^4 \quad (15)$$

$d''$  : 横補強筋の公称直径 (鋼管の場合には管厚さ)、 $c$  : 横補強筋の有効横支持長さ (鋼管の場合には内幅)、 $s$  : 横補強筋間隔、 $D_c$  : 周辺横補強筋の断面内の中心間距離 (鋼管の場合には内幅)、 $\sigma_y$  : 横補強筋の降伏点強度。  
(ただし、直線型横補強筋の場合には、 $700\text{N/mm}^2$  を超えた場合には、 $700\text{N/mm}^2$  とする)、 $\gamma$  式 (3.3.14) : コンクリートの比重、 $\gamma$  式 (3.3.8) : 正方形鋼管の場合 2.4、帯筋の場合 1.6。

応力度-歪度関係の形状としては、Sargin により提案している式 (3.3.4)<sup>3.90)</sup> を用いている。コンファインドコンクリートの強度は、式 (3.3.5) の 2パラメータモデルで表す。それぞれの係数は、既往の実験結果を用いて定めている。プレーンコンクリートの最大強度時の歪みは、Popovics の提案する式 (3.3.11)<sup>3.91)</sup> を、コンファインドコンクリートの最大強度時の歪みのプレーンコンクリートに対する増大率は、孫の提案式 (12)<sup>3.92)</sup> を採用する。コンクリートの弾性剛性は、NewRC プロジェクトの高強度コンクリート分科会で提案している式を採用している。下り勾配を支配する  $D$  の値は、できるだけ多くの実験結果に適合するように決めている。

### 3.3.5 高強度鉄筋を用いた横拘束における横補強筋の応力度の上限

横拘束鉄筋に高強度鉄筋を用いた場合に、高強度という性質をどこまで拘束効果に考慮できるかについて、研究成果として以下の2点が得られている。高強度鉄筋を用いた直線型横補強筋 (角形フープ筋と中子筋) の場合、圧縮強度時においても横補強筋 (特に外周筋) は、降伏応力度に達していないことが多い。そのため、横拘束されたコンクリートの一軸圧縮強度算定式中の横補強筋の応力度として、一般に行われているような降伏応力度を用いることは危険側の評価となることから、横補強筋の応力度に何らかの制限を設ける必要がある。ここでは、いささか大胆であるが強度算定式に用いる直線型

図 3.3.5 には、ここで提案された拘束コンクリートの最大強度と実験を比較している。図 3.3.6 は、実験結果と解析モデルの応力度歪み度関係を比較している。

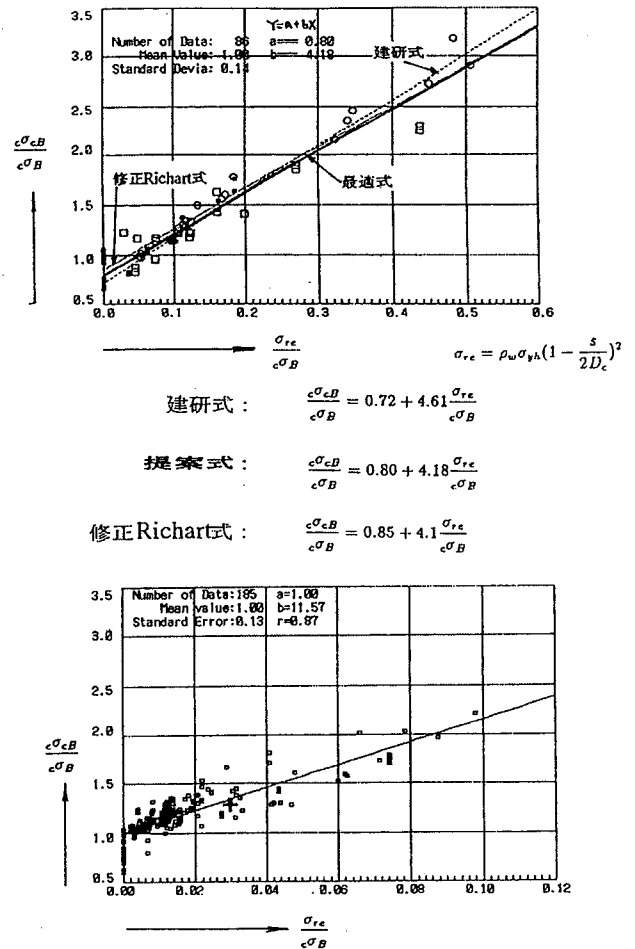


図 3.3.5 拘束コンクリートの最大圧縮強度のモデルと実験の比較

横補強筋の応力度の上限値を  $700\text{N/mm}^2$  としている<sup>3.89)</sup>。

円形横補強筋のひずみは一般に直線型横補強筋のひずみより大きく、円形横補強筋は降伏応力度に達していることが多い。また、強度算定式中の横補強筋の応力度として降伏応力度を用いても、高強度横補強筋を用いた試験体に対して強度を過大評価する傾向も見られないことから、特に使用する応力度の制限を設けないこととした。しかしながら、現時点では、実験で効果が確認されている上限値 ( $100\text{MPa}$ ) を適用範囲の上限と考えるべきであろう。

実大に近い  $50\text{cm}$  角の正方形断面柱試験体による一軸圧縮実験<sup>3.93)</sup> も行い、小型試験体による実験結果等

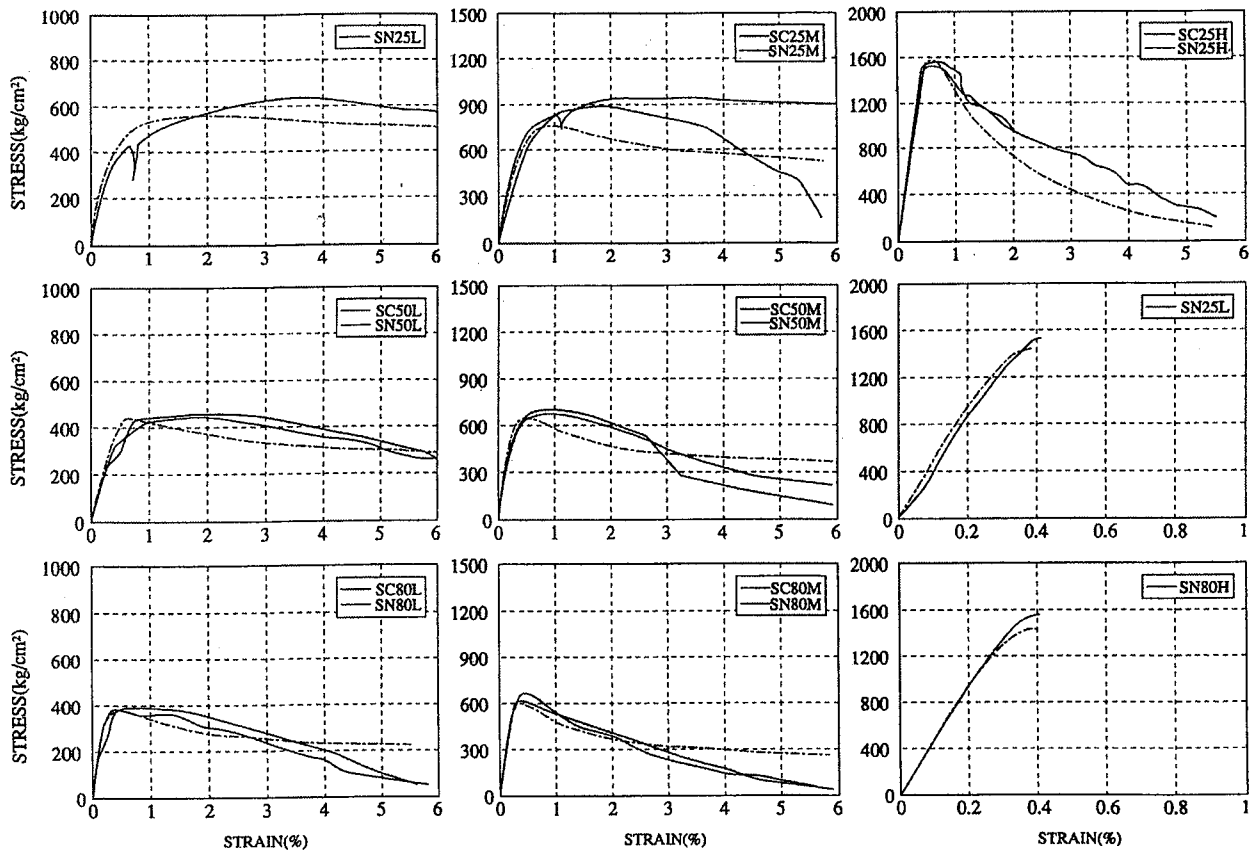


図 3.3.6 応力度歪み度関係のモデルと実験の比較

の検討から得られた成果を実大試験体により確認した。横補強筋比  $p_w$  をパラメータとした実大実験より得られた荷重-軸変位関係を図 3.3.7 に示す。横補強筋比  $p_w$  が大きくなるにつれ横拘束筋の効果が大きくなり、圧縮強度到達後の強度低下が小さくなる傾向が見られる。また、試験体の寸法は、横拘束コンクリートの応力-軸歪み関係に大きな影響を及ぼし、寸法が小さいものほど変形性能が良好となる結果が得られている。

	$P_w=0.70\%$ $\rho=1.81\%$ $P_w \cdot \sigma_{wy}=56 \text{ kgf/cm}^2$	$P_w=0.97\%$ $\rho=2.53\%$ $P_w \cdot \sigma_{wy}=76 \text{ kgf/cm}^2$	$P_w=1.72\%$ $\rho=4.56\%$ $P_w \cdot \sigma_{wy}=138 \text{ kgf/cm}^2$
$S/D=0.21$	C97012 帯筋 4-D8 058	C97012 帯筋 4-D10 058	C17212 帯筋 4-D13 058
$S/D=0.09$		C97012 帯筋 4-D8 042	

共通事項：断面寸法 47x47cm (縦りなし)、主筋 12-D19  
 $\rho$ ：横補強筋体積比、 $s$ ：横補強筋間隔  
 $D$ ：柱せい  $\sigma_{wy}=8000 \text{ kgf/cm}^2$  として計算

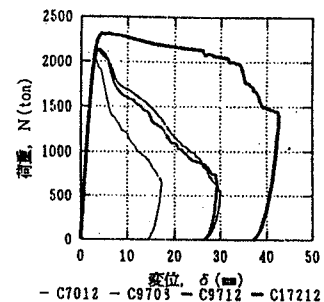
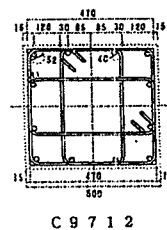


図 3.3.7 実大試験体による拘束コンクリートの中心圧縮実験

### 3.3.6 主筋の圧縮座屈を防ぐ方法

New RC プロジェクトでは、主筋の圧縮座屈を防止する補強筋の効果を把握するために、正方形柱試験体の中



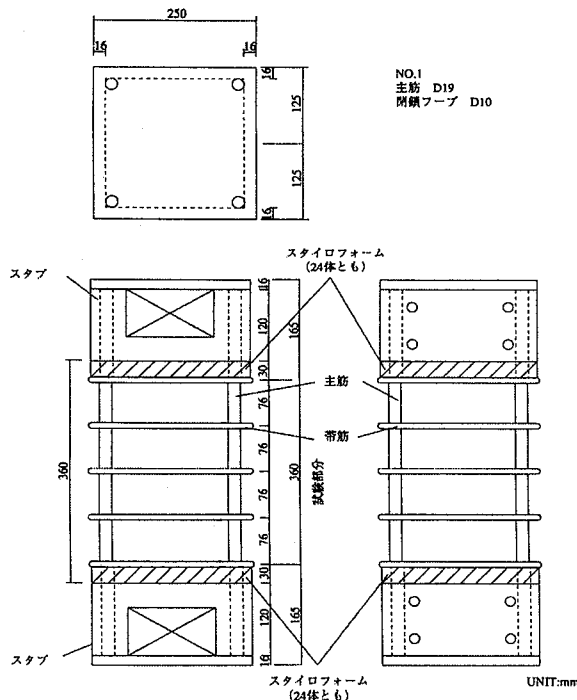


図 3.3.8 主筋の座屈実験

心圧縮実験を実施した。実験パラメータとしては、主筋径、横補強筋径および横補強筋間隔である。しかしながら試験体数が24体と少なく、定量的な結果まではまとめられていないが、以下の結果が得られている<sup>3.94)</sup>。図3.3.8に試験方法と実験の変数を示す。

- 1) 主筋の座屈は、最も横補強筋間隔の大きいものでも、圧縮降伏後の塑性座屈であった。したがって、最大圧縮応力度（最大耐力）は主筋の降伏応力度によって決まり、横補強筋の間隔と径の影響は受けなかった。
- 2) 最大耐力時変位では大きな差が認められた。横補強筋間隔が $4d$ （ $d$ :主筋径）および $6d$ の試験体では、 $8d$ の試験体の1.2から2.2倍程度であった。なお横補強筋間隔 $8d$ では変形能力確保は難しいといえる。
- 3) 主筋座屈開始を横補強筋が防止する効果は、横補強筋を高強度にしたとしても、普通強度の場合と余り変化はないが、座屈開始後の急激な耐力低下を防止する効果は期待できる。

以上の結果により、主筋座屈そのものを防止することはできないが、主筋座屈時および座屈後の変形能力を確保するためには、横補強筋間隔を主筋径の6倍以下にすることが配筋上必要なことと考えられる。また、横補強筋の高強度化による主筋座屈後の変形能力確保への効果は、定量的には不明確ではあるが効果は期待できる。

### 3.3.7 高強度コンクリートの二軸応力特性

非線形有限要素解析を適用して鉄筋コンクリート部材の挙動を推定するには、高強度コンクリートの構成則が必要になる。特に、面内せん断力を受ける部材の解析には、コンクリートの二軸応力下での構成則が必要になる。ここでは、文献3.95～3.97)に基づいて、野口らの行った高強度コンクリートの二軸応力下の破壊条件を紹介する。

面内応力を受ける鉄筋コンクリート平板を想定して、コンクリートの二軸圧縮応力下の破壊条件を得るために、Kupfer<sup>3.96)</sup>らの実験試験体と同一の $200 \times 200 \times 50$ ミリメートルのコンクリート平板の供試体を用い行われた。コンクリート一軸圧縮強度は、60から65MPaとなった。圧縮応力は、試験体圧縮面の摩擦による変形拘束を除去するために、テフロンシートとカップグリースを3層に重ねて試験体と載荷板の間に挿入して、図3.3.9のように加力した。図3.3.10に、実験で得られた二軸圧縮強度を、普通強度コンクリート $290 \text{ kgf/cm}^2$ と高強度コンクリート $618 \text{ kgf/cm}^2$ で比較する。実験の結果、(1)二軸圧縮応力下の高強度コンクリートでは、一軸圧縮強度に対する終局強度比は、各応力比において1.0以上となり、応力比 $\sigma_2/\sigma_1$ が0.2から0.52の間で最大となり、37.5%の上昇がみられた。一方、応力比 $\sigma_2/\sigma_1$ が1.0の場合には、2.5%の上昇であった。高強度コンクリートでは、二軸圧縮応力による強度増加は大きくないが、二軸応力の比が0.2から0.52の間では、強度増加が顕著になることが明らかにされた。実験結果に適合するように提案された破壊包絡線式<sup>3.97)</sup>を示す。ここに、 $f_{c0}$ :平板の平均一軸圧縮強度。

( $-0.83 \leq \sigma_1/f_{c0} \leq 0$ )の範囲:

$$3\left(\frac{\sigma_1}{f_{c0}}\right)\left\{\left(\frac{\sigma_1}{f_{c0}}\right)+1\right\}-2\left\{\left(\frac{\sigma_2}{f_{c0}}\right)+1\right\}=0 \quad (16)$$

( $-0.125 \leq \sigma_1/f_{c0} \leq -0.83$ )の範囲:

$$\left(\frac{\sigma_1}{f_{c0}}\right)+\left(\frac{\sigma_2}{f_{c0}}\right)+2.401=0 \quad (17)$$

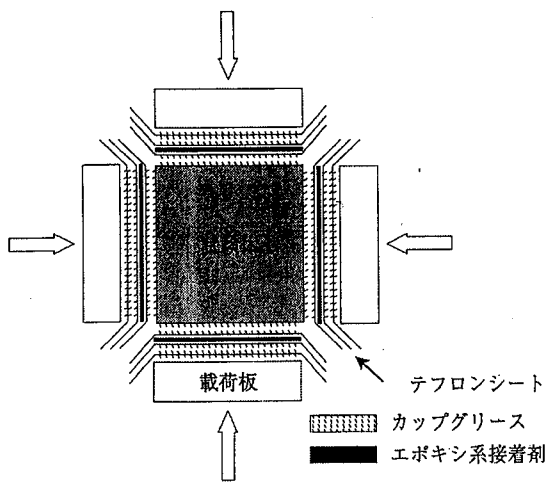


図 3.3.9 高強度プレーン  
コンクリート平板の二軸圧縮荷方法

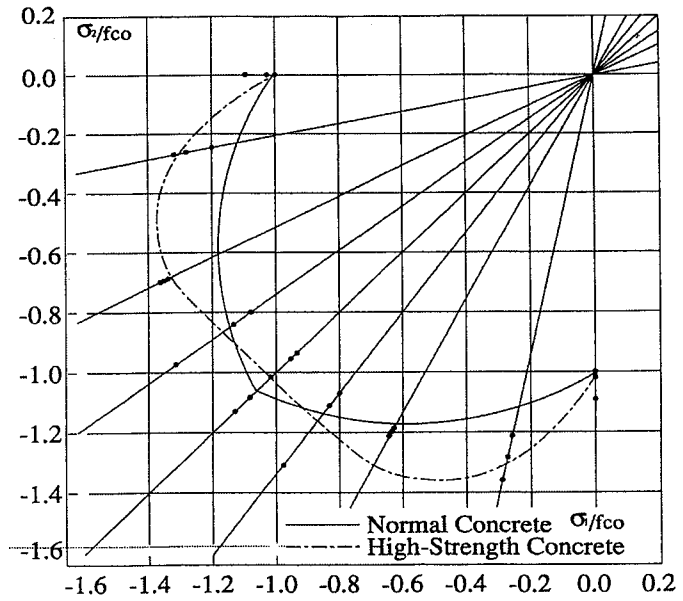


図 3.3.10 高強度プレーンコンクリート平板の二軸圧縮破壊包絡線

### 3.3.8 面内力を受ける鉄筋コンクリート平板耐力・変形

高強度鉄筋と高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート平板の純せん断実験が行われた<sup>3.99, 3.100</sup>。圧縮強度が 40、70、および 100 MPa のコンクリートを用いて、ダブルに直交配筋をした厚さ 80 mm 一片が 600 mm の正方形平板試験体が計 12 体作成された。これに、面内一様な純せん断応力を加え(1) コンクリート圧縮強度(2) 横補強筋量、(3) 補強筋の降伏点強度、(4) 縦横不等量配筋、が最大耐力、ひび割れ性状、応力度-歪度の関係、および破壊モードに及ぼす影響が検討された。図

3.3.11 に代表的な試験体の形状と配筋を示す。ひび割れ発生強度として、ほぼ  $\sqrt{\sigma_B}$  (単位:  $\text{kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_B$  は、コンクリートの圧縮強度) が得られた。鉄筋量が増加すると耐力が上昇し変形性能が低下した。鉄筋量が一定値以上になると、コンクリートの圧壊が起こり、耐力の上昇は緩やかになった。また、コンクリート強度が上昇すると、テンションスティフニングは減少した。コンクリート強度が上昇するとコンクリートの有効強度は低下し、コンクリート圧縮強度が 100 MPa の場合には、0.35 から 0.4 程度となった。

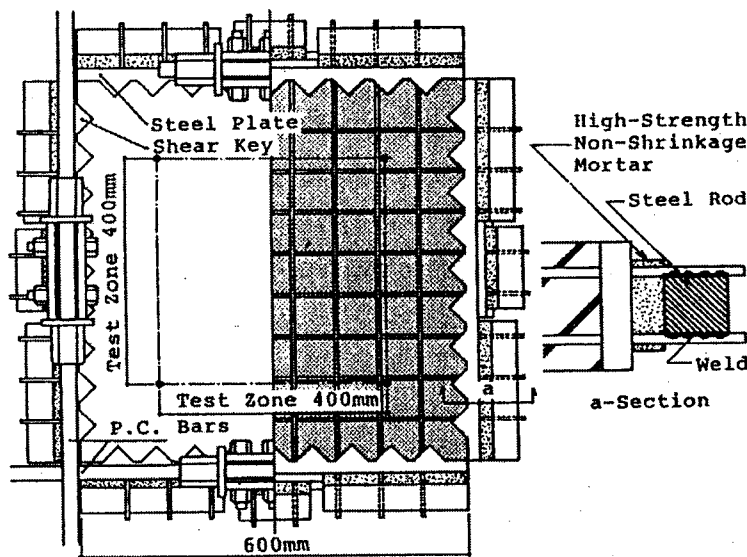


図 3.3.11 面内せん断力を受ける鉄筋コンクリート平板供試体の形状と配筋の例

## 参考文献

3. 84) 川上修司、村上雅英、窪田敏行：高強度材料を用いた RC 外柱・梁接合部における折り曲げ定着に及ぼす諸要因の影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 12-2、1990 年 6 月、pp. 497-502.
3. 85) 山田稔明、川上修司、藤井栄、森田司郎：高強度材料を用いた RC 外部接合部の梁主筋折り曲げ定着の基本特性、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 12-2、1990 年 7 月、pp. 503-508.
3. 86) 藤井栄、川上修司、山田稔明、森田司郎：90° 折り曲げ定着耐力の再評価、日本建築学会構造系論文集、Vol. 429、1991 年 11 月、pp. 65-75.
3. 87) 藤井栄、村上秀夫、山田稔明、森田司郎：高強度鉄筋コンクリート柱・梁接合部における梁通し筋の付着性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 13-2、1991 年 6 月、pp. 483-488.
3. 88) K. Sakino and Y. Sun, "Axial Behavior of Confined High-Strength Concrete", Transaction of the JCI, Vol. 15, 1993, pp. 463-470.
3. 89) 崎野健治、孫玉平：直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係、日本建築学会構造系論文報告集、第 461 号、1994 年 7 月、pp. 95-104.
3. 90) M. Sargin, S. K. Ghosh, V. K. Handa, "Effect of Lateral Reinforcement upon the Strength and Deformation Properties of Concrete", Magazine of Concrete Research, Vol. 23, June 1971, pp. 99-110.
3. 91) S. Popovics, "Numerical Approach to Concrete Stress-Strain Curve of Concrete," Cement and Concrete Research, Vol.3, 1973, pp. 583-599.
3. 92) Y. Sun and K. Sakino, "Flexural Behavior of Reinforced Concrete Columns Confined in Square Steel Tube," Proceedings of the Tenth WCEE, Madrid, Spain, 1992, pp. 4365-4370.
3. 93) 安達洋、他：高強度鉄筋コンクリート造実大柱の中心圧縮性状に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、1993 年 9 月、pp. 761-762.
3. 94) 香取慶一、林静雄、和田章、坂田弘安、東健二：軸圧縮力を受ける高強度鉄筋コンクリート主筋の座屈性状、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、1998 年 8 月、pp. 555-556.
3. 95) 大久保雅章、松戸正士、野口博：超高強度コンクリートの二軸圧縮応力下の破壊条件に関する実験的研究（その 1～2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1990 年 10 月、pp. 635-638
3. 96) 二村有則、大久保雅章、野口博：超高強度コンクリートの二軸圧縮応力下の破壊条件に関する実験的研究（その 3～4）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1991 年 9 月、pp. 473-476
3. 97) 野口博、松戸正士、大久保雅章：超高強度コンクリートの二軸圧縮応力下の破壊条件に関する実験的研究、千葉大学工学部研究報告、第 42 巻、第 11 号、通巻 81 号 (1990)、pp. 1-6.
3. 98) H. Kupger, H. K. Hilsdorf, "Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses, ACI Journal, Vol. 66, No. 8, August 1969, pp. 656-666.
3. 99) 角一行、松浦恒久、長稔、塩原等、野口博：高強度鉄筋コンクリート平板の面内純せん断実験（その 1～2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、1991 年 9 月、pp. 425-428
3. 100) 角一行：面内せん断力を受ける鉄筋コンクリート平板の構成則に関する基礎的研究、(株) 間組特定研究報告、第 14 号、1993 年 12 月

## 第4章 高強度材料を用いた部材の構造性能

### 4.1 はじめに

高強度コンクリートと高強度鉄筋を使用した鉄筋コンクリート造部材および、これらの部材を組み合わせた接合部の構造性能を評価する手法、そして部材に要求される構造性能を確保する手法を提案するための研究を構造性能分科会で実施した。研究の主眼は、普通強度の材料を用いた鉄筋コンクリート造部材から高強度の材料を用いた鉄筋コンクリート造部材の構造性能を合理的に評価できる手法を開発することにある。そこで研究は、これまでの評価法にとらわれることなく、合理的な評価手法を提案し、その評価手法を実験的に確認する手法を原則とした。実験的に確認するというのは、ただ単にパラメータを増し、数多くの試験体の実験を行うことにより確認するのではなく、重要なポイントを実験的に押さえながら、論理的に評価手法を開発することである。

対象とした部材は、曲げ応力の卓越する梁および柱（線材 WG 担当）、側柱付耐震壁（面材 WG 担当）、せん断応力の卓越する梁および柱（せん断 WG 担当）、さらに柱梁接合部（接合部・架構 WG 担当）である。これらの部材に対して、例えば超高層建築物に想定される高軸方向力を加えた実験や、地震力の二方向入力を想定した実験を実施し、これまでにはあまり実験資料のなかった範囲の実験も行った。

以下では、New RC 総プロでの高強度コンクリートおよび高強度鉄筋を用いた部材に関する実験的研究と、部材の構造性能評価手法の概要を、構造性能分科会の成果報告書を基に述べる。

なお本文中に JIS 規格にはない SD80 や SD100 等が使用されているが、それらは降伏点が  $8000\text{kg}/\text{cm}^2$  や  $10000\text{kg}/\text{cm}^2$  級の異形鉄筋を意味しているので注意されたい。

### 4.2 梁および柱の構造性能

本プロジェクトでは、高強度鉄筋および高強度コンクリートを用いた柱および梁の曲げ応力およびせん断応力に対する構造性能の評価法の開発を目的として以下の項目に関する研究を実施した。

- 1) 梁の曲げ応力に対する耐力および変形性能に関する研究
- 2) 高軸方向力を受ける柱の曲げ応力に対する耐力および変形性能に関する研究
- 3) 線材の曲げ降伏以後の付着割裂破壊に関する研究
- 4) 梁のせん断応力に対する耐力および変形性能に関する研究
- 5) 柱のせん断応力に対する耐力および変形性能に関する研究
- 6) 梁および柱の付着割裂破壊に関する研究

以下に特徴的な実験結果について記述する。

#### 4.2.1 梁の曲げ降伏後の付着割裂破壊に関する研究

##### 1) 研究目的

高強度鉄筋と高強度コンクリートの組み合わせでは普通強度の場合に比べて、より付着割裂破壊が重要な問題となることが予想される。本研究は、圧縮強度  $800\text{kgf}/\text{cm}^2$  級のコンクリートと降伏点  $7000\text{kgf}/\text{cm}^2$  級の鉄筋を用いた梁部材の正負交番逆対称曲げせん断載荷実験を行い、以下の項目について検討した。

- (1) 高強度鉄筋分科会での付着割裂破壊性状、強度に関する研究成果と実際の梁部材中での付着割裂破壊性状の相関
- (2) 二段配筋の効果、せん断スパン比の影響の検討
- (3) 降伏後の梁の変形能力と付着劣化性状との相関関係の究明

##### 2) 実験計画

###### a) 試験体

試験体は縮尺  $1/2\sim 1/3$  の矩形断面梁試験体 6 体 (No.1~No.6) である。実験変数は、せん断スパン比と横補強筋量、二段配筋の組み合わせとした。図 4.2.1.1 に試験体形状および配筋詳細を示す。梁幅  $b:180\text{mm}$ 、梁クリアースパン長さ  $L:1080\text{mm}$  は全試験体で共通である。表 4.2.1.1 に試験体の特性一覧表を示す。本実験で調査した要因は、梁せい（せん断スパン比）、横補強筋量、断面内の鉄筋配置（一段、二段）が付着割裂破壊に及ぼす影響である。実験時のコンクリート圧縮強度は  $\sigma_c=830\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、割裂引張強度は  $\sigma_t=30.2\text{kgf}/\text{cm}^2$  であった。

###### b) 載荷方法

載荷は建研式加力装置で、逆対称曲げせん断変形を与えた。変位履歴は部材変形角  $1/200$ 、 $1/100$ 、 $1/50$ 、 $1/33$ 、 $1/20$  で正負各 2 回の繰り返し載荷を行った。

##### 3) 実験概要

表 4.2.1.2 には各試験体の曲げひび割れ、せん断ひび割れ、曲げ降伏、最大耐力時の荷重と変形、さらに限界変形、破壊モードを示す。各荷重の定義は表の脚注に示す。曲げ降伏荷重実験値の日本建築学会略算式による曲げ終局耐力計算値に対する比は  $1.04\sim 1.12$  であった。

##### 4) 付着割裂破壊と部材変形性能の関係

試験体相互の変形性能を比較するために、荷重のみを降伏荷重 ( $P_y$ ) で無次元化した包絡線を図 4.2.1.2 に、荷重、変形双方を  $P_y$ 、降伏変形 ( $\delta_y$ ) で無次元化した包絡線を図 4.2.1.3 に示す。せん断補強筋量の異なる No.1 と No.2 を比較すると、せん断補強筋量の増大による付着劣化抑制が耐力低下を遅らせるとともに、エネルギー吸収能の改善に寄与することがわかる。梁せいの異なる試験体間では、とりわけ、塑性率を横軸とした図 4.2.1.3 の上で、No.3、No.1、No.4 の順に梁せいが小さくなるほど塑性変形能力は低下する性状が現れている。二段配筋と一段配筋の試験体を比較すると、部材としての変形性能の上では明らかに二段配筋の方が悪いので、付着に対する設計の余裕度を一段配

筋の場合よりも大きく考える必要があるといえる。

必要がある。

5) 梁の付着性能評価

図 4.2.1.4 に、荷重-変形曲線の包絡線上で、最大耐力の 80% となるときの部材角  $R_{80}$  と付着指標 ( $\tau f / \tau kaku$ ) の関係を示す。ここで、付着指標とは、両材端で圧縮、引張降伏するとし、付着長さを  $L-D$  ( $L$  はクリアースパン長さ、 $D$  は梁せい) とした場合の付着設計応力  $\tau f$  を、角、張らの付着割裂強度式<sup>4.1)</sup>から得られる算定値  $\tau kaku$  で除したものである。図 4.2.1.5 には同様に限界塑性率  $\mu_{80}$  と付着指標の関係を示す。

図 4.2.1.4 より指標値が小さいほど限界変形角が大きくなる傾向にあり、指標は普通強度コンクリートの梁試験体<sup>4.2)</sup>と同様に、付着割裂破壊する梁部材の塑性変形性能の尺度にもなり得ることがわかる。

塑性率を横軸とした図 4.2.1.5 でも同様に付着指標が小さいほど限界塑性率が大きくなることわかる。特に、梁せいの小さい(せん断スパン比の大きい)供試験体、および、二段配筋試験体では、指標値に比して限界塑性率が、他の試験体(せん断スパン比:2、一段配筋の試験体)に比して小さくなることに留意する

6) 結論

本実験から得られた知見は以下のとおりである。

- 1) 高強度 RC 梁の降伏後の繰り返し載荷による付着割裂破壊に対して、設計付着応力と付着割裂強度の比で表した付着指標が、変形性能評価においても有効な尺度になることを確認した。また、顕著な塑性変形性能の低下を生じない付着指標値は 1.0 程度と考えられる。
- 2) 内側筋と外側筋の鉄筋配置が等しい二段配筋では、外側筋の付着応力(せん断応力)の影響で内側筋のレベルでの付着割裂ひび割れが先行して生じる。
- 3) 二段配筋と一段配筋では、繰り返しによる付着劣化性状の相違は明確ではないが、部材の変形性能は二段配筋の場合が早期に劣化する性状を示す。
- 4) 梁せいの大きい梁(せん断スパン比の小さい梁)ほど付着劣化しやすいが、付着劣化が部材の変形性能に及ぼす影響は梁せいの小さい梁よりも小さい。

表 4.2.1.1 試験体特性一覧

試験体 No	内法スパン L(mm)	幅 B(mm)	せい D(d)(mm)	L/D (M/QD)	上端主筋 下端主筋	主筋比 pt(%)	せん断補筋筋	せん断補筋筋比 pw(%)	試験体の特徴
No. 1	1080	180	270(240)	4(2)	4-D13 4-D13	1.18	2-D6@80	0.39	基本
No. 2									
No. 3			360(330)	3(1.5)		0.86	2-D6@80	0.39	梁せい大
No. 4			180(150)	6(3)		1.88			梁せい小
No. 5			270(225)	4(2)	8-D13 8-D13	2.51	2-D6@50	0.62	二段配筋
No. 6			270(225) 270(240)	4(2.67) 4(1.33)	8-D13 4-D13	2.51 1.18			上下端筋量の相違

表 4.2.1.2 実験結果一覧

試験体		曲げひびわれ				せん断ひびわれ				曲げ降伏		最大耐力		限界変形 $\delta_{80}$ (mm)	破壊性状
		$P_c$ (tf)		$\delta_c$ (mm)		$P_s$ (tf)		$\delta_s$ (mm)		$P_y$ (tf)	$\delta_y$ (mm)	$P_u$ (tf)	$\delta_u$ (mm)		
No. 1	正負	3.39	4.95	0.87	1.61	6.16	6.35	2.60	2.75	16.29	15.6	16.84	20.1	49.7	FB
		3.63	1.61	0.55	0.47	7.21	7.21	3.03	3.03	15.10	15.5	16.40	21.1	45.3	
No. 2	正負	3.58	5.01	1.05	1.84	6.96	6.96	3.27	3.27	15.98	14.4	17.24	32.2	80.6	FB
		4.63	2.24	1.05	0.10	8.21	7.03	3.47	2.53	15.04	11.9	17.66	32.9	-----	
No. 3	正負	5.94	6.19	0.83	0.97	6.94	7.43	1.31	1.59	22.26	13.2	23.80	21.7	56.1	FB
		5.61	5.61	0.27	0.27	8.56	10.09	1.39	2.44	22.38	19.2	22.71	21.7	38.1	
No. 4	正負	1.40	1.76	0.91	1.28	3.95	3.95	4.80	4.80	9.45	21.5	9.45	21.5	51.3	FB (B)
		1.84	0.85	0.89	0.28	5.81	4.63	7.29	5.13	9.76	21.8	9.76	21.8	43.5	
No. 5	正負	3.00	4.45	0.46	0.85	8.43	9.44	2.76	3.30	27.99	19.7	29.14	32.8	63.0	FB
		3.04	5.55	0.04	0.99	9.58	9.30	3.13	2.98	28.41	21.1	28.77	21.6	51.3	
No. 6	正負	2.19	4.63	0.38	1.18	7.40	5.40	2.86	1.64	22.56	21.7	22.61	54.1	65.7	FB
		4.09	3.09	0.58	0.10	7.61	7.04	2.54	2.19	23.16	20.1	23.31	21.1	-----	

Note: (1) 曲げひびわれ荷重、せん断ひびわれ荷重は、目視によるひびわれ発見荷重である。各欄の左右は、両材端部での発見荷重を表す。(実験時には試験体を材軸方向に立てて載荷したので、左が上側、右が下側の材端部を表す。)

(2) 降伏荷重は、荷重変形曲線上の急激な折れ曲がり点を採用し、この直前、直後の荷重階で危険断面位置の鉄筋ひずみが降伏ひずみを越えていることを確認した。荷重-変形曲線上で明瞭でない場合にはひずみゲージの出力で降伏ひずみを越えた時点とした。(二段筋の場合は、二段共降伏した時点とした。)

(3) 限界変形は、包絡線(各変位段階の1回目の変位ピーク点および、載荷途上での最大耐力点を結んだもの)上で、最大耐力の80%の耐力にまで劣化した時点の変形とした。

(4) 破壊モード: FB: 曲げ降伏後付着割裂破壊、 B: 付着割裂破壊

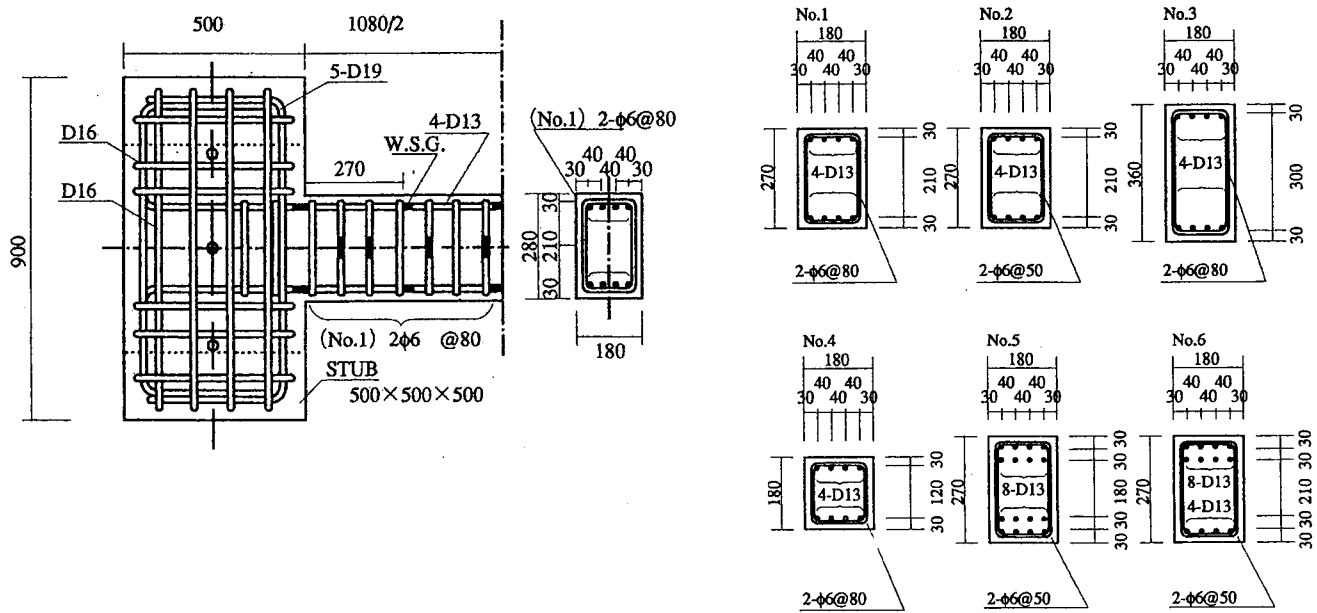
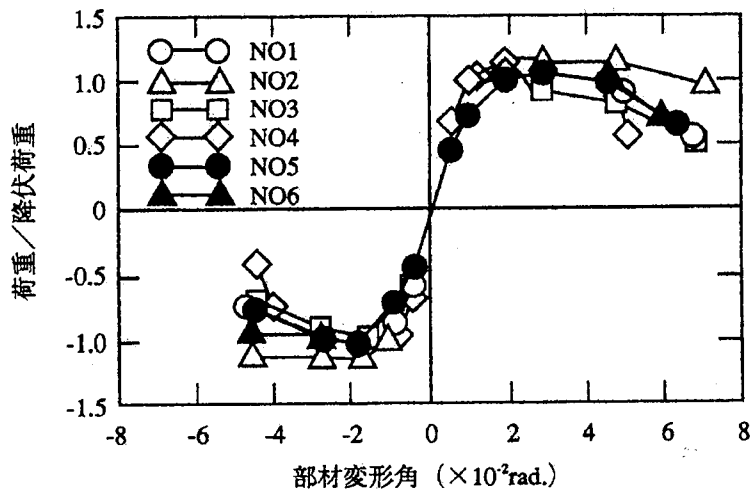


图 4.2.1.1 試驗体形状、寸法、配筋



4.2.1.2 無次元化荷重( $P/P_y$ )—変形角( $R$ )包絡線

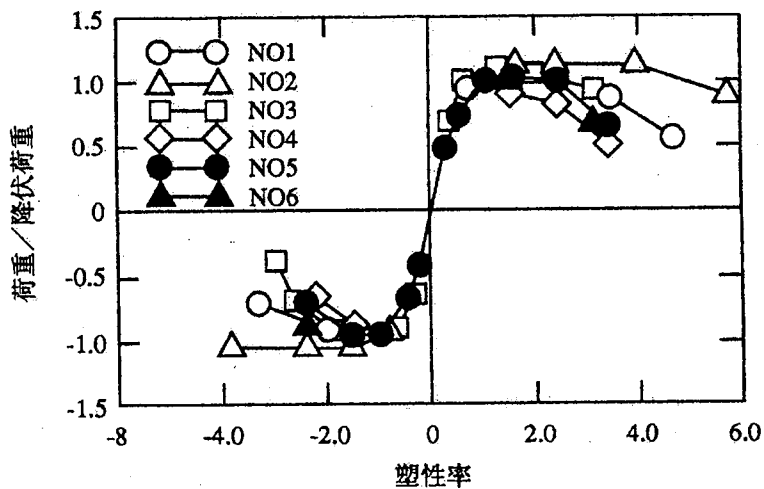


图 4.2.1.3 無次元化荷重( $P/P_y$ )—塑性率( $\mu$ )包絡線

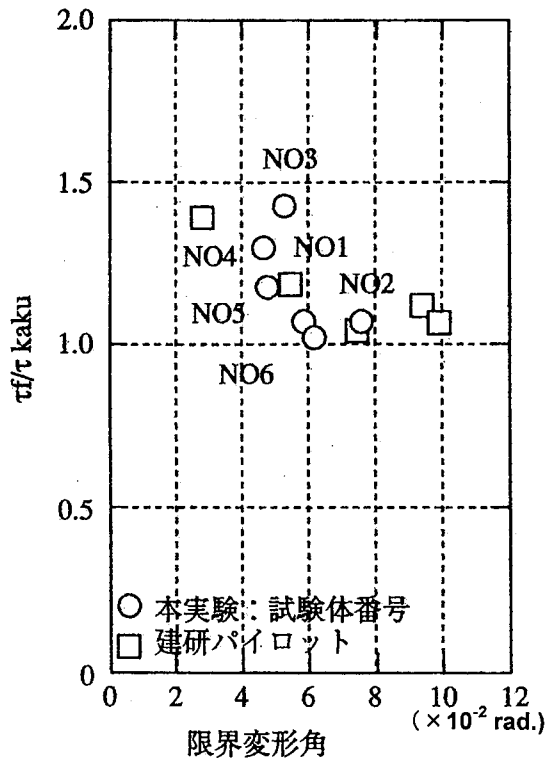


図 4.2.1.4 付着指標 ( $\tau f / \tau kaku$ ) - 限界変形角 ( $R_{80}$ ) 関係

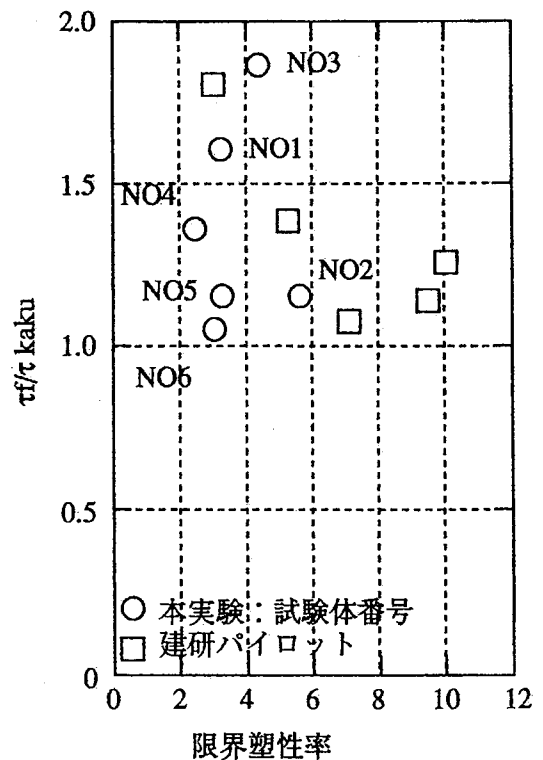


図 4.2.1.5 付着指標 ( $\tau f / \tau kaku$ ) - 限界塑性率 ( $\mu_{80}$ ) 関係

#### 4.2.2 梁の曲げ性能に対するスラブの効果に関する研究

##### 1) 研究目的

T形はりおよび矩形はりの片持ちばり形式繰り返し変形加力実験<sup>4,3)</sup>を実施し、剛性(初期剛性・降伏点剛性)、耐力(降伏耐力・終局耐力)の評価に有効なスラブの協力幅、および曲げ性能について検討する。

##### 2) 研究方法

###### a) 試験体

試験体は縮尺 1/3 程度の T 形はり 5 体、矩形はり 1 体の計 6 体とした。試験体一覧を表 4.2.2.1、試験体の配筋図を図 4.2.2.1 に示す。梁断面は  $b \times D = 20\text{cm} \times 27\text{cm}$ 、スラブ厚 5cm (幅片側 100cm) とした。主なパラメータは、スラブ主筋降伏強度 ( $\sigma u = 10000\text{kgf/cm}^2$ 、 $3000\text{kgf/cm}^2$ )、スラブのコンクリート圧縮強度 ( $F_c = 700\text{kgf/cm}^2$ 、 $300\text{kgf/cm}^2$ )、配筋筋量 ( $P_g = 0.47\%$ 、 $0.30\%$ )、シアスパン比 ( $a/D = 3.0, 1.8$ ) とした。表 4.2.2.2 にコンクリートの力学的特性を示す。また、表 4.2.2.3 に鉄筋の機械的性質を示す。

###### b) 実験方法:

図 4.2.2.2 に加力図を示す。加力方法は、反力壁に取り付けたフレームに両端ピン支持のジャッキを垂直に取り付け、片持ちばり形式繰り返し変形加力とした。

##### 3) 実験結果

図 4.2.2.3 に試験体の荷重-変形曲線を、図 4.2.2.4

に最終ひび割れ図を示す。プロトタイプとなる試験体 BS01 と各試験体の履歴性状について比較すると、BS01 (プロトタイプ) は変形  $R = 1/800$  (red) までに曲げひびわれが発生し、変形が  $R = 1/67$  (rad) 付近で、梁主筋が降伏し、その後あまり耐力の上昇は見られなかった。しかし、BS02 (スラブ筋、高強度) は、梁主筋降伏後も変形  $R = 1/20$  (rad) まで耐力の上昇がみられた。BS03 (スラブコンクリート圧縮強度  $F_c = 300\text{kg/cm}^2$ )、BS04 (配筋筋量を減じた試験体) は BS01 同様の履歴性状を示した。BS06 ( $a/D = 1.8$ ) は変形  $R = 1/800$  (rad) までに曲げひび割れが発生し、変形  $R = 1/67$  (red) 付近で、梁主筋が降伏した。BS06 は変形  $R = -1/50$  (rad) で変位計取り付け不良により計測を終了した。なお破線部分は予測である。

初期剛性と降伏点剛性および、ひび割れ耐力の計算値と実験値を比較して見ると、初期剛性については有効幅を 0.1L 考慮した場合に良い対応を示し、降伏点剛性は 0.3L、ひび割れ耐力については有効幅を 0.5L 考慮した場合に良い対応を示した (図 4.2.2.5)。降伏耐力および終局耐力の実験値と計算値を比較すると、矩形の試験体とスラブが全幅有効の場合は実験値がやや高いものの良い対応を示した (図 4.2.2.6)。なお、スタブ面より加力点位置までの距離を 1L とした。計算式は図 4.2.2.5 及び 6 の右に示す。

##### 4) まとめ

1) スラブ筋に高強度鉄筋を用いることにより耐力の上昇がみられた。

- 2) スラブのコンクリート圧縮強度を変えても耐力に大きな変化はみられなかった。  
 3) 配力筋量の変化による影響はみられなかった。  
 4) スラブ有効幅を初期剛性の場合 0.1L、ひび割れ耐

- 力は 0.5L、降伏点剛性については 0.3L 考慮した場合、実験値とよく対応した。  
 5) 降伏耐力や終局耐力の比較をみる限りスラブ幅は全幅有効で終局耐力計算式で推定可能である。

表 4.2.2.1 試験体一覧

試験体番号	b×D (d)	M/QD	梁主筋 (上下共)	横補強筋	スラブ筋	スラブコンクリート圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
BS01	20 cm × 27 cm (24.3)	3.0	4-D13 (SD70) Pt=1.05%	2-D6@50 (SD100) Pw=0.63%	主筋: D6@135 (SD30) 配力筋: D6@145 (SD30)	Fc=700 (δ <sub>B</sub> =583)
BS02					主筋: D6@135 (SD100) 配力筋: D6@145 (SD100)	
BS03					主筋: D6@135 (SD30) 配力筋: D6@145 (SD30)	Fc=300 (δ <sub>B</sub> =288)
BS04					主筋: D6@135 (SD30) 配力筋: D6@255 (SD30)	
BS05					—	—
BS06		1.8	主筋: D6@135 (SD30) 配力筋: D6@145 (SD30)	Fc=700 (δ <sub>B</sub> =583)		

(共通事項) : 梁のコンクリート圧縮強度 Fc=700 kgf/cm<sup>2</sup> (δ<sub>B</sub>=583), スラブ厚:5 cm, スラブ幅:片側 100 cm

表 4.2.2.2 コンクリートの材料試験結果

設計基準強度 Fc (kgf/cm <sup>2</sup> )	材令 (日)	圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	静弾性係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	備考
700	42	584	2.70×10 <sup>5</sup>	BS01,02,03,05,06, 骨材:筑波産
300	38	288	2.98×10 <sup>5</sup>	BS04(スラブ), 骨材:青梅産

表 4.2.2.3 鉄筋材料試験結果

鉄筋径	規格	降伏応力度 σ <sub>y</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	降伏歪 ε <sub>y</sub> (%)	弾性係数 Es (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 σ <sub>max</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	破断時伸び (%)
D13	SD70	7138	0.36	2.00×10 <sup>6</sup>	9499	11.5
D6	SD100	9795	0.70	1.96×10 <sup>6</sup>	11411	5.9
D6	SD30	3461	0.40	1.75×10 <sup>6</sup>	5271	11.7

注) 降伏応力度および降伏歪は、0.2%オフセット法による。また、計算に用いた断面積は、公称断面積とした。

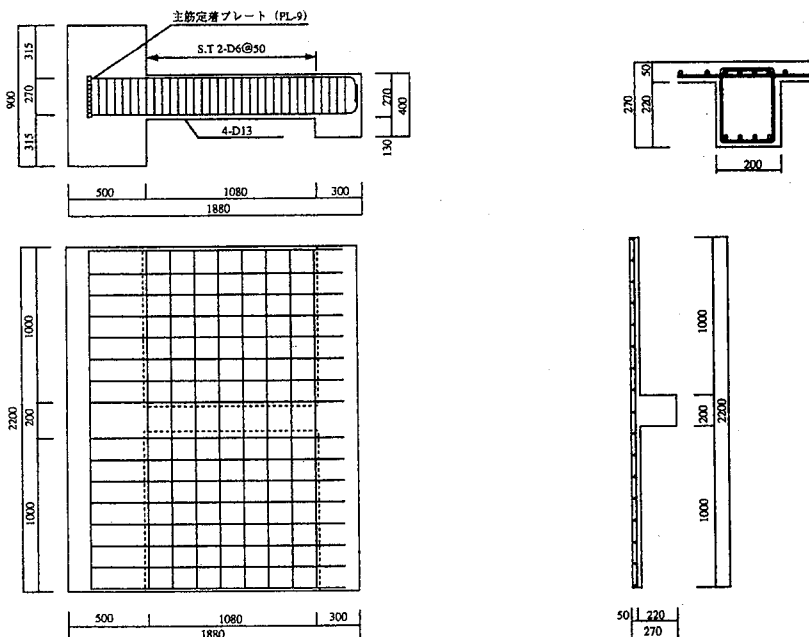


図 4.2.2.1 試験体配筋



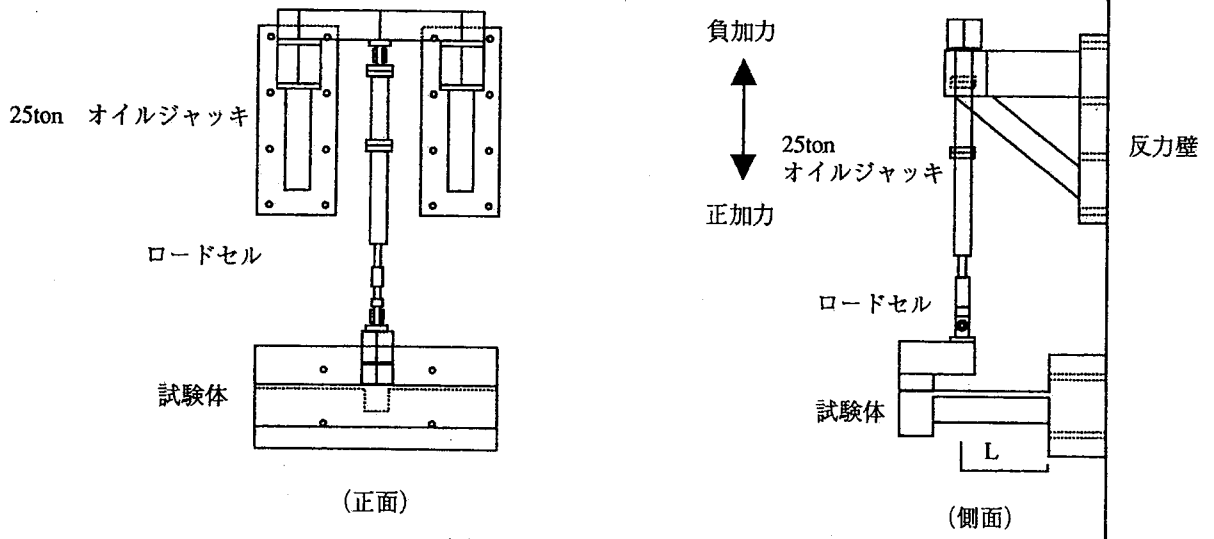


図 4.2.2.2 加力装置

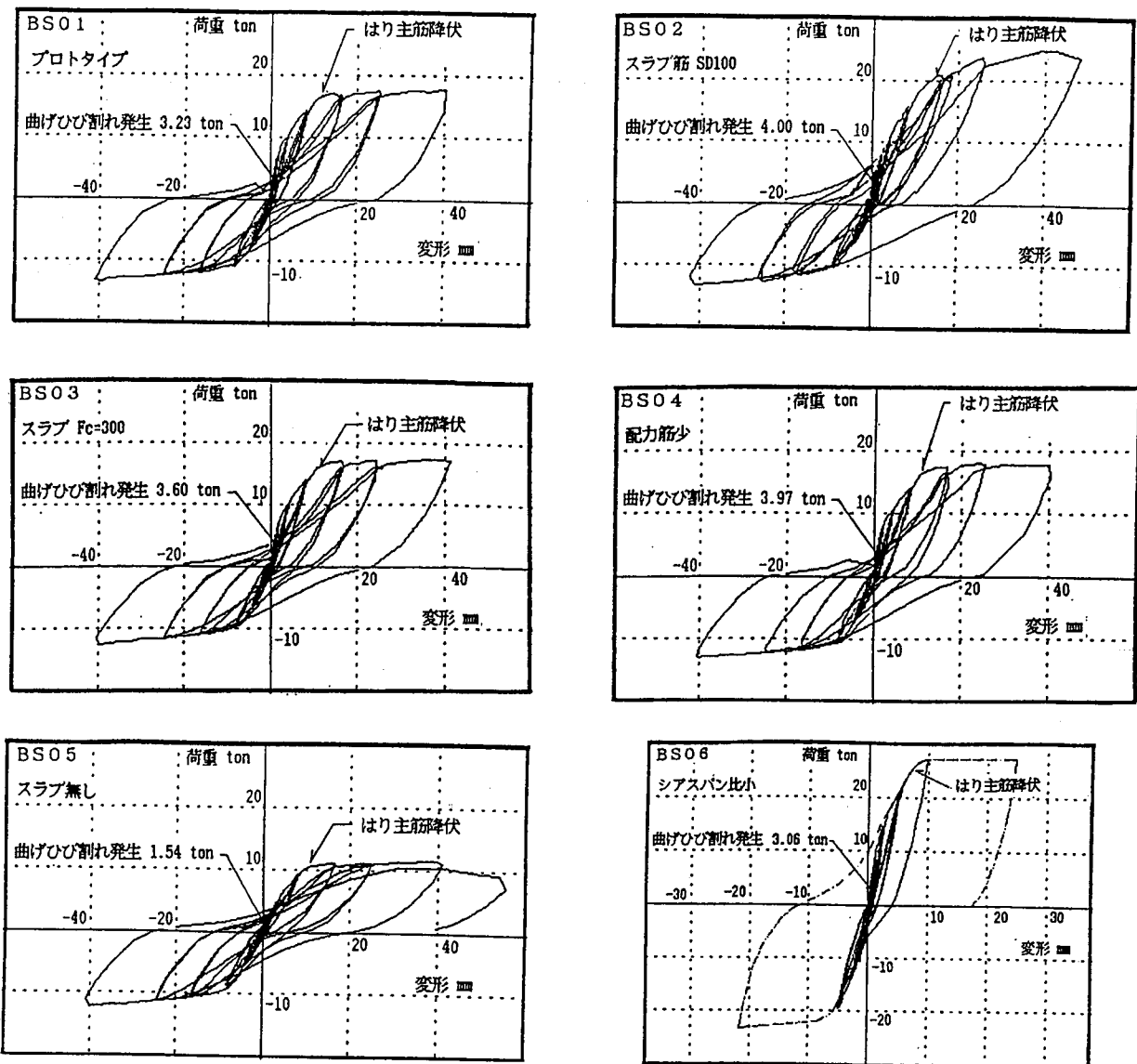


図 4.2.2.3 荷重変形関係

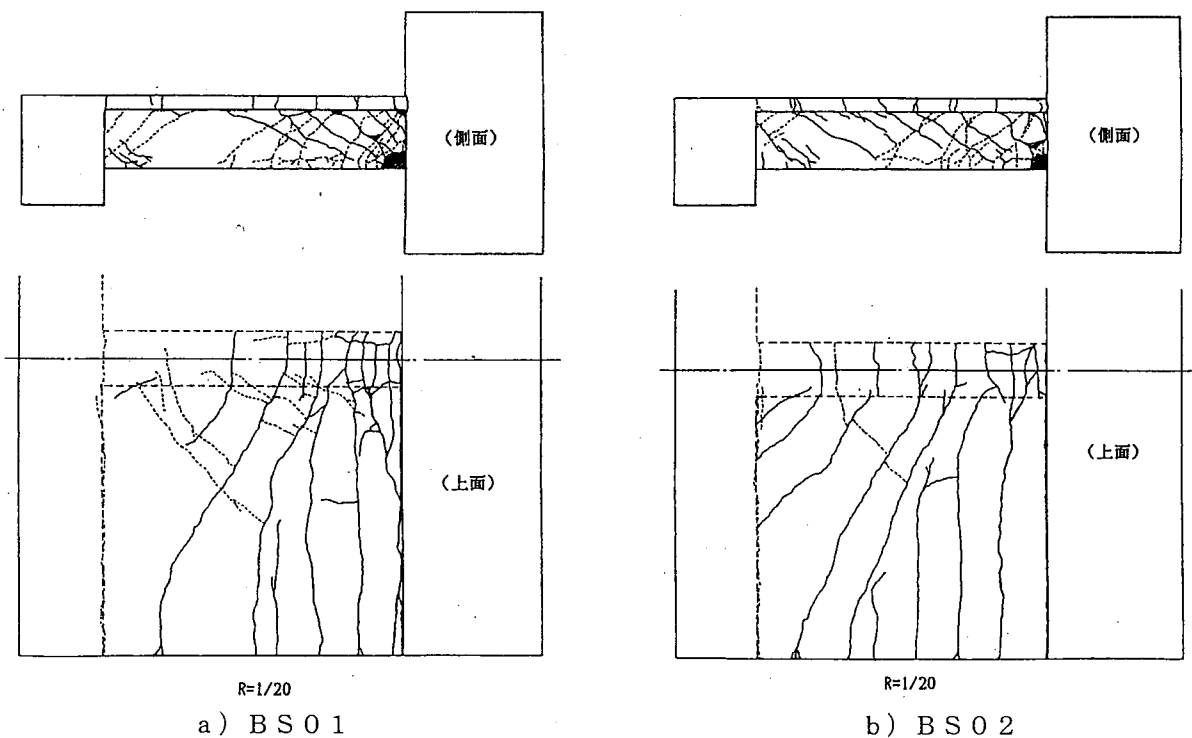


図 4.2.2.4 最終ひび割れ図

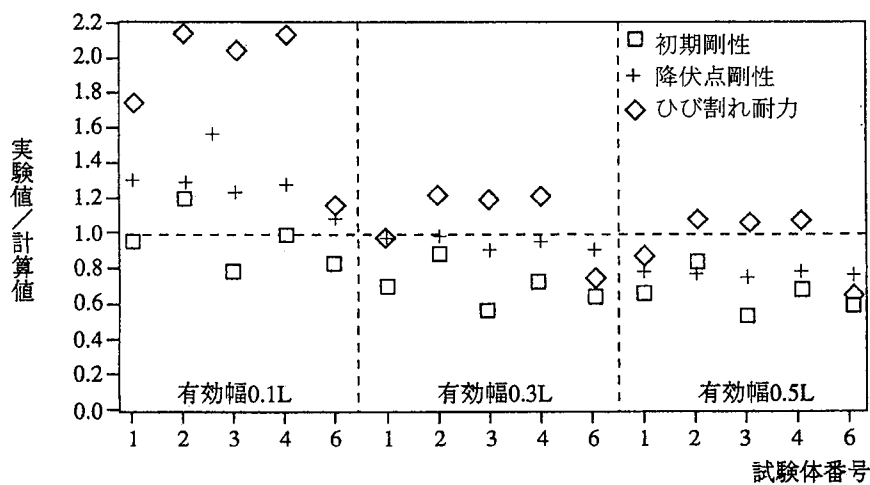


図 4.2.2.5 実験値と計算値の比較 (初期剛性、降伏点剛性、ひび割れ耐力)

<初期剛性>  
 $K_e = 1 / (\delta_B + \delta_s)$   
 $\delta_B = h_e^3 / (3 \cdot E_c \cdot l)$   
 $\delta_s = \kappa \cdot h_e / (G_c \cdot A)$   
 $h_e = h_0 + D/4$   
 $h_0$ : スタブ面から加力位置までの距離  
 $E_c$ : コンクリートヤング率  
 $l = ((l_e - b) \cdot t \cdot (t^2/3 + (2X - t)^2) + b \cdot D \cdot (D^2/3 + (2X - D)^2)) / 4$   
 $l_e$ : スラブ有効幅  $t$ : スラブ厚  
 $b$ : はり幅  $D$ : はりせい  
 $X = ((l_e - b) \cdot t^2 + b \cdot D^2) / (2 \cdot ((l_e - b) \cdot t + b \cdot D))$   
 $\kappa = 1.2$   
 $G_c = E_c / 2.34$   
 $A = b \cdot D$

<降伏点剛性>  
 $K_y = c \alpha y \cdot K_e$   
 $c \alpha y = (0.043 + 1.635 \cdot n \cdot pt + 0.043 \cdot a/D) \cdot (d/D)^2$   
 $n$ : 材料試験より得られたヤング係数比  
 $pt = (atb + ats) / ((l_e - b) \cdot t + A)$   
 $atb$ : はり引張鉄筋断面積  
 $ats$ : スラブ筋断面積  
 $a/D$ : シアスパン比  
 $d$ : はり有効せい

<曲げひび割れ耐力>  
 $cQ_{bc} = 1.8 \sqrt{\sigma_B} \cdot Z/h_0$   
 $\sigma_B$ : 材料試験より得られたコンクリート圧縮強度  
 $Z = l/X$

<降伏耐力>  
 $Q_{my} = 7/8 (\Sigma (atb \cdot \sigma_{by} + ats \cdot \sigma_{sy}) \cdot d/h_0)$   
 $\sigma_{by}$ : はり引張鉄筋降伏応力度  
 $\sigma_{sy}$ : スラブ筋降伏応力度

<終局耐力>  
 $Q_{\mu} = 0.9 (\Sigma (atb \cdot \sigma_{by} + ats \cdot \sigma_{sy}) \cdot d/h_0)$

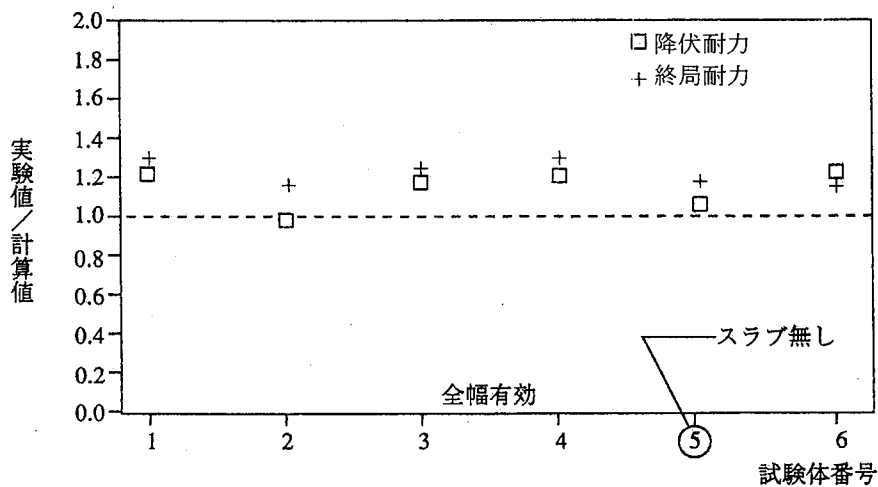


図 4.2.2.5 実験値と計算値の比較 (降伏耐力、終局耐力)

#### 4.2.3 柱の曲げ降伏後の変形性能に関する研究

##### 1) 研究目的

文献 4.4)では、降伏ヒンジを計画する部材について、想定する塑性変形に応じてコンクリートの有効係数を低減してせん断耐力を算定する方法を提案している。本研究<sup>4,5)</sup>では、このせん断耐力算定式の高強度鉄筋コンクリート柱への適合性を検証するとともに、鉄筋コンクリート柱の曲げ降伏後の変形性能を確保するための配筋詳細を検討する。具体的な着目点として以下の項目を取上げる。

- 1) 文献 4.4)のせん断耐力算定式の適合性
- 2) 軸力の変形能に及ぼす影響
- 3) 縦割れによる破壊の検討

##### 2) 実験方法

###### a) 試験体

試験体は5体で、シアスパン比1.5のものを2体(試験体 S6、S7)、2.0のもの(試験体 S8~S10)を3体製作した。試験体のパラメータを表 4.2.3.1 に、配筋図を図 4.2.3.1 に示す。シアスパン比1.5の試験体では、断面寸法(30×30cm)、コンクリート設計基準強度(800kgf/cm<sup>2</sup>)、主筋・横補強筋降伏点( $\sigma_y=3960$  kgf/cm<sup>2</sup>、 $\sigma_{wy}=12600$  kgf/cm<sup>2</sup>)、配筋詳細を同一にし、軸力比(軸力/全断面積/コンクリート圧縮強度=0.5、0~0.5)を変化させた。シアスパン比2.0の試験体では、断面寸法(25×25cm)、コンクリート設計基準強度(800 kg/cm<sup>2</sup>)、主筋・横補強筋降伏点( $\sigma_y=3960$  kgf/cm<sup>2</sup>、 $\sigma_{wy}=8740$  kgf/cm<sup>2</sup>)、配筋詳細を同一にし、軸力比(軸力/全断面積/コンクリート圧縮強度=0.15、0.35、0.5)、曲げ終局耐力を変化させた。なお、各試験体とも指針に従って付着強度が曲げ降伏時に生じる付着応力度を上回ることを確認した。

###### b) 使用材料

コンクリートは設計基準強度 800 kgf/cm<sup>2</sup>程度(実際は 750 kgf/cm<sup>2</sup>程度)の高強度コンクリートを2バッチ練って使用した。主筋は、降伏点 3960 kgf/cm<sup>2</sup>の D13 の異形鉄筋、横補強筋は降伏点 8740 kgf/cm<sup>2</sup>および 12600 kgf/cm<sup>2</sup>の丸鋼外周スパイラル筋および中子筋を使用した。 $\sigma_y=8740$  kgf/cm<sup>2</sup>の横補強筋には明確な降伏点がみられなかったが、その他の鉄筋には明確な降伏点がみられた。明確な降伏点のみられなかった鉄筋の降伏点は0.2%オフセットにより算出した。

###### c) コンクリートの打設方法

コンクリートの打設は施工の都合上、試験部分とスタブ部分を別々に打設する方法を取り、試験部分の打継にはシアキー(凸凹)を設けた。また、打設方向は横打ちとした。

###### d) 加力方法

一定軸力をかけた状態で上スタブと下スタブの平行を維持し、水平変位で制御して繰り返し曲げせん断加力を行なった。試験体 S6、S7 では、部材角 1/400rad

で1サイクル、1/200、1/100、1/50rad で2サイクルずつ行なった後、大変形の載荷を行なった。試験体 S8、S9、S10では、部材角1/200radで1サイクル、1/100、1/50、1/25rad で2サイクルずつ行なった後、大変形の載荷を行なった。なお試験体 S7 の正方向では軸力比 0.5 の一定軸力を与え、負方向では軸力を与えなかった。

##### 3) 実験結果

各試験体のひび割れ状況(最大耐力を示したサイクル時)を図 4.2.3.2 に、荷重-変形角関係(P- $\Delta$ 効果、支承の摩擦を補正)を図 4.2.3.3 に示す。また水平変形と軸方向変形の関係を図 4.2.3.5 に示す。いずれの試験体においても主筋の圧縮降伏が先行し、その後コンクリートの圧壊によって最大耐力が決まった。

最大耐力以降の挙動は軸力によって大きく異なり、軸力比が 0.15 から 0.5 と大きくなると、大きな耐力低下の生じる変形角が 1/20rad から 1/100rad と小さくなり、軸力比が大きいほど変形性能は劣った(試験体 S8~S10)。

変動軸力で加力を行った試験体 S7 では、一定軸力の試験体 S6 に比べ最大耐力以降耐力低下は小さかった。

また、試験体 S6、S7 では部材角 0.004rad、水平力 69tonf において縦ひび割れが部材中央の主筋に沿って数本発生し、縦ひび割れは最大耐力以降圧縮端のひび割れが部材中央の主筋に沿って数本発生し、縦ひび割れは最大耐力以降圧縮端のひび割れとつながって耐角線状のひび割れに進展した。このひび割れが最大耐力以降の挙動に及ぼす影響は大きいと思われる。

図 4.2.3.3 の細実線はコンクリートの応力-歪関係に境のモデル<sup>4,6)</sup>を用いたときの曲げ耐力である。いずれの試験体においてもやや過小評価となり、軸力が大きいほどその傾向が顕著である。

外周スパイラル筋の歪は、負側で軸力を与えなかった試験体 S7 よりも一定軸力を与えた試験体 S6 のほうが鉄筋の歪が若干大きい。また試験体 S8、S9、S10 では、軸力が大きくなるほど試験体中央部横補強筋の歪が大きくなっている。端部の歪は軸力の影響をあまりうけていない。横補強筋の歪みはいずれも降伏歪には達していない。

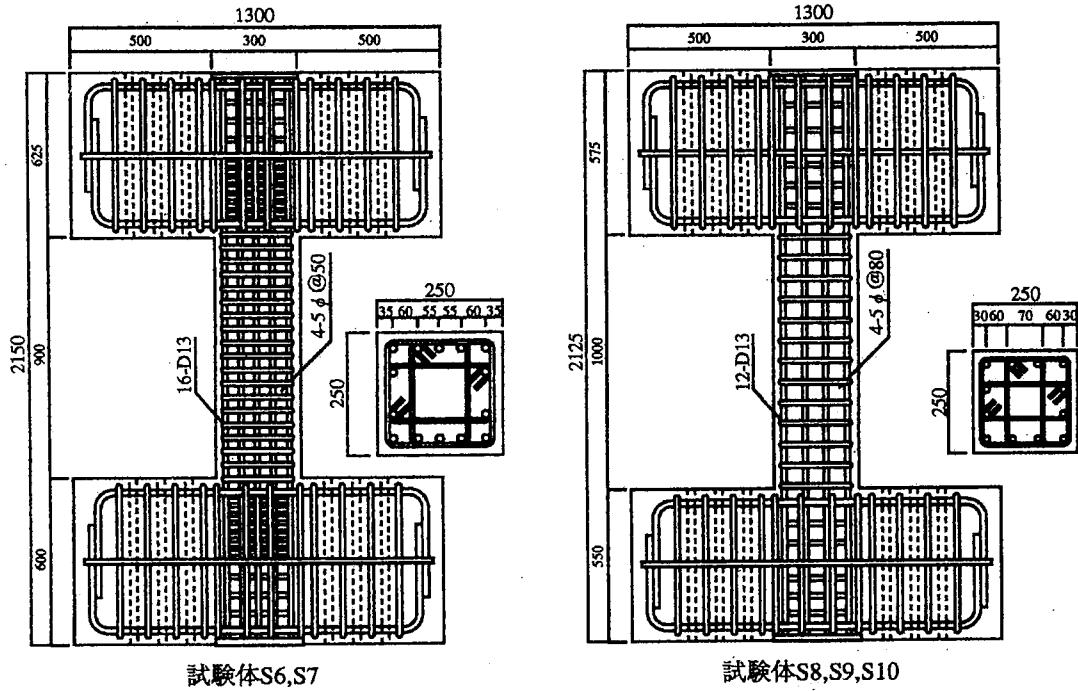
##### 4) まとめ

- 1) 変動軸力下での柱では一定軸力下のものに比べ変形性能が優れていた。
- 2) シアスパン比が 2.0 の柱においても軸力による変形性能の違いが顕著にみられ、高軸力であるほど変形性能は劣った。
- 3) シアスパン比 1.5 の試験体で部材中央に縦ひび割れが発生した。

表 4.2.3.1 試験体一覧

ID	主筋		M/QD	軸力比	横補強筋			
	$\sigma_y$	配筋			配筋	$\sigma_{wy}$	pw	$pw \cdot \sigma_{wy}$
S6 S7	3960	16-D13	1.5	0.5 0, 0.5 0.15	4-5 $\phi$ @50	12600	0.0053	67
S8 S9 S10		12-D13			2.0	0.35 0.5	4-5 $\phi$ @80	8740

$\sigma_y$  : 主筋降伏点 (kgf/cm<sup>2</sup>), M/QD : シアスパン比  
 軸力比 = 軸力 / 全断面積 / コンクリート圧縮強度  
 $\sigma_{wy}$  : 横補強筋降伏点 (kgf/cm<sup>2</sup>), pw : 横補強筋比



試験体S6,S7

試験体S8,S9,S10

図 4.2.3.1 試験体形状、寸法、配筋

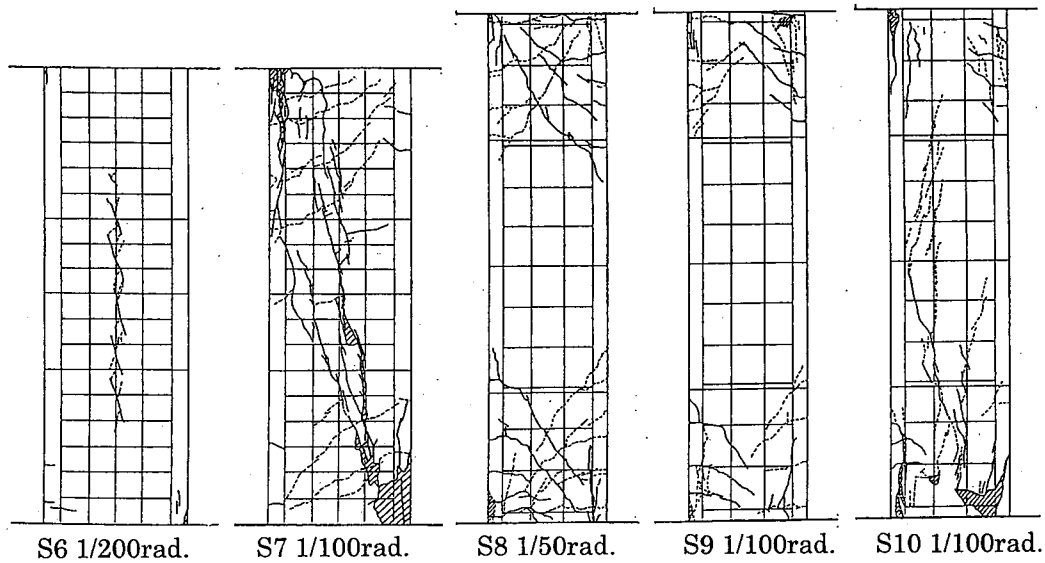


図 4.2.3.2 ひび割れ状況 (最大耐力時)

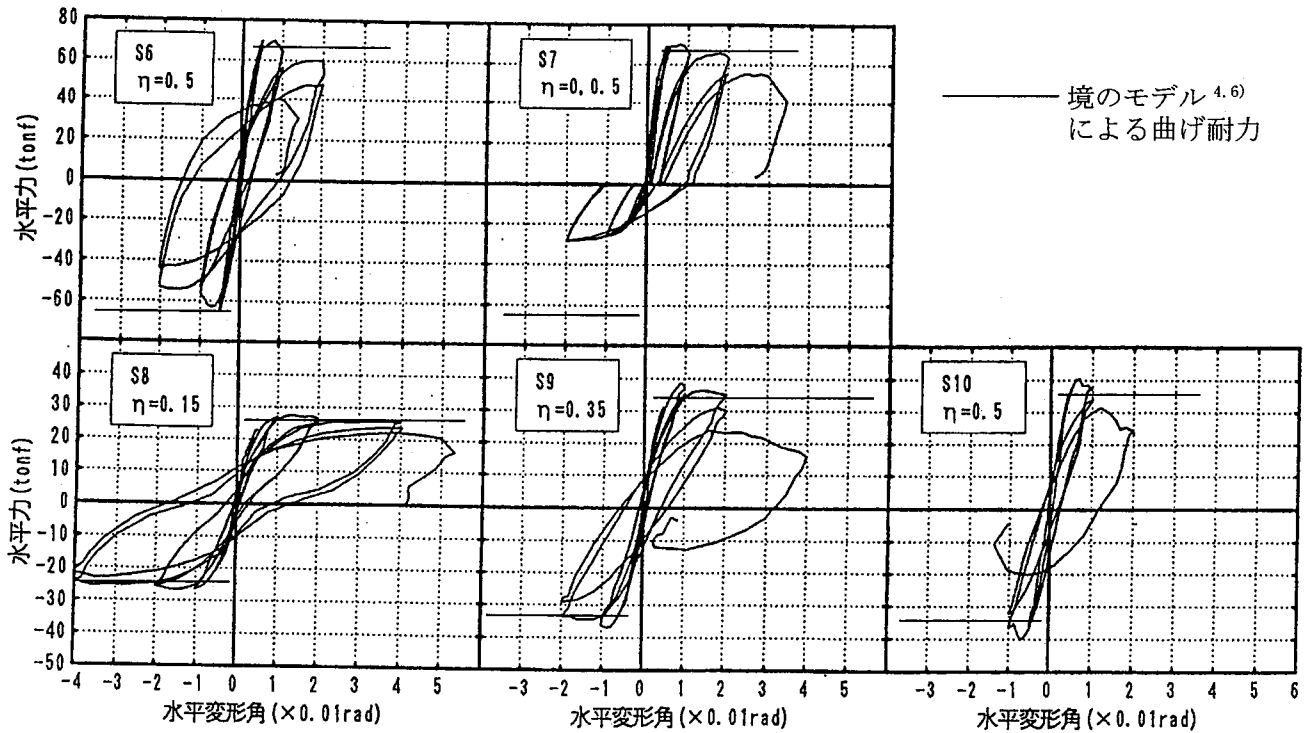


図 4.2.3.3 水平力-水平変形角関係

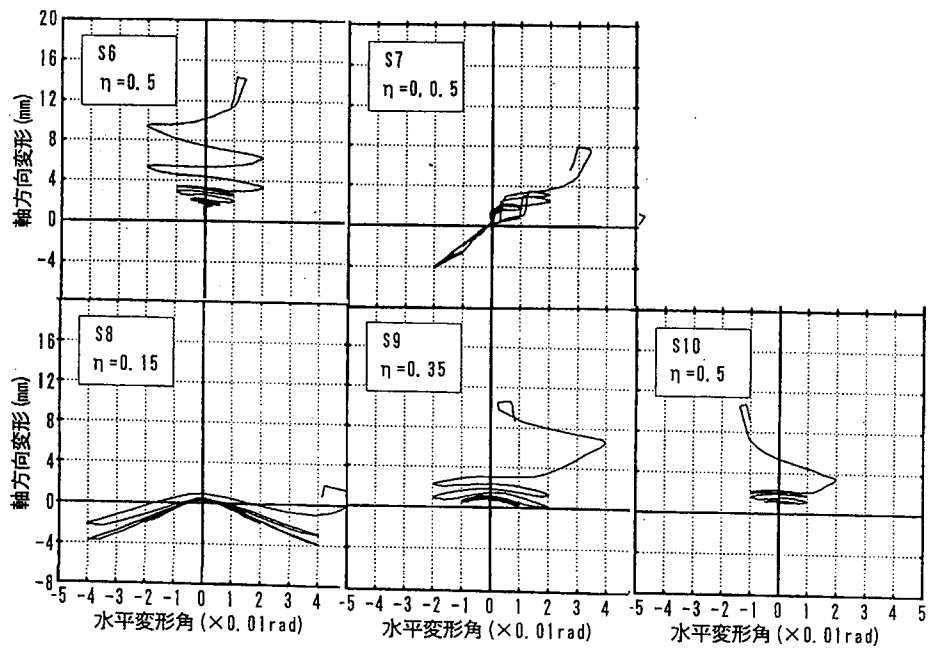


図 4.2.3.4 軸方向変形-水平変形角関係

#### 4.2.4 二方向曲げ応力を受ける柱の曲げ性能に関する研究

##### 1) 研究目的

超高層鉄筋コンクリート造建築物の1階柱は高軸力下となり、二方向に変形を強制された場合、変形能の確保が厳しくなるものと考えられる。本研究<sup>4.7)</sup>では高軸力レベルのRC柱に二方向の変形を与え、その特性について検討した。

##### 2) 実験方法

表 4.2.4.1 に試験体一覧を示す。実験変数は軸力比、変位パス、加力方法である。軸力は  $0.35bD\sigma_B$  および  $0.6bD\sigma_B$  とし、変位パスは一方方向荷重および二方向(四葉型)荷重とした。また、加力方法は、逆対称変形加力形式および片持ち加力形式とした。図 4.2.2.1 に試験体の断面形状を示す。すべての試験体は、断面が  $25\text{cm} \times 25\text{cm}$  で、主筋は 8-D13 ( $P_g=1.63\%$ )、横補強筋は 3- $\phi 4$  ( $P_w=0.58\%$ ) を使用し、学会終局強度指針

式<sup>4.4)</sup>により部材角 1/50 でせん断耐力が曲げ耐力を上回るように配筋した。コンクリートおよび鉄筋の材料試験結果は表 4.2.4.1 中に示す。

図 4.2.4.2 に加力装置を示す。軸力は、所定の一定軸力のもとで、逆対称変形加力形式の場合は試験体上部の加力ビームが反力床と平行になるように、片持ち加力形式の場合は、試験体上部の加力ビームが反力床と平行になるように、片持ち加力形式の場合は、試験体柱頭の曲げモーメントがゼロになるように 4 基の鉛直方向のアクチュエーターを用いて導入した。また 3 基の水平方向のアクチュエーターにより二方向の正負繰返し変形を加えた。図 4.2.4.3 に載荷履歴および変位パスを示す。一方方向載荷の場合は、同一の最大部材角で 2 回の繰返しを行なった。二方向載荷の場合は、柱頭の軌跡が四葉型になるようにし、順方向で 1 回最大部材角を増やし、逆方向で 1 回さらに最大部材角を増やし順方向 1 回という加力を繰り返した。

### 3) 実験結果

図 4.2.4.4 に各試験体のせん断力-部材角関係および平均軸方向変形- N-S 方向部材角関係を示す。

SA35 試験体では部材角 1/400 で曲げひび割れが発生した。部材角 1/200 で隅のコンクリートが圧壊を開始し、1/150 で主筋が圧縮降伏した。部材角 1/100 で最大耐力に達した後 1/67 の負側 2 サイクルの途中 (図中▲印) で中間筋に添った縦ひび割れが発生した。部材角 1/50 での耐力が最大耐力の 60% 程度しか回復しなかったのは、このひび割れが主たる原因と思われる。その後、部材角 1/40 より顕著となった軸方向変形が 1/33 で急激に増大し最終的には軸力が保持できなくなった。

CA35 試験体では部材角 1/200 で曲げひび割れが発生

し、1/100 で隅のコンクリートが圧壊を開始した。部材角 1/67 で最大耐力に達した後 1/40 で軸方向変形が顕著となり徐々に耐力が低下し、1/33 で横補強筋が破断 (図中●印) して実験を終了した。

CB35 試験体では部材角 1/400 で曲げひび割れが発生し、1/200 で変位パスが進むにつれ隅のコンクリートが圧壊した。部材角 1/100 でさらに圧壊および軸方向変形が顕著に進行し、1/67 で全周にわたりカバーコンクリートが剥落した。部材角 1/50 で軸力が保持できなくなり実験を終了した。

CB60 試験体では、部材角 1/800 で隅のコンクリートが圧壊を開始し、1/400 で主筋が圧縮降伏した。部材角 1/200 で曲げひび割れが発生し、最大耐力に達した。このサイクルで軸方向変形は著しく増大し、部材角 1/200 の変位パスの 3/4 に達した時に横補強筋が破断し、瞬間的な激しい破壊に至った。実験終了後、四隅の主筋が屈曲していることが確認された。

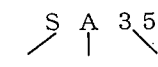
CB35 試験体の E-W 方向のせん断力-部材角関係には、N-S 方向の載荷の影響による耐力低下が見られ、特に部材角 1/100 の負側で顕著である。CB60 試験体の部材角 1/200 の時の軸方向変形は CB35 試験体の 1/67 の時の軸方向変形にほぼ匹敵する程の大きな値となっている。

### 4) まとめ

- 1) 高軸力下 ( $0.6bD\sigma_p$ ) で二方向の変形を強制される柱は、部材角 1/200 程度の小さな変形で圧縮破壊に至った。
- 2) 二方向の繰返し載荷を受ける柱は、一方方向のみの載荷を受ける柱に比較して著しい軸方向変形を生じた。

表 4.2.4.1 試験体一覧

試験体名	b×D (cm)	M/QD	設定軸力		コンクリート 強度 $\sigma_B$ (kg/cm <sup>2</sup> )	主筋	せん断補強筋	加力形式	載荷履歴		
			軸力 N (ton)	軸力比 N bD $\sigma_B$							
SA35	25 × 25	2.5	187	0.35	854	8-D13  ( $p_g=$ 1.63%)  $\sigma_y=7138$ kg/cm <sup>2</sup>	spiral  3- $\phi$ 4@30 ( $p_v=0.50\%$ )  $\sigma_y=10000$ kg/cm <sup>2</sup>	逆対称変形 加力形式	一方方向載荷		
CA35		5.0	195		892						
CB35				347				0.60	925	片持ち 加力形式	四葉型載荷
CB60											

S A 35  
  
 載荷 履歴 軸力比

S: 逆対称変形加力形式      C: 片持ち加力形式  
 A: 一方方向載荷              B: 四葉型載荷  
 軸力比 (N/bD $\sigma_B$ )    35:0.35    60:0.60

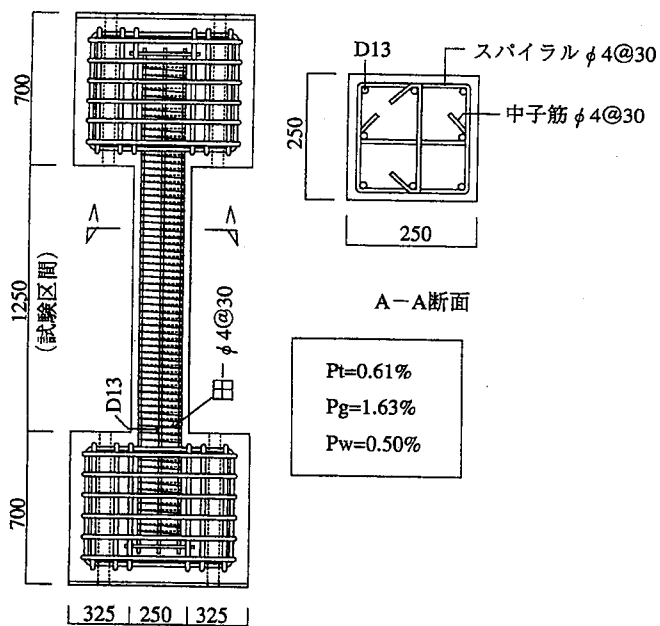


図 4.2.4.1 試験体形状、寸法、配筋

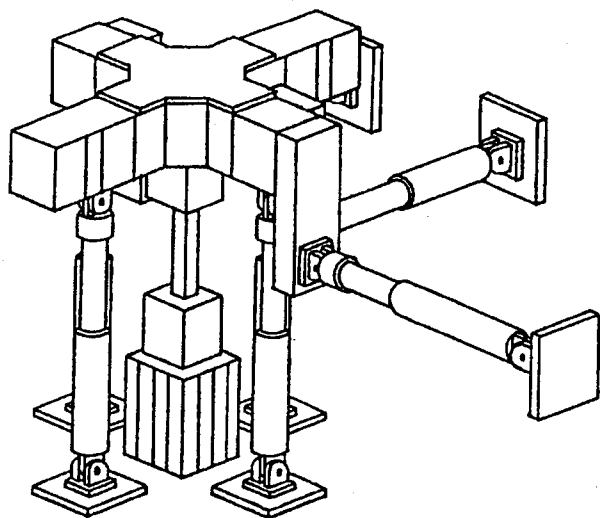


図 4.2.4.2 二方向加力装置

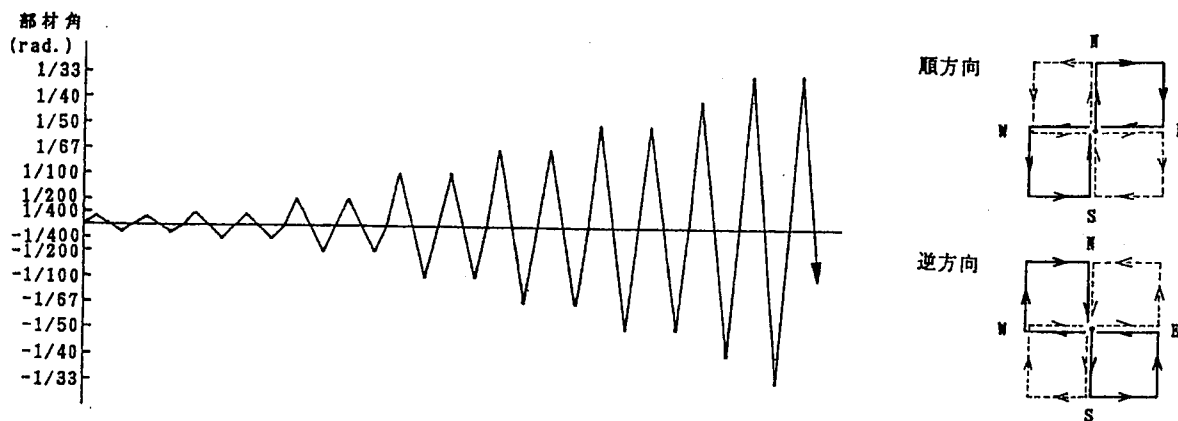
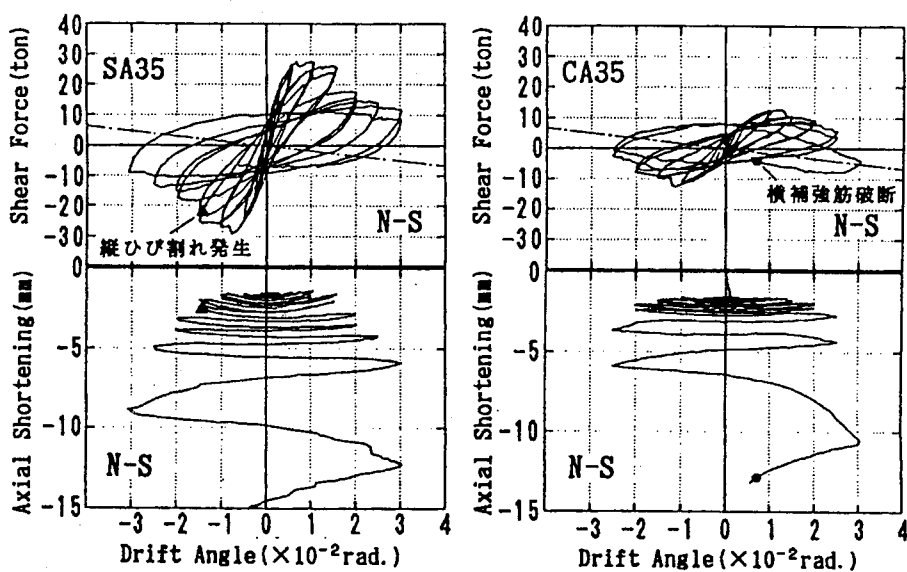


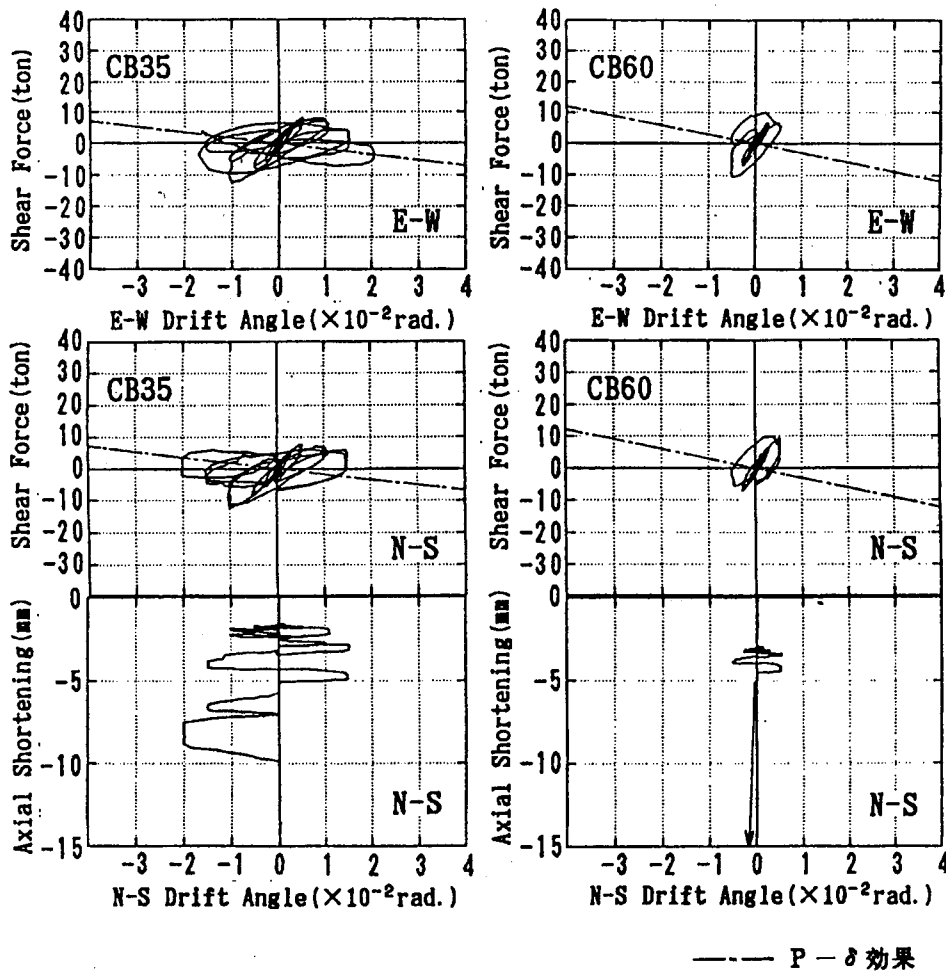
図 4.2.4.3 荷重戴加履歴と変位パス



a) SA35

b) CA35

図 4.2.4.4-a) せん断力-部材角、平均軸方向変形-N S 方向部材角関係



c) CB35

d) CB60

図 4.2.4.4-b) せん断力-部材角、平均軸方向変形-N S 方向部材角関係

#### 4.2.5 高軸力を受ける柱の縦ひび割れに関する研究

##### 1) 研究目的

高軸力下の高強度コンクリートを用いた柱試験体 (SA35) に逆対称変形を与えた実験において、変形の増大する過程で顕著な縦ひび割れが発生した。この縦ひび割れは加力方向と直交方向の中間主筋の存在する面で生じ、柱の水平耐力の低下をもたらした。柱試験体を加力方向に切断し、柱内部のひび割れ状況を調査した結果、縦方向のひび割れは柱中央部にも生じており柱を縦に二つ割りにしていた。本研究<sup>4,8)</sup>では、この縦割れの発生メカニズムおよびその強度について、既往の実験結果も用いて検討した。

##### 2) 研究結果

###### a) 縦割れ発生メカニズム

図 4.2.5.1 に逆対称変形を与えた場合の曲げ降伏後の柱の変形モデルおよび断面力を示す。柱の両端部にはヒンジを仮定し、柱頭・柱脚部の引張側主筋は降伏 (引張力 T) を仮定している。引張ヒンジ領域においてかぶりコンクリートが剥落していることなどを考慮して、図 4.2.5.1 の b) に示した断面力のうち付着力 ΔT を 0 と仮定した。結果として想定した断面力を図 4.2.5.1 の c) に示す。

図 4.2.5.2 には縦割れ破壊面およびその破壊面において想定する応力を示す。縦割れ破壊面は、加力方向と直交する面の中央部とし、仮定縦割れ破壊面長さは、材長から D (D は柱せい) を差し引いた長さとした。なお、実験では縦割れは曲げ降伏後変形が増大する過程で生じた。

###### b) 作用せん断応力度および一面せん断ひび割れ耐力

作用せん断応力度  $\tau_s$  は図 4.2.5.2 に示した圧縮力と引張力の合力を仮定縦割れ破壊面のコンクリート断面積 ( $A_c$ ) で除した値 ( (4.2.5.1) 式) とした。

$$\tau_s = (N + 2T) / A_c \quad (4.2.5.1)$$

柱部材の一面せん断ひび割れ強度は、(4.2.5.2) 式のように、コンクリートの圧縮強度の関数と破壊面に作用する鉛直力 (せん断力と横補強筋によるコンクリート拘束応力度の和) にコンクリートの摩擦係数 (骨材のかみあい等を含む) を乗じた値の和で表されると仮定した。

$$\tau_{su} = \alpha \sqrt{\sigma_b} + \beta (Q/A_c + p) \quad (4.2.5.2)$$

ただし、 $\alpha$  : ひび割れ強度に関する係数

$\beta$  : コンクリートの摩擦係数 (骨材のかみあい等を含む)

p : 横補強筋によるコンクリート拘束応力度



c) 既往実験データ<sup>4.9), 4.10)</sup>の検討

図 4.2.5.3 に作用せん断応力度 ( $\tau_s$ ) / 一面せん断ひび割れ強度 ( $\tau_{su}$ ) と軸力比の関係を示す。ここで  $\alpha=5.5$ ,  $\beta=1.0$  さらに  $p=0$  を仮定している。縦割れ破壊を生じた試験体の  $\tau_s/\tau_{su}$  の値は大きく、生じていない試験体の  $\tau_s/\tau_{su}$  の値は小さい。

3) まとめ

この縦ひび割れをモデル化した破壊面における作用せん断応力度 ( $\tau_s$ ) と一面せん断ひび割れ強度 ( $\tau_{su}$ ) を、実験結果を用いて比較した結果、縦割れの発生メカニズムを説明できた。

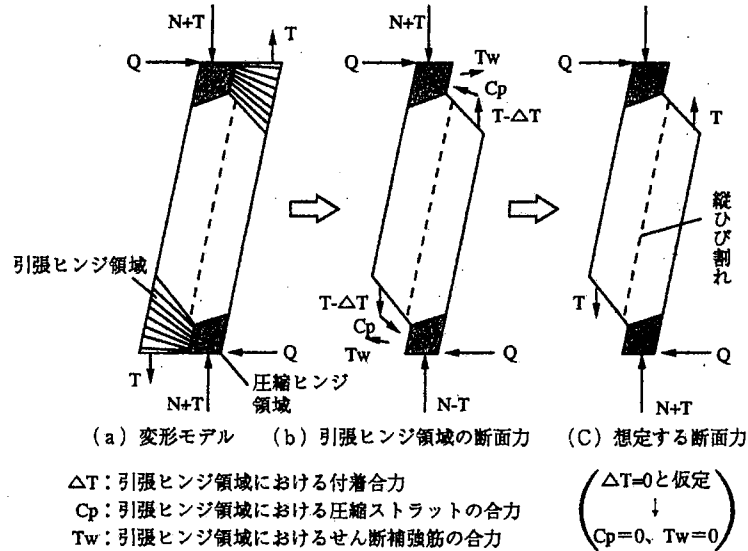


図 4.2.5.1 変形モデルと断面力

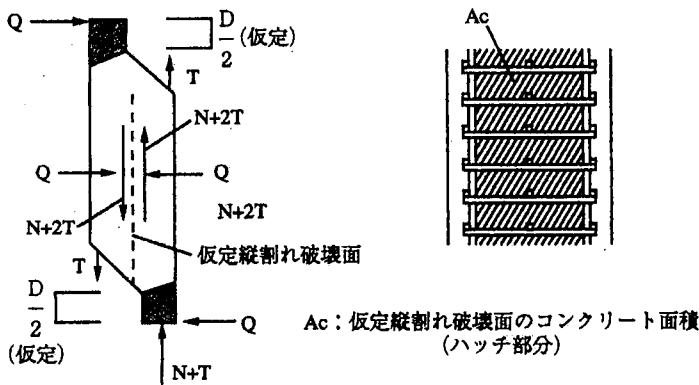


図 4.2.5.2 縦割れ破壊面における応力

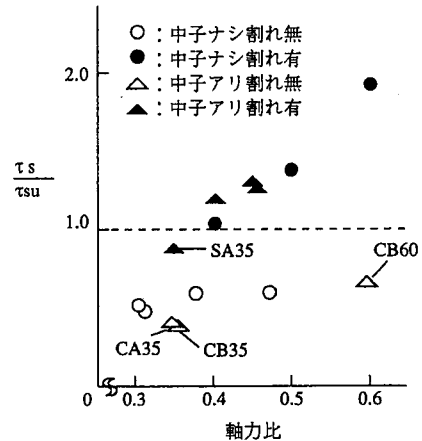


図 4.2.5.3  $\tau_s/\tau_{su}$ —軸力比関係

4.2.6 柱のせん断性能に関する研究

1) 研究目的

本研究<sup>4.11)</sup>は、圧縮強度が  $\sigma_B=600\text{kgf/cm}^2$  のコンクリートを用いてRC柱のせん断破壊性状を実験的に検討した。ここでは、破壊モード、履歴曲線、斜引張りひび割れ耐力、終局せん断耐力に関する実験挙動、および終局せん断耐力の評価法について検討する。

2) 研究方法

実験変数は、表 4.2.6.1 に示すように軸力比 ( $n=N/bB\sigma_B$ ) として2種類 ( $n=1/6$  と  $1/3$ ) 選択し、またせん断補強筋比  $P_w$  として2種類 ( $P_w=0.53\%$  と  $1.19\%$ ) およびせん断補強筋の引張降伏強度の  $\sigma_{wy}$  として2種類 ( $\sigma_{wy}=3500\text{kgf/cm}^2$  と  $8000\text{kgf/cm}^2$ ) を

選択し、これらを組み合わせて合計8体の試験体を計画した。試験体の断面構成および形状寸法を図 4.2.6.1 に示す。柱断面は  $b \times D=300\text{mm} \times 300\text{mm}$  であり、柱長さ  $L$  は  $900\text{mm}$  である。主筋には 12-D19 (SD685) を用い、せん断補強筋には D6 および D10 (SD345, SBPR785/930) をそれぞれ用いた。せん断補強筋の配筋は、フラッシュバット溶接による閉鎖型の中子筋方式とした。コンクリートの配合設計を表 4.2.6.2 に、使用材料の機械的性質を表 4.2.6.3 に示す。実験は、建研式加力装置を改良した载荷装置を用いて、正負交番漸増逆対称曲げせん断载荷によった。

3) 研究結果および考察

a) 破壊状況

表 4.2.6.4 に初期ひび割れ荷重、変位部材角  $R = \pm 0.01\text{rad}$  における耐力および最大耐力を示す。なお、初期斜張力ひび割れおよび最大耐力については、その変位部材角も合わせて示している。

各試験体とも、曲げひび割れが生じた後、斜張力ひび割れが生じた。しかしながら最大耐力時の破壊状況は、実験変数によって異なる。 $Pw \cdot \sigma_{wy}$  が小さい場合には典型的なせん断破壊の様相を示したが、 $Pw \cdot \sigma_{wy}$  が大きい場合には曲げ圧縮域の付着割裂破壊の様相を示した。しかしながら軸力比に対しては、破壊モードに顕著な相違は認められなかった。

#### b) 履歴曲線

図 4.2.6.2 に履歴曲線を示す。縦軸はせん断力  $Q$  (tf) を、横軸は変位部材角  $R$  ( $\times 10^{-2}\text{rad}$ ) をそれぞれ示す。図中の  $\nabla$  印は曲げひび割れ発生時を、 $\blacktriangledown$  印は斜張力ひび割れ発生時を、 $\nabla$  印は最大耐力時をそれぞれ表す。図中の点線には、 $P-\delta$  効果を示す。また後述の曲げ耐力  $Q_F$ 、終局せん断耐力として若林・南式<sup>4.12)</sup>による耐力  $Q_M$ 、AIJ-A 法<sup>4.4)</sup>による耐力  $Q_A$ 、AIJ-B 法<sup>4.4)</sup>による耐力  $Q_B$  の理論値をそれぞれ示す。

#### c) 斜張力ひび割れ耐力の検討

図 4.2.6.3 に斜張力ひび割れ耐力と軸力比の関係を示す。縦軸はせん断力  $Q$  (tf) を、横軸は軸力比  $n$  を表し、図中の  $\bigcirc$  印は実験値を表す。実線は主応力度理論から求めた理論値を示す。圧縮力によって斜張力ひび割れ耐力が増加する傾向は、ほぼ理論値と一致している。しかし、その値については、実験値は理論値に対して、70%程度と実験値が小さい値になっている。

#### d) 終局せん断耐力の検討

表 4.2.6.4 に終局せん断耐力に関する実験値と理論値の比較を示す。なお表中の  $Pw \cdot \sigma_{wy}$  の値は材料強度の実測値に基づく値を、軸力比  $n$  は作用軸力の実験値に基づく値をそれぞれ示している。図 4.2.6.4 に終局せん断耐力とせん断補強筋量  $Pw \cdot \sigma_{wy}$  および作用軸力の関係を示す。縦軸はせん断力  $Q$  (tf) を、横軸の正側は  $Pw \cdot \sigma_{wy}$  を横軸の負側は軸力  $N$  をそれぞれ表す。図中の  $\bigcirc$  印および  $\square$  印は実験値を表す。点線は AIJ-A 法による理論値  $Q_A$  を、一点鎖線は AIJ-B 法による理論値  $Q_B$  を示している。実線は若林・南理論による理論値  $Q_M$

を示す。また終局時のコンクリートの応力度分布を三角形と仮定して、一般化累加強度理論を適用して求めた曲げ耐力  $Q_F$  を合わせて示している。 $Pw \cdot \sigma_{wy}$  を変数とした場合、AIJ-A 法は  $Pw \cdot \sigma_{wy}$  の増加に伴う耐力の増加状況を表している。しかし、AIJ-A 法は実験値に対して全般的に耐力を低く評価しており、AIJ-A 法には軸力の影響は含まれていない。それに対して B 法は実験値に対して高めの値を与えるのが、AIJ-A 法と同様に軸力の影響は含まれていない。それに対して AIJ-B 法は実験値に対して高めの値を与えるが、AIJ-A 法と同様に軸力の影響は含まれていない。これらに対して、若林・南式は実験値に対して高めの値を与えているが軸力比および  $Pw \cdot \sigma_{wy}$  による耐力の変動状況は、ほぼ対応していることがわかる。

#### 4) 結論

- 600kgf/cm<sup>2</sup> 級の高強度コンクリートを用いた RC 柱部材のせん断耐力は、 $Pw \cdot \sigma_{wy}$  の増加に伴い大きくなるが、その増加率は  $Pw \cdot \sigma_{wy}$  の増加に対して小さくなる。またその作用軸力の影響は、 $Pw \cdot \sigma_{wy}$  の小さい場合には生じるが大きい場合には顕著な相違は生じない。
- $Pw \cdot \sigma_{wy}$  は同じ量であっても、せん断補強筋の引張強度によって終局せん断耐力は異なり、 $\sigma_{wy}$  を高強度として、その径を小さくしたものは逆のものとしてせん断耐力は小さくなる。
- 600kgf/cm<sup>2</sup> 級の高強度コンクリートを用いた RC 柱部材の斜張力ひび割れ耐力を主応力度理論式で評価する場合、実験変数に対する耐力の性状はほぼ評価できるが、その数値については実験値の方が理論値に対して 70%程度低い。
- 実用的なせん断耐方式である AIJ-A 法および AIJ-B 法で検討する場合実験値に対して AIJ-A 法は低く AIJ-B 法は高い値を与えるが、AIJ-A 法と AIJ-B 法では軸力が考慮できないので、実用的な形で軸力の効果を導入する手法を更に検討する必要がある。なお、終局せん断耐力を若林・南式で検討する場合、実験変数に対する耐力の性状はほぼ評価できるが、その値については理論値の方が高い傾向を与える。

表 4.2.6.1 実験変数

試験体名	軸力比	$Pw$	$\delta_{wy}$	$Pw \delta_{wy}$	$\phi$
CA06-6-1	1/6	0.53	3500	18.6	D6
CA06-6-2		1.19	3500	41.7	D10
CA06-6-3		0.53	8000	42.4	D6
CA06-6-4		1.19	8000	95.2	D10
CA06-3-1	1/3	0.53	3500	18.6	D6
CA06-3-2		1.19	3500	41.7	D10
CA06-3-3		0.53	8000	42.4	D6
CA06-3-4		1.19	8000	95.2	D10

$Pw$ : せん断補強筋比 (%)  $\delta_{wy}$ : せん断補強筋強度 (kgf/cm<sup>2</sup>),  $Pw \cdot \delta_{wy}$ : せん断補強筋量 (kgf/cm<sup>2</sup>),  $\phi$ : せん断補強筋の径

表 4.2.6.2 コンクリートの調合表

G max (mm)	W/C (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	S/A (%)	単位量 (kg/cm <sup>2</sup> )				
					W	C	S	G	AD
10	35	22.5	2.6	41.0	194	554	633	972	11.08

砕石 1005 岡山県後月郡芳井町 比重 2.70 FM 5.80、 海砂 広島県豊田郡瀬戸町高根島 比重 2.53 FM 2.75

表 4.2.6.3 材料強度 (単位 kgf/cm<sup>2</sup>)

(a) 鉄筋

	種類	$\sigma_y$	$\sigma_u$
主筋	D19-7000	7565	8360
帯筋	D6 -3500	4023	5578
	D10-3500	4092	5736
	D6 -8000	9310	13054
	D10-8000	10911	10911

(b) コンクリート

材令	Fc	Ft
3 日	375	
7 日	492	
3 5 日	654	39
1 5 1 日	735	49

$\sigma_y$ : 引張降伏強度  $\sigma_u$ : 最大引張強度

Fc: 圧縮強度 Ft: 割裂強度

表 4.2.6.4 実験値 (単位 Q: tf R:  $\times 10^{-2}$ rad,)

試験体名	曲げひび割れ		斜張力ひび割れ		R=±1.0%		最大耐力
	正 負		正 負		正 負		正
	Q <sub>r</sub> (R <sub>r</sub> )	-Q <sub>r</sub> (-R <sub>r</sub> )	Q <sub>D</sub> (R <sub>D</sub> )	-Q <sub>D</sub> (-R <sub>D</sub> )	Q	-Q	Q <sub>max</sub> (R)
CA06-6-1	27.20 (0.22)	-27.05 (-0.23)	39.00 (0.47)	-32.95 (-0.43)	46.30	-43.45	46.50 (0.97)
CA06-6-2	27.55	-25.15	37.50 (0.40)	-37.55 (-0.38)	52.00	-56.25	66.55 (2.06)
CA06-6-3	22.50 (0.19)	-25.05 (-0.16)	35.00 (0.37)	-40.10 (-0.39)	51.80	-52.00	57.00 (1.80)
CA06-6-4	27.45 (0.20)	-27.45 (-0.21)	37.50 (0.35)	-40.00 (-0.43)	55.75	-56.30	70.45 (2.00)
CA06-3-1	42.55 (0.37)	-32.45 (0.18)	47.45 (0.46)	-42.50 (-0.31)			53.20 (0.67)
CA06-3-2	34.95 (0.27)	-30.10 (0.18)	45.00 (0.41)	-50.05 (-0.46)	62.05	-65.60	70.65 (2.00)
CA06-3-3	34.95 (0.27)	-45.00 (-0.30)	50.00 (0.54)	-50.10 (-0.40)	57.45	-60.55	58.50 (1.56)
CA06-3-4	39.95 (0.34)	-42.40 (-0.26)	49.95 (0.50)	-52.50 (-0.42)	63.25	-67.95	74.70 (2.56)

表 4.2.6.5 実験値と理論値の比較

試験体名	作用軸力 (軸力比)	Pw $\sigma_{wy}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	実験値 Q(tf)	曲げ耐力 Q <sub>r</sub> (tf)	せん断耐力			付着材裂耐力 藤井・森田式 Q <sub>s</sub> (tf)
					若林・南式 Q <sub>n</sub> (tf)	AIJ-A法 Q <sub>A</sub> (tf)	AIJ-B法 Q <sub>B</sub> (tf)	
CA06-6-1	110 tf (n=0.167)	21.3	46.50	78.76	60.85	32.16	62.02	85.19
CA06-6-2		48.7	66.55		68.34	50.73	71.76	94.94
CA06-6-3		49.3	57.00		68.79	51.00	71.98	84.68
CA06-6-4		129.8	70.45		70.12	64.90	101.84	96.23
CA06-3-1	195 tf (n=0.3000)	21.3	53.20	89.83	60.85	32.16	62.02	85.19
CA06-3-2		48.7	70.65		70.78	50.73	71.76	94.94
CA06-3-3		49.3	58.50		71.44	51.00	71.98	84.68
CA06-3-4		129.8	74.40		82.68	64.90	101.84	96.23

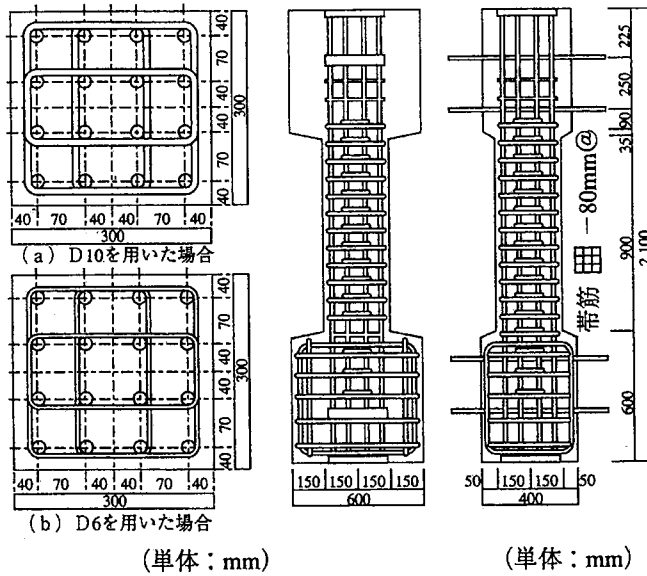


図 4.2.6.1 試験体形状、寸法、配筋

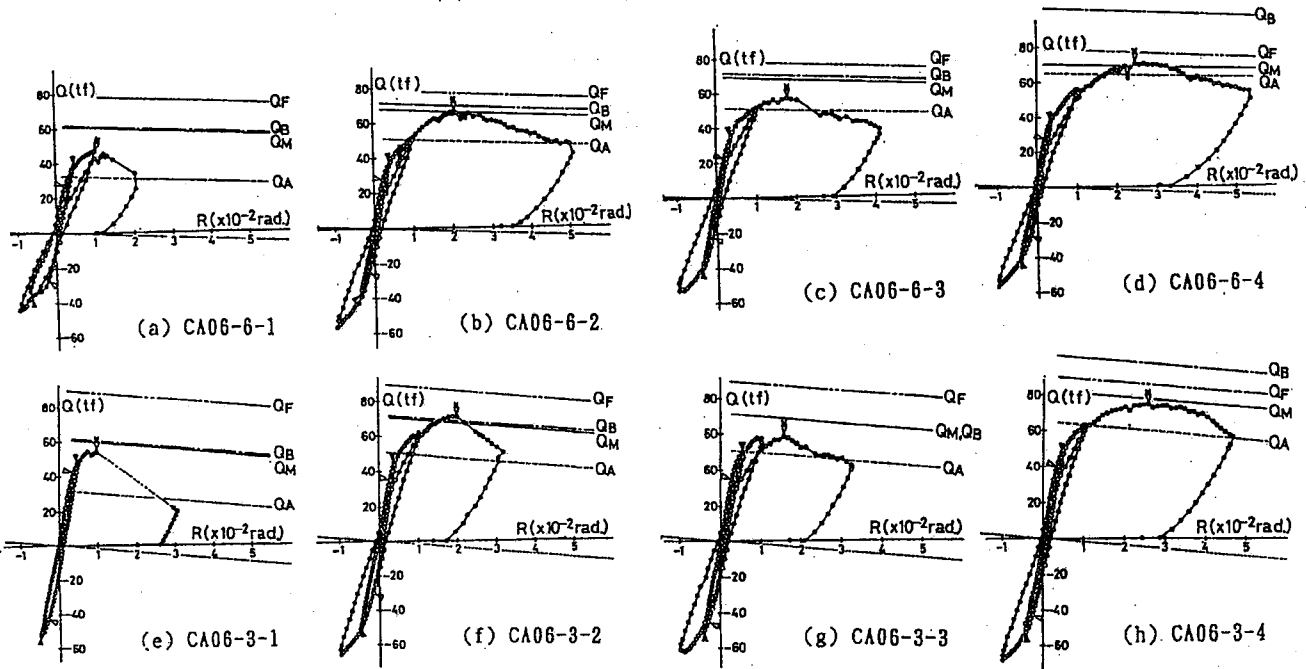


図 4.2.6.2 履歴曲線

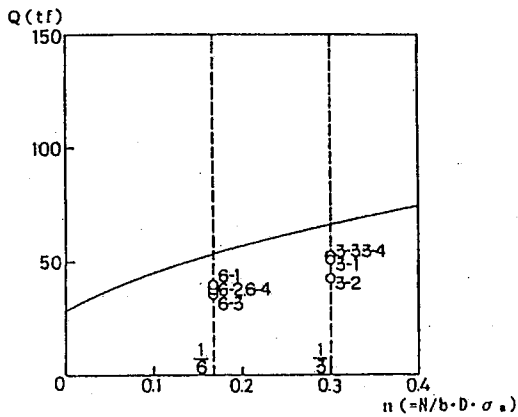


図 4.2.6.3 斜張力ひび割れ耐力と軸力比の関係

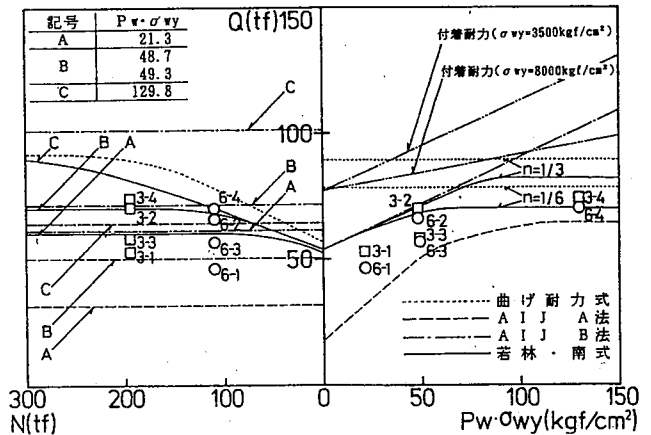


図 4.2.6.4 終局せん断耐力と  $P_w \cdot \sigma_{wy}$  および軸力比の関係

## 4.2.7 梁のせん断性能に関する研究

### 1) 研究目的

New RCプロジェクトにおいて、梁のせん断耐力は、コンクリート有効圧縮強度を適切に与えれば、AIJ-A法<sup>4,4)</sup>に示される方法で圧縮強度が1200kgf/cm<sup>2</sup>程度の高強度コンクリートに至るまでかなり精度よく推定できることがあきらかになった。

有効圧縮強度を与える関数については、その一つとして $v_0 \cdot f_c = 3.68f_c^{0.667}$ が有効と考えられている。一方、実際の建物設計では梁崩壊型の機構設計が考えられており強度部材としての梁せん断設計は少なく、梁はじん性部材としてせん断設計される。この場合、先に述べたAIJ-A法では、トラス機構に於ける $\cot \Phi$  ( $\Phi$ :コンクリート圧縮応力の角度 $\Phi$ )コンクリート有効強度 $v_0 \cdot f_c$ を要求される部材変形に応じて低減する手法をとっている。ここでは、AIJ-A法に基づいて梁のせん断設計を行なう際の、強度部材せん断耐力算定時の有効圧縮強度からじん性部材に対する有効圧縮強度の低減の仕方までを統一的に検討し、適切な有効圧縮強度算定法を得ることを研究目的とした<sup>4,13)</sup>。

### 2) 研究方法

#### a) 試験体

強度部材から靱性部材まで連続的に有効圧縮強度を評価するために、同一せん断補強筋量、同一試験体寸法、同一コンクリートで、主筋降伏強度のみ(場合によっては主筋量を若干変化させる)を変数とした4体の梁試験体に関する曲げせん断実験を実施した。試験体の断面寸法は $b \times D = 15 \times 30$ cmで、表4.2.7.1に示す4体であるがせん断スパン比のみが $a/h = 2.0$ と異なる。これらの試験体は、曲げ耐力のみが異なり、せん断耐力は同一となっている。

用いたコンクリートは表4.2.7.2に示す普通コンクリートで、目標圧縮強度は600kgf/cm<sup>2</sup>であった。主筋として、SD30-D16、SD80-D16、SD100-D16の3種類を用いた。せん断補強筋はSD295-D6で溶接閉鎖型とした。これらの引張試験より得られた強度を表4.2.7.1に示す。

試験体は4体で、各々15×30cmの断面寸法を持っており、試験域長さは90cmである。但し後に述べるように、試験体試験域の端部から60cmのところには反曲点がくるような荷重方法をとっており、 $a/h$ は2.0となっている。これら試験体の詳細を表4.2.7.1にまとめて示す。また試験体の配筋および寸法を図4.2.7.1に示す。

#### b) 実験方法

荷重は、梁左側スタブを固定し、梁右側スタブに固定した鉄骨の図4.2.7.1の反曲点位置に正負繰り返し荷重を加えることにより行なった。曲げ変形、せん断変形および軸変形をヒンジ域に於て、また試験体左側スタブに対するたわみを反曲点位置で計測した。

### 3) 研究結果および考察

#### a) 荷重たわみ関係

各試験体とも、7tonf前後でせん断ひび割れが生じた。その後、BE-1は、1/200~1/100の間で最大耐力に達し、3/200以降はヒンジを形成することなく、荷重-たわみ関係は急激な下り勾配となった。また、BE-2は、部材角3/200まで耐力は上昇したが、1/50の一回目まで耐力を維持した後、BE-1と同様、ヒンジを形成することなく、荷重-たわみ関係は急激な下り勾配となった。それに対し、BE-3は引っ張り主筋の降伏を経験した後、部材角1/50まで耐力が上昇し、それ以降は1/25の1回目サイクルで緩やかな耐力減少を示した。それ以降のサイクルで上端主筋に付着破壊が生じ、耐力は急激に低下した。またBE-4は部材角1/200で主筋の降伏を生じ最大耐力に達した後、1/25の一回目まで耐力は低下せず、変形だけが進行した。実験より得られた荷重-たわみ関係を図4.2.7.2に示す。

#### b) 靱性の評価

ここでは、実験で計測されたヒンジ回転角よりAIJ-A法によって有効圧縮強度低減係数および $\cot \phi$ を計算し、潜在的に部材の持っているせん断耐力を求め、実験結果との比較を行った。ただし基本有効圧縮強度式としては $v_0 \cdot f_c = 3.68f_c^{0.667}$ を、また靱性の指標となるヒンジ回転角は曲げ降伏した後の塑性回転角 $R_p$ をとるべきであるが、軸鉄筋の降伏強度の大きい場合には、弾性曲げ回転のみでも相当大きな値となることが想定されたため、想定ヒンジ部(梁長さ30cmで梁全断面高さと同じと仮定)の全回転角を $R_p$ とした評価を行なった。

結果をBE-1およびBE-4試験体について図4.2.7.3に示す。同図よりせん断破壊が先行したBE-1では精度よくせん断耐力を推定しているといえる。また、曲げ降伏が先行したBE-4試験体でも精度よく塑性域での限界変形を推定できている。

### 4) 結論

本研究より、梁部材のせん断設計時に基本となる有効圧縮強度として、強度部材に用いられる $v_0 \cdot f_c = 3.68f_c^{0.667}$ 式を用いれば、AIJ-A法に示す有効圧縮強度低減法で、設計に必要な精度を有する靱性部材としての梁のせん断設計が可能であることが明らかになった。靱性評価の指標としての $R_p$ として、ここでは便宜的にヒンジ部の全回転角をとったがその適否については今後の検討が必要である。

表 4.2.7.1 供試体

供試体	主筋			せん断補強筋					コンクリート 圧縮強度 kgf/cm <sup>2</sup>
	種別	降伏強度 (fy) kgf/cm <sup>2</sup>	比 %	種別	降伏強度 (fwy) kgf/cm <sup>2</sup>	間隔 cm	比 (pw) %	pw · fwy kgf/cm <sup>2</sup>	
BE-1	5-D16	9697	2.49	4-D6	3371	7	1.22	41.13	693
BE-2	4-D16	9697	1.97						
BE-3	4-D16	6542							
BE-4	4-D16	4240							

表 4.2.7.2 コンクリートの配合

設計強度 kgf/cm <sup>2</sup>	スランプ (実測) cm	骨材最 大寸法 mm	W/C %	S/A %	セメント kg/m <sup>3</sup>	水 kg/m <sup>3</sup>	重量配合 (kg)			圧縮強度 fc kgf/cm <sup>2</sup>
							細骨材 kg/m <sup>3</sup>	粗骨材 kg/m <sup>3</sup>	混和剤 kg/m <sup>3</sup>	
600	18	20	30	40	533	160	679	1024	13.3	693

セメント：普通ポルトランドセメント 比重 3.16 細骨材：京都府城陽産山砂 比重 2.60  
 粗骨材：京都府静原産砕石 比重 2.65 混和剤：高強度混和剤（レオビルド sp・9s）  
 水：上水道水

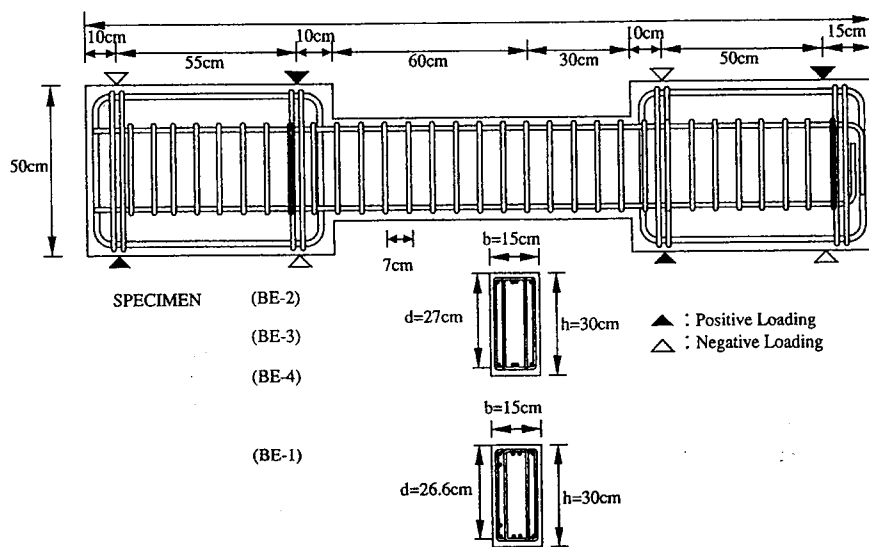


図 4.2.7.1 試験体寸法と配筋

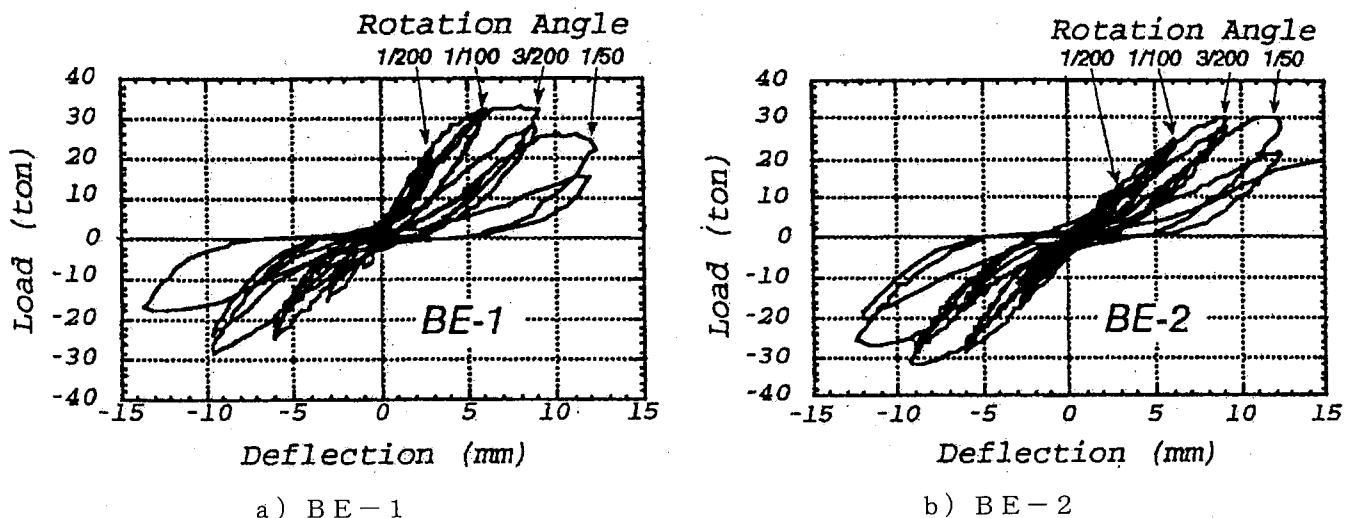
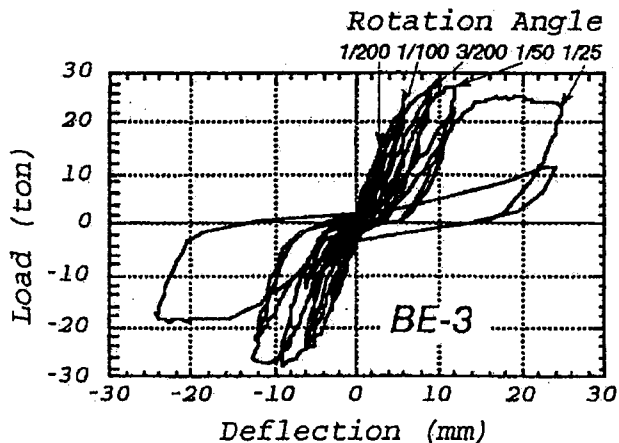
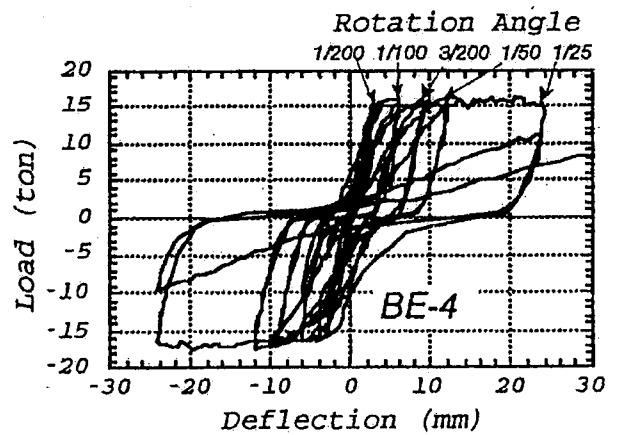


図 4.2.7.2-a) せん断力たわみ関係

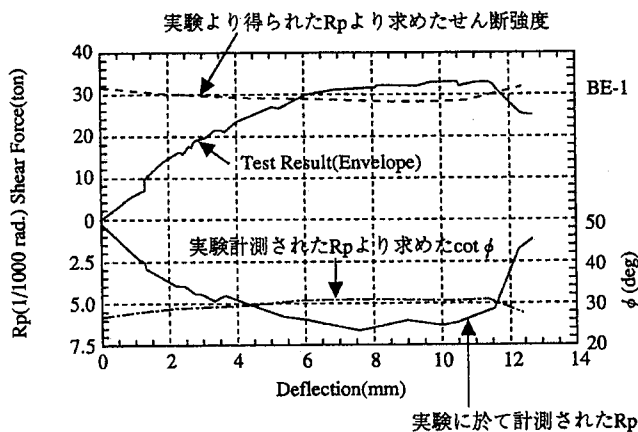


c) BE-3

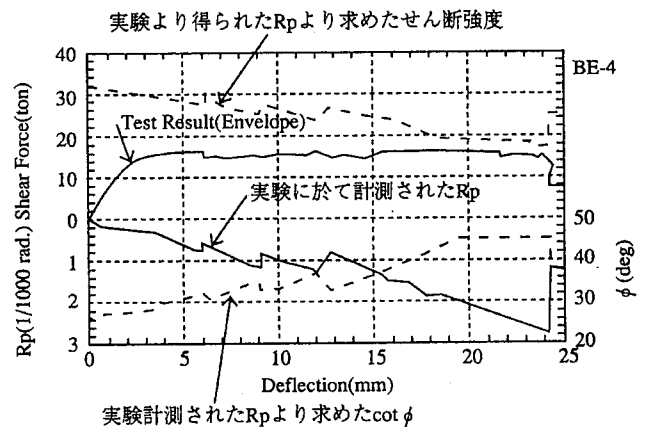


d) BE-4

図 4.2.7.2-b) せん断力たわみ関係



a) BE-1



b) BE-4

図 4.2.7.3 ヒンジ部靱性の評価

### 4.3 耐震壁の構造性能

New RC 造建築物は部材断面が小さくなる事により、その剛性は低下する事が考えられる。耐震壁を建築物の中に取り込むと剛性の確保および層間変形の均一化に有効である。そこで高層および超高層 New RC 造建築物に用いる連層耐震壁の曲げ変形性能およびせん断耐力に主として着眼して、以下の研究を行い、連層耐震壁の靱性設計のための資料を得るとともに、解析モデルのための諸量の評価式を提案した。

- 1) 耐震壁の構造性能に関する解析的研究
- 2) 耐震壁の曲げ性能に関する実験的研究
- 3) 耐震壁のせん断性能に関する実験的研究

#### 4.3.1 壁板せん断圧縮破壊型耐震壁の曲げ性能に関する研究

##### 1) 研究目的

本研究<sup>4.14)</sup>の目的は、高強度鉄筋コンクリート造耐震壁の静的加力実験より、曲げ降伏前後で横補強筋の降伏あるいは壁板のせん断圧縮破壊を生じる耐震壁の破壊性状、復元力特性(降伏点剛性、耐力、靱性)等を明らかにし、その設計式を検討することである。

#### 2) 研究方法

試験体は、実大の約 1/4 スケールの 1 層 1 スパンの耐震壁 4 体 (NW-3~NW-6) で、断面寸法および形状は共通で、スパン長 150cm、柱寸法 20×20cm、壁厚 3cm および壁内法高さ 300cm とし、柱主筋および壁筋の配筋量をパラメーターとした(図 4.3.1.1、表 4.3.1.1)。使用材料の強度は、鉄筋では SD70 (側柱帯筋は SD130) を、コンクリートでは設計基準強度で  $F_c=600\text{kgf/cm}^2$  をそれぞれ基本とした(表 4.3.1.2)。シアスパン比 ( $M/(Ql_w)$ 、 $l_w$ : 柱芯々距離)は全試験体に 2.0 であり、作用軸力は、試験体 NW-3 および NW-5 では 160tonf、NW-4 および NW-6 では 140tonf とした。

#### 3) 研究結果

##### a) 破壊状況および復元力特性

全試験体共に変形部材角  $R=1/400$  において引張側の側柱および壁脚部に曲げひび割れが発生した後、曲げせん断、せん断ひび割れが前後して生じ、 $R=1/133$  までに曲げおよびせん断ひび割れが密に発生した。その後、試験体 NW-3 では、 $R=+1/100$  の 2 回目の繰返しにおいては耐力低下が顕著となり、 $R=1/67$  サイクルの 1/100 を過ぎた所で、壁板の圧縮側下層部から中央

部にかけてせん断ひび割れが生じ、せん断補強筋が破断して破壊に至った。試験体 NW-4 では、 $R=+1/100$  で壁板圧壊の兆候が観察され、耐力低下が若干生じた後、 $R=-1/100$  において下層部から 2m 程度上部で横補強筋が破断し、壁板中央部の圧壊を生じた。試験体 NW-5 では、 $R=1/100$  程度の変形で曲げ降伏を生じた後、 $R=+1/67$  で壁板中央部の圧縮側柱よりに圧壊の兆しが見られ、 $+1/67$  の変形を過ぎた直後に壁板中央部および下層部において圧壊が生じ、破壊に至った。試験体 NW-6 では、 $R=1/100$  のサイクルまでは試験体 NW-5 と同様に安定した履歴性状を示したが、 $R=+1/75$  で壁板下層部に突然圧壊が生じ、急激な耐力低下を生じた (図 4.3.1.2)。なお、全試験体共に高強度鉄筋コンクリート耐震壁特有のエネルギー吸収能力の少ない S 字型の復元力特性を示した (図 4.3.1.3)。

#### b) 耐力および変形能力

既往の略算式による曲げ耐力計算値に対する実験値の比率と曲げ耐力計算値に対する学会終局強度指針式<sup>4.4)</sup>によるせん断耐力計算値の比率の関係を検討した結果、学会終局強度指針式において  $\nu_0=3.68\sigma_B^{-1/3}$  および  $\cot\phi=1.5$  とすることにより、実験値と計算値の良

好な対応が得られた (図 4.3.1.4)。図中の NW-1 及び NW-2 は文献 4.15) による。また、耐震壁の変形能力に関しては、曲げ耐力時のせん断耐力計算値に対して学会終局強度指針式から求められるコンクリート強度有効係数が小さなものほど累積変形能力 (耐力が 80% に低下するまでの全試験体に共通の加力履歴による水平変形の累積値) が大きい (図 4.3.1.5)。

#### 4) まとめ

- 1) 試験体 NW-3 では  $R=1/100$  を過ぎた所でせん断補強筋の破断、NW-4 は  $R=-1/120$  で壁板の圧壊、NW-5, 6 は圧縮側下層部の壁板圧壊、によってそれぞれ脆性的な破壊を生じた。しかし、側柱は健全で、いずれも軸力は十分に保持され安定していた。
- 2) せん断耐力は、 $\nu_0=3.68\sigma_B^{-1/3}$ 、 $\cot\phi=1.5$  とすることになり、学会終局強度指針式<sup>4.4)</sup>によって評価できる。
- 3) 耐震壁の累積変形能力は、曲げ耐力時せん断力に必要なコンクリート強度有効係数が小さいほど大きくなる。

表 4.3.1.1 試験体一覧

試験体名	側柱				壁板		
	形状 b×D(mm)	主筋 SD70 (pg %)	帯筋 SD130 spiral (pw %)	副帯筋* SD130 閉鎖 tie (pw %)	内のり 高さ lw (mm)	壁厚 tw 内のり 長さ lw (mm)	壁筋 SD80 (ps %)
NW-3	200 × 200	12-D10 (2.14)	2-5φ @ 40 (0.49)	2-5φ @ 40 (0.49)	3000 (2.00)	80 × 1300	D6 @150 千鳥格子 (0.27)
NW-4		16-D10 (2.85)					2-D6 @150 (0.53)
NW-5							
NW-6		12-D13 (3.81)					

注) \*副帯筋配筋範囲:  $0 \leq hw \leq 1500$

表 4.3.1.2 使用材料強度 (単位: kgf/cm<sup>2</sup>)

#### (a) コンクリート

試験体	材令	圧縮 強度	強度時 歪	ヤング 係数	割裂 強度
NW-3	42	556*1	0.25%	342000	34.6
NW-4	47	597*2	0.25%	348000	37.9
		557*1	0.25%		
NW-5	55	615*2	0.26%	370000	42.7
	63				
NW-6	74	677*2	0.27%	368000	45.3
		665*1	0.27%	358000	

#### (b) 鉄筋

補強筋 径	規格	降伏 強度	引張 強度
柱主筋: D10 D13	SD70	7272	8568
	SD70	7403	9347
壁筋: D6*3	SD70	7685	9712
柱帯筋: 5φ*3	SD130	12583	15540

\*1: 10φ×20 テストピース  
\*2: 15φ×30 テストピース  
\*3: 0.2% off set



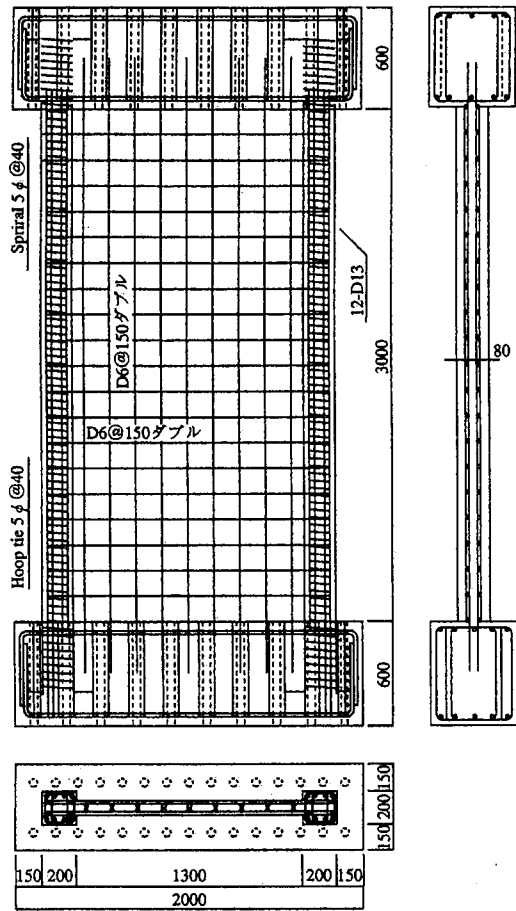
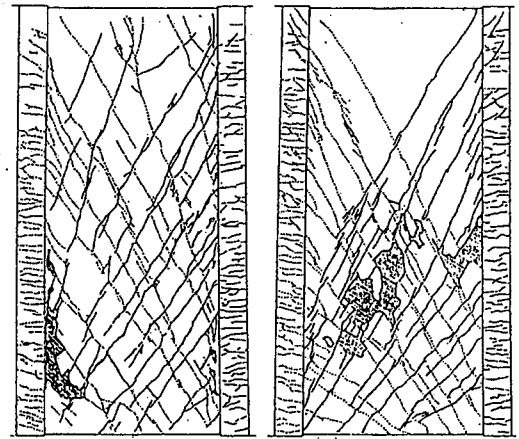
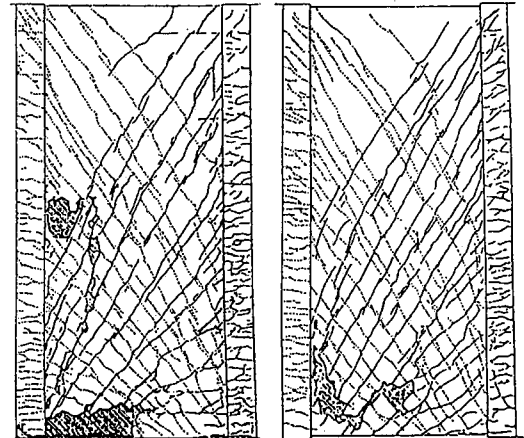


図 4.3.1.1 試験体配筋詳細



Specimen NW-3

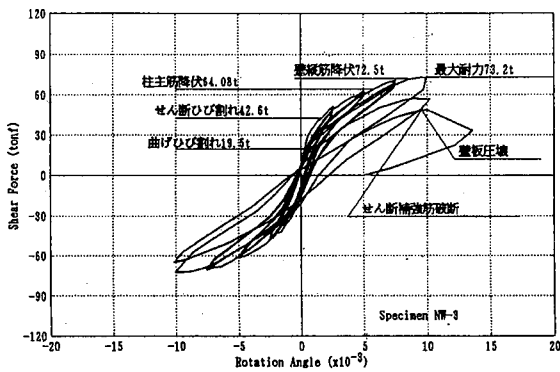
Specimen NW-4



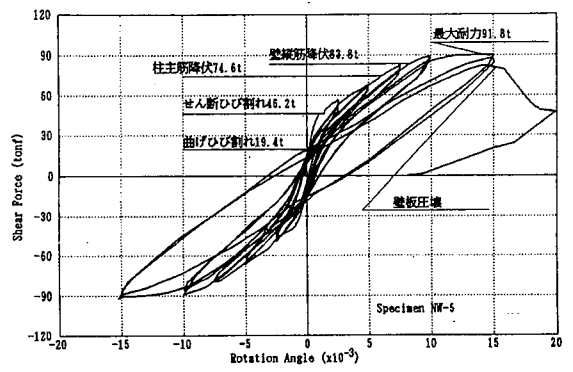
Specimen NW-5

Specimen NW-6

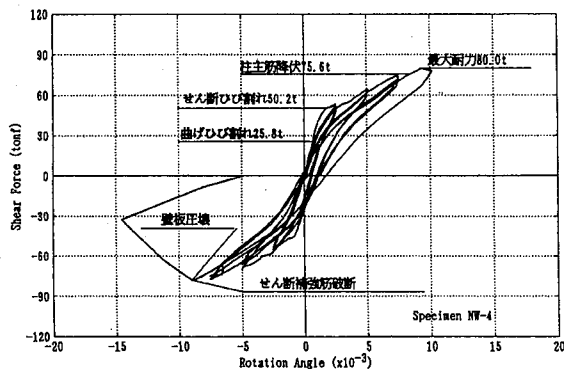
図 4.3.1.2 試験体最終破壊状況



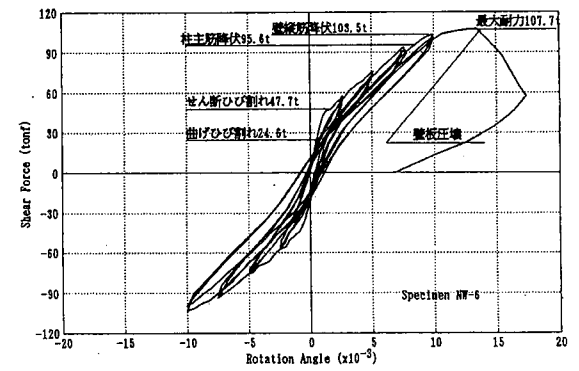
a) NW-3



c) NW-5



b) NW-4



d) NW-6

図 4.3.1.3 復元力特性

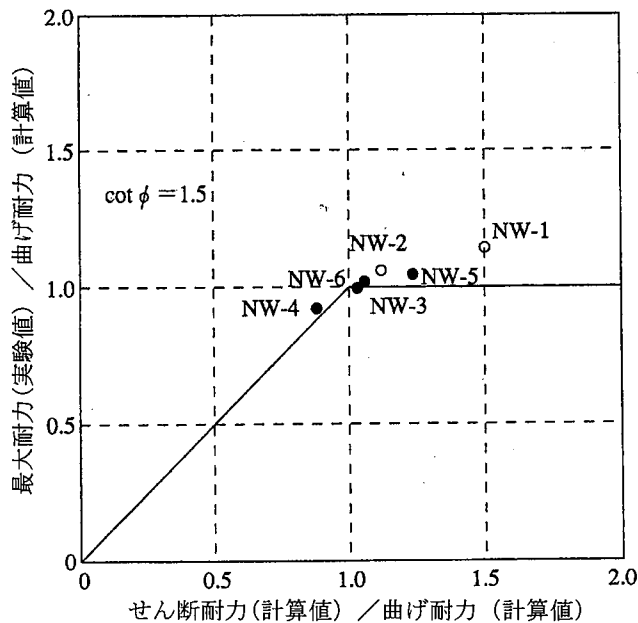


図 4.3.1.4 終局耐力に関する実験値と計算値

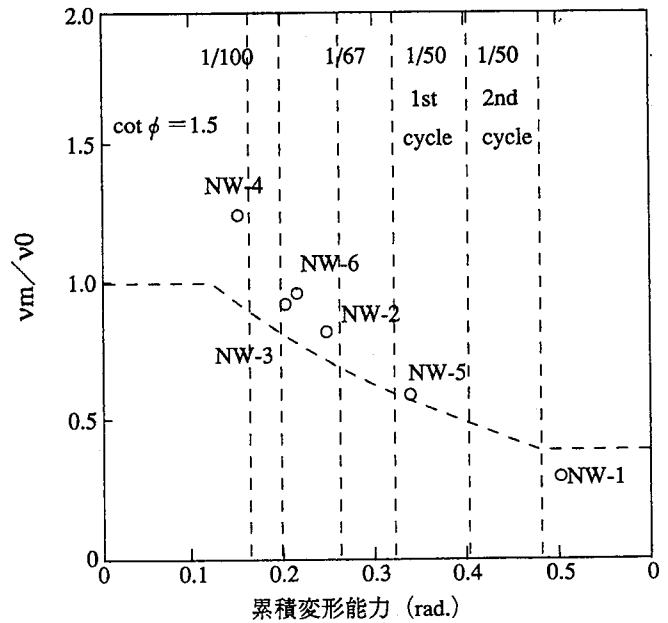


図 4.3.1.5 コンクリート強度有効係数と累積塑性変形

#### 4.3.2 二方向変形を受ける耐震壁の変形性能に関する研究

##### 1) 研究目的

高層・超高層建築物の連層耐震壁の地震時の挙動を考えると、曲げ降伏後の連層耐震壁においては、片足立ちとなった状態で圧縮側柱が直交方向に繰り返し変形を強制されると、あまり大きくない変形下で崩壊する危険性があり、このことが連層耐震壁に許容される変形の限界となる可能性が考えられる。そこで本研究<sup>4.16)</sup>では連層耐震壁の二方向載荷実験を行い、二方向変形を受ける耐震壁の挙動を把握し変形の限界について検討する事を目的とした。

##### 2) 実験概要

図 4.3.2.1 に壁試験体配筋図を、表 4.3.2.1 に試験体一覧を示す。試験体は、連層耐震壁の下層部を対象とした実大の 1/4 スケールの耐震壁 4 体と柱 1 体である。壁試験体の固定因子は断面形状、コンクリート設計強度、鉄筋強度 (D10:  $\sigma_y = 8650 \text{ kgf/cm}^2$ , D6:  $\sigma_y = 8260 \text{ kgf/cm}^2$ ) および側柱の主筋と壁筋の量である。変動因子は、側柱の拘束筋量、側柱に対する軸力比 ( $N/2bD\sigma_p$ )、加力パスである。図 4.3.2.2 に二方向 H 型載荷の加力パスを示す。図 4.3.2.3 に加力装置概要を示す。面内方向加力はシアスパン比が 2.0 の片持ち梁型加力、面外方向加力は逆対称加力とした。

##### 3) 実験結果

図 4.3.2.4 にせん断力と水平変形の関係を示す。

##### a) 破壊状況

一方向加力の M35X は部材角 (Rx) +1/55 の変形で壁板の圧縮破壊を生じ耐力が急激に低下した。M35H は変形角 1/67 の 2 回目のサイクルで、軸力比の小さな

M30H は、変形角 1/50 の 1 回目のサイクルで、柱の拘束量の少ない P35H は変形角 1/67 の 1 回目のサイクルでいずれも壁板の圧縮破壊を生じ耐力が急激に低下した。

##### b) 変形性状

M35X は破壊まで安定した曲げ降伏型の復元力特性が得られた。M35H、M30H、P35H は、ともに面外方向の繰り返し加力により、面内方向の水平力の低下が見られるが、壁板の圧縮破壊で急激な耐力低下が生じるまで面内変形、面外変形ともに安定した曲げ降伏型の復元力特性が得られた。

図 4.3.2.5 に面外方向加力終了後の柱と側柱近くの壁の圧縮歪と変形角の関係を示す。いずれの試験体も変形の増大により柱の圧縮歪が進み、しかも二方向載荷を受けた試験体では 2 回目の繰り返しにより圧縮歪が進んでいる。柱の軸縮みにより壁の軸歪が進展し最終的に壁板の圧縮破壊に至ったと考えられる。

##### 4) まとめ

本実験により以下の点が明かになった。

- 1) 一方向加力の変形能力に比べ二方向 H 型加力の試験体の変形能力は低下した。
- 2) 二方向載荷を受けるものの中でも軸力の高い試験体および柱の拘束量の少ない試験体の変形能力は低下した。
- 3) 柱の軸歪み進展が耐震壁の変形能を低下させる要因である事が解った。

表 4.3.2.1 試験体一覧

試験体	側柱				壁板			軸力		コンクリート 圧縮強度 実験時 kgf/cm <sup>2</sup>	加力 パス	
	形状 b×D (mm)	主筋 (pg %)	帯筋 spiral (pw %)	副帯筋 (pw %)	内法高さ hw(mm) [M/(Qlw)]	壁厚 tw × 内法 長さ lw (mm)	壁筋 (ps %)	軸力比 $\frac{N}{2bD\sigma_B}$	軸力 N tonf			
M35X	200 × 200	12-D10	D6 @60	2-D6 @60	2000	80 × 1300	2-D6 @100	0.35	180	683	面内 一方向	
M35H				(0.53)					196			700
P35H				(2.14)					(0.53)		190	
M30H				(0.53)					150		626	
CM				変動軸力					626			一方向

試験体名 : M 35 H  
 ↓ ↓ ↓  
 柱拘束の度合 軸力比 加力パス

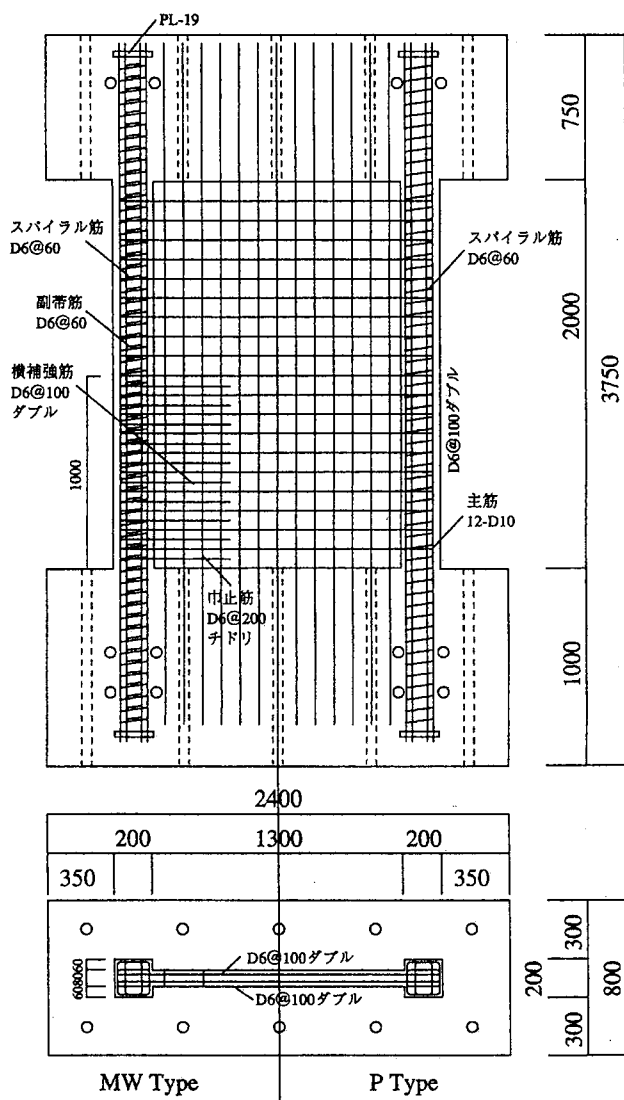


図 4.3.2.1 壁試験体配筋

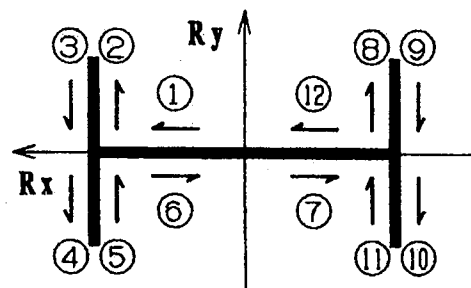


図 4.3.2.2 二方向H型加力パス

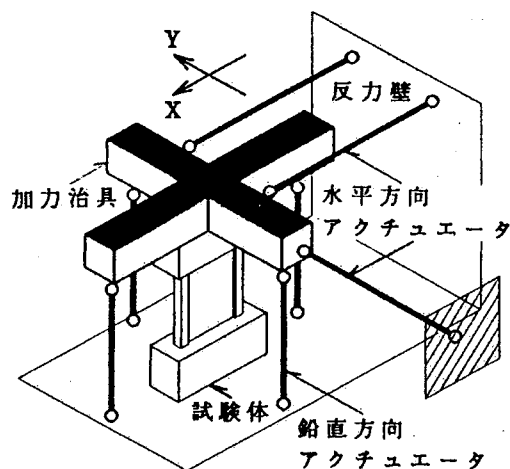
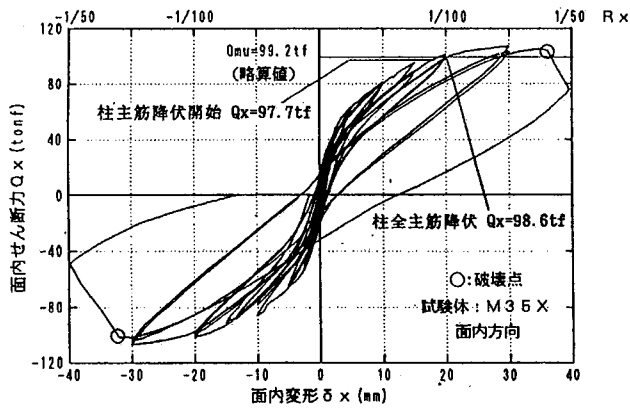
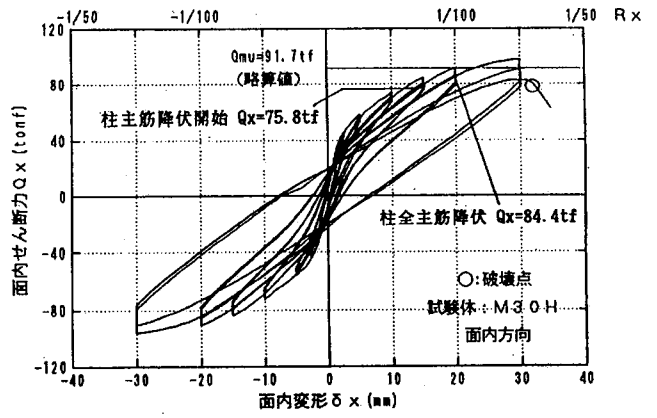


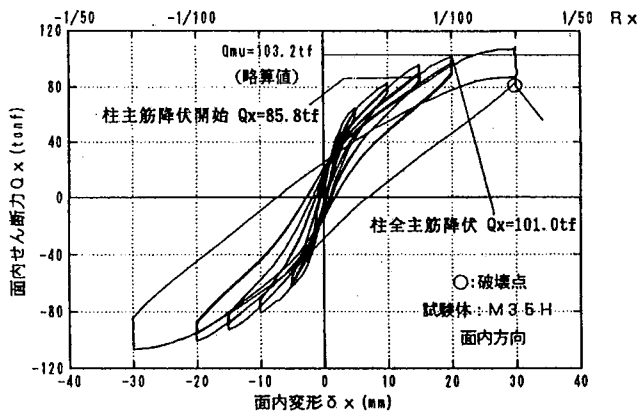
図 4.3.2.3 加力装置概要



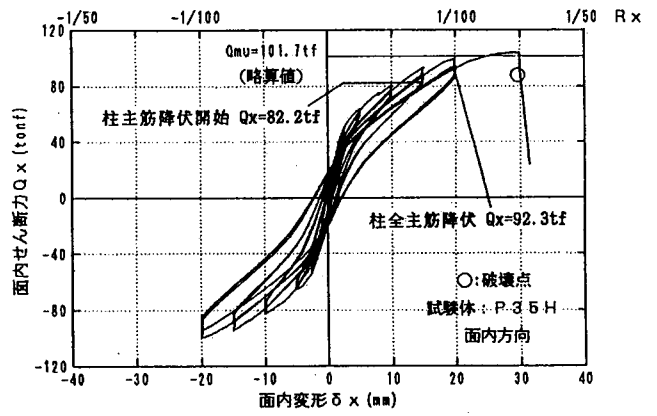
a) M35X



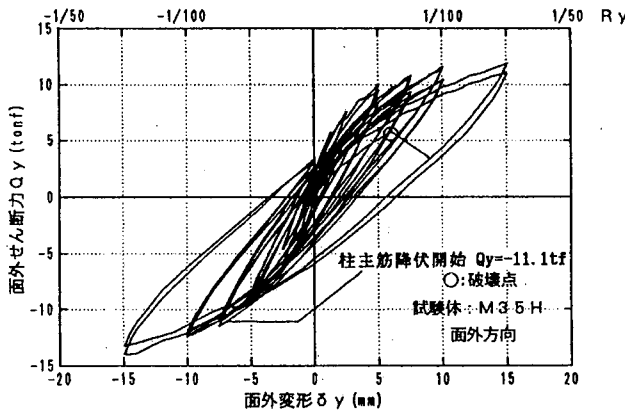
b) M30H



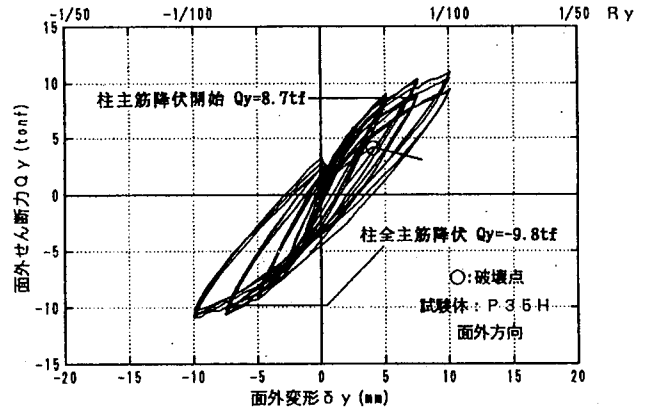
a) M35H



b) P35H

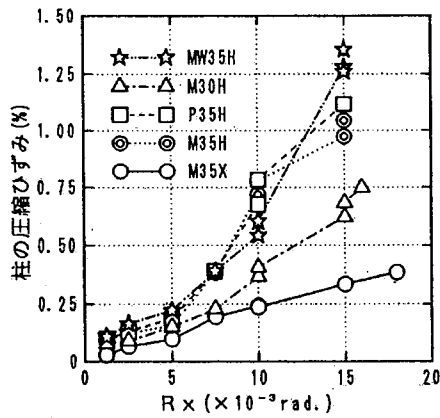


a) M35H

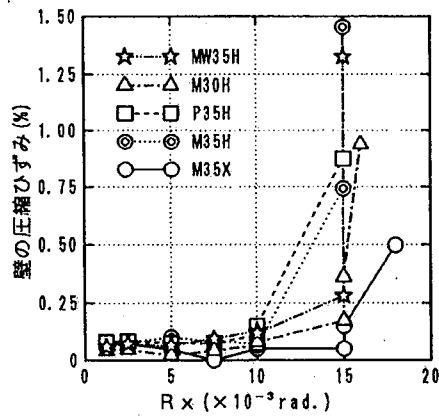


b) P35H

図 4.3.2.4 せん断力と水平力の関係



(a) 柱



(b) 壁

図 4.3.2.5 柱および壁の圧縮歪と面内方向部材角の関係

### 4.3.3 耐震壁のせん断耐力に関する研究

#### 1) 研究目的

本研究<sup>4,17)</sup>は、高強度鉄筋と高強度コンクリートを組合せたせん断型耐震壁の静的加力実験を行い、(1)学会終局強度指針式(せん断耐力式)<sup>4,4)</sup>の適合性[①コンクリート圧縮強度の有効係数、②トラス機構のコンクリート圧縮束の角度、③補強量の上限值、下限値]、

(2)破壊性状の把握、(3)復元力特性のモデル化等の検討を行う。

#### 2) 実験概要

##### a) 試験体

使用材料は、コンクリートを  $F_c=600, 1000\text{kgf/cm}^2$ 、壁筋を SD80、SD130 の各 2 種類とし、柱主筋は SD80、柱帯筋は SD130 を用いた。表 4.3.3.1 に各材料の試験結果を示す。

表 4.3.3.2 に試験体一覧を示す。試験体は壁のせん断補強筋比を主なパラメータとし、一部コンクリート圧縮強度とシアスパン比を変化させている。試験体形状はパイロット試験体と同一の 1/4 スケール 1 層 1 スパン無開口耐震壁である。壁断面寸法は、壁厚 8cm、壁内法寸法 130cm、側柱 20cm×20cm であり、試験体の数は、壁内法高さ 200cm のものを 7 本、壁内法高さ 300cm のものを 1 体の計 8 体とした。図 4.3.3.1 に代表的な試験体 (No. 3、No. 5) の配筋図を示す。

##### b) 実験方法

図 4.3.3.2 に加力装置の概要を示す。軸力載荷フレームに取付けた 2 台の 200tf ジャッキにより一定軸力 ( $\sigma_0=F_c/3$ ) を与え、試験体端部に設置した水平加力用の押引き 250tf ジャッキにより正負漸増繰返し加力をした。加力サイクルは、変形部材角  $R=2.5, 5.0, 7.5, 10.0 \times 10^{-3}\text{rad}$  で各 2 回の繰返し加力を行った。

##### 3) 実験結果

表 4.3.3.3 に各試験体の最大耐力、各ひび割れ発生荷重を、図 4.3.3.3 に各試験体の荷重包絡線を示す。また、代表的な試験体 (No. 3、No. 5) のせん断力と水平変位の関係を図 4.3.3.4 に、最終耐力時のひび割れ図を図 4.3.3.5 に示す。各試験体の破壊経過は、ほぼ共通しており、以下のような経過をたどった。

$M/(Q \cdot d)=1.33$  の試験体では、変形角  $R=0.7 \sim 1.06 \times 10^{-3}\text{rad}$  で壁板にせん断ひび割れが発生し、 $R=0.63 \sim 1.39 \times 10^{-3}\text{rad}$  で側柱に曲げひび割れが発生した。その後、せん断ひび割れが伸展し、壁板の対角線を結ぶ大きなせん断ひび割れとなった。 $R=5.0 \times 10^{-3}\text{rad}$  位までにはほぼ主要なせん断ひび割れのほとんどが発生した。 $R=4.0 \sim 5.0 \times 10^{-3}\text{rad}$  で壁板圧縮ストラットと側柱の間にひび割れが生じ、それに前後してせん断補強筋比が 0.53% 以下の試験体では、壁横筋が降伏した。その後、壁板圧縮ストラットと側柱の間のひび割れが伸展し、 $R=7.5 \sim 5.0 \times 10^{-3}\text{rad}$  のサイクルで壁板圧縮ストラットが圧潰し最終耐力となった。最大耐力時における、柱主筋(引張側)の歪は降伏歪の 40% 程度であった。

$M/(Q \cdot d)=2.0$  の No. 5 試験体は、 $R=5.0 \times 10^{-3}\text{rad}$  までには他の試験体とほぼ同様な破壊経過をたどった。 $R=7.5 \times 10^{-3}\text{rad}$  のサイクルまで壁板の対角線を結ぶような大きなせん断ひび割れが発生した。その後、圧縮ストラットと側柱の間のひび割れが伸展し、 $R=10.0 \times 10^{-3}\text{rad}$  のサイクルのピーク荷重時にストラットが圧潰し最終耐力となった。最大耐力時における、柱主筋(引張側)の歪は、降伏歪の 60% 程度であった。

#### 4) まとめ

- 1) 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性は、残留変形が小さく、S 字型でエネルギー吸収能力の低い履歴性状となり、 $M/Q \cdot d=1.33$  の試験体では  $R=7.5 \times 10^{-3}\text{rad}$ 、 $M/Q \cdot d=2.0$  の試験体では  $R=10 \times 10^{-3}\text{rad}$  付近で圧縮ストラットの圧潰によりせん断耐力に至った。
- 2) せん断補強比の増加に伴い、せん断耐力は増加したが、せん断補強筋比が 0.62% 以上の試験体は増加の度合いが緩やかになった。
- 3) 学会終局強度指針式<sup>4,4)</sup>を用い、 $\nu=0.7-\sigma_B/2000$ 、 $\cot \phi=1.0$  として計算すると、計算値と実験値の適合性は悪い。高強度コンクリートである事を勘案して  $\nu=3.68 \sigma_B^{0.667}/\sigma_B$  の値を用いると、せん断補強筋比の小さい試験体 (No. 1、No. 2、No. 3) では  $\cot \phi=2.0$  で計算値と実験値は良く適合するが、せん断補強筋比の大きい試験体 (No. 7、No. 8) では、 $\cot \phi=1.0$  とすると計算値は実験値と良く適合する。

表 4.3.3.1 使用材料

#### ・コンクリート

試験体	材令 (日)	圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 ( $\times 10^5 \text{kgf/cm}^2$ )
No. 1	49	664	-----
No. 2	70	722	3.05
No. 3	60	732	3.05
No. 4	95	1055	3.65
No. 5	101	782	3.07
No. 6	94	756	2.92
No. 7	70	729	3.09
No. 8	66	776	3.14

#### ・鉄筋

	規格	径	降伏強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	降伏歪 ( $\times 10^{-6}$ )	引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 ( $\times 10^6 \text{kgf/cm}^2$ )
壁筋	SD80	D6	8079	6187	10154	1.93
	SD130		14480	8929	15294	2.09
柱主筋	SD80	D13	10289	7205	11329	1.98
柱帯筋	SD130	D6	14222	8637	15326	2.14
柱副帯筋			14222	9003	15122	2.02

表 4.3.3.2 試験体一覧表

試験体 No.	コンクリート 圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	側柱				壁板		
		形状 b×D (mm <sup>2</sup> )	主筋 SD80 (P <sub>g</sub> , %)	帯筋 SD130 スパイラル (P <sub>w</sub> , %)	中子筋 SD130 (P <sub>w</sub> , %)	内りの高さ (mm) [M/Q・D]	壁厚(mm) × 内りの 長さ(mm)	壁筋 SD80 (P <sub>s</sub> , %)
1	600	200×200	16-D13 (5.08)	内りの高さ 上層 1/2 2-D6@40 (0.80%)	内りの高さ 上層 1/2 なし	2000 [1.33]	80×1300	2-D6@400 (0.20)
2								2-D6@230 (0.35)
3								2-D6@150 (0.53)
4	2-D6@150 (0.53)							
5	1000			3000 [2.00]	2-D6@150 (0.53)			
6	600			内りの高さ 下層 1/2 2-D6@50 (0.64)	内りの高さ 下層 1/2 2-D6@50 (0.64)	2000 [1.33]		2-U6.4@122 [SD130] (0.62)
7								2-D6@80 (1.00)
8								2-D6@55 (1.45)

表-3 最大耐力とひび割れ荷重

試験体	コンクリート 圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	最大耐力 (tf)	部材角 (×10 <sup>-3</sup> rad)	壁		側柱	
				せん断 ひび割れ (tf)	曲げ ひび割れ (tf)	せん断 ひび割れ (tf)	曲げ ひび割れ (tf)
No. 1	664	112.3	7.1	50.4	-----	86.2	40.8
		110.7	7.2	55.7	-----	99.1	43.1
No. 2	722	122.1	7.5	50.2	-----	77.3	50.2
		128.0	7.0	51.7	100.0	81.7	48.0
No. 3	732	140.6	7.6	48.0	101.0	84.0	58.0
		135.3	6.7	62.1	-----	83.7	64.2
No. 4	1055	173.1	7.2	81.9	120.3	118.1	81.9
		165.2	7.4	84.9	136.1	116.3	77.3
No. 5	782	118.2	10.0	39.6	77.4	90.5	45.6
		114.7	10.0	39.4	76.3	88.0	43.5
No. 6	755	144.0	7.2	54.2	116.1	86.0	54.2
		122.2	5.0	62.2	112.1	84.0	56.0
No. 7	733	148.8	7.5	56.3	120.0	106.1	58.1
		152.9	7.4	63.1	108.1	112.1	55.0
No. 8	776	165.2	7.4	62.2	106.1	109.5	61.1
		167.2	7.6	66.8	112.1	112.1	76.2

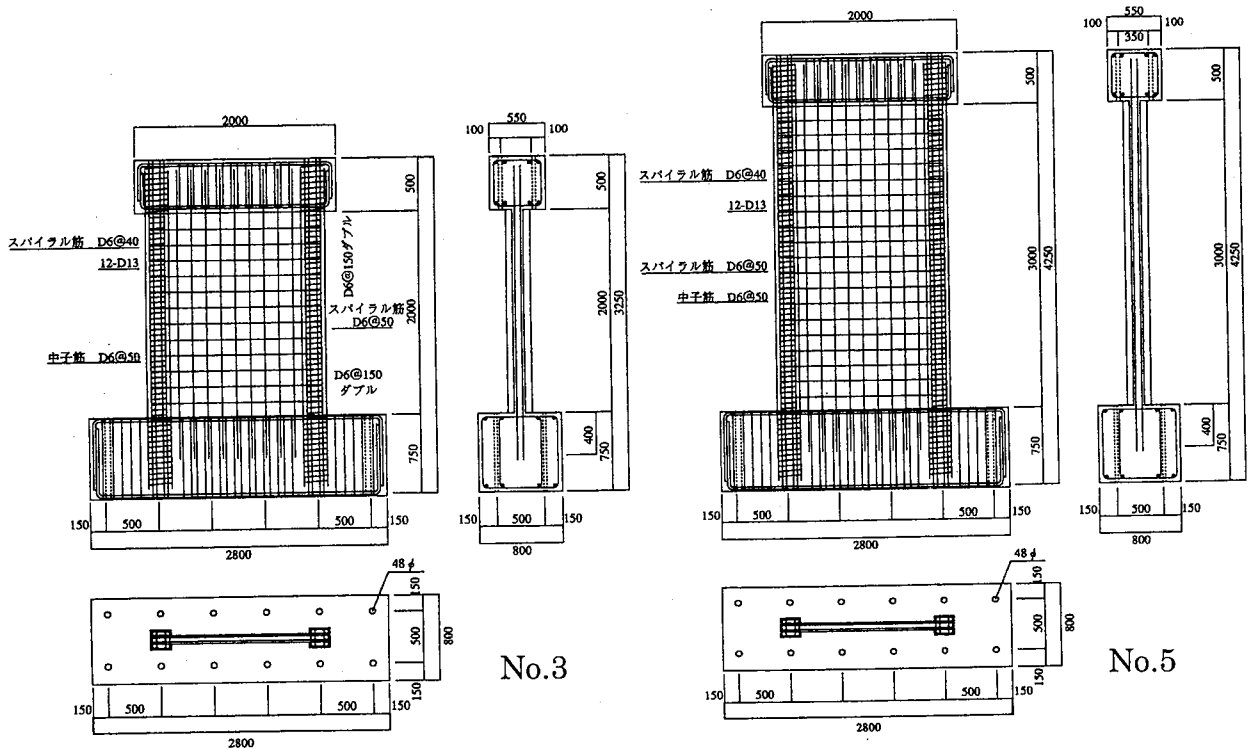


図 4.3.3.1 試験体形状、寸法、配筋

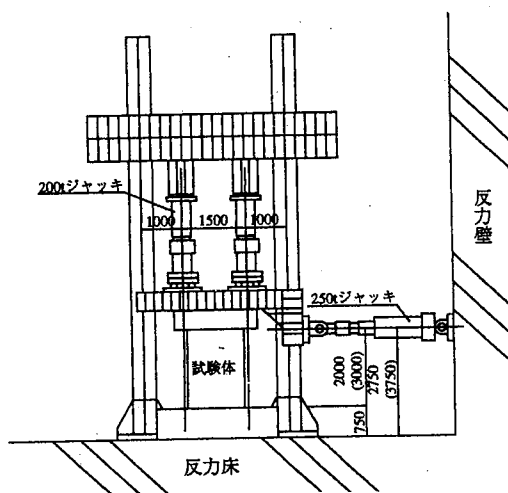


図 4.3.3.2 加力装置概要

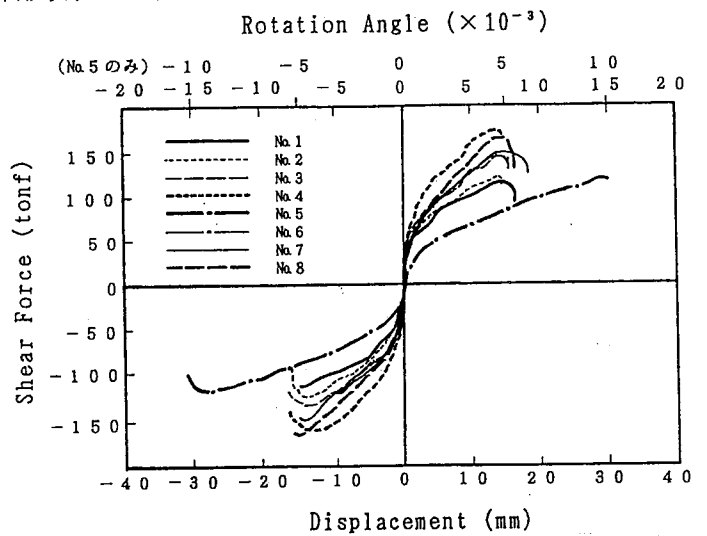


図 4.3.3.3 せん断力-水平変形関係包絡線

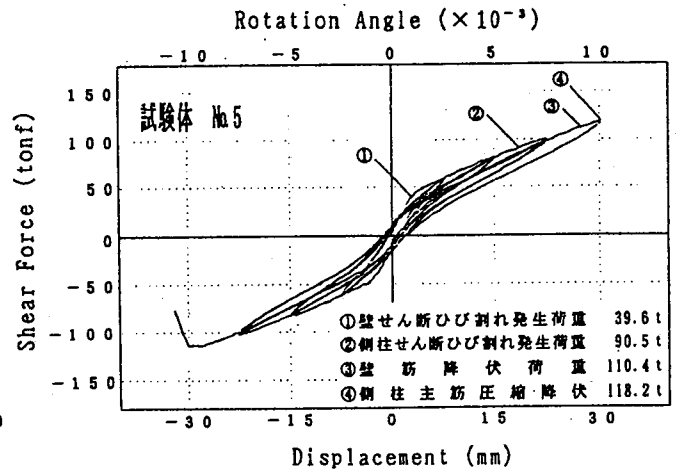
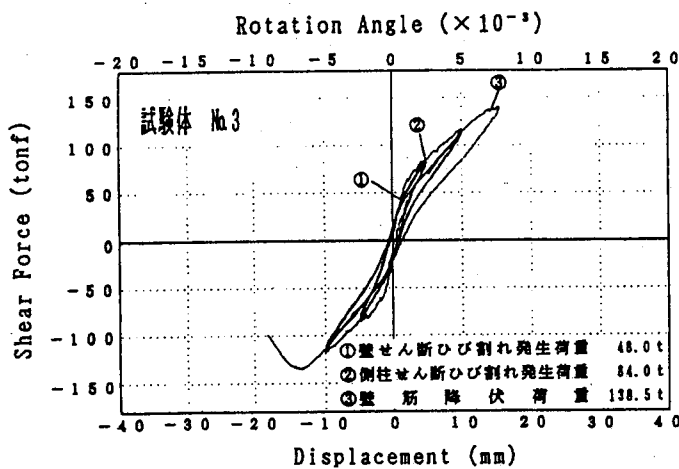
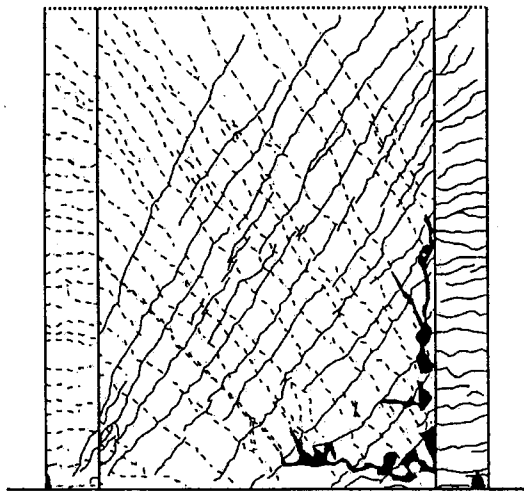
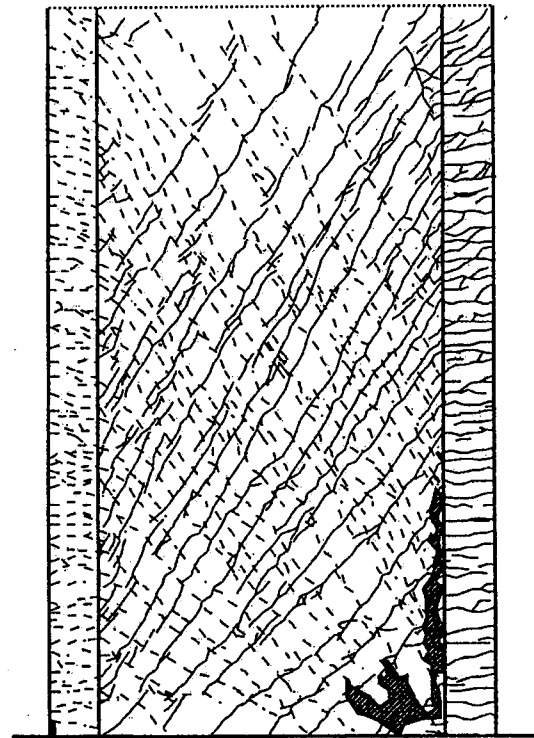


図 4.3.3.4 せん断力と水平変形の関係



No. 3 試験体



No. 5 試験体

図 4.3.3.5 ひび割れ状態

#### 4.4 柱梁接合部の構造性能

New RC 造建築物の接合部は、柱断面および梁断面の減少と主筋強度の増大により、大きなせん断応力度を受け、さらに接合部に通し配筋させる鉄筋の付着・定着応力度も大きくなる。そのため、接合部のせん断破壊や付着・定着破壊の生じる可能性が高い。また破壊に至らなくとも、せん断剛性の低下や鉄筋抜け出し量の増大が考えられ、建築物の剛性の低下および地震応答変形の増大につながる。本研究では、以下の研究を行い、せん断応力に対する剛性および耐力の評価法、付着・定着破壊の防止法、および鉄筋の抜け出し量の評価法と考え方を提案した。

- 1) 接合部のせん断性能に関する研究
- 2) 接合部の主筋定着性能に関する研究
- 3) 柱と基礎梁の接合部に関する研究

##### 4.4.1 内柱梁接合部の定着・付着性能に関する研究

###### 1) 研究目的

学会終局強度指針<sup>4.4)</sup>では、RC 建物を靱性のある梁降伏型の全体降伏機構に設計することが提案されている。この梁降伏型の場合には、内柱梁接合部内に通し配筋される梁主筋の過度の付着劣化を防止することが、建物全体のエネルギー消費能を良好に保つために必要である。このため、学会終局強度指針では付着劣化の制限として付着指標 $\mu$ が提案されているが、高強度材料を用いた RC (New RC) 内柱梁接合部に対しての適用について不明確な点が多い。そこで、本研究では、NewRC 内柱梁接合部の梁曲げ降伏後の梁通し筋の付着劣化性状について実験的に検討を行っている。更

に、SD130 ( $\sigma_y=13000\text{kgf/cm}^2$ ) レベルの高強度補強筋を用いた試験体(OKJ-5U 試験体)についても検討を行う。

###### 2) 研究方法

定着および付着性能に関する試験体は、学会終局強度指針の付着指標と本プロジェクトにおいて提案された村上、藤井らの付着設計指標<sup>4.19)</sup>を用いて、梁主筋の付着劣化が顕著となるように設計された実大の約 1/3 スケールの平面十字型接合部 4 体である。試験体の配筋図を図 4.4.1.1、試験体諸元を表 4.4.1.1、材料特性を表 4.4.1.2 に示す。主なパラメータは、コンクリート圧縮強度 ( $F_c800$ ,  $F_c1100$ )、接合部せん断入力レベル (中レベル:  $\tau_{py}=3\sqrt{F_c}$ 、高レベル  $\tau_{py}=4.5\sqrt{F_c}$ ) である。また、コンクリート打設は平打ちとした。加力は、柱頭に定軸力 ( $\sigma_0 \doteq 0.1\sigma_B$ ,  $\sigma_0$ : 柱軸応力度) を与えた後、南、北梁の端部に 100tf アクチュエーターで行った。載荷履歴は、層間部材角  $R_s = 1/200, 1/100, 1/50, 1/33, 1/25\text{rad}$  で、各々正負 2 回の逆対称繰り返し載荷を行った。

また、せん断性能に関する試験体である OKJ-5U は、接合部横補強筋として高強度横補強筋 (ウルボン、SD130) を使用し、破壊モードが接合部破壊先行型である OKJ-5<sup>4.20)</sup> と接合部横補強筋量  $p_w \cdot w \sigma_y$  ( $p_w$ : 接合部横補強筋比、 $w \sigma_y$ : 横補強筋降伏応力度) を等量として、高強度横補強筋の有用性について検討を行う。OKJ-5 と OKJ-5U の試験体諸元を表 4.4.1.4 に示す。試験体の全体形状ならびに加力方法等は、定着・付着性能実験と同様である。



### 3) 定着・附着性能に関する研究結果

#### a) 破壊モード

表 4.4.1.3 に実験結果一覧を示す。全試験体とも層間部材角  $R_s=1/50\text{rad}$  で、南、北梁の曲げ降伏が確認され、その後  $R_s=1/33\text{rad}$  で最大耐力となった。接合部せん断変形は、 $R_s=1/50\text{rad}$  以降から増大し、図-3 に示すように、変形成分も 20%程度となっているので、全試験体を梁曲げ降伏後の接合部破壊型 (B・J 型) と判断する。

#### b) 履歴特性

図 4.4.1.2 に層せん断力-層間変位関係を示す。ループ形状は、MKJ-1 が特に梁曲げ降伏 ( $R_s=1/50\text{rad}$ ) 以降からの逆 S 字化が激しく、各試験体ともエネルギー消費能力の低い履歴ループとなっている。図 4.4.1.3 には、層間変位に占める各部材変形成分の推移を示す。接合部せん断変形成分は、 $R_s=1/50\text{rad}$  以降から次第に増大し、せん断変形は MKJ-1~4 の順に、 $R_s=1/33\text{rad}$  で 0.9、0.9、0.5、0.7%、 $R_s=1/25\text{rad}$  で 1.0、2.3、1.2、2.1% と増大がみられる。しかしながら、昨年度行った接合部せん断破壊先行型 (J 型) の OKJ-5 と比較すると、梁主筋の抜け出しを含む梁曲げ変形成分が大部分を占めている。梁主筋の附着劣化が履歴特性に与える影響を検討するために、等価粘性減衰指標  $heq$  を図 4.4.1.4 に示す。学会終局強度指針では、「 $R_s=1/50\text{red}$  での  $heq$  を 10%以上確保すること」を附着劣化の限界として、附着指標  $\mu$  を 12.5 以下と規定している。本実験の 4 体は全て  $\mu=16$  程度であり、梁主筋の附着劣化が予想され、MKJ-1 がかろうじて  $heq=10\%$  を確保しているが、他の 3 本は 7%程度とエネルギー消費量の少ない履歴性状を示している。せん断入力レベルの影響：図 4.4.1.5 に、梁曲げ降伏時の接合部内平均附着応力度  $\tau_b$  とせん断入力レベル  $\tau_{py}/\sqrt{\sigma_B}$  の関係を示す。図中の○△印は MKJ-1、2、●▲印は MKJ-3、4 のデータを表し、コンクリート圧縮強度の相違を示している。せん断入力レベルが、附着応力度に与える影響は不明確で、附着応力度はほぼ  $130\sim 200\text{kgf/cm}^2$  の範囲に分散している。

#### c) 破壊モードの判別

図 4.4.1.6 で、縦軸に表 4.4.2.1 に示される接合部破壊判定指標  $J$ 、横軸に学会終局強度指針の附着指標  $\mu$  をとり、本実験結果の検討を行なった。本実験は、附着指標  $\mu=16$  程度という新しいゾーンでの試みであり、 $J=1.8$  以上なので破壊モードは接合部破壊先行型とはならなかった。しかしながら、 $J$  が 2.5~2.8 であったにも関わらず、梁曲げ降伏以降で接合部破壊の進行がみられた。この原因としては、附着劣化によるコンクリートストラットへの圧縮応力集中と高強度材料使用によるコンクリート有効係数  $\nu$  の低下が考えられる。

### 4) せん断性能に関する研究結果

#### a) 破壊モード

OKJ-5U は、OKJ-5 と同様に層間部材角  $R_s=1/200\text{red}$  で、接合部せん断ひび割れの発生がみられ、その後、梁主筋の降伏が確認されないまま、 $R_s=1/33\text{red}$  で最大耐力に達し、接合部せん断破壊先行型となった。

#### b) 履歴特性

図 4.4.1.7 および図 4.4.1.8 に、OKJ-5 と OKJ-5U の層せん断力-層間変位関係と接合部せん断応力度-接合部せん断変形角関係の比較を示す。コンクリート圧縮強度の違い (OKJ-5:  $\sigma_B=714\text{kgf/cm}^2$ 、OKJ-5U:  $\sigma_B=930\text{kgf/cm}^2$ ) を考慮して、図 4.4.1.9 の接合部平均せん断応力度-コンクリート圧縮強度関係をみると、OKJ-5 が  $5.65\sqrt{\sigma_B}$  に対し、OKJ-5U では  $5.34\sqrt{\sigma_B}$  と 5%程度低めとなる。実験から求めた接合部横補強筋応力  $\sigma_{pw}$  と補強筋比  $p_w$  の積は、最大耐力時で OKJ-5 が  $25.4\text{kgf/cm}^2$ 、OKJ-5U が  $23.8\text{kgf/cm}^2$  となり、横補強筋の負担に、大きな差はみられない。また、最大耐力時 ( $R_s=1/33\text{rad}$ ) の接合部せん断変形角は、OKJ-5U が  $10\times 10^{-3}\text{rad}$  以下に抑えられている。コンクリート圧縮強度に差があったことから明確なことはいえないが、SD130 レベルの高強度補強筋を接合部に使用しても、最大耐力としては顕著な差はみられず、また  $p_w$  の減少による接合部せん断変形の増大もみられなかった。

#### 5) まとめ

- 1) 高強度材料を用いた柱梁接合部では、せん断耐力余裕度 ( $\tau_{py}/\tau_{max}$ 、 $\tau_{max}=6\sqrt{\sigma_B}$ ) が 0.5~0.75 程度のせん断入力に対しても、梁曲げ降伏後の梁主筋附着劣化により、コンクリートストラットへの圧縮応力集中が生じて、普通強度接合部以上にコンクリート有効係数  $\nu$  の低下が著しく、接合部破壊が助長される。
- 2) せん断入力レベルと梁曲げ降伏時附着応力度の関係は、本実験の範囲では、それ程明確な差異は生じなかった。
- 3) 接合部破壊判定指標  $J$  と附着指標  $\mu$  による破壊モードの判別では、B・J 型破壊ゾーンが、 $\mu=10$  以上から附着劣化を考慮した線に沿って、右上がりの傾向を示している。
- 4) SD130 レベルの高強度補強筋を接合部に使用しても、耐力としては顕著な差は見られず、また  $p_w$  の減少による接合部せん断変形の増大もみられなかった。

表 4.4.1.1 試験体諸元 (定着・付着性能実験)

試験体名		MKJ-1	MKJ-2	MKJ-3	MKJ-4
梁	上端主筋	2-D19	3-D19	2-D22	3-D22
	下端主筋	2-D19	3-D19	2-D19	2-D22
	スター ラップ	□2-D6@90 $p_w=0.36\%$	□2-D6@60 $p_w=0.53\%$	□2-D6@70 $p_w=0.46\%$	□2-D6@50 $p_w=0.63\%$
柱	主筋	12-D10	12-D16	12-D13	12-D19
	フープ	□2-D6@80 $p_w=0.27\%$	□2-D6@50 $p_w=0.43\%$	□2-D6@65 $p_w=0.33\%$	□2-D6@40 $p_w=0.53\%$
接合部	フープ	□4-D6×3セット@50 $p_w=0.54\%$			
コンクリート圧縮強度 $F_c$		800 kgf/cm <sup>2</sup>		1100 kgf/cm <sup>2</sup>	
梁曲げ降伏時接合部 せん断入力レベル $\tau_{pv}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		91.7 =0.11 $F_c$ =3.2 $\sqrt{F_c}$	137.6 =0.17 $F_c$ =4.8 $\sqrt{F_c}$	107.7 =0.10 $F_c$ =3.2 $\sqrt{F_c}$	154.6 =0.14 $F_c$ =4.7 $\sqrt{F_c}$
梁主筋付着指標 $\mu$		16.5		16.2	

表 4.4.1.2 材料特性

コンクリート	圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	圧縮強度時歪 ( $\mu$ )	1/4 $F_c$ 割線剛性 (kgf/cm <sup>2</sup> )	割裂強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
$F_c$ 800	860	3070	392000	57.0
$F_c$ 1100	1004	2880	422000	51.0
鉄筋	降伏対応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	降伏時歪 ( $\mu$ )	最大応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )
D6 (SD80)	6880	*6350	8940	1430000
D10 (SD70)	6570	3880	7970	1890000
D13 (SD70)	8100	3740	10550	2390000
D16 (SD70)	7320	*5740	10430	2160000
D19 (SD70)	7860	3870	9600	2030000
D22 (SD70)	7570	5340	8500	1800000

注) \* : 0.2%off set

表 4.4.1.3 実験結果一覧

試験体	接合部せん断応力度 $\tau_p$ (kgf/cm <sup>2</sup> )						破壊 モード
	接合部せん断ひび割れ発生時			最大荷重時			
	実験値 <sup>1)</sup>	計算値 <sup>2)</sup>	1)/2)	実験値 <sup>1)</sup>	計算値 <sup>3)</sup>	1)/3)	
MKJ-1	72.8	79.2	0.92	93.7	176.0	0.53	B-J
MKJ-2	58.6	79.2	0.74	130.3	176.0	0.74	B-J
MKJ-3	65.0	85.8	0.76	110.0	190.1	0.58	B-J
MKJ-4	67.9	85.8	0.79	149.2	190.1	0.78	B-J

1)  $\tau_p = 2Q_p / (D_e \times (b_c + b_b))$

2)  $\tau_p = Ft \sqrt{(1 + \sigma_0 / Ft)}$ ,  $Ft = 1.6 \sqrt{\sigma_B}$

3)  $\tau_p = 6 \sqrt{\sigma_B}$

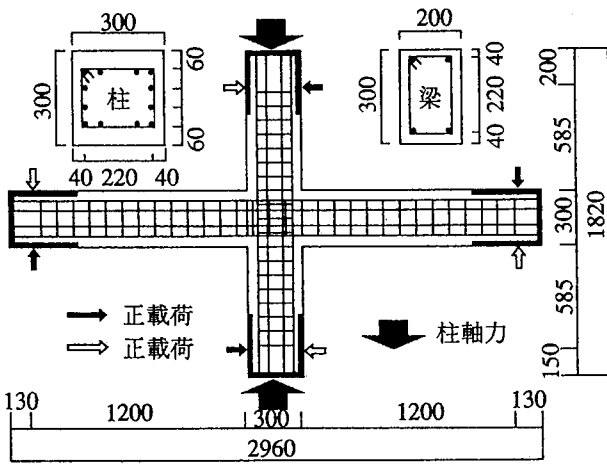
$Q_p$ : 接合部せん断力、 $D_e$ : 柱せい、 $b_c$ : 柱幅、 $b_b$ : 梁幅、

$\sigma_0$ : 柱軸応力度、 $\sigma_B$ : コンクリート圧縮強度

表 4.4.1.4 試験体諸元 (せん断性能追加実験)

試験体名		OKJ-5	OKJ-5U
梁	断面寸法	20cm×30cm	
	上端主筋 下端主筋 スターラップ	10-D13(* $\sigma_y=7320\text{kgf/cm}^2$ ) 10-D13( $\sigma_y=7280\text{kgf/cm}^2$ ) 10-D13(* $\sigma_y=7320\text{kgf/cm}^2$ ) 10-D13( $\sigma_y=7280\text{kgf/cm}^2$ ) □2-D6, @50, $p_w=0.63\%$	
柱	断面寸法	30cm×30cm	
	主筋 フープ	24-D13(* $\sigma_y=7320\text{kgf/cm}^2$ ) 24-D13( $\sigma_y=7280\text{kgf/cm}^2$ ) □2-D6, @40, $p_w=0.53\%$	
接合部	フープ	□4-D6×3 セット (* $\sigma_y=9740\text{kgf/cm}^2$ ) @50, $p_w=0.54\%$	□2-U6.4×2 セット+ □4-U6.4×1 セット ( $\sigma_y=13430\text{kgf/cm}^2$ ) @50, $p_w=0.37\%$
コンクリート圧縮強度 $\sigma_B$ , $\text{kgf/cm}^2$		714	930

注) \*0.2%off set



MKJ-1

図 4.4.1.1 試験体の形状・寸法

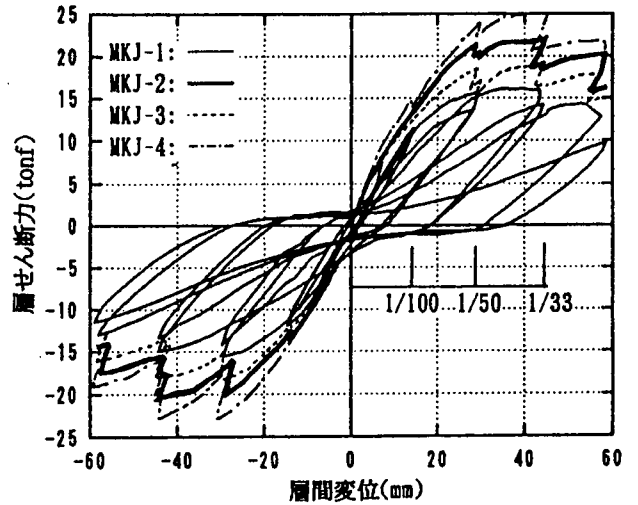


図 4.4.1.2 層せん断力-層間変形関係

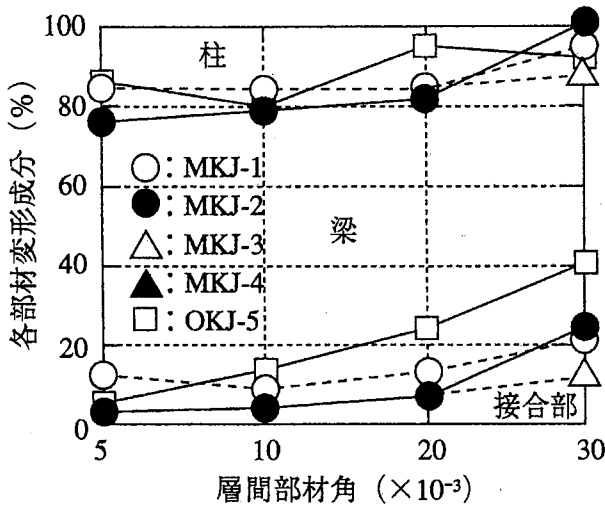


図 4.4.1.3 変形成分の推移

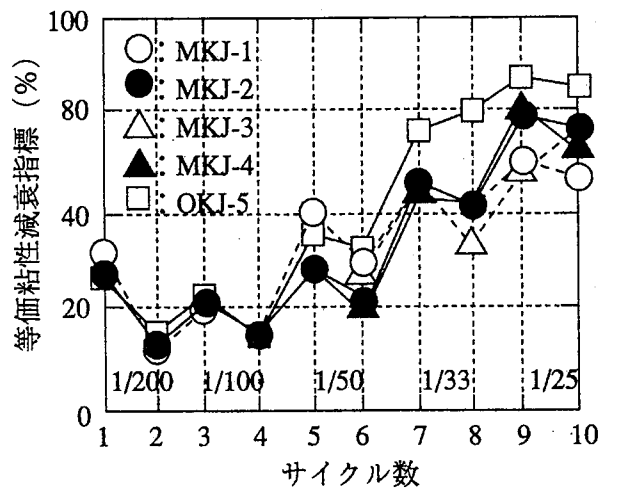


図 4.4.1.4 投下粘性減衰指標

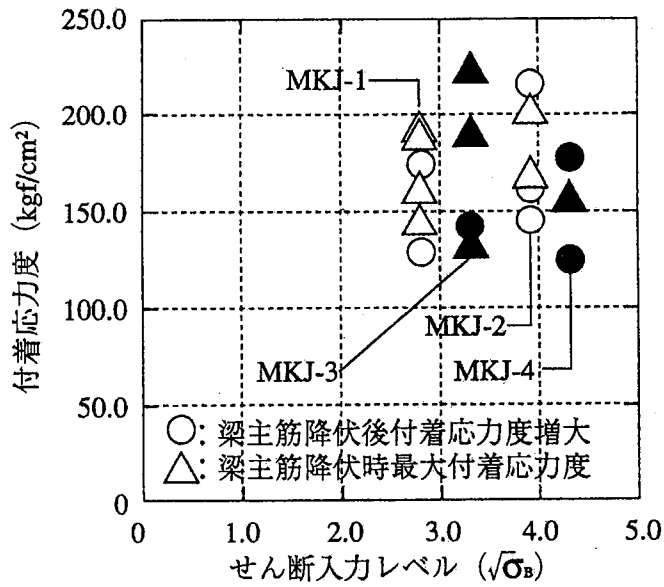


図 4.4.1.5 せん断入力レベルの影響

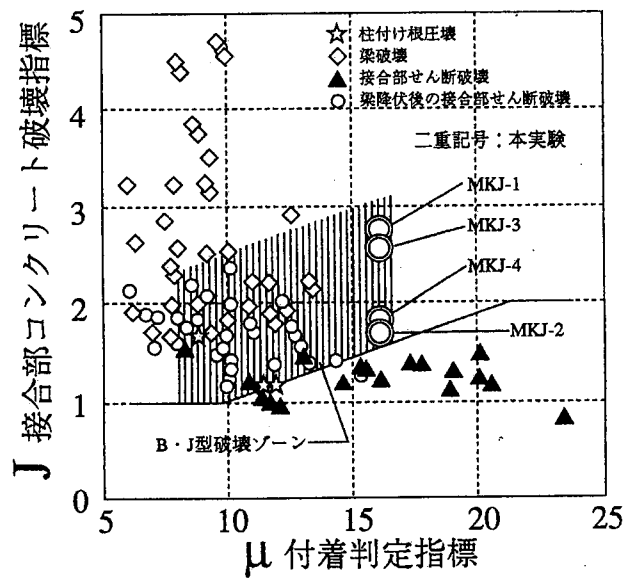


図 4.4.1.6 破壊モードの判別

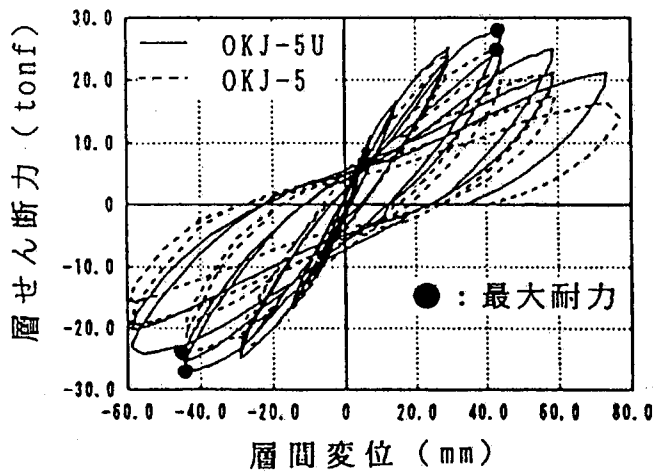


図 4.4.1.7 層せん断力-層間変形関係

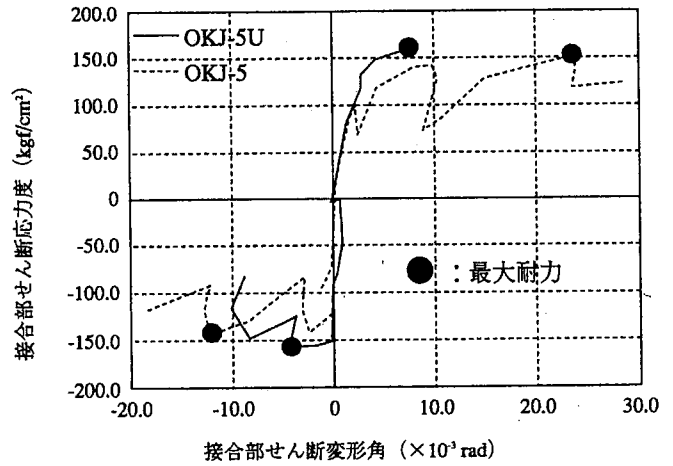


図 4.4.1.8 接合部せん断応力度-せん断変形角関係

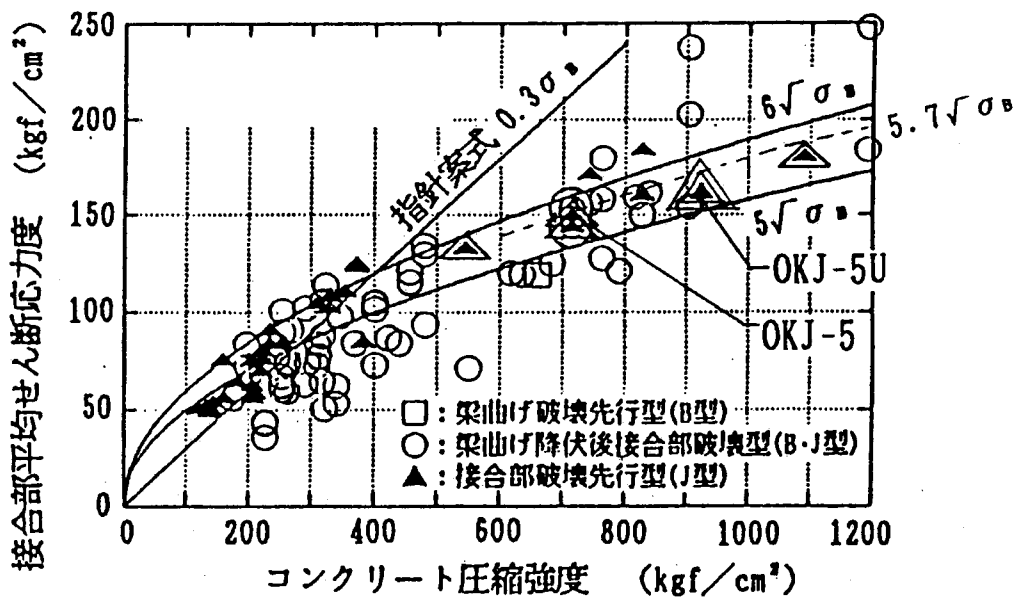


図 4.4.1.9 接合部平均せん断応力度-コンクリート圧縮強度関係

#### 4.4.2 二方向荷を受ける直交ばり付き柱梁接合部のせん断性能に関する研究

##### 1) 研究目的

本研究<sup>4.21)</sup>の目的は、高強度コンクリートと高強度鉄筋を用い、柱に三方向あるいは四方向から梁とスラブが接続した現実的な立体架構を対象として、柱梁接合部の2方向荷実験を行い、その性能を検討するものである。そこで、試験体として約2.5分の1スケールの十字型立体柱梁接合部試験体1体(J-12)と直交ばりを有するト型立体柱梁接合部試験体1体(J-13)の計2体を作成し二方向地震力を考慮した静的繰返し荷実験を行った。

##### 2) 研究方法

###### a) 試験体と加力方法

試験体の断面と配筋は、梁降伏と同時に接合部破壊が生ずるように設計した。設計には、タイとストラットのモデルにより、接合部内の応力伝達機構を考慮した、表4.4.2.1に示す接合部破壊指標 $J^{4.22)}$ の考え方をういた、表中の係数 $a_1$ は高強度鉄筋を主筋に使用した場合に接合部コアコンクリートの有効圧縮強度の増加を考慮する係数で、係数 $a_2$ は直交梁主筋や接合部横補強筋による接合部のコンファインド効果によるコンクリートの有効圧縮強度の増加を考慮する係数である。2体の試験体はいずれも $J$ の値が1となるように断面形状と配筋を決定した。試験体の概要を表4.4.2.2に示す。また、図4.4.2.1に試験体の形状を、図4.4.2.2に配筋をそれぞれ示す。梁主筋の定着は、内

柱試験体(J-12)では両方向通し配筋とし、外柱試験体(J-13)のト型方向ではU字型とし、その直交方向の梁主筋では通し配筋とした。使用材料の力学特性は、表3に示す。スラブ筋を梁の曲げ耐力に考慮して算出した。公称接合部せん断入力応力度は、試験体J-12で $0.35\sigma_B$ 、試験体J-13で $0.22\sigma_B$ (J-13)となった。図4.4.2.3に加力装置を示す。層間変位の加力履歴は、図4.4.2.4に示すような四葉のクローバー型とした。

###### b) 実験結果

表4.4.2.4に、実験結果の概要を示す。図4.4.2.5に試験体J-12のNS方向及び試験体J-13のEW方向の層間変位と層せん断力の関係を示す。図4.4.2.6に、各試験体の接合部のせん断応力度 $\tau$ の履歴を示す。

###### c) 結論

実験結果の検討の結果、次の結論が得られた。

- 1) 直交ばり、スラブの効果により接合部の最大せん断力は、既往の平面柱は接合部のせん断耐力と比較してかなり高く、内柱タイプでは $0.37\sigma_B$ 、外柱タイプでは $0.20\sigma_B$ となった。
- 2) 二方向加力の影響により、主方向に加力した後梁端変位を保ったまま直交方向にも加力すると、主方向の接合部のせん断力は20%程度低下した。
- 3) 立体接合部であっても、接合部破壊指標 $J$ が1となるように設計することにより、梁降伏前の接合部破壊を防止することができたので、ここで定義した接合部破壊指標の妥当性が確認された。

表4.4.2.1 接合部破壊指標 $J$

$$J = (\omega_1 + \omega_2)(1 + \alpha) \quad (4.4.2.1)$$

$$\omega_{(1,2)} = \frac{\sum a_i \sigma_y}{b D_B \nu \sigma_B}$$

$$\nu \sigma_B = a_1 a_2 3.68 \sigma_B^{0.667}$$

$$a_1 = 1 - 0.1 \frac{\sigma_y - 3500}{3500} \quad (\text{単位は、kgf/cm}^2) \quad a_2 = 1 + \frac{0.61 p_w \sigma_y}{\sigma_B}$$

$$\alpha = \begin{cases} 0 & [\mu \leq 10] \\ \frac{\mu - 10}{10} & [10 < \mu \leq 20] \\ 1 & [20 < \mu] \end{cases} \quad \mu = \frac{d_B}{D_c} \frac{\sigma_y}{\sqrt{\sigma_B}}$$

ここに、  
 $\sum a_i$ : 梁危険断面の引張り主筋の断面積( $\text{cm}^2$ )、 $\sigma_y$ : 梁主筋の降伏強度( $\text{kgf/cm}^2$ )、  
 $\omega$ : 補強比、 $\omega_1$ : 梁1の引張り鉄筋の補強比、 $\omega_2$ : 梁2の引張り鉄筋の補強比、 $b$ : 接合部有効厚さ( $\text{cm}$ )、  
 $D_B$ : 梁せい( $\text{mm}$ )、 $D_c$ : 柱せい( $\text{mm}$ )、 $\nu \sigma_B$ : コンクリートの有効圧縮強度( $\text{kgf/cm}^2$ )、  
 $\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度( $\text{kgf/cm}^2$ )、 $\sigma_y$ : 鉄筋の降伏強度( $\text{kgf/cm}^2$ )、  
 $\sigma_w$ : 接合部内の横補強筋比(直交梁が両方についている場合には、直交梁全主筋量を梁断面積で除した値を考慮する)とする。 $d_b$ : 主筋直径( $\text{cm}$ )、 $\alpha$ : 付着係数、ト型接合部ではこの値は1とする。

表 4.4.2.2 試験体概要

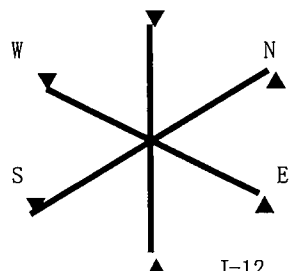
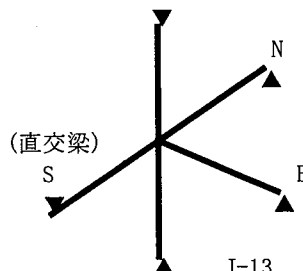
試験体名	J-12	J-13	
		E 梁	NS 梁
(a) 梁			
断面サイズ	24cm*32cm	24cm*32cm	24cm*32cm
上端筋	10-D13	9-D13	7-D13
下端筋	10-D13	9-D13	7-S13
あばら筋	2-D6	2-D6	2-D6
間隔(mm)	50	50	50
(b) 柱			
断面サイズ	30cm*30cm	30cm*30cm	
主筋	20-D16	20-D16	
帯筋	3-D6	3-D6	
間隔(mm)	50	50	
(c) 接合部			
帯筋	2-D6	2-D6	
数、間隔	5@50	5@50	
(d) スラブ			
鋼種	SD35	SD35	
配筋	D6@150 シングル	D6@150 シングル	
 <p style="text-align: center;">J-12</p>		 <p style="text-align: center;">(直交梁) J-13</p>	
(e) コンクリート圧縮強度 $\sigma_B$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	615	615	
(f) 入力せん断力レベル	$0.35 \sigma_B$	$0.22 \sigma_B$	$0.24 \sigma_B$
(g) 接合部破壊指標 J	1.02	0.97	0.86

表 4.4.2.3 使用材料の力学特性

試験体名	J-12	J-13
(a) コンクリート		
圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	615	
割裂引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	37.0	
ヤング率 <sup>1*</sup> (kgf/cm <sup>2</sup> )	$3.54 \times 10^5$	
ポアソン比 <sup>1*</sup>	0.239	
(b) 鉄筋		
梁主筋	USD685	
降伏強度 <sup>2*</sup> (kgf/cm <sup>2</sup> )	7,248	
引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	9,673	
歪硬化開始歪 (%)	-----	
伸び率 (%)	20.3	
柱主筋	USD980	
降伏強度 <sup>2*</sup> (kgf/cm <sup>2</sup> )	9,925	
引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	10,790	
歪硬化開始歪 (%)	-----	
伸び率 (%)	18.7	
横補強筋	USD780	
降伏強度 <sup>2*</sup> (kgf/cm <sup>2</sup> )	8,160	
引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	9,692	
歪硬化開始歪 (%)	-----	
伸び率 (%)	17.6	
スラブ筋	SD345	
降伏強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	3,452	
引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	5,104	
歪硬化開始歪 (%)	0.94	
伸び率 (%)	17.2	

<sup>1\*</sup> 1/3 強度時の値

<sup>2\*</sup> 0.2% オフセットの値

表 4.4.2.4 実験結果の概要

試験体名	実験結果の概要		
	J-12	J-13	
		E 梁	NS 梁
1. 最大層せん断力 (tonf)	EW: 35.9 NS: 37.8	18.3	27.3
2. 接合部最大せん断応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	EW: 221 (0.36 $\sigma_B$ ) NS: 225 (0.37 $\sigma_B$ )	EW: 110 (0.20 $\sigma_B$ )	167 (0.27 $\sigma_B$ )
3. 破壊モード	FS	FS	FS

FS: 梁降伏後の接合部破壊

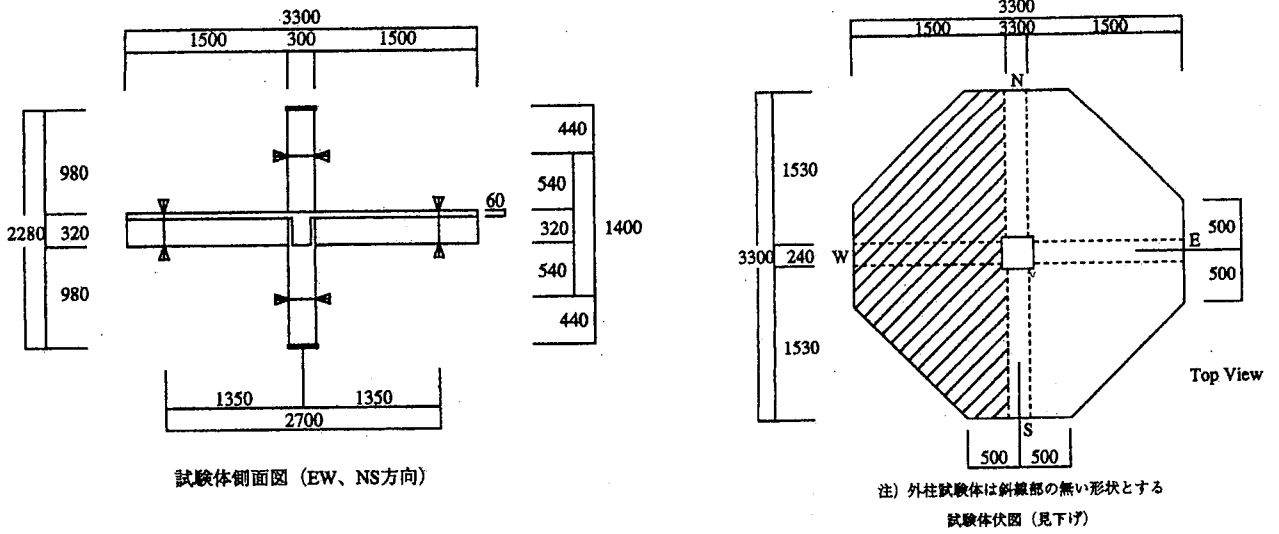


図 4.4.2.1 試験体形状

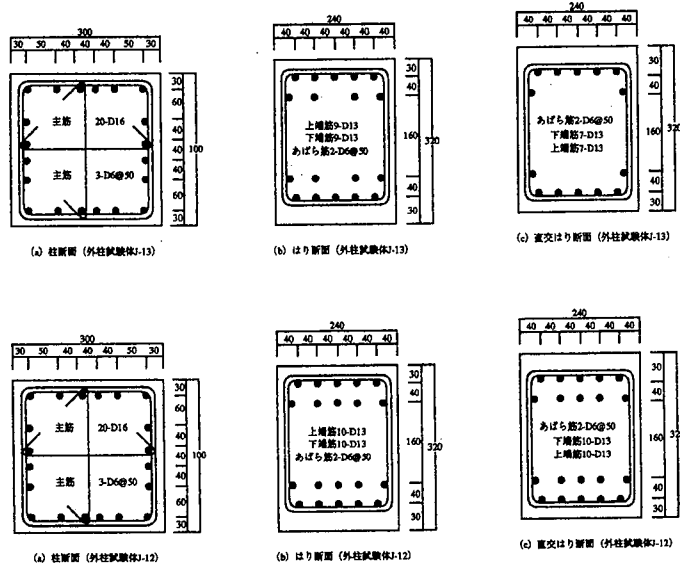


図 4.4.2.2 試験体の配筋

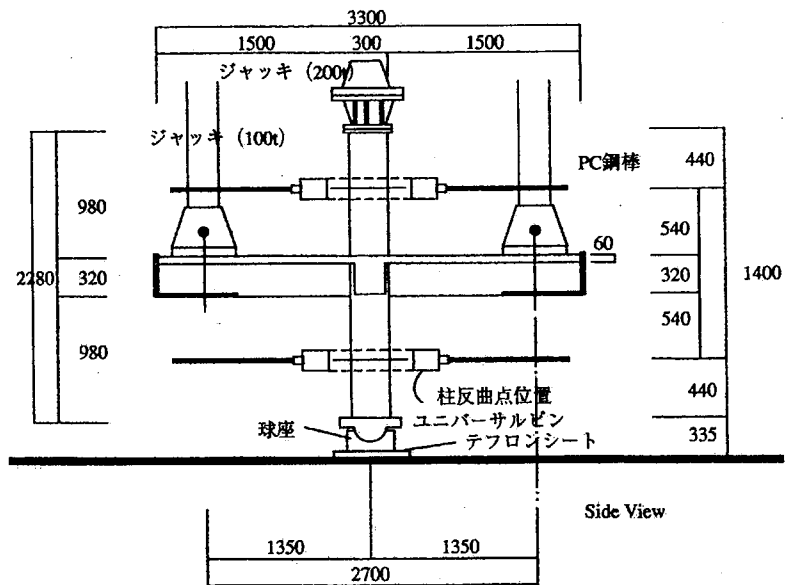
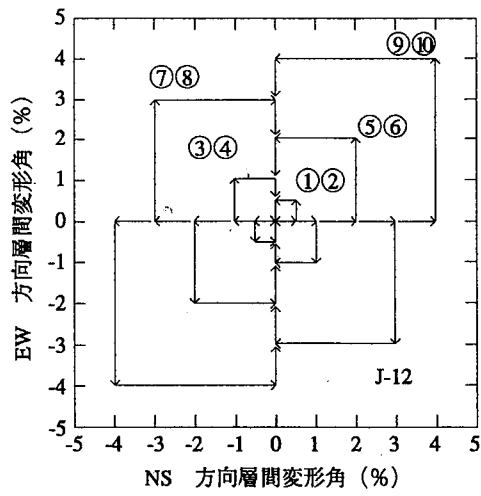
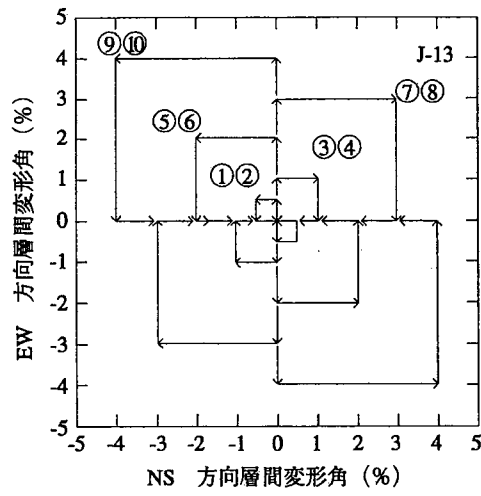


図 4.4.2.3 加力装置 (EW、NS両方向)

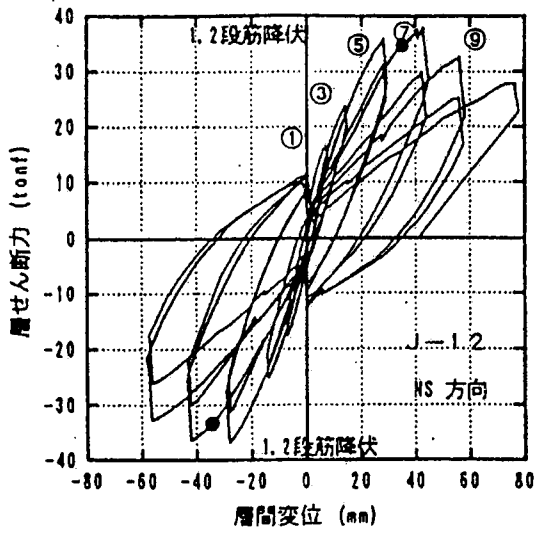


a) J-12

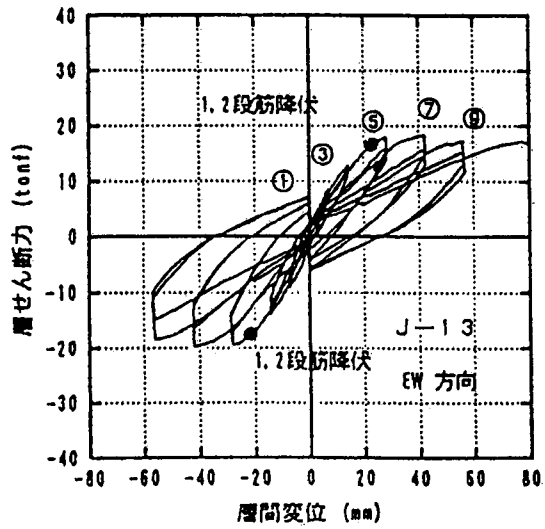


b) J-13

図 4.4.2.4 加力履歴

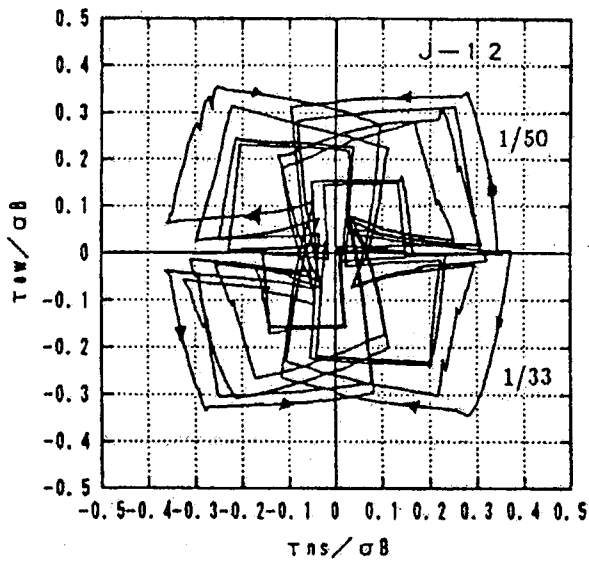


a) J-12

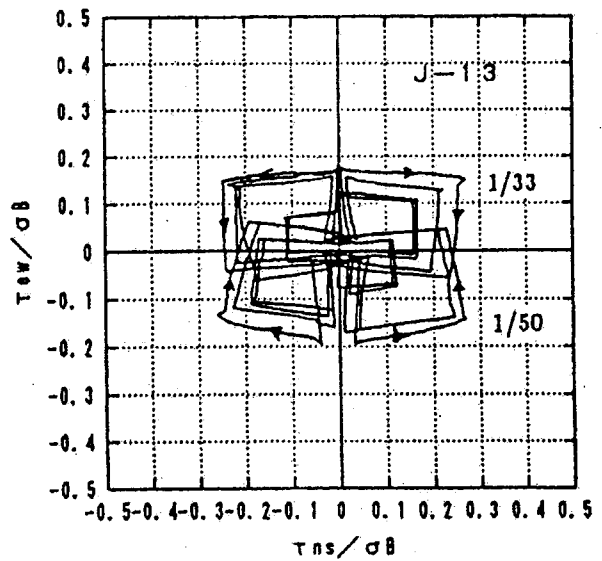


b) J-13

図 4.4.2.5 層せん断力と層間変位の関係



a) J-12



b) J-13

図 4.4.2.6 接合部せん断力と応力度の履歴



#### 4.4.3 外柱梁接合部のせん断性能に関する研究

##### 1) 研究目的

本研究<sup>4.23)</sup>は、500~800kgf/cm<sup>2</sup>級の高強度コンクリートと降伏点が7000kgf/cm<sup>2</sup>級の高強度鉄筋からなる外部柱梁接合部について、実施設計と同様に梁降伏先行型とした場合の地震時せん断抵抗性能を実験的に把握することを目的とした。

##### 2) 研究方法

###### a) 試験体形状

試験体の外形寸法は、実大架構における階高3.5m、柱スパン7.15m、柱断面75cm×75cm、梁断面60cm×75cmからなる平面架構ト形外部柱梁接合部を1/3に縮小したものである(図4.4.3.1)。実験変数としてせん断余裕度 $\alpha$ (接合部終局せん断耐力/梁降伏時接合部せん断力)、横補強筋比 $p_w$ 、付着指標に対応する水平定着長( $l_{dn}$ /鉄筋径( $d_b$ ))としている(表4.4.3.2)。

###### b) 使用材料

コンクリートは、早強ポルトランドセメント、5mm径鵜川産砂、13mm径常盤産砕石、および高性能減水剤を使用した。柱梁主筋はD13( $\sigma_y=7000\text{kgf/cm}^2$ 級)を、接合部横補強筋はインデントタイプ6 $\phi$ ( $\sigma_y=8000\text{kgf/cm}^2$ 級)と丸鋼4 $\phi$ ( $\sigma_y=8000\text{kgf/cm}^2$ 級)を用いた。

###### c) 加力方法

加力は、梁先端の正負繰返し変位漸増加力である。柱軸力は、試験体を安定させるために $0.02\sigma_B$ を初期値として加えた。

##### 3) 研究結果および考察

表4.4.3.3に実験結果の一部を示す。

##### a) 接合部終局せん断耐力

梁降伏前に接合部せん断破壊したJ8をせん断破壊した試験体J1~J7<sup>4.24)、4.25)</sup>に加えて求めた $\sigma_B$ のベキ乗回帰式は、 $\tau_{ju}=1.85\times\sigma_B^{0.655}$ となった(図4.4.3.2)。J8の実験値はいずれの推定式から求めた計算値に対しても最も小さな耐力比を示しているが、J8以外のJ1~J7には定着破壊防止用直交筋が梁筋折曲げの内側に設けられていること等の効果によるものと思われる。 $l_{dn}/d_b$ が小さいJ9は梁筋に沿う全割裂型定着破壊を生じ、梁降伏耐力にもせん断耐力にも至っていない。

##### b) 梁終局曲げ耐力と変形性能

梁降伏後の定着破壊となったJ12とJ13は、横補強筋比 $p_w$ の高いJ13のみが終局曲げ耐力計算値を上回り、 $p_w$ が低いJ12は計算値に達していない。また、いずれも最大耐力後の耐力低下が顕著であり、これらとほぼ同じコンクリート圧縮強度で梁降伏前にせん断破壊した過年度試験体J2とJ3よりも耐力・変形能力が共に小さい。これは折れ曲げ定着耐力の二段配筋による低減効果によるもので、定着破壊防止には横補強筋と直交筋の効果が期待できることを示している(図4.4.3.3)。

#### 4) 結論

- 1) 外部柱梁接合部の終局せん断耐力は、コンクリート圧縮強度 $900\text{kgf/cm}^2$ 以下の全域にわたって $\tau_{ju}=1.85\times\sigma_B^{0.655}$ で表わされる。
- 2) 90度折曲げ筋の定着耐力としてサイドスプリット破壊の他に全割裂破壊による評価が必要である。
- 3) 二段配筋折曲げ定着の各段の定着耐力は、一段配筋の定着耐力より大幅に低下するので、設計ではこれを考慮することが必要である。

表4.4.3.1 試験体諸元

試験体名	(1) Fc $\sigma_B$	(2) $\alpha$ $\alpha'$	(3) $p_{ju}$	(4) $l_{dn}/d_b$
NRC-J8	800 548	1.25 1.02	0.2	16.5
NRC-J9	800 503	1.25 0.90	0.6	12.0
NRC-J12	740 854	1.25 1.39	0.2	16.5
NRC-J13	740 810	1.25 1.34	0.6	16.5

(1) Fc : コンクリート設計基準強度(kgf/cm<sup>2</sup>)

$\delta_B$  : コンクリート実圧縮強度(kgf/cm<sup>2</sup>)

(2)  $\alpha$  : Fcを用いて算出したせん断余裕度予定値

$\alpha'$  :  $\delta_B$ を用いて算出した実せん断余裕度

(3)  $p_{ju}$  : 接合部補強筋比(%)

(4)  $l_{dn}/d_b$  : 梁筋水平投影長さ/鉄筋呼び径(図4.4.3.1参照)

表 4.4.3.2 耐力・変形実験値および耐力計算値一覧

試験体	方向	最大耐力時					破壊モード
		expQc	exp $\tau_u$	cal $\tau_u$	$\frac{\text{exp}\tau_u}{\text{cal}\tau_u}$	expQbu	
NRC-J8	正	10.77	99.9	117.2	0.85	12.62	0.84
	負	-9.87	-91.5		0.78		
NRC-J9	正	8.76	107.3	111.2	0.97	10.13	0.85
	負	-7.82	-95.9		0.86		
NRCJ12	正	12.62	122.2	154.4	0.79	12.62	0.98
	負	-10.84	104.9		0.68		
NRCJ13	正	13.56	-131.5	149.4	0.88	12.62	1.05
	負	-13.34	-129.1		0.86		

Qc: 柱剪断力 (tonf)  
 exp $\tau_u$ : パネル剪断応力度実験値 (kg/cm<sup>2</sup>) exp $\tau_u = Q_i / 0.5(b_c + b_b) \cdot l_{dh}$   
 cal $\tau_u$ : パネル剪断応力度計算値 cal $\tau_u = 2.35 \times \delta_B^{0.62}$   
 calQbu: 梁終局曲げ耐力時梁剪断力 calQbu = 0.9at $\cdot \delta y \cdot d$  (tonf)  
 J: パネル剪断破壊 Ja: 梁筋定着破壊 B: 梁筋降伏

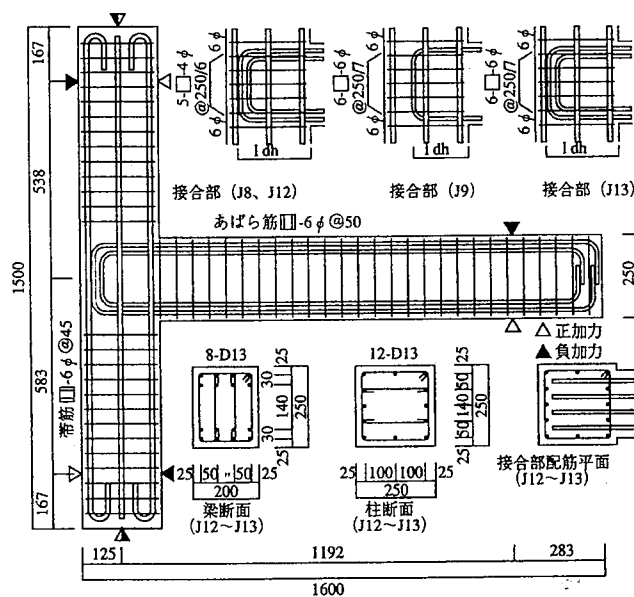


図 4.4.3.1 試験体概要

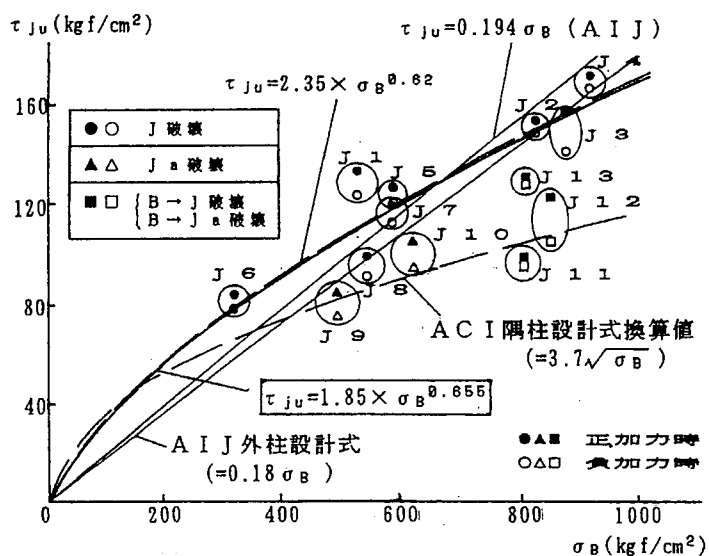


図 4.4.3.2 接合部最大せん断応力度  $\tau_{ju}$ —コンクリート圧縮強度  $\sigma_B$  関係

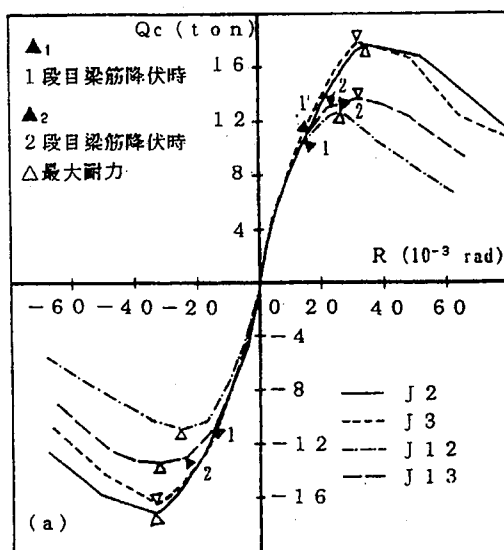


図 4.4.3.3 層せん断力—層間変形角関係

#### 4.4.4 1階柱と基礎のコンクリート強度差の影響に関する研究

##### 1) 研究目的

近年、25～30階建の高層建築物がRC構造で建設されるようになり、これにともない高強度のコンクリートが使用されるようになって来ている。高層RC構造では高強度コンクリートを用いる1階柱に比べて、基礎梁は普通強度のコンクリートを用いるのが一般的である。この強度差が接合部や柱の曲げ圧縮破壊性状に及ぼす影響を明らかにすることを目的とする<sup>4,26)</sup>。

##### 2) 研究方法

以下に述べる3種類の実験を行いコンクリートの強度差がRC部材の破壊性状に与える影響について検討を行った。

##### 1) 強度の異なるコンクリートが混在する一軸圧縮テストピース実験

強度の異なるコンクリートが図4.4.4.1に示すように分布する一軸圧縮テストピース実験を行った。この実験は、強度の異なるコンクリートが混在する場合の基本的な破壊挙動の把握を目的に行ったものである。試験体の種類は図中に示す2層、3層、内外殻の3種類とした。

##### 2) 基礎梁接合部を含む柱の純圧縮実験

図4.4.4.2に示す柱基礎梁接合部の純圧縮実験を行った。柱寸法は10cm×10cm、であり、コンクリート強度分布は柱部が600kgf/cm<sup>2</sup>、基礎梁部分が200kgf/cm<sup>2</sup>とした。梁幅は10cm、15cmの2種類、基礎梁形状は+形、T形、L形の3種類があり、試験体数は全部で6体である。

##### 3) 基礎梁接合部を含む柱の曲げ破壊実験

図4.4.4.3に示す柱・基礎梁接合部の曲げ破壊実験を行った。試験体は、強度600kgf/cm<sup>2</sup>のコンクリートで一体打ちしたものと、柱部分の600kgf/cm<sup>2</sup>に対し基礎梁部分を200kgf/cm<sup>2</sup>と強度を達えたものの2体である。

##### 3) 実験結果および考察

##### a) 強度の異なるコンクリートが混在する一軸圧縮テストピース実験

強度分布及び一軸圧縮実験結果を一覧表にして表4.4.4.1に示す。2層、3層の各層の強度をその層の(高さ/直径)の比からBauschingerの(4.4.4.1)式を用いて計算した強度を換算値として表中に、また内外殻試験体の強度を面積比から計算した値を同じく換算値として同表中に示した。2層、3層、内外殻供試体の強度は、これら換算値(2層、3層の場合は各層の換算強度の最小値)の約1～2割増しの値となった。

$$\sigma' = c \sigma_B \{0.95 + 0.2(d/h)^2\} \quad (4.4.4.1)$$

$\sigma'$ : 各層のコンクリート圧縮強度(kgf/cm<sup>2</sup>)

$c \sigma_B$ :  $h=2d$ の円柱試験体のコンクリート圧縮強度(kgf/cm<sup>2</sup>)

$d$ : 各層の直径(cm)

$h$ : 各層の高さ(cm)

##### b) 基礎梁接合部を含む柱の純圧縮実験

実験結果をまとめて図4.4.4.2に示す。実験の結果、+形では柱部分が、T形、L形では基礎梁部分が破壊し最大耐力に達した。柱と基礎梁のコンクリート圧縮強度比は柱が1に対して基礎梁は0.36である。+形の柱部破壊耐力は約60tであり、これを1としたときのT形、L形の基礎梁部破壊耐力はそれぞれ、0.83、0.63であった。基礎梁側面のコンクリートの主歪図から、柱からの力の流れは+形、T形、L形で異なったものとなっており、概ね図中の斜線部分に流れていることが観察された。

##### c) 基礎梁接合部を含む柱の曲げ破壊実験

実験結果及び破壊性状を図4.4.4.3に示す。600/600試験体と比較し、600/200試験体の破壊は基礎梁部材に広がる傾向がみられた。しかし、最大耐力はそれぞれ2.67tfと2.36tfであり荷重-変形関係上には、それほど大きな違いは見られなかった。

##### 4) 結論

柱と基礎梁のコンクリートの圧縮強度比として1:3～4という大きな値を算定した実験を行い、柱基礎梁接合部の破壊性状について研究を行った。その結果、次のような結論が得られた。

- 1) 基礎梁の形状が+形である場合には、本研究の強度差程度であれば、一軸圧縮時及び曲げ圧縮時において特に問題となることはないと思われる。
- 2) 基礎梁の形状がT形、L形である場合は一軸圧縮時において柱部分より先に基礎梁部分で破壊することが予想され、高軸圧縮力の作用する隅角部や隅部の設計においては基礎梁の支圧強度の検討を行う、あるいは、張り出し部分を設けて+字形とする事などが望ましい。

表4.4.4.1 一軸圧縮実験結果

形状	強度分布	複合試験体強度	目標強度	標準強度	換算強度
一層	300	259	300	324	373
	200		200	199	228
	800	277	800	824	948
	200		200	199	228
	300	284	300	324	372
	250		250	225	259
三層	200	292	200	281	393
	300		300	324	454
	200		200	198	278
	200	310	200	281	393
	800		800	824	1154
	200		200	199	279
	250	338	250	312	437
	300		300	324	454
	250		250	199	278
	内外殻	200	302	300	324
300		200		199	
200		200		199	
200		493	800	824	424
800			200	199	
200			200	199	
250		303	300	324	261
300			250	225	
250	250		225		

\*強度単位: kgf/cm<sup>2</sup>

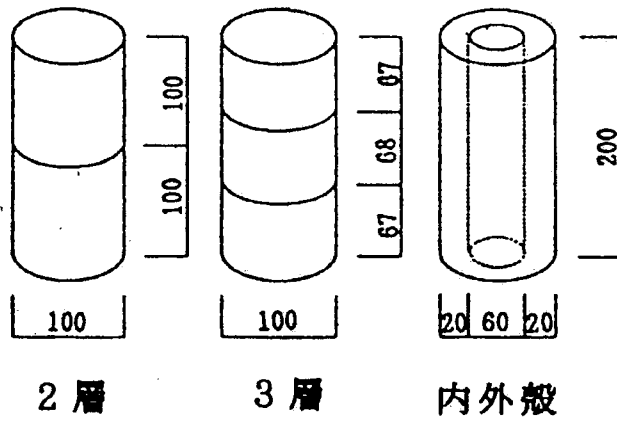
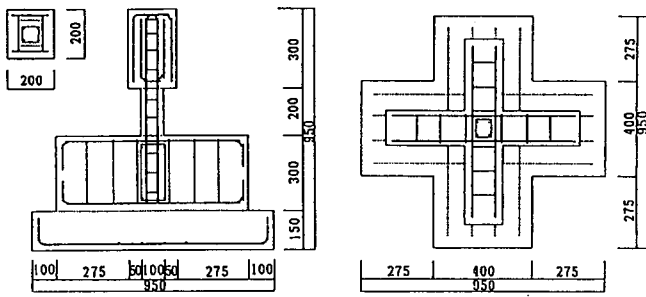


図 4. 4. 4. 1 一軸圧縮テストピース実験

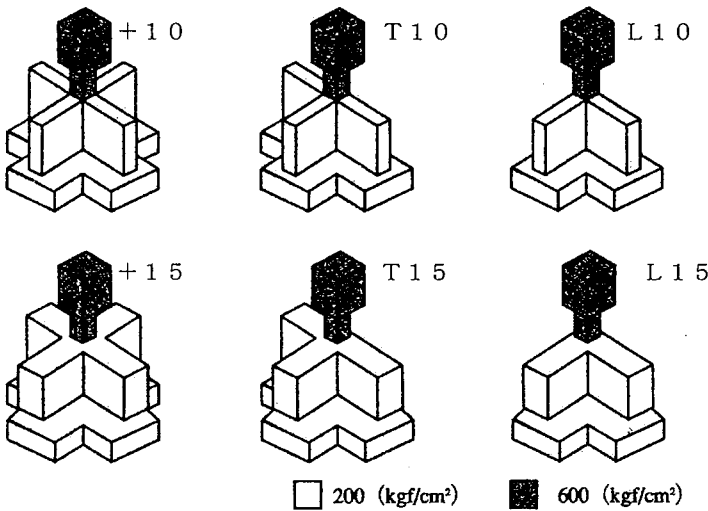


試験体形状、配筋

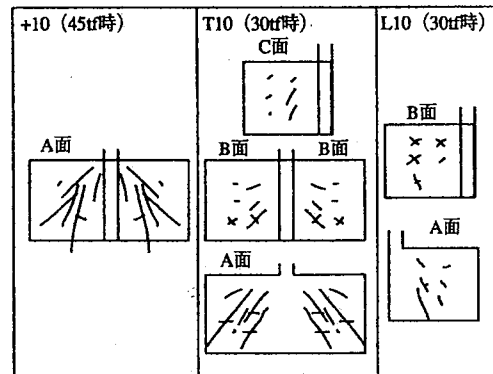
コンクリートおよび鉄筋の力学特性

コンクリート	Fc	$\sigma_b$	ポアソン比	ヤング率	
	600	554	0.25	$3.62 \times 10^5$	
200	200	0.17	$2.42 \times 10^5$		
鉄筋	サイズ	断面積	ヤング率	降伏強度	引張強度
	6 $\phi$	0.217	$2.33 \times 10^6$	4051	5512
	D10	0.630	$2.08 \times 10^6$	4007	5901

単位：強度(kgf/cm<sup>2</sup>)、ヤング率(kgf/cm<sup>2</sup>)、断面積(cm<sup>2</sup>)



試験体名称、形状、コンクリート強度

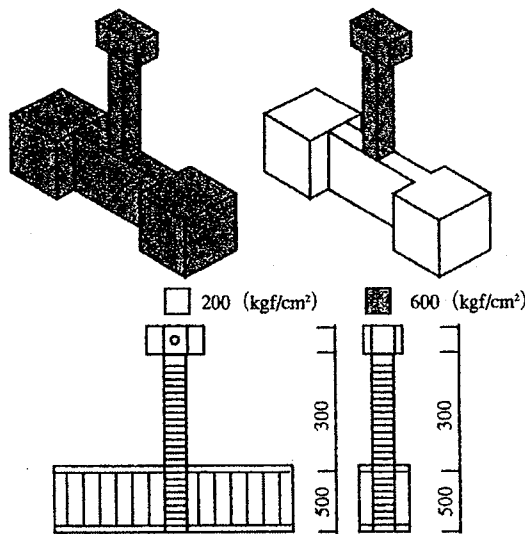


試験体基礎梁の主歪

最大耐力および破壊部位

試験体	L10	L15	T10	T15	+10	+15
最大 (tf) (軸応力度 kg/cm <sup>2</sup> )	36.4 (364)	39.0 (390)	39.0 (390)	50.0 (500)	50.3 (503)	59.4 (594)
破壊部位	梁	梁	柱	梁	柱	柱

図 4. 4. 4. 2 基礎梁接合部を含む柱の純圧縮実験

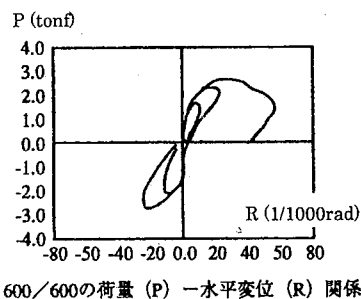


試験体形状、コンクリート強度、配筋

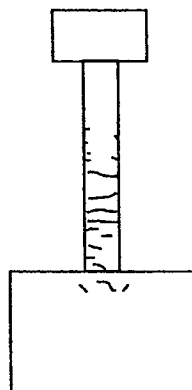
コンクリートおよび鉄筋の力学特性

コンクリート	試験体	$F_c$	$\sigma_B$	ポアソン比	ヤング率	引張強度
	600/600	600	754	0.17	$4.13 \times 10^5$	53
	600/200	600	783	0.17	$4.13 \times 10^5$	47
鉄筋		200	215	0.12	$2.37 \times 10^5$	23
	サイズ	断面積	ヤング率	降伏強度	引張強度	
	6φ	0.217	$2.33 \times 10^6$	4051	5512	
	D10	0.630	$2.08 \times 10^6$	4007	5901	
	D10	0.518	$2.32 \times 10^6$	9879	15696	

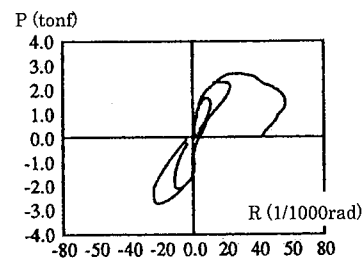
単位：強度(kgf/cm<sup>2</sup>)、ヤング率(kgf/cm<sup>2</sup>)、断面積(cm<sup>2</sup>)



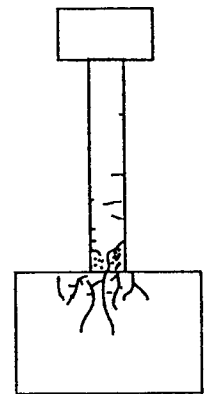
600/600の荷重(P) - 水平変位(R) 関係



荷重変形関係およびひび割れ状況 (600/600 試験体)



600/200の荷重(P) - 水平変位(R) 関係



荷重変形関係およびひび割れ状況 (600/200 試験体)

図 4. 4. 4. 3 基礎梁接合部を含む柱の曲げ破壊実験

#### 4.5 構造性能評価法

高強度コンクリートと高強度鉄筋を用いたRC造構造部材の構造性能評価法を、線材WG、面材WG、せん断WG、および接合部WGの研究成果を基に、構造設計に適用できるように、構造性能分科会で提案した。以下に、提案された評価法について述べる。

##### 4.5.1 梁の復元力特性

近年の建築物（高層建築物）では、大地震動時において1階柱脚部と各階梁両端部に降伏ヒンジを形成する全体破壊機構が想定されており、地震時の入力エネルギーの多くは梁両端部の降伏ヒンジ部において消費されることになっている。このような建築物の耐震性能を評価するためには、梁の復元力特性を正しく評価し、モデル化する必要がある。復元力特性のモデル化には各種の方法が考えられるが、New RC 総プロでは、既往の実験および本プロジェクトでの実験から得られた復元力特性を図 4.5.1.1 に示す方法でモデル化した。

このモデル化の特徴は、降伏耐力が終局曲げ耐力に一致し、降伏後の剛性はゼロと仮定していることである。このモデル化に必要な諸量、初期剛性 ( $K_e$ )、曲げひび割れ耐力 ( $Q_{bc}$ )、降伏変形 ( $\delta_y$ )、終局曲げ耐力 ( $Q_y$ )、さらに限界部材角および等価粘性減衰について、線材WGにおいて検討した。以下に検討結果の概要を示す。

##### 1) 初期剛性

初期剛性は、曲げ剛性およびせん断剛性より算定する。その際の部材スパン長さに、内法スパンよりも剛域を考慮した長さ（内法スパン長さ+梁せい÷2）を用いたほうが実験値との適合性がよかった。剛域を考慮した場合の実験値と計算値の比較を図 4.5.1.2 に示す。

##### 2) 曲げひび割れ耐力

曲げひび割れ耐力は、コンクリートの引張強度 ( $\sigma$ )

t) および鉄筋断面を考慮した等価断面係数 (Ze) の積より算定する。コンクリートの引張強度に割裂強度または  $0.56\sqrt{\sigma_B}$  ( $\sigma_B$  はコンクリート圧縮強度、 $N/mm^2$ ) を用いた場合、計算値は、いずれも実験値に対するバラツキはあるものの、実験値の平均的な値を示している。コンクリートの引張強度に  $0.56\sqrt{\sigma_B}$  ( $N/mm^2$ ) を用いた場合の実験値と計算値の比較を図 4.5.1.3 に示す。

### 3) 降伏変形 (角)

降伏変形角の実験値を、New RC 総プロでの実験および既往の実験結果を合わせて図 4.5.1.4 に示す。既往の実験では、約  $1/150 \sim 1/100$  の範囲に分布しているが、New RC 総プロの実験では、 $1/100$  を越えた範囲に降伏変形角が分布している。この理由として、New RC の試験体に主筋として用いている高強度鉄筋の降伏時ひずみが既往の実験の試験体に用いている普通強度鉄筋より大きいこと、さらに鉄筋強度の増大に比してコンクリートと鉄筋間の付着強度があまり大きくないことにより固定スタブ (接合部に相当) からの鉄筋の抜け出しおよび降伏ヒンジ領域長さの増大が、降伏変形角の増大につながると考えられる。

次に降伏点剛性低下率という観点から整理する。降伏点剛性低下率の算定式には通常用いられている (4.5.1.1) 式を用いて検討した。

$$\alpha y = (0.043 + 1.64n \cdot pt + 0.043 \alpha / D + 0.33 \eta o) \cdot (d/D)^2 \quad (4.5.1.1)$$

$\alpha y$  : 降伏点剛性低下率

$n$  : ヤング係数比  $pt$  : 引張鉄筋比

$\alpha$  : シアスパン長さ (mm)  $D$  : 梁せい (mm)

$\eta o$  : 軸力比  $d$  : 梁の有効せい (mm)

その結果を図 4.5.1.5 に示す。ばらついているものの、計算値は実験値の平均的な値を示している。

### 4) 終局曲げ耐力

終局曲げ耐力の検討は、以下の 3 つの考え方 (計算式) によって行った。

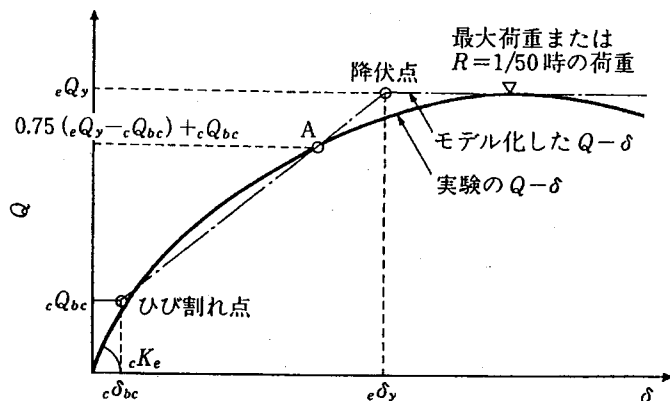
#### 1) 日本建築センター略算式<sup>4.27)</sup>

$$Mu = 0.9 \Sigma at \cdot \sigma y \cdot d \quad (N \cdot mm) \quad (4.5.1.2)$$

$at$  : 引張鉄筋断面積 ( $mm^2$ )

$\sigma y$  : 引張鉄筋の材料強度 ( $N/mm^2$ )

$d$  : 梁有効せい (mm)



### 2) 精算式 1

コンクリートのストレスブロックを A C I 標準の矩形とし、圧縮縁ひずみが 0.3% に達したときの荷重を終局曲げ耐力とする。

### 3) 精算式 2

コンクリートのストレスブロックを高強度鉄筋分科会提案の形状とし、圧縮縁ひずみが 0.3% に達したときの荷重を終局曲げ耐力とする。

以上の計算式の特徴は、次のようにまとめられる。

- 1) A C I 標準および高強度鉄筋分科会提案のコンクリートストレスブロックを用いた精算式による計算値どうしの差は小さかった。
- 2) 矩形ばりにおいて、略算式は実験値より 1 割程度小さく評価する。精算式は略算式と若干差はあるものの近い値となった。
- 3) T 形ばり (スラブ片側幅をクリアスパンの 0.2 倍以上) において、略算式は、スラブの協力幅を全幅有効とすると実験値より 1 割程度小さく評価し、矩形ばりに適用した場合とほぼ同じ精度であるが、精算式はスラブ協力幅を全幅有効とすると、ほぼ実験値を評価できた。

### 5) 限界部材角

降伏ヒンジ領域のせん断破壊について検討した。その結果、降伏ヒンジを計画する梁ではヒンジ領域の塑性回転角  $R_p$  を確保するために、降伏ヒンジ領域におけるせん断耐力は柱の変形性能に関する提案式 (4.5.2.3) を満たす必要がある。

### 6) 等価粘性減衰

曲げ変形が卓越している梁の試験体においては、弾性時の等価粘性減衰は 5~10% 程度に分布し、変形が増大するほど減衰は増加する。変形角  $1/50$  程度で 10~15% 程度であった。

以上のように梁の復元力特性を検討し、New RC 造部材も通常の R C 造部材とほぼ同様の考え方でそのモデル化が可能であることがわかった。しかしながら、地震応答解析等に用いるフレームモデルでは、復元力特性を曲げバネとせん断バネ等に分離する必要がある場合もあり、これらの研究成果のより詳細な検討が必要である。

#### 手順

- ① 初期剛性 (剛域考慮)  $cK_e$  と曲げひび割れ耐力  $cQ_{bc}$  の計算値からひび割れ点を決める。
- ② 最大荷重 (最大荷重が  $R=1/50$  以前に出現した場合) 又は  $R=1/50$  時の荷重を降伏荷重  $eQ_y$  とし、実験時の  $Q-\delta$  上で  $0.75(eQ_y - cQ_{bc}) + cQ_{bc}$  となる点を A 点とする。
- ③ A 点とひび割れ点を結んだ延長線と、最大荷重または  $R=1/50$  時の荷重の接線との交点を降伏点  $e\delta_y$  とする。

図 4.5.1.1 復元力特性のモデル化

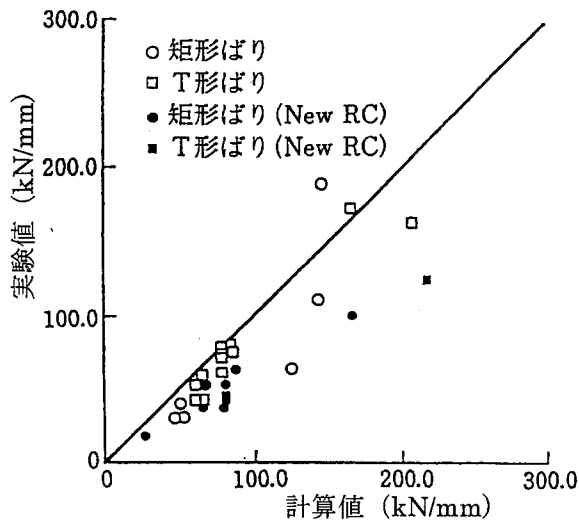


図 4.5.1.2 初期剛性の実験値と計算値

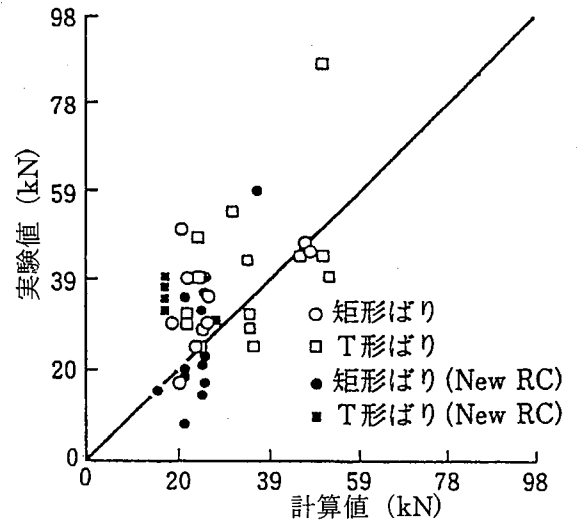


図 4.5.1.3 曲げひび割れ耐力の実験値と計算値

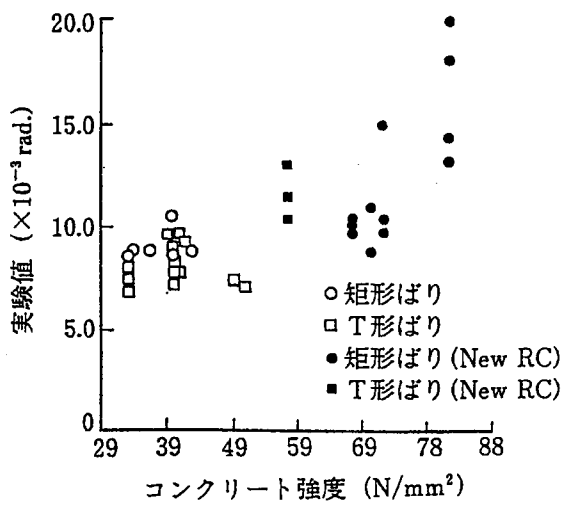


図 4.5.1.4 降伏変形角の実験値

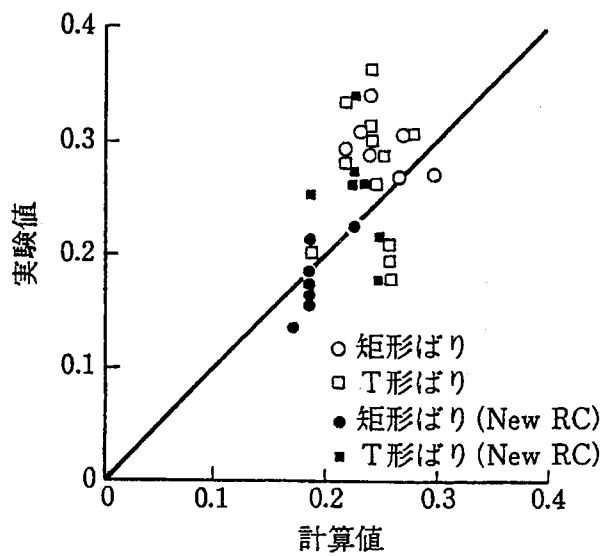
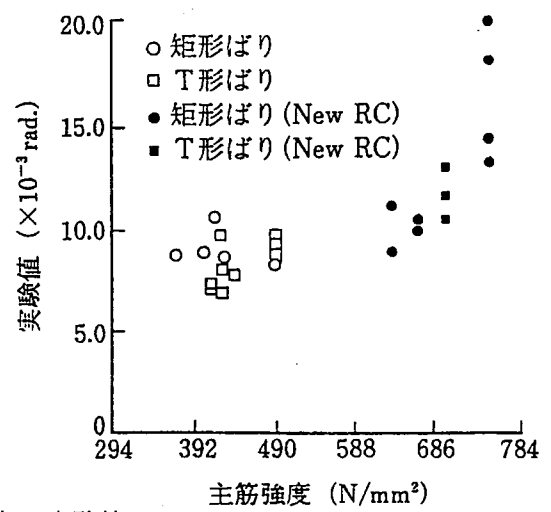
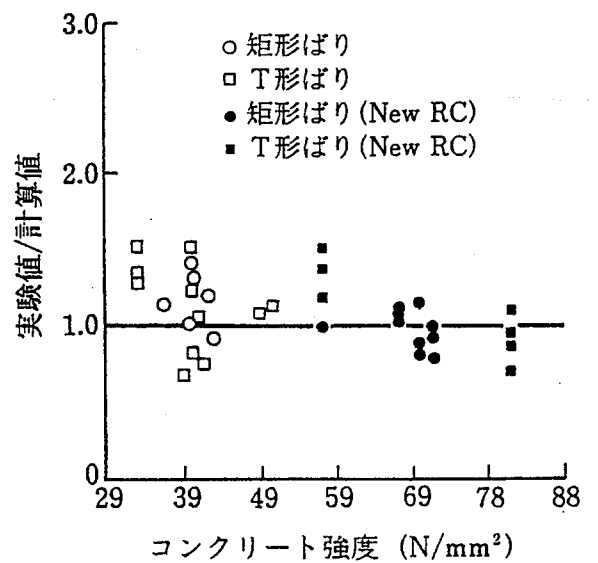


図 4.5.1.5 降伏点剛性低下率  $\alpha_y$  の実験値と計算値



#### 4.5.2 柱の変形性能

曲げが卓越する柱は、引張主筋が引張り降伏する場合には限界部材角が1/50以上となり、十分な変形性能を有することが多い。しかしながら、高軸力による曲げ圧縮破壊、主筋に沿った付着割裂破壊、または曲げ降伏ヒンジ部のせん断破壊が生じる場合には限界部材角が1/50以下となり、早期に破壊することがある。そこでNew RC総プロでは、それぞれの破壊形式における限界部材角の評価方法を検討した。その成果を以下に示す。

##### 1) 高軸方向力による曲げ圧縮破壊

高軸方向力を受けている柱に曲げ応力が作用した場合、変形が進むと、かぶりコンクリートが圧縮応力によりコアコンクリートから剥離し耐力が若干低下するが、その後は圧縮応力側鉄筋および横補強筋で拘束されたコアコンクリートが圧縮応力を支え、変形が進むことができる。しかしながら軸方向応力度が大きく、コンクリート強度が低く、そして横拘束が小さくなるにつれ、圧縮破壊の発生が早まり、変形能力は小さくなる。この曲げ圧縮破壊時の限界部材角と軸方向力の関係を示す式として(4.5.2.1)式が提案されている。

(4.5.2.1)式は、普通強度のコンクリートを用い、曲げ圧縮破壊をした試験体の実験結果を基に、横拘束された柱のコアコンクリート部分の圧縮強度に対するコア断面に作用する軸応力度を指標にして、限界部材角の下限値を与えるものである。(4.5.2.1)式はNew RC総プロでの実験結果にも適用可能である。

$$Ru = (0.5 - \eta) / 7 \quad (\text{rad}) \quad (4.5.2.1)$$

$$Ru \leq 0.04 \text{rad}$$

$$\eta = N / (Ac \cdot f'c)$$

$$f'c = Fc \cdot (1 + Ca \cdot pw \cdot \sigma_{wy} / Fc) \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$Ca = 4.41 \alpha \cdot \beta (1 - 1.24S/D)$$

Ru : 限界部材角 (rad)

N : 軸力 (N)

Ac : コア断面積 (mm<sup>2</sup>)

Fc :  $\sigma_B \times 0.85$  (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_B$  : コンクリート圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

pw : 帯筋比

$\sigma_{wy}$  : 帯筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\alpha, \beta$  : 中子筋の本数(n)による補正係数

n	0	1	2	3
$\alpha$	0.700	0.775	0.850	0.925
$\beta$	0.657	0.911	0.948	0.964

S : 帯筋の間隔 (mm)

D : 柱せい (mm)

##### 2) 主筋に沿った付着割裂破壊

主筋に沿った付着割裂破壊によって決定される限界部材角を評価する指標として、作用する付着応力度を付着強度で除した付着強度指標が考えられる。付着応力度を算定する際には、主筋は両端において降伏応力度に達しているとし、付着長さは柱の全長から柱の有効せいを差し引いた長さとする方法が学会終局強度指

針<sup>4.4)</sup>にある。New RC総プロでは、学会終局強度指針と同様の考え方に、高軸力を受ける柱の場合の付着長さを軸力の大きさとともに短くするという考え方を加えた提案((4.5.2.2)式)がなされている(文献4.28)。

$$\tau_f = db \cdot (2\sigma_y) / (4 \cdot Lb) \quad (\text{N/mm}^2) \quad (4.5.2.2)$$

$$Lb = l - d - d \cdot \gamma \quad (\text{mm})$$

$$\gamma = \alpha \cdot N / (b \cdot D \cdot \sigma_B) \leq 1 \quad (\alpha = 3)$$

db ·  $\sigma_y$  : 主筋の径(mm)と降伏応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

Lb : 付着長さ(mm)

l, D, d, b : 試験体の全長、全せい、有効せいおよび幅 (mm)

$\sigma_B$  : コンクリート圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

N : 軸方向力(N)

付着強度に対して多くの算定式が提案がなされている(文献4.4、4.29、4.30)。文献4.29)による付着強度指標と限界変形角の関係を図4.5.2.1に示すが、付着強度指標と限界変形角を関係式として表現するには、実験データのばらつきが大きい。そこで設計的には、ある変形性能、例えば変形角で1/50以上を確保するための付着強度指標の上限値(例えば0.8)を示す方が有効である。

##### 3) 曲げ降伏ヒンジ部のせん断破壊

曲げ降伏ヒンジ部のせん断破壊時変形角を評価するための式として、New RC総プロで新しく提案された(4.5.2.3)式で検討した。この提案式は学会終局強度指針に示されているA法の靱性評価法と類似のものである。学会終局強度指針A法との相違点は、コンクリート圧縮強度有効係数の与え方、cot  $\phi$ の採り方およびせん断補強筋強度の制限値の3点である。本提案式の精度検証結果を図4.5.2.2に示す。結果としては、実験より得られた限界変形角は、提案式より推定された限界変形角より大きく、提案式は安全側の評価を与えている。

$$Q = b \cdot jt \cdot pw \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi + \alpha \cdot (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot v \cdot \sigma_B \quad (\text{N}) \quad (4.5.2.3)$$

$$\text{ただし、} Q \leq b \cdot jt \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \quad (\text{N})$$

$$\sigma_{wy} \leq 125 \sqrt{v_0 \cdot \sigma_B} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\text{ここに、} \alpha = \{ \sqrt{1 + (L/D)^2} - L/D \} / 2$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) \cdot pw \cdot \sigma_{wy} / (v \cdot \sigma_B)$$

ただし、 $\beta$ の算定に限りcot  $\phi$ はヒンジ領域外の値を、pw ·  $\sigma_{wy}$ はヒンジ領域の値を用いる。

$$v_0 = 1.7 \cdot (1 + 2n) \cdot \sigma_B^{-1/3} \leq 1.0$$

ここで、 $v_0$ はヒンジ領域におけるトラス機構のコンクリート圧縮束材の材軸となす角度 $\phi$ とコンクリート圧縮強度有効係数vの値)

$$\cot \phi = \min(A, B, C) \geq 1.0$$

$$A = 2.0 - 3n - 50Rp \quad (0 < Rp \leq (1 - 3n) / 50)$$

$$= 1.0 \quad ((1 - 3n) / 50 < Rp)$$

$$B = jt / (2 \cdot \alpha \cdot D)$$

$$C = \sqrt{v \cdot \sigma_B / (pw / pwy) - 1.0}$$

$$v = (1.0 - 15Rp) v_0 \quad (0 < Rp \leq 0.05)$$



$=0.25 \nu_0$   
 ここで、 $b$ 、 $D$ 、 $L$ ：柱幅、柱せい、柱の長さ (mm)  
 $jt$ ：主筋間隔 (多段配筋の場合は鉄筋の塑性重心間距離) (mm)  
 $n$ ：無次元化軸力 ( $n=N/(b \cdot d \cdot \sigma_B)$ )

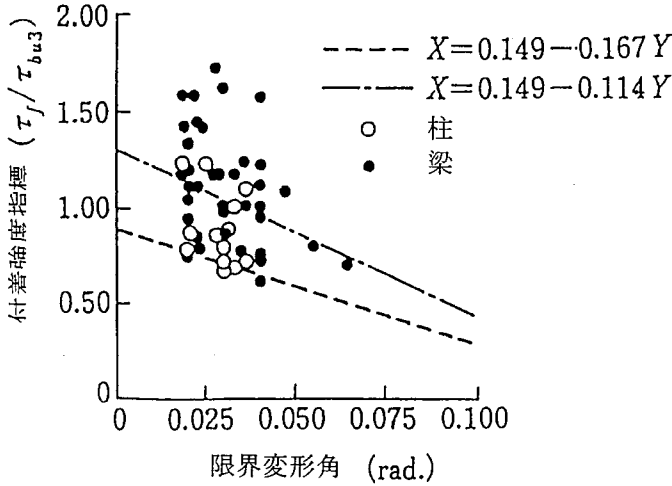


図 4.5.2.1 付着強度指標と限界部材角

$p_w$ ：せん断補強筋比  
 $R_p$ ：ヒンジ領域の塑性回転角 (rad)  
 $\sigma_B$ ：コンクリート圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{wy}$ ：せん断補強筋の降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)

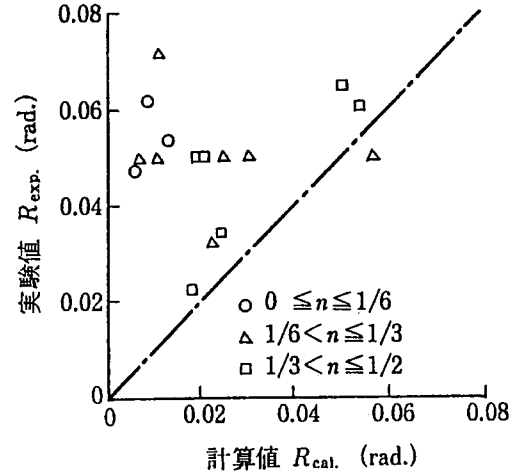


図 4.5.2.2 変形能力予測精度の検証結果

#### 4.5.3 梁及び柱のせん断耐力

鉄筋コンクリート造梁および柱部材のせん断耐力の評価には、学会終局強度指針で示されているように、トラスモデルとアーチモデルを組み合わせた評価式が従来の実験式と比較してより合理的な式として提案されている。New RC 総プロでは、普通強度の鉄筋コンクリート造部材から高強度の New RC 造部材まで適用可能なトラスモデルとアーチモデルによる梁のせん断耐力評価式を検討した。

せん断耐力式として9種類の式について検討を行ったが、ここでは、比較的精度のよかったせん断式 (学会終局強度指針<sup>4.4)</sup>に示されているA法に、コンクリート有効係数としてCEB-MC90 (1988ドラフト)の提案式を用い、さらに軸力を考慮したせん断耐力式)について示す。(4.5.3.1)式は柱のせん断耐力式としても提案された式である。

$$Q = b \cdot jt \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi + \alpha (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot \nu_0 \cdot \sigma_B \quad (\text{N}) \quad (4.5.3.1)$$

ただし、 $p_w \cdot \sigma_{wy}$  が  $\nu_0 \cdot \sigma_B / 2$  を超える場合は、

$$p_w \cdot \sigma_{wy} = \nu_0 \cdot \sigma_B / 2 \text{ とする。}$$

$$\sigma_{wy} \leq 125 \sqrt{\nu_0 \cdot \sigma_B}$$

$$\text{ここに、} \alpha = \{ \sqrt{1 + (L/D)^2} - L/D \} / 2$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} / (\nu_0 \cdot \sigma_B)$$

$$\nu_0 = 1.7 (1 + 2n) \cdot \sigma_B^{-1/3} \leq 1.0$$

$$\cot \phi = \min (A, B, C) \geq 1.0$$

$$A = 2.0 - 3n$$

$$B = jt / (2 \cdot \alpha \cdot D)$$

$$C = \sqrt{\nu_0 \cdot \sigma_B / (p_w \cdot \sigma_{wy})} - 1.0$$

ここで、 $b$ ：柱幅(mm)、 $D$ ：柱せい(mm)

$jt$ ：主筋間隔 (多断配筋断面の場合は塑性

重心間距離) (mm)

$L$ ：柱長さ(mm)

$n$ ：無次元化軸力 ( $n=N/(b \cdot D \cdot \sigma_B)$ ) (圧縮力正)

$p_w$ ：せん断補強筋比

$\nu_0$ ：コンクリート圧縮強度有効係数

$\sigma_B$ ：コンクリート圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{wy}$ ：せん断補強筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\phi$ ：トラス機構におけるコンクリート斜め圧縮束材の材軸となす角度

せん断耐力実験値  $Q_{exp}$ 、(4.5.3.1)式によるせん断耐力計算値  $Q_s$  および曲げ耐力計算値  $Q_f$  の関係を図4.5.3.1に示す。この場合の主筋間隔  $jt$  は主筋重心間としている。その結果、(4.5.3.1)式をはじめ、検討した各理論式は平均的に精度がよいといえる。特に、(4.5.3.1)式は、基になった学会終局強度指針A法に対して新しいコンクリート圧縮強度有効係数の提案式を用いているため、コンクリート強度の高い範囲の精度が向上している。

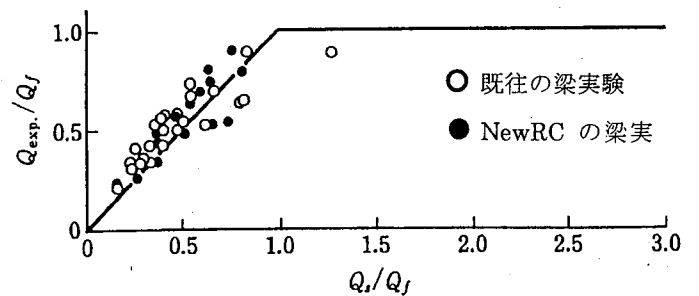


図 4.5.3.1 梁部材によるせん断耐力式 (4.5.3.1)の精度検証

#### 4.5.4 曲げ降伏型耐震壁の耐力

曲げ降伏型の耐震壁の重要な耐力として、側柱の主筋が降伏したときの耐力と、荷重が最大に達したときの耐力がある。New RC 総プロでは、耐震壁の引張側柱脚部の全主筋が降伏したときの耐力を曲げ降伏時耐力と、そして耐震壁の危険断面における曲げモーメントが最大値に達するときの耐力を曲げ耐力として定義し、検討した。図 4.5.4.1 に、高強度材料を使用した曲げ降伏型耐震壁の実験の荷重-変位関係<sup>4,15)</sup>を示す。耐震壁の復元力特性のモデル化において、引張側柱主筋すべてが降伏した点は概ね荷重-変位関係の降伏点とみなしてよいと考えられる。

##### 1) 曲げ降伏時耐力

耐震壁の曲げ降伏時耐力は、断面力の釣合条件およびひずみの適合条件に基づいて、引張側柱の全主筋が降伏するときの耐力として評価する。ただし、断面形状、配筋および外力条件等が著しく変則的でないと判断されるような場合には、略算式(4.5.4.1)により耐震壁の曲げ降伏時耐力を評価できる。

$$M_y = (0.8T_y + 0.2wT_y + 0.5N(1 - \sigma_o / \sigma_B)) \cdot L \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.5.4.1)$$

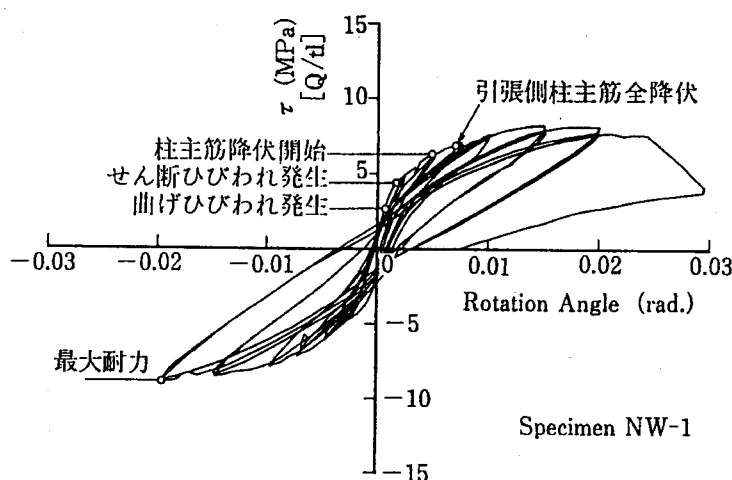


図 4.5.4.1 曲げ降伏型耐震壁のせん断応力と部材角の関係

#### 4.5.5 柱梁接合部のせん断耐力

New RC 造建築物では、高強度の材料を用いることにより柱および梁の断面を小さくすることが可能である。その結果としては柱梁接合部は小さくなり、通常の鉄筋コンクリート造では問題とならなかった柱梁接合部の検討が必要になってきた。New RC 総プロで提案された柱梁接合部のせん断破壊防止の設計法は、下界応力場を用いた塑性理論により導かれたものである。以下では、そのモデルの仮定と設計法を示す。

##### 1) 平面柱梁接合部の下界応力場

ストラットとタイの方法を用いて、柱梁接合部に作用する外力と内力との力の釣合い条件が満たされ、か

- $T_y$  : 引張側柱の全主筋の降伏強度 (N)
- $wT_y$  : 耐震壁の全縦筋の降伏強度 (N)
- $N$  : 耐震壁に作用する軸力 (N)
- $L$  : 耐震壁の全せい (mm)
- $\sigma_o$  : 耐震壁に作用する軸応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_B$  : コンクリート圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

##### 2) 曲げ耐力

耐震壁の曲げ耐力は、断面力の釣合条件およびひずみの適合条件に基づいて、圧縮縁のコンクリートひずみが 0.3% に達するときの耐力として評価することを原則とする。ただし、断面形状、配筋および外力条件等が著しく変則的でないと判断されるような場合には略算式(4.5.4.2)により耐震壁の曲げ耐力を評価できる。実験値との比較を図 4.5.4.2 に示す。

$$M_u = (0.9T_y + 0.4wT_y + 0.5N(1 - \sigma_o / \sigma_B)) \cdot L \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.5.4.2)$$

記号は(4.5.4.1)式と同じ。

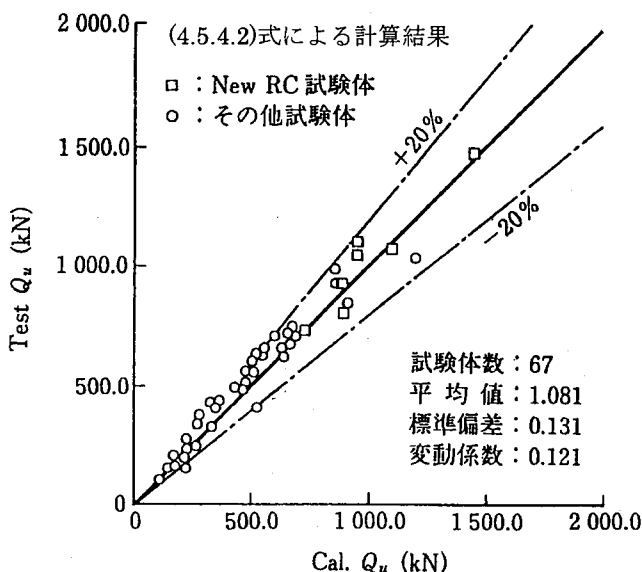


図 4.5.4.2 曲げ耐力に関する実験値と計算値の比較

つ、すべての位置で内力が材料の降伏条件に達しない応力場(静的許容応力場)を組み立てる。柱と梁の主筋の強度が無限に大きいと仮定し、さらに塑性理論の下界定理を適用して柱や梁に作用するせん断力が最大となる条件を求める。この時のせん断力よりも、梁降伏(または柱降伏)によって決まる時のせん断力が小さい場合には、梁降伏(または柱降伏)が先行し、柱梁接合部のせん断破壊は生じないことになる。十字形柱梁接合部の静的許容応力場を図 4.5.5.1 に示す。梁と柱の圧縮ゾーンから接合部に伝えられる圧縮力とせん断力は接合部の主対角点に集まり接合部パネル内に主ストラットを形成する。ト形柱梁接合部にも十字形柱梁接合部と同じようにストラットとタイのモデルが

適用できる。

## 2) コンクリートの有効圧縮強度

コンクリートの有効圧縮強度は、高強度コンクリートにまで拡張して適用できると考えられる CEB-MC90 (1988 ドラフト) の提案式を基本とする。さらに高強度主筋を用いると接合部最大せん断耐力が低下すること、および直交ばりの効果によって接合部最大せん断耐力が増大することが認められた。したがって、これらの効果を適切に設計法に取り入れることとした。下界定理を用いたこのモデルでは、これらの効果をコンクリートの有効強度の変化として考慮することとし、(4.5.5.1)式の強度低減係数  $a_1$ 、強度上昇係数  $a_2$  を設けた。

## 3) 設計法(文献 4.22)

地震力による水平荷重に抵抗する梁降伏型骨組の十字形およびト形の柱梁接合部に定着される梁主筋量(通し配筋も含む)は、梁降伏前に接合部破壊が生じることを防止するため、接合部破壊指標  $J$  が次の条件(4.5.5.1)式を満たすようにする。この式は表 4.4.2.1 の式を改良したものである。

$$J = \left\{ \frac{\sum (a_t \sigma_y)}{D \cdot beq \cdot v \cdot \sigma_B} \right\} (1 + \alpha) < 1.0 \quad (4.5.5.1)$$

$\sum a_t \sigma_y$ : 柱梁接合部内に定着される梁の引張鉄筋の断面積の総和 ( $\text{mm}^2$ )、及び降伏点 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$D$ : 梁せい (mm)

$beq$ : 接合部の有効幅 (mm)

$v \cdot \sigma_B$ : コンクリートの有効圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$$v \cdot \sigma_B = a_1 \cdot a_2 \cdot 1.70 \sigma_B^{0.667}$$

$\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$a_1$ : 高強度鉄筋を使用した場合の強度低減係数

$$a_1 = 1 - 0.18(\sigma_y - 343)/343$$

$a_2$ : 直交部材の拘束効果による強度上昇係数

$$a_2 = 1 + 1.6(pw \cdot \sigma_{wy} + pg \cdot \sigma_{ty}) / \sigma_B$$

$pw, \sigma_{wy}$ : 接合部内の横補強筋比、降伏点 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$pg, \sigma_{ty}$ : 直交梁内の主筋比、降伏点 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$\alpha$ : 付着係数

$$\alpha = 0 \quad [\mu \leq 10]$$

$$\alpha = (\mu - 10)/10 \quad [10 < \mu \leq 20]$$

$$\alpha = 1 \quad [20 < \mu]$$

$$\mu = (\sigma_y \cdot d_b) / (0.31 \sqrt{\sigma_B} D_c)$$

$d_b$ : 梁の引張鉄筋の公称直径 (mm)

$D_c$ : 柱せい (mm)

また構造規定として、柱梁接合部内の最小必要横補強筋量を 0.2% とする。この考え方は、ト形柱梁接合部にも適用できる。

$D$ : 梁せい

$v$ : コンクリート強度低減係数

$\sigma_B$ : コンクリート圧縮強度

$\alpha$ : 梁の通し主筋の付着力伝達性能の指数 (0-1)

$P_1$  が最大となる条件

$$\frac{\alpha T_1 + T_2}{b v \sigma_B} = \frac{D}{2}$$

$P_2$  が最大となる条件

$$\frac{T_1 + \alpha T_2}{b v \sigma_B} = \frac{D}{2}$$

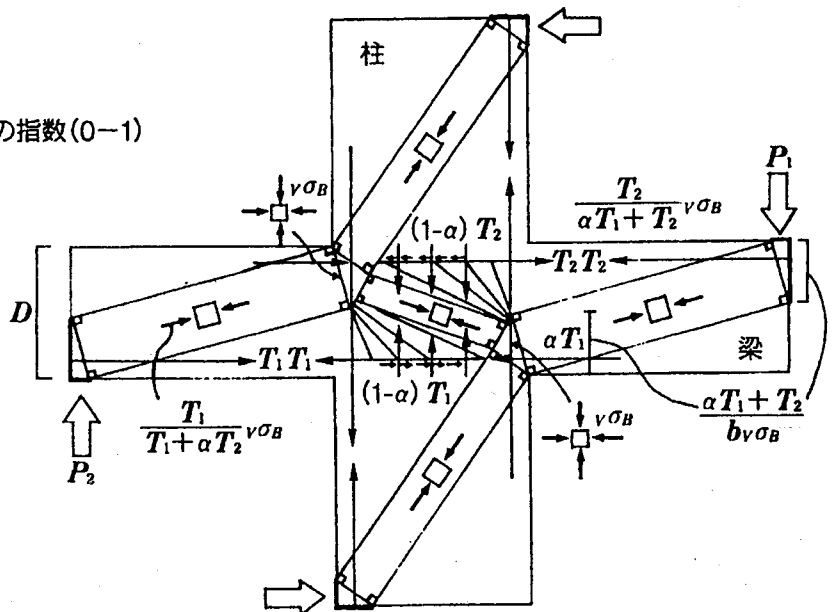


図 4.5.5.1 十形柱梁接合部のストラット・タイによる静的許容応力場

## 4.5.6 1階柱基礎梁接合部の鉛直軸力支持性能

鉄筋コンクリート構造ではある程度高層となると、下層部の柱は負担軸力の増大に比べて断面の増大が抑えられる傾向にある。結果として下層部ほど高強度のコンクリートが用いられることが多い。一方、基礎梁を含めて基礎のコンクリートの強度は相対的に低く抑えられる傾向にある。そのため、基礎梁と柱の境界において、コンクリート強度の不連続が生じることが多い。基礎梁のコンクリート強度が直上の柱のコンクリ

ート強度より低い場合、柱軸耐力が基礎梁との接合部の耐力で決まってしまう場合が生じる。この原因は柱と基礎梁のコンクリート強度差のほかには柱基礎梁部の平面形状の影響が大きい。基礎梁の平面形状がL形の試験体の柱に鉛直力を加えた実験の結果を図 4.5.6.1 に示す。これらの実験結果を基に検討し、柱基礎梁接合部の設計法を提案した(文献 4.31)。以下に設計上留意すべき点について示す。

#### 1) 支圧応力

柱の曲げ圧縮部に基礎梁が曲げ応力の方向に連続する場合については、柱と基礎梁のコンクリート圧縮強度差による問題は少ないが、平面形がL形やT形の基礎梁で曲げ応力の方向に連続しない側については基礎梁部の支圧強度を検討する必要がある。

#### 2) 支圧応力に直交する割裂応力

コンクリートは局部的に強い圧縮力（支圧）を受けると、その圧縮力の作用方向と直交する引張応力が発生する。柱脚部直下に起こる引張応力は割裂応力、柱近傍の基礎梁上面に生じる引張応力は、はく裂応力と呼ばれている。この二つの応力とも十形、T形、そしてL形の平面形状になるにつれ、大きくなる傾向があるので注意が必要である。これらの検討には、文献

4.32) の定着部支圧に関する資料を参考にするとよい。十形の場合は、基礎梁部のコンクリート圧縮強度が直上柱のコンクリート圧縮強度の1/3程度でも特に問題となることはないと思われる。

#### 3) 柱基礎梁接合部の補強

柱のコンクリート強度と基礎梁のコンクリート強度の差が、建築物の構造性能に大きな影響をおよぼさなため基礎梁の構造方法を以下に示す。

- 1) 基礎梁の幅を増す。
- 2) 外側へ跳ね出し基礎梁（基礎梁せいの1/3程度）を設ける。
- 3) 割裂応力に対しては、PC 規準に準じた補強筋を配筋する。
- 4) 基礎梁のコンクリート強度を上げる

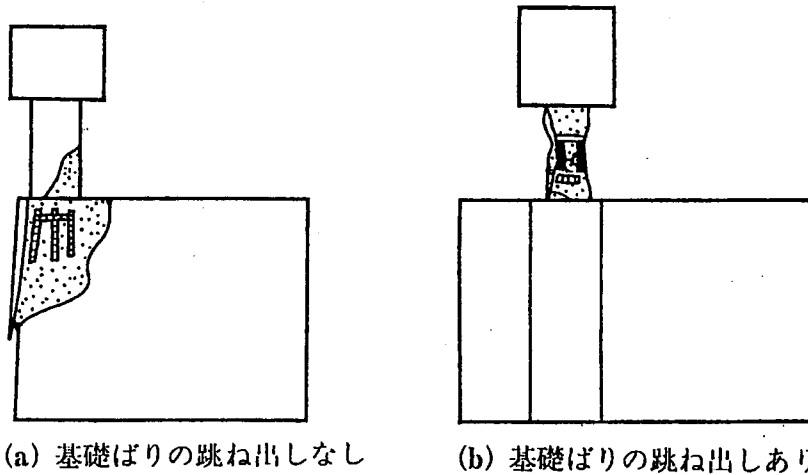


図 4.5.6.1 平面形状がL形で高強度コンクリートの柱と普通強度コンクリートの基礎梁の試験体の破壊状況

#### 4.6 おわりに

New RC 総プロの構造性能分科会では、高強度コンクリートと高強度鉄筋を用いた鉄筋コンクリート造部材の構造性能評価手法を検討した。できるだけ合理的な考え方を提案し検討を進めてきたが、降伏変形角、限界変形角、および二方向加力の影響等、十分な合理性と精度を有した提案までには至らなかった部分も残った。これらの残った部分は、New RC 総プロ以後の研究に期待したい。

#### 参考文献

- 4.1) 角、張、飯塚：高強度鉄筋コンクリートレベルをも包含する RC 部材の付着割裂強度算定式の提案、コンクリート工学論文集、第3巻第1号、pp. 97-108、1992。
- 4.2) 森田、藤井、栗林、森本：鉄筋コンクリート短柱の付着割裂破壊についての検討(その1、その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 2101-2104、1983.9
- 4.3) 荒井、藤沢、上之蘭、泉田、五十嵐：はりの曲げ性能に対するスラブの効果に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 251-252、1991.9
- 4.4) 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針、日本建築学会、1990.10
- 4.5) 青山、日比、小谷：高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の変形性能に関する研究(その1 曲げせん断実験とその結果の概要)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 571-572、1992.8
- 4.6) 境有紀：横拘束された高強度コンクリートの構成

- 則、コンクリート工学年次論文報告集、第 13 巻第 2 号、pp. 43-48、1991. 6
4. 7) 栗原、村田、薬研地、今西、上之菌、平石：二方向の変形を受ける柱の曲げ性能に関する研究（その 1、その 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 187-188、1991. 9、pp. 373-374、1992. 8
4. 8) 村田、栗原、薬研地、上之菌、平石：高強度鉄筋コンクリート造柱の縦割れに関する検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 155-156、1991. 9
4. 9) 平石、他：高強度鉄筋コンクリート造柱の高軸力下の変形性状（その 1-6）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 757-758、1990. 10
4. 10) 平石、他：高強度鉄筋コンクリート造柱の高軸力下の変形性状（その 1-2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 845-848、1990. 10
4. 11) 谷口、南本、桑田、南：600kgf/cm<sup>2</sup> 級の高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート造柱のせん断破壊性状（その 1、その 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 637-640、1992. 8
4. 12) 若林、南：コンクリート系構造部材のせん断強度について、京都大学防災研究所年報、第 24 号 B-1、pp. 245-277、1981. 4
4. 13) 榎本、下垣内、渡辺、六車：高強度コンクリートを用いた梁のせん断強度と靱性、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 713-714、1992. 8
4. 14) 五味、壁谷澤、倉本、松本：高強度鉄筋コンクリート耐震壁の曲げ性能に関する研究（その 1、その 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 341-344、1992. 8
4. 15) 壁谷澤、松本：高強度鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げ性能に関する実験的研究、第 8 回日本地震工学シンポジウム、pp. 1353-1358、1990
4. 16) 田中、平石、加藤、福山、今西、村田：二方向変形を受ける高強度 RC 造耐震壁の変形性能に関する実験研究（その 1、その 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 373-376、1992. 8
4. 17) 柳沢、狩野、上出、高木、山本、中川：高強度材料を用いた鉄筋コンクリート耐震壁のせん断性能（その 1、その 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 347-350、1992. 8
4. 18) 柏崎、北山、野口：超高強度鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部の梁主筋付着性能に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 263-264、1992. 8
4. 19) 村上、山田、藤井、森田：高強度鉄筋コンクリート柱・梁接合部における梁通し筋の付着性状（その 1、その 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 619-622、1991. 9
4. 20) 柏崎、野口：超高強度鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部のせん断性能に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 577-578、1991. 9
4. 21) 坪崎、塩原、岡、古川：二方向積荷を受ける直交ばり付き柱・はり接合部のせん断性能（その 1、その 2、その 3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 877-882、1993. 9
4. 22) 小河原、塩原、岡：高強度鉄筋を主筋に用いた高強度鉄筋コンクリート造接合部の耐震設計法（その 8）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 601-602、1991. 9
4. 23) 沢田、城、牧部、三浦、後藤、柴田：高強度材料を用いた RC 造外部柱梁接合部のせん断抵抗性能について、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 197-200、1992. 8
4. 24) 三浦、城、鬼塚、柴田、後藤：高強度コンクリートを用いた外部柱梁接合部のせん断破壊性状について、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 391-394、1990. 10
4. 25) 牧部、城、三浦、柴田、後藤：高強度材料を用いた RC 造外部柱梁接合部のせん断抵抗性状、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 641-644、1991. 9
4. 26) 宮本、野村、衣笠：高強度コンクリート 1 階柱に及ぼす基礎梁コンクリート強度の影響に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 621-622、1992. 8
4. 27) 構造計算指針・同解説、日本建築センター、1988 年版
4. 28) 村上、加藤：高強度材料を用いた RC 柱の曲げ性能の評価に関する研究（その 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 213-314、1991. 9
4. 29) 角・張・他 2 名：高強度コンクリートレベルをも包含する RC 部材の付着割裂強度算定式の提案、コンクリート工学論文集、第 3 巻第 1 号、1992. 1
4. 30) 前田、小谷、青山：鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度式の提案、構造工学論文集、Vol. 38 B、pp. 293-306、1992. 3
4. 31) 野村、衣笠、宮本、古市：高強度コンクリート 1 階柱に及ぼす基礎梁コンクリート強度の影響に関する研究（その 2、その 3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 883-886、1993. 9
4. 32) プレストレスコンクリート設計施工規準・同解説、日本建築学会編、1998. 11

## 第5章 有限要素解析

### 5.1 有限要素法

有限要素法は、1950年代の半ばに、欧米の航空機構造力学の研究者により提案され、「マトリックス構造解析法」として精力的な研究開発が行われたのに始まる。折からの宇宙開発競争は、これに拍車をかけ、複雑な構造物を解析するのに便利なエネルギー原理を用い、変位を未知とする変位法の実用化が、ボーイング社を中心に展開されていった。この手法は、マトリックスの形で定式化され、明快でコンピュータ処理に適していたことから、同時期のコンピュータの驚異的な発達に助けられ、やがて土木、建築、造船、機械など他の構造工学の分野にも導入されていった。5.1)、5.2)、5.3)

有限要素法は、従来、構造技術者が現場における技術計算や設計実務として行ってきた計算手順を、マトリクス代数という数学言語で、組織的かつ統一的に表したもので、コンピュータは奇しくもこの言語を完全に理解し、その命令に従って、極めて複雑で大量の構造計算を短時間で処理することを可能とした。

有限要素法の原理は、三好が説明しているように、差分法と対比させるとわかりやすい。5.4)

差分法は、図 5-1 に示すように、物体における支配方程式を、領域 D 内の格子点で差分表示により解く方法である。一方、有限要素法は、図 5-2 に示すように、変形に対し、無限の自由度を持つ物体を、有限の自由度を持つ要素(有限な大きさを持つことから、有限要素と呼ぶ)の集合体として近似し、この集合体に対して成立する方程式(連立 1 次方程式となる)を解く方法である。比較してみると、差分法は、物理的に厳密な支配方程式に差分という数学的近似を行って解を求める方法であり、有限要素法は、物理的に厳密な支配方程式を有限要素に置き換えて数学的には厳密に解く方法である。

有限要素法では、解析対象を数多くの有限要素の集合体として表現し、要素の形状は、問題に適合し得るようにいろいろな種類が用意されている。

2次元問題：三角形要素、四角形要素など

シェル問題：三角形平板要素、

四角形平板要素など

3次元問題：四面体要素、六面体要素など

軸対称問題：三角形リング要素、

四角形リング要素など

有限要素法は、数学的には偏微分方程式の変分法に基づく解析手法を基礎としており、偏微分方

程式で記述される現象、例えば流体、熱伝導、電磁気などに対しても適用でき、実際に流体力学、熱伝達、電磁器楽、反応工学などいわゆる移動現象論を解析する有力な手段となっている。

有限要素法がこのように様々な分野で広く利用されるに至った最大の理由は、汎用性にあり、任意の形の構造物を任意の境界条件の下で解くことが出来、変形状態や詳しい応力状態を計算できるところにある。

有限要素法の原理については、文献 5.3)などに詳述されている。

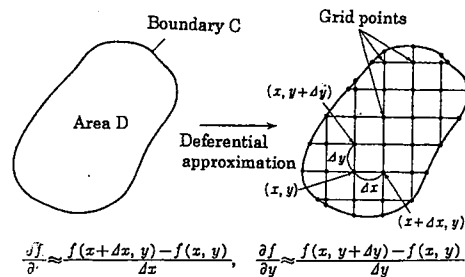


図 5.1 Finite Difference Method 5.3)

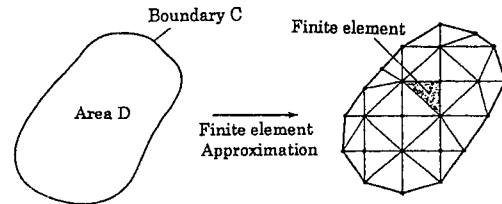


図 5.2 Finite Element Method 5.3)

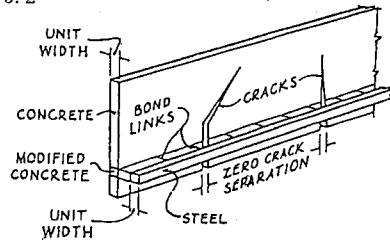


図 5.3 Analytical Model for RC Simple Beam 5.5)

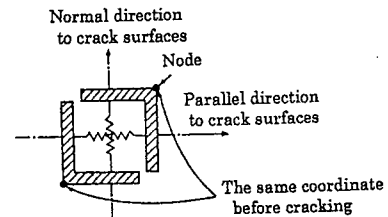


図 5.4 Crack Linkage Element 5.14)

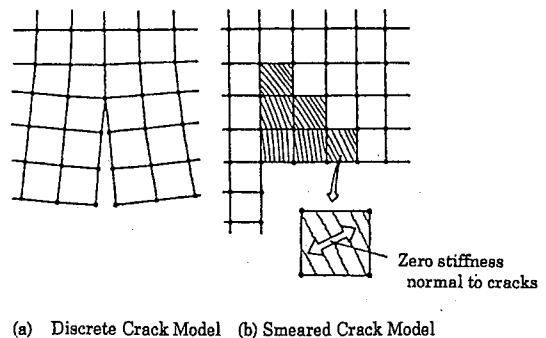


図 5.5 Crack Models 5.14)

## 5.2 有限要素法と鉄筋コンクリート

### 5.2.1 鉄筋コンクリートに関する主に日本における有限要素法の歴史

鉄筋コンクリート(Reinforced Concrete、RC)構造は、その特徴である引張に弱いコンクリートを引張に強い鉄筋で補強した構造からわかるように、材料特性の異なる鉄筋とコンクリートから成る複合構造である。地震時などにコンクリートにひび割れが発生すると、前述した複合構造としての特徴が発揮されるが、線形のように重ね合わせが簡単には成り立たない複雑な非線形挙動が現れる。ひび割れ発生後に生じる主な現象は、鉄筋とコンクリートの間に生じる付着作用、ひび割れ面に生じる骨材のかみ合い効果、ひび割れを横切る鉄筋の局部的曲げによるダボ作用、ひび割れに挟まれるコンクリートの圧縮劣化作用がある。

もともと、連続体の解析に用いられてきた有限要素法を、このようにひび割れが生じて、不連続になる RC 構造にどのように応用するかについては、非常な困難があった。

鉄筋コンクリート構造に有限要素法が適用されたのは、1967年 Ngo と Scordelis<sup>5-5)</sup>による RC 梁のひび割れ解析が最初である。彼らは、コンクリートと鉄筋を別々の要素で離散化し、ひび割れや付着すべりを見事にモデル化し、せん断ひび割れの進展やそれに伴うせん断補強筋の役割を考察し、実験では追跡することが困難な内部応力状態の変化過程を詳細に追跡した点に特色があり、以後の RC の研究に大きな影響を及ぼした。

その後、1971年には、我が国でも磯畑や滝口らによる RC のせん断問題に FEM を適用した論文が発表された。1970年代から、1980年代にかけては、RC 構造の有限要素解析に関する研究は、RC の材料挙動のモデル化としての構成則の定式化に関する基礎的な研究と RC 部材の非線形挙動を明らかにすることを目的とした応用研究を中心に進められてきた。1981年オランダの Delft で開かれた IABSE のコロキウム<sup>5-6)</sup>は、この分野での最初の国際会議であり、RC の材料挙動に関するモデル化が議論され、FEM 研究者と実験研究者とのギャップを埋めることが、今後の課題とされた。

続いて、1981~1984年には、日本コンクリート工学協会(JCI)では、RC 構造のせん断強度研究委員会(委員長:岡村 甫東大教授)が組織され、RC の耐震設計で重要なせん断問題をマクロモデルとミクロ FEM モデルの立場から討論し、解析モデル検証用の選定試験体の実験データをまとめて公表

した点に意義があり、若手研究者を中心とした組織的な研究活動により、わずか4年間で、この分野の研究は大幅に進んだといえる。5-7)

1983年に、カナダのトロント大学の Collins 教授が行った、実験結果を伏せた RC 平板の挙動予測の国際解析ブラインドコンペには、多くの FEM 研究者等が応募したが、多くの FEM 研究者は十分に挙動を予測できなかった。挙動予測が比較的良好だった研究者は、コンクリートの圧縮劣化特性を自らの2軸実験で確認しており、モデル化のための基礎実験と解析モデルの信頼性の評価が重要であることを、この国際コンペから多くの RC の解析研究者は学んだのである。

そして、このことは、1986年から1989年度の3年間にわたる文部省科研費総合研究「RC 構造の FEM 解析の精度向上に関する基礎実験と解析モデルの開発」(研究代表者:森田司郎京大教授)へと引き継がれていった。学閥を越えての若手研究者中心の共同研究では議論が白熱し、研究成果は、A S C E の Structures Congress での1セッションまとめた海外での発表や、成果報告書による東京でのセミナーにより行われ、セミナーには、200名を超える参加者を得た。5-8)

1985年東京で開催された第1回の RC 構造の FEM 解析に関する日米セミナーでは、FEM を RC に適用する場合の解析モデルが討議された。また、米国側からは破壊力学の概念を導入した研究が紹介されたのが特徴的であった。青山と野口は、RC の FEM に関する将来展望を行い、今後の研究目標として、FEM 解析の実務設計への直接的応用とマクロモデルや設計式の開発への応用の必要性を指摘した。5-9)、5-10)

1986年から1988年度の2カ年にわたる JCI「RC 構造の FEM 解析と設計法委員会」(委員長:野口 博千葉大学教授)では、第1回日米セミナーで指摘された今後の課題を活動目標とし、設計実務家中心のグループで、「FEM 解析を RC 構造物の設計に適用する場合の問題点とその対処法についてのガイドライン」を作成、公表した。5-11)また、研究者グループは、FEM 解析により RC 部材の既往のせん断強度の提案式やマクロモデルの妥当性を検証し、合理的なマクロモデルや設計式の開発を目指した。建築学会の終局強度型設計指針のせん断設計では、マクロモデルに基づくせん断強度の算定法が採用されたが、これらの研究活動がその導入の基礎となっている。5-12)

1991年には、米国のコロンビア大学で、RC 構造の FEM 解析に関する第2回日米セミナーが開か

れ、日本の RCFEM の基礎研究や新しい構造開発や設計への応用研究についての組織的研究が紹介された。また、FEM 研究者、実験研究者、実務設計家とのギャップについて議論され、白井は、日本の建設会社 13 社の設計実務家を対象とした非線形 FEM 解析の実務設計への応用に関する詳細なアンケート調査結果を発表したのが、日本側の研究の特徴を表していた。5-13)

1992 年から 1995 年度の 3 年間にわたり、文部省科研費総合研究「鉄筋コンクリート構造のせん断設計法の高精度 FEM 解析による再構築」(研究代表者：野口 博千葉大学教授)が行なわれ、今までの内外での研究状況をふまえ、学閥を越えた若手研究者を中心に基礎研究を活用した FEM 解析を RC 構造のせん断設計へ応用する点に重点を置いた共同研究となった。

## 5.2.2 鉄筋コンクリートのモデル化

RC 構造に有限要素法を適用する場合、5.2.1 で述べた RC 構造特有の挙動を有限要素法で表現しやすい形で考える必要がある。鉄筋コンクリートの一般的なモデル化について、解析種別や RC を構成するコンクリートと鉄筋を表現する要素、さらにコンクリートのひび割れや複合構造から生じる鉄筋とコンクリートの付着について特殊な要素を用いて表現する手法を簡単に紹介する。5.14)、5.15)

### 1) 2次元解析と3次元解析

従来の解析では、原子力圧力容器の解析など特殊構造物を除けば、平面応力や平面ひずみ状態を仮定した 2 次元解析が、平面応力状態に近い耐震壁だけでなく、梁、柱、柱・梁接合部などにもほとんど適用されていた。しかし、構成則の研究の進展やワークステーションなどのコンピュータの進歩により、3 次元解析も徐々に行われ始めている。2 方向入力を受ける RC 部材、直交梁付きの柱・梁接合部、鋼管や横補強筋で拘束されたコンクリート柱、フーチングなど立体的な力の流れが生じる部材では、3 次元解析でないと実際に近い解析は難しい。

### 2) コンクリートのモデル化

Ngo, Scordelis が 1967 年に初めて有限要素法を RC 梁に適用したときの梁のモデル化を図 5-3 に示す。5.5)解析の種別は、2 次元で平面応力状態が仮定され、鉄筋位置以外のコンクリートは、単位厚さとした。鉄筋は面要素とし、鉄筋と重なるコンクリートを鉄筋の厚さを除いた修正コンクリート要素とした。コンクリートは、骨材、砂とセメントなどの複合構造であるが、RC 部材の解析では鋼

材と同様均一な材料として扱う。2 次元解析では、三角形や四角形要素が使われる。3 次元解析では、積層シェル要素が使われることが多い。厚さ方向に分割し、鉄筋層を考慮したり、層ごとの剛性評価によりひび割れの進展や圧壊の進展度を考慮できて便利である。しかし、面外のせん断変形は考慮できない。

### 3) 鉄筋のモデル化

鉄筋は、図 5-3 の解析例では、面材として長柱のように表現され、コンクリート層と重ね合わされ、付着を表現するバネ要素で結ばれている。鉄筋は、解析の種類により、トラスや梁要素の線材、積層シェル要素内の層状、平面や六面体のソリッドに置換される。一般には、鉄筋の曲げ剛性やダボ作用の影響は大きくないので、鉄筋層やトラス要素がよく用いられる。

### 4) ひび割れのモデル化

ひび割れは、図 5-3 の解析例では、実際の状態に近く要素間にあらかじめ設置されている。この表現方法は、離散ひび割れ (discrete crack) と呼ばれ、図 5-4 に示すように、通常は、ひび割れ面のコンクリート両節点間を、直交する 2 方向のバネから成るひび割れ結合要素 (crack link element) で結ぶ。バネ剛性は、ひび割れ以前は大きい値とし、ひび割れ発生後、ひび割れに直交方向のバネ剛性をゼロとし、ひび割れに平行方向のバネは、ひび割れ面に沿うせん断伝達を表現するために使う。離散ひび割れの特徴は、ひび割れ幅の評価が可能で、横補強筋の少ない場合の梁のせん断破壊のように少数のひび割れの開口が卓越する場合には、有効である。

一方、分布ひび割れ (smeared crack) は、図 5-4 に示すように、要素内のひび割れに直交方向の剛性をゼロとする直交異方性材料として取り扱われ、ひび割れを要素全体に平均的に生じさせる方法である。この方法は、離散ひび割れのようにひび割れ位置をあらかじめ設定する必要がなく、要素分割が容易になる利点を持ち、ひび割れが広範囲に多数生じる耐震壁などに適している。しかし、ひび割れの間隔や幅は把握できない。

### 5) 鉄筋とコンクリートの付着のモデル化

梁や柱のように主筋が引張側に集中して配筋される場合には、主筋がコンクリート中を滑る場合がある。この場合、付着滑りを表現する必要がある。付着の表現には、2 通りあり、図 5-3 の解析例では、鉄筋とコンクリートの両要素の節点を付着リンク要素 (bond link) と呼ばれる直交する大きさを持たない 2 方向のバネから成る要素 (図 5-5 参照) で



付着を表現している。付着特性は、鉄筋軸方向のバネ剛性に、付着応力—相対滑り特性を与えて表現する。鉄筋軸に直交方向のバネには、ダボ作用を表現する特性を与える。

もう一つの方法は、ひび割れ後も付着によるひび割れ間のコンクリートが引張応力を負担することを表現するコンクリートのテンションステイピング特性として考慮する方法である。この方法は、配筋が一様になされる耐震壁のように比較的付着滑りの少ない部材に用いられる。

### 5.3 高強度材料を用いた RC 部材の有限要素解析の概要

普通強度材料の 3 倍程度の高強度材料を用いた鉄筋コンクリート(RC)部材が地震力を受けた時のせん断・付着挙動に関し、非線形有限要素法により解析的な検討を行った。主な検討目的は、高強度材料を使用した RC 部材のせん断・付着挙動を有限要素解析によりどの程度追跡出来るのか、また、せん断・付着性能が普通強度材料の RC 部材の場合とどのように異なるのか、また、有限要素解析法を RC 構造の設計にどのように適用できるかを検討することである。

検討のアプローチは、次のステップに従った。

- (1) 高強度材料の非線形構成則のモデル化プラットフォーム等を含む複数プログラムにより、広範な RC 部材の解析を行うことにより、プログラムの信頼性を検討した。プラットフォームには、トロント大学で Collins 教授、Stevens 博士らにより開発された普通強度材料を対象とした RC 部材の FEM 解析プログラム“FIERCM”<sup>5.16)</sup>を使い、比較用に各機関開発の FEM 解析プログラムを用いた。New RC 材料の構成則モデルは、“FIERCM”のソースプログラムの修正で対応できる範囲内で修正した。独自開発プログラムの構成則モデルの修正については、開発者に委ねた。
- (2) プラットフォームを含む複数プログラムによる、普通強度材料、高強度材料の RC 部材の解析とプログラムの信頼性の検討を比較解析により行った。解析対象には、少なくとも普通強度材料を対象とした JCI 選定試験体と New RC プロジェクトで実験が実施された試験体を含めた。なお、複数のプログラムによる解析結果を比較することにより、解析モデルの適用性の検証と問題点の指摘を行った。
- (3) プラットフォームを含む複数プログラムによる高強度材料の RC 部材のパラメータ解析により、

せん断耐力への主要影響因子の影響度を検討した。

- (4) New RC 建築構造の設計への FEM 解析の適用性を検討した。すなわち、提案した解析モデルを組み込んだ FEM 解析プログラムを適用して、New RC の特徴を生かした構造物の設計の参考資料とした。
- (5) 実験研究者や構造設計技術者を主な対象として、高強度材料を用いた RC 部材の非線形解析に関するノウハウや注意点を高強度 RC 部材の非線形 FEM 解析のガイドラインを作成した。

本章では、(2)、(3)を中心に、紹介する。(1)、(4)、(5)の詳細については、文献 5.17)、5.18)を参照されたい。

### 5.4 高強度材料を用いた RC 部材の比較解析

#### 5.4.1 梁・平板・耐震壁の比較解析

##### 1) 解析対象試験体

高強度材料を用いた鉄筋コンクリートの有限要素法解析における材料構成則を検証するために、New RC で実施された高強度材料を用いた梁、平板、壁試験体<sup>5.19)</sup>、及び JCI 選定試験体<sup>5.20)</sup>等、他機関で実施された普通強度試験体を対象として解析を実施し、実験結果と各機関の解析結果との比較検討を行った。

解析対象試験体は、

- ・梁 20 体 (普通強度 4 体、高強度 16 体)
  - 普通強度：JCI 選定試験体
  - 高強度：New RC 試験体 (PB、B シリーズ) [京都大学]
  - (ASB シリーズ) [千葉大学]
- ・平板 12 体 (高強度のみ)
  - 高強度：New RC 試験体 [問組]
- ・壁 16 体 (普通強度 2 体、高強度 14 体)
  - 普通強度：JCI 選定試験体
  - 高強度：New RC 試験体 (NW シリーズ) [横浜国立大学]
  - (No. 1 ~ No. 8)
  - [日本国土開発・明治大学]

### 5.4.2 材料構成則

高強度材料を用いた鉄筋コンクリートを対象として、有限要素解析で用いられた構成則の概要を示す。

- (1) コンクリートの一軸圧縮応力-ひずみ関係：高強度コンクリートの一軸圧縮応力-ひずみ関係の特徴は、図 5-6 に示すように、上昇曲線が普通強度コンクリートでは、最大強度の 25~33% 程度から剛性低下し、2 次曲線形となるのに対し、最大強度の 90~95% 程度まで直線的で剛性低下が少ないこと、また最大耐力後の負勾配が大きく、最終的には、普通強度コンクリートの場合と同程度の圧縮応力まで低下していくことである。この特徴をよく表現する Fattis and Shah のモデル<sup>5.21)</sup>がよく用いられる。一軸圧縮強度には、シリンダーの圧縮試験結果を用いる。
- (2) ひび割れコンクリートの圧縮強度低減係数、(有効係数)：せん断ひび割れ発生後は、例えば、図 5-7 に示すように、高強度コンクリートの場合、0.4 以下にも達し、普通強度コンクリートでは 0.6 程度に留まるのに対し、圧縮強度の低減はより顕著に現れることが、大久保、野口等<sup>5.22)</sup>や角等<sup>5.23)</sup>の基礎実験から確認されている。
- (3) コンクリートのコンファインド効果 (拘束効果)：Kent-Park 式<sup>5.32)</sup>、<sup>5.33)</sup>や New RC 高強度鉄筋分科会のコンファインドコンクリート WG の崎野式<sup>5.24)</sup>などを参考にしている。このモデルは、曲げ解析用に開発された式であるが、曲げせん断場にも準用している。高強度コンクリートでは、高強度鉄筋を横補強筋として使用しないと拘束効果はあまり期待できないという報告がある。
- (4) コンクリートの 2 軸効果：New RC の本 WG の基礎実験<sup>5.25)</sup>などを参考にしている。図 5-8 に示すように、高強度コンクリートの 2 軸降伏曲面は、普通強度コンクリートとは異なることが指摘され、表現式も提案されている。等応力状態での強度上昇が小さいようである。
- (5) コンクリートのテンションステイフニング特性：テンションステイフニング特性は、ひび割れ間のコンクリートが付着によりある程度の引っ張り力を負担することを表現するために用いられる。高強度コンクリート、特に高配筋の平板等では、引張応力の減少が顕著であることを考慮するモデルがある。
- (6) ひび割れ面のせん断剛性：高強度コンクリートでは、骨材の材質と強度とのバランスによって

は、ひび割れ発生時に骨材が割れて、ひび割れ面のせん断剛性が顕著に低下することが考えられるが、マクロ的にジグザグに入るひび割れの形状によるせん断伝達は高強度コンクリートでも考えられる。Al-Mahadi のモデル<sup>5.26)</sup>のようにひび割れ幅やひび割れに直交する方向のひずみが増大するにつれてせん断剛性を減少させるモデルが用いられる。

- (7) ひび割れ強度：高強度コンクリートのひび割れ強度は、普通強度コンクリートに比べると、圧縮強度の増加ほどは、増大せず、頭打ちの傾向がある。一軸引張強度は、梁、柱、柱・梁接合部には、割裂試験結果を用いることが多いが、平板や耐震壁では、割裂試験結果では、やや大きめとなるので、圧縮強度の平方根 (単位は、 $\text{kg/cm}^2$ ) 程度の値を用いる。
- (8) 鉄筋の応力-ひずみ関係：高強度鉄筋の特性は特には考慮されていない。
- (9) 鉄筋のダボ効果：普通強度鉄筋と同様。
- (10) 付着特性：New RC 高強度鉄筋分科会の付着・定着 WG の成果<sup>5.23)</sup>などを参考に、高強度コンクリートの特性を考慮する。高強度コンクリートの付着強度は、コンクリート圧縮強度  $\sigma_B$  または  $\sigma_B^{2/3}$  に比例する傾向にある。

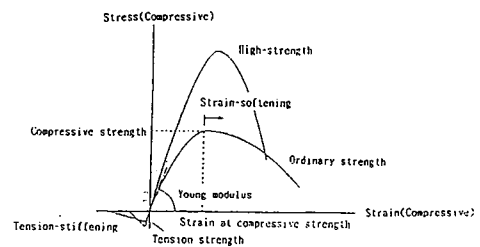


図 5.6 Stress-Strain Relationships of Concrete

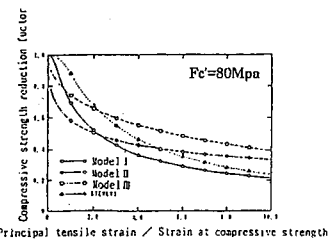


図 5.7 Compressive Reduction Factors of Cracked High Strength Concrete

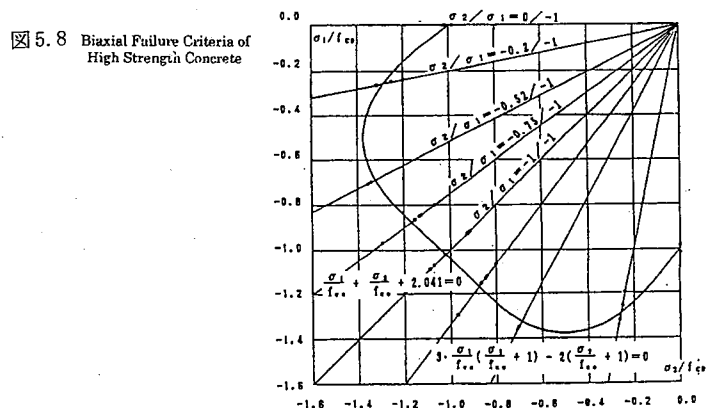


図 5.8 Biaxial Failure Criteria of High Strength Concrete

### 5.4.3 解析モデルおよび結果

高強度材料を用いた梁、平板、耐震壁接合部試験体それぞれの代表的な解析での要素分割および、耐力、破壊モード、荷重-変位、ひび割れ状態の比較を図 5-9 から図 5-11 に示す。

#### (1) 梁試験体の解析

高強度コンクリート試験体では、New RC の PB シリーズ 4 体、B シリーズ 6 体の解析では、各解析とも、剛性には大きな差異はなく実験とほぼ一致しているが、耐力については実験値をとらえたものは無く全般に低めである。これは試験体のせん断補強筋の間隔が 5 cm とかなり密に入っているものが多いことや、過大な主筋量の影響によりコンクリートに対する拘束効果が大きいためと、解析での圧縮強度低減係数は平板実験に基づいているが、梁や柱のように厚さがやや厚いものでは平板ほどに強度が低下しないことが考えられる。また、ひび割れ面のせん断伝達に関しては、ディーブームの実験に基づく Al-Mahaidi 式を用いているケースが多いが、本試験体のように主筋量やせん断補強筋量が多い場合にはダボ作用の効果が比較的大きいのではないかと思われ、Al-Mahaidi 式のようにひび割れ幅(ひずみ)のみの関数として定義されたせん断伝達特性では過少評価となっていることが考えられる。

#### (2) 平板試験体の解析

平板試験体では高強度コンクリート 11 体を解析した。せん断応力-せん断歪関係より各解析を比較すると、ひび割れ発生直後の挙動に、Stevens のモデルと他の手法とに差があるものの、全体的な剛性では大きな差異は無い。耐力は各解析でばらつきがあり、一般に高めに評価している。

鉄筋降伏先行型の場合、鉄筋応力-ひずみ関係のモデル化の影響は、平板のような単純な条件下では顕著に現われやすいため、高強度鉄筋のように応力-ひずみ関係が普通強度鉄筋と異なる場合には、bi-linear ではなく、材料試験結果をより実験に近い形でモデル化することも必要と考えられる。

コンクリート破壊型試験体の場合、コンクリート圧縮強度による圧縮強度低減係数の評価が異なるため各解析間でばらつきが生じている。解析結果と実験結果を比較すると、少なくともコンクリート強度 1000 kgf/cm<sup>2</sup> クラス及び 700 kgf/cm<sup>2</sup> クラスの試験体においては、圧縮強度低減係数を引張主ひずみの関数で与える Stevens の評価式を用いた解析より、コンクリート強度も考慮に入れて

Stevens 式を修正した評価式(モデル-1)を用いた解析の方が実験結果と良く対応している。縦横筋比が異なる場合、ひび割れ面のせん断伝達特性の違いにより差が現われている。Stevens のモデルでは耐力を過大評価しており、ひび割れ面のせん断伝達が効き過ぎている可能性が高い。

#### (3) 耐震壁試験体の解析

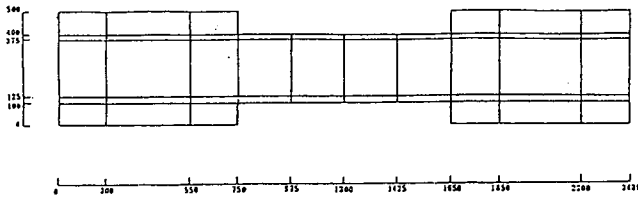
耐震壁試験体では、普通強度コンクリート 2 体、高強度コンクリート 14 体を解析した。

普通強度コンクリート試験体および高強度コンクリート試験体の NW シリーズでは、各解析とも耐力は実験をよくとらえている。また剛性は高めの傾向ではあるが終局までの荷重-変位関係を良く模擬している。日本国土開発・明治大学で実験が行われた試験体 (No.1~No.8) では、初期剛性は良い対応を示すものの全般に剛性、耐力共に実験を過大評価する結果となっている。ただ、荷重-変位関係のパターンは実験結果をよく模擬しており、実験での破壊モードが曲げ圧縮破壊であったことを考えると、コンクリート強度の入力値が高めに与えられている可能性がある。

#### (4) まとめ

高強度材料を用いた鉄筋コンクリート構造部材を有限要素法により解析し、材料構成則の比較検証を行った。実験結果と解析結果との比較では、耐力、剛性共完全に一致している結果は少なく、また、各々の提案された材料構成則による解析結果間にもばらつきもあり、決定的な材料構成則は無かった。しかし、梁や耐震壁の中には、荷重-変位関係、最大耐力値について良好な結果を得た解析もあり、今後さらに構成則に関する研究や解析の積み重ねにより、高強度材料を用いた鉄筋コンクリート構造物のより信頼性のあるシミュレーション解析が可能となろう。

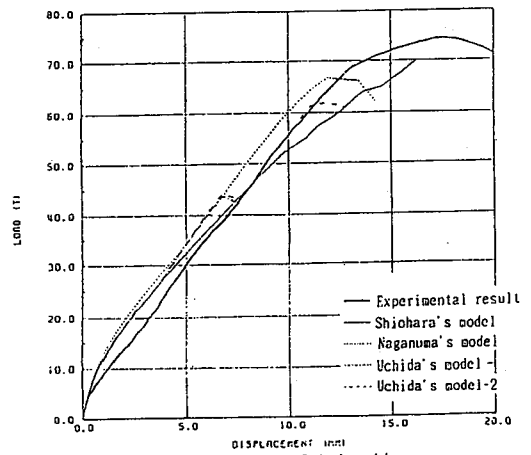
Specimens for analysis



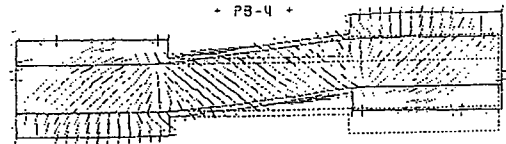
a) Finite Element Idealization

b) Comparisons of Analytical Results with Test Results of Beam PB4

	shear strength	Failure mode
Experimental result	74.5 tf	Flexural yielding
Shiohara's model	69.8 tf	-
Naganuma's model	66.8 tf	Flexural Compression failure
Uchida's model-1	43.6 tf	Shear compression failure
Uchida's model-2	61.9 tf	Shear compression failure(edge)



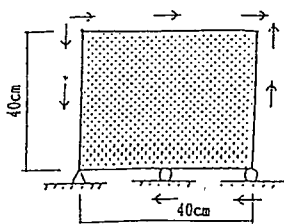
c) Load-Displacement Relationships



d) Crack Pattern (PB-4 at Maximum Strength)

5.9 Finite Element Idealization and Analytical Results of New RC Beam, PB4 Tested by Prof. F. Watanabe of Kyoto University

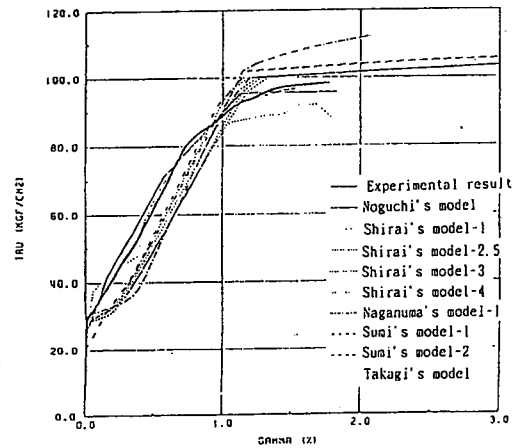
A panel is idealized as a single element.



a) Finite Element Idealization

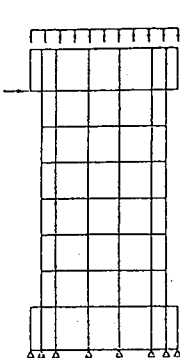
b) Comparisons of Analytical Results with Test Results of Panel 8-8-8

	shear strength	Failure mode
Experimental result	98.1 kgf/cm <sup>2</sup>	Cut off of reinforcement
Noguchi's model	95.5 kgf/cm <sup>2</sup>	Cut off of reinforcement
Shirai's model-1	104.3 kgf/cm <sup>2</sup>	-
Shirai's model-2	104.3 kgf/cm <sup>2</sup>	-
Shirai's model-3	103.8 kgf/cm <sup>2</sup>	-
Shirai's model-4	114.0 kgf/cm <sup>2</sup>	-
Shirai's model-5	104.3 kgf/cm <sup>2</sup>	-
Naganuma's model-1	112.0 kgf/cm <sup>2</sup>	Yielding of reinforcement
Sumi's model-1	106.5 kgf/cm <sup>2</sup>	Cut off of reinforcement
Sumi's model-2	105.8 kgf/cm <sup>2</sup>	Cut off of reinforcement
Takagi's model	92.0 kgf/cm <sup>2</sup>	-

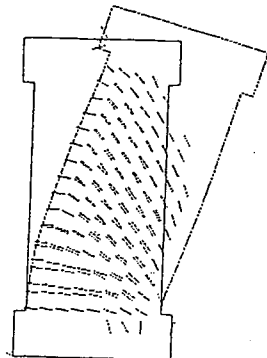


c) Load-Displacement Relationships

5.10 Finite Element Idealization and Analytical Results of New RC Panel, 8-8-8 Tested by Dr. K. Sumi of Hazama Corporation



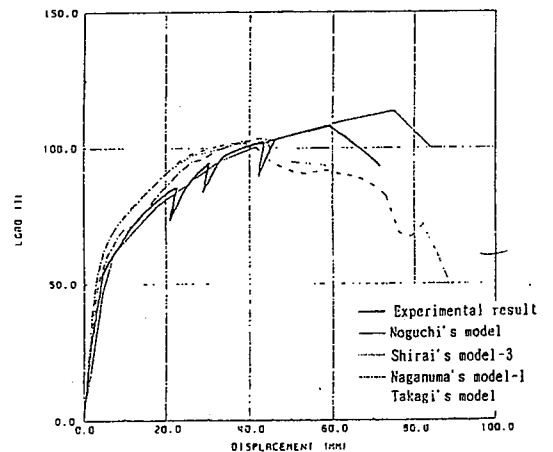
a) Shirai's Model



d) Crack Pattern (NW-1 at Maximum Strength)

b) Comparisons of Analytical Results with Test Results of Shear Wall NW-1

	shear strength	Failure mode
Experimental result	108.4 tf	Flexural failure
Noguchi's model	113.5 tf	Flexural yielding failure
Shirai's model-3	103.3 tf	-
Naganuma's model-1	103.6 tf	Compressive failure at the bottom of compression columns after flexural yielding
Takagi's model	101.9 tf	Compressive failure at shear wall after column flexural yielding



c) Load-Displacement Relationships

5.11 Finite Element Idealization and Analytical Results of New RC Shear Wall, NW-1 Tested by Prof. T. Kabeyasawa of Yokohama National University

## 5.5 高強度梁部材の FEM パラメータ解析

### 1) 目的と方法

高強度コンクリートを使用した RC 梁部材のせん断補強筋の量と強度をパラメータとした解析を行い、せん断補強筋がせん断挙動に及ぼす影響について検討した。本解析では、千葉大学野口研究室において開発された有限要素解析プログラムを使用した。ここで用いた基本構成則に関しては文献 5-26 を参照されたい。なお、コンクリート圧縮応力-ひずみ曲線降下域には、崎野らによる New RC 提案式<sup>5.24)</sup>を用い、ひび割れ発生後の圧縮強度低減係数には野口、飯塚らによる提案式<sup>5.27)</sup>を用いた。

解析対象試験体は、雨宮らによりせん断実験が行われた RC 梁試験体 ASB シリーズ<sup>5.30)</sup>である。図 5-12 に試験体の要素分割図を示す。本解析では、点対称問題として全体の 1/2 で解析を行った。コンクリートは 8 節点線形ひずみ四角形要素、主筋は一次元の線材要素、せん断補強筋はコンクリート内に均一に分布する積層要素としてモデル化した。

パラメータ解析では、せん断補強筋比とせん断補強筋量が梁のせん断終局強度に及ぼす影響を検討した。

### 2) せん断補強筋比の影響

ASB-3 を基準試験体としたが、主筋の降伏を避けるために、主筋量を  $a_t = 40.56 \text{ cm}^2$ 、 $\sigma_y = 1500 \text{ Mpa}$  として解析した。この場合のせん断力-変位関係を図 5-13 に示す。

せん断力 150kN 付近まで剛性は殆ど一致しているが、その後の剛性は補強筋量が高いほど高くなる傾向を示す。 $p_w = 0.0 \%$  の試験体は、せん断ひび割れが開いていく脆性的な破壊モードであった。 $p_w = 0.3 \%$ 、 $0.6 \%$  では、最大終局強度時にせん断補強筋の降伏がかなり見られ、端部のコンクリートも圧壊には至っていない。 $p_w = 0.8$ 、 $1.2 \%$  の試験体ではせん断終局強度時にせん断補強筋の降伏は殆ど見られなくなり、 $p_w = 1.2 \%$  では端部のコンクリートが圧壊している。 $p_w = 1.8 \%$ 、 $2.4 \%$ 、 $3.0 \%$  の試験体になるとせん断補強筋の降伏は全く見られなくなり、端部のコンクリートの圧壊に続いてコンクリートストラットが圧壊し、破壊に至っている。また、 $p_w = 2.4 \%$  以後ではせん断終局強度はあまり上昇せず、頭打ちの傾向が見られる。図 5-14 にせん断終局強度の解析値と、学会指針 A 法に圧縮強度低減係数に AIJ 式<sup>5.29)</sup>、市之瀬式<sup>5.30)</sup>、CEB 式<sup>5.31)</sup>を用いて算定した計算値とを併せて示す。解析結果は概して、AIJ 式と CEB 式の間位置して

いることがわかる。

### 3) パラメータ解析 ( $p_w \sigma_{wy}$ 一定) 結果に与えるコンクリートの拘束効果の評価法の影響

基準試験体として ASB-2 を選び、せん断補強筋量  $p_w \sigma_{wy}$  を一定とし、せん断補強筋比  $p_w$  とせん断補強筋の降伏強度  $\sigma_{wy}$  をパラメータとして解析を行った。この解析においては、コンクリートの圧縮応力-ひずみ曲線のモデル化を New RC 崎野モデル<sup>5.24)</sup>と修正 Kent-Park モデル<sup>5.32)、5.33)</sup>の 2 種類で行った。図 5-15 にモデルによる圧縮応力-ひずみ曲線の違いを示す。コンクリートの圧壊時のひずみ  $\epsilon_u$  にかなりの差がみられる。

#### a) New RC 崎野モデルを用いた場合

表 5-1 にパラメータを示す。図 5-16 に New RC 崎野モデルによるコンクリートの圧縮応力-ひずみ曲線を示す。コンクリートの圧壊時のひずみにあまり差がみられない。図 5-17 にせん断力-相対変位関数を示す。剛性は  $p_w$  が大きいほど高くなる傾向がわずかにみられるが、せん断終局強度にはほとんど差がみられない。

#### b) 修正 Kent-Park モデルを用いた場合

表 5-2 にパラメータを示す。図 5-18 に修正 Kent-Park モデルによるコンクリートの圧縮応力-ひずみ曲線を示す。コンクリートの圧壊時のひずみに明らかな差がみられる。図 5-19 にせん断力-相対変位関数を示す。剛性にはあまり差がみられないが、せん断終局強度にはかなりはっきり差がみられる。せん断補強筋の降伏強度が低くせん断補強筋が大きいほどせん断終局強度は高くなっている。コンクリート圧壊時のひずみの値が、せん断強度に直接影響していることがわかる。

### 4) 考察

a) せん断補強筋比  $p_w$  の増加とともにせん断終局強度は上昇するが、高補強筋量になるとせん断終局強度に頭打ちがみられる。

b) パラメータ解析では、せん断補強筋量  $p_w \sigma_{wy}$  が同じ場合でも、 $p_w$  が大きいほどせん断耐力が高くなる傾向にある。これはコンクリートに及ぼすせん断補強筋量による横拘束効果が大きくなるためであると考えられる。また、解析時のコンクリートのモデル化によって拘束効果に差がみられる。

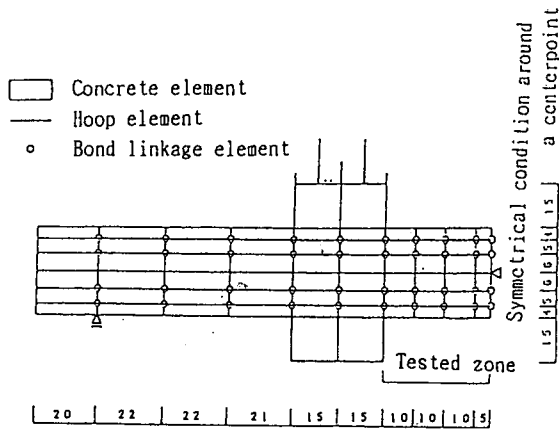


図 5.12 Finite Element Idealization of Beam

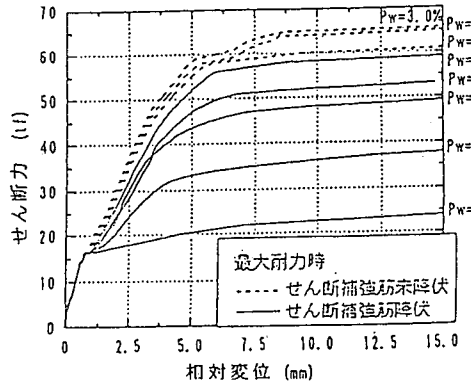


図 5.13 Shear Force-Relative Displacement Relationships

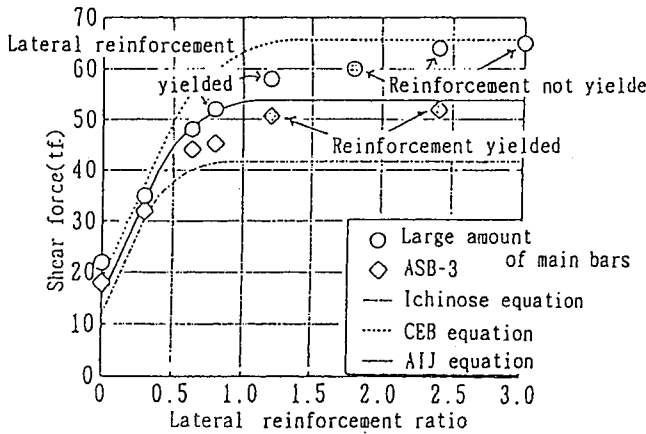


図 5.14 Ultimate Shear Strength-Shear Reinforcement Ratios Relationships

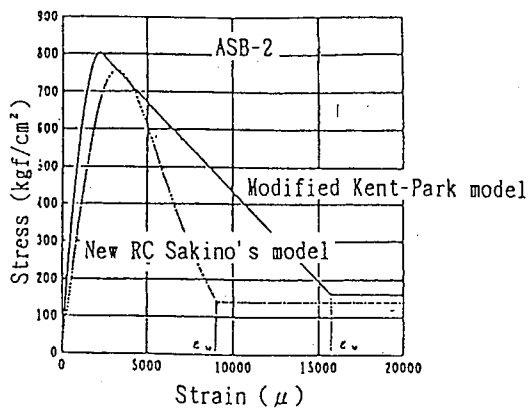


図 5.15 Differences of Compressive Stress-Strain Relationships by Two Models

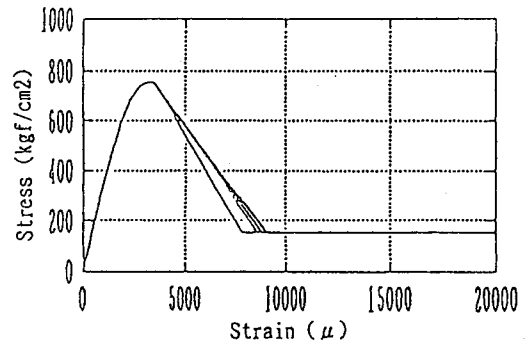


図 5.16 Stress-Strain Curves by Sakino Model

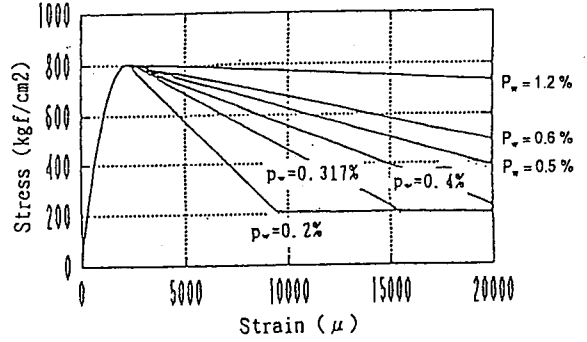


図 5.17 Stress-Strain Curves by Modified Kent-Park model

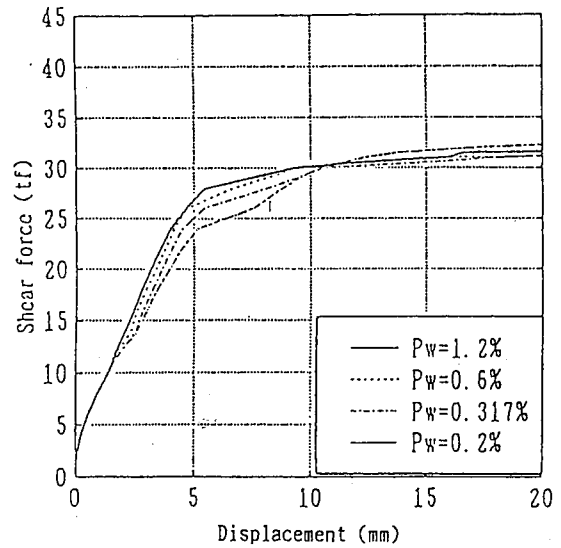


図 5.18 Shear Force-Relative Displacement by Sakino model

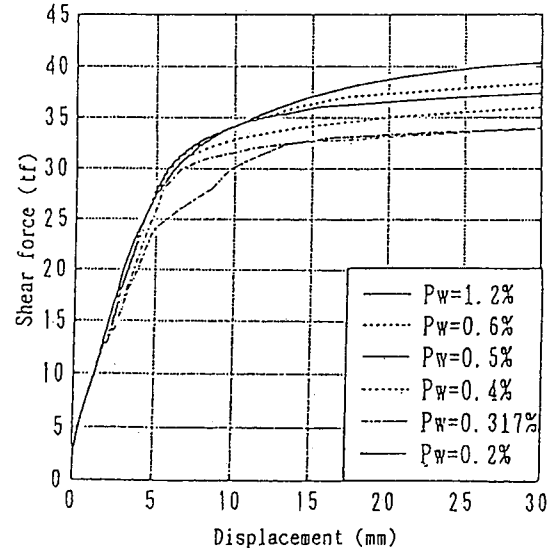


図 5.19 Shear Force-Relative Displacement by Modified Kent-Park model

表 5.1 Parameters in Sakino Model  
 $P_w \cdot \sigma_{wj} = 34.6 \text{ kg/cm}^2$

Pw(%)	$\sigma_{wj}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	コンクリート 圧縮強度( $\mu$ )
0.2	17300	7840
0.317	10900	8630
0.6	5767	8850
1.2	2883	9100

表 5.2 Parameters in Modified  
 Kent-Park Model  
 $P_w \cdot \sigma_{wj} = 34.6 \text{ kg/cm}^2$

Pw(%)	$\sigma_{wj}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	コンクリート 圧縮強度( $\mu$ )
0.2	17300	9251
0.317	10900	15732
0.4	8650	21173
1.5	6920	28505
0.6	5767	36993
1.2	2883	102271

表 5.3 Material Properties

鉄筋の材料特性			
種類	$E_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{vy}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_y$ ( $\mu$ )
主筋	$2.23 \times 10^3$	7350	0.0336
せん断補強筋†	$2.18 \times 10^3$	8630	0.0667
コンクリートの材料特性			
$E_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_t$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{cu}$ ( $\mu$ )
$3.83 \times 10^5$	576	36.7	0.00225

† 0.2% off set 値

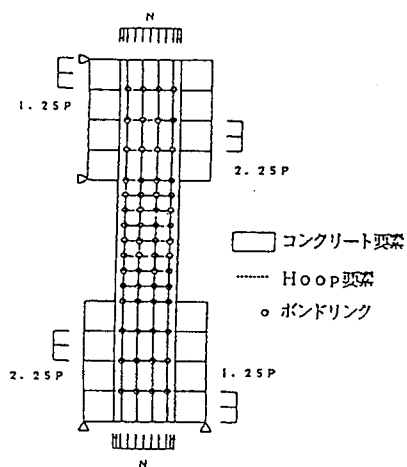


図 5.20 Finite Element Idealization

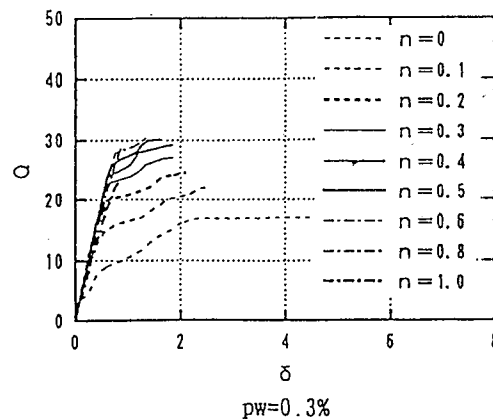


図 5.21 (a) Shear Force-Drift Angle Relationships

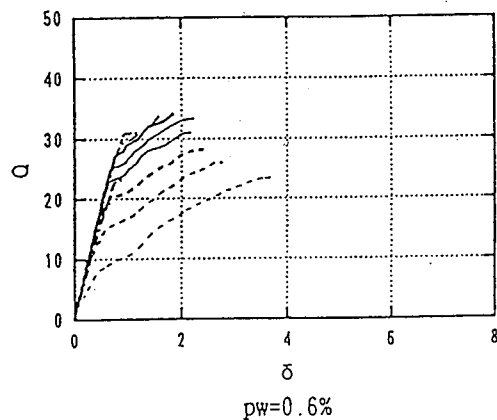


図 5.21 (b) Shear Force-Drift Angle Relationships

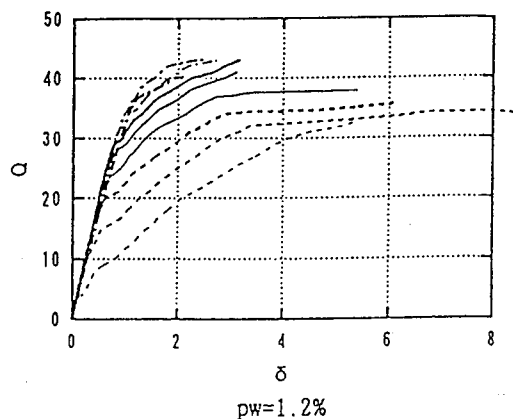


図 5.21 (c) Shear Force-Drift Angle Relationships

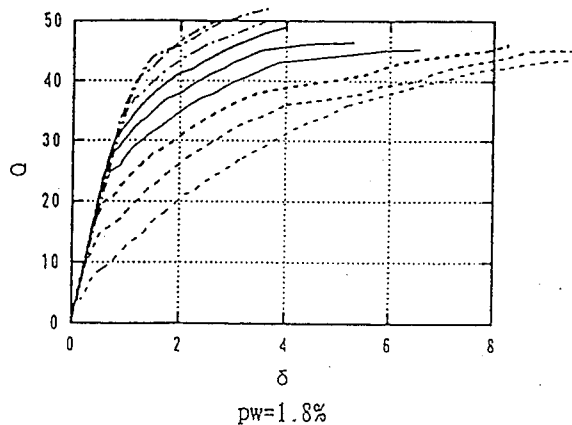


図 5.21 (d) Shear Force-Drift Angle Relationships

## 5.6 高強度柱部材の FEM パラメータ解析

### 1) 目的と方法

高強度材料を使用した RC 柱試験体を対象として、せん断補強筋量及び軸力比をパラメータとして解析を行い、各パラメータがせん断性状に与える影響を検討した。解析対象は、千葉大学でせん断実験が行われた RC 柱試験体<sup>5.34)</sup>に基づいて形状寸法・材料特性は同一とし、せん断補強筋量と軸力比をパラメータとした試験体である。解析パラメータは次の通りである。

せん断補強筋比： $p_w=0.3\%$ ,  $0.6\%$ ,  $1.2\%$ ,  $1.8\%$   
 軸力比： $n=N/N_u^* = 0, 0.05, 0.1, 0.15, 0.3, 0.45, 0.6, 0.75$

なお、材料定数は実験から得られた表 5-3 の値を使用し、要素分割は図 5-20 の通りである。

### 2) 解析結果

図 5-21 にはせん断応力-層間部材角関係をせん断補強筋比ごとに示す。どのせん断補強筋比においても、高強度になるに従い初期剛性の上昇、せん断ひび割れ発生耐力の上昇及びせん断耐力の上昇がみられる。が、最大耐力時の部材角は低下する傾向にある。

図 5-22 には、せん断補強筋量をパラメータとしたせん断耐力-軸力比関係を示す。図中には、実験から得られたせん断耐力をプロットしている。張らによる普通強度コンクリートでの解析実験<sup>5.35)</sup>では、低せん断補強筋量になるほど軸力による耐力上昇が顕著になるという報告がなされているが、本研究では、その傾向はみられず、軸力の増加に伴いほぼ平行にせん断耐力は上昇する傾向がある。この傾向は、張らの解析ではコンクリートの拘束効果を考慮していないのに対し、本解析では修正 Kent-Park 式<sup>5.32), 5.33)</sup>により拘束効果を考慮したために生じたと考えられる。また、高せん断補強筋量になるに従い、高軸力比でのせん断耐力の低下が少なくなり、 $p_w=1.8\%$ になると高軸力化でもせん断耐力の低下は殆ど見られない。

図 5-23 には、軸力比をパラメータとしてせん断耐力-せん断補強筋比関係を示す。図からわかるように、せん断補強筋量の増加に伴い、ほぼ同じようなせん断耐力の上昇の傾向を示していることがわかる。

### 3) 考察

せん断補強筋比及び軸力比をパラメータとして

解析を行った結果、以下のことがわかった。

- i) 軸力の増加により、初期剛性、せん断ひび割れ発生時期、最大耐力はそれぞれ上昇するが、最大耐力時の部材角は減少する傾向にある。
- ii) 軸力の増加によるせん断耐力の上昇は、せん断補強筋量の増加にかかわらず、ほぼ平行に耐力上昇を示しているが、この傾向は、コンクリートの拘束効果の影響と考えられる。

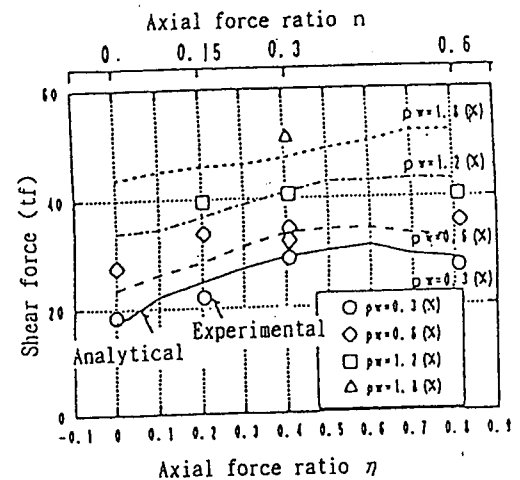


図 5.22 Shear Strength-Axial Force Ratio Relationships

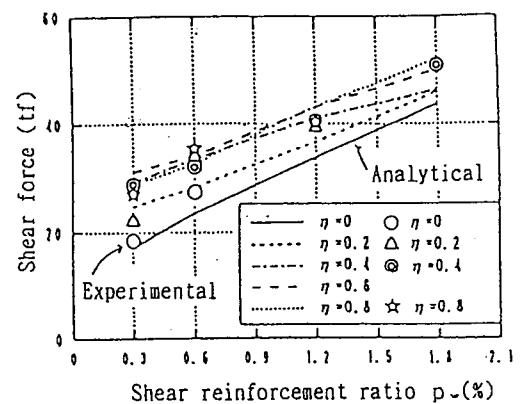


図 5.23 Shear Strength-Shear Reinforcement Ratio Relationships



表 5.4 Specimens

試験体名	AT-2	AT-3	AT-4	AT-5
上(下)端主筋	6-D13	8-D13	10-D13	
スターラップ	□ 2-D10@150 P <sub>w</sub> =0.47%	□ 2-D10@100 P <sub>w</sub> =0.71%	□ 2-D10@80 P <sub>w</sub> =0.89%	
接合部フープ	□ 4-D6 × 3 セット @50 P <sub>w</sub> =0.47%			□ 2-D6 × 2 セット @60 P <sub>w</sub> =0.18%
梁曲げ降伏時接合部せん断応力度 τ <sub>py</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	90.97 =0.15F <sub>c</sub> 3.7 √ F <sub>c</sub>	121.30 =0.20F <sub>c</sub> 5.0 √ F <sub>c</sub>	151.62 =0.25F <sub>c</sub> 6.2 √ F <sub>c</sub>	

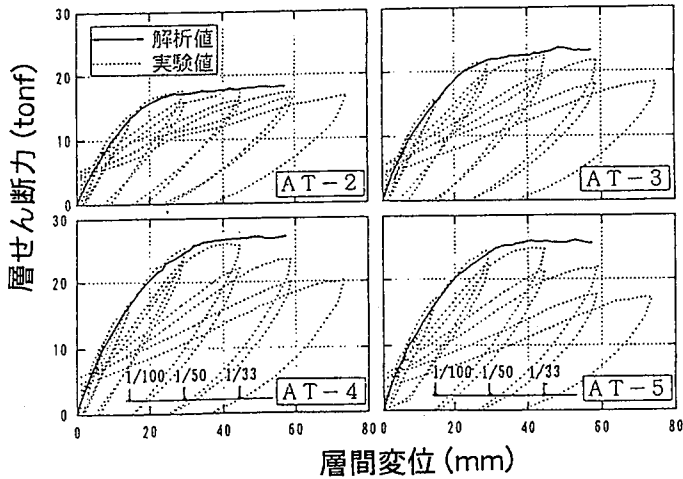


図 5.24 Story Shear-Relative Displacement Relationships

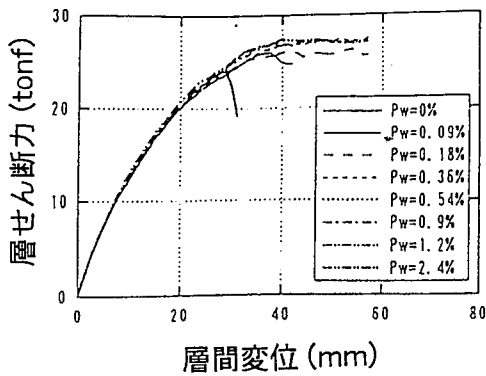


図 5.25 Story Shear-Story Drift Relationships

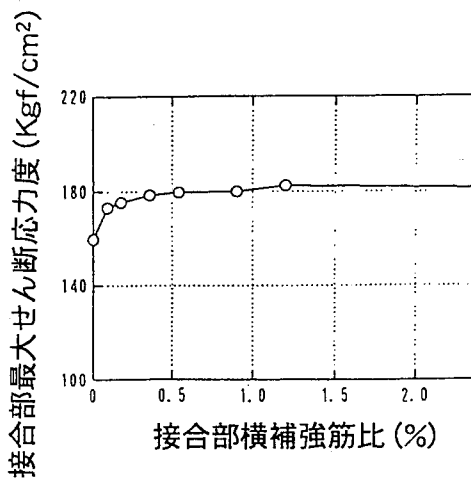


図 5.26 Joint Shear Stress-Lateral Reinforcement Ratios Relationships

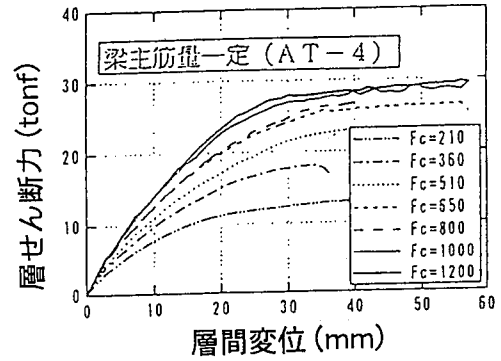


図 5.27 Story Shear-Story Drift Relationships

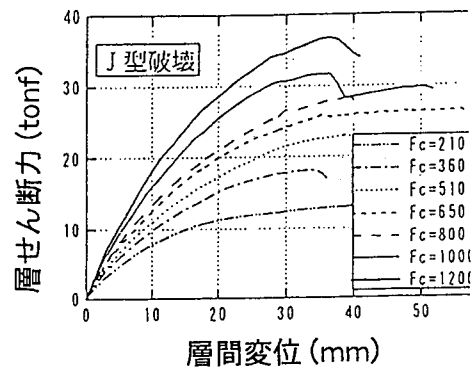


図 5.28 Story Shear-Story Drift Relationships

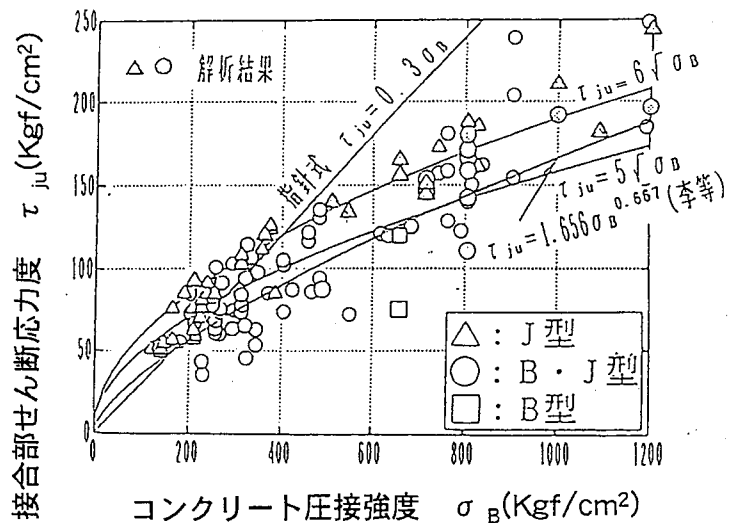


図 5.29 Joint Shear Stress-Concrete Strength Relationships

## 5.7 高強度柱・梁接合部の FEM パラメータ解析

### 1) 目的と方法

高強度材料を使用した鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部を対象として、コンクリート強度と接合部横補強筋をパラメータとした FEM 解析を行い、接合部のせん断強度に関する指針式や既往の強度算定式との対応性や、コンクリート強度と接合部横補強筋が接合部のせん断強度に及ぼす影響の検討を行った。

解析には、高強度材料の構成則を組み込んだ二次元非線形 FEM 解析プログラム<sup>5.26)</sup>を使用し、コンクリートの圧縮強度低減係数には、飯塚式<sup>5.27)</sup>を用いた。要素分割には、点対称条件を用い、全体の 1/2 を解析した。加力は、柱頭に軸力を与え、その状態を保持したまま、梁端部への変位制御とした。

コンクリートの圧縮応力-ひずみ関係は、上昇域には Fafitis-Shah のモデル<sup>21)</sup>により高強度コンクリートの弾性剛性の直線化を表現し、拘束コンクリートのひずみ軟化域には Kent-Park のモデル<sup>5.32)</sup>、<sup>5.33)</sup>を用い、靱性の向上を考慮した。また、付着モデルは、鉄筋軸方向バネ特性として、付着-すべり関係を用い、この付着-すべり関係は実験結果をもとに決定した。

パラメータ解析を行うにあたり、これらのモデル化の妥当性を検討するため、竹崎・野口らにより実験が行われた AT シリーズ<sup>5.36)</sup>の実験結果と解析結果の比較を行った。

### 2) 解析結果と実験結果の比較

AT シリーズの主な試験体諸元を表 5-4 に示す。材料特性は、梁主筋降伏応力度が 556 Mpa、接合部横補強筋降伏応力度が 804 Mpa、コンクリート圧縮強度が 80.5 Mpa である。

図 5-24 に層せん断力-層間変位関係の実験値と解析値の比較を示す。解析値の初期剛性及びひび割れの進展や梁主筋降伏による剛性低下の状況は実験値と良い対応を示した。しかしその後、繰り返し載荷の実験とは異なり、解析では単調載荷のため、耐力低下することなく変形が進み、最大耐力とその時の層間部材角の値が若干ではあるが大きくなった。

### 3) パラメータ解析結果

標準試験体を AT-4 とし、接合部横補強筋比( $p_w = 0, 0.09, 0.18, 0.54, 0.9, 1.2, 2.4 \%$ )とコンクリート圧縮強度( $\sigma_c = 21, 36, 52, 65, 80, 100, 120 \text{ Mpa}$ )をパラメータとした解析を行った。なお、コンクリート圧縮強度をパラメータとした解析に

おいて接合部破壊型(J 型)にならない場合には、J 型の破壊モードとするために梁主筋量を増加させ、接合部せん断耐力を求めた。

#### a) 接合部横補強筋比の影響

図 5-25 に、接合部横補強筋比をパラメータにした場合の層せん断力-層間変位関係を示す。各試験体とも初期剛性はほぼ等しいが、接合部横補強筋量の少ない試験体ほど早期に最大耐力に達し、その後の耐力低下率も大きくなった。図 5-26 は、接合部せん断応力度-接合部横補強筋比関係である。接合部横補強筋比  $p_w$  の増加に対し、0.0~0.5 % の区間では、ほぼ曲線状にせん断強度の上昇が認められるが、その後は  $p_w = 2.4 \%$  とかなり高配筋になってもせん断強度の上昇は殆どみられないことがわかる。

#### b) コンクリート圧縮強度の影響

図 5-27, 28 に、コンクリート圧縮強度をパラメータにした場合の層せん断力-層間変位関係を示す。図 5-27 では梁主筋量を一定とし、図 5-28 では J 型破壊となるようにしたものである。コンクリート圧縮強度の上昇にともない初期剛性が增大する傾向にある。梁主筋量を一定にした場合、 $F_c = 800 \text{ Mpa}$  までは耐力の上昇が顕著であったが、その後頭打ちとなっている。また、J 型破壊となるように梁主筋量を増大させた場合では、コンクリート強度の上昇にともない最大耐力の値がさらに大きくなっている。

図 5-29 は、既往の実験結果の接合部せん断応力度-コンクリート圧縮強度関係に、本解析結果をプロットしたものである。梁の主筋重を一定として解析を行った場合、コンクリート強度 800 Mpa 以降破壊モードが J 型から梁曲げ降伏後の接合部破壊型(B・J 型)へと移行した。J 型の傾向として、接合部せん断強度がコンクリート強度  $\sigma_c$  の増大に対して、比例せず、 $\sigma_c$  の平方根もしくは、 $\sigma_c^{2/3}$  の曲線にほぼ沿った形で増大していることがわかる。

#### 4) 考察

接合部横補強筋比の増加に対し、0.0~0.5 % の区間では、ほぼ曲線状にせん断強度の上昇が認められるが、それ以上配筋してもせん断強度の上昇はみられず、ほぼ頭打ちとなった。

コンクリート強度  $\sigma_c$  の増大に対して、接合部せん断強度は、 $\sigma_c$  に比例せず、 $\sigma_c$  の平方根もしくは  $\sigma_c^{2/3}$  の曲線にほぼ沿った形で増大した。

## 5.8 耐震壁の FEM パラメータ解析

### 1) 目的と方法

平成3年度に普通強度のみならず高強度コンクリートにも適用可能な構成則モデルの提案を行い、この構成則モデルをトロント大学のStevensらが開発した普通強度のRC構造に対する非線形FEM解析コード(FIERCM)<sup>5.16)</sup>に組み込み修正を行った(修正FIERCMと呼ぶ)<sup>5.37)</sup>。本報告では、まず、修正FIERCMを構造性能分科会面材WGによって実験が行われた高強度RC耐震壁に適用し、実験値と比較することにより終局強度の推定精度を調べた。次いで、実験値の無い領域の実験データを補完するため、修正FIERCMによるパラメータ解析を実施した。最後に既往のマクロモデル、実験式並びに設計式を用いてパラメータ解析を行い、これらの強度推定式を高強度RC耐震壁に適用した場合の適合性や問題点について検討した。

### 2) 研究方法

修正FIERCMの推定精度を検証するため、面材WGによって実施された高強度RC耐震壁NW(横浜国大)シリーズ6体<sup>5.38, 39)</sup>とNo(日本国土開発(株)・明治大学)シリーズ8体<sup>5.40)</sup>の計14体に適用し、終局強度について比較した。次に、パラメトリック解析の対象としてNoシリーズの耐震壁試験体を選定し、(その中のNo.3を基準の試験体として) FEM解析を実施した。Noシリーズ試験体の諸元および材料試験結果をそれぞれ表5-5および5-6に示す。本研究では、次の4種類の因子を変動させて検討を行った。

(1)コンクリート圧縮強度:

$$\sigma_c = 200 \sim 1000 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \text{ (20} \sim \text{100Mpa)}$$

(2)壁筋比 :  $P_w = 0.2 \sim 1.45 \text{ (\%)}$

(3)柱主筋比 :  $P_c = 1.5 \sim 6.25 \text{ (\%)}$

(4)せん断スパン比 :  $h_w/L = 0.875 \sim 2.063$

なお、変動因子以外の材料定数および諸元はNo3試験体と同一であるとした。最後に、既往のマクロモデル(称原・加藤モデル<sup>5.41)</sup>、実験式(広沢式<sup>5.42)</sup>、および設計式(AIJ指針式<sup>5.43)</sup>)を上記の耐震壁に適用してパラメトリック解析を行い、実験式およびFEM計算値と比較することにより、これらのせん断強度推定式の適合性や問題点について検討した。

### 3) 解析結果および考察

図5-30はNWおよびNoシリーズ試験体に関する終局強度の実験値とFEM計算値を比較したものである。FEMの推定精度はNWシリーズに対しては5%以内、Noシリーズに対しては12%以内と良好であ

る。但し、Noシリーズの場合、FEMはいずれの試験体とも耐力をやや過大評価する傾向がある。図5-31は、コンクリート強度がせん断強度に及ぼす影響について検討したものである。なお、図中のAIJ指針式(1)はコンクリートの有効係数 $\nu$ として、AIJ指針で採用しているNielsen式( $\nu = 0.7 \cdot \sigma_c / 2000$ )<sup>5.43)</sup>を、また、AIJ指針式(2)はCEB式( $\nu = 3.68 \sigma_c^{0.667} / \sigma_c$ )<sup>5.33)</sup>を、さらに指針式(3)は修正CEB式( $\nu = 3.68 \sigma_c^{2/3} / \sigma_c \geq 0.5$ )を用いたものである。(単位 $\sigma_c$ : kgf/cm<sup>2</sup>) AIJ指針式(3)がコンクリート強度の影響を最も適切に表現している。一方、AIJ指針式(1)はコンクリート強度が高くなる程、実験値およびFEM計算値から離れる傾向にある。図5-32は、壁筋比 $P_w$ を変化させたときの $P_w \sigma_y$ ( $\sigma_y$ : 壁筋降伏強度)がせん断強度に及ぼす影響を検討したものである。検討した $P_w$ の範囲内では、AIJ指針式(3)が実験値に最も良く適合する結果を与えている。しかし、設計式はいずれも $P_w \sigma_y$ の増大に伴う壁筋の効果を実験値より過大に見積もる傾向がある。AIJ指針式ではトラス機構の角度を  $\cot \phi = 1$  と仮定しているが、高強度RC耐震壁の場合には検討の余地があるように思える。図5-33は、柱主筋比がせん断強度に及ぼす影響を検討したものである。AIJ指針式(3)がFEM計算値と最も適合している。しかし、FEM計算値は、わずかながら主筋量の増大に伴う強度の上昇が見られるのに対し、指針式には主筋量の影響は考慮されていない。広沢式はこの傾向を良好に表している。最後に、図5-34は、せん断スパン比がせん断強度に及ぼす影響を検討したものである。AIJ指針式(3)および広沢式が実験値および計算値の傾向を比較的良好にとらえており、特にAIJ指針式(3)が実験値と最もよく一致している。

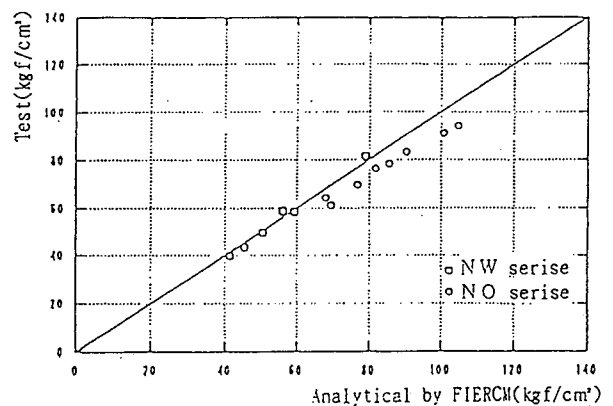


図5.30 Comparisons between Experimental and FEM Analytical Values

(a) Concrete

試験体	材令 (日)	圧縮強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (x10 <sup>5</sup> /cm <sup>2</sup> )
No. 1	49	664	—
No. 2	70	722	3.05
No. 3	60	732	3.05
No. 4	95	1055	3.65
No. 5	101	782	3.07
No. 6	94	756	2.92
No. 7	70	729	3.09
No. 8	66	776	3.14

(b) Reinforcement

	規格	径	降伏強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	降伏歪 (x10 <sup>-3</sup> )	引張強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (x10 <sup>4</sup> kg/cm <sup>2</sup> )
壁筋	SD80	D6	8079	6187	10154	1.93
	SD130		14480	8928	15294	2.09
柱主筋	SD80	D13	10289	7205	11329	1.98
柱帯筋	SD130	D6	14222	8637	15326	2.14
柱副帯筋			14222	9003	15122	2.02

5.9 平板の FEM パラメータ解析

1) 目的と方法

構成方程式・有限要素法 WG の RC 平板面内せん断実験で取り扱わなかった要因についてパラメータ解析を行い、各要因の影響について考慮することを目的とした。

解析に用いたパラメータは、配筋方法、一方向軸圧縮応力、及び二方向軸圧縮応力である。試験体の一覧を表 1 に示す。なお、ここで取り上げた試験体はいずれもコンクリートの破壊により終局に至るものである。

本解析を実施するにあたり、全試験体に関して以下の共通な基本条件を設定した。

①コンクリート強度： $\sigma_B=70\text{MPa}$ 、②ひび割れ強度： $\sigma_{cr}$ 、③テンションステイニング特性：Stevens 式 5.1)を適用、④コンクリートの圧縮応力-圧縮歪関係：応力上昇域では Fafitis-Shah 式 5.6)を適用、応力下降域では白井による 3 次式 5.37)を適用、⑤ひび割れ後のコンクリートの圧縮強度低減係数：塩原による評価式 5.37)を適用。

2) 解析結果及びまとめ

解析より得られた各試験体のせん断応力-せん断歪関係を図 5-35~37 に示す。また、最大耐力値を表 5-7 に併記する。図 5-35 より、同一  $p_t \sigma_r$  であっても試験体のひび割れ後の剛性及び最大耐力は鉄筋量の増加に伴い上昇するのがわかる。図 5-36, 37 より、軸方向の圧縮応力が試験体のひび割れ強度と耐力上昇に寄与しているのが認められるが、その効果は二方向圧縮の方が一方向圧縮より顕著であるのがわかる。

表 5.5 Specimens

試験体 No.	コンクリート強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	側 柱				壁 板				
		形状 b×D (mm)	主筋 SD80 (P, %)	帯筋 SD130 スパイラル (P, %)	中子筋 SD130 (P, %)	内の高さ (mm) [M/Q・D]	壁厚(mm) × 内の高さ (mm)	壁筋 SD80 (P, %)		
1	600	200×200	16-D13 (5.08)	内の高さ 上層 1/2 2-D6040 (0.80%)	内の高さ 上層 1/2 なし	2000 [1.33]	80×1300	2-D60400 (0.20)		
2								2-D60230 (0.35)		
3								2-D60150 (0.53)		
4	2-D60150 (0.53)									
5	1000					内の高さ 下層 1/2 2-D6050 (0.64)		内の高さ 下層 1/2 2-D6050 (0.64)	3000 [2.00]	2-D60150 (0.53)
6										2-U6.40122 [SD130] (0.62)
7									2000 [1.33]	2-D6080 (1.00)
8										2-D6055 (1.45)

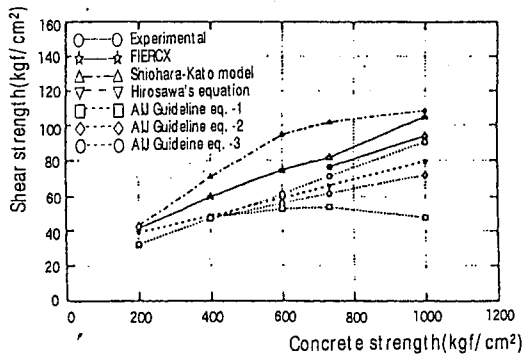


図 5.31 The Effects of Concrete Strength

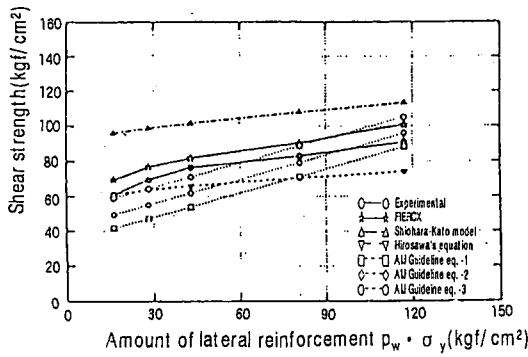


図 5.32 The Effects of  $p_w \sigma_y$

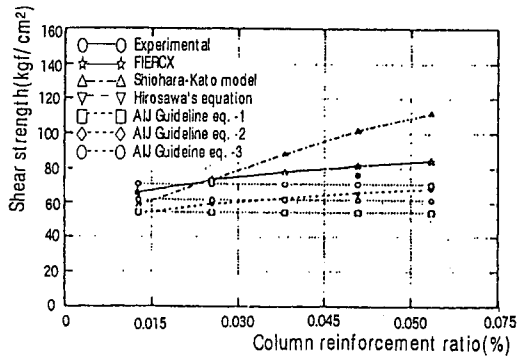


図 5.33 The Effects of Column Main Bar Ratios

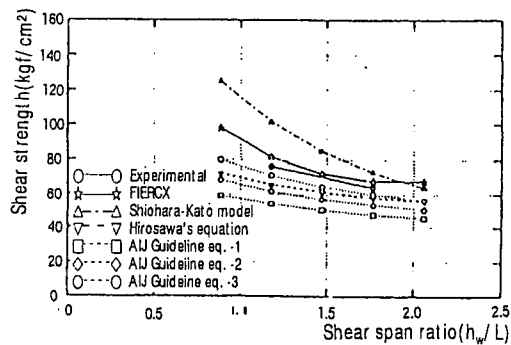


図 5.34 The Effects of Shear Span Ratios

表 5.7 Specimens and Maximum Strength

試験体	諸元	耐力 Mpa	
aシリーズ $p_t \sigma_t$ は固定し、 $p_t$ と $\sigma_t$ の組合せを変化	a-1	SD980を鉄筋比 $p_t=2.0\%$ で配筋	15.14
	a-2	SD490を $p_t=4.0\%$ で配筋	17.94
	a-3	SD295を $p_t=6.6\%$ で配筋	19.34
bシリーズ 配筋はSD980 $p_t=2.0\%$ で固定し、 一方の軸圧縮応力を変化	b-1	軸力無し	15.14
	b-2	軸圧縮応力 $0.1 \sigma_B$	16.17
	b-3	軸圧縮応力 $0.3 \sigma_B$	18.11
	b-4	軸圧縮応力 $0.6 \sigma_B$	19.87
bシリーズ 配筋はSD980 $p_t=2.0\%$ で固定し、 二方向の軸圧縮応力を変化	c-1	軸力無し	15.14
	c-2	軸圧縮応力 $0.1 \sigma_B$	17.48
	c-3	軸圧縮応力 $0.3 \sigma_B$	24.17
	c-4	軸圧縮応力 $0.6 \sigma_B$	33.87

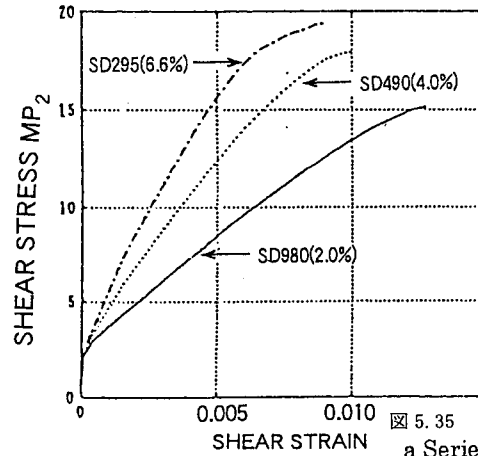


図 5.35 Analytical Results of a Series with Variations of Combination of  $p_t$  and  $s_y$

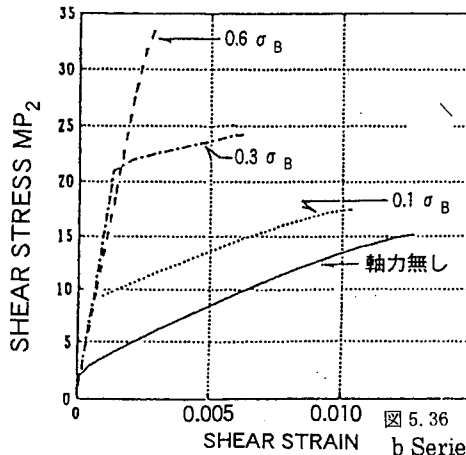


図 5.36 Analytical Results of b Series with Variations of an Axial Stress Ratios

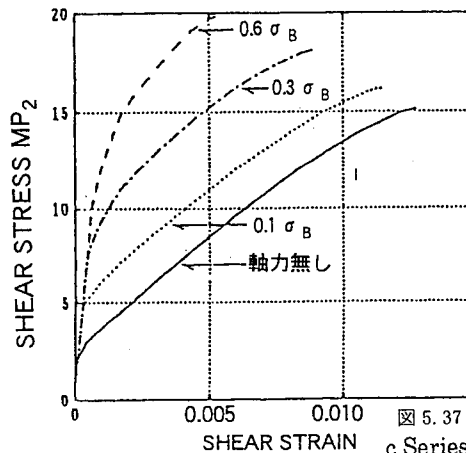


図 5.37 Analytical Results of c Series with Variations of Bidirectional Axial Stress Ratios

## 参考文献

- 5.1) 鷲津久一郎他共編：有限要素法ハンドブック  
1 基礎編、培風館、1981.9、pps.443
- 5.2) 戸川隼人：有限要素法概論、有限要素法の基礎と応用シリーズ1、培風館、1981.11、pps.324
- 5.3) O.C. Zienkiewicz: The Finite Element Method, Third Edition, McGraw Hill Book Company Ltd., 1977
- 5.4) 三好俊郎：有限要素法入門、改訂版、培風館、1994.12、pps.255
- 5.5) Ngo, D. and Scordelis, A. C. : Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams. ACI Journal, Vol.64, No.3, March 1967, pp.152-163.
- 5.6) Advanced Mechanics of Reinforced Concrete. Reports of IABSE Colloquium, Delft, 1981.
- 5.7) RC 構造のせん断強度研究委員会：RC 構造物のせん断問題に関するコロキウム論文集、日本コンクリート工学協会、1982.6.
- 5.8) 森田司郎研究代表：鉄筋コンクリート構造の FEM 解析の精度工場に必要な基礎実験と解析モデルの開発、昭和 63 年度科学研究費補助金(総合研究(A)) 研究成果報告書、平成 1. 3.
- 5.9) Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures. Proc. of the US-Japan Seminar, Tokyo, May 1985, published from ASCE, 1986.
- 5.10) Aoyama, H. and Noguchi, H.: Future Prospects for Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures. Proc. of the US-Japan Seminar, Tokyo, May 1985, published from ASCE, 1986, pp.667-681.
- 5.11) RC 構造の FEM 解析と設計法研究委員会：コンクリート構造物の設計に FEM 解析を適用するためのガイドライン、日本コンクリート工学協会、JCI-C16、1989.3.
- 5.12) RC 構造の FEM 解析と設計法研究委員会：RC 耐震壁のマクロモデルと FEM ミクロモデルに関する解析的研究論文集、日本コンクリート工学協会、JCI-C18、1989.
- 5.13) Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures II. Proc. of the International Workshop, New York, June 1991, published from ASCE, 1993.
- 5.14) 長沼一洋：コンクリート構造の解析モデル、コンクリート構造物の設計手法としての FEM 解析(その 4)、コンクリート工学、Vol.30, No.8, pp.81-86, 1992.8
- 5.16) 白井伸明：コンクリート構造物と FEM 解析、コンクリート構造物の設計手法としての FEM 解析(その 3)、コンクリート工学、Vol.30, No.6, pp.86-93, 1992.6
- 5.16) Stevens, N. J. et al. : Analytical Modeling of Reinforced Concrete Subjected to Monotonic and Reversed Loadings, Pub.No.87-1, Univ. of Toronto, January 1987
- 5.17) 高強度鉄筋分科会・構成方程式・有限要素法 WG 研究報告書、平成 5 年 3 月、pps.207.
- 5.18) 鈴木紀男：RC 構造の非線形 FEM 解析のためのガイドライン(1),(2)、コンクリート構造物の設計手法としての FEM 解析、コンクリート工学、Vol.31, No.8, 1993.8, pp.78-83、Vol.31, No.9, 1993.8, pp.76-81.
- 5.19) 平成 3 年度 New RC 構造性能分科会報告書、国土開発技術研究センター、1992.3.
- 5.20) 第 2 回 RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム、解析モデル検証用試験体の実験データ集、JCI-C6、pps.54、1983.10.
- 5.21) Fafitis, A. and Shah, S. P. : Lateral Reinforcement for High Strength Concrete Columns, ACI, pp. 213-232, 1985.
- 5.22) 大久保雅章、濱田聡、野口博：地震時のひび割れコンクリートの圧縮劣化特性に関する基礎実験、JCI コロキウム論文集、JCI-C18、pp.17-22、1989.10
- 5.23) 平成 3 年度 New RC 研究開発概要報告書、国土開発技術研究センター、1992.3.
- 5.24) 崎野健治：コンクリートファインドコンクリートの力学特性に関する資料のとりまとめ、平成 3 年度高強度鉄筋分科会報告書、国土開発技術研究センター、1992.
- 5.25) 大久保雅章、松戸正士、野口博：超高強度コンクリートの二軸圧縮応力下の破壊条件に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、pp.635~638、1990.10 及び 日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、pp.473~476、1991.9
- 5.26) 張 愛暉、野口 博：RC 造柱のせん断終局強度に及ぼす軸力の影響に関する解析的研究、コンクリート工学年次論文報告集、12-2、1990
- 5.27) 飯塚崇文：普通強度から高強度までの材料を用いた鉄筋コンクリートの構成則と有限要素解析に関する研究、千葉大学学位論文、1992
- 5.28) 雨宮 篤：超高強度 RC はりのせん断挙動に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1991
- 5.29) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型指針・同解説、1988.

- 5.30) 市之瀬敏勝：変形能力を考慮した RC 部材のせん断設計法、日本建築学会論文報告集、1990
- 5.31) COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON：CEB-FIP MODEL CODE FOR CONCRETE STRUCTURES, 1988.
- 5.32) Kent, D.C. and Park, R.: Flexural Members with Confined Concrete. Proc. ASCE, Vol. 97, No. ST7, July 1971. pp.1969-1990.
- 5.33) Park, R., Priestley, M. J. N. and Gill W. D. : Ductility of Square Confined Concrete Columns, Proceedings ASCE, Vol.108, ST4, April 1982.
- 5.34) 二村有則、瀬尾正幸他：高強度材料を用いた RC 柱の性状に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 627～630、1992.8.
- 5.35) 張 愛暉：鉄筋コンクリート部材のせん断挙動に関する非線形解析、千葉大学学位論文、1991.
- 5.36) 阿部雅人、竹崎真一、野口博：高強度電炉鉄筋の開発に関する研究(その 10、11)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.513～516、1992.
- 5.37) 白井伸明、野口博、塩原等ほか：普通強度及び高強度RC要素の構成則に関する研究(その1、2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp.1051～1054、1992.8
- 5.38) 壁谷澤寿海ほか：高強度材料を用いた曲げ降伏型鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性(その1、2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp.607～610、1990.10
- 5.39) 壁谷澤寿海、倉本洋ほか：シアスパン比の大きい高強度鉄筋コンクリート耐震壁の加力実験、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.14, No.2、pp.819～824、1992
- 5.40) 狩野芳一、柳沢延房：耐震壁のせん断強度に関する研究、New RC研究開発概要報告集、pp.3-3-35～3-3-40、1992.3
- 5.41) 称原良一、白井伸明、野口博：RC耐震壁のマクロモデル間の解析結果の比較および実験値との比較、RC耐震壁のマクロモデルとFEMマイクロモデルに関するパネルディスカッション論文集、JCI-C11、日本コンクリート工学協会、pp.41～60、pp.97～102、1988.1
- 5.42) 広沢雅也：鉄筋コンクリート部材の強度と靱性、建築研究報告、No.76、建築研究振興協会、1977.3
- 5.43) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、丸善、1990

## 第6章 構造設計法

### 6.1 はじめに

建設省総合技術開発プロジェクト「New RC」の設計指針分科会ではその成果の一部としてNew RC材料を用いた建築物の構造設計手法を「New RC構造設計ガイドライン(案)」としてまとめた。ここでは、ガイドライン作成に際しての重要な概念を紹介する。本章のタイトルは構造設計法となっているが、この本の内容のもととなっている総プロが、高強度RC材料の開発とそれを使用したRC構造物の地震時の挙動の解明、耐震設計法の開発を目的としていたことにより、ここでの記述は耐震設計法に重点が置かれている。また、高強度RC材料の使用は弾性たわみ減少の可能性を有するものの、常時の荷重に対する性能を改善する可能性が低いことも耐震設計法に重点をおいた理由の一つである。

通常強度の材料を用いたRC構造物、特に中低層のRC構造物に対する最近の耐震設計では、梁降伏先行による崩壊機構に基づき、その安全性を確保することが主流となりつつある。ところが、高層・超高層RC構造物は高次モードの影響を強く受け、設計上想定する変形の範囲内では、未降伏の部材も多く、鉛直部材は地震応答解析に基づいた応力により設計されるのが一般的である。

高強度材料、特に高強度鉄筋の使用は上記の傾向をより増長させる。高強度材料を使用した部材の降伏変形は通常材料強度使用時の倍近くに大きくなる。したがって、高強度材料を使用した高層・超高層RC構造物では、梁部材であっても設計上想定する変形以内ではほとんど降伏変形に達すること無く挙動する。このような構造物に対しては梁降伏先行による崩壊機構のみに基づく設計法は現実的ではなく、地震応答解析による応答応力に基づく設計応力の設定が必要である。ここに、高強度RC材料を使用した高層・超高層構造物、すなわちNew RC構造物を合理的に設計するための全く新しい耐震設計法の開発が必要となった。

### 6.2 New RC構造設計ガイドラインの特徴

本ガイドラインは、比較的早期に実用化が可能であると考えられる範囲の高強度コンクリートおよび高強度鉄筋を用いた高層・超高層建築物を対象とした構造設計の一つの方法を提案したものである。ただし、本ガイドラインは部材断面決定の手順等、設計方法の詳細を規定したのではなく、設計される建築物の目標性能およびそ

の検討方法に主眼をおいて提案したものである。

構造設計に際しては、常時作用する荷重、および、地震、風、雪等一時的に作用する荷重を考慮する必要があるが、我が国の鉄筋コンクリート造建築物は、地震力に対する設計が構造設計を支配することが通常である。そこで、本ガイドラインは耐震設計に重点をおいて作成されており、常時荷重に対する設計、および、風荷重、雪荷重、温度応力、クリープ、乾燥収縮等に対する設計は取扱っていない。

ガイドラインが想定する耐震性の検討は、任意方向の入力地震動に対し、梁降伏型の全体降伏形を前提として、図-6.1に示すようなフローに従い以下の(1)~(3)の項目について行われる。これらの検討は、建築物の全方向に対して1方向で行うものである。

(1) 建物の供用期間中に1度は起る可能性のある地震動に対しては、部材は降伏せず、二次部材の被害も生じない変形レベル(使用限界変形以内)に応答が納めることを確認する。これにより、地震直後にも建物を使用できることを保証する。

(2) 建物の建設地で生じる可能性のある最大級の地震動に対しては、最大変形が通常の超高層建物に対して規定されている変形レベル(被害の生じた部材においても補修可能な変位レベルだと思われる)として定めた応答限界変位以下、かつ、特定の層に変形が集中しないことを確認する。また、部材の降伏は許容するが、架構の耐力低下が生じる状態は許容しない。

(3) 材料特性に基因する部材強度と変形能力(復元力特性)のばらつきはある程度本ガイドラインでも考慮している。しかしながら、地震動の特性や建築物の解析モデルに起因する応答のばらつきについては、なお不確定な要因として扱わざるを得ず、建築物の設計を応答限界変形時の応力、変形で行うことには不安が残る。そこで応答限界変形時の建築物の耐震性を保証するため、

i) 静的漸増荷重解析による水平力の和と、重心位置の変形との関係を示す関係曲線上で、応答限界変形までの2倍以上の面積を確保できる骨組の変形(架構設計変形)時にヒンジ形成部材には靱性の確保、非ヒンジ部材にはヒンジが形成されないように十分な強度を確保する。

また、

ii) 架構設計変形時に骨組のベースシャー係数にして、少なくとも $0.25 \cdot R_t \cdot Z$ の水平耐力は確保する。

以下に、耐震設計に関する本ガイドラインの特徴を示す。



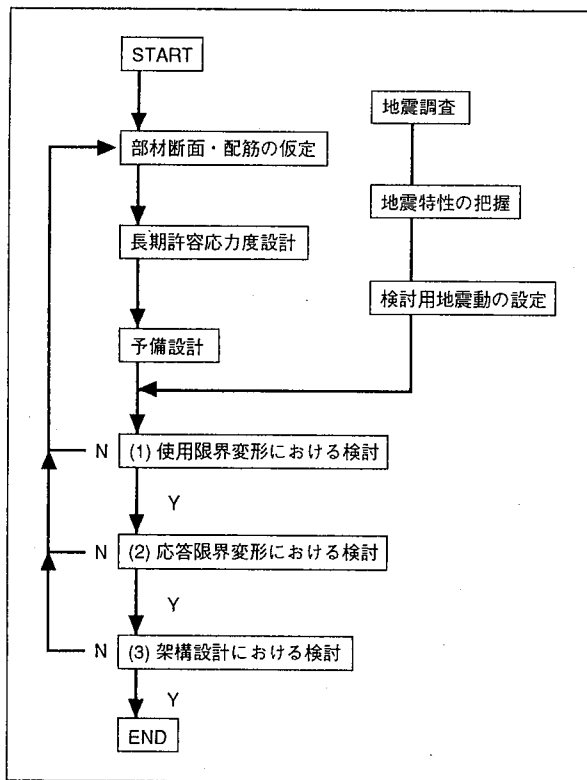


図-6.1 構造設計の手順の一例

### 6.2.1 三段階での耐震性の検討

耐震安全性の検討を動的解析と静的解析とにより三段階で行う方法を提案した。即ち、

- 1) 建物の供用期間中に1度は生じる可能性のある地震動（レベルⅠ地震動）に対して部材に降伏が生じるような構造的被害、および、二次部材の被害が生じないこと（使用性の確保）、
- 2) 建設地に生じる可能性のある最大級の地震動（レベルⅡ地震動）に対して倒壊しないこと（安全性の確保）を目標として、これらを地震応答解析により検討する。更に、
- 3) レベルⅡ地震動に対して許容する水平変形（応答限界変形）より大きい変形（架構設計変形）に対して架構の降伏機構および水平耐力を静的解析により検討する。

### 6.2.2 設計用地震動の提案

耐震設計の前半が地震応答解析を主体に行なわれることを考慮し、地震応答解析の結果に大きな影響を与える地震動について、設計で考慮すべきレベル、特性、人工地震波作成方法などを提案した。この際、水平一成分のみならず、二方向成分の特性、作成方法、および、上下動の考慮の方法についても言及した。

### 6.2.3 水平二方向、および、鉛直地震動に対する考慮

地震動は原則として、水平二方向、および、鉛直地震動を考慮することとしている。しかしながら、これらをすべて地震応答解析にとり入れることは実用的でない場合もあると考えられることから、水平地震動については作用方向を変化させた一方向入力による検討方法、および、鉛直地震動の影響を静的に考慮する方法についても示した。

### 6.2.4 要求安全率の明確化

本ガイドラインでは、その安全率を、材料、部材レベルで考慮するほか、最大級の地震時に予測される応答変形を超えた変形レベル（架構設計変形）においても架構全体としての安定性が保たれることを検討することとした。

### 6.2.5 材料強度のばらつき、および、強度評価式の精度の考慮

材料強度のばらつき、および、強度評価式の精度を考慮し、部材の強度評価に際して、信頼強度、上限強度の概念を導入し、これらを組み合わせた復元力特性の作成法、設計用応力の算定法などを提示した。これにより想定した架構特性が実現出来るか否かの検討が容易となる。

### 6.2.6 基礎構造の設計、および、上部構造との連成の考慮

基礎の設計、および、上部構造への地震入力を評価する際には、上部構造と基礎構造との連成を考慮することを原則とした。

これらは、主としてNew RC造の高層・超高層建物を想定して提案したものであるが、これら以外の鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計に共通して適用できる事項もあると考えている。ただし、プロジェクトの期間が限られていたこともあり、検討が不十分な事項、あるいは、未検討の問題も数多い。また、ガイドライン作成に際しては設計の考え方に重点を置いたため、このガイドラインを用いて耐震設計を行う場合には設計者の判断が随所に要求されよう。

## 6.3 耐震設計のクライテリアとその確認

先に述べたように、耐震安全性の確認は3段階に分けて行われるが、これらに対応して、表-6.1、表-6.2、および、図-6.2に示したように使用限界変形、応答限界変形、および、架構設計変形の3種の限界変形がクライテリアとして用いられている。

表-6.1 地震動に対する架構の水平変位と架構、部材の状態

地震動の大きさ	架構の水平変形	架構の状態	部材の状態
レベル I	応答層間変形角が使用限界変形角以下		原則として部材の降伏は許容しない
レベル II	外力重心位置での応答変形角が応答限界変形角以下、かつ層間変形角が応答限界変形角の1.5倍以下	耐力が低下しない	部材の降伏は許容する

使用限界変形角は1/200以下で、設計者が設定する。  
 応答限界変形角は1/120以下で、設計者が設定する。

表-6.2 架構設計変形時の部材の性能および架構の水平耐力

部材の性能		架構の耐力
ヒンジ計画部材	靱性能を確保する	ベースシア係数が0.25R <sub>T</sub> Z以上
非ヒンジ部材	ヒンジが形成されないよう十分な強度を確保する	

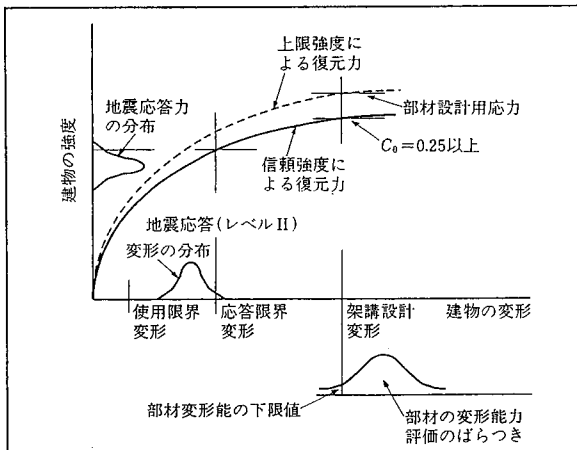


図-6.2 耐震性検討の概念図

使用限界変形は、レベル I の地震動を対象とし、文字通り建物の使用性を確保するために用いられる限界変形で、層間変形が変形角にして1/200以下、かつ、部材には原則として降伏が生じていない状態である変形としており、この確認は、レベル I の地震動に対して地震応答解析を行うこととしている。

応答限界変形は、レベル II の地震動を受けた場合に、部材に降伏が生じ非線形領域に入るとは許容するが、架構全体としては耐力低下が生じない状態に留まっていることを想定し、外力重心位置での応答変形角にして1/120以下、各層の層間変形角はそれの1.5倍以下としており、その確認は、地震応答解析により行うこととしている。なお、応答限界変形、および、使用限界

変形は、建物の用途、架構の性質などを考慮して、建物毎に設計者が上記の値以下になるように設定することとしている。

地震応答解析に用いる復元力特性は、図-6.2に実線で示したように、部材の強度として後述する信頼強度を用いて定めることとしている。また、地震応答量は地震動の特性、復元力特性などに依存してばらつくことが予想されるので、単一の地震動、および、復元力特性を用いた一回の応答解析で終わることなく、図-6.2に示したように、地震応答変形の分布が推定でき、かつ、適切な確率(例えば、90%以上)のもとで応答限界変形を超えないことが確認できるように、複数のケースについて行う必要がある。

以上の検討により、レベル I、および、レベル II の地震動に対する使用性、および、安全性は一応確認できたこととなる。しかしながら、地震動、地震応答量等の不確定性を考慮すると、予期せぬ応答量の増大に対して架構の安全性の検討を行うことが望まれる。そこで、レベル II の地震動に対する安全性をより確実なものとするために、応答限界変形より更に大きい変形に対して①曲げ降伏を許容する部位以外にはいかなる降伏も生じないこと、②曲げ降伏部材の変形能力が確保されていること、③あるレベル以上の強度が架構全体で確保されていること、を静的解析(荷重または変位漸増解析)により確認することとし、この変形を架構設計変形と呼ぶこととしている。

架構設計変形は、安全率を考慮して応答限界変形より大きい値を設定する必要がある。本ガイドラインでは、図-6.2の全水平力と水平力の重心位置での変形の関係図上で、応答限界変形時の仕事量の2倍以上の仕事量が確保できる変形を提案している。

架構設計変形時の検討項目は表-6.2に示されているが、まず、曲げ降伏した部材(ヒンジを計画した部材)については靱性能を確保することであり、図-6.2にも概念図を示したように、各部材の変形能力が架構設計変形時に各部材に強制される変形に対して十分な安全率を保有していることを確認する。次は、曲げ降伏を含めていかなる降伏もしていない部材(非ヒンジ部材)が破壊が生じないような十分な強度を確保しているか否かの確認である。このような非ヒンジ部材の設計用応力の算定の際には、曲げ降伏した部位の強度が上限強度となった場合に生じる応力を求めなければならない。図-6.2に破線で示したようにヒンジ部材の上限強度に基づく復元力特性を用いた漸増解析を行えば、これらの設計用応力を求めることが出来るが、信頼強度に基づく応力を

割り増す等の略算的手法も可能であろう。このような検討により、設計者が設定した降伏機構以外の降伏形が形成されないことも同時に確認する事が出来る。

架構設計変形時の今一つの検討事項は架構設計変形時の架構全体としての強度のチェックである。これまでの検討を行えば、想定した地震動に対して建物の使用性、および、安全性は確保されたこととなる。しかしながら、通常の高層鉄筋コンクリート造建物の耐震性能との連続性を確認するために、一つの尺度としてこの変形時の強度をとりあげ、最低強度の規定を設けることとしている。推奨している最低強度は架構のベースシア係数にして、 $0.25 R_t \cdot Z$ である。ここで、 $R_t$ は振動特性係数、 $Z$ は地域係数である。既往の高層建築物の設計事例を図-6.3に示す。同図中に本プロジェクトで行ったNew RC試設計例建物の終局耐力を□印で、既存の超高層RC造建物の設計事例の終局耐力の推定値を設計用耐力を▲印で示す。高層RC造建築物の終局耐力は既往例の傾向に基づき、設計用耐力(△印)を概ね1.5~1.7倍して推定したものである。New RC試設計例建物は既往の超高層RC造建物と概ね同等な終局耐力(耐震性)が確保されていると言える。

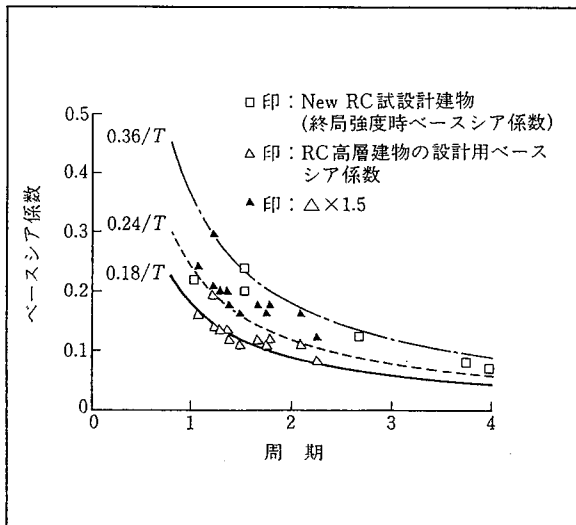


図-6.3 既往のRC高層建築物の設計事例

#### 6.4 想定する入力地震動

地震時荷重に対する設計のクライテリアの確認は地震応答解析および静的解析により確認することとしている。したがって、想定する入力地震動は極めて大きな影響をNew RC構造の設計に及ぼすと言える。以下、入力地震動の種類、New RC地震動、建築基準法施行令によ

る $R_t$ 曲線とNew RC波の目標地震応答スペクトルの関係について述べる。

##### 6.4.1 入力地震動の性質

入力地震動は、建設地のサイズミスティ、地盤条件等を考慮して定めることとなる。先に述べたように、応答限界変形をクライテリアとした応答解析の際には複数の地震波を用いる必要がある。本ガイドラインでは、New RC構造が高層建築物に用いられることが多いことを想定して、周期が8秒程度までをカバー出来るスペクトル特性を提案しており、この特性を有する人工地震波のほか、従来高層建築物の設計の際しばしば用いられている過去の記録波を数波用いることを推奨している。

##### 6.4.2 New RC地震動

我が国における建築物の構造設計で考慮される地震荷重は、1923年関東地震に立脚していると言われている。本ガイドラインにおいても、レベルII地震動の評価においても関東地震(マグニチュード7.9)クラスの地震が再現された場合を想定し、種々の地震動予測手法を適用して関東地域における地震動特性を検討した。その結果から、工学的基盤において図-6.4に示すスペクトル特性を有する地震動をレベルII地震動として提案した。この地震動のレベルは、現在、超高層建築物の設計に慣用されている最大速度を50cm/secとした強震記録とほぼ同程度か、やや上回る強さの地震動と考えられる。

レベルI地震動の強さは、上記のレベルII地震動との再現期待値としての対応関係から、レベルII地震動強さの0.4倍以上とした。

以上に設定したレベルI、レベルII地震動の強さは再現期間がそれぞれ100年、400年程度の期待値に相当すると考えられ、建築物の供用期間を100年とした場合にこれらの地震動を上回る確率(超過確率)は、それぞれ60%、20%程度である。

##### 6.4.3 建築基準法施行令による $R_t$ 曲線とNew RC波の目標地震応答スペクトルとの関係

図-6.5に、関東地域を建設地点に想定して提案されるNew RC波形(基準地震動)の応答スペクトルを振動特性係数の形で破線により、建築基準法施行令に定められる振動特性係数を周期の範囲を外挿して実線により示す。

工学的基盤に設定されるNew RC基準地震動波形の応答スペクトルは施行令第1種地盤に規定される振動特性とほぼ同等な特性を有している。

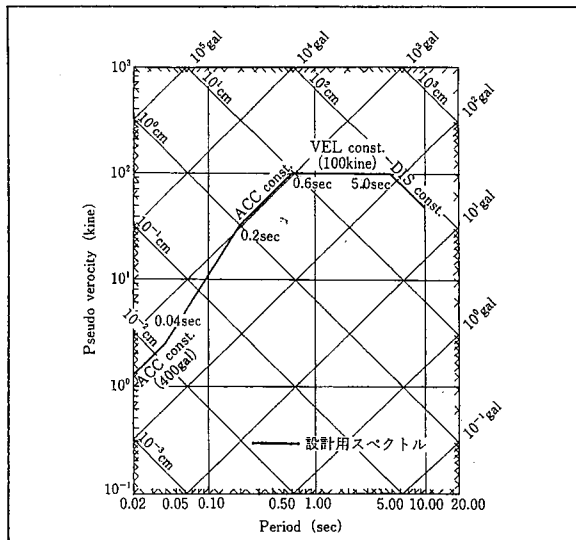


図-6.4 工学的基盤上での設計用擬似速度応答スペクトル (減衰5%)

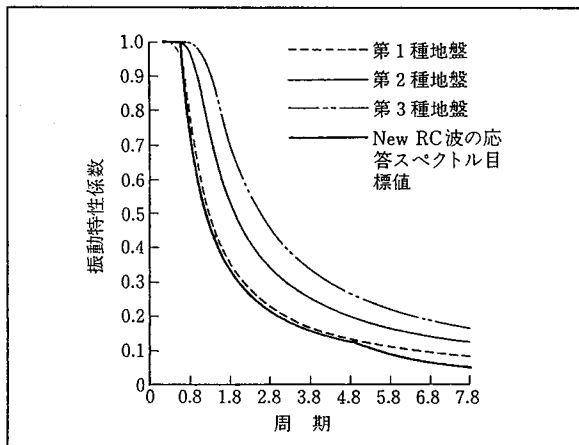


図-6.5 建築基準法施行令によるR-t曲線とNew RC波の目標震応答スペクトル地

## 6.5 建築物のモデル化

### 6.5.1 建築物のモデル化

建築物のモデル化は、静的解析（主として各部材の応力等を求める解析）および動的解析（主として架構の変位等の応答を求める解析）を行うために必要である。しかしながら、すべての解析に共通する精緻なモデル化は容易ではないので、静・動的解析においてそれぞれの目的に沿うような複数のモデルを用いることが実用的である。

必要耐力の確認等を目的とする静的解析は、架構を構成する部材要素の力学特性を適切に考慮し、対象とする建築物の構造形式の特性を把握できるフレームモデルによる非線形増分解析によることを原則とする。

架構の地震応答解析は、必ずしも、部材特性に直接立脚した応答解析によることなく、建築物各層の特性を出

発点とした等価曲げせん断の質点系モデルによって行っても良いであろう。ただし、質点系モデルの作成にあたっては、解析対象部分を構成する各要素の力学特性を考慮して適切なモデル化を行い、架構の変形と部材の変形および応力の対応付けがなされるモデルであることが必要である。

### 6.5.2 建物モデルと入力地震動、基礎構造、地盤の関係

建築物（上部構造）のモデル化および入力地震動の評価に当たっては、基礎構造および地盤の影響を適切に考慮する必要がある。

本ガイドラインで規定される基準地震動は、図-6.6(a)に示した様に工学的基盤（せん断波速度が400m/s程度で、高層建物の支持層となる地盤）が露頭する地表面で規定される地震動（ $2 \times E1$ ）である。したがって、建物・基礎構造・地盤のモデル化に応じて入力位置を設定し、基準地震動を適切に修正して入力地震動を定める必要がある。以下に、3つの代表的な建物モデル化と入力地震動についての考え方を記す。

#### (1) 基礎固定モデル

建物上部構造・基礎構造に対して地盤が十分に剛であるとみなせる場合の建物モデルである。基礎構造が工学的基盤上に直接に設けられる場合は、基準地震動（ $2 \times E1$ ）をそのままの大きさで入力地震動として与える（図-6.6(a)）。工学的基盤上に表層地盤があり、表層地盤上に基礎構造が設けられる場合は、表層地盤の地動増幅特性を考慮して入力地震動を求める。その際には工学的基盤からは上昇波成分（ $E1$ ）を表層地盤への入力として用いて表層の自由表面の応答波（ $2 \times E0$ ）を求め、これを入力地震動とする（図-6.6(b)）。

#### (2) スウェーローッキング（SR）モデル

杭等の基礎構造、地盤を並進（スウェイ）、回転（ロッキング）の2つの地盤バネとして評価し、これを建物基礎底面に取り付けて建築物のモデル化を行うものである。入力地震動に対する考え方は、基礎固定モデルと同一で基礎底面に入力する。

#### (3) 地盤・基礎構造・上部構造一体解析モデル

基礎スラブ、地下階、杭などの基礎構造、地盤を質点系等にモデル化し、上部構造と一体化して応答解析を行うものである。モデル化手法にはFEMによるモデル、格子モデル、Penzienモデル等の離散化モデル、薄層要

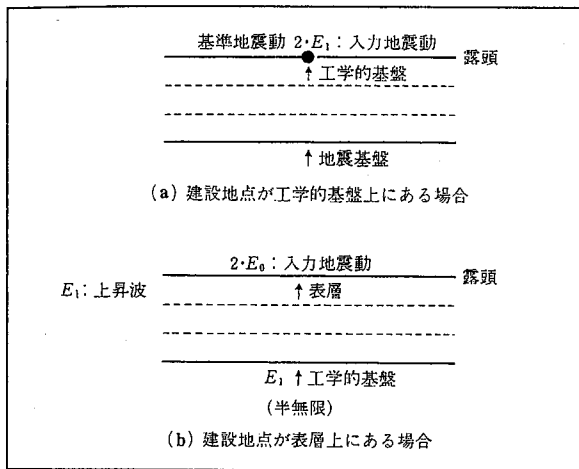


図-6.6 基礎固定モデルとSRモデルにおける入力地震動と基準地震動

素法等によるモデル化など多数の考え方がある。この場合は、表層地盤のモデル化範囲の底面位置で境界条件を固定とするか、さらに深さ方向への地盤の連続性を考慮する粘性境界を用いるかによって入力地震動の取り扱いが異なる。

図-6.7(a)のように表層地盤底面を固定とする場合は、基準地震動の上昇波成分 ( $E_1$ ) を入力して波動伝播理論等に基づきモデル底面位置における応答波形 (上昇波と下降波の和  $E_2+F_2$ ) を求め、これを入力地震動とする。図-6.7(b)のように表層地盤底面を粘性境界とする場合は、基準地震動をそのまま境界面への入力地震動として入力する。なお、モデル底面が工学的基盤上にはない場合には、波動伝播理論等によりモデル底面を自由表面とする表層地盤応答 ( $2 \times E_0$ ) を求め、これを入力地震動として用いる。

## 6.6 部材の復元力特性

本ガイドラインでは、部材の復元力特性は、材料強度のばらつき、剛性、変形等を算定する評価式に含まれるばらつき等を考慮して信頼強度、上限強度を算定し、各強度に基づいて復元力特性を求める、また、履歴特性は実状に即して適切に定めることにしている。

### 6.6.1 信頼強度、上限強度

材料強度の平均値を用いて算定した柱およびはり部材の終局曲げ強度に、曲げ信頼強度用の強度低減係数 ( $\phi$ ) および曲げ上限強度算定用の強度割増し係数 ( $\gamma$ ) を乗じて求める。それらの係数を算定するにあたっては、

- (1) 強度算定式 (手法) の精度
- (2) 材料強度のばらつきによる強度のばらつき

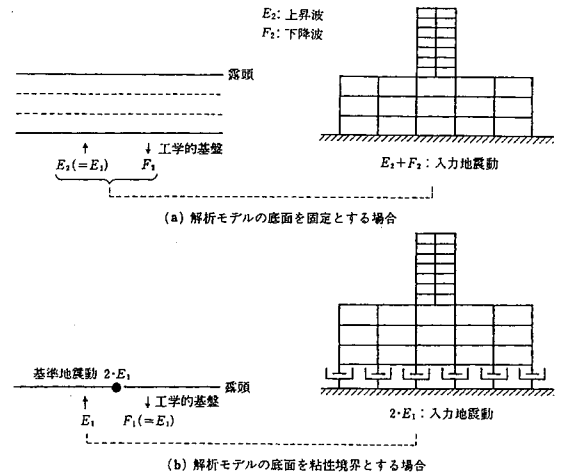


図-6.7 地盤・建物一体解析モデルにおける入力地震動

を考慮し、さらに設計で許容する非超過確率 (真の強度が信頼強度を下回らない、あるいは、真の強度が上限強度を上回らない確率で、本ガイドラインでは、設計者が90%以上に設定することを原則としている。) を定める必要がある。強度増減係数を非超過確率と併せて表-6.3に示す。

表-6.3 非超過確率と強度増減係数

非超過確率	柱の $\phi$	はりの $\phi$	柱の $\gamma$	はりの $\gamma$
90 %	1.01	0.97	1.49	1.11
95 %	0.94	0.95	1.55	1.13
99 %	0.81	0.92	1.68	1.16
99.9 %	0.67	0.88	1.83	1.20

$\phi$  : 信頼強度算定用の強度増減係数  
 $\gamma$  : 上限強度算定用の強度増減係数

### 6.6.2 部材のモデル化

部材のモデル化は、RC部材としての特徴であるひび割れ、鉄筋の降伏を考慮して行う。それぞれの量はばらつきを含むが、本ガイドラインでは、初期剛性、ならびにひび割れ強度については平均値を用いることとする。

降伏点の信頼、上限強度による復元力特性は、柱、梁部材についてそれぞれの実験結果による傾向を考慮してそれぞれ図-6.8、6.9のように定める。すなわち、柱部材については降伏変形は降伏強度によらず一定の傾向を示すことより、降伏強度の平均値と降伏点剛性の平均値より平均的な降伏点を定め、その変形と信頼強度より下限の降伏点を、また、その変形と上限強度より上限の降伏点を定める。梁部材については降伏変形は降伏強

度に対してほぼ1次の関係で増大する傾向を示すので、平均的な降伏点とひびわれ点を結ぶ線上で上限および下限の降伏点を定めた。

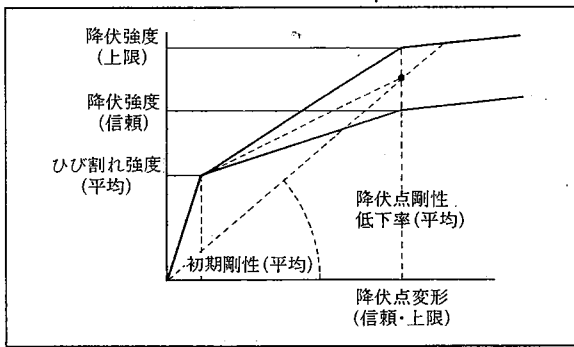


図-6.8 柱部材の信頼強度、上限強度に基づく復元力特性

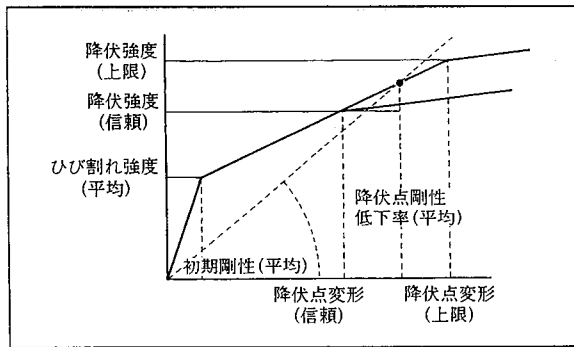


図-6.9 はり部材の信頼強度、上限強度に基づく復元力特性

### 6.6.3 履歴特性

履歴特性は、部材の塑性エネルギー消費が適切となるよう定める。塑性エネルギー消費が過大となる履歴（履歴が囲む面積が大きい）を設定すると、応答を過小評価することになることに十分な配慮をする。New RCプロジェクトの一環として実験が行われた柱、梁試験体の結果のうち履歴モデルを設定する上で参考となる変形-等価粘性減衰定数関係の例を図-6.10に示す。

図のx軸には実験時の部材角、y軸には復元力および減衰定数をとっている。このような資料を利用することにより、部材に想定される変形に基づき、それ相当の履歴減衰を有する履歴モデルを設定することができる。

### 6.7 設計方向

本ガイドラインでは、地震力に対する設計は水平方向全てに対して行うことを原則としている。その理由と具体的な方法を以下に示す。

#### 6.7.1 任意の方向における設計用応力

建物ほどの方向の地震入力に対しても安全でなければならぬことは言うまでもない。従って設計クライテリ

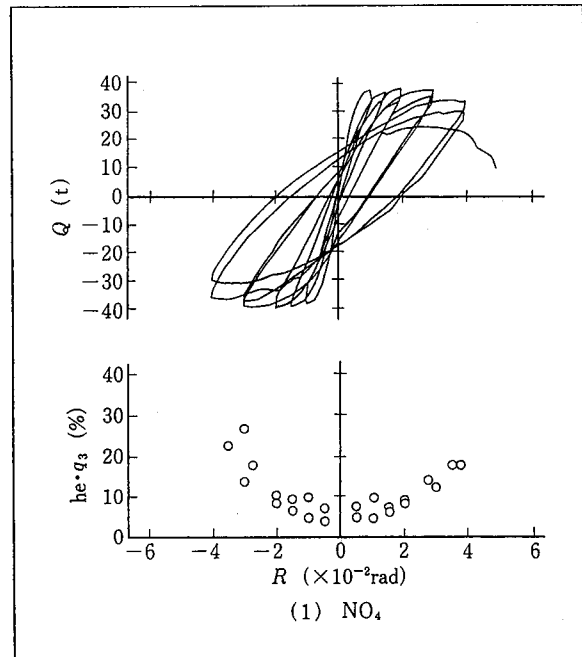


図-6.10 New RC試験体の等価粘性減衰係数

アの確認は任意の全ての方向に対して確認・検討する必要がある。本ガイドラインでは、少なくとも、梁の方向（通常 X、Y両方向）と最も設計条件が厳しくなる代表的な斜めの設計方向を特定して、これらの3方向について検討する必要があるとしている。また通常の場合、X、Y両方向は変形量の検討、斜め方向は強度の検討になるう。

3軸応力下に於ても鉛直部材が降伏に至らないような架構、および、いわゆる梁降伏先行型で柱が降伏に至ったとしても、架構の耐力が梁の降伏強度に支配されるような架構を想定した場合、両梁架構方向の復元力の合成により任意方向の復元力を図-6.11の様に推定することが出来る。この推定法は、柱を弾塑性体とし3軸の相互作用を考慮した場合よりも、同変形で若干大きな応力を与えることになろう。これは、柱の最大応力を与える方向では、例えば鉄筋コンクリート造におけるひび割れによる剛性低下は両梁架構方向の場合より早期に生じること等による。図-6.11は任意方向の変形とX、Y両架構の降伏状況、鉛直部材の応力を示したものである。図-6.11の第1象限には任意方向の変形とX、Y両架構の降伏状況が示されている。第2、第4象限にはそれぞれY方向、X方向の復元力特性が示されている。バイリニア型の変形特性が示されているが、作図を簡単にするためでありどのような復元力であってもよいことは当然である。第3象限には任意の変形に対応する鉛直部材の応力を示してある。図-6.11の第1象限のX軸、Y軸と曲線BCGで囲まれる領域は、鉛直部材の

最大応力がY方向の降伏耐力 $Q_{ym}$ 以下となる領域（領域Ⅰ）である。第4象限ではOBを半径とする円弧内の領域となる。D点より右上の領域は両方向とも降伏する領域（領域Ⅲ）であり、第4象限ではD点と重なる。

この領域で鉛直部材は最大応力となる。図-6.1.1 第1象限でY軸、BCGと領域Ⅲとに挟まれた領域（領域Ⅱ）では、鉛直部材の応力は $Q_{ym}$ を超えるが、X、Y両架構は弾性状態、もしくは、X、Yいずれかの方向が降伏している。この領域における鉛直部材の応力は第4象限のBCDで囲まれる領域にある。尚、第4象限の応力の大きさは0点からのベクトル量で表される。したがって、最大せん断力は0点を中心とする円との接点で与えられる。また最大付加軸方向力はX、Y両方向の和で与えられるため、図-6.1.1のせん断力と同様の作図を行ない第4象限の応力曲線と右下がりの45度の直線との接点で与えられる。ガイドラインで想定した梁降伏形を実現、保証する上で、設計を領域Ⅲでの応力（第4象限のD（H））点を用いて行なうのであれば、鉛直部材に対する強度上の問題点は当然なくなる。しかし、本ガイドラインで対象としている高層建築物の設計のように、あまり大きな塑性変形を許容しない設計においては、大地震時に想定される変形に対して領域Ⅰ、あるいは領域Ⅱでの鉛直部材の応力を求め設計することが合理的な設計と言えよう。

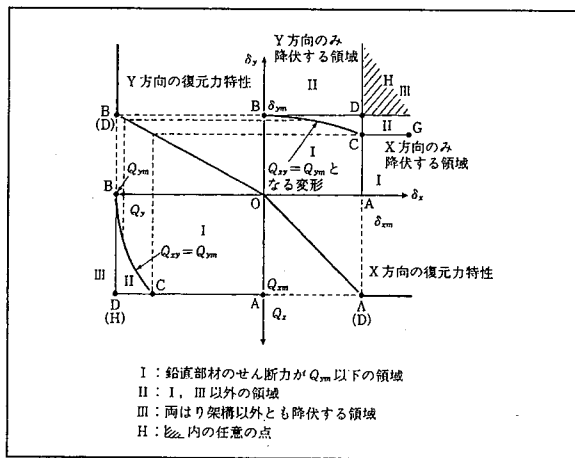


図-6.1.1 任意方向の変形とX、Y両架構の降伏状況、鉛直部材の応力関係

### 6.7.2 水平2方向地震入力について

設計クライテリアに対し最も厳しい条件を与えるケースについては前項で記した通りである。即ち、設計クライテリアの検討、確認に必要な変形、応力等はX、Y、斜め方向でもって、求め得ると考えている。このため、本ガイドラインでは2方向の地震入力を考えなくてもよ

いとす。ただし、ここでは、一方向の検討用の地震波は2方向の地震動を合成したものと考えており、建物に偏心等2方向の応答に対して不測の事態が考えられる場合には2方向の検討を行う必要がある。

### 6.7.3 地震動の鉛直動成分の影響

本ガイドラインで対象とする建物は高層建築物が多いと予想される。高層建築物で鉛直地震動が建築物の架構に最も大きい影響を及ぼすのは柱の軸方向力に対してである。高層建築物では応答鉛直加速度と応答水平加速度の比が通常の中低層建築物より大きく、また高層建築物では、鉛直方向の応答の動的増幅が問題となる周期域に入ってくる。

本ガイドラインでは、柱の軸方向応力度の鉛直地震動による増加を考慮することを奨めている。鉛直地震動の加速度が大きくなる時刻と、水平2次元地震動の作用による変動軸力が大きくなっていく時刻は一般にはずれていることを考慮し、本ガイドラインでは鉛直方向地震動の最大値を0.1Gとし、また増幅率は、減衰定数5%程度を想定して3.0とすると、最下層の軸応力度を常時応力の20%以上割増す必要があるとしている。

## 6.8 基礎構造

### 6.8.1 基礎構造の設計の方針

上部構造は長期および架構設計変形時の2段階で設計され、動的解析により、レベルⅠおよびレベルⅡ地震時に設計クライテリアを満たしていることを確認する手法を用いているので、基礎構造も上部構造と同様の手順で検討することとしている。ただし、レベルⅡ地震時は、具体的な検討は架構設計変形時と大差がないので省略してもよいものとした。

### 6.8.2 基礎の支持力

基礎の支持力は表-6.4を満たすように定める。

表-6.4 基礎の支持力に関する設計クライテリア

対象	基礎に加わる荷重	沈下	抗の最大引き抜き力
常時	長期許容支持力以下	上部構造に有害な影響を与えないこと	$W_p$ 以下 ( $W_p$ は浮力を考慮した抗自重)
レベルⅠ地震時	短期許容支持力以下	同上	$2T_u/3+W_p$ 以下
架構設計変形時	極限または基準(抗径の10%沈下時の)支持力以下	上部構造が危険となる過大な傾斜・変形が無いこと	$T_u+W_p$ 以下 ( $T_u$ は終局引き抜き抵抗力)

### 6.8.3 基礎の水平抵抗

基礎の水平抵抗に関する設計は、表-6.5を満たすように行う。

表-6.5 基礎の水平抵抗に関する設計クライテリア

対象	基礎部材の状況	備考
レベル1地震時	弾性的挙動の範囲にとどめる	水平変形が上部構造に有害な影響を与える場合は検討する。また、許容水平変形は、適宜設計者が定めるものとする
架構設計変形時	部分的な降伏は許容するが全体的な耐力の低下が生じない範囲にとどめる	

### 6.9 設計例

New RC設計ガイドライン作成の検討に当り、次の3種類6棟の建造物の試設計を行った。

- 1) 60階建て純ラーメン構造共同住宅
- 2) 40階建てチューブ構造事務所ビル（ダブルチューブとチューブコア）
- 3) 中高層事務所ビル（15階建て純ラーメン、15階建て壁入りラーメン、25階建て純ラーメン）

60階建て純ラーメン構造共同住宅の試設計は、「New RC構造設計ガイドライン」にもとづいた高強度鉄筋コンクリートを使用した超高層建築物の構造設計の一例を示すために行ったものである。40階建てチューブ構造事務所ビルの試設計は、超高強度材料を用いた超高層のRC架構の事務所建築物への適用の可能性の検討と、「New RC構造設計ガイドライン」をチューブ架構に適用した場合の設計上・耐震上の問題点を顕在化させることを目的として行ったものである。

中高層事務所ビルの試設計においては、New RCでの純フレームおよび耐震壁+フレーム造中高層事務所建築物の設計の可能性を検討するために行ったものである。

#### 6.9.1 60階建て純ラーメン構造共同住宅

本試設計は、「New RC構造設計ガイドライン」にもとづき、ゾーンI領域の鉄筋コンクリートを使用する建築物の構造設計の一例を示すために行ったものである。

##### (1) 建物概要

建物は、60階建ての共同住宅である。図-6.12に鳥瞰図を示す。平面形は、5.7mの均等6スパンからなる正方形で、建物幅は34.2mである（図-6.13）。搭状比は5.1のスレンダーな骨組である（図-6.14）。

建物の形は、建築計画的に特に検討されたものではなく、構造上の制限や検討の容易さから決定されたもので

ある。

設計はゾーンIの領域で行われており、コンクリート強度は最大600kg/cm<sup>2</sup>、主筋の種別はUSD685B、せん断補強筋の種別はUSD785である。表-6.6に使用材料、表-6.7に部材断面を示す。構造設計のフローを図-6.15に示す。図-6.15の構造設計のフローは、図-6.1に示した構造設計の手順を本建物の場合について具体的に示したものである。このように個々の建築物の構造設計ごとに設計手順が変化するのは「New RC構造設計ガイドライン」が建築物の構造部材の断面決定法を定めているのではなく、New RC構造物に必要な性能を検定する方法を示しているためである。

#### (2) 耐震性の検討

図-6.16に、設計用層せん断力と節点振り分け法による保有水平耐力を示した。また、比較のため1階の層せん断力を同一とした時のA<sub>i</sub>分布による層せん断力分布も示している。A<sub>i</sub>分布に比較してSRSS法による層せん断力分布は、50層付近でやや上回っているものの、45層以下ではかなり下回った値となっている。

節点振り分け法による保有水平耐力が設計用層せん断力に比較してかなり大きい理由は、以下の通りである。

①応答変位は層の降伏変位および耐力分布に敏感である

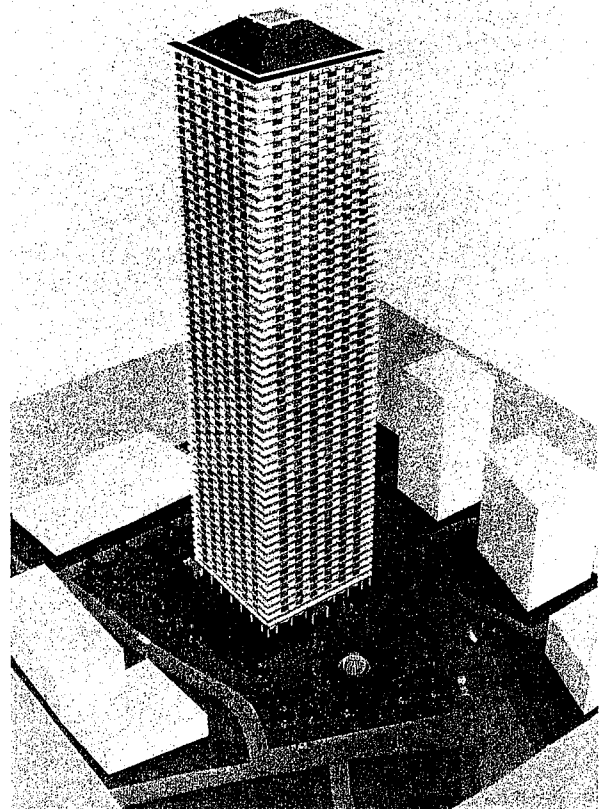


図-6.12 60階建て純ラーメン構造集合住宅鳥瞰図



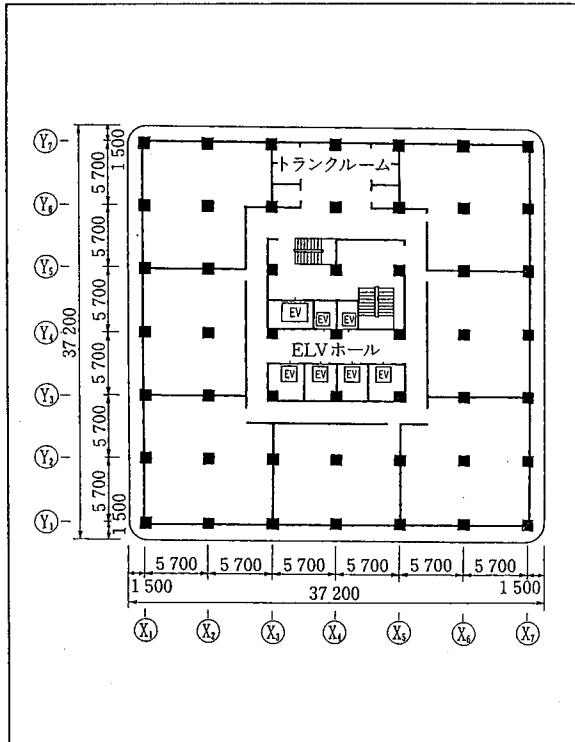


図-6.13 基準階平面図

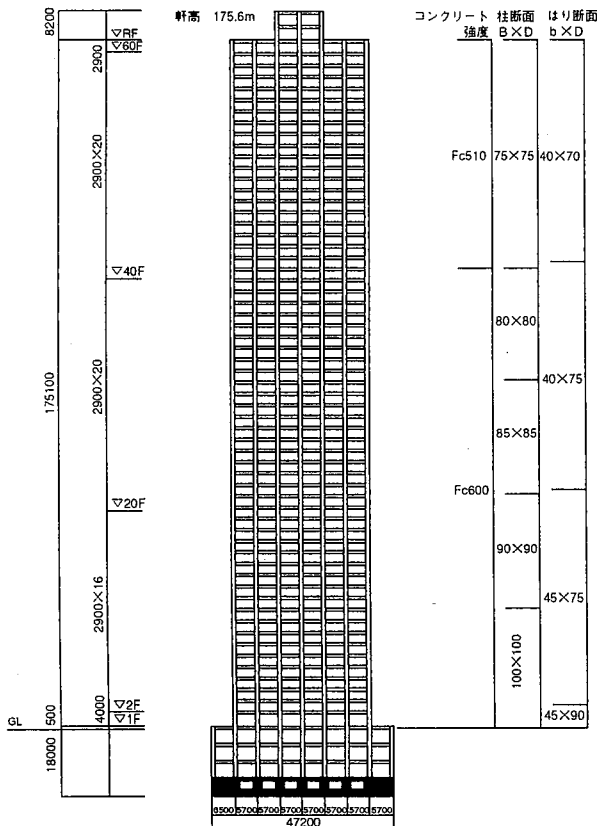


図-6.14 軸組み図

表-6.6 使用材料

(1)コンクリート

階	Fc	E	G
	kg/cm <sup>2</sup>	t/cm <sup>2</sup>	t/cm <sup>2</sup>
50F~41F	510	320	137
40F~1F	600	337	145

(2)鉄筋

材質			
SD295A	D10~D13	3000	スラブ筋
USD685B	D19~D41	7000	柱・梁主筋
USD785	D10~D13	8000	柱・梁せん断補強筋

表-6.7 部材断面

階	内柱		隅柱	
	B×D	主筋	B×D	主筋+芯筋
60F~51F	75×75	12-D25	75×75	12-D29
50F~41F	75×75	12-D29	75×75	12-D32
40F~31F	80×80	12-D29	80×80	12-D35
30F~21F	85×85	12-D29	4-D13@150	16-D35+4-D38
20F~11F	90×90	12-D29	↑	16-D38+8-D38
10F~2F	100×100	12-D32	4-D13@100	16-D41+8-D41
-1F	100×100	12-D32	↑	100×100

階	中央部はり		外端部はり	
	b×D	主筋	b×D	主筋
RF~57F	40×70	4-D19	2-D13@150	4-D19
56F~52F	↑	4-D25	2-D13@100	↑
51F~47F	↑	4-D29	↑	4-D22
46F~42F	↑	4-D29	↑	4-D22
41F~38F	40×75	4-D25+2-D22	↑	4-D22
31F~22F	↑	4-D29+2-D22	4-D13@150	↑
21F~12F	45×74	4-D29+2-D29	↑	4-D29
11F~3F	↑	4-D29+2-D29	↑	4-D29+2-D22
-2F	45×90	4-D29+2-D19	↑	4-D29+2-D19

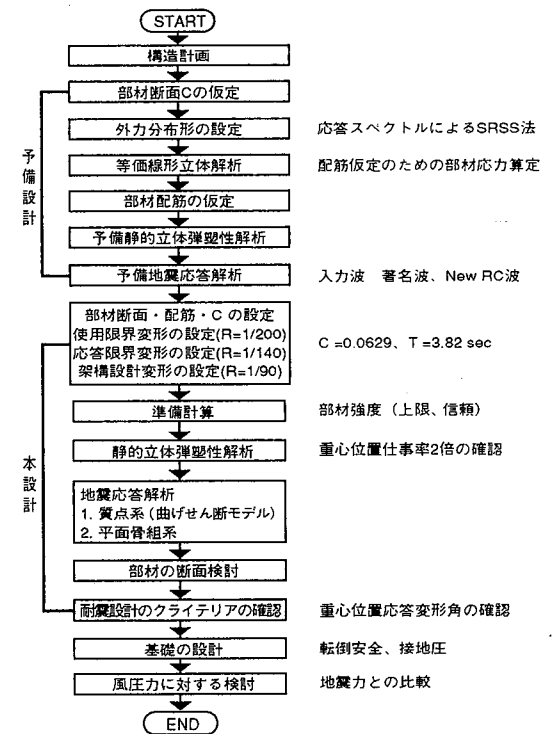


図-6.15 構造計画フロー

という、予備設計の結果判明していたことが影響したほか、トライアル・アンド・エラーによる設計のための時間がなかったため、結果として安全側の設計となった。  
 ②配筋を決定した予備設計時（鉄筋強度 $1.00\sigma_y$ ）には、ガイドラインに従い梁の曲げ耐力算定に学会略算式を用いてきたが、本設計時（鉄筋強度 $1.05\sigma_y$ ）にはACI規準によるストレスブロック法に変更になるなど、算定式が設計期間で異なり耐力評価に大きな差を生じた。

図-6.17に、X方向および45度方向加力時の1階層せん断力と重心位置変形の関係を示す。

架構設計変形時にも、ほとんど降伏ヒンジが発生しなかったため、部材の復元力特性に上限強度を用いた場合と、信頼強度を用いた場合ではほぼ同じ結果となる。図-6.17は、上限強度を用いた場合を示した。

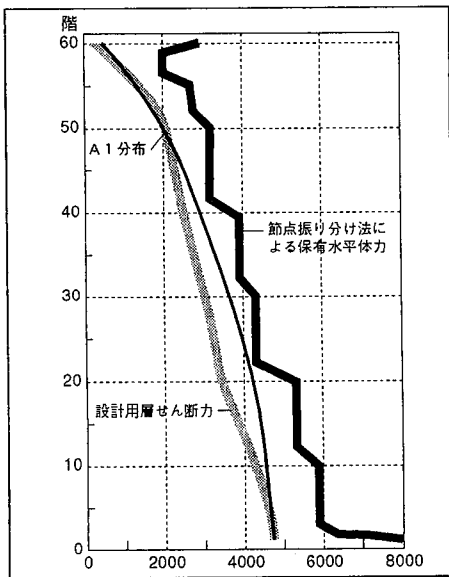


図-6.16 設計用層せん断力と保有水平耐力（信頼強度）

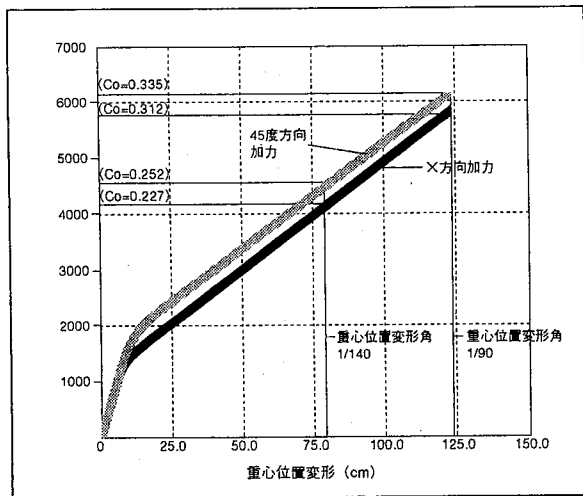


図-6.17 1階層せん断力-重心位置変形

45度方向加力時の耐力は、X方向加力時より10%程度高いが、1方向加力の重ね合わせから考えられる40%よりは相当低い。これは、架構設計変形時にも、ほとんど降伏ヒンジが発生しなかったこと、45度加力時の柱の曲げ剛性の低下および軸剛性の低下が、X方向加力時に比べて大きいと考えられる。

各層の最大応答値を応答限界変形時、架構設計変形時のものと比較して図-6.18、図-6.19に示す。応答値は、質点系応答解析の結果とほぼ等しく、設計用外力の重心位置である39階床の最大応答変形は、59.8cm ( $R=1/190$ )であり、最大の応答層間変形は42階で、2.55cm ( $R=1/110$ )である。重心位置での応答変形角の最大値は応答限界変形角( $1/140$ )であり、応答層間変形角の最大値は応答限界変形角の1.5倍 ( $1/93$ )以下である。

層せん断力の最大応答値は、どの層でも架構設計変形時の層せん断力以下であり、応答限界変形時の層せん断力とほぼ等しい。各層の転倒モーメントの最大応答値は、どの層でも応答限界変形時の転倒モーメント以下である。

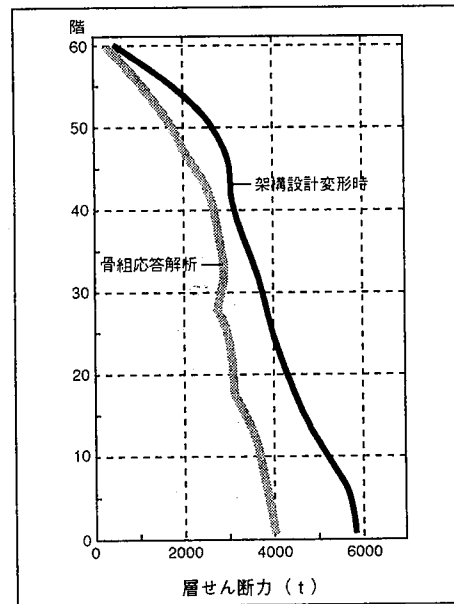


図-6.18 最大応答層せん断力

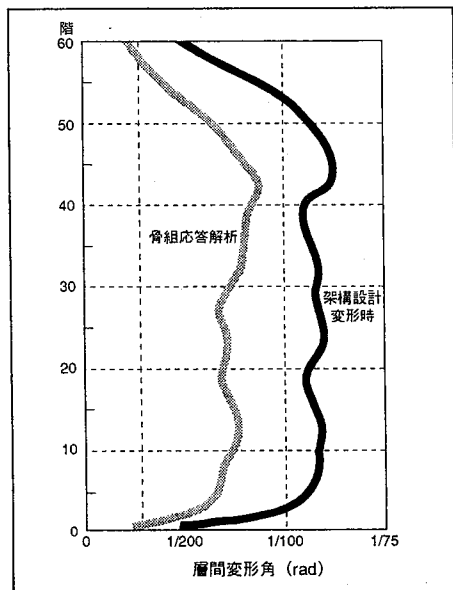


図-6.1.9 最大応答層間変形角

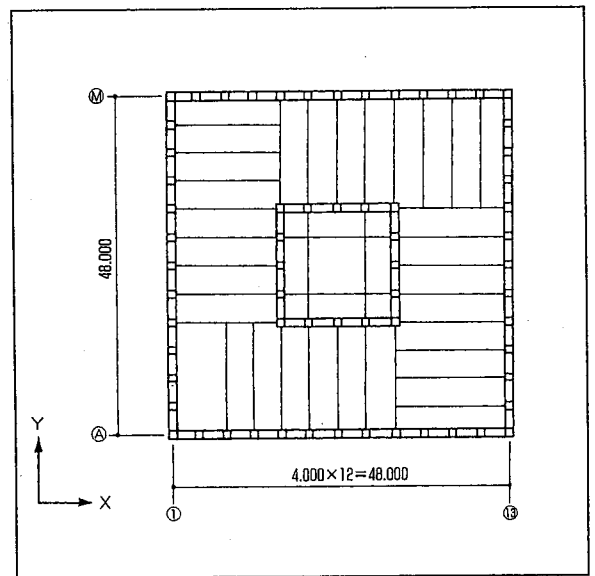


図-6.2.0 伏図

### (3) まとめ

スパン長5.7m、柱最大寸法1mは建築計画上不満が残るものの、Fc600のコンクリートによっても60階建の鉄筋コンクリート造共同住宅の設計が可能であることを示したものと考えられる。建築計画上、スパン長に比べて柱寸法が大きく、より現実味のある設計とするにはFc1000程度のコンクリートが必要である。

#### 6.9.2 40階建てチューブ構造事務所ビル (ダブルチューブとチューブコア)

本試設計は、高強度材料を用いた超高層のRC架構の「耐震設計法・クライテリアの作成」に際し、40階建てチューブ架構の試設計を通して設計上・耐震上の問題点を顕在化させることを目的として行った。

#### ダブルチューブ構造

##### (1) 建物概要

本建物は40階建てのダブルチューブ構造の事務所ビルである。平面形は、4.0mの均等12スパンからなる正方形で、建物幅は48.0mである。搭状比は3.38である。

設計はゾーンⅢの領域で行われており、コンクリート強度は最大900kg/cm<sup>2</sup>、主筋の種別はUSD784、せん断補強筋の種別はUSD980である。伏図、軸組図を図-6.2.0、図-6.2.1に、使用材料を表-6.8に示す。柱断面、梁断面を表-6.9に示す。

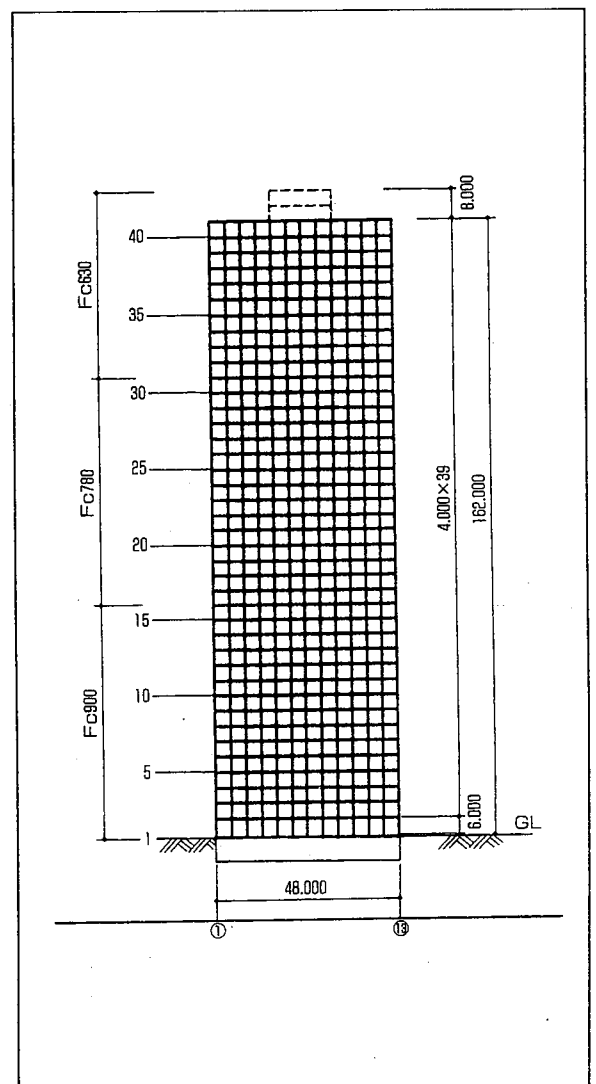


図-6.2.1 軸組図

表-6.8 使用材料

(1)コンクリート
31階柱～R階床梁 FC630
16階柱～31階床梁 FC780
1階柱～16階床梁 FC900
(2)鉄筋
USD784 $\sigma_y = 8000\text{kg/cm}^2$ : 柱梁主筋
USD980 $\sigma_y = 10000\text{kg/cm}^2$ : 柱梁せん断補強筋

表-6.9 柱断面、梁断面

■柱断面表				
階	C1	C2~C4	C5	C6
31階				
主筋	16-D32+6-D32	16-D32	16-D32	16-D32
帯筋	D10-4 @100	D10-5 @100	D10-5 @100	D10-5 @100

■大梁断面表					
階	G1~G3	G4, G5	階	G1~G3	G4, G5
12階			31階		
上端筋	8-D35	8-D35	上端筋	7-D32	6-D32
下端筋	8-D35	8-D35	下端筋	7-D32	6-D32
帯筋	D16-4 @150	D18-4 @125	帯筋	D16-4 @175	D13-4 @150

表-6.10 設計ガイドラインと本試設計との比較

項目	設計ガイドライン	本試設計
材料強度	ゾーンⅠ	ゾーンⅢ
材料定数	提案式	ACI式
地震力の方向	全方位一方向	主軸方向 45°方向は応力割り増し
建物のモデル化	原則として立体骨組み	疑似立体骨組み
基礎・地盤のモデル化	原則として連成系一体モデル	1階柱脚固定
静的地震力の分布形	適切な分布形	Ai分布を準用
架構設計変形時の降伏機構の確認	ヒンジ部信頼強度	信頼強度
架構設計変形時の部材応力の算出	ヒンジ部上限強度	架構応力×1.15
部材の余裕度	設計応力を上回る	インタラクション上で確認
レベルⅠ地震動に対する確認	ヒンジ未発生	フレーム応答結果より確認
レベルⅡ地震動に対する確認	各部材の変形能	フレーム応答結果より確認

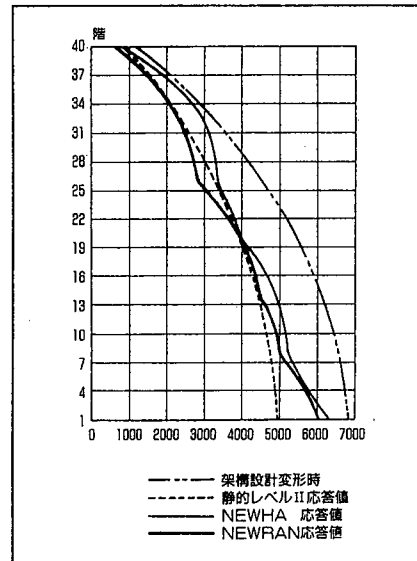


図-6.2.2 レベルⅡの応答結果(せん断力)

## (2)耐震性の検討

設計ガイドラインと本試設計のとの比較を表-6.10に示す。図-6.2.2～6.2.4にレベルⅡの応答結果を示す。同図より、静的外力(Ai分布)の重心位置(30階床)における最大応答変形角が1/184(NEWHA)で1/120以下であること、層間変形角の最大は32階で(1/108:NEWHA)であり、1/80以下であることを確認した。

なお、最大層間変形角(r)が最大応答変形角(R)の1.5倍を超えている( $r=1.7R>1.5R$ )ことから、重心位置での応答限界変形角を1/158とした。また、増分解析結果より設計クライテリア(強度・歪エネルギー)を満足する架構設計変形角として1/100を得た。図-6.2.2～6.2.4には、増分解析における架構設計変形時の諸元も並記した。

なお、レベルⅡ応答でのヒンジは内チューブ梁にのみ発生し塑性率の最大は35階天井梁で1.08であった。

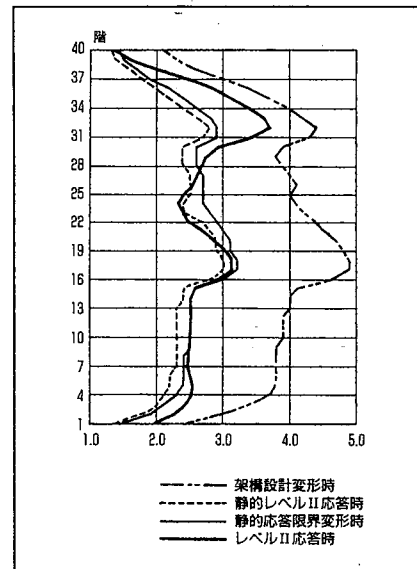


図-6.2.3 レベルⅡの応答結果(層間変形)

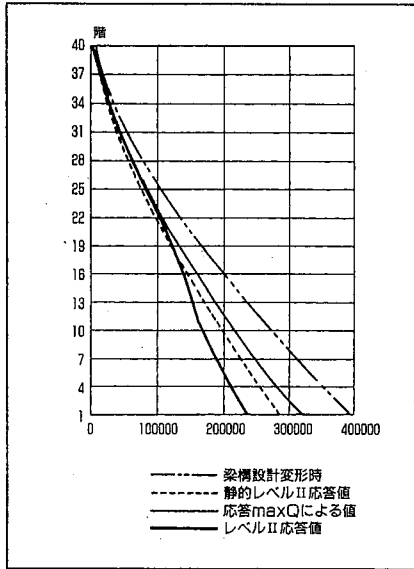


図-6.2.4 レベルIIの応答結果 (転倒モーメント)

図-6.2.5は、1階出隅柱の45度方向加力時の応力の変動範囲をインターアクション上に示したもので、一方向応力 (架構設計変形時) に次の増大係数を乗じて求めたものである。モーメント増大係数は1.0から $\sqrt{2}$ 、軸力増大係数は $(\sqrt{2} \sim 2) \times$  (OTM低減係数: 0.8) とした。同図より、出隅柱では内、外チューブとも引張軸力時の鉄筋量が不足している。しかしこの結果については断面変更等、設計作業へのフィードバックは行っていない。

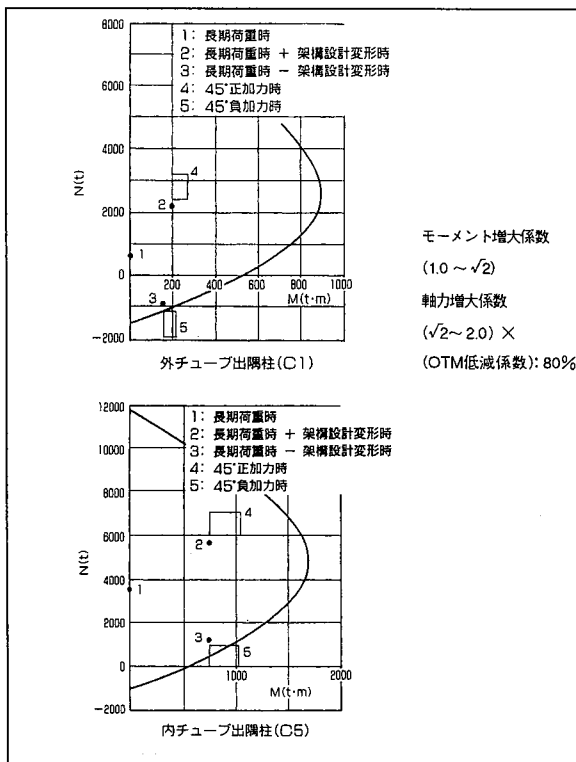


図-6.2.5 1階出隅柱のM-N関係と設計応力

出隅柱に取り付く外端梁 (G1、G4) の検討結果を表-6.1.1に示す。なお、32階G4梁のせん断強度が不足しているので補強筋の変更を行なった。(2D10@175→4D10@125)

表-6.1.1 出隅柱に取り付く外端梁 (G1、G4) の検討結果

階 (Fc)	せん断 (ton)		付端 (kg/cm <sup>2</sup> )	
	G1	G4	G1	G4
32 (630)	115.5/251.9 (0.46)	115.9/91.0 (1.27)	55.9/76.1 (0.73)	13.6/49.8 (0.27)
17 (780)	201.8/440.0 (0.46)	187.5/217.1 (0.86)	57.0/84.7 (0.67)	60.7/85.1 (0.71)
4 (900)	243.6/521.4 (0.47)	317.9/521.4 (0.61)	62.4/86.0 (0.73)	67.8/86.4 (0.78)

(設計応力/強度) を示す。( ) 内はその比を示す。

### (3) まとめ

ダブルチューブ構造の検討により以下の事項が特筆される。

(1) ゾーンⅢの材料を使用した架構に【New RC新クライテリア】を適用した結果、架構設計変形を一義的に設定するのではなく、架構の特性をある程度反映できる応答限界変形と関連付けることで、より合理的な設計ができたと思われる。

(2) 引張軸力の卓越する外チューブ出隅柱に、高強度材料を使用するメリットを確認することができた。特に外チューブ出隅柱では、設計応力の全てが釣合軸力以下であるため、鉄筋の高強度化が直接設計上のメリットに結びつく。同様にコンクリートの高強度化のメリットは長期軸力の大きい柱の例からも伺える。一般の建物では引張あるいは圧縮が卓越する柱がそれぞれ必ず存在するから、一方の材料のみの高強度化ではそのメリットは半減する。従って、鉄筋コンクリートを構成する材料の両者に、バランスのとれた高強度化が今後進められることを期待したい。

### チューブ・コア構造

#### (1) 建物概要

本建物はダブルチューブ構造の内チューブを耐力壁と

表-6.1.2 使用材料

(1)コンクリート ( $\gamma=2.4$ )	
31F 柱~RF 床	Fc600
21F 柱~RF 床	Fc700
11F 柱~RF 床	Fc800
1F 柱~RF 床	Fc900
(2)鉄筋	
主筋: R~26F	USD784 $\sigma_y=8000\text{kg/cm}^2$
25~1F	USD980 $\sigma_y=10000\text{kg/cm}^2$
せん断補強筋	USD980 $\sigma_y=10000\text{kg/cm}^2$

したものである。伏図、軸組図を図-6.2.6、図-6.2.7に使用材料を表-6.1.2に示す。柱断面、梁断面を表6.1.3に示す。

表-6.1.3 柱断面、梁断面

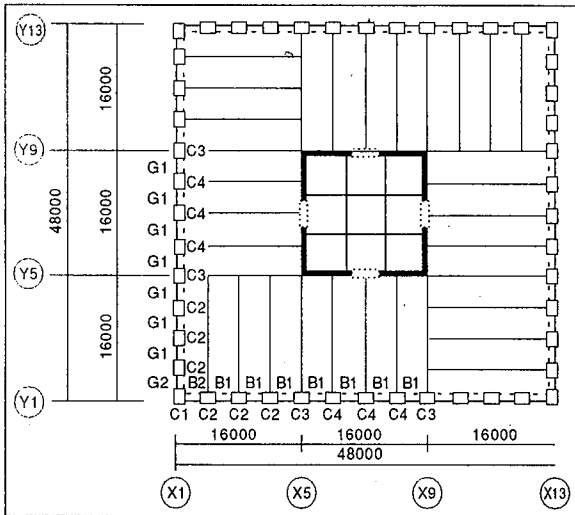


図-6.2.6 伏図

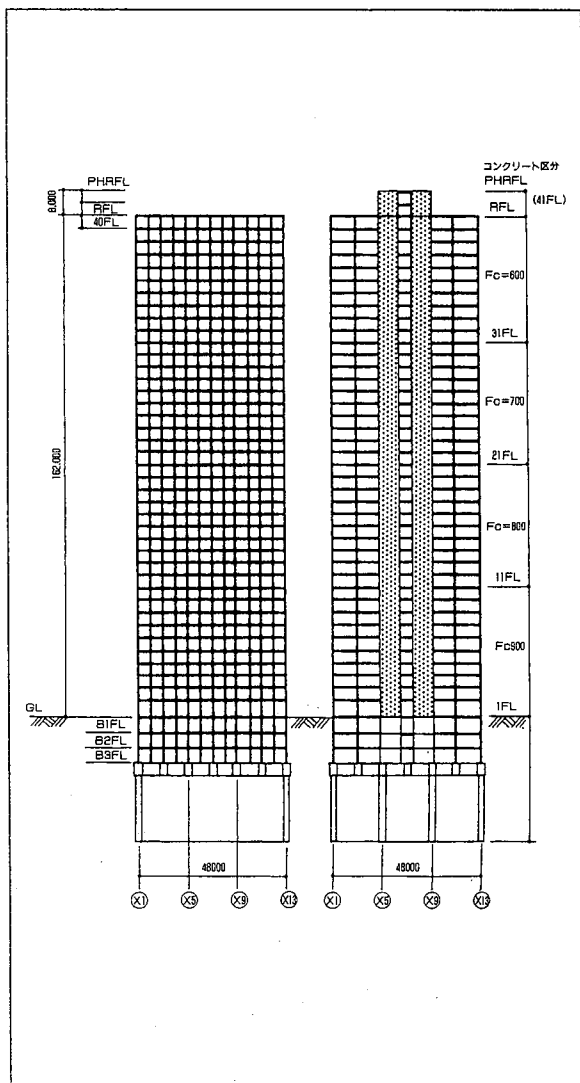


図-6.2.7 軸組図

■柱断面表

階	符号	C1	C2	C3	C4
10	断面				
	B × D	800 × 800	800 × 800	800 × 800	800 × 800
	主筋	16-D32	12-D32	12-D32	12-D32
	芯筋	4-D32			
	HOOP	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100

■大梁断面表

階	符号	B1, G1	B2, G2		B3, G3
		全断面	外端	中央・他端	全断面
31	断面				
	B × D	600 × 800	600 × 900		600 × 800
	主筋	一段筋 4-D29	4-D29	4-D29	4-D32
	二筋筋	3-D29	3-D29	3-D29	2-D29
	スターラップ	4-D13@125	4-D13@125	4-D13@125	4-D13@150
6	断面		600 × 900		600 × 800
	B × D	600 × 900	600 × 900		600 × 800
	主筋	一段筋 4-D29	4-D29	4-D29	4-D32
	二筋筋	2-D29	2-D29	2-D29	2-D32
	スターラップ	4-D13@125	4-D13@125	4-D13@125	4-D13@125

## (2) 耐震性の検討

設計ガイドラインと本試設計のとの比較を表-6.1.4に示す。

静的弾塑性解析による外力重心位置における変形と荷重ステップの関係を図-6.2.8に示す。架構設計時のヒンジ許容部材の部材角は表-6.1.5のようになる。

等価曲げせん断型質点系モデルによるレベルII応答解析の結果を図-6.2.9に示す。

表-6.1.4 設計ガイドラインと本試設計のとの比較

項目	設計ガイドライン	本試設計
材料強度	ゾーンI	ゾーンIII
材料定数	提案式	ACI式
地震力の方向	全方位一方向	主軸方向、45°方向
建物のモデル化	原則として立体骨組み	静的弾塑性性：立体骨組み
基礎・周辺地盤モデル	原則として連成系一体モデル	静的弾塑性性：質点系モデル
静的地震力の分布形	適切な分布形	基礎固定モデル
架構設計変形時の降伏機構の確認	ヒンジ部上限強度	予備応答解析結果に基づく分布形の設定
架構設計変形時の部材	ヒンジ部上限強度	ヒンジ部信頼強度による推定
部材の耐力余裕度	ヒンジ部上限強度による	ヒンジ部信頼強度による応力×1.15倍 但し軸力のみ1.0倍
レベルI地震動に対する確認	各部材にヒンジ生じず	応力を上回ること
レベルII地震動に対する確認	各部材の変形能	立体M-N関係図による表示のみ
		質点系応答解析結果からの推定
		質点系応答解析結果からの推定

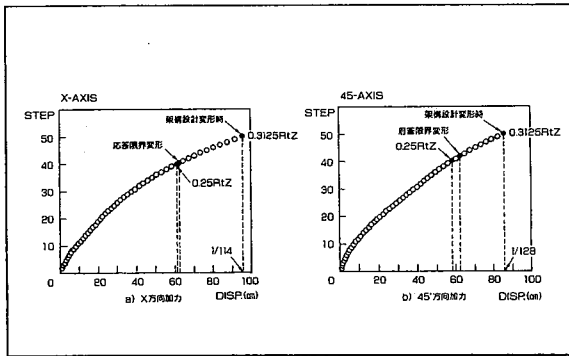


図-6.28 外力重心位置における変形と荷重ステップの関係

表-6.15 架構設計時のヒンジ許容部材の部材角

ヒンジ許容部材の部材角		
	X方向加力	45°方向加力
1F外周柱	$\frac{1}{408}$	$\frac{1}{605}$
1F耐震壁内周	$\frac{1}{408}$	$\frac{1}{605}$
一般梁	$\frac{1}{175}$ (40F)	$\frac{1}{185}$ (26F)
境界梁	$\frac{1}{81}$ (11F)	$\frac{1}{127}$ (7F)

架構設計変形時の層せん断力・層間変形角の比較に関しては、45度方向の地震応答値の方が中低層で若干大きく、クライテリアを満足していない。その他の設計クライテリアは満足している。本試設計では

・45度方向の架構設計変形はX方向の予備解析結果を参考に決定した

・予備解析での骨組モデルより今回の質点系モデルの応答値の方が大きめの結果となった

ことなどからみて、45度方向のみ架構設計変形を少し大きく設定することで他のクライテリアも含め満足することは可能であろう。

### (3) まとめ

超高層事務所空間を提供できる構造架構形式「チューブ+コア壁」について、New RC材料を用いた試設計を行った結果、一部、再検討の必要な部分はあるものの、概ねガイドラインに沿った設計が可能であり、実現できる見通しを得た。

### 6.9.3 中高層事務所ビル (15階建て純ラーメン、15階建て壁入りラーメン、25階建て純ラーメン)

#### (1) 建物概要

New RCでの純フレームおよび耐震壁+フレーム造中高層事務所建物の設計の可能性を検討した。すなわち、壁がある場合には、架構設計変形を小さく設定することが可能となり、柱・梁断面寸法を長期荷重による制限まで縮小することが可能で、材料の高強度化 (Fc 800、SD80使用) のメリットを十二分に生かせる構造となり得ること、純フレーム構造 (Fc 600、SD70使用) では、高強度化により、柱・梁断面寸法をある程度縮小でき、Zone I を使い切れる構造形式となり得ることを検討した。建築物の用途はセンターコア型の事務所、階数は地上15階、地下1階と地上25階、地下1階を想定している。基準階の面積は1638m<sup>2</sup>、高さは15階建てで60.6m、25階建てで100.5m、基準階高は4mである。架構形状と使用材料を表-6.16に示す。架構はX方向6.5m x 7スパン、Y方向9m、12mの3スパンである。基準階平面、軸組み図を図-6.30、図-6.31に、表-6.17に主要断面をそれぞれ示す。

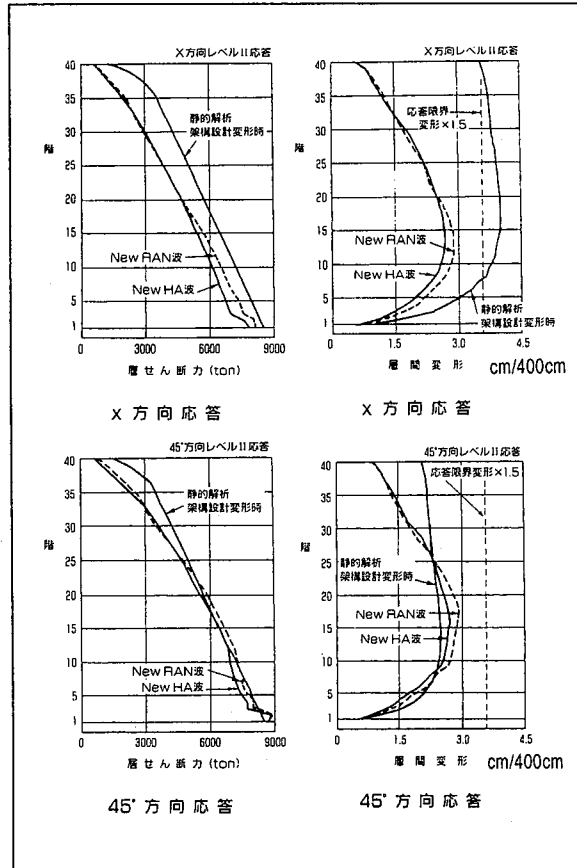


図-6.29 等価曲げせん断型質点系モデルによるレベルII応答解析の結果

表-6.16 架構形状と使用材料

	WF 15 15階建築フレーム	F 15 15階建築フレーム	F 25 25階建築フレーム	
階数	15		25	
構造形式	壁・フレーム		純フレーム	
コンクリート	Fc 800	Fc 600	Fc 600	
鉄筋	主筋USD685、横補強筋USD785			
部材断面 (最大)	柱	800 x 800	900 x 900	1000 x 1000
	梁	400 x 900	550 x 1000	650 x 1000
	壁	400	—	—

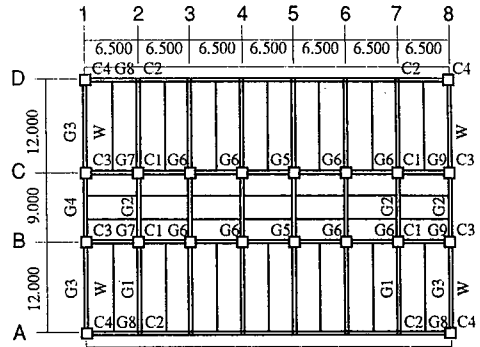


図-6.30 基準階伏せ図

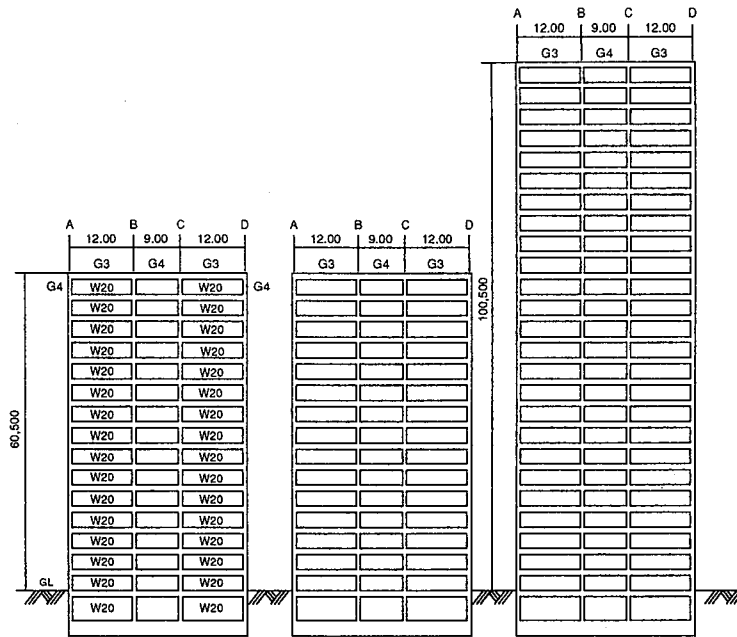


図-6.31 軸組み図

表-6.17 主要断面

	内柱(1階)	側柱(1階)	隅柱(1階)	Y方向梁 <sup>12mスパン(2階)</sup>	Y方向梁 <sup>6.5mスパン(2階)</sup>	壁(1階)
WF15						厚さ40mm X方向 D16-@200ダブル Y方向 D19-@200ダブル
	C1	C2	C3, C4	G1	G5	
BxD	800 x 800	650 x 650	800 x 800	400 x 900	400 x 700	
主筋	12-D29	12-D22	24-D32, 4D32	5-D22	6-D25	
フープ	4D13@100	2D13@100	4D16@100	5-D22	6-D25	
備考	耐震壁付帯柱		耐震壁付帯柱	2D13@250	2D13@150	
F15						
	C1	C2	C4	G1	G5	
BxD	900 x 900	800 x 900	900 x 900	550 x 1000	500 x 900	
主筋	24-D35	24-D35	24-D38, 8-D38	8-D35	4-D35, 4-D32	
フープ	5D13@100	4D13@100	5D13@100	8-D35	4-D35, 4-D32	
備考				4D13@150	4D13@150	
F25						
	C1	C2	C4	G1	G5	
BxD	1000 x 1000	1000 x 1000	1000 x 1000	650 x 1000	650 x 1000	
主筋	20-D38	20-D38	20-D38, 4-D38	4-D38, 4-D35	8-D35	
フープ	5D13@100	4D13@100	4D13@100	4-D38, 4-D35	8-D35	
備考				4D13@150	4D13@100	



(2) 耐震性の検討

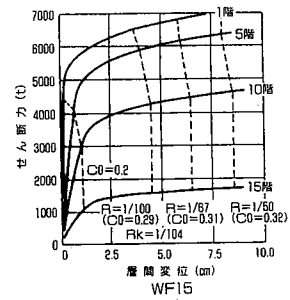
試設計の流れを図-6.3 2に示す。静的解析の結果を図-6.3 3に示す。この結果には、壁フレーム構造とフレーム構造の特徴が良く現れている。すなわち、WF15では各層の層間変位はほぼ一定であるが、F15、F25では中間階の層間変形が大きくなる傾向が読みとれる。応答限界変形、架構限界変形を表-6.1 8に示す。また、静的解析の検討値の例を表-6.1 9に示す。

表-6.1 8 応答限界変形、架構限界変形

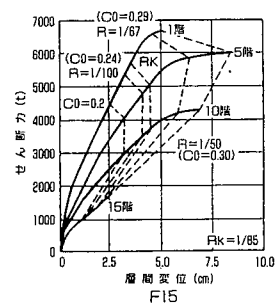
	WF 15	F 15	F 25
応答限界変形	1/170	1/130	—
架構設計変形(Rx)	1/104	1/85	—

表-6.1 9 静的解析の検討値の例

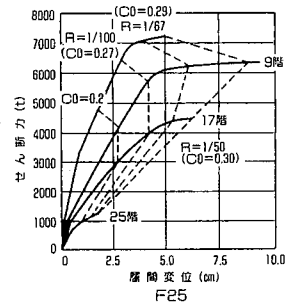
	WF 15 15階建築フレーム		F 15 15階建築フレーム		F 25 25階建築フレーム	
	Y方向		Y方向		Y方向	
C0=0.20時 部材塑性率	梁 0.69 柱 0.24	梁 0.80 柱 0.33	梁 0.76 柱 0.21			
2R=1/100時C0	0.29	0.24	0.27			
3R=1/50時 部材塑性率	梁 5.94 柱 0.49	梁 2.24 柱 0.56	梁 3.36 柱 0.63			



層せん断力-層間変位関係 (Y方向)



層せん断力-層間変位関係 (Y方向)



層せん断力-層間変位関係 (Y方向)

図-6.3 3 静的解析の結果

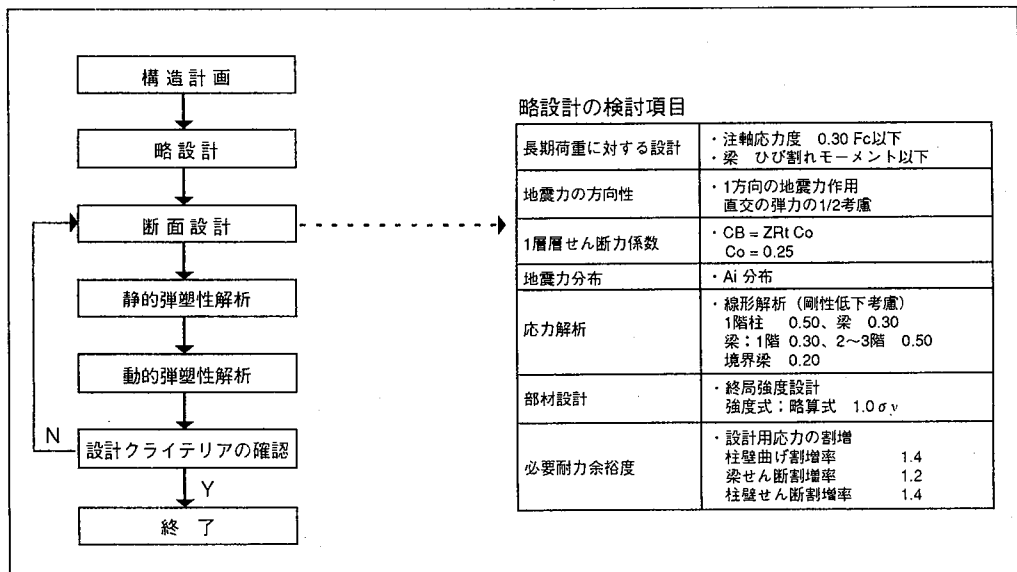


図-6.3 2 試設計の流れ

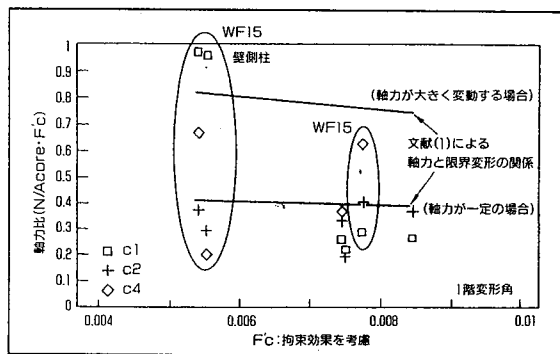


図-6.3.4 架構設計変形時の1階各柱の軸力比と変形角の関係

図-6.3.4は架構設計変形時の1階各柱の軸力比と変形角の関係を示したものである。丸で囲まれた柱はWF15のものである。変形角が大きい方向に位置している柱はY方向検討時で、変形角が小さい方向に位置している柱はX及び斜め方向検討時のものである。フレーム構造の柱はどれも限界変形角以下である。WF15の柱は、耐力壁の側柱であり、変形角1/100を許容する軸力比以下となっている。

レベル2に対する応答結果を図-6.3.5に示す。いずれの場合も検討基準を満足している。

### 6.10 終わりに

New RC構造設計ガイドラインを提案した。本ガイドラインの特徴は、以下の通りである。

#### (1) 三段階での耐震性の検討：

耐震安全性の検討を動的解析と静的解析とにより三段階で行う方法を検討した。即ち、

① 建物の共用期間中に1度は生じる可能性のある地震動（レベルI地震動）に対して、部材に降伏が生じるような構造的被害、および、二次部材の被害が生じないこ

と（使用性の確保）、

② 建設地に生じる可能性のある最大級の地震動（レベルII地震動）に対して倒壊しないこと（安全性の確保）を目標として、これらを地震応答解析により検討する。更に、

③ レベルII地震動に対して許容する水平変形（応答限界変形）より大きい変形（架構設計変形）に対して架構の降伏機構および水平耐力を静的解析により検討する。

#### (2) 設計用地震動の提案：

耐震設計の前半が地震応答解析を主体に行われることを考慮し、地震応答解析の結果に大きな影響を与える地震動について、設計で考慮すべきレベル、特性、人工地震波作成方法などを提案した。この際、水平一成分のみならず、二方向成分の特性、作成方法、および、上下道の考慮の方法についても言及した。

#### (3) 水平二方向、および、鉛直地震動の考慮：

地震動は原則として、水平二方向、および、鉛直地震動を考慮することとしている。しかしながら、これらをすべて、地震応答解析に取り入れることは実用的でない場合もあると考えられることから、水平地震動については、作用方法を変化させた一方向入力による検討方法、および、静的に鉛直地震動の影響を考慮する方法についても示した。

#### (4) 要求安全性の明確化：

本ガイドラインでは、その安全性を、材料、部材レベルで考慮するほか、最大級の地震時に予測される応答変形を越えた変形レベル（架構設計変形）においても、架構全体としての安全性が保たれることを検討することとした。

#### (5) 材料強度のばらつき、および、強度評価式の精度の考慮：

材料強度のばらつき、および、強度評価式の精度を考

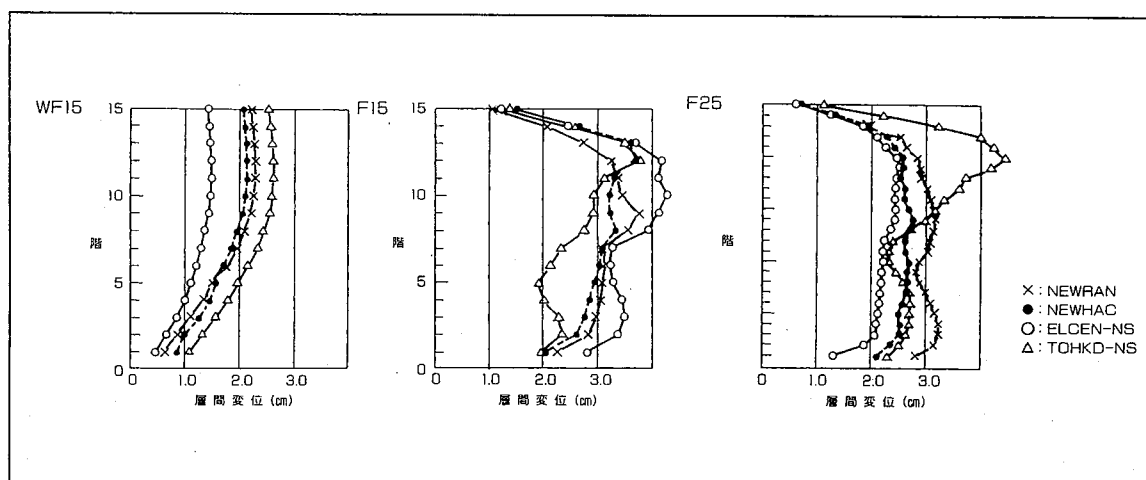


図-6.3.5 レベルIIに対する応答結果

え、部材の強度評価に際して、信頼強度、上限強度の概念を導入し、これらを組み合わせた復元力特性の作成法、設計用応力の算定法などを提示した。これにより想定した架構特性が実現できるか否かの検討が容易となる。

(6) 基礎構造の設計、および、上部構造との連成の  
考慮：

基礎の設計、および、上部構造への地震入力を評価する際には、上部構造と基礎構造との連成を考慮することを原則とした。

これらは原則として、New RC造の高層・超高層建物を想定して提案したものであるが、一般のコンクリート造建築物に共通して適用できる事項もあると考えている。ただし、プロジェクトの期間が限られていたこともあり、検討が未熟な事項、あるいは、未検討の問題も数多い。また、ガイドライン作成に際しては設計の考え方に重点を置いたため、このガイドラインを用いて耐震設計を行う場合には設計者の判断が随所に要求されよう。実地設計への適用の課程で色々な手順を考えていただきたい。さらに、このプロジェクトで検討されなかった事項はもちろんのこと、設計の考え方そのものについても、各方面、特にこのガイドラインを用いて設計をされる方々からの積極的なご意見を戴きたい。

7.1 はじめに

New RC構造物の地震時荷重に対する設計のクライテリアの確認は、静的解析および地震応答解析により確認することとしている。したがって、想定する入力地震動がNew RC構造の設計に極めて大きな影響を及ぼすと言える。すなわち、入力地震動のレベルをはじめとして、その周波数特性も応答に大きな影響を及ぼす。動的解析による応答応力に基づき設計応力を設定する際に同じ最大速度をもつ入力地震動であっても、ある地震動波の応答は小さいが、別の地震動波の応答は大きくなることはよく経験するところである。応答応力に基づく設計応力を適切に設定するためには、数多くの観測地震動波に対して動的解析を行うことも一つの方法であろう。一方、平滑なスペクトル特性を有し、平均的な応答を与える動的検討用の模擬地震動波を作成することも有効な手段である。ここでは、このような模擬地震動の作成・設定の考え方、多方向入力の考え方を紹介する。また、New RC構造物の解析は地盤—基礎—上部構造の一体解析を原則としているため、地震動の入力位置、相互作用の影響度も検討した。さらに静的解析用の設計用外力分布の設定等を検討したのでその内容を紹介する。

7.2 検討用入力地震動の作成

7.2.1 New RC地震動のレベル

(1) レベルII地震動

わが国における建築物の構造設計で考慮される地震荷重は、過去の最大級の地震である1923年関東地震に立脚している。New RCにおいてもレベルII地震動の評価において、上記の関東地震（マグニチュードM=7.9）と東京における過去の代表的な直下型地震である1855年安政江戸地震（M=6.9）相当の地震を想定して、それらによる東京での地震動特性を検討した。上記二地震の断層の位置を図7.2.1-1に示す。

上記の地震に対して、東京の露頭した工学的基盤（十分堅固な1種地盤相当の地盤）における地震動スペクトルを推定した。用いた手法は下記の方法である。

- ①断層モデルによる理論解とHaskell法による地盤増幅特性を組合わせて強震地動のやや長周期領域での地震動を予測する手法<sup>7.1)</sup>。
- ②地震基盤\*を対象に提案されている、マグニチュードと震源距離をパラメータとする速度応答スペクトルに関する経験式<sup>7.2)</sup>、および加速度フーリエ振幅に関する半理論式<sup>7.3)</sup>に地盤増幅特性を考慮する方法。

\*地震入射波特性が広い地域に亘って一様と考え

ることができる地殻の上面に当る地盤面で、一般に地盤のS波速度が2～3km/secの地層を考えている。

これらの手法を適用するにあたり、地震基盤から工学的基盤までの地盤構造を夢の島付近における調査結果<sup>7.4)</sup>から図7.2.1-2(a)のように設定した。それによる地盤増幅スペクトルを図7.2.1-2(b)に示す。ここで上記①の方法では図7.2.1-1に示す断層を分割して推定し、②の方法では断層面中央からの距離（関東地震で50km）を震源距離として設定している。フーリエ振幅は減衰定数の効果を考慮して応答スペクトルに置換している。

図7.2.1-1の二地震に対して推定された東京の工学的基盤における地震動について、手法の適用範囲等も考慮して周期5秒以下の速度応答スペクトル（減衰定数5%）を図7.2.1-3に示す。

図7.2.1-3の結果を基本として、New RC建築物の耐震設計のためのレベルII地震動の設計用応答スペクトルを設定した。応答スペクトルは使用の観点から減衰定数5%の擬似速度応答スペクトル（加速度応答スペクトルを円振動数で除したもの）で与えた。図7.2.1-3の結果をみると関東地震の方が大きく、その周期約1～5秒の範囲におけるスペクトル値から設計用としては100cm/s程度のスペクトル値が相当と判断した。ここで、短周期領域について現行建築基準法の2次設計におけるレベルを参照した。周期5秒以上では、7.2.2節に模擬地震動の特性として示すように長周期において擬似速度応答スペクトルが速度応答スペクトルよりも小さな値となることを考慮した。これらから設定した設計用応答スペクトルを図7.2.1-4に示す。

図7.2.1-4の設計用応答スペクトルと、従来から高層建築物の設計用に用いられることが多い強震記録の最大速度を50cm/sとした擬似速度応答スペクトルを比較して図7.2.1-5に示す。これからわかるように、図7.2.1-4の設計用応答スペクトルは上記強震記録とほぼ同程度か、やや上回る強さのスペクトルである。また、この設計用応答スペクトルは後述するように再現期間が400年程度の期待値に相当する。

(2) レベルI地震動と設計用応答スペクトルの再現期間

レベルI地震動については、再現期待値の観点からレベルII地震動との比率について検討した。

現在用いられている高層建築物の指針におけるレベルI地震動とレベルII地震動の基本的な考え方<sup>7.5)</sup>において、レベルI地震動の「耐震年数中に一度以上受ける可能性が大きい地震動」を、耐用年数中にレベルI地震動強さを超える地震動の生起期待回数が1回であるとし、耐用年数を50年とすればこのレベルI地震動の再現期間は50年とみることができ

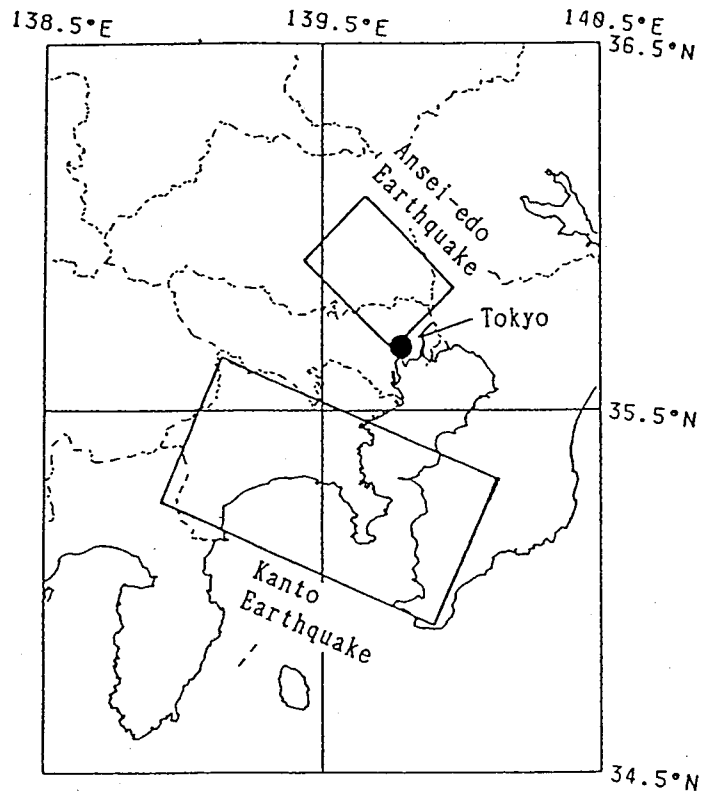
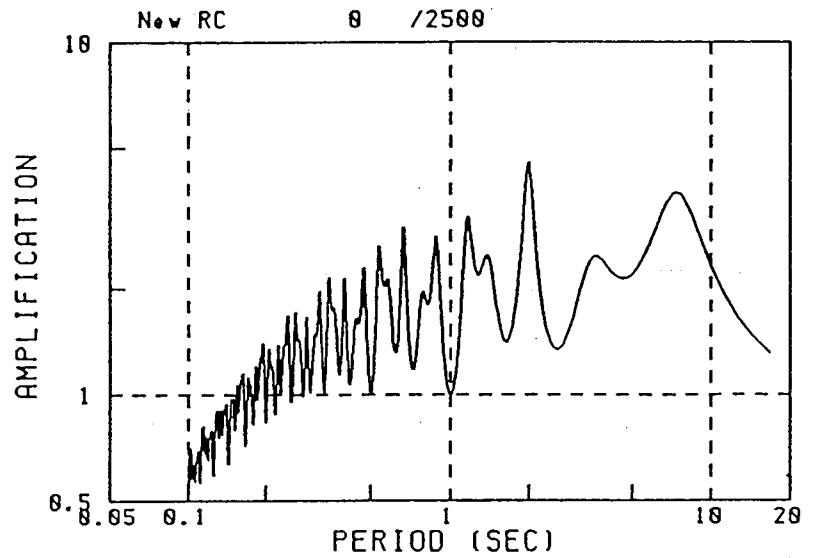


図 7.2.1-1 関東地震と安政江戸地震の断層面の位置

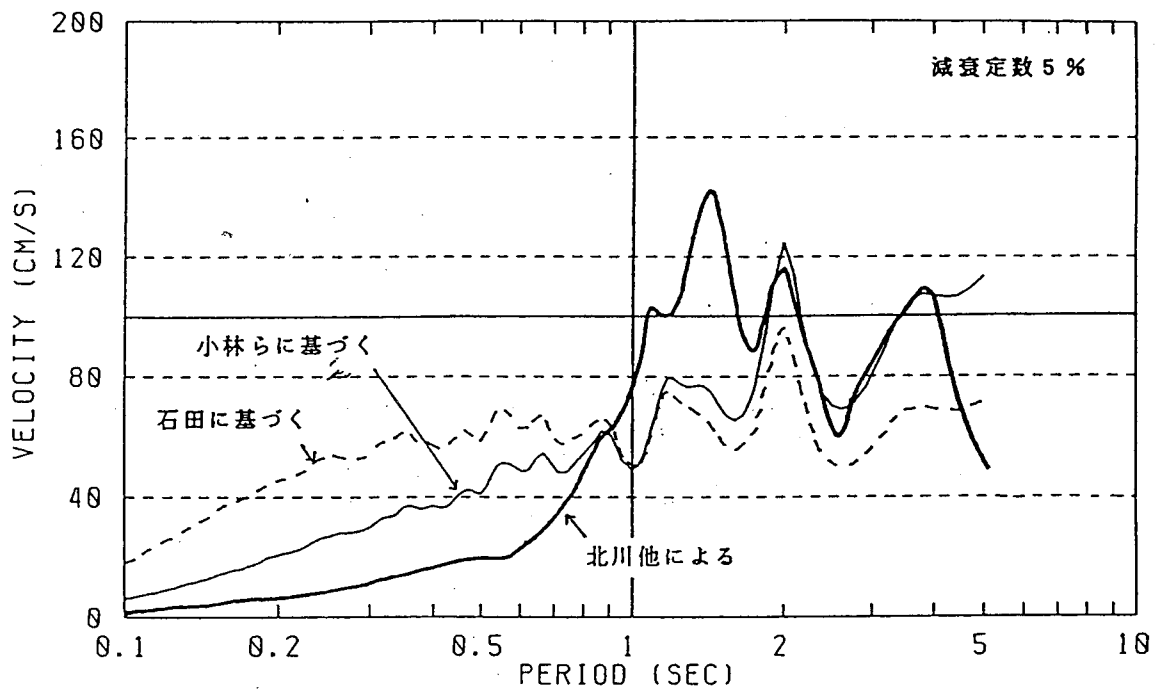
	$V_s$ (m/s)	$\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	H (m)	Q
0	580	2.0	250	50
-250	700	2.0	750	50
-1000	1500	2.2	1500	100
-2500	3000	2.3	$\infty$	100

(a) 地盤構造

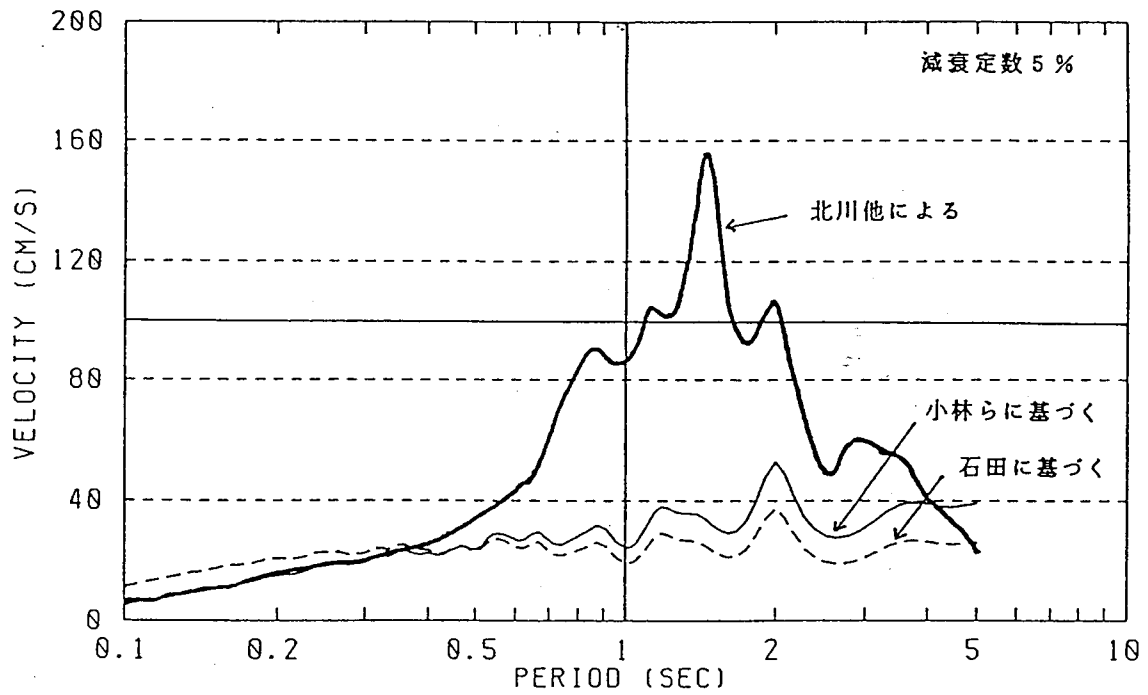


(b) 増幅スペクトル

図 7.2.1-2 東京における地震基盤から工学的基盤までの地盤構造と増幅スペクトル



(a) 関東地震に対する結果



(b) 安政江戸地震に対する結果

図 7.2.1-3 東京の工学的基盤において推定された地震動の速度応答スペクトル

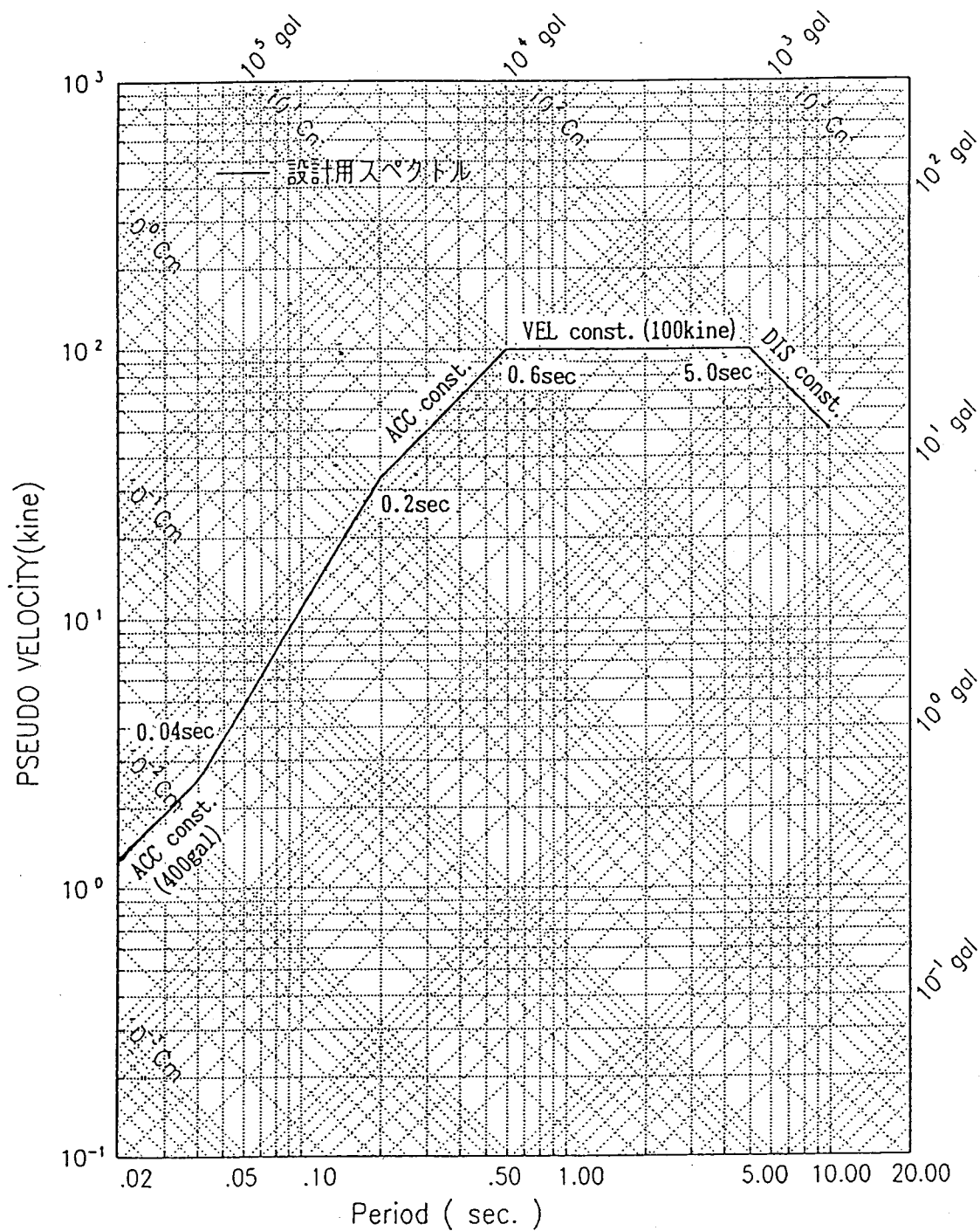


図 7.2.1-4 工学的基盤におけるレベルⅡ地震動の設計用擬似速度  
 応答スペクトル(減衰定数 5%)

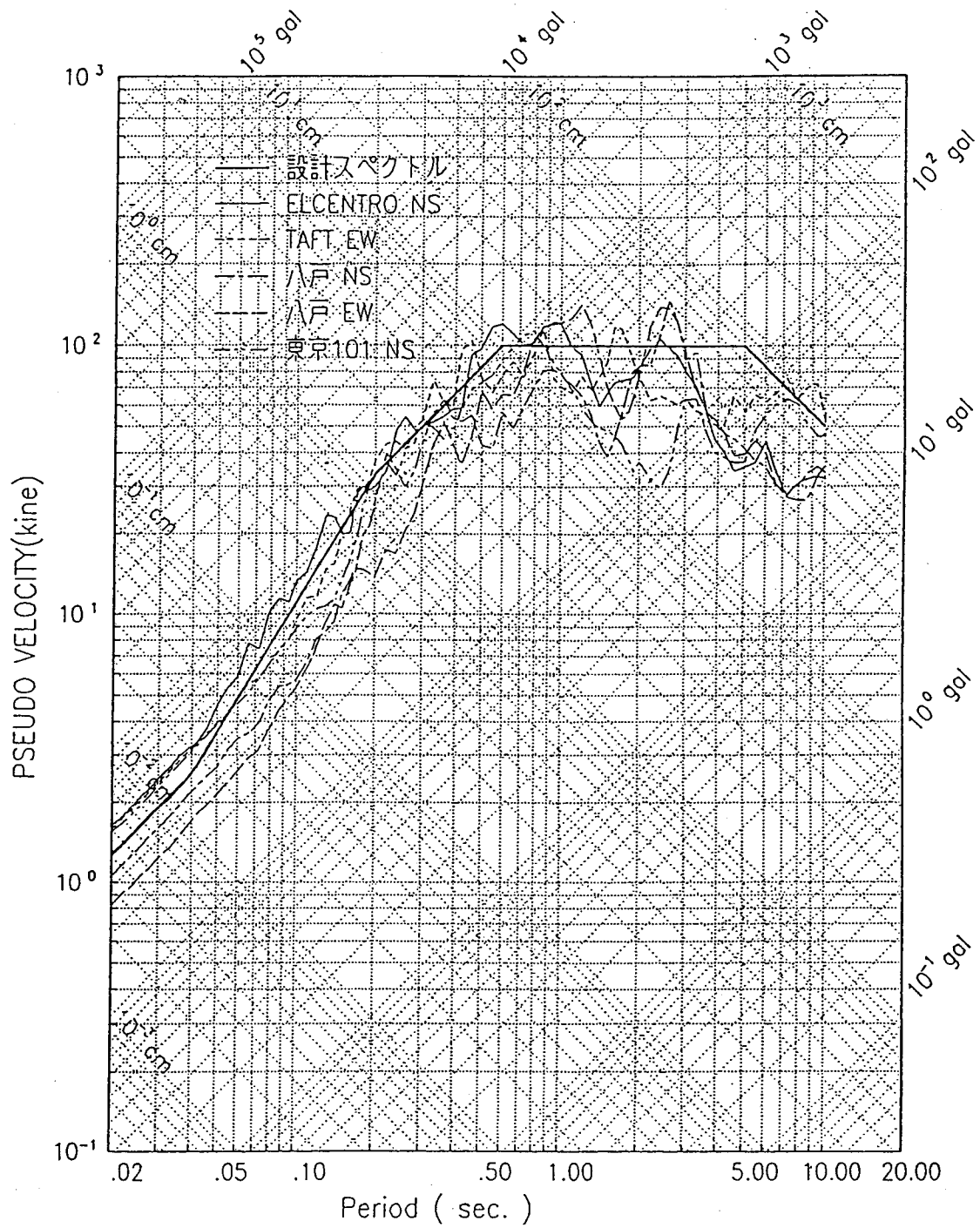


図 7.2.1-5 レベルⅡ地震動の設計用応答スペクトルと最大速度を50cm/sとした強震記録の擬似速度応答スペクトルの比較(減衰定数5%)



一方、レベルII地震動についての「最強の地震動」として、(1)では東京を対象として1923年関東地震および1855年安政江戸地震を想定した地震動特性の検討を行い、大きかった関東地震の結果を基本として図7.2.1-4の設計用応答スペクトルを設定した。ここで、関東地震クラスの巨大地震はプレート間で発生し、このような地震の繰り返し期間は100年～200年以上といわれている。図7.2.1-6より、東京周辺の年最大マグニチュードを有する巨大地震の平均再現期間は200年～300年程度である。

上記から比率を検討するためのレベルI地震動とレベルII地震動の平均再現期間をそれぞれ50年と200年として、その再現期待値の比率を求めるために地震基盤相当の地盤における地震動特性を表す距離減衰式を使った以下の地震危険度解析結果を用いた。

図7.2.1-7は、金井式を用いた既往の研究<sup>7.6-7.8)</sup>(細線)による東京を対象とした年最大速度の確率分布であり、それらの平均的な関係を対数正規近似した結果も示している。ここで上記既往研究では距離減衰式による推定値を中央値として実際にはばらついている観測地の特性を考慮していないが、そのばらつきに確率分布の評価誤差も加えた推定誤差(対数標準偏差0.75)を考慮すると図7.2.1-7の太破線となる。

また、レベル地震動の検討にも用いたスペクトルに関する距離減衰式<sup>7.2.7.3)</sup>と図7.2.1-8中に示す解析条件を用いて、Cornellによって提案された確率モデル<sup>9)</sup>によって求めた再現期間と応答スペクトルの関係を図7.2.1-8に示す。図中には関東地震に相当するパラメータ(M=8、X=50km)を用いて各距離減衰から推定したスペクトルも示す。この推定結果は200年程度の再現期待値と対応している。なお、図7.2.1-8のスペクトルは露頭基盤における地震動の1/2の入射波特性を表している。

図7.2.1-7と図7.2.1-8から、地震基盤相当における地震動の最大速度または応答スペクトルについての200年再現期待値に対する50年再現期待値の比率は概ね0.4～0.55である。

ここで、設計用として設定した図7.2.1-4のレベルII地震動の応答スペクトルの再現期間を、推定誤差も考慮した図7.2.1-7および図7.2.1-8の地震危険度解析結果から試算した。具体的な対象は図7.2.1-4の0.6～5.0秒の周期範囲における、速度一定領域のスペクトル値である100cm/sである。図7.2.1-7と図7.2.1-8の結果は地震基盤における地震動特性を表しているため、まず工学的基盤で設定した上記の値を地震基盤における地震動特性に交換する。すなわち、100cm/sを図7.2.1-2(b)とも対応している図7.2.1-9中に示した増幅率2.2で除する。さらに、最大速度との応答倍率を2.0とすれば22.7cm/sが図7.2.1-7と比較する対象となる。この値は

入射波特性を表している図7.2.1-8の比較対象でもある。比較結果から、図7.2.1-4のレベルII地震動の設計用応答スペクトルの再現期間は250～500年となる。すなわち、400年程度の再現期待値に相当すると考えることが出来る。

上記の結果から、再現期待値としての観点からは図7.2.1-4のスペクトルはやや安全側に設定したといえる。このことは図7.2.1-8に示した関東地震相当のM=8、X=50kmのスペクトルとスペクトル値22.7cm/sとの関係からもいえる。従って、図7.2.1-4に示すレベルII地震動の設計用応答スペクトルにある値を乗じてレベルI地震動の応答スペクトルを評価する場合には、上記の比率0.4～0.55で下限に近い値をとることもできる。このことから比率は0.4以上をとるものとする。ここで、このように設定したレベルI地震動と図7.2.1-7および図7.2.1-8を比較すると、レベルI地震動は100年程度の再現期待値に相当すると考えることが出来る。

図7.2.1-10には地震動の再現期間、建築物の供用期間、およびある再現期間の地震動を設定したときのある供用期間における非超過確率の関係を示した。NewRC建築物の供用期間を100年として、設定したレベルI地震動とレベルII地震動のスペクトル特性に対応する再現期間100年と400年について図7.2.1-10をみると、それぞれ非超過確率は40%と80%となる。すなわち、これらの地震動を上回る強さの地震動が襲来する確率(超過確率)はそれぞれ60%と20%程度である。

## 7.2.2 NewRC地震動波形例

前節で検討された設計用スペクトルを基に、設計用入力波形の作成方法の概要およびその作成例について述べる。

### (1) 模擬地震動波形作成方法の概要

模擬地震動波形作成手法には、大別して、実際の観測記録や、地震を想定して直接波形を計算する方法と、別途定められる設計用応答スペクトルや、各種のスペクトル予測手法を用いて計算される応答スペクトルを基に波形を作成する方法がある。本項では、前述したように設計用スペクトルが設定されているため、後者の目標応答スペクトルに適合するよう波形を合成する方法について記述する。

時刻歴波形の作成法は既往の研究により多くの手法が提案されているが、どの手法も基本的には、時刻歴波形がフーリエ解析などにより各振動数成分の振幅情報と位相情報に分解できることにより、両者を操作することで、目標スペクトルに適合させるものである。目標スペクトルは、通常応答スペクトル等振幅情報で定義されるため、一般的には、位相情報を適当に仮定し、各振動数毎の振幅を修正することにより、目標スペクトルに適合させる。

一般的に良く用いられる正弦波合成法は、以下のように表される。

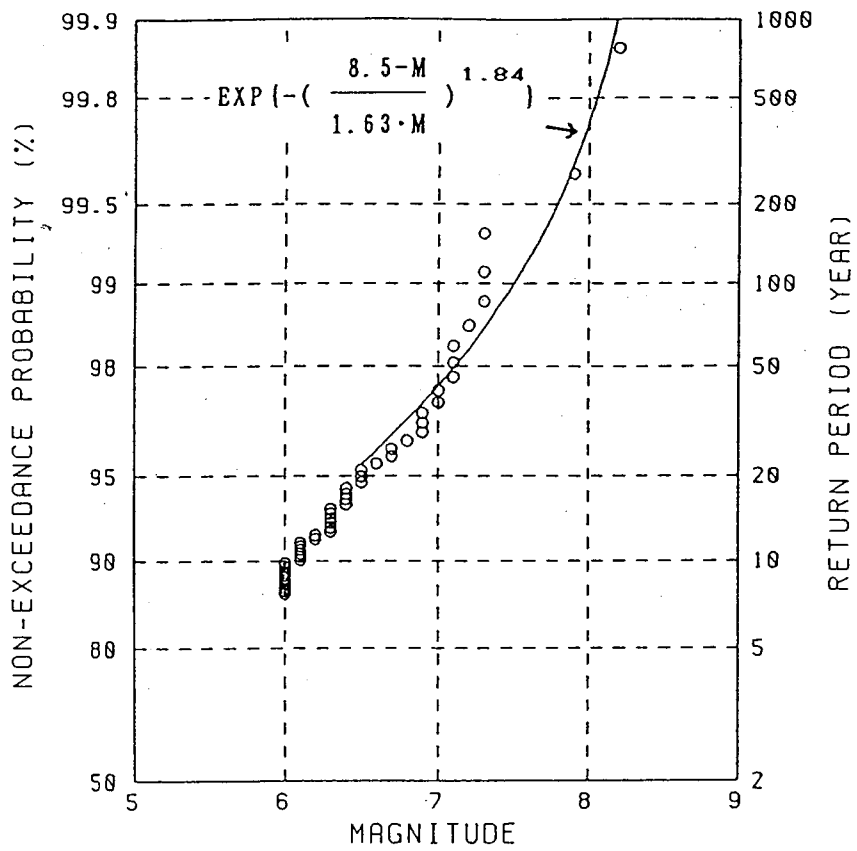


図 7.2.1-6 1600~1987 年間に東京を中心に半径 110km 以内の範囲に生じた地震の年最大マグニチュードの確率分布

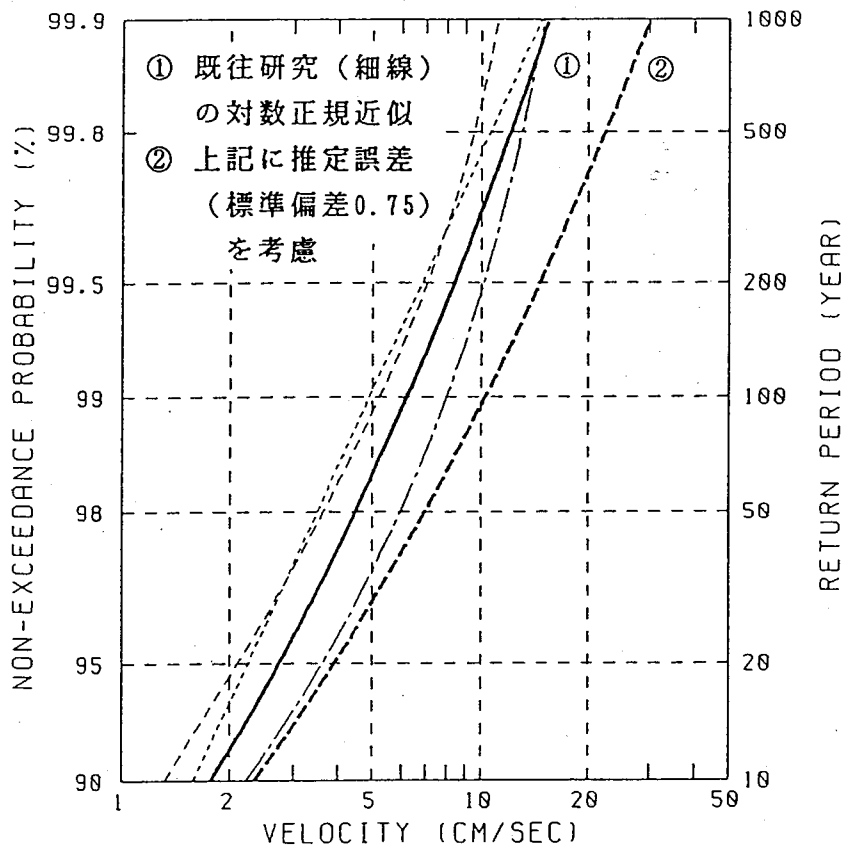
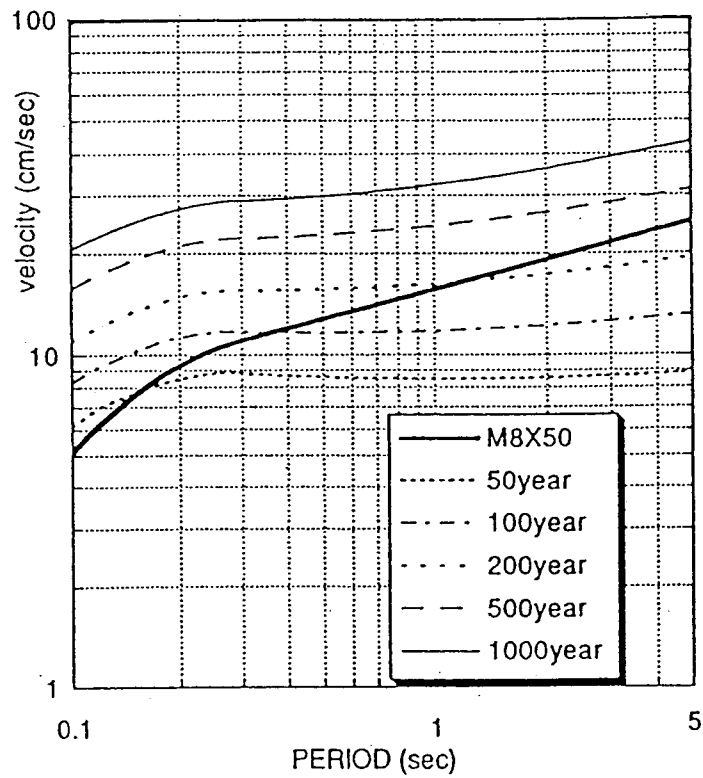


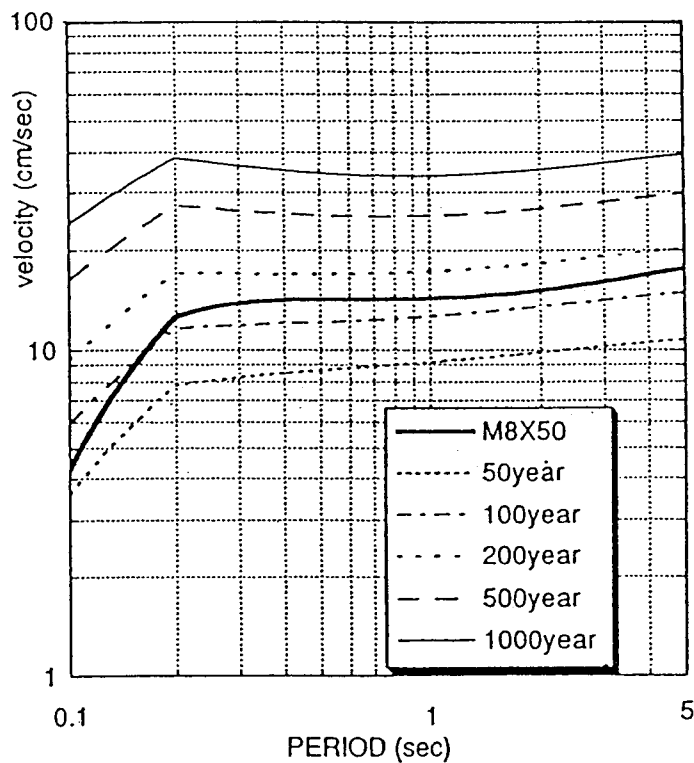
図 7.2.1-7 金井式を用いた年最大速度の確率分布

解析条件

- ① 地震の生起確率は半径110km内で一様、② マグニチュードの範囲は5.0~8.5
- ③ 地震発生頻度の規模による変化を表すb値は1.0、④ 地震の年平均発生回数は3.0
- ⑤ 推定誤差は対数標準偏差で0.75



(a) 小林他の距離減衰式による結果



(b) 石田の距離減衰式による結果

図 7.2.1-8 確率モデルによる再現期間と応答スペクトル(h=5%)の関係

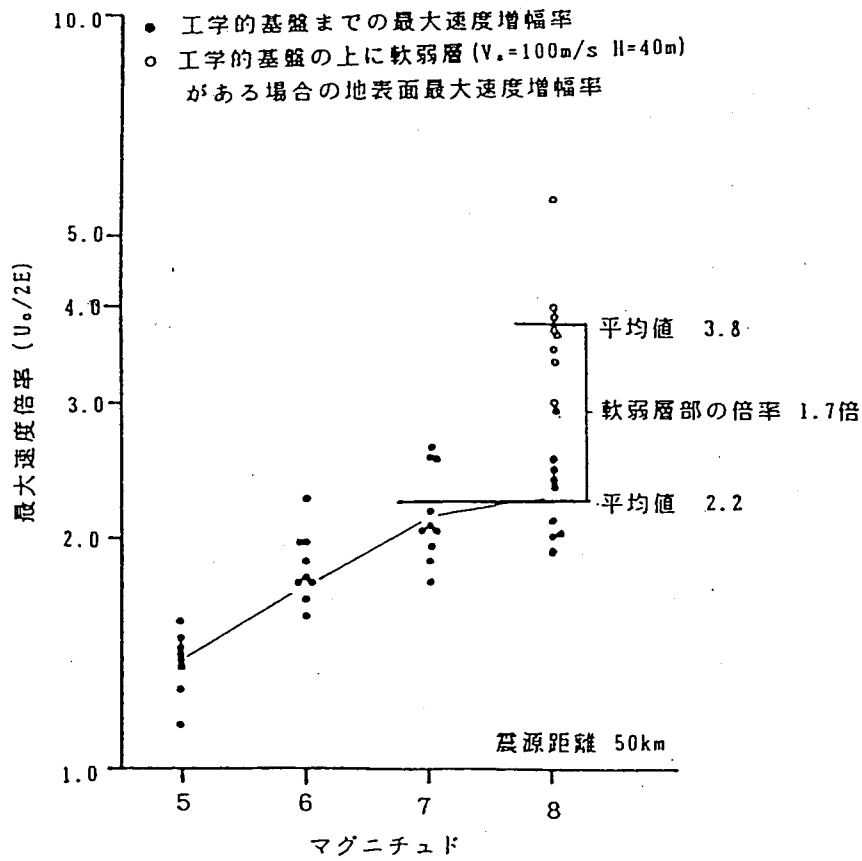


図 7.2.1-9

小林他によるスペクトル特性を有する模擬地震動と  
図 7.2.1-2 の地盤構造から求めた露頭地震基盤に対する  
露頭工学的基盤の最大速度増幅率

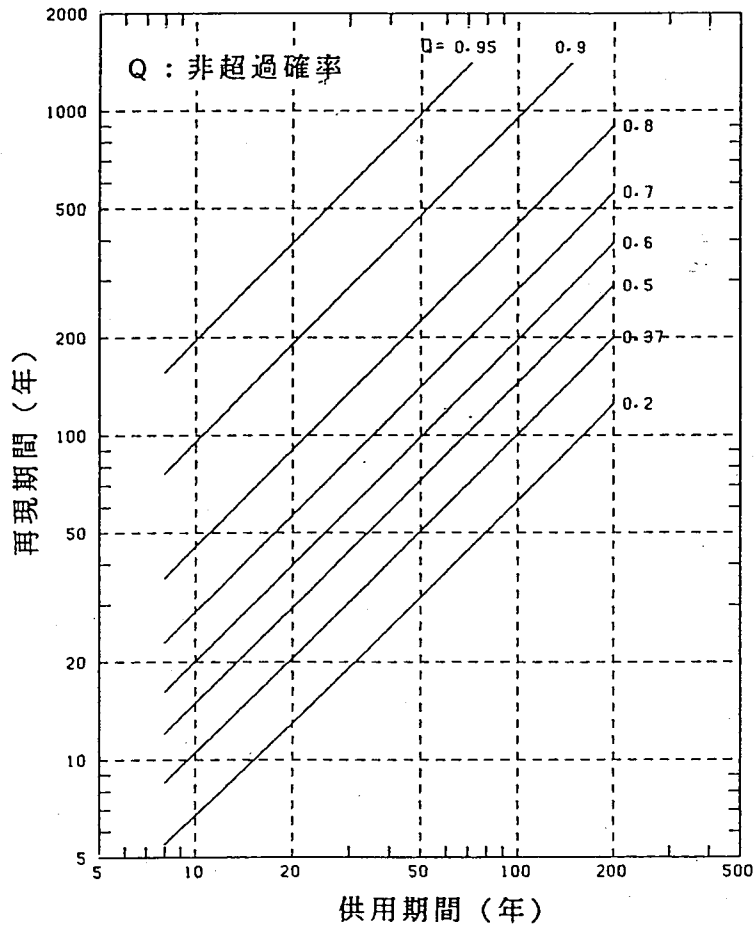


図 7.2.1-10

非超過確率をパラメータとした地震動の再現期間と  
建築物の供用期間の関係

$$x(t) = e(t) \sum_{i=1}^N A_i \sin(\omega_i t + \phi_i) \quad (7.2.2-1)$$

ここに、 $x(t)$  : 時刻歴波形

$\omega$  : 角振動数

$A_i$  : 角振動数  $\omega_i$  での振幅

$\phi_i$  : 角振動数  $\omega_i$  での位相

$e(t)$  : 包絡関数

位相については、一様乱数を用いるのが一般的であるが、実地震の位相またはその位相差分を用い、地震動らしさを表現したり、代表関数または混合位相等の位相を代入し他の減衰においても比較的滑らかな性状になる手法も提案されている。 $e(t)$ は、包絡形を表す強度関数であり、位相を乱数とした場合必要となる。

正弦波合成法の他にも、ガウス波、ビート波、非定常スペクトルを用いる手法と、各種提案されているが、式(7.2.2-1)とほぼ同様の式で表わされる。つまり、ガウス波、ビート波では、一振動数の振幅位相ではなく、ある振動数帯域において振幅 $A$ と位相 $\phi$ を定めて重ね合わせるものである。非定常スペクトルでは、時間帯 $t$ 毎に振幅位相を変えていく方法である。どの手法も特徴があり、用途に応じた作成手法を用いることとなる。

以下に正弦波合成法で位相を乱数にした場合の作成フローを示す。

- 振幅情報  $a(\omega)$  を仮定する。
  - 位相情報  $\phi(\omega)$  を  $0 \sim 2\pi$  の一様乱数で与える。
  - 式(7.2.2-1)で時刻歴波形  $x(t)$  を作成する。
  - 応答スペクトルを計算し、目標応答スペクトルへの収束性を確認する。
  - 収束条件を満足しない場合、 $A_i$  を適宜修正する。
- c ~ e を収束条件が満足するまで繰り返す。  
なお、収束条件の一例を以下に示す。

$$\varepsilon_{\min} = |\varepsilon|_{\min} \geq 0.85$$

$$|1 - \varepsilon_{\text{ave}}| = \left| 1 - \frac{1}{N_{\text{err}}} \sum_{i=1}^{N_{\text{err}}} \varepsilon_i \right| \leq 0.02$$

$$\xi = \sqrt{\sum_{i=1}^{N_{\text{err}}} (\varepsilon_i - 1.0)^2 / N_{\text{err}}} \leq 0.05$$

ここに  $\varepsilon_i = S(\omega_i, h) / DS(\omega_i, h)$  : 目標値からの誤差

$S(\omega_i, h)$  : 合成された波の応答スペクトル

$DS(\omega_i, h)$  : 目標応答スペクトル

$N_{\text{err}}$  : 誤差を判定するポイント

$\xi$  : 目標値からの標準偏差

低減衰の長周期構造物においては、継続時間が構造物の応答特性に大きく影響をおよぼすため、波の包絡形を表す関数の設定にあたって、想定した地震の規模、距離等を鑑みて十

分な検討が必要である。一般的によく用いられる関数としては、Jennings型が著名である。これは、立ち上がりを二乗関数とし、終息部を指数関数として、主要動部を一定としたものである。

他の提案関数の殆どは指数関数である。

## (2) 模擬地震動の試作

作成方法は、正弦波合成法であり、条件は以下のとおりである。

- ・スペクトルのターゲットポイントは、周期 0.02~0.1秒間を対数軸で等間隔に20点、周期0.1~1.0秒間を0.01秒ピッチで90点、1.0~10.0秒間を0.1秒ピッチで90点の計200点である。
- ・作成する波の時間刻みは0.02秒である。
- ・作成する波の位相情報は、2波は乱數位相とし、強度関数は継続時間を久田式に基づいたJennings型より、

$$T_d = 10^{(M-2.5)/3.23}$$

$$T_b = (0.16 - 0.04 \times (M-6)) T_d$$

$$T_c = (0.54 - 0.04 \times (M-6)) T_d$$

$$e(t) = (t/T_b)^2 \quad : 0 \sim T_b \text{間}$$

$$e(t) = 1.0 \quad : T_b \sim T_c \text{間}$$

$$e(t) = \exp \{ \ln 0.1 \times (t - T_c) (T_d - T_c) \} \quad : T_c \sim T_d \text{間}$$

とし、マグニチュード8の場合 ( $T_d=55.44$ ,  $T_b=4.04$ ,  $T_c=23.20$ 秒)を想定する。さらに1波は、1968年十勝沖地震の八戸港湾の原記録のNS成分の位相を用いて作成した。

図7.2.2-1に作成された各波の加速度波、速度波、変位波を示す。加速度波はTrifunacの補正方法<sup>7,10)</sup>により0軸補正を行っている。速度波、変位波は、線形加速度法により加速度波を積分して求めている。図7.2.2-2に目標応答スペクトルと作成された波の応答スペクトルを示す。3波ともほぼ良い一致を示している。また図7.2.2-3には、減衰2%応答の最大値の発生時刻を示す。長周期成分になるに従い、最大応答発生時刻は遅くなり、自然地震の傾向と一致している。また図7.2.2-4~図7.2.2-6に加速度応答スペクトル、速度応答スペクトル、変位応答スペクトルを示す。図7.2.2-7にエネルギースペクトル<sup>7,11)</sup>を示す。なおエネルギースペクトルは以下の式で定義される。

$$\int_0^T m \ddot{x} \dot{x} dt + \int_0^T c \dot{x} x dt + \int_0^T Q(t) \dot{x} dt = - \int_0^T m \dot{y} \dot{x} dt$$

$$- \int_0^T m \dot{y} \dot{x} dt = \text{入力エネルギー}$$

0.4秒~4.0秒まで200cm/sec.以上の強度を有しており、レベルIIとしてほぼ妥当な波形であると考えられる。また図7.2.2-8は、位相ランダムな模擬地震波2波を用い、一波の

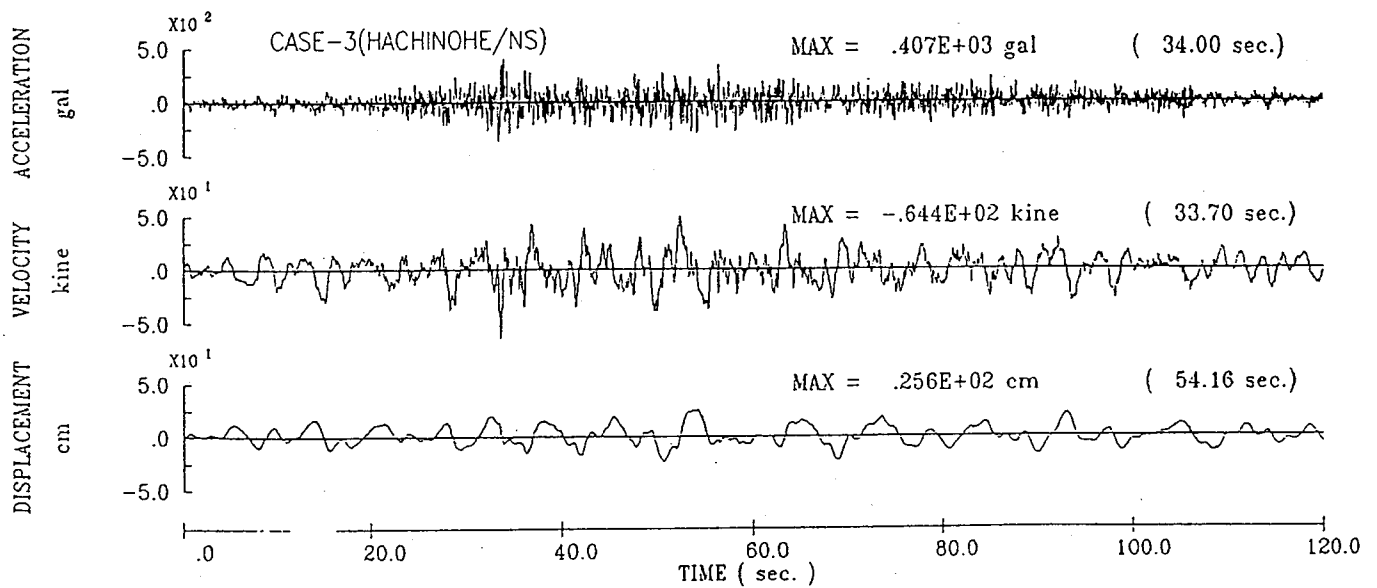
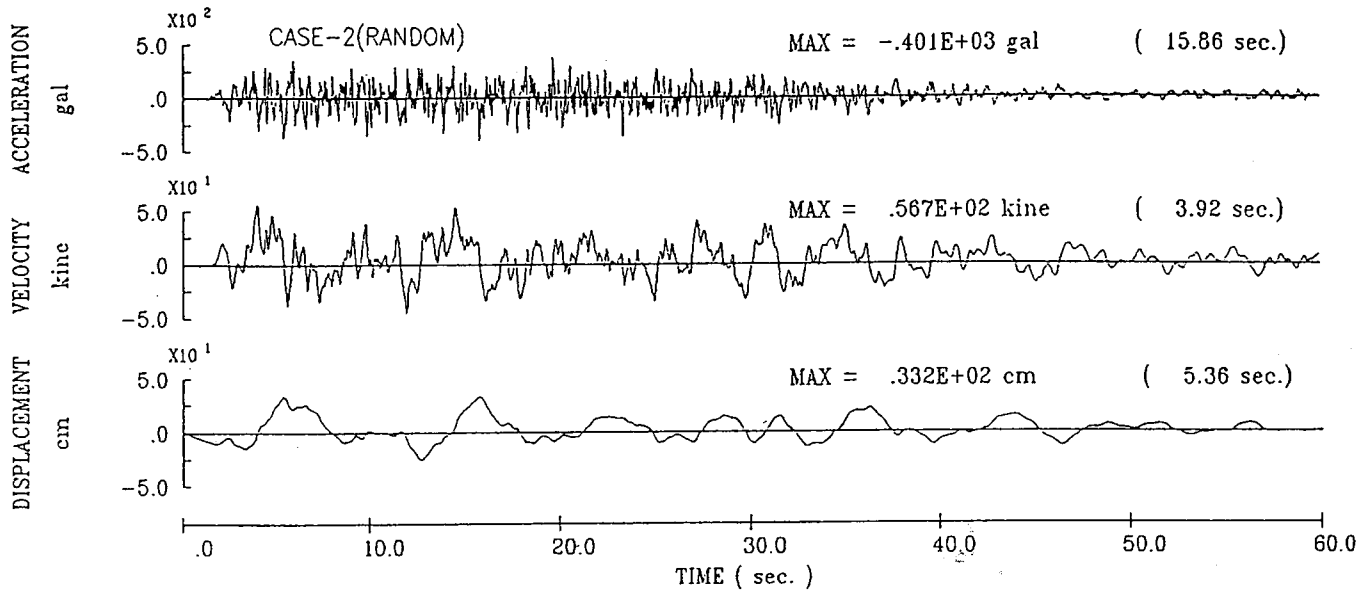
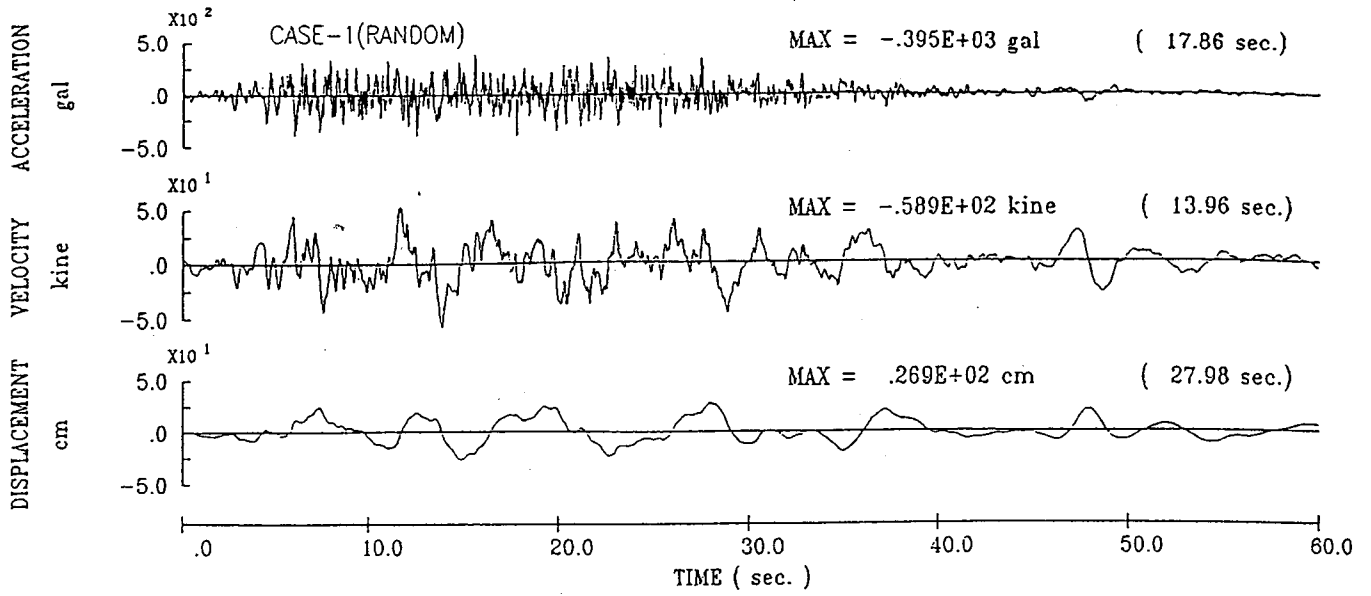


図 7.2.2-1 作成された模擬地震動波形

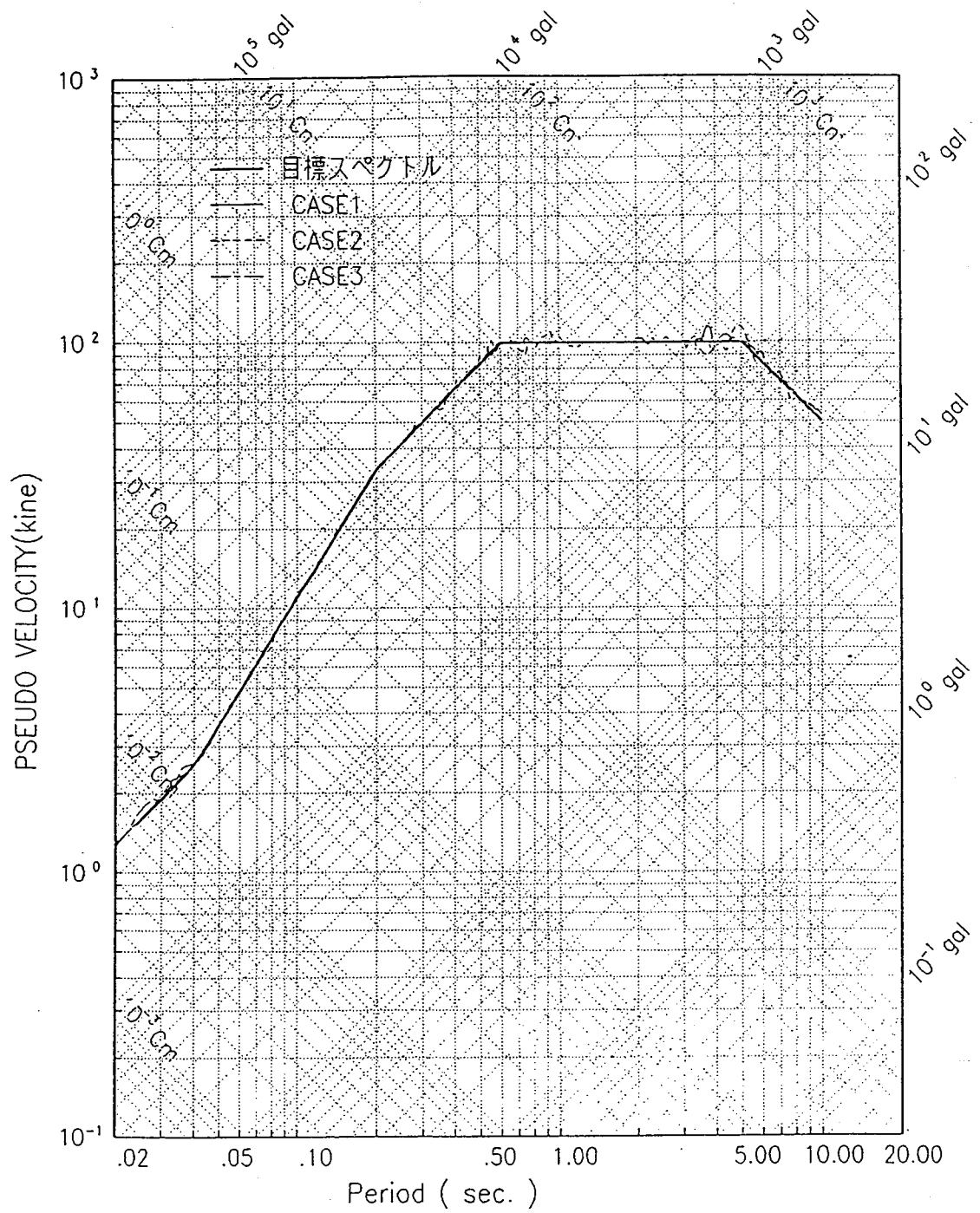


図 7.2.2-2 目標応答模擬速度応答スペクトルと模擬地震動の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

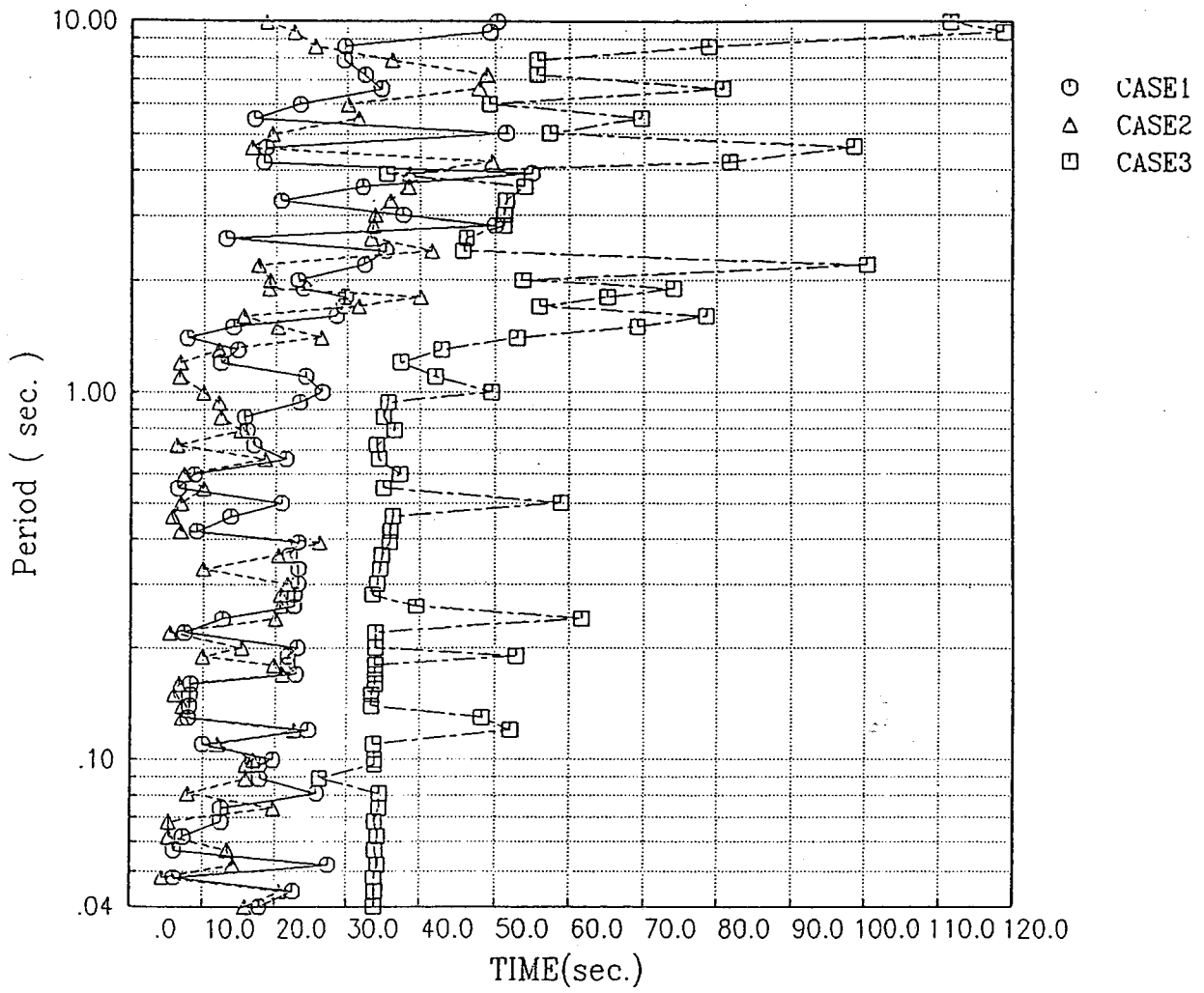


図 7.2.2-3 最大応答発生時刻(Response Envelope Spectrum  $h=2\%$ )



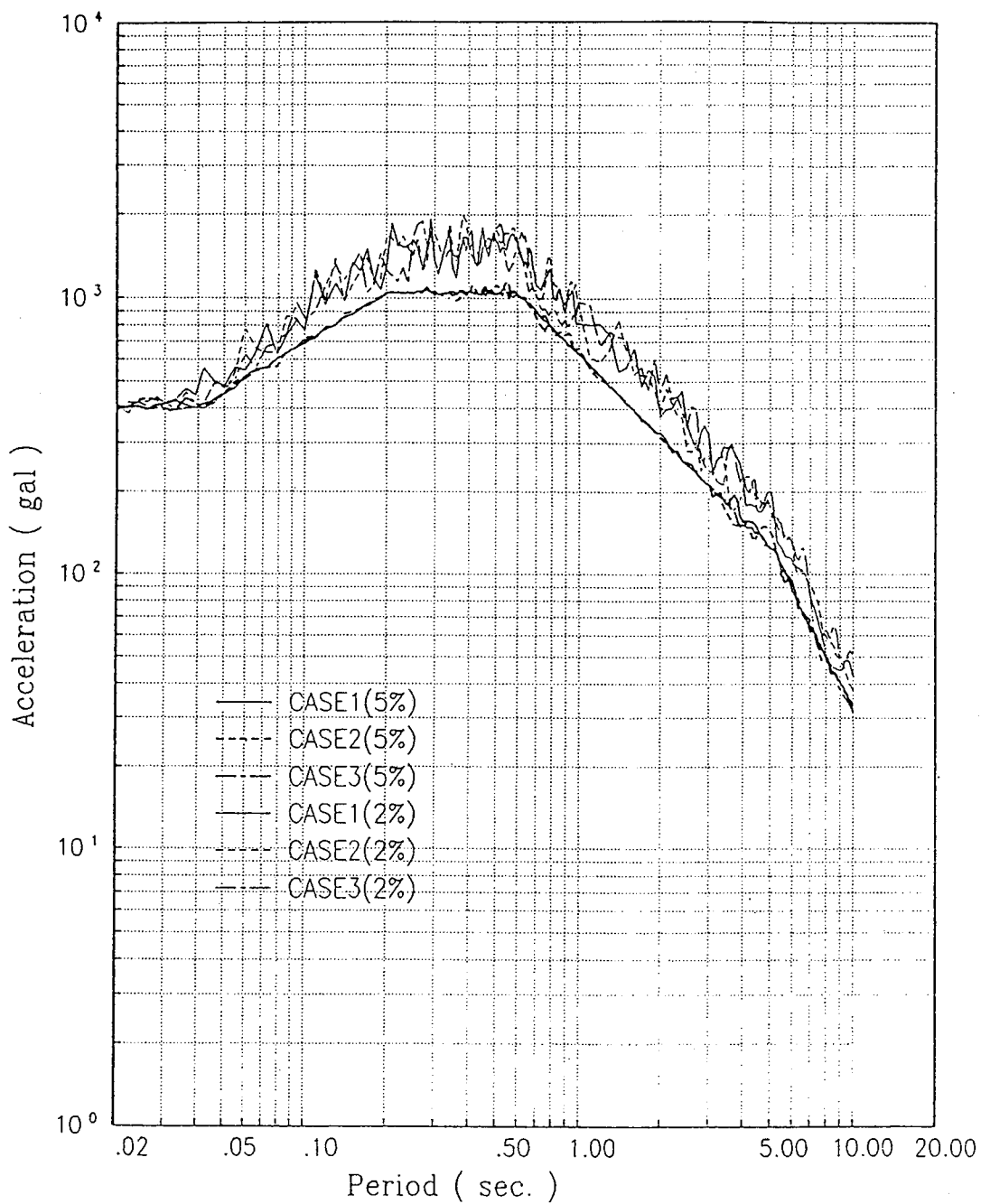


図 7.2.2-4 加速度応答スペクトル(太線:h=5%、細線:h=2%)

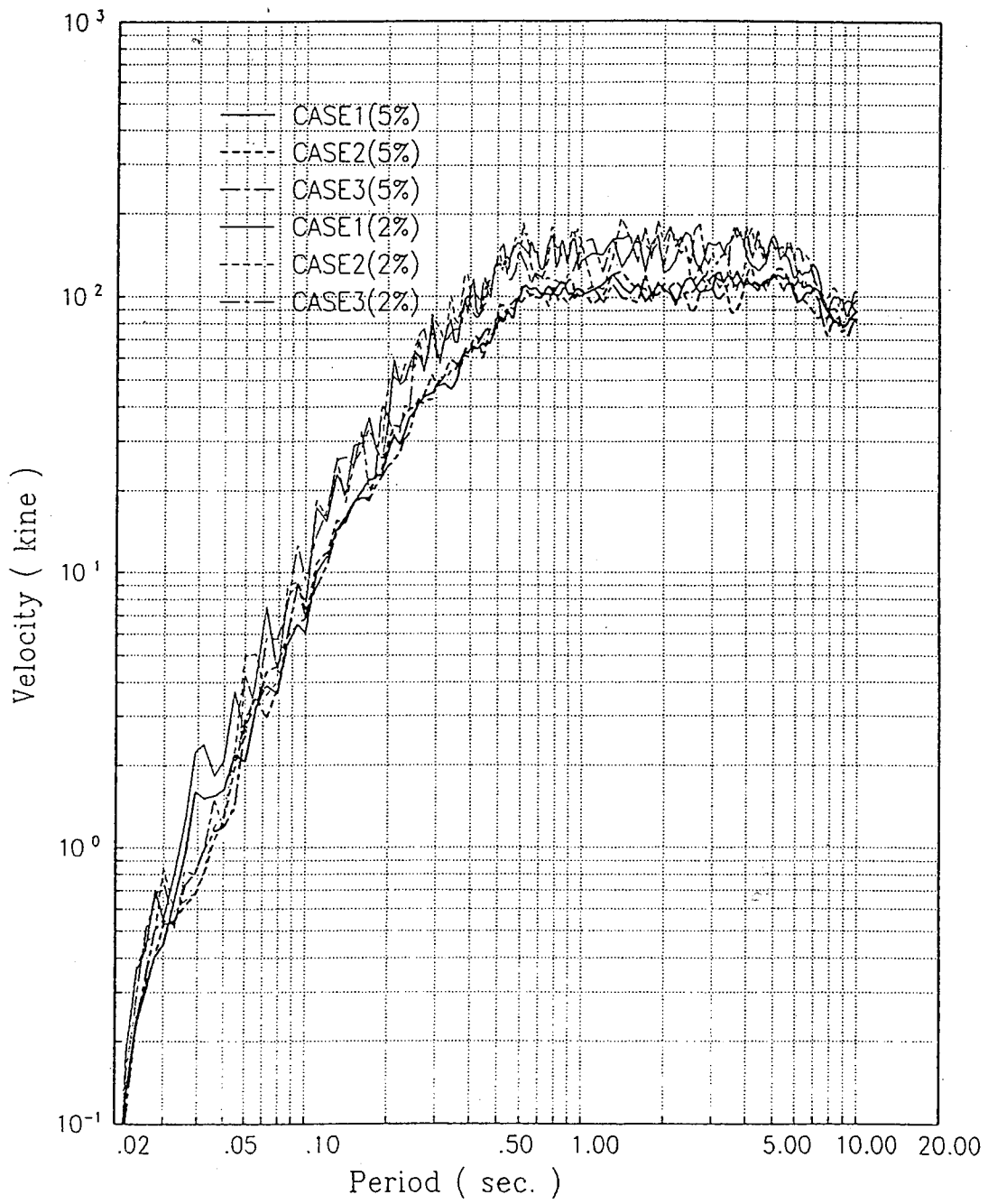


図 7.2.2-5 速度応答スペクトル(太線:h=5%、細線:h=2%)

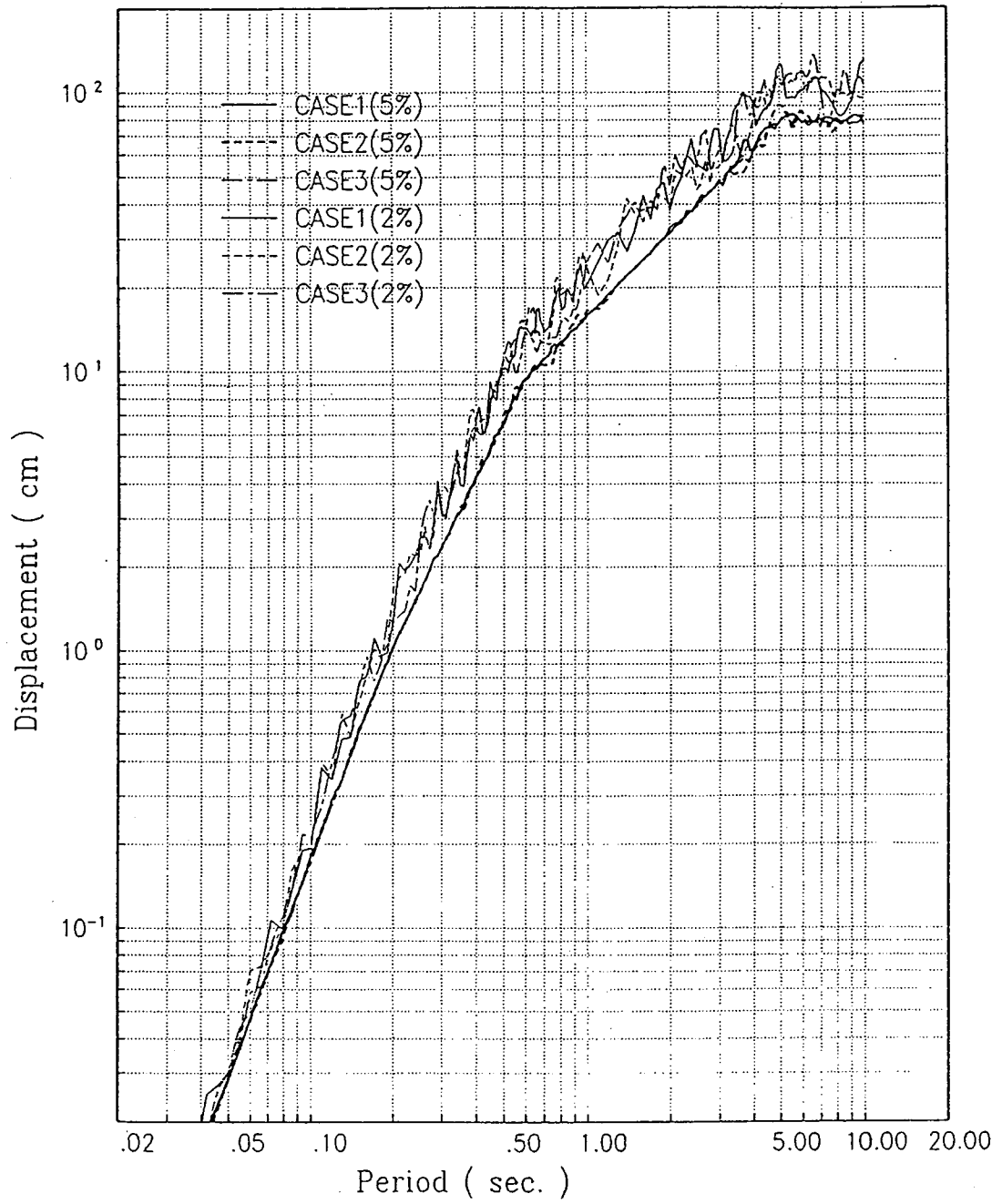


図 7.2.2-6 変位応答スペクトル(太線:h=5%、細線:h=2%)

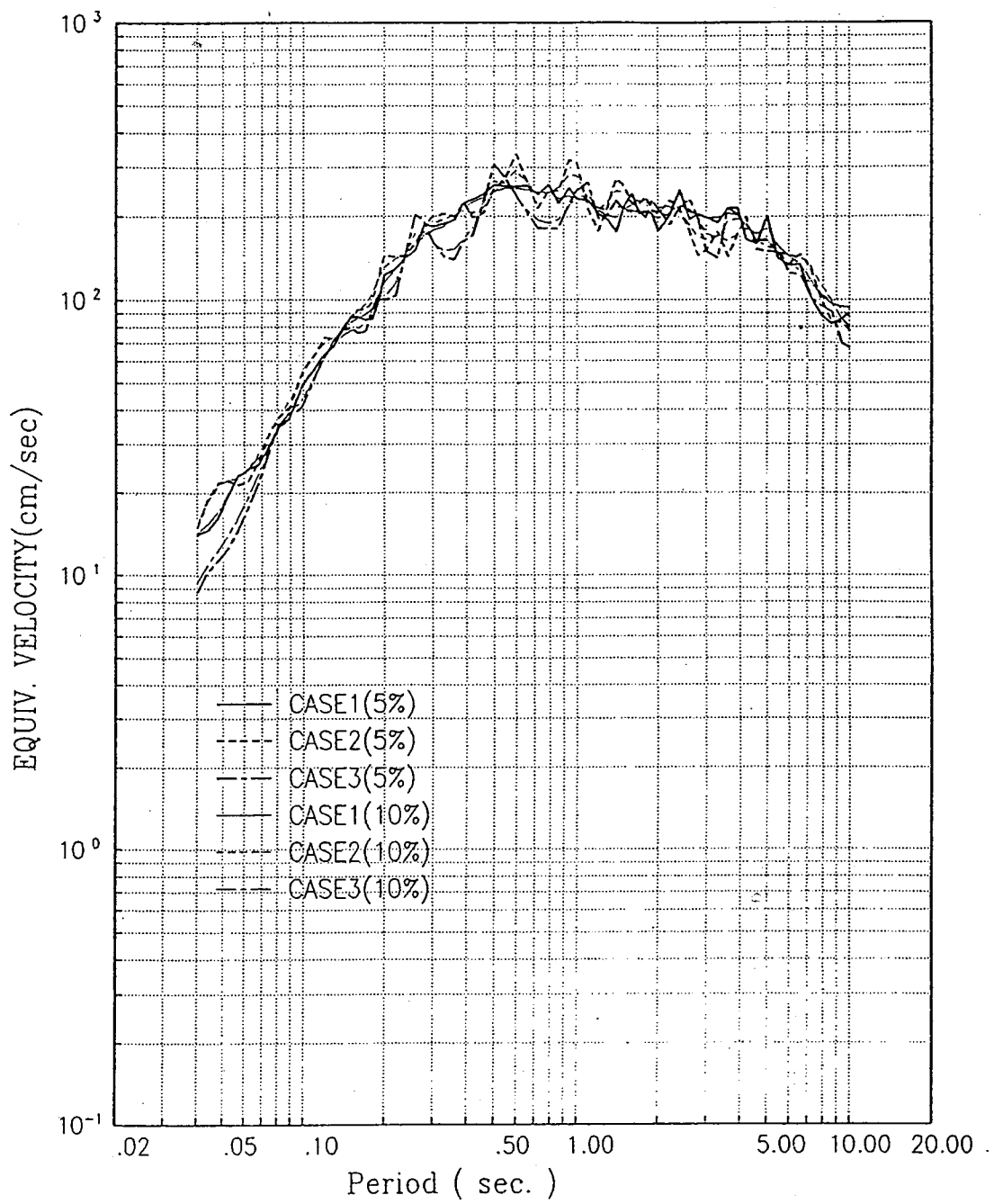
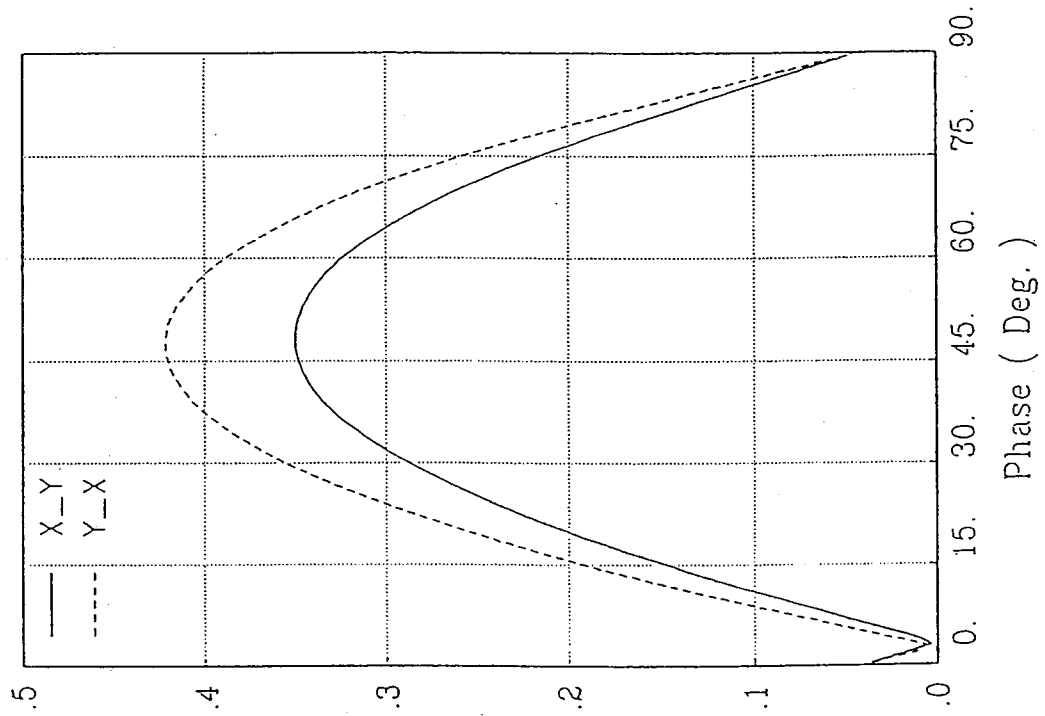
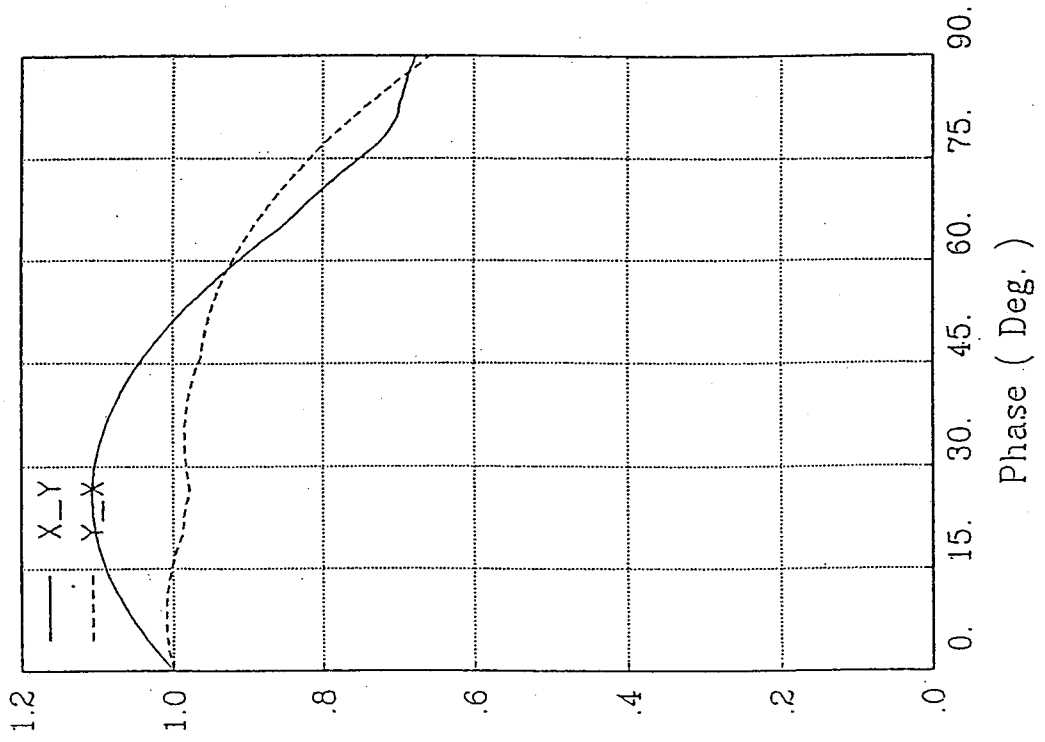


図 7.2.2-7 エネルギースペクトル(太線:h=5%、細線:h=10%)



相関係数



最大加速度比

図 7.2.2-8 CASE 1 波と CASE 2 波の相関図 (一方は 2 / 3 倍)

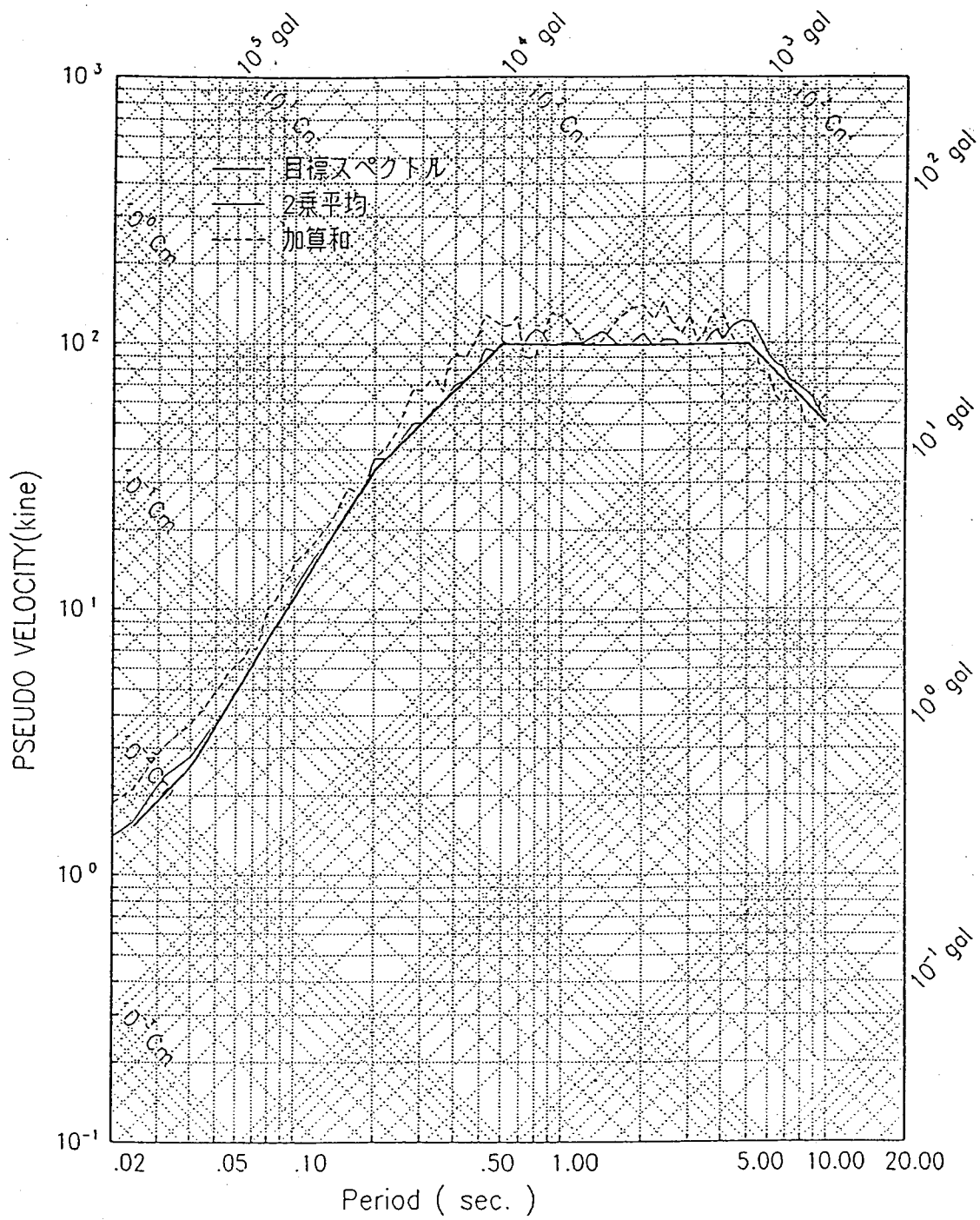


図 7.2.2-9

CASE 1 波と CASE 2 波による 2 次元応答スペクトル  
擬似速度応答  $h=5\%$ (一方は  $2/3$  倍)

最大値を2/3に基準化して、7.2.4節で示される相関および、最大加速度比を計算したものである。同面より、両波には、ほぼ相関がないことがわかる。また図7.2.2-9には、参考のため、2方向入力を考慮した場合の応答を以下の2式(式(7.2.2-2)はベクトルの最大値、式(7.2.2-3)は応答の加算和)で評価した結果を示す。

$$S_{pv2}(\omega) = \frac{1}{\omega} \sqrt{R_{Ax}(\omega, h)(t)^2 + R_{Ay}(\omega, h)(t)^2} \Big|_{\max} \quad (7.2.2-2)$$

$$S_{pv2}(\omega) = \frac{1}{\omega} |R_{Ax}(\omega, h)(t) + R_{Ay}(\omega, h)(t)|_{\max} \quad (7.2.2-3)$$

$R_{Ax}(\omega, h)(t)$  : X方向の減衰h固有角振動数 $\omega$ の応答加速度  
 $R_{Ay}(\omega, h)(t)$  : Xと直交するY方向の応答加速度

ベクトルの最大値は、ほぼ一方向の最大値と変わらない。また両者の加算和でも1.3倍以内には納まっている。

### 7.2.3 地震応答解析と入力地震動

#### (1) 基準地震動と入力地震動

本節では、New RC構造物の地震応答解析に用いる入力地震動のスペクトルを提案しているが、図7.2.3-1(a)に示すように、このスペクトルは工学的基盤(せん断波速度が400m/s程度の堅固な地盤)の露頭で規定されたものである。一般に地震動は上昇波(E)と下降波(F)の和で表されるが、自由表面では上昇波( $E_1$ )と振幅・位相の等しい反射波( $F_1 = E_1$ )が発生するので $E_1 + F_1 = 2 \cdot E_1$ として表すことができる。本節で提案する基準地震動は、具体的にはこの $2 \cdot E_1$ として与えられたものである。したがって、建設地点が工学的基盤と見なすことができない場合や、地盤と建物を一体の質点系ないしFEMでモデル化して地震応答解析する場合には、不変と考えられる下方からの上昇波 $E_1$ に基づいて、解析条件にあった入力地震動を計算し直す必要がある。ここでは、入力地震動とは意味を区別して用いることにする。

以下に代表的解析モデルについて、入力地震動の求め方を述べる。

#### a) 基礎固定モデル

本モデルでは、建物に対して地盤が十分に剛であると見なして、基礎を固定として取り扱う。図7.2.3-1(a)に示すように基礎の床付け位置が工学的基盤上にある場合は、基準地震動( $2 \cdot E_1$ )をそのまま入力地震動として用いる。図7.2.3-1(b)に示すように基礎の床付け位置が工学的基盤上の表層地盤上にある場合は、入力動として不変と考えられる上昇波成分( $E_1$ )を用いて、表層の自由表面での応答を求めて、これを基礎への入力地震動として用いる。この計算には、“SHAKE”に代表される一次元波動論が用いられることが多い。

#### b) S-Rモデル

本モデルでは、基礎床付レベル以下の地盤を杭等を含めて地盤バネとして評価し、これを基礎底面に取り付けて地震応答解析を行うが、基礎固定モデルとの差異が地盤バネを剛とするかどうかという点だけであり、入力地震動の取扱いは上述の基礎固定モデルと同一である。

#### c) 地盤・建物一体解析モデル

本モデルでは、基礎、杭、地盤等を質点系ないしFEMによってモデル化し、建物と一体化して地震応答解析を行う。この場合は、地盤モデルの底面の境界条件を固定とするか、深さ方向への地盤の半無限性を考慮して粘性境界を用いるかによって入力地震動の扱いが異なる。

底面を固定とする場合は、表層の地盤があることにより入力位置の応答は基準地震動とは異なるものになるので、図7.2.3-2に示すように $E_1$ を入力して、一次元波動論等によりモデル底面位置の応答を上昇波と下降波の和( $E_2 + F_2$ )を求め、これを入力地震動として用いる。

底面粘性境界を用いる場合は、基準地震動( $2 \cdot E_1$ )をそのまま入力地震動として用いる。なお、モデル底面が工学的基盤上でない場合は、一次元波動論等によりモデル底面位置の自由表面とした応答( $2 \cdot E_1'$ )を求め、これを入力地震動として用いる。

#### (2) 地盤バネの減衰の評価について

地盤バネの減衰定数については、建物や地盤条件に関係なく一定の値が用いられることがあるが、本来、地盤バネに用いる減衰定数は地盤条件と建物の固有周期を考慮して定めるべきものである。以下に、固有周期の長い建物の地震応答計算を念願において、留意事項を簡単に述べる。

地盤バネの減衰には、地盤の材料減衰によるものと、基礎からの波動の逸散によって生ずる逸散減衰によるものがある。材料減衰は一般に振動数に依存せず、減衰定数一定と考えられている。一方、逸散減衰は材料減衰を期待しない純粋の弾性理論によって求められるものであり、典型的には減衰定数が振動数比例、すなわち減衰係数一定となる。ところで、粘弾性理論によって材料減衰と逸散減衰を同時に考慮した複素地盤バネ $K(\omega)$ は、次式で近似できることが知られている。

$$K(\omega) = (1 + 2ih) [K_e(\omega) + i\omega C_e(\omega)] \quad (7.2.3-1)$$

ここに、

$h$  : 地盤の材料減衰定数

$K_e(\omega)$  : 弾性理論による地盤バネ

$C_e(\omega)$  : 弾性理論による減衰係数(逸散減衰)

$\omega$  : 円振動数,  $i$  : 虚数単位

式(7.2.3-1)を地盤剛性に相当する実数部と減衰に相当する虚数部に分けると、次式のように書き直せる。

$$K(\omega) = [K_e(\omega) - 2h\omega C_e(\omega)]$$

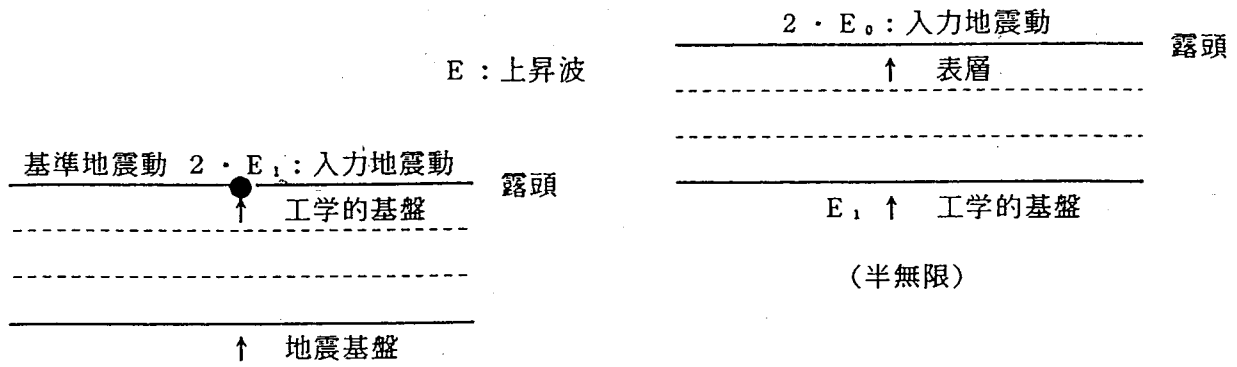


図 7.2.3-1

基盤固定モデルおよび S-R モデルにおける入力地震動と基準地震動

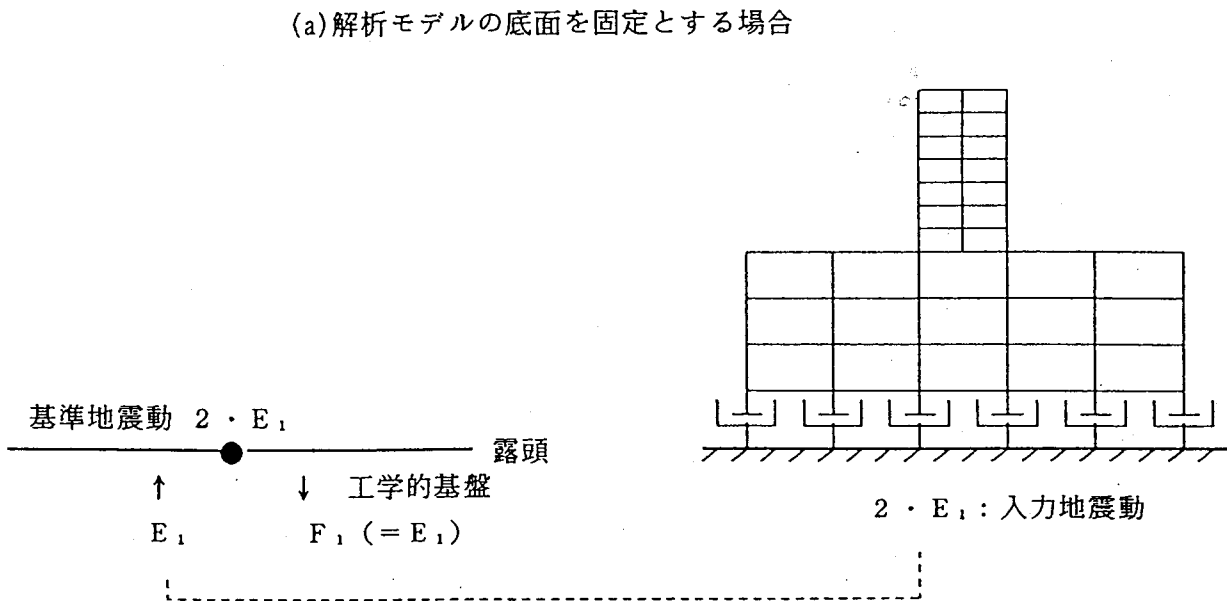
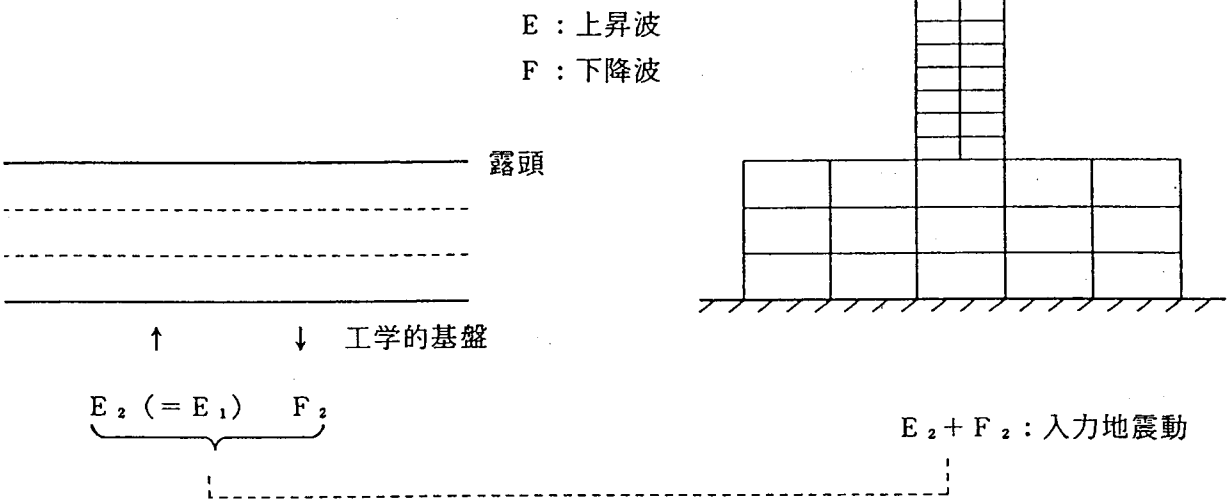


図 7.2.3-2

地盤・建物一体解析モデルにおける入力地震動と基準地震動



$+i [2hKe(\omega) + \omega Ce(\omega)]$  (7.2.3-2)

基本的な事柄として、地盤バネの減衰には振動数に依存する逸散減衰項があるので、地盤バネの減衰定数を定めるときには、地盤・建物連成の固有振動数を考慮しなければならない。式(7.2.3-2)において  $Ke(\omega)$  と  $Ce(\omega)$  を一定値と考えれば、短周期領域では振動数に比例して増大する逸散減衰の占める割合が大きい、長周期領域では逸散減衰の占める割合が小さく材料減衰が地盤バネの減衰の主要な成分となる。また、地盤に明瞭な成層性がある場合は、表層の固有周期により長周期側では逸散減衰が小さくなることが知られている。以上のような事柄を考慮すれば、長周期の建物の地震応答計算を行う場合には、地盤バネの減衰定数としては、地盤そのものの材料減衰として期待できる範囲に止めておく方が、耐震設計上安全である。地盤バネとして逸散減衰を期待する場合は、理論解析等に基づいて適切に減衰定数を定めることが望ましい。

## 7.2.4 2方向地震動とそれによる応答

### (1) 2方向地震動記録の特性

水平地震動の特性は方向に対してランダムに変動するように見える。図7.2.4-1は耐震設計などでよく使われるいくつかの地動加速度の水平成分の軌跡を示したものである。上から1978年THO30-1FL地震動、1940年のエルセントロ地震動および1952年のタフト地震動の軌跡を表す。このように軌跡は円形、楕円形あるいは正方形状となり、特定の地震動には特定の方向性がみられなくはないが、おしなべてランダムに変動し、直角の2方向成分には特に強い相関はない。

図7.2.4-2は水平地動加速度の最大値(MAX)と標準偏差(RMS)が座標を回転させることによってどのように変化するかを示したもので、値はいずれも平均値によって標準化されている<sup>7,12)</sup>。上から順に1940年のエルセントロ地震動、1952年のタフト地震動、1962年の仙台501地震動および1968年の八戸地震動の場合を表す。最大値はやや不規則に、平均値の約0.8~1.2倍までの間を変動する。

### (2) 地震動の特性の方向による変化

地震動の特性の方向による変化を少し理論的に考察してみよう。 $x, y$  をお互いに直角な水平2方向の地動加速度とし、 $x$  は最大値を持つ方向、 $y$  は最小値を持つ方向に対応するものとする。 $x$  の方向より反時計まわりに  $\theta$  だけ回転した軸の方向の加速度を  $x'$ 、その直角方向の加速度を  $y'$  とすると、 $x', y'$  は  $x, y$  を用いて次のように表される。

$$\begin{aligned} x' &= x \cos \theta + y \sin \theta \\ y' &= x \sin \theta + y \cos \theta \end{aligned} \quad (7.2.4-1)$$

いま、 $x$  と  $y$  の間には相関がないものとする。すなわち、

$$\overline{xy} = 0 \quad (7.2.4-2)$$

ここで上つきのバーは時間平均を表す。式(7.2.4-1)より、

$$\begin{aligned} \overline{x'y'} &= (x \cos \theta + y \sin \theta)(-x \sin \theta + y \cos \theta) \\ &= \frac{\overline{y^2 - x^2}}{2} \sin 2\theta + \overline{xy} \cos 2\theta \end{aligned} \quad (7.2.4-3)$$

となるので、式(7.2.4-3)式を使えば、

$$\overline{x'y'} = \frac{\overline{y^2 - x^2}}{2} \sin 2\theta \quad (7.2.4-4)$$

である。いま、

$$\sqrt{\overline{y^2}} = c \sqrt{\overline{x^2}} \quad (0 \leq c \leq 1) \quad (7.2.4-5)$$

とすると、式(7.2.4-4)式は、

$$\overline{x'y'} = \frac{c^2 - 1}{2} \overline{x^2} \sin 2\theta \quad (7.2.4-6)$$

と書きかえられ、 $c=1$ でない限り、

$$\overline{x'y'} \neq 0 \quad (7.2.4-7)$$

である。つまり、任意の直角2方向の加速度は互いに無相関とはならない。

式(7.2.4-1)、式(7.2.4-2)式より、 $x', y'$  の2乗平均値は、

$$\begin{aligned} \overline{x'^2} &= \overline{x^2} \cos^2 \theta + \overline{y^2} \sin^2 \theta \\ \overline{y'^2} &= \overline{x^2} \sin^2 \theta + \overline{y^2} \cos^2 \theta \end{aligned} \quad (7.2.4-8)$$

となることがわかる。あるいは(7.2.4-5)式を使って(7.2.4-8)式を変形し、

$$\left. \begin{aligned} \overline{x'^2} &= \overline{x^2} (\cos^2 \theta + c^2 \sin^2 \theta) \\ &= \overline{x^2} \left( \frac{1+c^2}{2} + \frac{1-c^2}{2} \cos 2\theta \right) \\ \overline{y'^2} &= \overline{x^2} (\sin^2 \theta + c^2 \cos^2 \theta) \\ &= \overline{x^2} \left( \frac{1+c^2}{2} - \frac{1-c^2}{2} \cos 2\theta \right) \end{aligned} \right\} \quad (7.2.4-9)$$

と書いてもよい。

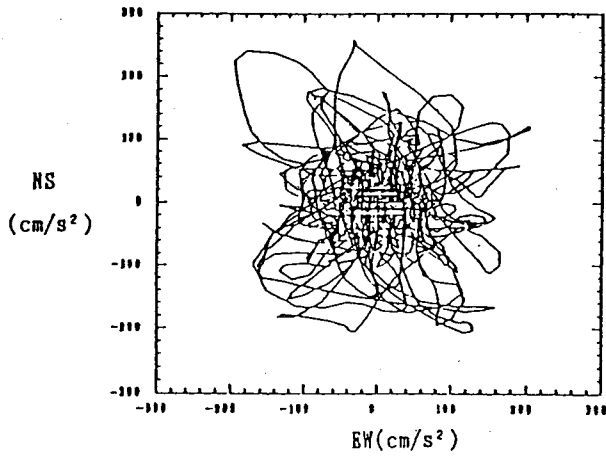
$x', y'$  の相関係数  $\rho_{x'y'}$  は、式(7.2.4-6)、(7.2.4-9)より、

$$\begin{aligned} \rho_{x'y'} &= \frac{\overline{x'y'}}{\sqrt{\overline{x'^2} \overline{y'^2}}} \\ &= \frac{c^2 - 1}{2} \frac{\sin 2\theta}{\sqrt{\left(\frac{1+c^2}{2}\right)^2 - \left(\frac{1-c^2}{2}\right)^2 \cos^2 2\theta}} \end{aligned} \quad (7.2.4-10)$$

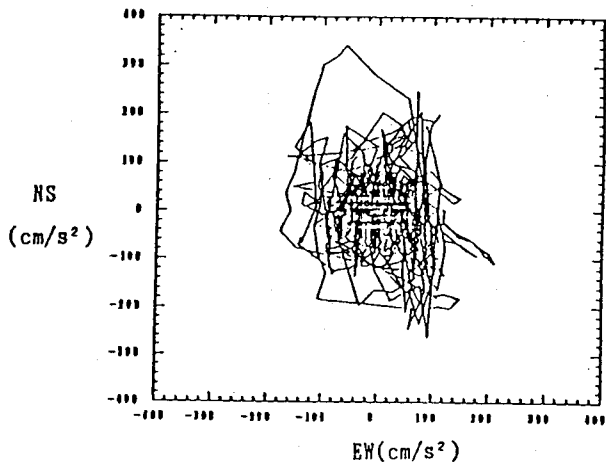
となる。図7.2.4-3に式(7.2.4-10)で表される

$|\rho_{x'y'}|$  と  $\theta$  の関係を  $c$  をパラメータにして示した。

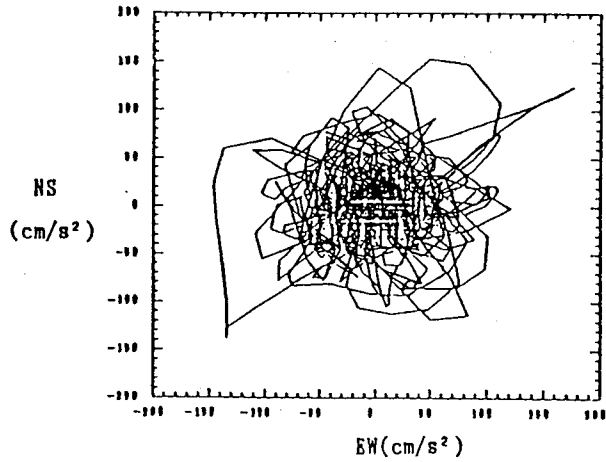
$|\rho_{x'y'}|$  は  $\theta = \pi/4$  のとき最大値  $(1-c^2)/(1+c^2)$  をもつ。前述のように実際の地震動では  $c=0.8/1.2=2/3$  程度であるから、 $|\rho_{x'y'}| \leq 0.385$  となる。このように通常  $x'$  と  $y'$  の間の相関はそれほど大きくはない。



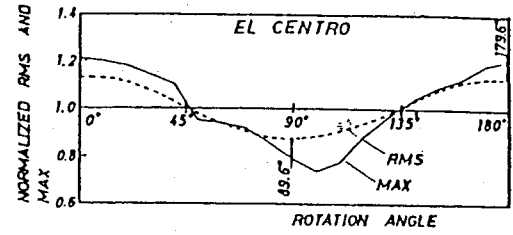
TH030-1FL  
(1978)



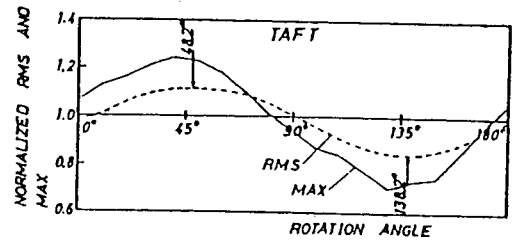
El Centro  
(1940)



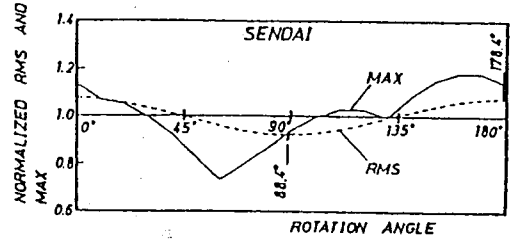
Taft  
(1952)



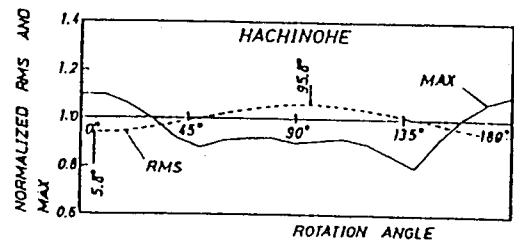
Variation of RMS and Max. Acc. Due to Rotation of Coordinates for El Centro



Variation of RMS and Max. Acc. Due to Rotation of Coordinates for Taft



Variation of RMS and Max. Acc. Due to Rotation of Coordinates for Sendai



Variation of RMS and Max. Acc. due to Rotation of Coordinates for Hachinohe

図 7.2.4-1 水平加速度の軌跡

図 7.2.4-2 座標の回転による特性の変化

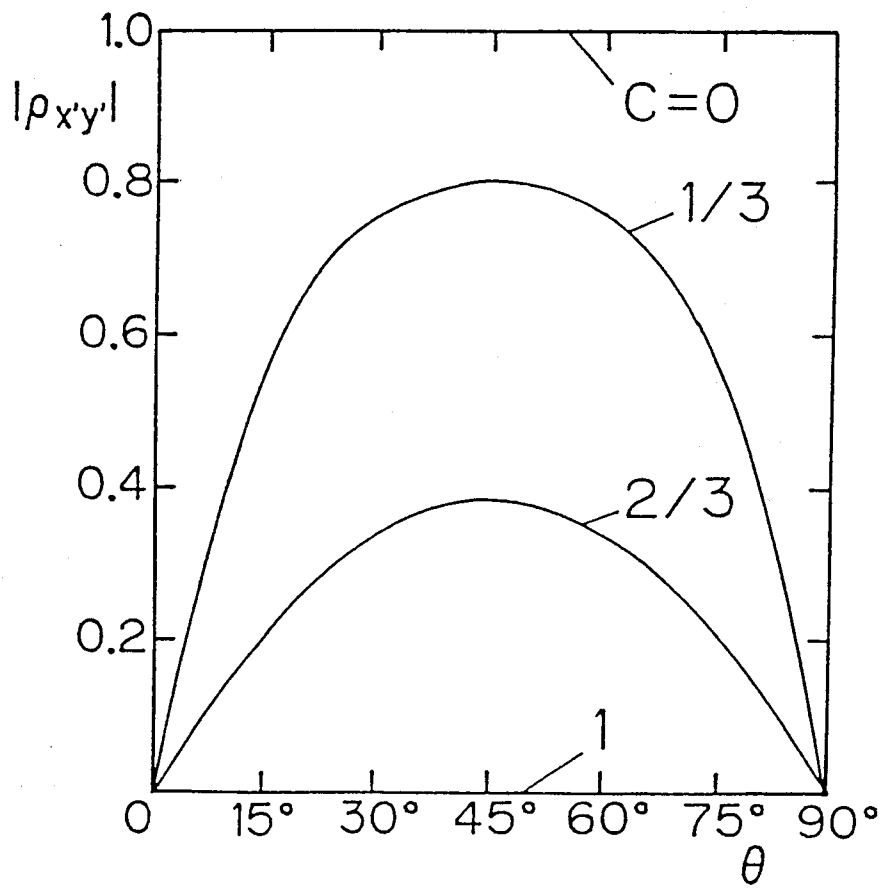


図 7.2.4-3 2 方向入力間の相関係数

模擬地震動を作成して実際に式(7.2.4-10)がどの程度の確からしさで成り立つかを調べてみた。まずNewRC地震動のスペクトル特性を持つ模擬地震動を7波形(N0.1~N0.7)作成した。ここで位相は全て互いに独立な乱数とした。つまりどの2つの波形の間にも事実上相関はないものとした。そのうちの任意の1波形をx、他の6波形をそれぞれ2/3倍したものをyとみなし、式(7.2.4-1)にしたがってx'、y'を求め、x'とy'の相関係数 $\rho_{x',y'}$ を計算した。結果の1例として波形No.2をxとみなした場合の $|\rho_{x',y'}|$ と $\theta$ の関係を図7.2.4-4に6本の線で示した。図中の太い実線は、図7.2.4-3の $c=2/3$ の線と同じものである。6本の線はいずれも太い線の近傍にあり、式(7.2.4-10)がおおむね妥当であることを知ることができる。図7.2.4-5はNo.6波形をxとみなした場合の同様の例である。同じことがこの場合にもいえる。

$|x'|$ の最大値 $|x'|_m$ は式(7.2.4-1)より

$$|x'|_m \approx \sqrt{|x|_m^2 \cos^2 \theta + |y|_m^2 \sin^2 \theta} \quad (7.2.4-11)$$

と書けるが、式(7.2.4-5)が成り立てば、

$$|y|_m = c |x|_m \quad (7.2.4-12)$$

とおけるので、

$$\frac{|x'|_m}{|x|_m} \approx \sqrt{\frac{1+c^2}{2} + \frac{1-c^2}{2} \cos 2\theta} \quad (7.2.4-13)$$

とすることができる。図7.2.4-6に式(7.2.4-13)が表される。

$|x'|_m/|x|_m$ と $\theta$ の関係をCをパラメータにして示した。

例えば、 $c=2/3$ 、 $\theta=\pi/4$ のときは、

$$\frac{|x'|_m}{|x|_m} \approx \sqrt{\frac{1+c^2}{2}} = \sqrt{\frac{13}{18}} = 0.850 \quad (7.2.4-14)$$

である。 $|y'|_m$ について同様に展開すれば、

$$\frac{|y'|_m}{|x|_m} \approx \sqrt{\frac{1+c^2}{2} - \frac{1-c^2}{2} \cos^2 \theta} \quad (7.2.4-15)$$

となるので、 $|x'|_m = |y'|_m$ となるような角度は式(7.2.4-13)、

(7.2.4-15)より $\cos 2\theta = 0$ 、すなわち $\theta = \pi/4$ である。

式(7.2.4-14)の値は、このときの $|y'|_m/|x|_m$ でもある。

実際に(7.2.4-13)式がどの程度正しく成り立つかを同様に

模擬地震動を用いて調べてみた。前述の7つの模擬地震動において、No.2波形をxとみなした場合の $|x'|_m/|x|_m$ と $\theta$ の関係を図7.2.4-7に6本の線で示した。追加されている太い実線は図7.2.4-6の $c=2/3$ の線と同じものである。6本の線はこの場合も太い線の近傍にあり、平均的に式(7.2.4-13)が成り立っていることを認めることができる。図7.2.4-8はNo.6波形をxとみなした場合の同様の例である。同じことがこの場合にもいえる。

### (3) 2方向地震動による2方向の応答

建築物には通常互いに直交する2つの主軸があるので、設計したい方の主軸の方向にxを入力として与え、他方にyを与えるようにして、両主軸の方向の設計を行えばよい。多くの場合はこれで十分であるが、主軸と $\pi/4$ だけ傾いた方向の検討も行いたい場合には、式(7.2.4-1)で $\theta = \pi/4$ とし、

$$x' = \frac{1}{\sqrt{2}}(x+y) \quad (7.2.4-16)$$

$$y' = \frac{1}{\sqrt{2}}(-x+y)$$

という2方向入力を両主軸に与えて応答を求めればよい。前述のように式(7.2.4-16)で与えられる $x'$ 、 $y'$ は同程度の最大加速度をもち、その値は近似的に式(7.2.4-14)で与えられる。このとき、 $|\rho_{x',y'}|$ は0.385である。このような入力による応答と両主軸の方向に $(1/\sqrt{2})x$ を与えて求められる応答(このとき $|\rho_{x',y'}|$ は1である)の間の関係は複雑で、いずれがより安全側の評価になるかは定かでない。 $1/\sqrt{2}=0.707$ は0.850より小さいが、2方向入力による応答R(例えば柱の軸力)は各方向の入力による応答の単純和となり、 $|R|$ の最大値は、

$$|R|_m = \frac{1}{\sqrt{2}} 2 |R_x|_m = \sqrt{2} |R_x|_m = 1.41 |R_x|_m \quad (7.2.4-17)$$

となる。一方、式(7.2.4-16)による応答は、両方向の応答の間の相関を無視すれば、

$$\begin{aligned} |R|_m &\approx \sqrt{|R_x|_m^2 + |R_y|_m^2} = \sqrt{|R_x|_m^2 + |R_y|_m^2} \\ &= \sqrt{1+c^2} |R_x|_m = 1.20 |R_x|_m \end{aligned} \quad (7.2.4-18)$$

となり、上式の値より小さめになるからである。

なお、(7.2.4-1)式より、

$$\begin{aligned} x'^2 + y'^2 &= (x \cos \theta + y \sin \theta)^2 + (-x \sin \theta + y \cos \theta)^2 \\ &= x^2 + y^2 \end{aligned}$$

(7.2.4-19)

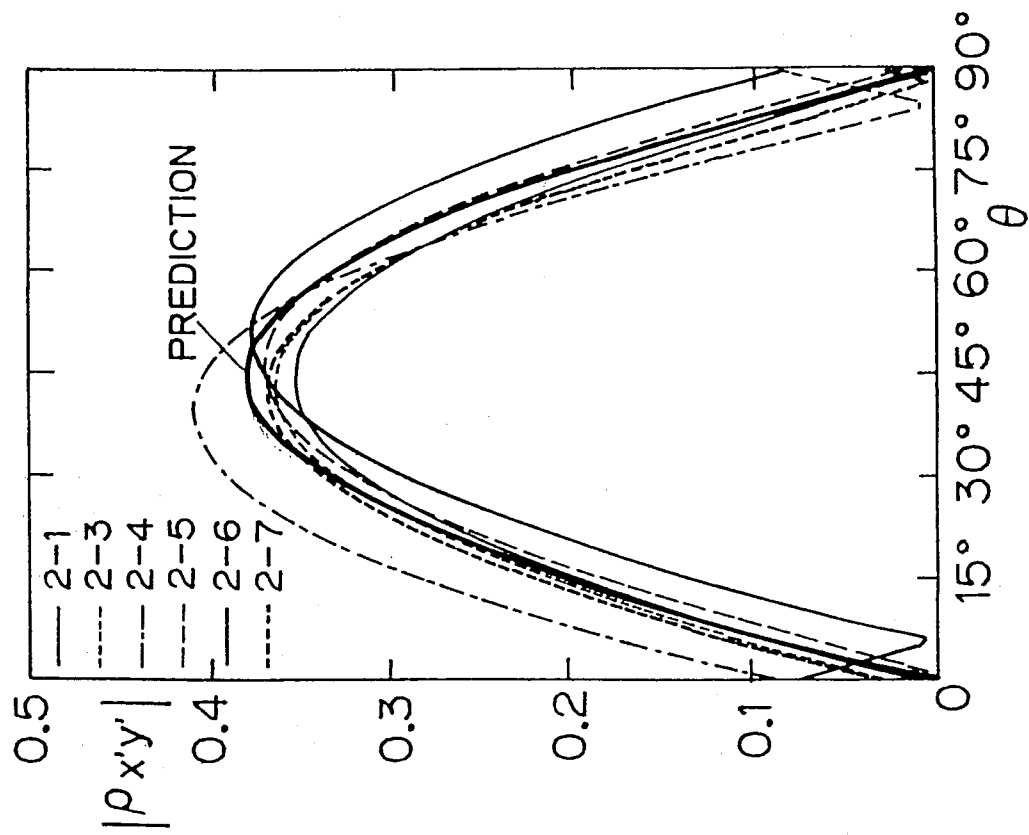


図 7.2.4.4 2 方向入力間の相関係数 (NO.2 波形を x とした場合)

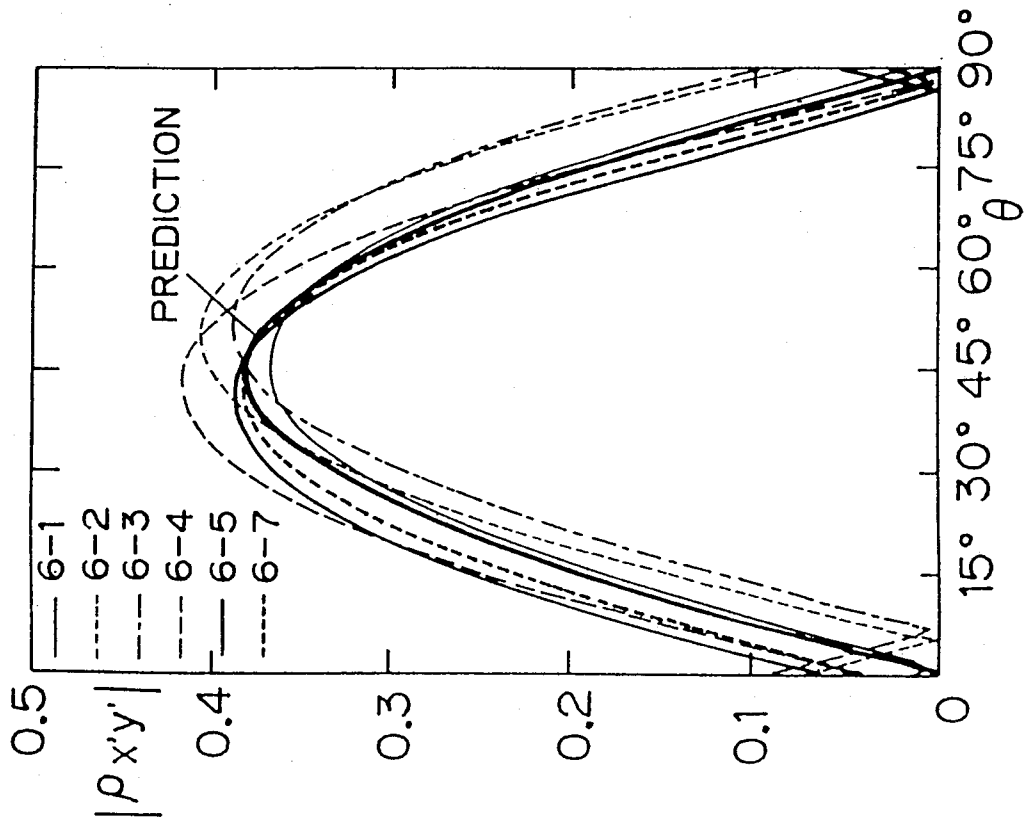


図 7.2.4.5 2 方向入力間の相関係数 (NO.6 波形を x とした場合)

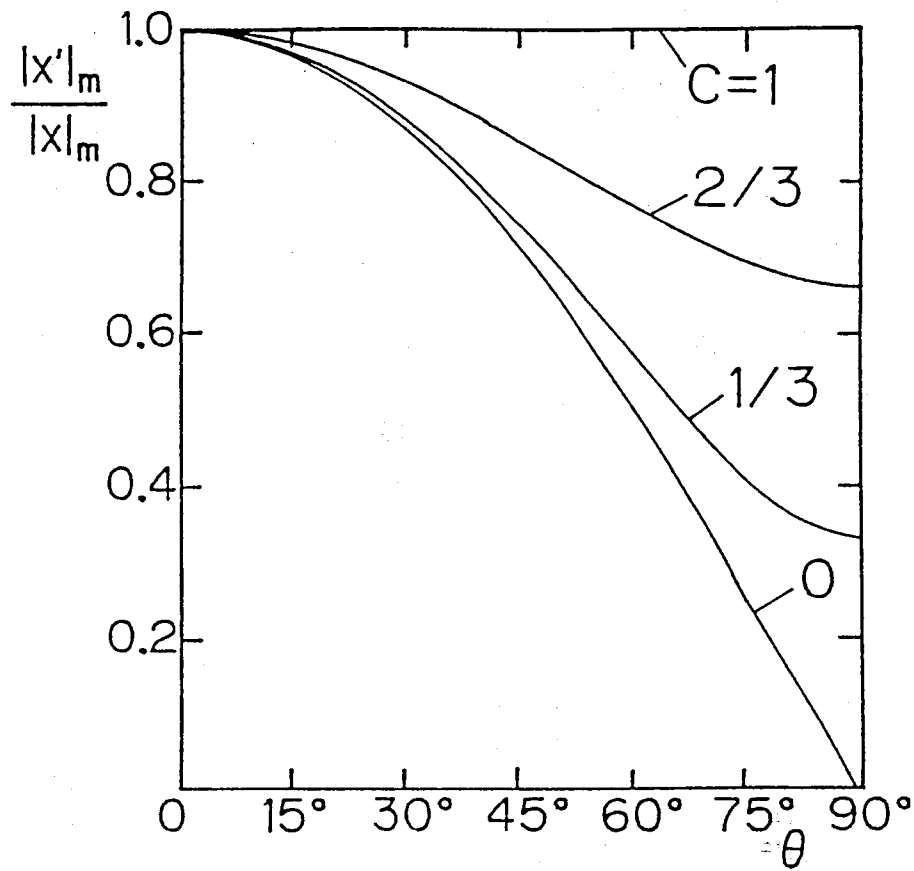


图 7.2.4-6 最大加速度比

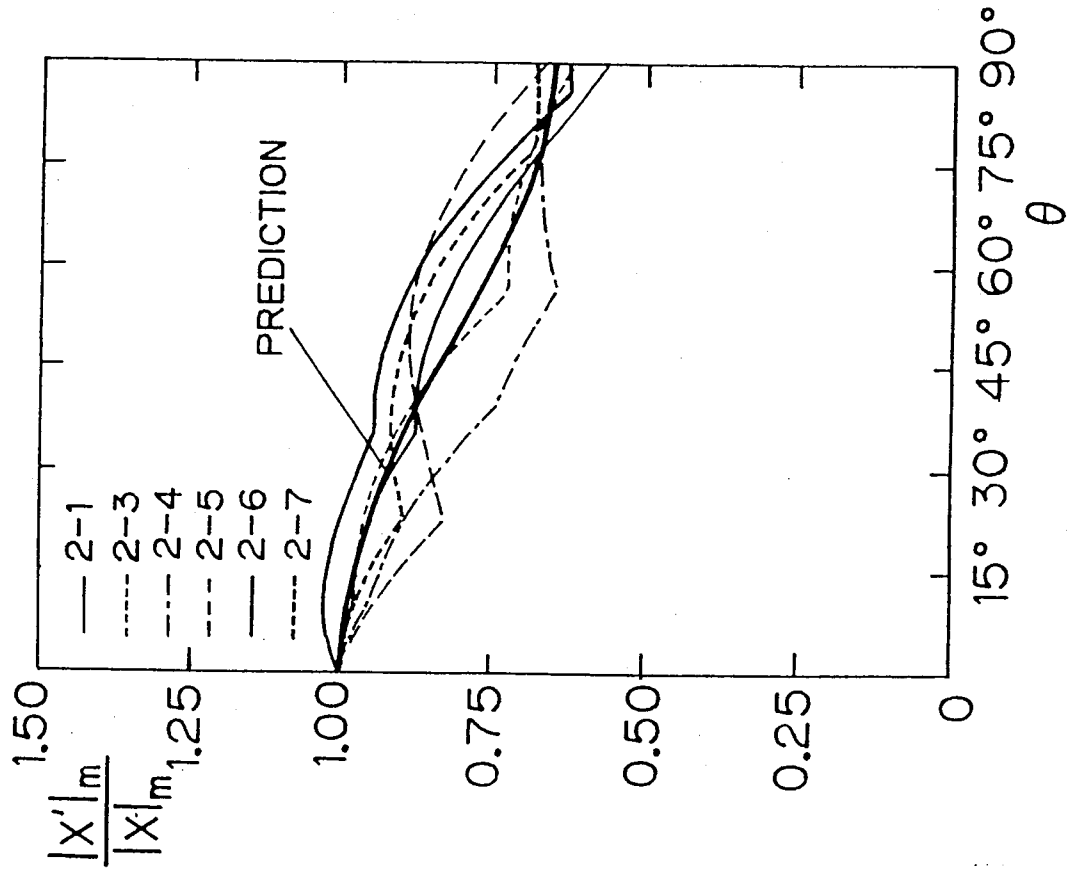


図 7.2.4-7 最大加速度比  
(NO.2 波形を x とした場合)

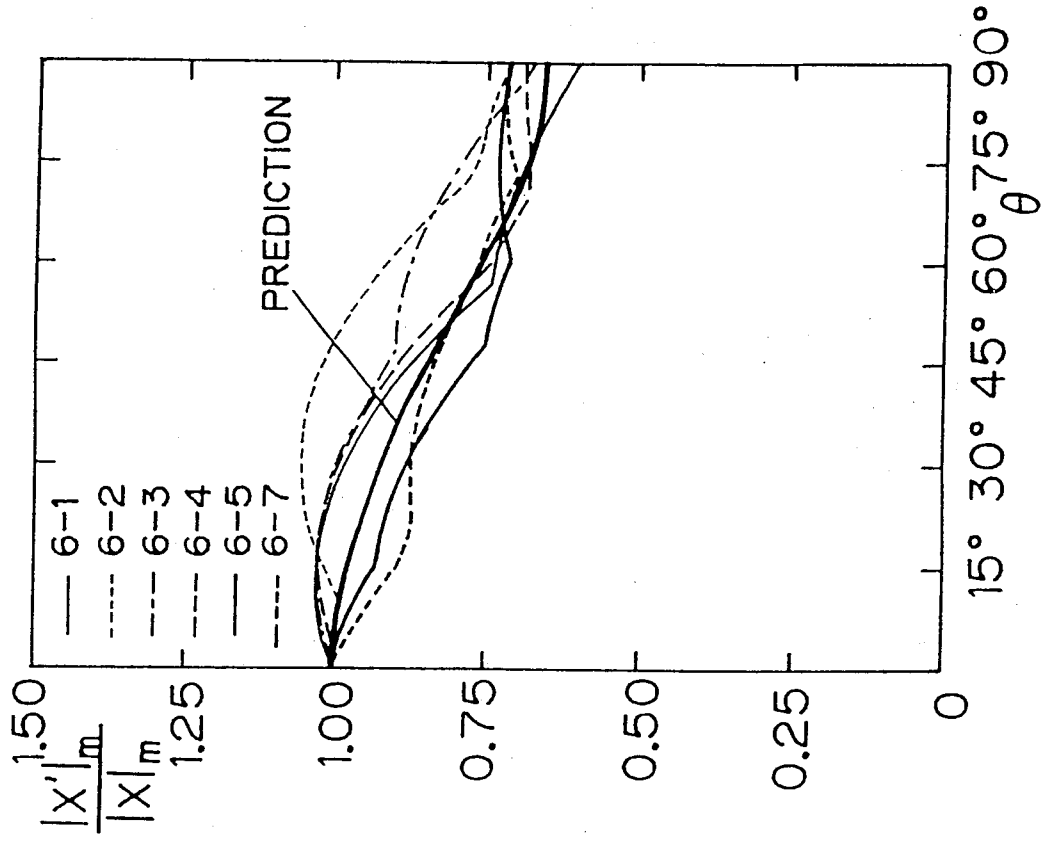


図 7.2.4-8 最大加速度比  
(NO.6 波形を x とした場合)

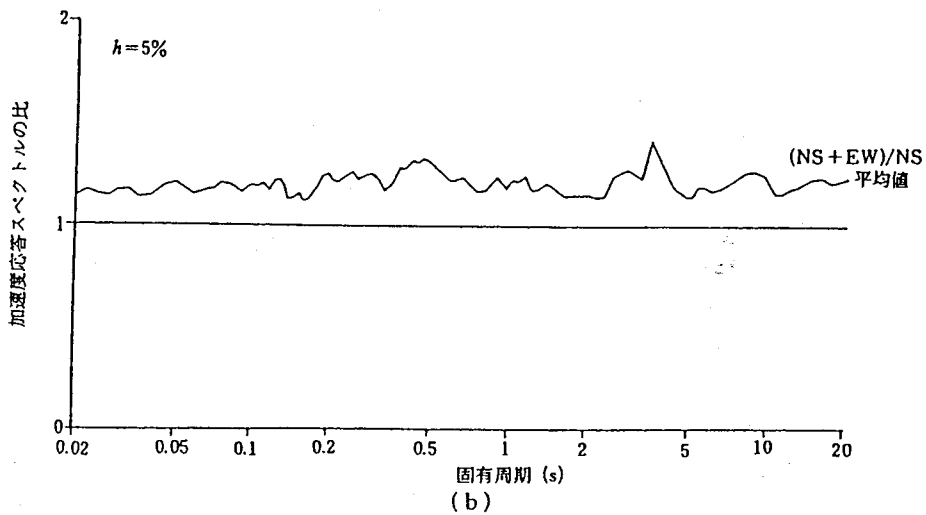
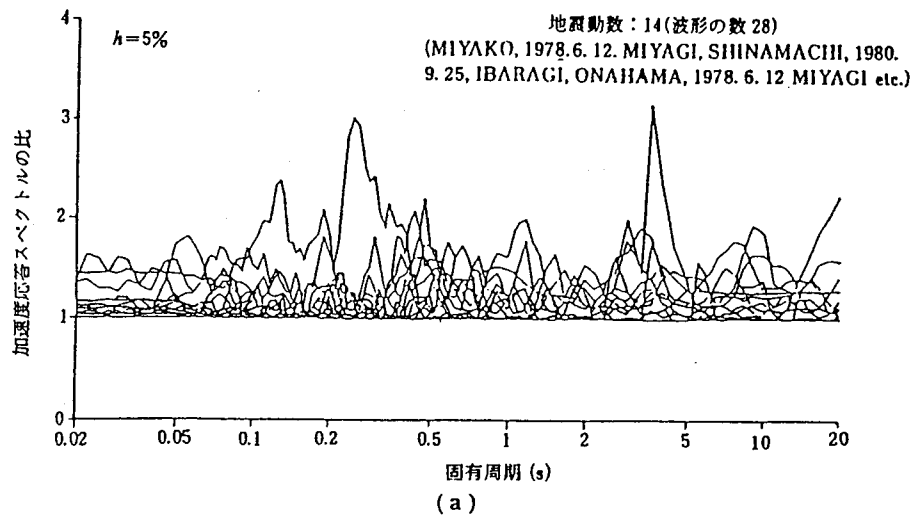


図 7.2.4-9 2 方向同時入力による応答の増大率



であるから、各方向の入力の2乗和は $\theta$ によらず一定となり、両方向入力による応答の間の相関が無視できれば、どの方向の応答も、

$$\begin{aligned} |R|_m &= |R_x + R_y|_m \\ &\approx \sqrt{|R_x|_m^2 + |R_y|_m^2} = \sqrt{1+c^2} |R_x|_m \end{aligned} \quad (7.2.4-20)$$

によって近似的に評価できる。

以上の考察では、建築物の特性は線形であること、またねじれ振動が無視できるようなものであることを前提としていることに注意されたい。

参考までに水平2方向の固有周期が等しい線形の1質点系に、水平2方向の地震動を作用させた場合の最大加速度応答をスペクトル比の形で表したものを図7.2.4-9に示す<sup>7.13)</sup>。ここでスペクトル比とは、NS方向入力の最大応答値(通常の応答スペクトル)に対する2方向入力による最大応答値の比のことである。これは1より小さくなることはない。上の図は14個の地震動(28波形)によるスペクトル比を重ね書きしたものであり、下の図はその平均である。2方向入力による応答スペクトル1方向入力によるその平均1.2倍程度となっている。応答と入力は同じものではないが、これは、7.2.4節の(1)で述べた1.2倍という数字と大体対応していると考えてもよい。

実際の構造物を対象とする場合には、前述したように事情はもっと複雑である。1方向入力による応答と2方向入力による応答の関係は、構造物の周期、平面形状、高さ、平面的および立面的な剛性分布や強度分布などに依存するし、梁や柱という部材の種類、またその部材の位置によって異なるものとなる。1方向入力だけで代表できる場合もあれば、2方向入力を考慮して何らかの補正をしなければならない場合もある。正確を期すためにはそういうことをきめ細かく吟味すべきである。

#### (4) 2方向模擬地震動の作成

水平2方向地震動の同時入力による応答を求めたい場合には、2方向模擬地震動を次のような考えに従って作成すればよい。

設計用地震動はその地点で考慮すべき水平地震動の任意の方向の最大値とみなされるものであるから、NewRC地震動も前述の(平均値)×1.2の地震動と考えるのが適当である。したがって、直角方向にはその2/3倍の地震動が暗にあるものとする。両者の間には確率的な相関はないとしてよい。そこで、直角方向の模擬地震動が必要な場合には、スペクトルの値を比例的に2/3倍し、1方向地震動とは独立の乱数を位相として用い、同様の手順に従ってそれを作成すればよい。実地震動記録の位相を1方向地震動の位相に用い

た場合には、その直角方向の位相を多方向のそれに用いる。1方向地震動を1/1.2倍したものと、それと同じスペクトル値をもち位相を前述のように設定した地震動を作成し、その2つを両方向の模擬地震動と考えてもよい。このような入力による応答は前の場合の応答と同じではないが、近似的には同等のものになると期待してよい。

### 7.2.5 上下地震動特性とその設計用入力地震動への取扱例

#### (1) 上下動特性に関する既往文献調査

上下動特性は一般に水平成分との関連から検討されることが多い<sup>7.14), 7.15)</sup>。ここでは(a)表層地盤の上下動特性、(b)最大値とスペクトル値の上下動と水平動との関係から既往文献を分類した。以下に概要(観測記録の種類、分析尺度、代表的な指摘事項等)を列記する。

#### (a) 表層地盤の上下動特性

- 1) 石田(1978)はSV波入射による2層地盤モデル解析を行った。地盤が軟弱なほど、SV波の入射角が大きくなるほど水平動に対する上下動の値は大きくなる。
- 2) 佐藤(1982)は多層地盤のSV波の伝播に関する解析を行った。入射角によっては上下動の伝播特性が水平動のそれより大きくなる。
- 3) 興野ら(1989)は鉛直アレー地震観測で得られた記録をもとに、地表と地中の上下動のスペクトル比、波動伝播特性の検討を行った。上下動の増幅特性はP波の鉛直入射仮定で説明できる。
- 4) 藤堂ら(1989)はインベリアルバレー地震(1979)における本震の上下動を余震記録をもとに合成した。合成結果と本記録との対応度は断層近くの記録を除けば比較的よい。
- 5) 植竹ら(1990)は福島県いわき、富岡での鉛直アレー観測記録をもとに上下動の増幅特性について検討した。上下動の初期部分と主要動部分以降のフーリエスペクトル比は0.4~0.5、地震基盤( $V_s \approx 2 \sim 3 \text{ km/s}$ )以浅の卓越周期は同じで、P波の重複反射理論で概ね説明できる。上下動と水平動との卓越周期の比はP波速度とS波速度との比に反比例する。
- 6) 小林ら(1990)は東京都江東区の洪積地盤内での5種の地震記録をもとに、地震動の上下動成分と水平成分との振幅特性について検討を行った。地震基盤以浅の上下成分と水平成分との振幅比はP波、SV波の重複反射現象で概ね説明できる。
- 7) 武村ら(1990)は断層面上の不均質すべりを考慮した地震動評価法により、日本海中部地震(1983)における不老不死、秋田、酒田での上下動シュミレーション解析を行った。周期0.02~5秒の範囲で観測記録との一致度は良好である。
- 8) 渡壁ら(1990)は仙台地域における高密度強震観測記録をもとに統計的手法により震源・伝播特性と地盤特性の分離を

- 行った。水平動と上下動の震源・伝播特性の地震による相対的な変化は類似の傾向を示す。
- (b) 最大値とスペクトルの上下動と水平動との関係
- 1) Newmark N. M. ら(1973)は米国における14種の強震動記録をもとに超過確率を考慮した設計用応答倍率スペクトル(水平動、上下動)を提案した。上下動の応答倍率は $3H_z$ 以下で水平動より小さく、その比は約0.67である。
  - 2) 森岡ら(1974, 1976)は東京湾北部地震(1894)、浦賀水道地震(1922)、関東地震(1923)での東京本郷におけるユーイング円盤式強震計による上下動記録の数値化と解析を行った。浦賀水道の地震では上下動の最大加速度は水平動の約75%である。上下動の応答スペクトルは水平動のスペクトルと概して相似的で、0.2~0.3秒、0.4~0.45秒、1~1.5秒で卓越する。
  - 3) 石田ら(1978)は松代群発地震の観測記録をもとに、水平動(最大値の2乗和平方根)に対する上下動の最大加速度比について数量化理論I類により分析を行った。最大加速度比は0.1~0.3である。
  - 4) 久保(1978)はサンフェルナンド地震(1971)の記録をもとに主軸分析を行った。初動部分では上下動は水平動より大きく、主要部分では水平動が大きくなる。
  - 5) Trifnac M. D. (1979)はMが3~7.7の186種の観測記録をもとに、加速度フーリエスペクトルに対して統計解析を行った。0.1~10秒の周期範囲で上下動のスペクトル値は水平動のスペクトル値より小さく、両者の比は0.5~1.0である。0.1秒以下の周期範囲で上下動の値は水平動の値と同じかまたは大きい。
  - 6) Trifnac M. D. ら(1979)は5)と同一の記録をもとに、擬似応答スペクトルについて水平動に対する上下動の比について回帰分析を行った。水平動に対する上下動の応答スペクトル比は約0.45~0.70である。
  - 7) 田中ら(1979)は1953~1972年間に東京周辺で発生した地震のうち、8地震について東京大手町での気象庁1倍強震計記録の上下成分の数値とスペクトル解析を行った。距離の遠近や震源深さによりスペクトルの形は一定しない。加速度スペクトルでは1~2秒、4~5秒に、変位スペクトルでは5秒前後にピークがみられ、水平動成分と比較すると上下動の卓越周期は異なる。
  - 8) 北川ら(1979)は1967~1973年間の気象庁1倍強震計で得られた最大変位振幅値をもとに、上下動と水平動(2成分の2乗平方根)との比の頻度分布を求めた。東京の場合最頻値は0.43付近にあり、マグニチュードが大きくなるとその値は増大する傾向にある。気象庁全観測点の90%以上での最頻値は0.25~0.65、このうち0.3~0.55が最も多く、地盤特性の影響が大きい。
  - 9) 渡部ら(1981, 1982)は硬質地盤における22種の観測記録をもとに上下動と水平動の回帰分析を行った。震源付近での上下動と水平動の加速度値はほぼ同じである。距離が増すと水平動に対する上下動の最大加速度はほぼ0.4~0.6である。
  - 10) 太田ら(1984, 1982)は151種の岩盤アレー観測記録をもとに、P-S部分、S波到達以降の部分に分け、水平動と上下動との最大値の関係を検討した。上下動のP-S部とS波到達以降の部分との比は1以上となり、その傾向は応答スペクトルでも同様である。S波到達以降の部分について水平動に対する上下動の最大加速度比は概ね1以下で、P-S部についてその比は1以上の場合もある。
  - 11) 川島ら(1986)は119種の上下動記録をもとに、各種地盤種別毎に水平動と上下動の応答スペクトルについて回帰分析を行った。水平動に対する上下動の最大値および応答スペクトル比はマグニチュードおよび震央距離に無関係で、その値は約0.33である。
  - 12) 田中ら(1986)はStrong Motion Earthquake Records in Japanに記載されている記録をもとに上下動と水平動との比の頻度分布を求めた。最頻値は0.3付近である。10gal以上の場合、最頻値の平均値は $0.42 \pm 0.29$ 、20gal以上の場合 $0.5 \pm 0.39$ である。
  - 13) 清水ら(1988)は宮城県での高密度アレー地震観測記録をもとに、水平動と上下動との振幅比の回帰分析、速度応答スペクトル比を求めた。水平動と上下動との最大振幅比は地表で0.5を下回り、地中で0.5を上回る。水平動と上下動との速度応答スペクトル比は0.7秒以上の周期でマグニチュードにより変動し、0.1~5秒の周期範囲で0.2~0.8程度である。
  - 14) 横田ら(1988)は越中島、芝浦での地震観測記録をもとに上下動スペクトルの回帰分析を行った。一般に震源を茨城南西部とする地震動は他の地域での地震動に比べて大きい。0.05秒~0.5秒の周期で震源を東京湾北部とする地震動は他地域での地震動に比べて大きい。また上下動スペクトルは水平動スペクトルの0.3~0.5である。
  - 15) 市川ら(1989)は仙台高密度強震観測記録をもとに、上下動と水平動とのフーリエスペクトル比を求めた。地盤条件によって上下動が大きい場合と小さい場合がある。
  - 16) 藤井ら(1989)は累積パワーの5~85%を継続時間とした場合の上下動と水平動との比較を行った。上下動の累積パワーは水平動と比較して、初期部分で大きく、主要部分で小さい。パワーの上下動と水平動との比は初期部分で2~3、主要部分で0.4~0.6程度である。継続時間は上下動の方がやや長い。
  - 17) 土屋ら(1986, 1990)は震源に近い観測点で得られた日米

での観測記録をもとに、最大加速度の水平動（2成分の平均値）に対する上下動の比について回帰分析を行い、ロムブリュータ地震（1989）での観測記録から得られた値との比較検討を行った。水平動と上下動の最大加速度との比は震央距離が近い場合には1、遠くなるにつれてその比は減少する。

- 18) 渡部ら（1990）は米国における61種の観測記録をもとに、最大加速度応答スペクトルの上下動と水平動との関係について検討した。上下動と水平動の主要動に対する最大値（2成分の平均値）との比は平均的に0.53である。加速度応答スペクトルの中心周期での水平動に対する上下動の比は平均的に0.68である。
- 19) 高崎ら（1990）は仙台高密度強震観測記録をもとに、S波主要動部分での最大加速度の上下動と水平動との比は地盤の硬軟に関わらず約0.5である。S波速度500m/s以上を有する地層での上下動と水平動の加速度応答スペクトル値はほぼ等しいが、100m/sを有する地表層での上下動のスペクトルは水平動に比べて短周期側に移行する。
- 20) 大川ら（1990）は仙台市郡山での鉛直アレー記録をもとに最大加速度と減衰5%の加速度、速度応答スペクトルの上下動と水平動との比について検討を行った。最大加速度の上下動と水平動との比は0.3~0.7で、地層深部でその値は大きい。
- 21) 矢花ら（1990）は1980年~1987年のM $\geq$ 6の地震について岩盤上で得られた観測記録をもとに、上下動と水平動との振幅比について検討した。最大加速度比について震央距離の依存性は小さく、横ずれ断層時の振幅比は0.76、縦ずれ断層時の振幅比は0.68である。速度応答スペクトル比について0.1秒以下の周期で大きくなる。フーリエスペクトル比についても同様の傾向を示すものの、特に縦ずれ断層時にその傾向は顕著で、0.25秒以下の周期領域でその値は1.5以上となる。

#### (2) 設計用入力地震動における上下動の取扱い例

上下特性は、(1) 既往文献調査結果からも分かるように一般に水平動成分との関連から検討されることが多い。また水平動に比べて解析例の数も少なく、使用した地震動記録の種類も異なること等を併せて考えると、上下動特性に関して解析すべき点が数多く残されている。これまでの指摘された事項を概観すると、

- 1) 上下動は水平動と比較して、最大加速度値は1/3~2/3であり、震央距離が小さい場合その比は大きくなる。
- 2) 上下動のスペクトル特性は水平動のスペクトルと比較して相対的に短周期側に移行し、その形状は類似している。また上下動と水平動のスペクトル比は短周期側で大きく、長周期側で小さい。その値の範囲は0.5~1.0とな

っている。

立面的、平面的に不整形な建築物、長スパンを有する建築物等を対象に動的設計を行う場合、3次元地震動として上下動成分が重要となる。これらの状況のもと水平動との関係から上下動の模擬地震動作成手法の検討が行われているが、さらに強地震動記録の蓄積を推進するとともに、上下動特性のより詳細な解明が必要である。以下に設計用入力地震動での上下動の模擬地震動作成上の取扱い例を述べる<sup>7.14), 7.15)</sup>。

上下動の地震動における設計用応答スペクトル（減衰定数5%）は地震活動度係数、工学的基盤（ $V_s=400\text{m/s}$ ,  $N\geq 50$ ）における上下動基準応答スペクトルおよび上下動地盤増幅特性の積として表される。ここで上下動基準応答スペクトルは水平動基準応答スペクトルに上下動成分と水平動成分との比率（上下動成分係数）を乗じることによって求められる。この上下動成分係数は、上下・水平動の応答スペクトル比により評価されている。これまでに提案されているスペクトル比として0.02秒<周期(T)<0.2秒の範囲で0.6~0.8程度、0.2秒<T<10秒の範囲で0.5程度となっている。

一方、工学的基盤以浅の上下動地盤特性は地盤種別毎の動特性の違いによらず短周期領域で共通して増幅し、ピーク値のバラツキも比較的少ないことから、地盤の種類によらず単一の増幅特性として表されている。これまでに提案されている増幅特性として、0.02秒<T<0.2秒の範囲で1.2~1.5、0.5秒<周期Tの範囲で1.0となっている。

### 7. 3. 設計用外力分布作成のための検討

#### 7.3.1 地盤・建物の相互作用の地震力分布形に及ぼす影響

40階ダブルチューブ構造設計建物を対象として、地盤-建物の相互作用効果による設計用外力分布形への影響を考察した。手法としては地震動特性ならびにスウェーローッキングモデルの振動系を全て確率量で表し、ランダム振動理論に基づいて、地震時の応答を応答最大値の平均と、平均値まわりの変動（変動係数で表現）によって評価した。解析モデルの相互作用モデル諸定数を表7.3.1-1に示す。スウェイ比2%、ロッキング比50%の組み合わせのモデルは、地盤のせん断波速度がほぼ $V_s=100\text{m/s}$ で杭なし・基盤・地盤を想定している。

図7.3.1-1に相互作用による減衰の増加を考慮したモデルについて、ロッキング比の違いによる応答量を比較した。応答層せん断力係数そのものはロッキングの増加とともに著しい減少を示している（a図）。1階のベースシア係数で0.23→0.16→0.085）。しかしながら層せん断力係数を1階のベースシア係数で規準化すると（b図）分布形にはほとんど差が生じていない。

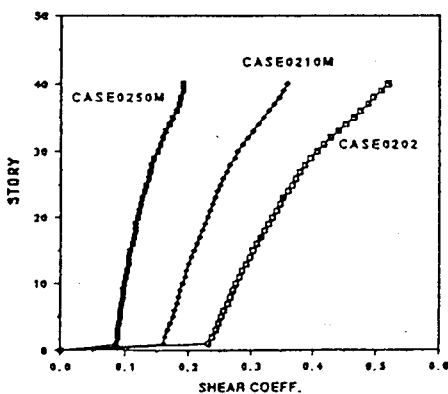
図7.3.1-2には相互作用による減衰の増加を考慮したモデ

表 7.3.1-1

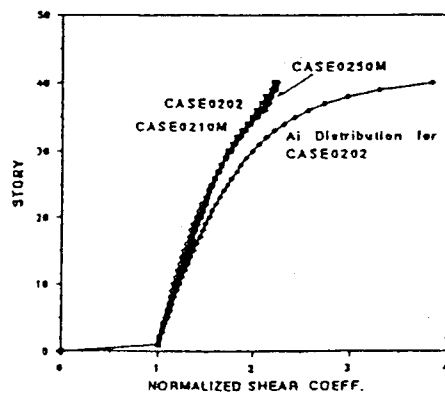
解析モデルのスウェイ及びロックンクばね定数、平均と変動係数

モデル*				スウェイばね の平均	ロックンクばね の平均	スウェイばねの 変動係数	ロックンクばねの 変動係数
	$\bar{\gamma}_S$ (%)	$\bar{\gamma}_R$ (%)	$\bar{\gamma}_e$ (%)	$\bar{k}_S$ (t/cm)	$\bar{k}_R \times 10^{10}$ (t · cm/rad)	$\tilde{\sigma}_{KS}$	$\tilde{\sigma}_{KR}$
CASE0202	2	2	96	5227.2	99.072	0.2	0.2
CASE1002 CASE1002M	10	2	88	958.3	90.816	0.2	0.2
CASE1002D						0.4	0.4
CASE0210 CASE0210M	2	10	88	4791.6	18.163	0.2	0.2
CASE2010D						0.4	0.4
CASE0250 CASE0250M	2	50	48	2613.6	1.981	0.2	0.2

- \* モデル記号 ; CASEのあとの 4 桁の数は左側 2 桁はスウェイ比を、右側 2 桁はロックンク比を示す。
- \* 末尾に D がついたモデルは、スウェイ、ロックンクばねの変動係数を 0.4 にしたもの。
- \* 末尾に M がついたモデルは 1 次減衰定数  $\bar{h}$  が 3 % でなく、相互作用による減衰効果を加味したモデル。CASE1002M、CASE0210M は  $\bar{h} = 6\%$ 、CASE0250M は  $\bar{h} = 15\%$  とした。



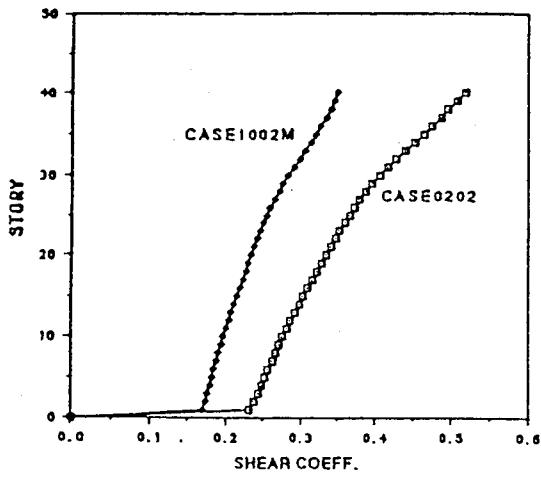
(a) 応答層せん断力係数



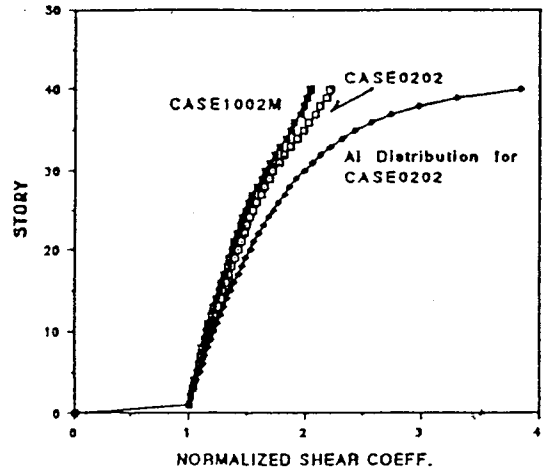
(b) 基準化した応答層せん断力係数と  $A_i$  分布の比較

図 7.3.1-1

相互作用による減衰の増加を考慮したモデルにおけるロックンク比の違いによる応答量の変化



(a) 応答層せん断力係数



(b) 基準化した応答層せん断力係数  
と  $A_1$  分布の比較

図 7.3.1-2 相互作用による減衰の増加を考慮したモデルにおける  
スウェイ比の違いによる応答量の変化

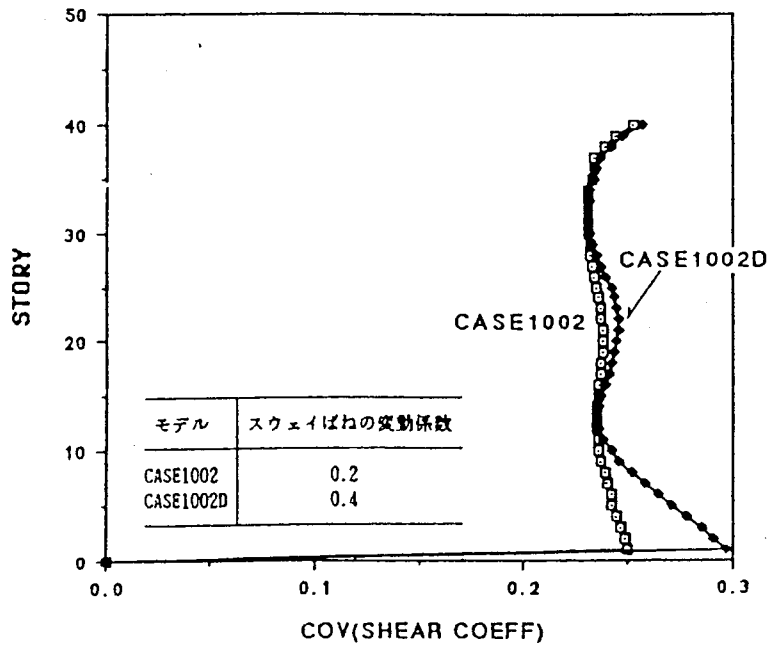


図 7.3.1-3 層せん断力係数の変動係数  
- スウェイばね定数の変動係数の影響 -

ルについて、スウェイ比の違いによる応答量を比較した。1階のベースシア係数は、CASE0202の0.23からCASE1002Mでは0.17に減少する。規準化後の層せん断力係数分布（b図）によれば、CASE0202に比べてスウェイ比の大きなCASE1002Mでは頂部の規準化層せん断力係数が2.22から2.05へと8%ほど減少している。このことは、上述のようにロッキングの違いによって応答層せん断力係数の分布がほとんど変化しないのと比べると、対照的である。しかしながらスウェイ比 $r_s$ が高々10%程度であれば、層せん断力係数の分布形にその影響を考慮しなければならぬほど有意な差ではない。むしろ規準化前のベースシア係数の値そのものに顕著な差を認めるべきであろう。

地盤自体の物性はもとより、現実の現象を単純にスウェイ、ロッキングばねによる相互作用モデルとして表現することの不確実さもあって、スウェイ、ロッキングばねを評価する際かなりの変動を考慮すべきであろう。本解析標準モデルでは、スウェイ、ロッキングばねの変動係数はいずれも0.2としたが、これを0.4とした場合についても試算し、これによって応答量の変動係数がどのように変化するかを考察した。図7.3.1-3はスウェイばね定数の変動係数の影響をみたものであるが、スウェイばね定数の変動係数が大きいと、特に下層の層せん断力係数の変動係数が増加するという傾向を示している。ロッキングの卓越したモデル（CASE210）についても、ロッキングばね定数の変動係数の影響を調べたが、この場合は、スウェイばね定数のような顕著な影響はみられなかった。

以上をまとめると、

- 1) ロッキング、スウェイによって層せん断力係数の分布形は大きく変化しない。
- 2) 層せん断力係数の分布形は、 $A_i$ 分布ほどトップヘビーとはならない（ただし減衰は剛性比例型）。
- 3) しかしながら、減衰一定型では頂部の層せん断力係数が増すこと、全階を通じて層せん断力係数の変動係数がかなり大きいこと、さらに層せん断力係数の変動係数が中層～下層階に比べて頂部ではやや増加していることもあり、必ずしも頂部の層せん断力係数を低減すべきではないと考えられる。
- 4) 層せん断力係数の変動係数は、下層階ではスウェイばね定数の変動係数が増加すると増加する傾向にある。このことは、スウェイばね定数の評価によって層せん断力係数は下層階で変動しやすいことを示している。

以上は40階、高さ200mの試設計建物を対象としたケーススタディから導かれたものであるが、NewRC設計ガイドラインの適用下限高さ45m程度の、比較的高さの低い、かつそれほど固有周期の長くない建築物にあって、かつ、ロッキング、スウェイがかなり見込まれる場合、相互作用の影響は相対的に

大きくなるのが一般的なもので、相互作用効果を考慮した振動モデルに対する予備応答解析やSRSS法に基づいて、適切な分布形を定める必要がある。

### 7.3.2 地盤・建物の相互作用を考慮した設計事例

地盤-建物の相互作用を考慮した高層建物の設計用外力分布について検討する資料を得るため、実際に建設された建物を対象に、設計時の地震応答解析によって得られた層せん断力係数の分布について調査した。調査した範囲で得られた事柄を要約すると、以下の通りである。

設計用層せん断力係数の高さ方向の分布形は $A_i$ 分布を用いることが多い。基礎固定モデルおよび地盤-建物連成モデルによる地震応答解析により得られた規準化応答層せん断力係数の分布に対して、 $A_i$ 分布による規準化設計用層せん断力係数の分布は、建物上部でかなり上回る場合がある。建物上層階では応答層せん断力係数の分布が変動することが多く、設計用層せん断力係数の分布との対応が悪い場合がある。基礎固定モデルと地盤-建物連成モデルの応答層せん断力係数の分布においては、下部構造のモデル化と応答層せん断力係数の分布との相関は明らかではなかった。むしろ建物の振動特性や入力地震動の特性などの影響が大きいと考えられる。

## 7.4. おわりに

7.1 「はじめに」で述べた2つの課題、検討用入力地震動の作成と設計用外力分布の検討に関する研究の内容をそれぞれ7.2節と7.3節に要約した。

7.2.1 では、検討用入力地震動として提案した地震動（NewRC地震動）のレベルがどの程度のものに対応するかをまとめた。この地震動のスペクトルレベルは再現期間400年程度のものに相当し、建物の供用期間を100年とすると、これを上回る強さの地震動が襲来する確率は20%程度とすることを述べた。

7.2.2 では、NewRC地震動のスペクトルに見合った地震動波形がどのようなものであるかを解説した。模擬地震動波形の作成方法を概説し、具体的に作成されたいくつかの波形を例示してその特性を考察した。

7.2.3 では、地震動応答解析に用いられる振動モデルとそこに入力として与えられる地震動との関連について解説した。NewRC地震動は露頭した工学的基盤における地震動として定義されたものであり、振動モデルによってはこれをそのままの形で用いることができず、相応の修正を施す必要があることを典型的ないくつかの例について具体的に説明した。

7.2.4 では、水平2方向の地震動とそれによる建築物の応答の特性を概説した。応答解析に2方向地震動が必要な場合には、NewRC地震動を1方向の地震動とし、そのスペクトルレベルを2/3倍し、それとは独立の位相を用いて作成

されたものを他方向の地震動とすればよいことを述べた。

7.2.5 では、上下方向地震動の特性を解説した。多くの文献を調査して、上下地震動の強さとスペクトル特性が水平地震動のそれとどのように違うかを述べた。既往の設計用の上下地震動についても触れた。

7.3.1 では、試設計建物を対象として、地盤・建物の相互作用が建物の外力分布に与える影響を要約した。スウェイ・ロッキングを考慮しても層せん断力係数の分布形はあまり変化せず、またいわゆるA<sub>i</sub>分布ほどトップヘビーとならないことを述べた。

7.3.2 では、既往の8件の高層建物の設計例を比較した。相互作用を考慮した場合と外力分布には系統的な差がみられないこと、建物上部の外力分布はA<sub>i</sub>分布よりも小さめになることが多いことを述べた。

#### 参考文献

- 7.1) 北川良和、西出俊夫、“断層モデルによる強震地動予測手法に関する研究”、第8回地震工学シンポジウム、1990
- 7.2) 小林啓美、翠川三郎、“半実験式に基づく震源域近傍での地震動スペクトルの推定”、第18回自然災害科学総合シンポジウム、1981.
- 7.3) 石田勝彦、“強地震動スペクトル特性の評価に関する考察”第7回日本地震工学シンポジウム、1986
- 7.4) 嶋悦三他、“東京の基盤構造、その2”、東京大学地震研究所彙報、1976.
- 7.5) 高層建築物構造評定委員会、“高層建築物の動的解析地震動について”、ビルディングレター、1986. 6.
- 7.6) 尾崎昌凡、北川良和、服部定育、“地震動の地域特性に関する研究(その1)”、日本建築学会論文報告集、第266号、1978.
- 7.7) 松村和雄、牧野稔、“極値分布に基づく地震動の再現期待値の変動係数について”、日本建築学会論文報告集、第328号、1983.
- 7.8) 壇一男、神田順、“上下限值を有する極値分布を用いた地震危険度解析”、日本建築学会論文報告集第363号、1986.
- 7.9) Cornell, C. A. "Engineering seismic risk analysis", BSSA Vol. 58, 1968
- 7.10) Trifunac, M. D. : Zero Base line correction of strong-motion Accelerogram, Bull. Seism. Soc. Amer., Vol. 61, 1971.
- 7.11) 秋山宏 : 建築物の耐震極限設計、東京大学出版会、1987.
- 7.12) 松島豊 「水平地震動の特性の方向による変動」日本建築学会論文報告集、第226号、昭和49年12月.
- 7.13) 「地震荷重—その現状と将来の展望」日本建築学会、1987.
- 7.14) 設計用入力地震動研究委員会成果報告書、建築研究所・日本建築センター共同研究、1990.
- 7.15) 動的設計用入力地震動の設定に関する検討、日本建築防災協会、1992.

## 第8章 高強度鉄筋コンクリートの施工法

### 8.1 まえがき

高強度鉄筋および高強度コンクリートは、通常強度のものとは性質が大きく異なる点がある。NewRCプロジェクトの高強度コンクリート分科会・施工WGおよび工法分科会では、施工技術に関する室内実験および実大規模の施工実験を行い、所要の品質の構造体躯体を確保するための材料・調合、製造、施工および品質管理について検討を行い、既往の高層鉄筋コンクリート造の施工標準も参考として高強度鉄筋および高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート造の施工標準を作成した。ここでは、施工実験の概要と施工標準の内容を報告する。

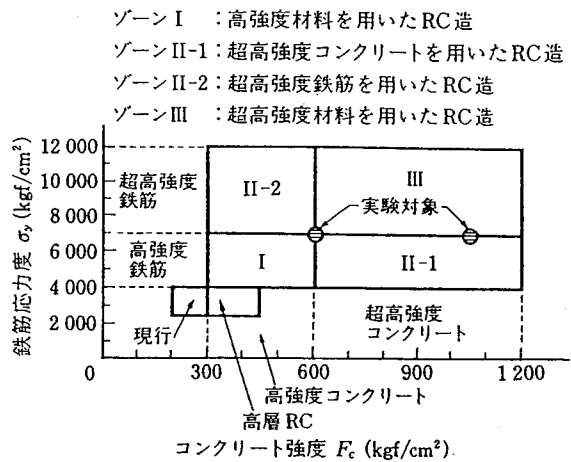


図-8.2.1 研究開発のゾーニングと材料強度の関係

### 8.2 実大施工実験

#### 8.2.1 目的

実大施工実験は、60階程度の試設計建築物の代表的な設計断面を抽出した実大規模の構造物を施工し、所要の構造体コンクリートの品質が得られることを確認すると同時に、施工上の問題点を明らかにして、既往の施工技術に関する成果(8.1)~(8.4)を含めてNewRC施工標準を作成するための資料を得ることを目的としている。研究開発のゾーニングと材料強度の関係を図-8.2.1に示す。施工実験は、ゾーンⅠとゾーンⅡに対応する高強度コンクリートと高強度鉄筋を用いて行った。(8.5)~(8.6)

#### 8.2.2 施工実験の概要

試験体は、超高層の試設計建物の低層階を参考にしたラーメン架構で、XY方向とも1スパン(6000×6000)の2層で1/2は純ラーメン、他の1/2は耐震壁(厚さ300)付きラーメンとなっているものと、柱形を模擬した試験体(850×850×2900)5体である。(図-8.2.2)。

試験体の種類と組合わせを表-8.2.1に示す。実験場所は建築研究所内で、実験は1991年9月下旬から11月中旬まで行った。

高強度コンクリートは、特殊な混和材を用いない  $F_c=600\text{kgf/cm}^2$  級と混和材としてシリカフェームを用いた  $F_c=1000\text{kgf/cm}^2$  級の2種類とした。

管理用供試体は、材齢28日、91日とし、現場水中、現場封かん、標準水中養成とコア供試体とした。

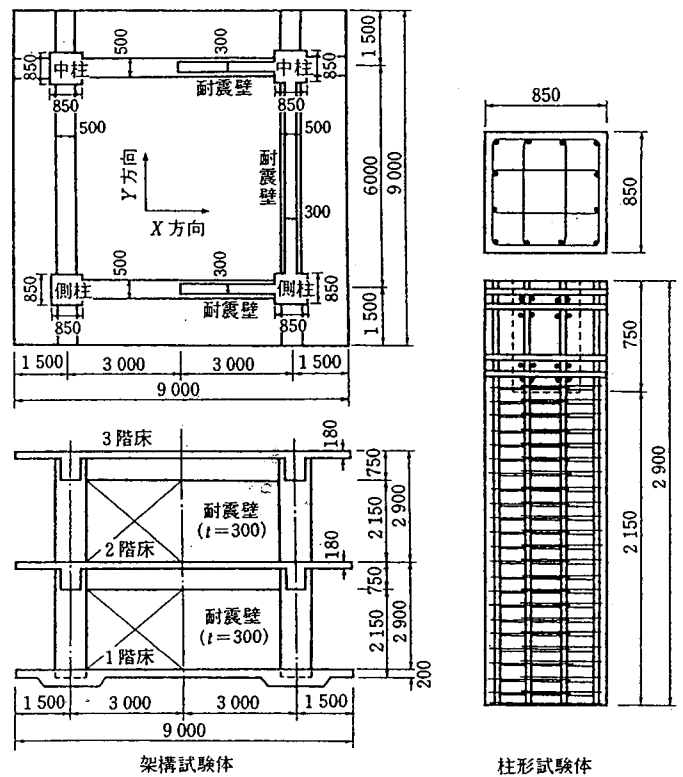


図-8.2.2 試験体の形状

目標スランプは21~25cmとした。混和剤は2社の高性能AE減水剤を使用した。鉄筋は、主筋に高強度太径異形鉄筋(D41, D35; SD685)を用いた。型枠は、鋼製型枠と合板型枠、一部に透光性型枠を使用した。

コンクリートの打込み方法は、柱および壁の垂直部材とはりおよびスラブの水平部材を分離して打ち込むVH分離打ちと、はりおよびスラブ筋の上から柱壁に打ち込む一体打ちを採用した。



表-8.2.1 試験体の種類と施工方法の組合せ

No. と打込み区画		部 位	目標強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	スランプ (cm)	型わく	打設方法	締 固 め	養生方法		
柱形試験体	No. 1	柱	1 000	25	鋼 製	VH分離	内部振動機により、各層 (50 cm) の4隅を20秒間の加振	1日型わく存置 + 6日シート養生		
	No. 2				合 板					
	No. 3				合 板					
	No. 4		鋼 製		一体					
	No. 5		合 板							
架構試験体	1 階	A 1ブロック	600	25	鋼 製	はり筋の上から差し込み	はり・床は 40 cm 間隔で 10 秒間の加振 柱+パネルゾーンは型わくの4隅を20秒間加振 壁は一部型わく パイプレタ併用により加振	1日型わく存置  3日型わく存置+ 4日シート養生		
		A 2ブロック			鋼 製					
		Bブロック			合 板					
	2 階	C 1ブロック			柱	21	鋼 製	ホースを最下部まで挿入、天端上昇に伴い引上げ	はり筋の上から差し込み	7日型わく存置
		C 2ブロック			柱		鋼 製			
		Dブロック			柱・壁		合 板			
		CDブロック			はり・床接合部		合 板			



写真-8.2.1 試験体の状況(柱形試験体)

締固めは、棒状振動機を用いて十分に締め固めることを原則としたが、一部には外部振動機を用い棒状振動機を用いない部分も設けた。

養生方法は、型わくを7日間在置して十分に養生する場合と、翌日または3日後に型わくを脱型し、ポリエチレンシート等により7日まで養生する方法の2種類とした。

コンクリートの調合は、試験室および実機プラントを用いた試験練りにより定めた。試験体の状況を写真-8.2.1および写真-8.2.2に示す。

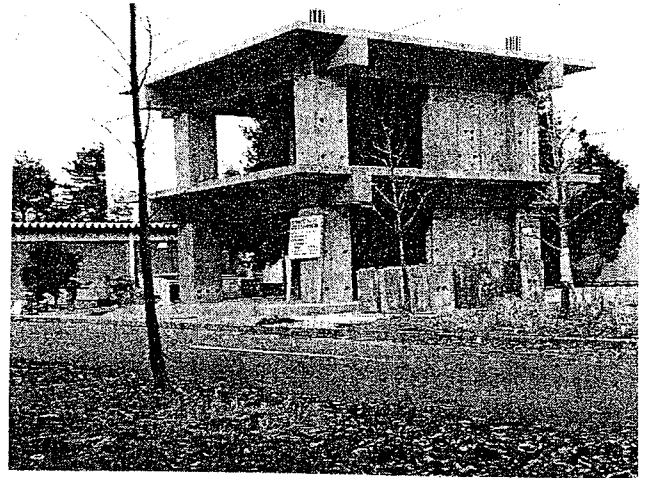


写真-8.2.2 試験体の状況(架構試験体)

## 8.2.3 コンクリートの調合

### 8.2.3.1 実験概要

コンクリートの調合は、室内試験練りの検討結果を基に、実際の生コン工場で高強度コンクリートを製造し、施工性を考慮した所要のワーカビリティを満足するように決定した。

使用材料を表-8.2.2に、コンクリートの調合を表-8.2.3に示す。

混練は、3.0m<sup>3</sup>強制2軸練りミキサを用い、図-8.2.3に示す方法とした。フレッシュコンクリートの試験および供試体の採取は、生コン工場と実大施工実験の現場の2か所とした。試験項目としてスランプ、スランプフロー、空気量、L形フロー(現場のみ)のフレッシュ試験および圧縮強度試験(7, 28, 91日)を実施した。

表-8.2.2 使用材料

使用材料	種類および品質
セメント	普通ポルトランドセメント, 比重 3.16
シリカフューム	比重 2.20, 比表面積 200 000 cm <sup>2</sup> /g
細骨材	鹿島産陸砂 表乾比重 2.62 吸水率 1.25 % 石灰石砕砂 表乾比重 2.69 吸水率 1.66 % } 重量比 7:3 で混合
粗骨材	岩瀬産砕石 (硬質砂岩) 表乾比重 2.66 吸水率 0.59 % 実積率 61.1 %
混和剤	高性能 AE 減水剤 ポリカルボン酸系: A ( $F_c=600$ ) アミノスルホン酸系: B ( $F_c=600$ ), C ( $F_c=1 000$ )

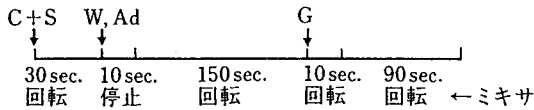
表-8.2.3 調合

試験体 No.	目標強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	目標スランブ (cm)	目標空気量 (%)	水結合材比 (%)	細骨材率 (%)	単 位 量 (kg/m <sup>3</sup> )					
						W	C	SF	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	G
No. 1~3	1 000	25	2	20	39.6	160	720	80	414	117	910
No. 4, 5	600	25	4	27	44.1	165	611	-	499	214	910

合 No.1 および No.6 は工場出荷時には分離は認められなかったが、現場荷卸し時にはペーストと粗骨材の分離が認められた。

この2つのコンクリートは、出荷時にスランブフローが70cmを超えており、単位水量が多かったことが考えられた。No.1, No.6を除けば、スランブが25cmのものはスランブ、空気量の経時変化はほとんど認められないが、スランブ21cm以下のものは空気量の変化はないものの、スランブで1~2cm、スランブフローで10cm程度の低下が認められた。スランブが18cmのコンクリートは、流動性が小さく施工が困難になることが予想された。

混練方法 ( $F_c=600$ kg級)



混練方法 ( $F_c=1 000$ kg級)

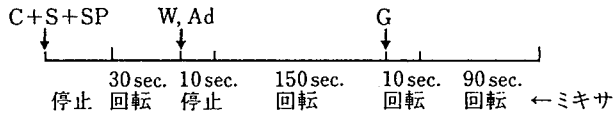


図-8.2.3 混練方法

8.2.3.2 実験結果

(1) フレッシュコンクリートの試験

表-8.2.4 にフレッシュコンクリートの試験結果を示す。

(2) 圧縮強度

工場から現場までの運搬時間は30分程度であった。調

表-8.2.5 に実機試験の圧縮強度試験結果を示す。工

表-8.2.4 フレッシュコンクリートの試験結果

種別	調合 No.	調 合										試 験 結 果						備考			
		W/C (%)	目標スランブ (cm)	粗骨材かさ容積 (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	細骨材率 (%)	重 量 (kg/m <sup>3</sup> )					混和剤 (%)	工 場 (出荷)			現 場 (荷卸し)						
						W	C	SF	S	G		スランブ (cm)	スランブフロー (cm)	空気量 (%)	温度 (°C)	スランブ (cm)	スランブフロー (cm)		L形フロー (cm)	空気量 (%)	温度 (°C)
600 kgf/cm <sup>2</sup> 級	1	27	25	0.560	44.1	165	611	-	713	910	2.7	25.5	73.3	3.4	26.0	24.7	80.0	>83.2	3.5	26.0	分離
	2	27	25	0.560	44.1	165	611	-	713	910	1.2	22.5	38.8	2.5	26.0	19.8	29.5	25.5	2.3	25.0	
	3	27	25	0.560	44.1	165	611	-	713	910	1.7	25.5	65.0	2.8	26.0	26.0	67.3	74.0	2.7	27.0	
	4	27	21	0.601	40.0	165	611	-	647	976	1.5	21.5	45.3	1.2	27.0	20.7	35.8	22.0	1.2	27.0	
	5	27	18	0.620	38.1	165	611	-	616	1 008	1.1	20.5	35.8	3.3	27.0	18.2	26.9	18.5	3.5	28.0	
	6	25	25	0.560	42.6	165	660	-	670	910	1.9	27.0	78.0	3.2	28.0	25.5	81.5	>83.2	2.6	28.0	分離
1 000 kgf/cm <sup>2</sup> 級	7	22	25	0.560	42.0	160	655	73	654	910	2.1	26.5	71.5	0.3	27.0	26.0	72.5	83.2	0.3	26.5	
	8	22	25	0.560	42.0	160	655	73	654	910	1.5	23.5	46.5	0.3	26.5	22.8	43.3	39.0	0.5	25.5	
	9	20	25	0.560	39.6	160	720	80	591	910	1.9	25.5	58.0	0.4	27.0	25.0	60.0	61.5	0.4	25.5	

$F_c=600$  kgf/cm<sup>2</sup> 級の混和剤は A, B。  $F_c=1 000$  kgf/cm<sup>2</sup> 級の混和剤は C

表-8.2.5 圧縮強度試験結果

種別	調合 No.	圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )					
		工場 (出荷)			現場 (荷卸し)		
		7日	28日	91日	7日	28日	91日
600 kgf/cm <sup>2</sup> 級	1	441	550	584	459	541	576
	2	622	690	886	629	704	839
	3	740	858	958	760	816	1019
	4	742	893	981	731	824	991
	5	693	816	924	731	803	957
	6	544	618	705	599	659	779
1000 kgf/cm <sup>2</sup> 級	7	906	1157	1256	936	1122	1379
	8	862	1092	1092	861	1151	1230
	9	964	1238	1357	976	1220	1356

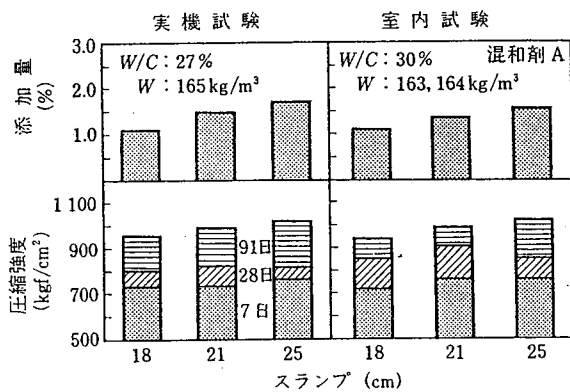


図-8.2.4 スラブと圧縮強度および添加量の関係

場 (出荷時) と現場 (荷卸し時) の圧縮強度の差は、ほとんど認められなかった。

図 8.2.4 に  $F_c=600 \text{ kgf/cm}^2$  級コンクリートのスラブと圧縮強度及び高性能 AE 減水剤の添加量は、実機試験、室内試験ともスラブが大きくなるほど増加する傾向にあり、圧縮強度はスラブの大きいものほど、91 日強度が若干大きくなる傾向が認められた。これは混和剤の使用量に関係しているものと考えられた。

図-8.2.5 に材令 28 日における実機試験結果と室内試験結果を示す。実機試験結果は  $F_c=1000 \text{ kgf/cm}^2$  級では室内試験結果とよく対応しているが、 $F_c=600 \text{ kgf/cm}^2$  級は室内試験と比べてかなり低い値であり、細骨材の表面水、生コン車洗浄時の残水の影響が大きく反映していると考えられた。

### 8.2.3.3 調合の決定

施工実験に用いる調合は、 $F_c=600 \text{ kgf/cm}^2$  級、 $F_c=1000 \text{ kgf/cm}^2$  級、それぞれ材令 28 日の実強度で  $800 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $1200 \text{ kgf/cm}^2$  を目標に、コンクリートの施工性を考慮して次の 3 種類に決定した。

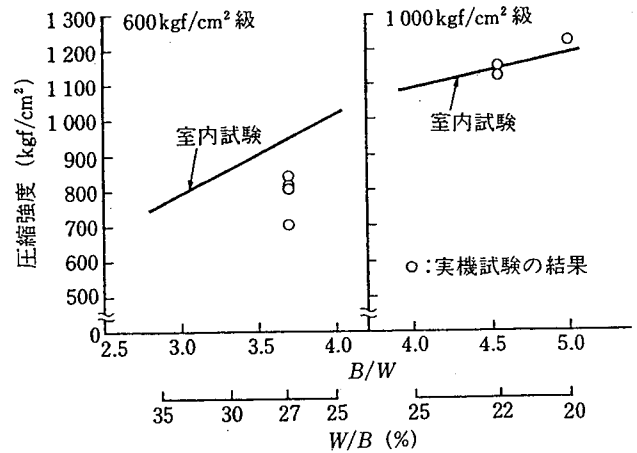


図-8.2.5 実機と室内試験練りの圧縮強度

$F_c=600 \text{ kgf/cm}^2$  級；

①  $W/C=27\%$ ,  $W=165 \text{ kg/m}^3$ , スラブ 25cm

②  $W/C=27\%$ ,  $W=165 \text{ kg/m}^3$ , スラブ 21cm

$F_c=1000 \text{ kgf/cm}^2$  級；

③  $W/B=20\%$ ,  $W=160 \text{ kg/m}^3$ , スラブ 25cm

## 8.2.4 鉄筋工事の概要

### 8.2.4.1 鉄筋の種類と加工

主筋は太径鉄筋を用い、表-8.2.6 に示す高強度鉄筋を使用した。鉄筋はすべて異形鉄筋であるが、柱およびはりの主筋にはネジ節異形鉄筋、その他の部位 (スラブ筋、壁筋、帯筋、肋筋) には凸形異形鉄筋を使用した。せん断補強筋は降伏点強度が  $785 \text{ kgf/mm}^2$ 、その他の鉄筋には降伏点強度が  $685 \text{ kgf/mm}^2$  の高強度鉄筋を使用することを原則としたが、帯筋のみ溶接の関係で通常の SD290 を使用した。

鉄筋の加工には、過密配筋を考慮して、事前に鉄筋の詳細な組立図と加工図を作成して、鉄筋の納まりを検討した。この結果、鉄筋の使用部位別加工精度は表-8.2.7 に示すように、いずれも原行の JASS 5 の加工寸法の許容差よりも厳しくなった。

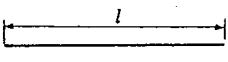
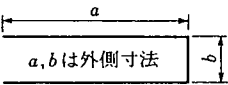
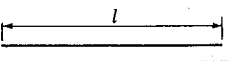
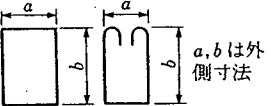
### 8.2.4.2 鉄筋の組立て方法

柱およびはりの鉄筋の組立てには、先組鉄筋工法を採

表-8.2.6 高強度鉄筋

使用部位	鉄筋径	鉄筋の種類	備考
柱主筋	D 41 (ネジ節)	USD 685	
はり主筋	D 35 (ネジ節)	USD 685	
壁筋	D 16 (凸異形)	USD 685	縦横 @ 150 ダブル
スラブ筋	D 13 (凸異形)	USD 685	モチ網 @ 150
帯筋	D 16 (凸異形)	SD 290	溶接閉鎖型
肋筋	D 13 (凸異形)	USD 785	溶接閉鎖型

表-8.2.7 鉄筋の加工精度(目標値)

使用部位	形状	加工精度
柱主筋 はり主筋		$l$ +0 -10 mm
はり主筋		$a, b$ とも +0. -10 mm 曲げ内のり直径: $4d$
壁筋 スラブ筋		$l \pm 20$ mm
帯筋 肋筋		$a, b$ とも $\pm 3$ mm 曲げ内のり直径: $4d$

## 8.2.5 コンクリート工事

### 8.2.5.1 フレッシュコンクリート

実大施工実験に使用する  $F_c=600\text{kgf}/\text{cm}^2$  級コンクリートの性状・品質を確認するため、出荷時と荷卸し時にフレッシュコンクリートの性状試験を実施した。

#### (1) フレッシュコンクリートの性状

表-8.2.8 に出荷時および荷卸し時のスランプ、スランプフロー、空気量の試験結果を示す。コンクリート温度については、 $20.5\sim 29.0^\circ\text{C}$  の範囲にあった。また、実験全体にわたるスランプ、スランプフローおよび空気量の変動を図-8.2.6 に、また、スランプとスランプフローの関係を図-8.2.7 に示す。スランプに比べスランプフロー、空気量の変動が大きかった。フレッシュコンクリートのワーカビリティの指標としては、スランプがほぼ同程度でも、スランプフローはかなり異なるので、スランプよりもスランプフローがむしろ施工性を評価する方法として適していると考えられた。

#### (2) フレッシュコンクリートの経時変化

各調合の出荷時から荷卸し時までの変化を図-8.2.8 に示す。出荷から荷卸しまでの運搬時間は  $20\sim 30$  分程度であった。

$F_c=600\text{kgf}/\text{cm}^2$  級の調合については、全体的にスランプ、スランプフローは低下傾向を示していた。空気量の変化は、各調合とも一様ではないが、変動量はほぼ 1% 以内であった。

### 8.2.5.2 柱形試験体の施工

#### (1) 打込み締固め

コンクリートの打込みは、最大吐出量  $65\text{m}^3/\text{h}$  のブーム式ポンプ車 (IHI, ブーム実長  $22.4\text{m}$ ) を用いた。

VH 分離打ちでは、圧送管先端のフレキシブルホースを試験体最下部まで挿入し、コンクリートの天端上昇

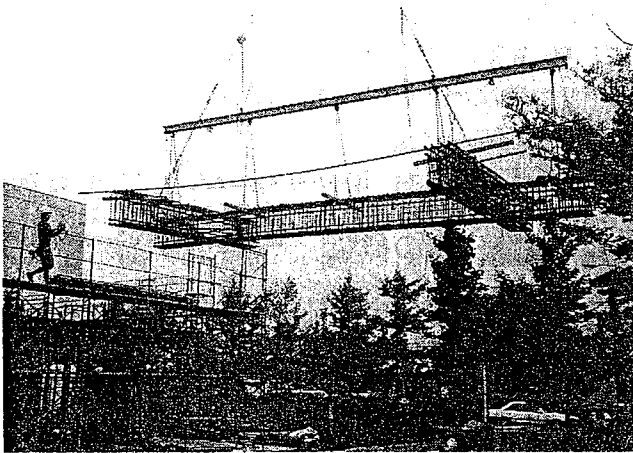


写真-8.2.3 はり筋ユニットの吊込み状況

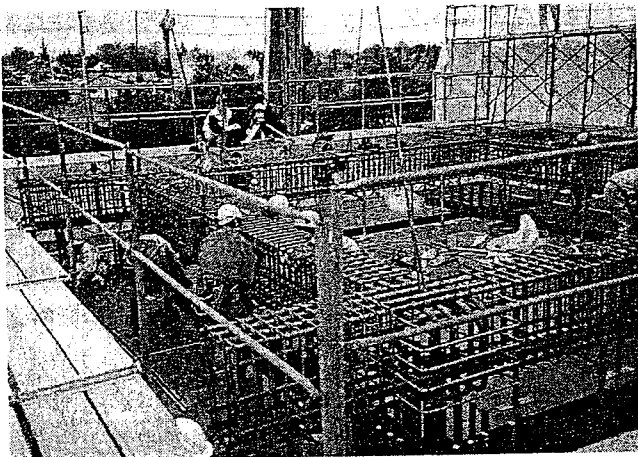


写真-8.2.4 建込み中の側柱・はり接合部の納まり

用し、柱筋は 1 層分を 1 ユニット、はり筋はキの字形に 1 階部分を 2 個のユニットに分割して、地上で堅固に組み立て揚重機を用いて建て込んだ。写真-8.2.3 にはり筋ユニットの吊込み状況を示す。柱主筋の継手位置は、周辺筋はスラブ上  $30\text{cm}$ 、芯筋はさらに  $50\text{cm}$  長くしてスラブ上  $80\text{cm}$  とした。各ユニットの主筋の継手には、カップラジョイントによる機械式継手を採用した。なお、建込み中の側柱・はり接合部の鉄筋の納まりを写真-8.2.4 に示す。

表-8.2.8 スランプとスランプフローおよび空気量の試験結果

実大試験体 および 調 合	アジテータ 車 番 号	試 験 結 果					
		出 荷 時			荷 卸 し 時		
		スランプ (cm)	スランプフロー (cm)	空気量 (%)	スランプ (cm)	スランプフロー (cm)	空気量 (%)
柱形試験体 *1 000-20-25-C 600-27-25-B	1	23.0	49.5×49.0	0.6	23.0	43.6×43.6	1.3
	3	25.0	54.0×55.0	3.3	23.1	42.8×38.6	3.2
	4	25.7	62.5×62.0	0.6	25.9	60.8×59.8	1.0
	5	26.2	71.5×69.0	3.0	25.4	67.5×62.0	3.7
架構試験体 (一体打設) 600-27-25-A	1	25.5	60.0×58.0	2.0	24.5	53.5×52.0	2.1
	2	24.5	56.5×53.5	2.7	24.0	49.0×48.0	2.1
	3	24.5	58.5×56.0	2.6	24.5	55.0×53.5	2.1
	4	24.5	58.5×57.0	2.8	24.5	54.0×51.5	2.2
	5	25.0	61.5×60.0	3.5	23.5	51.0×49.0	2.2
	6	25.0	60.5×60.0	2.8	24.0	55.0×54.0	2.6
	7	25.0	63.0×61.0	3.4	24.5	53.0×52.5	2.6
架構試験体 (V部打設) 600-27-21-A	1	24.0	55.0×52.5	3.4	24.5	53.0×52.5	2.6
	2	24.5	56.0×54.0	2.5	25.0	55.0×53.0	1.7
	3	23.5	48.5×48.5	3.3	23.0	46.5×42.5	1.7
架構試験体 (H部打設) 600-27-21-A	1	21.5	35.5×34.0	1.7	21.5	39.5×36.0	2.0
	2	20.0	33.5×29.5	2.7	21.5	38.5×33.0	1.9
	3	21.0	43.5×41.5	2.7	21.5	37.0×37.0	3.0
	4	22.0	45.5×37.5	2.9	22.0	38.0×36.0	2.5
	5	22.5	46.6×46.5	2.9	23.0	45.0×42.5	2.2

\*アジテータ車 No. 1, 4号車が1 000-20-25-C

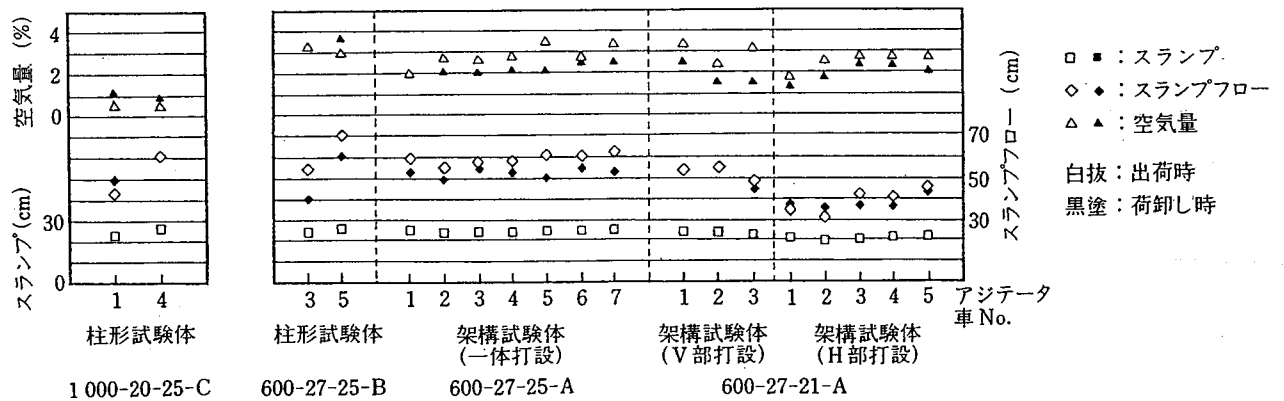


図-8.2.6 スランプとスランプフローおよび空気量の変動

に伴ってホースを引き上げ、図-8.2.9に示すV部分を打設したのち、4時間20分経過した時点でH部分を打設した。

一体打ちでは、はり筋の上部からコンクリートを落とし込み、柱天端まで打ち上げた。その打込み速度は25m<sup>3</sup>/hとし、コンクリートの打込み締め作業中は継続して行った。コンクリートの打設状況を写真-8.2.5に示す。打設後の養生は、1日間型わく存置したのち、6日間ビニールで試験体全面を覆った。

打込み締め方法の違い (VH分離・一体打ち) によるコア強度高さ方向の分布のバラツキは、図-8.2.10に示すように同程度であり、上下の強度差は、97kgf/cm<sup>2</sup>と小さかった。

また、外観観察および内部コア観察による表面気泡分布の例を図-8.2.11に示す。ここで、気泡面積率 (%) = (気泡面積) / (採取コアの全表面積) × 100とした。合板型わくに比べ、鋼製型わくでは表面気泡が多くなり、試験体上部は下部に比較して表面気泡が多くなっ

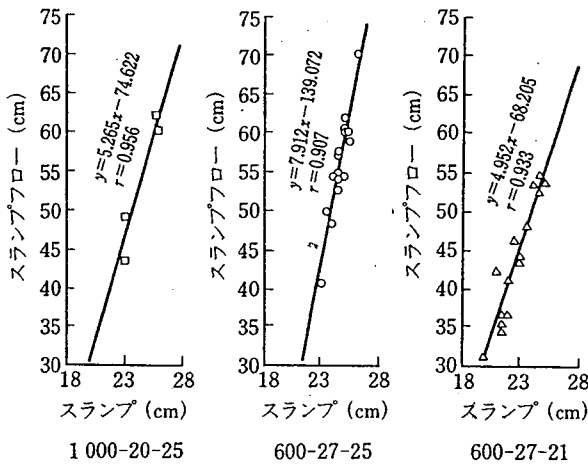


図-8.2.7 スランプとスランプフローの関係

ていた。また、内部の気泡は表面気泡に比べて量が多かった。なお、ジャンカ等は見られず、充填性は良好であった。

(2) 天端の沈下

各試験体の打設後のコンクリート天端沈降量の測定結果を図-8.2.12に示す。沈降量は、打設高さ2900mmの柱形試験体で0.9mm前後と、一般のコンクリートに比べて非常に小さい値となった。いずれの調査も、打設後約1.5時間で沈降はほぼ終了しており、一体打ちで施工する場合は、柱を打設してから1.5時間後に水平部を打設できることが明らかとなった。

8.2.5.3 架構試験体の施工

(1) 打込み締め

壁のコンクリートの流動性状の1Fの例を図8.2.13に示す。また、打設状況を写真8.2.6に示す。

3Fのはりと床の打設状況を写真-8.2.7に示す。はりの打設は、幅芯線に沿って端部20cmより40cm間隔で高周波棒形振動機を挿入し、10秒間加振した。また、柱とパネルゾーンは、型わくの4隅で20秒間加振した。なお、コンクリートの圧送速度は25m³/hとした。

コンクリートの材料分離は、柱・壁ともはり筋の上

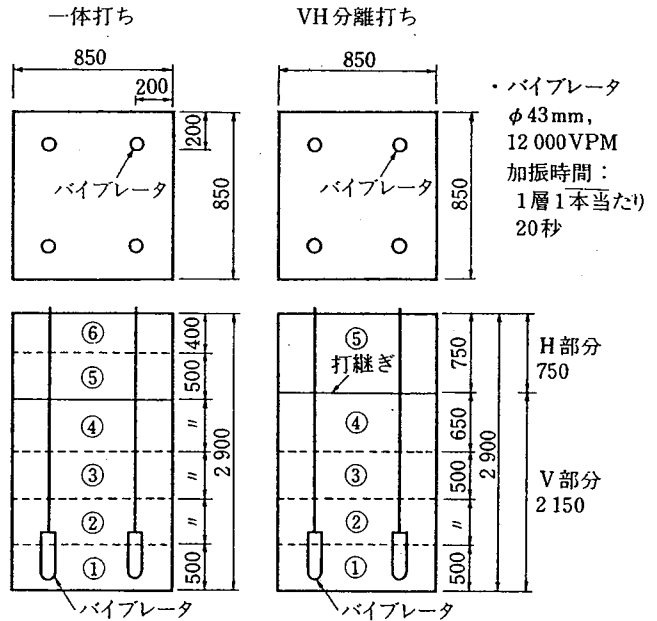


図-8.2.9 打込み方法

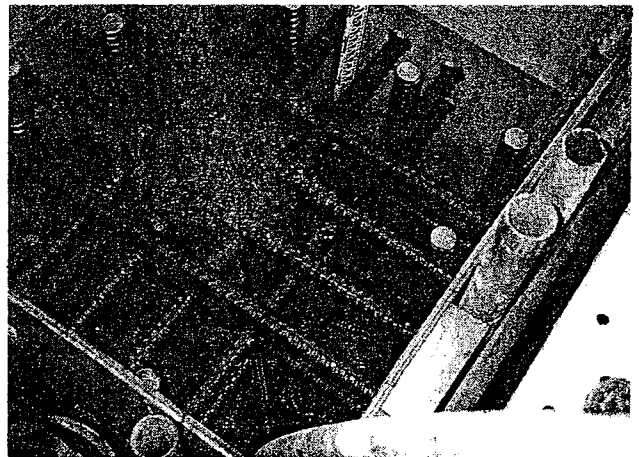


写真-8.2.5 コンクリート打設状況(柱)

から落とし込んだ場合でも生じなかった。コンクリートの打込み速度を25m³/h程度とした場合、柱・壁では施工能力的に問題ないものの、床では吐出量を35、50m³/hと変化させた場合では打込み速度が速すぎ、打込み、締め、均しが間に合わなかった。施工時の全体の状況を写真-8.2.8に示す。

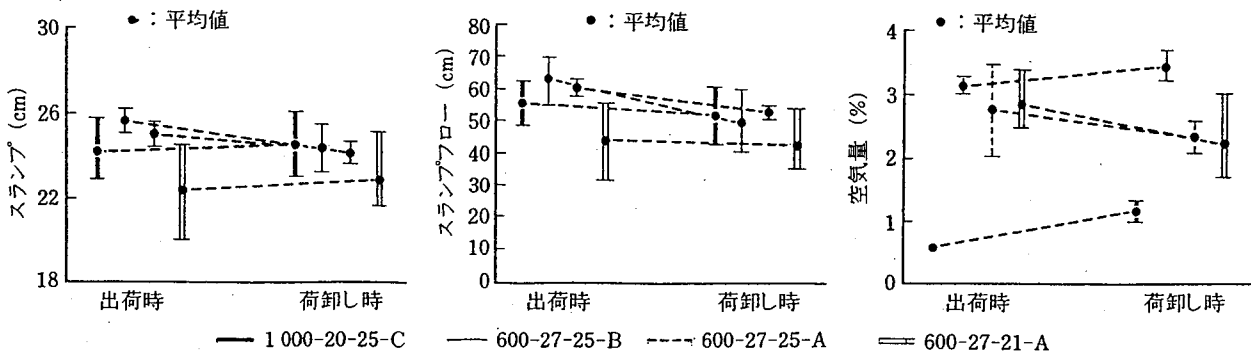


図-8.2.8 フレッシュコンクリートの経時変化

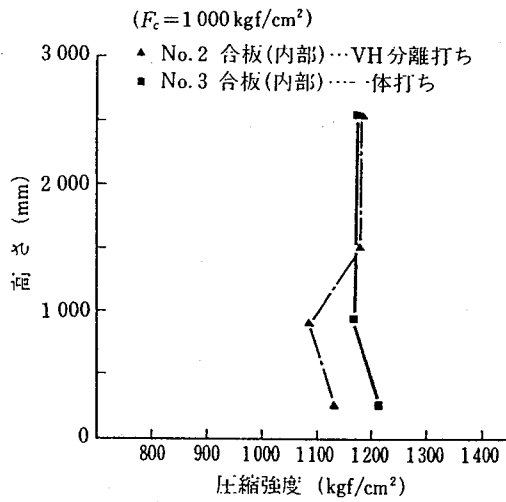


図-8.2.10 コア強度の高さ方向分布

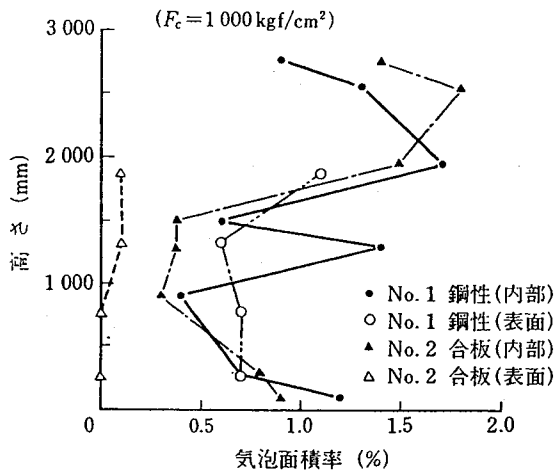


図-8.2.11 表面気泡分布

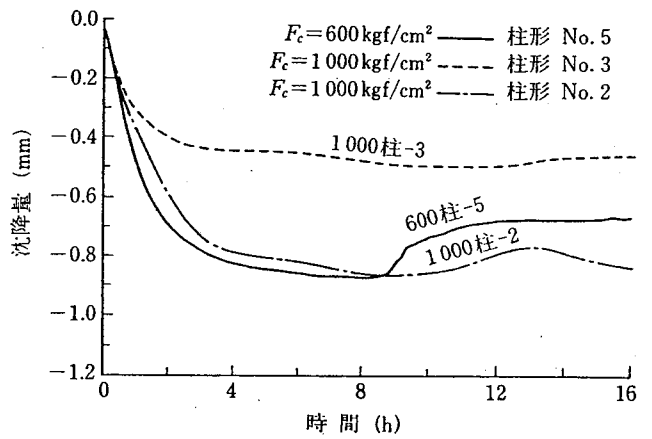


図-8.2.12 コンクリート天端沈降量測定結果

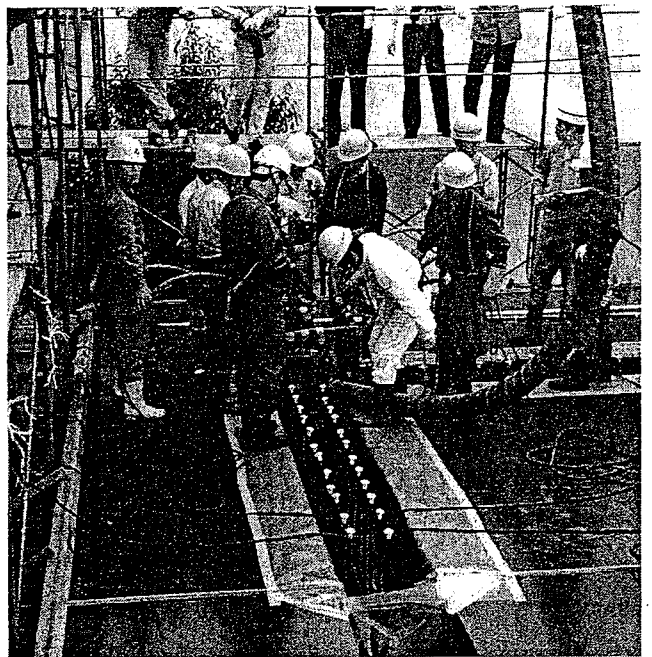


写真-8.2.6 コンクリート打設状況(壁)

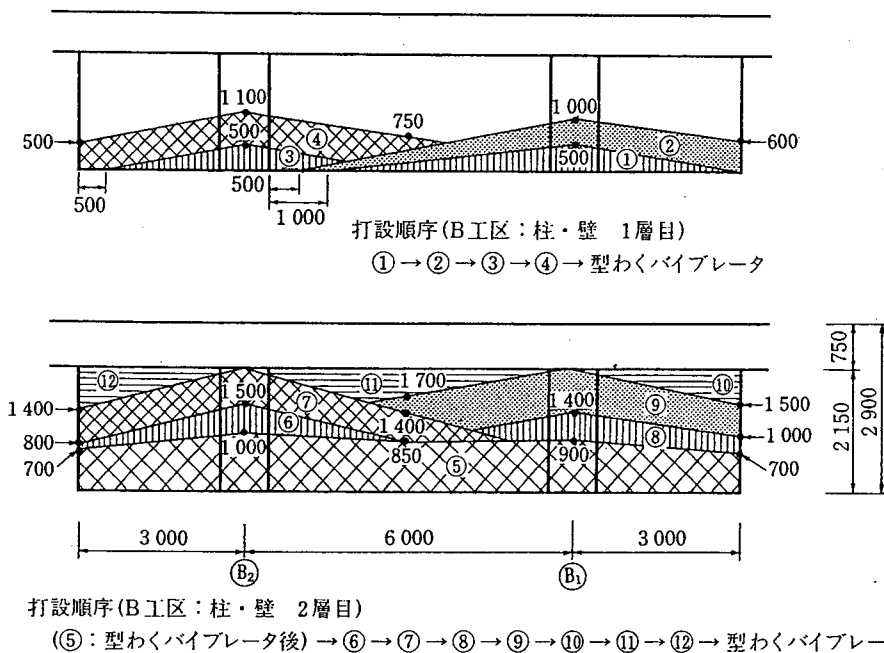


図-8.2.13 壁のコンクリートの流動性状

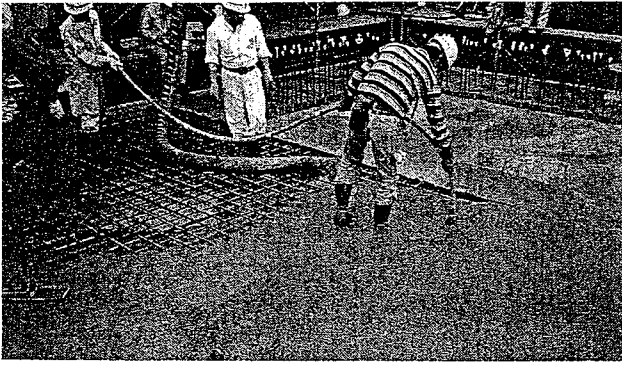


写真-8.2.7 コンクリート打設状況(はり, 床)

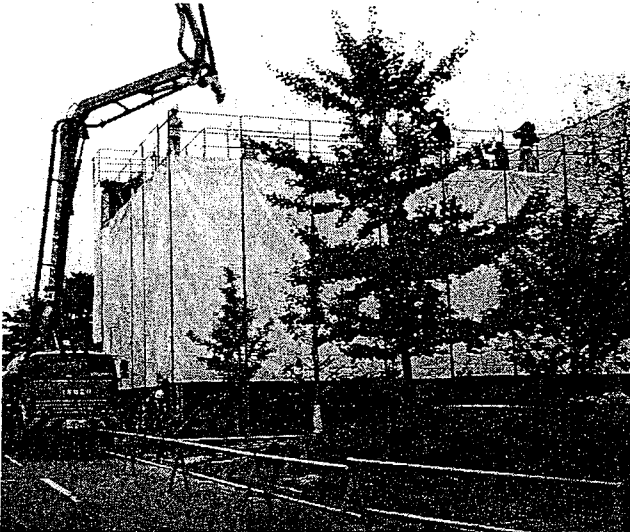


写真-8.2.8 施工時の全体の状況

表-8.2.9 コンクリートポンプの仕様

機種名	IHI IPF 85 B
形式	横型単動複列油圧ピストン式
最大吐出量	65.0 m <sup>3</sup> /h
理論吐出圧力	73.6 kgf/cm <sup>2</sup>
シリンダーサイズ	195 φ × 1 400 mm
ホッパ容量	0.45 m <sup>3</sup>
ブーム形式	3 段油圧屈折式
輸送管径	125 A
最高地上高さ	20.7 m

## (2) ポンプ圧送性

測定は、架構試験体 3 階はりスラブの高強度コンクリート ( $F_c=600\text{kgf/cm}^2$  級,  $W/C=27\%$ , スランプ 21cm) について行った。コンクリートポンプの仕様を表-8.2.9 に示す。

なお、ブーム配管での圧送負荷に相当する水平配管換算長さは、180m として検討した。

理論吐出量と理論吐出圧の関係は、図-8.2.14 に示すように余裕をもって圧送できた。しかし、圧送負荷は粘性が大きいなどのため、コンクリートポンプ施工指針に示された通常のコンクリート(スランプ 21cm) の圧

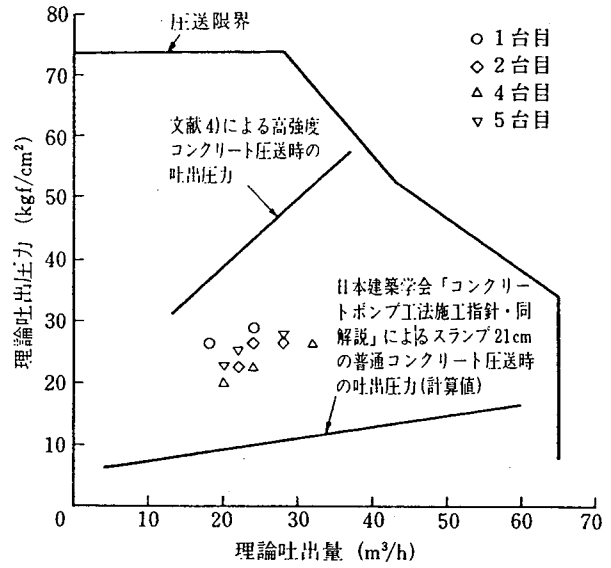
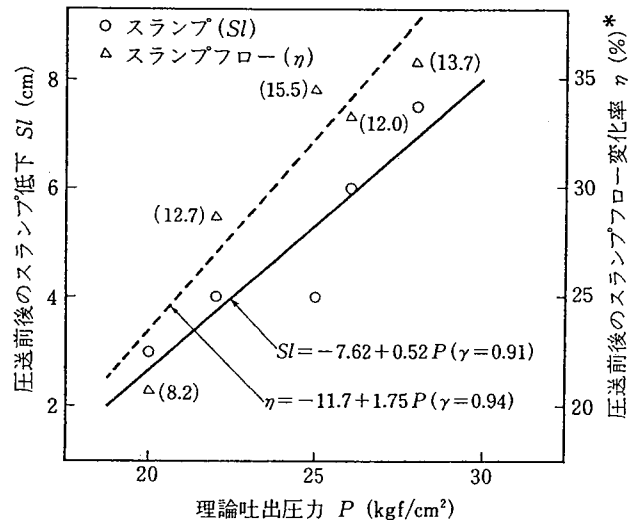


図-8.2.14 理論吐出量と理論吐出圧の関係



\*スランプフロー変化率  $\eta$  (%) =  $\frac{\text{圧送前スランプフロー} - \text{圧送後スランプフロー}}{\text{圧送前スランプフロー}} \times 100$   
( )内の数値は、スランプフロー変化量 (cm) を示す。

図-8.2.15 理論吐出圧力と圧送前後のスランプ・スランプフロー変化

送負荷より 2~3 倍程度大きいことがわかった。

理論吐出圧力と圧送前後のスランプ変化およびスランプフロー変化率を、図-8.2.15 に示す。圧送によりスランプは 4~7.5cm 低下し、スランプフローは 21~36%変化 (8.2~15.5cm 低下) した。この傾向は、吐出圧力が大きいほどスランプおよびスランプフローの低下が大きくなっていった。なお、空気量は 0.1~0.5% 増加していた。

## (3) 打継ぎ方法

はり、スラブのコンクリートは、図-8.2.16 に示すように、2,3 階とも、まず B 工区を打ち込み、60~180 分後に A 工区のコンクリートを打ち継いだ。コンクリートの打止めにはラス金網およびエアチューブを用い



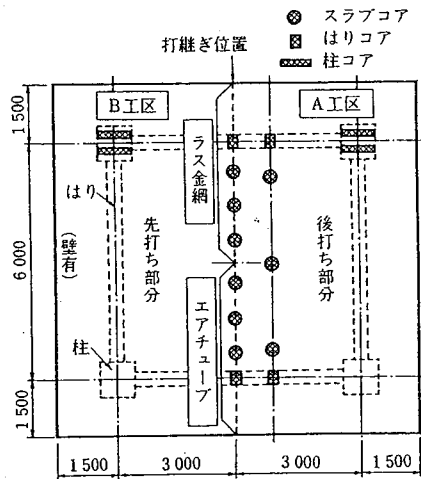


図-8.2.16 構造体平面図およびコア採取位置

た。締めめには高周波棒形振動機を用いて打ち縦いだが、このとき、先打ちコンクリートには棒形振動機を挿入しなかった。

柱については、まず2階の立ち上がり部分を3階のはり下端まで打ち込み、8日後に3階スラブまでのコンクリートを打ち継いだ。このとき、A工区の柱の打継ぎ部分は、コンクリートを打ち込んだ翌日にワイヤブラシによりレイタンスの除去後、水洗いした。これに対して、B工区の柱の打継ぎ部分は無処理とした。

両方法の施工性を比較すると、エアチューブは取り付けやすいが、打ち継ぐ前に取り除かなければならず、先打ちコンクリートが自立するまで120分以上待つ必要があった。ラス金網の場合は、取り除く必要がないが、取付けに手間を要した。

#### (4) 床の仕上げ

仕上げと初期養生の方法を検討するため、2階、3階のスラブの均しおよび左官仕上げの方法に関して、タンピング、金ごて仕上げ、散水の有無について、各階2ブロックに分けて検討した。2階の左官仕上げおよび養生方法を図-8.2.17に示す。

スランプ21cm程度のものは、スランプ25cm程度のものに比較して仕上げが難しかった。また、コンクリートの粘性が高いため、表面均し作業に時間と労力が必要であった。写真-8.2.9に仕上げの状況を示す。なお、散水(100~200cc/cm<sup>2</sup>)は左官仕上げに効果的であった。平滑度は仕上げ方法により大きく異なり、金ごて仕上げで±0.2mmであった。

#### 8.2.5.4 部材内部温度の測定

代表的部位の中心部における内部温度の測定結果を、表-8.2.10に示す。また、1階の各部材中心部の温度

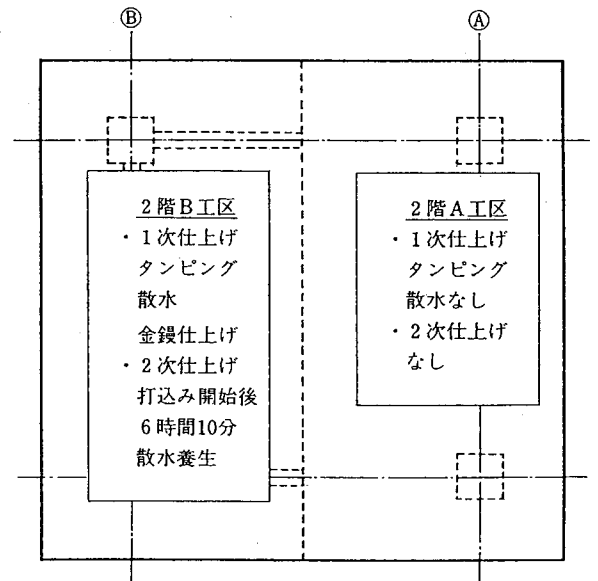


図-8.2.17 2階の左官仕上げおよび養生方法



写真-8.2.9 仕上げ状況

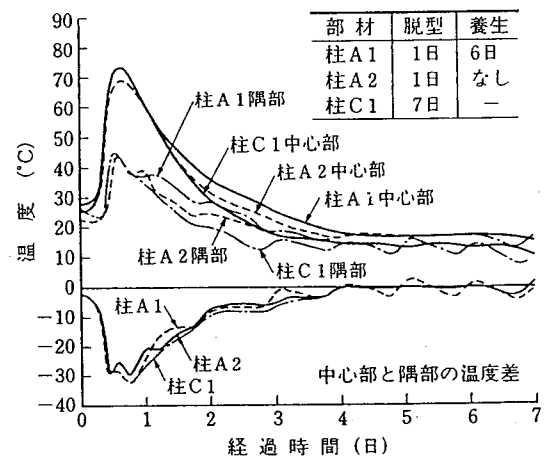


図-8.2.18 1階各部材中心部の温度履歴

履歴を図-8.2.18に示す。温度測定の結果、各部位ともコンクリート打設後約14~15時間で最高温度に達し、4~5日で外気温と同じになった。一体打ちの場合、はりや壁においても中心部の最高温度が70℃以上と高く、柱とあまり差がなかった。

表-8.2.10 内部温度測定結果

試験体	部位	測定点	打設温度 (°C)	最高温度 (°C)	最高温度 到達時間 (h)	温度上昇量	
						(°C)	(°C/C=10 kg)
柱形	柱	1-5	26.0	74.3	14.0	48.3	0.67
		2-5	26.0	76.6	15.0	50.6	0.70
		3-5	29.0	74.5	15.0	45.5	0.63
		4-5	28.0	70.0	14.0	42.0	0.69
		5-5	28.0	72.7	14.0	44.7	0.73
架構	1階柱	A 1-2	24.0	73.2	15.0	49.2	0.81
		A 2-2		69.2	16.0	45.2	0.74
		B 1-2		75.5	17.0	51.5	0.84
		B 2-2		70.5	18.0	46.5	0.76
	2階柱	C 1-2	23.0	73.6	14.0	50.6	0.83
		C 2-2		67.9	15.0	44.9	0.73
		D 1-2		76.0	17.0	53.0	0.87
		D 2-2		72.0	18.0	46.5	0.80
	2階はり	HW 1-1	24.0	70.2	14.0	46.2	0.76
		HN 1-1		74.5	15.0	50.5	0.83
	3階はり	HW 2-1	22.0	63.7	14.0	41.7	0.68
		HN 2-1		68.1	13.0	46.1	0.75
	1階壁	KE 1-1	24.0	72.5	13.0	48.5	0.79
		KN 1-2		70.1	14.0	46.1	0.75
	2階壁	KE 2-1	23.0	65.3	14.0	42.3	0.69
KN 2-2			64.7	14.0	41.9	0.69	
2階床	S 1-1	24.0	48.4	15.0	24.4	0.40	
3階床	S 2-1	22.0	41.3	14.0	19.3	0.32	

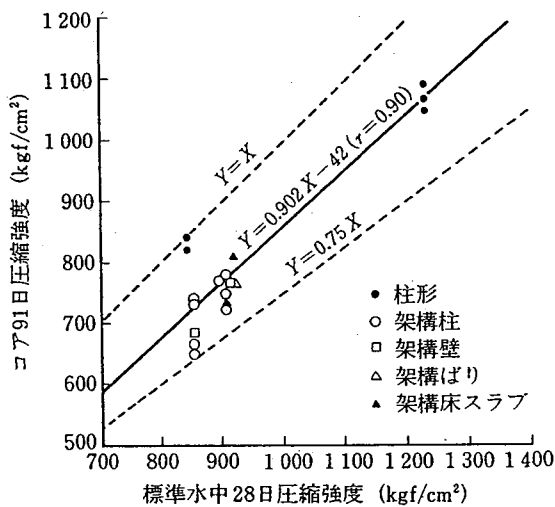


図-8.2.19 標準水中養生強度とコア強度の関係

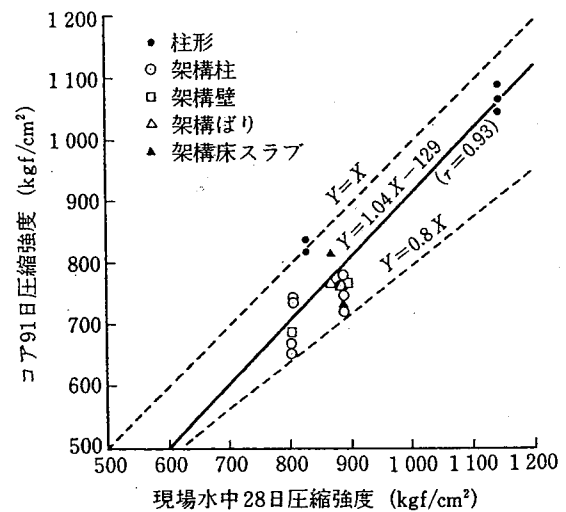


図-8.2.20 現場水中養生強度とコア強度の関係

8.2.5.5 強度発現性状

(1) 標準水中養生強度とコア強度

標準水中養生強度とコア強度の関係を図-8.2.19に示す。コア強度は標準水中養生に比べ、0~180kgf/cm<sup>2</sup> (Fc=600kgf/cm<sup>2</sup>級：平均130kgf/cm<sup>2</sup>) 低い値を示した。これは、標準水中養生強度の約75~100%に相当していた。

(2) 現場水中養生強度とコア強度

Fc=600kgf/cm<sup>2</sup>級およびFc=1000kgf/cm<sup>2</sup>級の現場水中養生強度とコア強度の関係を図-8.2.20に示す。現場水中養生強度に比べ、コア強度が0~160kgf/cm<sup>2</sup> (Fc=600kgf/cm<sup>2</sup>級：平均98kgf/cm<sup>2</sup>) 低い値を示した。これは、現場水中養生強度の約80~100%に相当していた。すなわち、600kgf/cm<sup>2</sup>を超える領域については、構造体コンクリート強度の管理として現場

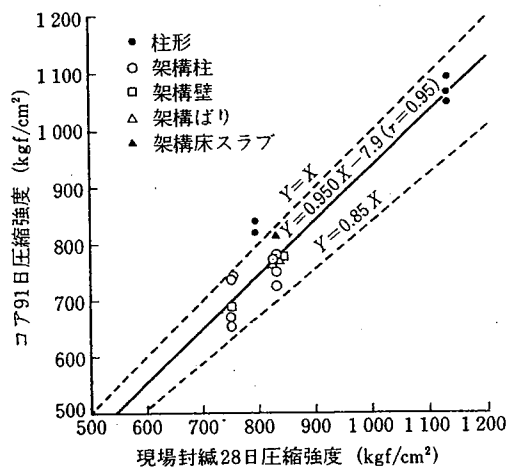


図-8.2.21 現場封緘養生強度とコア強度の関係

水中養生管理方法をそのまま適用することは難しいと考えられた。

### (3) 現場封緘養生強度とコア強度

現場封緘養生強度とコア強度の関係を図-8.2.21に示す。現場封緘養生強度は、標準水中や現場水中よりもコア強度に近い値ではあるが、それでも $-40 \sim 100 \text{kgf/cm}^2$  (平均  $48 \text{cm}^2$ ) コア強度より高い結果となっていた。

### (4) 構造体コンクリートの品質管理

構造体コンクリート強度とは、構造体中で発現している圧縮強度のことであり、建築基準法上の定義では現場水中養生した供試体の材令28日の圧縮強度、または、材令91日のコア供試体、または、それに類する養生をした供試体の圧縮強度となっている。

このうちコアに類する養生をした供試体とは、現場封緘養生を指している。このため、構造体コンクリートの強度管理もそれに基づいて行われてきた。

しかし、NewRCでは構造体コンクリート強度の定義を材令91日のコア圧縮強度とすることが考えられており、その圧縮強度が設計基準強度に対して十分満足するよう調合を定め、コンクリートの品質管理をすることになっている。

本実大施工実験の結果、管理用供試体（標準水中、現場水中、現場封緘）強度は、コア強度に比べすべて大きな値となっていた。 $F_c=600 \text{kgf/cm}^2$ 級については、コアの圧縮強度は平均  $706 \text{kgf/cm}^2$  で、設計基準強度を十分満足しており、管理用供試体強度は、標準水中約  $850 \text{kgf/cm}^2$ 、現場水中約  $830 \text{kgf/cm}^2$ 、現場封緘約  $800 \text{kgf/cm}^2$  となり、 $F_c=600 \text{kgf/cm}^2$  までは管理用供試体による強度管理、および強度の割り増しによる調合強度の算定が可能と考えられる。

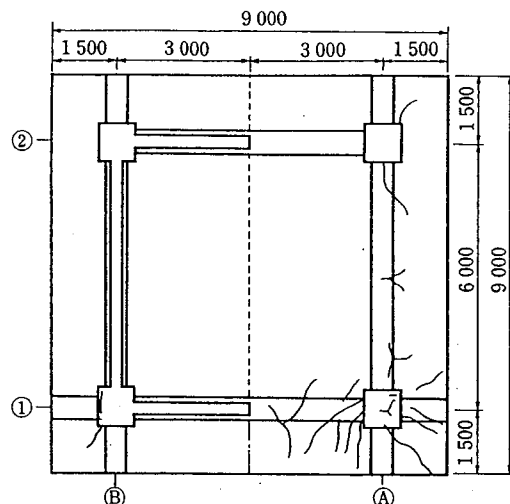


図-8.2.22 2階床のひびわれ発生状況

この方法としては、調合強度の算定に当たって以下の式

$$F_{28} \geq F_c + S + K\sigma$$

$S$ : 構造体コンクリート強度と標準養生28日強度の差

$\sigma$ : 標準偏差

$K$ : 調合強度の割り増し係数

を用い、構造体コンクリートを標準水中養生供試体（材令28日）で管理するとすると、割り増しの補正值  $S$  を上記に示した  $130 \text{kgf/cm}^2$  標準偏差  $\sigma$  を  $56 \text{kgf/cm}^2$

（ $2\sigma$ として  $112 \text{kgf/cm}^2$ ）として、 $F_{28}=842 \text{kgf/cm}^2$  となる。 $F_c=600 \text{kgf/cm}^2$  級では、標準水中養生強度の平均が  $898 \text{kgf/cm}^2$  であったことから、この調合および強度管理の考え方が成り立つといえる。

一方、 $F_c=1000 \text{kgf/cm}^2$  級についても、前述の算定式を用いると、必要調合強度  $F_{28}=1229 \text{kgf/cm}^2$ （割り増しの補正值  $147 \text{kgf/cm}^2$ 、 $2\sigma=152 \text{kgf/cm}^2$ ）となるが、標準水中養生強度の平均が  $1299 \text{kgf/cm}^2$  であったことから、求めた調合強度を若干下回る結果となった。

すなわち、 $F_c=1000 \text{kgf/cm}^2$  の管理方法については、今後の検討が課題として残された。

### 8.2.5.6 架構試験体のひびわれ観察

ひびわれを目視観察し、位置、形状、観測日を記録すると同時に、クラックスケールにより幅と長さを測定した。ひびわれ観測は、床面については、打ち込み翌日から、柱、壁、はりについては型わく脱型直後から材令41～57日まで実施した。

#### (1) 床面

図-8.2.22に2階床のひびわれ発生状況を示す。2階床面の全ひびわれ数は21本あり、そのうち、打設

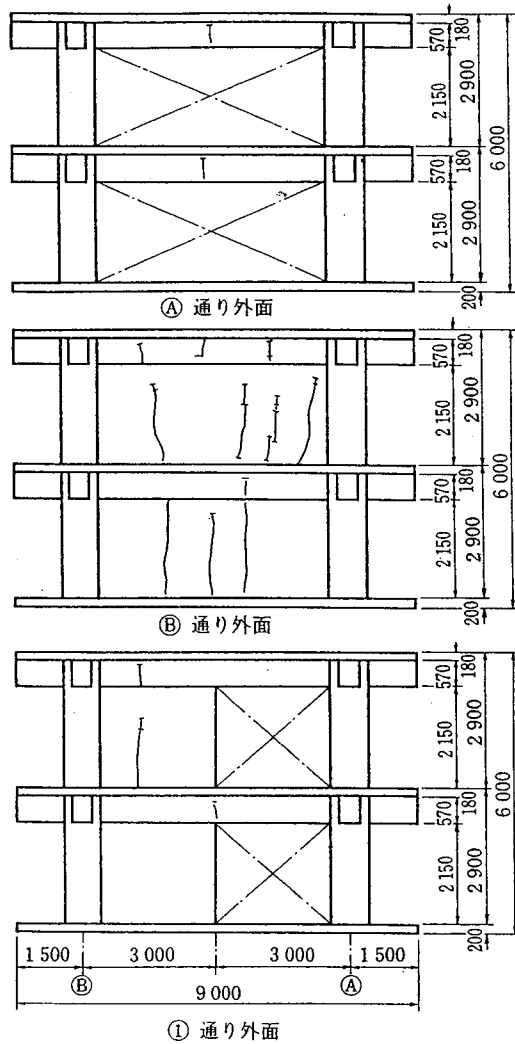


図-8.2.23 壁・はりのひびわれ発生状況

翌日に観測したひびわれは14本となっていた。これは、全体の2/3を占めていた。また、ひびわれ幅は0.08~0.10mm程度がほとんどであった。

ひびわれが多く発生した位置は①通りの壁なしはりの上と A-①柱の周辺であった。この原因として、これらの部分では、図-8.2.17 に示すように、仕上げ時に散水を行っておらず、その影響と思われた。

(2) 柱

柱表面には、ひびわれは認められなかった。

(3) 壁・はり

図-8.2.23 に壁・はりのひびわれの例を示す。また、一体打設のひびわれ発生状況を表-8.2.11 に、VH 分離打設のひびわれ発生状況を表-8.2.12 に示す。表中には各部材の型わくの脱型時期および養生の有無とひびわれが最初に発見された日を示した。また、ひびわれが同位置の表裏にある場合には貫通しているものとし、ひびわれの長さとは幅はその平均とした。

表中に壁・はり別のひびわれ長さとは幅、その本数の合計を示した。一体打設の全ひびわれ本数は10本で、分離打設は14本であった。また、発見時のひびわれ長さの合計は一体打設が855cmで、分離打設が945cmとなっており、分離打設が90cm上回った。ひびわれ幅の合計においても同様に、発見時がそれぞれ0.83mmと1.13mmで分離打設が0.30mm上回り、さらにひびわれ最終幅についても1.43mmと1.68mmと分離打設が0.25mm上回った。

この傾向は壁・はりともに同様であり、柱・はり・壁一体打設のほうが、分離打設よりもひびわれの発生は少なかった。

10/22 打設 (一体打設)

表-8.2.11 1階壁・2階はりのひびわれ状況

	位置	発見日 材令 (日)	型わく 存置期間 (日)	養生の 有 無	発見時 長さ (cm)	最終 長さ (cm)	発見時 幅 (mm)	最終幅 (mm)	貫通の		ひびわれ 本数		
									有	無			
④通り(西)	はり	19	3(19)	無	60	60	0.15	0.30	有	無	1		
		4	3	無	215	215	0.14	0.25	有	無			
⑥通り(東)	壁	19			180	190	0.10	0.22	有	有	3		
		4			200	200	0.12	0.25	有	有			
	はり	4	3(19)	無	10	30	0.02	0.02	無	有		2	
		4			20	30	0.04	0.04	無	有			
①通り(北)	壁	無	3	有 4	-	-	-	-	-	-	0		
		はり	7	3(19)	無	40	40	0.06	0.06	有		無	
計	壁	57			20	20	0.02	0.02	有	無	2		
		無	3	無	-	-	-	-	-	-		0	
		はり	7	3(19)	無	50	50	0.08	0.10	有			有
計	はり				60	60	0.12	0.17	有	有	2		
		壁				595	605	0.36	0.72				3
		はり				260	290	0.47	0.71				
全体				855	895	0.83	1.43			10			

( ) 内ははり底支保工存置期間

表-8.2.12 2階壁・3階はりのひびわれ状況

10/30 打設 : 2階壁 11/7 打設 : 3階はり (VH分離打設)

	位置	発見日 材令 (日)	型わく 存置期間 (日)	養生の 有 無	発見時 長さ (cm)	最終 長さ (cm)	発見時 幅 (mm)	最終幅 (mm)	貫通の 有 無	ひびわれ 本 数
④通り (西)	はり	4	3 (6)	無	50	50	0.17	0.20	有	1
⑥通り (東)	壁	3	3	無	150	170	0.12	0.17	有	4
		3			130	150	0.11	0.15	有	
		3			60	140	0.11	0.17	有	
		7			55	170	0.12	0.20	有	
	はり	4	3 (6)	無	50	50	0.03	0.04	有	3
		4			55	55	0.06	0.08	有	
4		50			50	0.06	0.06	有		
①通り (北)	壁	7	7	無	100	135	0.10	0.17	有	1
	はり	4	3 (6)	無	55	55	0.09	0.09	有	2
4		10			10	0.01	0.01	無		
②通り (南)	壁	3	3	無	80	140	0.07	0.17	有	1
	はり	4	3 (6)	無	50	50	0.05	0.07	有	2
4		50			50	0.06	0.10	有		
計	壁				575	905	0.60	1.03		6
	はり				370	370	0.53	0.65		8
	全体				945	1 275	1.13	1.68		14

( ) 内ははり底支保工存置期間

### 8.2.6 まとめ

本実大施工実験から  $F_c=600\text{kgf/cm}^2$ 級のコンクリートは、十分に施工可能であることがわかった。また、 $F_c=1000\text{kgf/cm}^2$ 級のコンクリートについては、やや問題があるものの、施工のめどがついたと考えている。

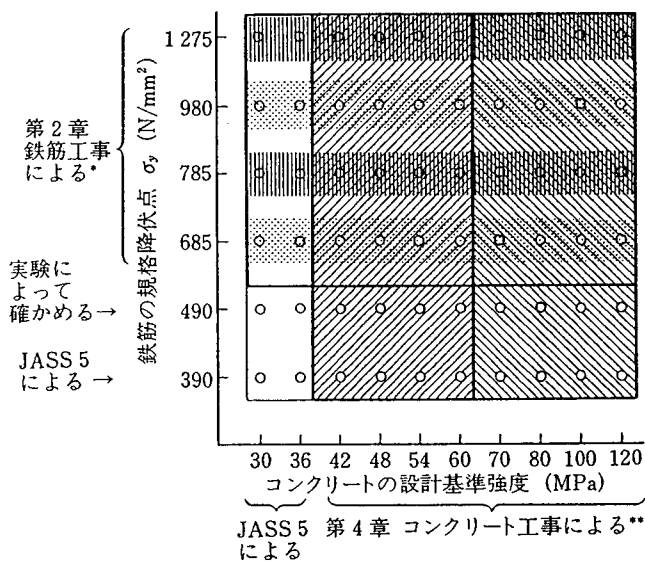
### 8. 3 高強度コンクリートの施工標準

#### 8. 3. 1 高強度コンクリート工事の施工標準

##### (1) 適用範囲

コンクリートの設計基準強度が  $36\text{N/mm}^2$  を超え  $60\text{N/mm}^2$  以下の範囲の高強度コンクリートを対象に施工標準を定めた。また、設計基準強度が  $60\text{N/mm}^2$  を超え  $120\text{N/mm}^2$  以下の範囲の高強度コンクリートについては、本施工標準に準拠し、室内実験および施工実験によって構造躯体が所要の品質を有することを確かめることが必要であるとした。

本施工標準の適用範囲を図-8.3.1 に示す。



(注) \* 規格降伏点が  $980\text{N/mm}^2$  および  $685\text{N/mm}^2$  は軸方向主筋に用い、 $1275\text{N/mm}^2$  および  $785\text{N/mm}^2$  は横補強筋に用いる。

\*\* 設計基準強度が  $60\text{MPa}$  を超えるコンクリートは、本施工標準を参考に実験により確かめる。

図-8.3.1 NewRC 施工標準の適用範囲

##### (2) コンクリートの目標品質

###### (1) コンクリートのスランプ・スランプフロー

コンクリートのスランプまたはスランプフローは、コンクリートの圧縮強度に応じて、以下のように定めた。

- ① コンクリートの設計基準強度が  $36\text{N/mm}^2$  を超え  $50\text{N/mm}^2$  未満の場合は、スランプは  $21\text{cm}$  以下とする。
- ② コンクリートの設計基準強度が  $50\text{N/mm}^2$  以上  $60\text{N/mm}^2$  以下の場合は、スランプは  $23\text{cm}$  以下またはスランプフローが  $50\text{cm}$  以下とする。
- ③ フレッシュコンクリートの材料分離抵抗性が確かめられた場合は、それに応じたスランプフローの値としてよいが、その上限値は  $65\text{cm}$  とする。

##### (2) 圧縮強度

構造体コンクリートの圧縮強度は、構造体コンクリートから採取したコア供試体の材齢 91 日における圧縮強度で定義し、打ち込まれるコンクリートから採取した供試体を構造体コンクリートの圧縮強度を合理的に推定できる方法で試験して強度管理を行うこととする。また、構造体コンクリートの強度は、設計基準強度に対する不良率が 5% 以下であることとする。

我が国では、鉄筋コンクリート造に用いるコンクリートについて、構造体コンクリートの圧縮強度は、建築基準法施行令に次のように定義されている。

〔建築基準法施行令 (昭和 25 年政令第 388 号) 第 74 条第 1 項第 2 号の規定に基づく建設省告示第 1102 号 (昭和 56 年 6 月 1 日)〕

- 一. 現場水中養生またはこれに類する養生を行った供試体の材齢 28 日の圧縮強度。
- 二. コア供試体またはこれに類する強度特性を有する供試体の材齢 91 日の圧縮強度。

ただし、特別な調査・研究に基づき構造耐力上支障がないと認められる場合はこの限りでない。

〔上記告示の運用にあたっての建設省住宅局建築指導課長通達 (建設省住指発第 160 号、昭和 56 年 6 月 15 日)〕

- 一. 通常強度管理方式を念頭において、現場水中養生供試体による方法と、補充手段としてコア供試体による方法を定めたものである。具体的な運用については、JASS 5 等を参考にされたい。

- 二. コア供試体に類する強度特性を有する供試体とは現場封かん養生供試体をさす。

このような建築基準法施行令における構造体コンクリートの圧縮強度の定義では、以下のような問題点がある。

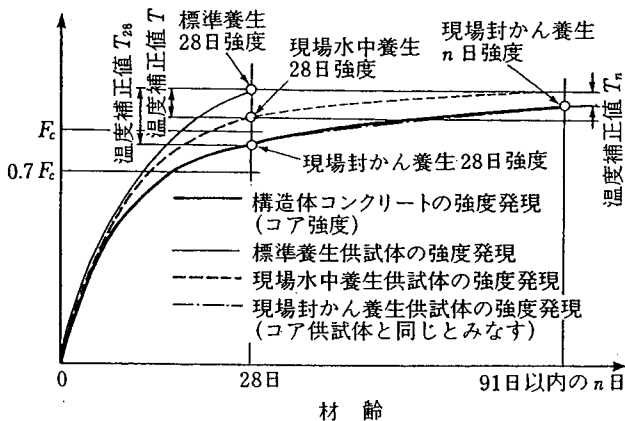
- i) NewRC における設計基準強度  $60\text{N/mm}^2$  以上の高強度コンクリートにおいて、柱などの大きな断面を有する部材にあつては通常強度管理方式としての現場水中養生供試体による方法は不適当である。
- ii) コア供試体に類する強度特性を有する供試体として、現場封かん養生供試体は不適当である。

そのため、NewRC では、構造体コンクリートの圧縮強度は、構造体から切り取ったコア供試体の材齢 91 日における圧縮強度で定義することとしたのである。この強度を合理的に推定する方法として、温度履歴追従養生供試体、簡易断熱養生も含む断熱養生供試体などによる方法

を推奨し、あらかじめ施工実験などによって正確な補正係数を求めておけば、標準養生供試体の強度によって構造体コンクリートの強度を推定しても良いとした。この方法は、現在も JASS 5 および JASS 5 N などでもマスコンクリートの強度管理に用いられている。

各種養生したコンクリートの強度発現に基づく構造体コンクリート強度の概念を図-8.3.2 に、構造体コンクリート強度の定義、調合強度の定め方および判定方法を図-8.3.3 に示す。

- (1) 通常のコンクリートの場合 (JASS 5)  
 .....現場水中養生を基準とする。



- (2) 高強度コンクリートの場合 (New RC)  
 .....標準養生を基準とする。

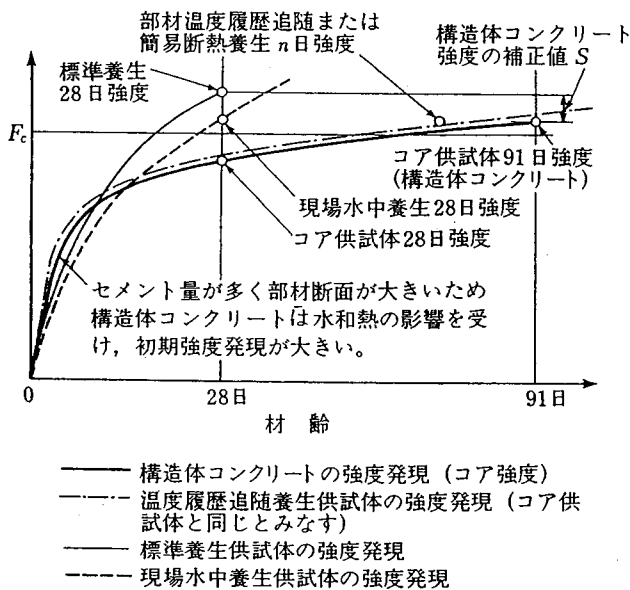


図-8.3.2 コンクリートの強度発現に基づく  
 構造体コンクリート強度の概念

(3) ヤング係数

NewRC 施工標準では、コンクリートのヤング係数についても規定を設け、設計に先立って建物の建設予定地で入手可能な骨材についてできるだけ多くの情報を収集し、

その骨材を用いて試し練りを行い、圧縮強度とヤング係数との関係を求めておくことを義務付けている。通常の強度レベルの範囲では、コンクリートのヤング係数は圧縮強度の平方根に比例するという性質に基づいて、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」の中に式が示されているが、コンクリートの圧縮強度が高くなるにつれて、その式で推定されるヤング係数は実際の値よりも大きくなるのが多数の実験結果により指摘されている。NewRC では、国内における多数の実験結果に基づき、圧縮強度 36N/mm<sup>2</sup> 以上の領域で適用可能なヤング係数の推定式として、(1)式を導き出した。

$$E = k_1 \times k_2 \times 3.35 \times 10^4 \times \left[ \frac{\gamma}{2.4} \right]^2 \times \left[ \frac{\sigma_B}{60} \right]^{1/3} \quad (1)$$

ここで、

- E : コンクリートのヤング係数 (MPa)
- $\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 (MPa)
- $k_1$  : 粗骨材の種類により定まる修正係数

1.2	石灰岩碎石、か焼ボーキサイト
0.95	石英片岩碎石、安山岩碎石、玄武岩碎石、粘板岩碎石、玉石碎石
1.0	その他の粗骨材

$k_2$  : 混和材の種類により定まる修正係数

0.95	シリカフェーム、高炉スラグ微粉末、フライアッシュフェーム
1.0	混和材を使用しない

(4) 耐久性・耐火性

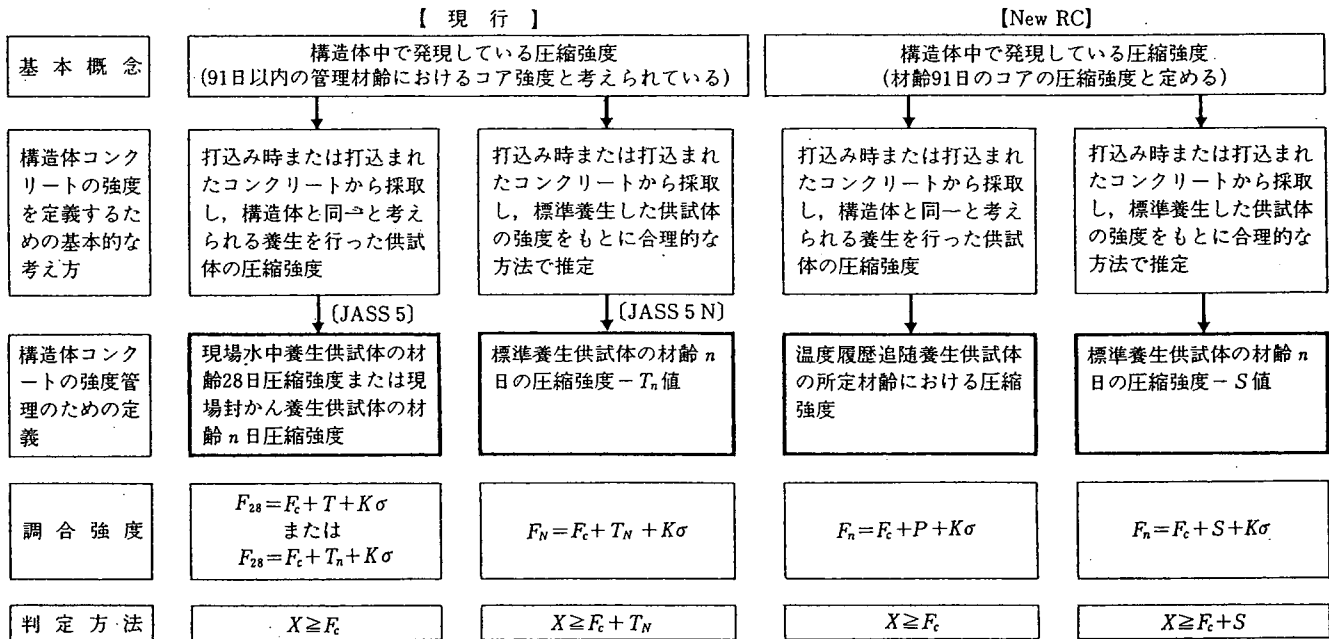
コンクリートの耐久性については、以下の規定を設けた。

① コンクリート中の塩化物量は、塩化物イオンとして 0.20kg/m<sup>3</sup> 以下とする。

② コンクリートは、アルカリ骨材反応を起こすおそれのないものとする。

③ コンクリートの中性化抵抗性は、日本建築学会「高耐久性鉄筋コンクリート造設計・施工指針 (案)」に示された促進中性化試験方法によって試験し、その値が 20mm 以下であることとする。

④ コンクリートの乾燥収縮率は、部材に耐久性上有害なひび割れが生ずるおそれのない値以下とする。



(記号)  $T$  : 予想平均気温による強度の補正值 (標準養生28日強度-現場水中養生28日強度)  
 $T_n$  : 予想平均気温による強度の補正值 (標準養生28日強度-現場封かん養生 n 日強度)  
 $T_N$  : 予想平均養生温度による強度の補正值 (標準養生 N 日強度-平均養生温度 N 日強度)  
 $P$  : 履歴温度による強度の補正值 (標準養生 n 日強度-温度履歴追随養生 n 日強度)  
 $S$  : 構造体強度補正值 (標準養生 n 日強度-実大試験体コア強度またはそれに類する養生供試体 91 日強度)  
 $F_{28}$  : 材齢 28 日を基準とした場合の調合強度  
 $F_N$  : 材齢 N 日を基準とした場合の調合強度  
 $F_n$  : 材齢 n 日を基準とした場合の調合強度  
 $F_c$  : 設計基準強度  
 $X$  : 試験結果 (定義の供試体による)

図-8.3.3 構造体コンクリート強度の定義・品質管理・調合方法

⑤ コンクリートの水和熱は、部材に耐久性上有害なひび割れが生ずるおそれのない値以下とする。

⑥ 凍害を受けるおそれのある場合のコンクリートの耐久性指数は、300 サイクルで 80 以上とする。

一般に耐久性の試験は長期間を要するため、実際に用いる予定の材料や調合で試験を行ったのでは、工事開始時に試験結果が得られない。そのような場合は、過去の試験結果や実績をもとにコンクリートの耐久性を判断する。水セメント比が 40% 程度以下の高強度コンクリートでは中性化はほとんど進行しないが、水セメント比が 40% 以上になると中性化の進行がみられるので検討が必要となる。ここに示した促進中性化試験の条件は、温度 20℃、湿度 60% RH、CO<sub>2</sub> 濃度 5% で、促進中性化期間は 6 ヶ月である。また、規定値の 20mm は、建物の耐用年数 100 年として、屋外ではかぶり厚さまで、屋内ではかぶり厚さより 20mm 奥まで中性化が進行するのに要する期間が 100 年となるように設定したものである。コンクリートの乾燥収縮率については JASS 5 の高耐久性コンクリ

ートに、乾燥収縮率  $6 \times 10^{-4}$  以下という値が示されているが、この値は実現するのが難しく、ここでは日本建築学会「高耐久性鉄筋コンクリート造設計・施工指針(案)」に示された  $7 \times 10^{-4}$  以下を目安とすることとし、これを超える場合はひび割れに留意することとした。

鉄筋コンクリート造は、一般に耐火構造として認められており、通常の場合は、鉄筋コンクリート造では、建築基準法に示されたかぶり厚さを確保しておけば耐火性に関する検討は必要ない。しかし、高強度コンクリートは、通常強度のコンクリートに比べて組織が緻密で乾燥しにくいいため、火災時において爆裂などの障害を生じる危険性が高いことが指摘されている。そのため、本施工標準では、コンクリートの耐火性に関して規定を設け、コンクリートは、火災時において耐火上または構造耐力上有害と認められる変形、破壊、脱落などを生じてはならないとした。これまでの実験結果では、高強度コンクリートの耐火性について以下の点が明らかにされている。



① 火災時における高強度コンクリート内部の温度分布は、通常強度の場合とほぼ同じであり、火災時に変形、破壊、脱落などの異常を生じなければ通常のコンクリートと同等の耐火性を有している。

② 低水セメント比のコンクリートほど爆裂を生じやすい傾向にあるが、室内乾燥や強制乾燥により爆裂を抑制できる。

#### (6) かぶり厚さ

高強度コンクリートは、組織が緻密で高耐久であるため、中性化や塩化物イオンの浸透に対して同じ抵抗性をもたせるためには、かぶり厚さを小さくできると考えられるが、ひび割れの発生や耐火性の点からあまり小さくはできないと考えられる。そのため、コンクリートのかぶり厚さは、通常のコンクリートの施工標準と同じとした。

### [3] 材料

#### (1) セメント

セメントは、NewRC 基準「高強度コンクリート用セメントの品質基準(案)」に適合するものとし、JIS 規格セメントと JIS 規格外セメントとに分けて規定した。JIS 規格セメントは、現行 JIS 規格に加えて適当な高性能 AE 減水剤を用いた水セメント比 30% のモルタルによる圧縮強度試験の結果が、材齢 28 日において  $55\text{N/mm}^2$  以上、材齢 91 日において  $60\text{N/mm}^2$  以上得られるものとし、JIS 規格外セメントは、NewRC 総プロで開発された粒度調整セメントなどを対象とし、圧縮強度については適当な高性能 AE 減水剤を用いた水セメント比 30% のモルタルによる圧縮強度試験結果が、材齢 28 日において  $50\text{N/mm}^2$  以上、材齢 91 日において  $60\text{N/mm}^2$  以上得られるものとした。

#### (2) 骨材

骨材は、砂利・碎石、砂・砕砂とし、その品質については、JASS 5-1975 の I 級相当品であれば設計基準強度  $60\text{N/mm}^2$  級の高強度コンクリートを得ることができると考えられる。しかし、骨材によっては必要な圧縮強度は得られてもヤング係数が得られない場合があるので、ここでは、コンクリートの所定の圧縮強度およびヤング係数が得られるものとした。ヤング係数に関しては、NewRC 施工標準の附属書「高強度コンクリート用骨材の選定方法(案)」を満足するものを使うのが良い。アルカリ骨材

反応に関しては、高強度コンクリートでは単位セメント量が多く、コンクリート中のアルカリ量が多くなるため、無害と判定される骨材を使用することを原則とし、「骨材のアルカリシリカ反応性試験方法(化学法)」または「骨材のアルカリシリカ反応性試験方法(モルタルバー法)」によって無害と判定されるものを使用することとした。

#### (3) 練混ぜ水

練混ぜ水については、JASS 5-1993 によることとし、かつ、回収水は用いないこととした。

#### (4) 混和剤

混和剤は、高性能 AE 減水剤を用い、その品質は NewRC 基準「高強度コンクリート用高性能 AE 減水剤の品質基準(案)」に適合するものを用いることとした。高性能 AE 減水剤の品質基準には、この他に、JIS A 6204「コンクリート用化学混和剤」があるので、この両者の品質基準の概要を以下に示す。

① NewRC 基準「高強度コンクリート用高性能 AE 減水剤の品質基準(案)」

ア. コンクリートの設計基準強度の範囲： $36\text{N/mm}^2$  を超え  $60\text{N/mm}^2$  以下。

イ. 判定試験に用いる基準コンクリート：AE 減水剤を用いたコンクリートで、水セメント比は 30%、スランブは  $6\pm 2\text{cm}$  とする。

ウ. 高性能 AE 減水剤を用いた試験用コンクリート：水セメント比が 30% で、スランブが  $23\pm 2\text{cm}$  のコンクリートを作って基準コンクリートとの性能比較を行う。

② JIS A 6204「コンクリート用化学混和剤」

ア. コンクリートの設計基準強度の範囲：特に規定していないが  $36\text{N/mm}^2$  以下と考えられる。

イ. 判定試験に用いる基準コンクリート：プレーンコンクリートで、単位セメント量は  $320\text{kg/m}^3$  で、スランブは  $18\text{cm}$ 。

ウ. 高性能 AE 減水剤を用いた試験コンクリート：単位セメント量が  $320\text{kg/m}^3$  で、スランブが  $18\text{cm}$  のコンクリートを作って基準コンクリートとの性能比較を行う。

#### (5) 混和材

設計基準強度  $60\text{N/mm}^2$  以下の高強度コンクリートは、シリカフュームや高炉スラグ微粉末などの混和材を用いなくても製造することができるが、 $60\text{N/mm}^2$  を超える高強度コンクリートは、これらの混和材を用いないで製造することはきわめて難しい。また、設計基準強度  $60\text{N/mm}^2$

程度の高強度コンクリートでも、これらの混和材を用いると製造が容易になる。混和材については、次の規定を設けた。

結合材としてセメントの一部と置換して用いる混和材は、シリカフェーム、フライアッシュフェーム、高炉スラグ微粉末、エトリングイト系混和材とし、それぞれNewRC基準「シリカフェームの品質基準(案)」、「フライアッシュフェームの品質基準(案)」、「高炉スラグ微粉末の品質基準(案)」、「エトリングイト系特殊混和材の品質基準(案)」に適合するものとする。

#### 〔4〕 調合

計画調合は、原則として実機による試し練りによって定めるが、十分な資料が得られている品質項目については試験を省略することができる。

##### (1) 調合強度

調合強度は、標準養生した供試体の管理材齢における圧縮強度で表すものとし、(2)、(3)式を満足するように定める。

$$F_n \geq F_c + S_0 + K \sigma \cdots \cdots (2)$$

$$F_n \geq 0.9 (F_c + S_0) + 3 \sigma_0 \cdots \cdots (3)$$

ただし、

$F_n$  : 管理材齢  $n$  日を基準とする調合強度

$F_c$  : 設計基準強度

$S_0$  : 構造体コンクリート強度の管理用供試体による圧縮強度の推定値と標準養生した供試体の材齢  $n$  日における圧縮強度との差

$\sigma_0$  : 構造体コンクリート強度の管理用供試体による圧縮強度の標準偏差

$K$  : 構造体コンクリート強度の管理用供試体による圧縮強度の許容不良率に応じた正規偏差

管理材齢  $n$  日は、28日以上91日以内の範囲とする。

$S_0$  および  $\sigma_0$  は、使用材料、調合、部材寸法、打込み時期などを考慮して試験によって定めるが、その値について十分な資料が得られている場合は、試験を省略することができる。

$\sigma_0$  については、試験を行わない場合、 $0.1 \times (F_c + S_0)$  とする。

$K$  は、構造体コンクリート強度の許容不良率に応じた正規偏差に管理用供試体強度の標準偏差と構造体コンクリート強度の標準偏差の比を乗じて得られる値以上の値として求めるが、一般に2~2.5程度の値となる。標準養生供試体の場合の  $S_0$  の値は、NewRC総プロにおける実験や高層RC造の技術評価などに関連して報告されている既往の資料によると、設計基準強度  $40 \text{ N/mm}^2$

級では  $3 \sim 5 \text{ N/mm}^2$ 、 $60 \text{ N/mm}^2$  級では  $5 \sim 15 \text{ N/mm}^2$  程度である。 $S_0$  は、工事開始前に季節別に使用する材料・調合で実験を行って求めなければならないが、その場合  $S_0$  の値が上記の報告書などの資料と大きな違いがないことを確かめることが必要であり、上記に比べて小さい値が得られた場合も工事開始当初はやや安全側に設定するのがよい。

##### (2) 水結合材比・単位結合材量

水結合材比は、調合強度が得られるように定める。調合強度に応じた材料の選定方法および水セメント比あるいは水結合材比の概略値は表-8.3.1 のようである。

単位結合材量は、コンクリートのワーカビリティおよび分離抵抗性ならびに耐久性を確保する上で、ある程度以上の値が必要であり、水結合材比  $45\%$ 、単位水量  $165 \text{ kg/m}^3$  の場合を想定して  $350 \text{ kg/m}^3$  以上とした。

##### (3) 単位水量

単位水量は、 $175 \text{ kg/m}^3$  以下とし、混和剤の添加量が過大にならないように定める。NewRCの実験結果をもとに高強度コンクリートの単位水量の適切な値を水結合材比ごとに求めると、表-8.3.2 のようである。

表-8.3.2 高強度コンクリートの単位水量の参考値

水結合材比(%)	単位水量(kg/m <sup>3</sup> )
45	165 ~ 175
30 ~ 40	160 ~ 170
25	155 ~ 165
22	150 ~ 160

混和剤の使用量は、推奨する標準使用量を基準に、所定のコンシステンシーが得られるように定める。標準使用量を大きく超えると材料分離が生じたり、凝結が遅延したり、乾燥収縮が大きくなるなどの悪影響が生じ、大幅に少ない場合にはスランプの経時変化が大きくなることがある。

##### (4) 単位粗骨材かさ容積

骨材量の定め方としては、単位粗骨材かさ容積に基づく方法と細骨材率に基づく方法があるが、スランプの大きいコンクリートの場合は、粗骨材の量を確保するとい

表-8.3.1 強度レベルに対応した材料の選定および水結合材比

設計基準強度 (MPa)	調査強度の概略値 (MPa)	材 料 の 選 定				水セメント比 または 水結合材比
		セメント	骨材	混和剤	混和材	
18~24	24~30	JIS R 5210, JIS R 5211, JIS R 5212 および JIS R 5213	JASS 5, JIS A 5005, JIS A 5011	JIS A 6204, JASS 5 T-402, JASS 5 T-403	JIS A 6205 JIS A 6202 JIS A 6201	65 % 以下 通常 50~60 %
27~36	33~45	JIS R 5210 および JIS R 5211, JIS R 5212, JIS R 5213 の A 種	砂利・碎石および砂・ 砕砂とし, JASS 5 高 強度コンクリートの規 定に適合するもの。	特 記	特 記	通常 40~50 %
39~48	48~60	JIS R 5210 および JIS R 5211, JIS R 5213 の A, B 種	砂利・碎石および砂・ 砕砂とし, New RC 施工標準の規定に適合 するもの。 また, 骨材の選定方法 に準拠すること。	New RC 基準	下記の準用	30~40 % 程度
54~60	70~85	New RC 基準 JIS 規格 JIS 規格外			シリカフェウム, フ ライアッシュフェウ ム, 高炉スラグ微粉 末 6000, 8000 およ び エトリンガイト系特 殊混和材とし, New RC 基準に適合する もの。	25~30 % 程度
80	100~110	New RC 基準を準 用する。ただし, 結 合材としての性能を 確認したもの。	New RC 施工標準の 規定を準用し, 骨材と しての性能を確認した もの。	New RC 基準を準 用する。 ただし, 混和剤とし ての性能を確認した もの。	New RC 基準を準用 する。ただし, 結合 材としての性能を確 認したもの。	20~25 % 程度
100	120~130					20~22 % 程度
120	140~150					特殊な骨材

う理由から単位粗骨材かさ容積に基づく方法がとられることが多い。日本建築学会 JASS 5 およびその関連指針によると、単位粗骨材かさ容積はスランプの増加とともに減少し、また、水セメント比や混和剤の種類によっても異なり、水セメント比が小さいコンクリートや分散性の高い混和剤ほど大きな値をとれる。高強度コンクリートにおいても同様の傾向が認められるが、水結合材比およびスランプ（またはスランプフロー）によって単位粗骨材かさ容積の標準値を定めることはできないので、ここでは、NewRC の実験結果をもとに高強度コンクリートのスランプ別の単位粗骨材かさ容積の推奨値の範囲を表-8.3.3 に示した。

表-8.3.3 単位粗骨材かさ容積の標準的な範囲

スランプ (cm)	単位粗骨材かさ容積 (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )
18	0.60~0.64
21	0.59~0.63
23	0.58~0.62

### (5) 空気量

空気量は、2~4.5% の範囲の値とする。ただし、凍害を受けるおそれのある場合は、4.5% を標準とする。

### [5] コンクリートの製造

#### (1) レディーミクストコンクリートの選定

コンクリートの製造は、レディーミクストコンクリート工場で行うこととし、高強度コンクリートの製造実績あるいは十分な製造能力があると考えられるものでなけ

ればならない。レディーミクストコンクリート工場は、次の条件を満足することが必要である。

- ① JIS 表示許可工場であること。
- ② コンクリート技術に関して公に認定されている技術者（コンクリート主任技士）が常駐していること。
- ③ コンクリートの練り混ぜから 120 分以内にコンクリートの打込みが終了できる運搬距離にあること。

また、レディーミクストコンクリート工場は原則として単一の工場を選定することとした。工場の選定に当たっては、レディーミクストコンクリート工場調査表を作成する。

#### (2) レディーミクストコンクリートの発注

レディーミクストコンクリートの発注にあたっては、所定の品質のコンクリートが得られるように実機による試し練りを行い、次の項目を定めて発注する。

- ① セメントの種類および品質。
- ② 骨材の種類および品質。
- ③ 混和材料の種類および品質。
- ④ コンクリートの調合方法。
- ⑤ 練混ぜ方法（材料の投入順序・練混ぜ時間および練混ぜ量）。
- ⑥ コンクリートの輸送経路と輸送時間。
- ⑦ レディーミクストコンクリートの受入れ検査方法。

#### (3) 製造・運搬

コンクリートの製造設備については、通常のレディーミクストコンクリート工場と同様の設備で良いが、高強度コンクリートは、材料の変動によって品質が影響を受ける度合いは通常のコンクリートよりも大きいので、材料の貯蔵、管理には十分配慮しなければならない。高強度コンクリートは、通常のコンクリートと比べて水セメント比が小さく単位セメント量が多いので、粘性が高くなる。そのため、練り混ぜに要する時間を長くする必要があり、適切な練混ぜ時間を定めるひとつの方法としてミキサの負荷電流を計測することが有効である。

レディーミクストコンクリートの運搬では、練混ぜから 90 分以内に荷卸しが完了する時間とする。

#### [6] コンクリートの打込みおよび表面仕上げ

##### (1) 打込み計画

コンクリートの打込み・締め固めに当たっては、施工計画書にしたがって所要の品質の高強度コンクリートを密

実に打ち込むことが重要である。そのため、打込み区画、打込み順序、打込み速度を適切に定め、コンクリートの運搬機器、打込み機器、作業員を適切に配置する。また、降雨やコンクリートの供給が一時停止した場合など不足の事態に対する対応方法を定めておく。

コンクリート打込み中の打継ぎ時間間隔の限度については、高強度コンクリートでは、セメント量に対する水量が少ないため、コンクリート表面に薄皮状の膜が形成され、こわばり現象が見られることがあるので、試し練り時に試験を行い、適切な打継ぎ時間間隔の限度を確かめておく必要がある。

##### (2) 打込み方法

コンクリートの打込み方法は、配筋状態などを考慮して、垂直－水平分離打ちまたは垂直－水平一体打ちのいずれかを選定する。コンクリートは、バケットによる揚重またはコンクリートポンプによる圧送で運搬する。コンクリートポンプは、通常強度のコンクリートに比べ圧送負荷が大きくなるため、十分な圧送能力を有するものを選定する。

##### (3) 打込み・締め固め

打込み前には、鉄筋、型枠および埋込み金物の検査、打込み箇所の清掃、型枠への散水を行い、打込み機器を適切に配置しておく。また、コンクリートを打込まない部分の鉄筋は、コンクリートが付着しないように養生する。

コンクリートの打込みは、鉄筋・型枠の位置が移動しないように構台、棧橋、道板などを配置して行う。締め固めは、内部振動機を 60cm 以内の間隔に挿入し、十分締め固める。振動機を引き抜く時は、コンクリートに穴を残さないように加振しながら徐々に引き抜く。

柱コンクリートは、内部振動機によって型枠底部を十分に締め固めた後、上部のコンクリートを打込む。壁コンクリートは層打ちとし、各層ごとに締め固める。梁コンクリートは、筒先を均等に移動し、先ず床下端まで打ち込んで締め固めを行い、続いて床上端まで打ち込んで締め固める。

##### (4) 打ち継ぎ

打継ぎ箇所は、梁および床ではそのスパンの中央部付近に、柱および壁では梁の下端および床・基礎の上端の位置に設ける。打止め部分は、メタルラス、棧木、エアフェンスなどを用いてモルタルが漏れないように処置す

る。打継部は、レイタンスおよびぜい弱なコンクリートを取り除き、健全なコンクリートを露出させ、コンクリート打込み前に十分な水湿しを行う。

#### (5) 表面仕上げ

コンクリート表面は、所定の仕上りの平坦さが得られるように仕上げる。高強度コンクリートは、通常のコンクリートより粘性が高く、定規均しなどが困難であるので、打込み・締固めと同時に平坦に均していくことが重要である。高強度コンクリートは単位水量が少なく、ブリーディングがほとんどないので、表面の乾燥がきわめて早く、ひび割れが出やすい。ひび割れを防止するためには、仕上げ終了後、直ちに散水することが効果的である。

### [7] 養生

#### (1) 湿潤養生

打込み後のコンクリートは、散水・噴霧、養生マットや水密シートによる被覆、膜養生剤などにより湿潤に保つ。その期間は、コンクリートの圧縮強度などに応じて変わってくる。その目安として、設計基準強度  $50\text{N}/\text{mm}^2$  以上  $60\text{N}/\text{mm}^2$  以下の場合2日間以上(材齢3日まで)、 $40\text{N}/\text{mm}^2$  以上  $50\text{N}/\text{mm}^2$  未満の場合3日間以上(材齢4日まで)、 $40\text{N}/\text{mm}^2$  未満の場合4日間以上(材齢5日まで)とし、通常的设计基準強度  $27\text{N}/\text{mm}^2$  未満の場合7日間以上とする。この日数が経過する前にせき板を取り外す場合は、その日数の間、コンクリート面を散水・噴霧、養生シートその他の方法によって湿潤に保つ必要がある。

#### (2) 養生温度

寒冷期および寒中コンクリートの時期には、初期凍害を受けないよう、かつ、所定の管理材齢において所定の強度が得られるよう養生を行う。

#### (3) 振動・外力からの保護

硬化初期のコンクリートが、有害な振動や外力による悪影響を受けないように保護し、コンクリート打込み後、十分硬化しないうちは、作業をしてはならない。

### [8] 品質管理・検査

#### (1) 製造管理およびコンクリートの受入れ検査

レディーミクストコンクリートの製造管理・検査では、JIS A 5308 による品質管理の事項および特に指示した事項について生産者が品質管理を行っていることを確認す

るため、必要に応じて施工者の品質担当係を工場に派遣し、管理・検査することとし、荷卸し時における検査の判定基準を満足しないと判断されるコンクリートは出荷させないこととした。

フレッシュコンクリートの受入れ検査では、荷卸し時の検査項目、試験方法、時期・頻度・検査ロットの大きさ、判定方法、不合格の場合の処置方法などについての標準を示した。打込み開始時には、骨材の状態が十分把握できないで練混ぜを開始することもあるので、スランプおよび空気量などの試験は、最初の5台までは全車について実施することにした。その後の試験回数については、コンクリートの製造が十分な管理状態の下で行われていることを前提に定めているため、工場の製造管理状態について、常に十分な情報を得て確認しておくことを義務付けた。

#### (2) 圧縮強度の検査

##### ① 使用するコンクリートの圧縮強度の検査

使用するコンクリートの圧縮強度試験は、標準養生した供試体によって所定の材齢におけるコンクリートのポテンシャルの強度を確認することを目的とするが、同時に安定した状態でコンクリートが製造されているかどうかを確認することが重要である。そのため、検査は、1日の打込み量を1検査ロットとして行い、1検査ロットにおける試験回数は3回以上とした。1日の打込み量が  $300\text{m}^3$  以上の場合、少なくとも  $100\text{m}^3$  に1回試験を行うが、1日の打込み量が  $30\text{m}^3$  以下の場合、2日にわたって検査ロットを構成することができるとした。

圧縮強度の検査における判定は、(4)、(5)式による。

$$X_N \geq Fc + So + \left( K - \frac{K\alpha}{\sqrt{N}} \right) \sigma_0 \dots\dots\dots(4)$$

$$X_{MIN} \geq 0.9 (Fc + So) \dots\dots\dots(5)$$

ここに、

$X_N$  : 1検査ロット (N回の試験) における圧縮強度の平均値

$X_{MIN}$  : 1検査ロット (N回の試験) における圧縮強度の最小値

$Fc + So$  : 指定した強度

$Fc$  : 設計基準強度

$So$  : 構造体コンクリート強度の管理用供試体による圧縮強度の推定値と標準養生した供試体の管理材齢における圧縮強度との差

K : 構造体コンクリート強度の管理用供試体による圧縮強度の許容不良率に対する正規偏差

$K_{\alpha}$  : 生産者危険率に対する正規偏差

N : 1ロットにおける試験回数

$\sigma_0$  : 構造体コンクリート強度の管理用供試体による圧縮強度の標準偏差

この検査では、標準偏差 $\sigma_0$ が既知で、指定した強度を下回る確率(不良率)がP%となるようにつくったコンクリートの母集団からN本の供試体を採取した場合に、生産者危険率が $\alpha$ であるような検査方式を採用している。通常は、試験回数を3回、不良率を5%(正規偏差1.64)、生産者危険率を10%(正規偏差1.282)とする。

## ② 構造体コンクリートの圧縮強度の検査

構造体コンクリートの圧縮強度の検査は、打ち込まれた各部位で設計基準強度を満足していることを確かめることが必要であり、検査頻度は、原則として使用するコンクリートの検査と同じとしたが、検査ロットは、コンクリートの打込み区かつ打込み日ごとに構成することとした。1検査ロットにおける試験回数は3回以上とし、1検査ロットにおける打込み量が $300\text{m}^3$ 以上の場合は、少なくとも $100\text{m}^3$ に1回試験を行う。ただし、1検査ロットにおける打込み量が $30\text{m}^3$ 以下の場合は、試験回数は1回とすることができるとした。

圧縮強度の検査における判定は、1検査ロットの供試体による構造体コンクリートの圧縮強度の推定値の平均値が設計基準強度以上であることとした。

構造体コンクリート強度の管理方法には、標準養生供試体を用いる方法と温度履歴追従養生または簡易断熱養生供試体を用いる方法とがある。標準養生供試体を用いる場合は、使用するコンクリートの圧縮強度の検査に用いる供試体で代用でき、その時の判定式は、 $X_N \geq F_c + S_0$ となる。一方、温度履歴追従養生または簡易断熱養生供試体を用いる場合の判定式は、 $F_N \geq F_c$ となる。

## 8. 3. 2 高強度鉄筋工事の施工標準

### 〔1〕適用範囲

鉄筋の降伏点が $390\text{N}/\text{mm}^2$ 以上 $1275\text{N}/\text{mm}^2$ 以下の高強度鉄筋を対象にしたが、このうち、降伏点が $390\text{N}/\text{mm}^2$ の鉄筋を用いる鉄筋工事については従来の施工標準によることができ、降伏点が $490\text{N}/\text{mm}^2$ の鉄筋はJIS G 3112に品質規格が定められており、加工・組立てについては、

NewRC 設計指針および本施工標準に準拠することとした。本施工標準では、降伏点がSD 490の規格を超える高強度鉄筋を対象に、鉄筋の品質、鉄筋の加工、鉄筋の継手、鉄筋の組立ておよび品質管理について規定した。

### 〔2〕鉄筋の品質

柱・梁の軸方向筋および耐力壁の補強筋に用いる鉄筋は、NewRC 基準「鉄筋コンクリート用高強度異形棒鋼(案)」に定めるUSD 685 A、USD 685 B、またはUSD 980とし、横補強筋に用いる鉄筋は、NewRC 基準「高強度横補強筋(案)」に定めるUSD 785、USD 1275とした。

USD 685 A、USD 685 B、USD 980は、主筋に用いることのできる汎用の鉄筋であり、鉄筋の径や表面の異形形状は、従来のJIS G 3112(鉄筋コンクリート用異形棒鋼)の規格に定められたものを踏襲し、呼び名はD 10～D 51とした。

USD 785、USD 1275は、使用目的をせん断補強用と拘束補強用とに限定している鉄筋で、品質規格については既に建設大臣の認定を取得して実用化しているせん断補強用PC鋼棒の規格と整合するよう定められた。

### 〔3〕鉄筋の加工

鉄筋の加工は、高強度鉄筋は普通強度の鉄筋に比べて伸びが小さく、曲げ加工性が悪いので、フックの形状や曲げ半径の詳細の決定については設計者に委ねることとした。鉄筋の曲げ加工は、常温における加工を原則としたが、折曲げ半径を小さくするためにやむをえず加熱加工を必要とする場合には、設計者と協議し、事前に折曲げ試験を行ない、温度条件・作業手順などを規定しておくこととした。鉄筋の加工寸法の許容差は、継手に要求される精度と組立て完了後に要求される精度から決定される。柱・梁主筋の継手は機械的継手が主流になると考えられるが、高い加工精度が要求されるため、主筋の加工寸法の許容差は、JASS 5より厳しくした。

### 〔4〕鉄筋の継手

鉄筋の継手では、柱・梁の主筋の継手は、NewRC 基準「高強度鉄筋継手性能判定基準(案)」の規定を満たすものとした。従来の普通強度の鉄筋では、継手は、重ね継手、ガス圧接継手、溶接継手および機械的継手(ねじトルク式、ねじグラウト式、スリーブ充填式などを総称し

たもの) が利用されてきた。現時点での USD 685 相当の高強度異形棒鋼の試験結果によれば、ガス圧接継手では、引張性能は十分であるが、曲げ性能が不十分であり、溶接性については、母材降伏点強度は上回るが、母材強度は確保できていない。ねじグラウト式の機械的継手については、上記の判定基準を満足する継手とすることができることが確認されている。

#### 〔5〕鉄筋の組立て

鉄筋の組立てでは、高強度鉄筋は材質が硬く、曲げ戻しを行うと割れを生ずることもあるので、建て込み時には曲戻しを行ってはならないとし、先組工法を推奨した。配筋精度の目安は、解説に示した。

#### 〔6〕品質管理

品質管理では、鉄筋の受入、鉄筋の加工、鉄筋の組立ておよび鉄筋継手について品質管理・検査項目、品質管理・試験方法、時期・回数、判定方法を示した。

### 8. 3. 3 型枠工事の施工標準

型枠工事では、型枠の材料、型枠の設計、型枠の許容差、型枠の構造計算、型枠の加工および組立て、型枠の品質管理、型枠の存置期間について規定した。

型枠には、次のような条件が要求される。

① コンクリートの打込み・締固めなどによる振動に十分耐え、打込み時の偏心荷重によって移動したり、はらみなどの変形を生じない十分な強度と剛性をもつこと。

② できあがり部材の位置や寸法およびかぶり厚さについて所定の精度が確保できるとともに、コンクリートの仕上がり、均一性、強度などに有害な影響を及ぼさないこと。

③ せき板の取外しまではコンクリートの初期養生の役目をする事。

型枠は、高強度コンクリートの場合も通常強度のコンクリートの場合とかわるところは少なく、従来の施工標準の規定と大差はないが、以下の点に特徴をもたせた。

① 打込み型枠について規定を設け、打込まれたコンクリートとすき間なく附着し、寸法精度が確保され、コンクリート打込み時にひび割れ、過度の変形を生じないこととした。

② 型枠兼用のハーフプレキャストコンクリート板について規定を設け、打込まれたコンクリートとの構造一体性が確かめられたものとする事とした。

③ 型枠の構造計算において、型枠設計用のコンクリートの側圧として、高強度コンクリートは粘性が大きいものの降伏値が小さいため、打込み高さが高くなった場合もコンクリートの側圧を小さくしないで、液圧が作用するものとし、式(6)による事とした。

$$P = W_o H \dots\dots\dots (6)$$

ただし、

P : 型枠設計用コンクリートの側圧 (tf/m<sup>2</sup>)

H : フレッシュコンクリートのヘッド (m) (側圧を求める位置からのコンクリートの打込み高さ)

W<sub>o</sub> : フレッシュコンクリートの単位容積質量 (t/m<sup>3</sup>)

④ 型枠の存置期間は、基礎・はり側・柱および壁のせき板の存置期間は、通常の場合の 5N/mm<sup>2</sup> に 3N/mm<sup>2</sup> の安全幅を加算し、コンクリートの圧縮強度が 8N/mm<sup>2</sup> 以上に達したことが確認されるまでとした。なお、支保工の存置期間は JASS 5 と同じである。

#### 参考文献

- 8.1) 青山博之：高層鉄筋コンクリート建物の現状と今後の問題点、コンクリート工学、Vol. 24、No.5、pp4~13、1986. 5
- 8.2) 友澤史紀：高層 RC 造における高強度コンクリートの施工の現状と課題 (3)、施工管理のチェックポイント、昭和 62 年度日本建築学会大会材料施工部門研究協議会参考試料 1987. 10
- 8.3) 柘田佳寛：建築における高強度コンクリートの研究の動向、コンクリート工学、Vol. 28、No.12、pp14~24、1990. 12
- 8.4) 毛見虎雄：高強度コンクリートのポンプ圧送性に関する実験研究、その 1~6、日本建築学会大会学術講演梗概集、1990
- 8.5) 岡本公夫ほか：NewRC 実大施工実験 その 1~31、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 299-360、1992. 8
- 8.6) 友澤史紀ほか：高強度コンクリート実大施工実験—建設省総プロ NewRC の一環として—、コンクリート工学、Vol. 30、No. 10、pp. 13-27、1992. 10

## 第9章 実用可能性と実施例

### 9.1 実用可能性検討

材料強度ゾーンⅢまたはゾーンⅠの材料を用いた超高強度鉄筋コンクリート造の長所を生かした建築構造物の実現の可能性を検討した。ここでは、以下の3例について紹介する。

#### 9.1.1 超高層フラットスラブ構造

フラットスラブ構造は、はり型がないために、開口部を大きくとれることにより開放的で明るい空間が得られること、あるいは床下を利用したフレキシビリティの高い設備方式に対応できることなどの長所がある。

ところが、地震力の大きいわが国では、柱とフラットスラブのみでは耐震設計を行うことが困難である。そこで、耐力壁とフラットスラブを組み合わせた構造とすることで高い耐震性を確保する設計を行うこととした。

##### (1) 超高層フラットスラブ構造設計クライテリア

超高層フラットスラブ構造設計のクライテリアは、原則として、第6章における設計ガイドラインで設定された設計クライテリアに準拠することとした。本構造で特に定めなければならない設計項目についてはここで定めた。設計クライテリアを表9.1.1-1に示す。

##### (a) 長期荷重時

① 架構設計における許容せん断応力度の検討は、せん断ひび割れの検討に置き換える。曲げ、軸力、付着の許容応力度についてはRC基準を準用する。これは第6章の設計ガイドラインにならったものである。

② スラブー柱（壁）接合部の許容せん断応力度はRC基準を準用する。

③ グレードの高い使用性を確保するために振動性状は評価基準ランクⅠ以内とする。

##### (b) レベルⅠ地震動時

④ 各部材は弾性限以内にとどまるようにする。ここでいう部材の弾制限とは、壁、柱の最外縁圧縮ひずみがコンクリートの最大圧縮ひずみに達したとき、また壁、柱の最外縁鉄筋引張ひずみが降伏ひずみに達した時とする。（境界ばり等一部の応力が集中するはり降伏してよい。ただし、その塑性率は2.0以下とする。）

⑤ レベルⅠ地震動終了後も軽微な補修で高い使用性を回復できる被害以下に応答を抑える。そのために、スラブー柱（壁）接合部端の変形角は地震応答後の曲げひび割れ幅が目標値以下になるように設定する。変形角とひび割れ幅の関係は実験結果を参考に定める。フラットスラブ接合部端の降伏変形角は非常に大きく

(1/50~1/30)、ひび割れ幅制限が設計クライテリアとなろう。この時の床スラブの耐力に対する協力幅は弾性解析で求まる範囲とする。

⑥ 層間変形角1/200以下は第6章の設計ガイドラインにならったものである。

##### (c) レベルⅡ地震動時

⑦-1) 本構造において唯一の主要耐震部材である耐力壁の、特に、耐力壁脚部の最大応答にあつては引張側柱に相当する部分の全主筋が降伏する以前に止まることとした。

⑦-2) 本構造において、柱は水平力を負担する割合は低くなるが軸方向力を多く負担することになるため、これもレベルⅡ地震応答時には曲げ降伏以前に止まることとした。

⑦-3) 本構造では基本的にははりはないが、主要耐震要素である耐力壁を結びその性能を高める働きをするつなぎばりが存在する。そのはりにあつては曲げ降伏は許容するが限界変形以内であることとする。

⑧ レベルⅡ地震動後も補修可能な被害以内にとどめることを目標とした。建物全体の変形角を次項目のように制限したため、柱、耐力壁ーフラットスラブ接合部端の変形そのものは問題とならないであろう。フラットスラブの曲げ降伏の算定に際してのスラブ有効幅は実験による。

⑨⑩ 外力の重心位置の変位、最大層間変位とも第6章の設計ガイドラインと同じとした。主たる耐震要素が耐力壁であることから各層の層間変形の差異は少なく、外力の重心位置の変位がクライテリアとなろう。

##### (d) 架構設計変形時

⑪ 主要耐震要素である耐力壁はP-Δ効果を考慮してもその最大耐力以前に止まることにより耐震性を確保することとした。

⑫ 柱・はりは限界部材角内であることを確認する。

⑬ 柱脚部、境界はり端以外に曲げ降伏ヒンジが発生してはならない。

⑭ 床ー鉛直支持部材接合部の脆性破壊の防止、すなわち床スラブ端部の曲げ降伏先行を保証する。伝達すべき不釣り合いモーメント（鉛直部材に直接伝達されないで側面の振り前面後面のせん断力により伝達されるモーメント）と接合部が保有する側面の振り、前面後面のせん断力により伝達できるモーメントの比を制限値以下にする。制限値の設定、側、隅柱の検討方法は実験結果を参考に定める。

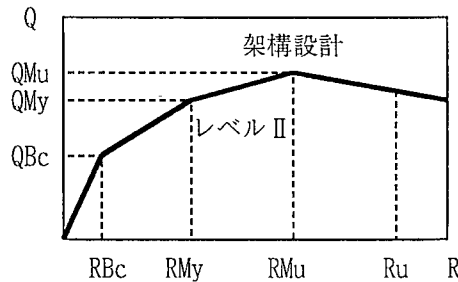
⑮ 耐力の確保の算定においてはフラットスラブの有効幅は実験及び解析により定める。



表9.1.1-1 超高層フラットスラブ構造の設計クライテリア

外力 (設計状態)	骨組の状態の原則 (壁柱梁)	スラブの状態の原則	全体変形 (耐力)
長期荷重	①長期許容応力度以内	②長期許容応力度以内 ③振動性状は評価基準ランク 1	
レベル I 地震動	④弾性限以内	⑤地震後は軽微な補修で再使用可能、かつ、振動性状は評価基準ランク 2 以内	⑥層間変形 1/200以下
レベル II 地震動	⑦-1) 壁：曲げ降状以前 ⑦-2) 柱：曲げ降状以前 ⑦-3) 梁：曲げ降状を認める	⑧地震後は補修で再使用可能	⑨重心位置 変形 1/120以下 ⑩層間変形 1/80以下
架構設計 変形	⑪壁：最大耐力以前 ⑫柱、梁：限界変形以内 ⑬想定外のヒンジ発生 なし	⑭限界変形以内（接合部でのせん断破壊の回避）	⑮水平耐力 0.25 R t・Z 以上

\*レベル II 地震動の変形制限は上層部では緩和できる。



ここで、

- QBc, RBc：曲げひび割れ時荷重及びその時の部材角
- QMy, RMy：曲げ降伏時荷重およびその時の部材角
- QMu, RMu：最大曲げ耐力時荷重およびその時の部材角
- Ru：限界変形

- 降伏点：耐震壁の引張側柱脚部全主筋が降伏した点
- 最大曲げ耐力点：耐震壁の危険断面における曲げモーメントが最大値に達した点
- 限界変形：曲げに対してはその最大耐力を維持していると考えられる限界点。実験結果の処理にあたってはP- $\delta$ 効果を付加した壁脚部の抵抗モーメントが最大抵抗モーメントの98%の耐力を維持している点。せん断に対しては最大せん断力の80%の耐力を維持している点。

図9.1.1-1 本クライテリアにおける耐力壁の復元力

(e) 斜め入力時

⑯耐力壁は、その応答を最大耐力以前で抑えることを設計のクライテリアとしていることにより、斜め加力の影響は2方向フレームほど厳しくはならない。ただし、耐力壁は方向性が強いのでその弱、強軸に対する検討をしなければならない。

⑰フラットスラブ耐力壁（柱）接合部は斜め方向入力時の検討をしなければならない。

(f) 構造規定

フラットスラブ柱周辺は接合部側面の捩り抵抗に有効な跳ねだし部を設けるか、または、はりを設ける。その場合にははりの捩りの検討が必要となる。

(g) 解析分析

鉛直荷重時、レベルⅠ、レベルⅡ地震動時、架構設計変形時における架構の変形状態応力状態をそれぞれ考慮できる解析法を用いる。

(2) 試設計による検討結果

超高層耐震壁付きフラットスラブ構造集合住宅と曲面壁とフラットスラブを用いた40階高層リゾートマンションの試設計を行うことにより、高層フラットスラブ構造の実現の可能性の検討を行った。ここでは40階高層リゾートマンションの主な検討結果について述べる。試設計建築物の概要を、図9.1.1-2, 9.1.1-3に示す。試設計において検討された主な内容は、以下のとおりである。

(a) 長期荷重時の設計

設計の結果、構造体の各部分の曲げ応力、せん断応力ともにひび割れ発生応力度以下であることを確認するとともに、片持ちスラブのたわみを考慮した余裕のある設計が可能であった。

(b) 居住性能の検討

床の振動性状を確認した結果、1次固有振動数は、10Hz程度で、日本建築学会の「建築物の振動に関する居住性能評価指針同解説」に示される「ランクⅠ（居住性能上より望ましい水準）」であることが確認され、フラットスラブの要求性能を満足している。このことは、レベルⅠ、レベルⅡの地震を想定し、スラブの固定度を低下させた場合についても検討したが、結果は同じランクであった。

(c) レベルⅡ地震動時

地震応答解析は、剛性を等価せん断バネと等価ねじりバネに置換した質点系モデルで、復元力特性は、バイリニア型として行った。入力地震動は、第7章で示した模擬地震動波で、乱数位相とHACHINOHE位相の2波である。剛心位置の最大応答変形角は1/250で、ねじれを考慮した振られ側の最大応答変形角は1/208であった。この振られ側の最大値が出た層では、振られ側の変形は剛心位

置での1.3倍の変形に相当している。外力の重心位置での応答変形は1/341~1/372で、これらをそれぞれ応答限界変形とした。

(d) 架構設計変形時

重心位置におけるレベルⅡ応答解析結果を基に、以下の3点の最も大きい変形を架構設計変形とした。

- ・ 応答限界変形の2倍のエネルギーが確保出来る変形
- ・ 最大応答せん断力時変形を上回る変形
- ・ せん断力係数が0.25以上となる変形（ベースシャー： $C_b = Z \cdot R_t * 0.25 \geq 0.135$ に相当）

静的解析の結果、応答限界変形の2倍のエネルギーが確保できる変形は、最大応答せん断時変形を上回り、そのときベースシャー係数 $C_b$ が0.135以上となることを確認した。

(f) 壁脚部の配筋

特に応力状態の厳しい壁脚部の配筋は、高強度材料( $F_c1000$ ,  $USD980$ )を用いることにより、以下のような現実的な配筋となった。

(一般の壁)

- ・ 壁縦筋：D19-@200 ダブル
- ・ 壁横筋：D16-@200 ダブル
- ・ HOOP：D16-□-@100

(開口部付近の壁)

- ・ 壁縦筋：48-D38 ( $P_g=2.1\%$ )
- ・ 壁横筋：D16-@200 ダブル ( $P_w=0.33\%$ )
- ・ HOOP：D16-□-@100 ( $P_w=0.66\%$ )

(3) まとめ

(a) レベルⅡ地震応答解析結果を基に応答限界変形を定め、応答限界変形時の2倍のひずみエネルギーを吸収した設計限界変形において、必要な耐力を保持することとした耐震設計クライテリアを満足した、超高層フラットスラブ構造が、超高強度鉄筋コンクリート造によって実現可能であることがわかった。

(b) 試設計の結果、ほぼ実用断面での設計が可能であることがわかった。

(c) 長期荷重時の設計の結果、構造体の各部分の曲げ応力、せん断応力ともにひび割れ発生応力度以下となるような設計が可能となることがわかった。

(d) 地震後でも、より望ましい水準の居住性能を確保するフラットスラブの設計が可能であった。

### 1. 建物概要

建物名称：曲面壁とフラットスラブを用いた  
40階高層リゾートマンション

建築面積：1440㎡

延べ面積：57600㎡

階数：地上40階、地下0階、塔屋1階

高さ：GL+123.0m

階高：基準階3.0m、1階6.0m

スラブ厚：25cm

壁厚：2階以上40cm、1階60cm

構造種別：鉄筋コンクリート造、壁スラブ構造

地震係数：Z=1.0

地震種別：第2種地震

### 3. 設計クライテリア

主架構の耐震設計

長期荷重	長期許容応力度以内
レベルⅠ	弾性限以内、層間変形1/200以下
レベルⅡ	曲げ降伏以前、スーパービームのみ曲げ降伏可 重心位置変形1/120以下、層間変形1/100以下
架構設計 変形時	壁曲げ降伏以前、スーパービーム・床版変形以内 耐力0.25・Rt・Z以上

フラットスラブの居住性能

長期荷重 レベルⅠ	居住性能ランクⅠ、構み1/350かつ20mm以下
レベルⅡ	居住性能ランクⅠ、補修後に再使用可能

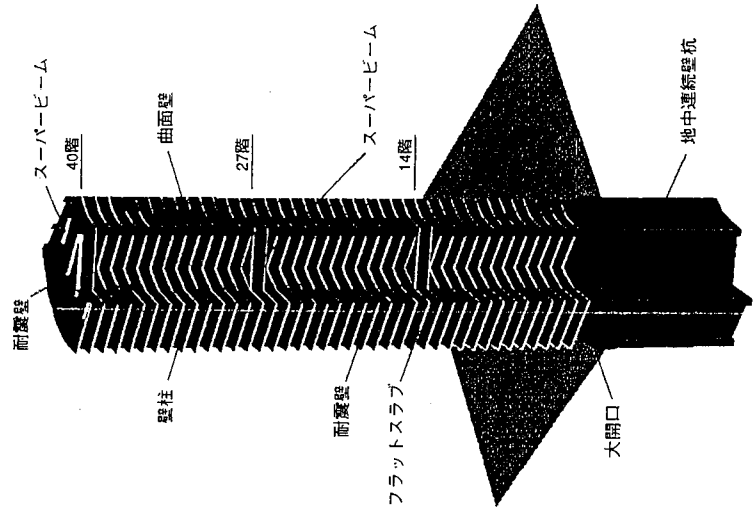
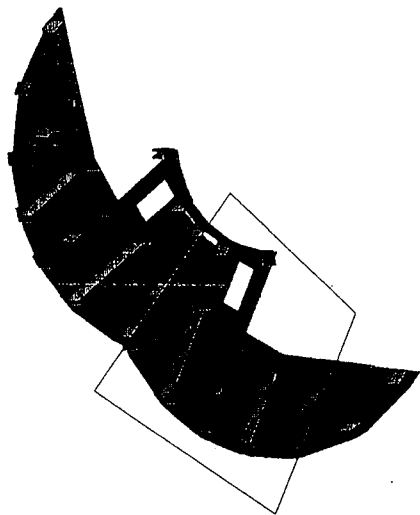
### 2. 使用材料

コンクリート

壁	28~40階	FC600
スーパービーム	22~27階	FC700
	15~21階	FC800
	8~14階	FC900
	1~7階	FC1000
フラットスラブ	1~R階	FC600

鉄筋

壁・スーパービーム	D28,D32,D35,D38	USD980
せん断補強筋	D16	USD1275
フラットスラブ	D19	SD490



### 4. 主要検討内容

架構の特徴	主要検討内容
曲面壁を含む 多方向配重	・ 振れと耐震要素への影響 ・ 設計用地震力の入力方向
スーパービームによる大架構	・ 耐震解析用階算モデル ・ スーパービームの全体曲げもどし効果 ・ 1層分の乗せいとした目標断面の可能性
フラットスラブによる床計画	・ 長期荷重時と地震後の居住性能 ・ 主架構に対する剛性と耐力の寄与度合 (有効巾) ・ 面内せん断力の把握
耐震壁の1階大開口	・ 応力集中度合と可能断面

### 5. 試設計結果のまとめ

- ・ 試設計を行った結果、ほぼ実用断面での設計が可能であることが分かった。
- ・ 「主要な耐震壁の方向毎」に水平力を与えた等価線形解析による検討を行い、架構全体の安全性を確認した。
- ・ 「質点系等価せん断振れ」モデルによる応答解析の結果、スーパービーム・フラットスラブを除き、主要な耐震要素は降伏以前の状態とした設計が可能であることが分かった。
- ・ 1階壁脚に作用する応力は開口部周辺で特に大きい。高強度材料 (Fct1000, USD980) を使用することで、実用可能な断面とすることが出来た。

図9.1.1-2 曲面壁とフラットスラブを用いた40階高層リゾートマンション (その1)

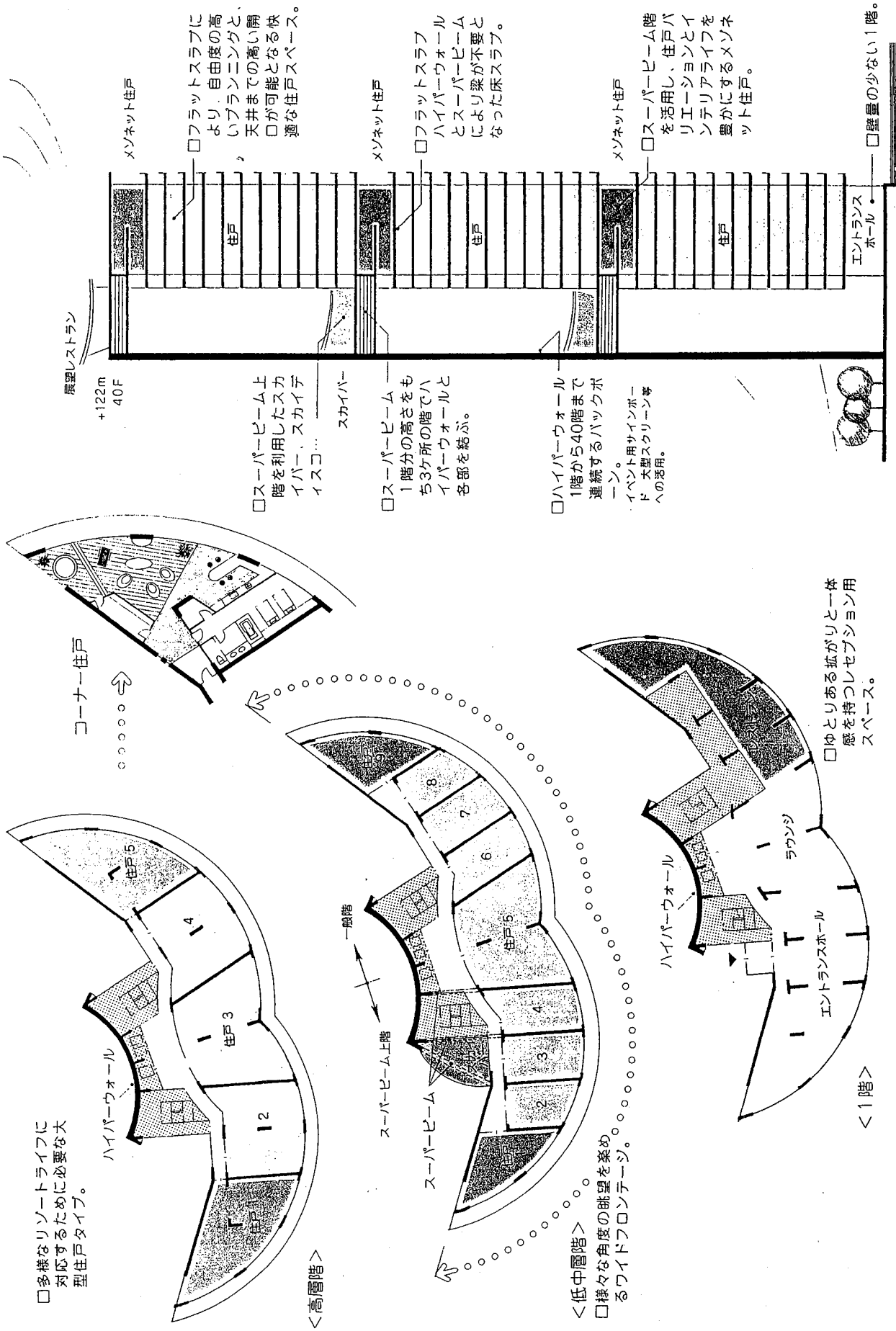


図9.1.1-3 曲面壁とフラットスラブを用いた40階高層リゾートマンション（その2）

### 9.1.2 メガストラクチャー

これまで日本でも、鉄骨造によるメガストラクチャー（東京都庁、MM21ランドマークタワー）はあるが、鉄筋コンクリート造では重量が大きすぎることなどの理由から建築されていない。ここでは、超高強度材料を用いて、耐力を増し、軽量化することにより、鉄筋コンクリート造によるメガストラクチャーの実現の可能性を検討した。6例のメガストラクチャー（図9.1.2-1～9.1.2-6）の試設計を行い、実現の可能性を検討した。

#### (1) クライテリア

##### (a) 基本方針

高強度材料によるメガストラクチャーの耐震設計においては、原則として本節に示す耐震設計クライテリアを満足することを確認することとする。

ただし、各試設計モデルにおいてその構造的特徴に応じて独自にクライテリアが設定された場合もある。また、本章に述べられたクライテリアのうち、満足されない項目がある場合にも、別の検討方法によってほぼ同程度の耐震性能を確保していることが認められた場合もある。

また、本節に示す耐震設計クライテリアは、本節の試設計においてのみ有効であり、今後のメガストラクチャーの設計において影響を及ぼすものではない。

##### (b) 耐震設計クライテリア

メガストラクチャーの耐震性能は、動的検討と静的検討によって確認されるものとする。各検討項目のクライテリアは、基本的には第6章の設計ガイドラインで定められたクライテリアを参考としている。

ただし、ここでは第6章の設計ガイドラインで定められている架構設計変形時の耐力の確認を義務付けていない。しかし、それに代わるものとして、第6章の設計ガイドラインのクライテリアと比較して、動的検討の変形のクライテリアを厳しく設定している。その結果、架構設計変形時の耐力の確認は行うまでもなく満足されると考えられている。これは、メガストラクチャーは、サブストラクチャーが変更されても使用され続けるものと考え、レベルⅡ地震動に対しても原則的に部材の降伏を許容しないこととしたことによる。また、材料の強度が高くなるに伴って、弾性変形量が大きく（降伏変形が大き）くなったので、変形を弾性域内にとどめることが適切と考えられた。

本章では、各試設計モデルに共通の耐震設計クライテリアを示したが、各モデルに個別の問題、例えばブレースの取扱い等については、その都度、設計方針が示されている。

##### (c) 動的検討

#### [耐震設計クライテリア]

①レベルⅡ地震動に対する応答解析を行い、以下のことを確認する。

- ・最大層間変形角は、応答限界変形以下である。
- ・部材の塑性率は1.0未満である。

②レベルⅠ地震動に対する応答解析を行い、以下のことを確認する。

- ・最大層間変形角は、1/200以下である。

#### [条件]

##### ①入力地震動

レベルⅡ地震動は、第7章で提案されている地震波（NewRC地震動）および最大速度振幅50kineのEl Centro, Taft, Hachinohe波とする。今回の試設計建物は工学的基盤に直接基礎で支持されているので、NewRC地震動を、直接、基礎固定位置に入力すればよい。

レベルⅠ地震動は、NewRC波の振幅を0.4倍にしたもの、その他の波は最大速度振幅を25kineとしたものとする。

##### ②応答解析の原則

・レベルⅡ地震動に対する応答解析の方向は原則として建築物のX、Y方向と斜め方向とする。ただし、ねじれの検討に必要な建築物については、2方向同時入力を考慮した立体モデルによる解析を行うものとする。

また、斜め方向の検討を行わない場合は、任意の方向からの入力を考慮して静的設計で応力の割増しなどを行うこととする。

・レベルⅠ地震動に対する応答解析の方向は原則として建築物のX、Y方向とする。ただし、隅柱の変動軸力は $\sqrt{2}$ 倍になるので、それを許容できる柱の設計が必要である。

・解析モデルは原則として部材レベルとする。質点系で解析する場合は、曲げせん断棒モデルとする。

・復元力特性は弾塑性とする。このとき、各部材または層の復元力特性を決定した根拠を示すこととする。

##### ③変形の定義

・応答限界変形は1/100以下の範囲内で、建築主あるいは設計者が定める。

・部材の塑性率は、荷重-変形関係をトリリニアにした場合の第2折れ点を降伏変位として計算する。

また、質点系の場合は、層間変形から部材変形を算出して同様に検討する。

##### (d) 静的検討

#### [耐震設計クライテリア]

弾塑性増分解析を行い、以下のことを確認する。

- ・架構設計変形時に想定外の位置にヒンジが生じない。

・架構設計変形時に、部材の塑性率は2.0未満である。

[条件]

### ①弾塑性増分解析の原則

- ・外力分布はA i 分布またはレベルⅡ地震動の応答結果を参考に決める。
- ・解析の方向はX, Y方向と斜め方向とする。

### ②架構設計変形について

- ・架構設計変形は、応答限界変形時のひずみエネルギーが2倍となる変形とする。
- ・架構設計変形時のせん断力換算値(C o)を示す。
- ・架構設計変形時の応力に対してせん断耐力は、1.3倍以上となるようにする。

### (2) 動的検討結果

6例の試設計建築物に対して、El Centro 1940 NS波、New R C波、神戸海洋気象台1995NS波、Sylmar1995NS波を水平1方向に入力した場合の、最大応答変位、最大応答層間変形角、最大応答層せん断力係数を図9.1.2-7~9.1.2-10に示す。

長周期成分の比較的小さいEl Centro 1940 NS波、神戸海洋気象台1995NS波による最大応答層間変形角(各図の(b))は、すべての場合に1/100以下で耐震設計クライテリアを満足しているが、長周期成分の比較的大きいNew R C波、Sylmar1995NS波による最大応答層間変形角は、前の長周期成分の比較的小さい場合に比べて大きくなっており、一部に1/100を超える場合(BR200K)も見られた。これは、試設計された建築物の一次固有周期が3~5秒程度と長く、入力波の長周期成分の影響を受けやすく、応答変位が大きくなることによる。

一方、最大応答層せん断力係数(各図の(c))については、高さ300mの建築物よりも200mのものにおいて上層部になるほど、値が大きくなる傾向がある。さらに純フレーム構造(OPのグループ)より、ブレース構造(BRグループ)の方が、大きくなる傾向が明確に見られた。

### (3) まとめ

6例の超高層メガストラクチャーの試設計の内容を比較して考察を行った。

建物の高さ/幅比は4.5~5.0程度で、大きいものは6.0であった。これに対して、メガフレーム1層の高さ/幅比は、1.0程度のものと0.5程度のものがあった。後者は、BR200のK形ブレースタイプと片ブレースタイプのタイプの場合であった。

メガストラクチャーは、ほとんどすべてRC造で設計されたが、一部で鉄骨造トラスばりが採用された。また、ブレース付きタイプでは、ブレースを鋼管コンクリートとし、座屈防止を図ったものもあった。サブストラクチャーは、主に鉄骨造で設計され、サブストラクチャーからメガストラクチャーへの力の伝達方法については、各モデル毎に工夫され、取り扱い方法が異なる。

材料については、ほとんどすべてのモデルで、New R C総プロの研究対象範囲いっぱいの $F_c = 1000 \sim 1200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_y \leq 12,000 \text{ kg/cm}^2$ の材料が利用された。

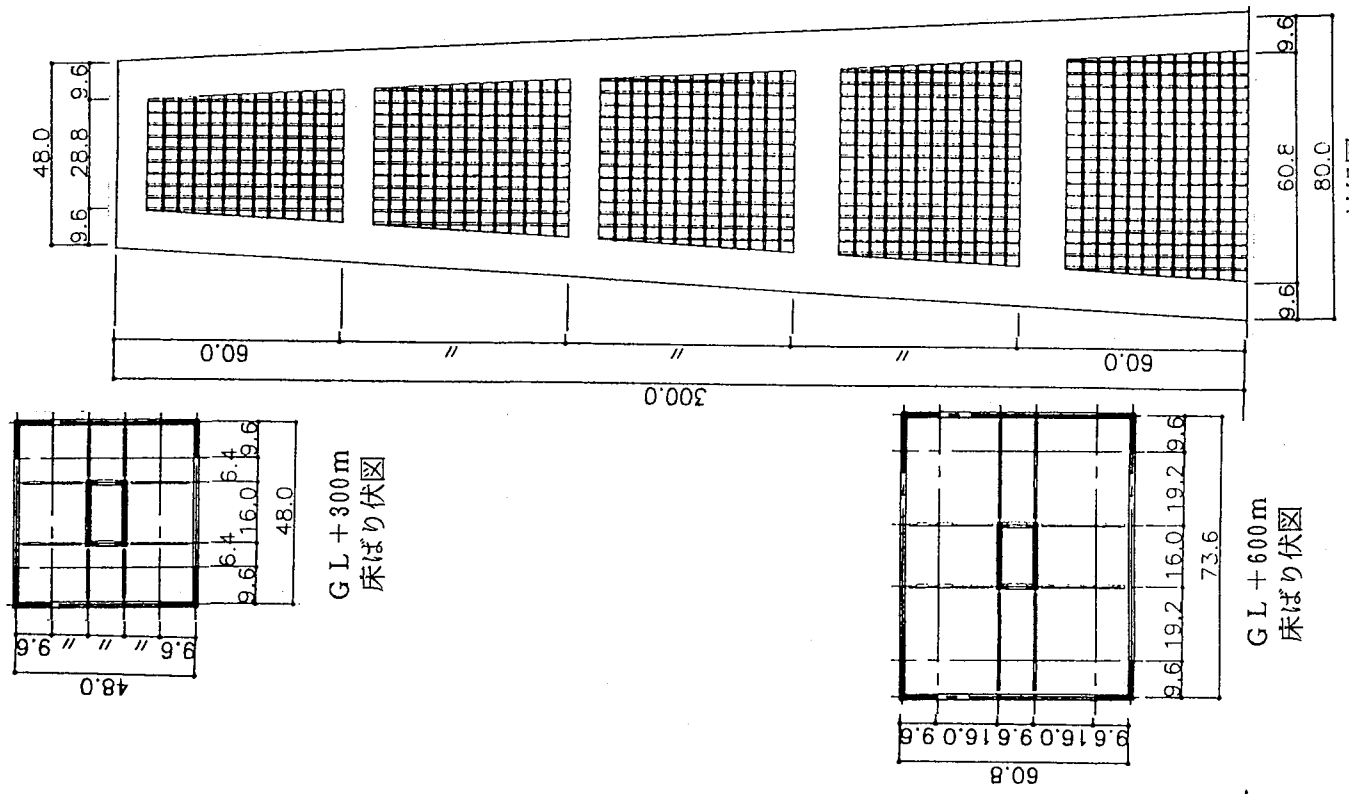
鉛直荷重に対する設計に関して6例の特徴を表9.1.2-1にまとめて示す。柱のスパンを大きくしたこれらのメガストラクチャーでは、はりの長さが長くなり、多層のサブフレームの荷重を受けるため、はりの曲げモーメントおよびせん断力が過大となる。ここではコンクリートおよび鉄筋に高強度材料を用いているが、コンクリートの許容せん断応力度は圧縮強度の上昇に比例して大きくなることはなく、ひび割れ幅を大きくしない目的で高強度鉄筋を使用しても、鉄筋の長期許容応力度も大きな値を用いることはできない。このように長期設計、特にはりの設計に対して高強度材料の効果が小さいことが6例について共通の問題となった。

これに対して、建物の幅が40~80m程度であるので、そこに間柱を設ける、平面の中央部にコアを設ける、あるいは柱をコーナーより内側に寄せ外側に片持ちばりを設けてスパン中央の応力を低減させる、柱の数を増やすなどして各モデル毎に対応して設計が進められた。表9.1.2-1には1階の柱のコンクリートの設計基準強度と鉛直荷重時の軸力から求めた鉛直応力度 $\sigma = (N_c/bd)$ が記入されている。共通のクライテリアとしては $\sigma < 0.25F_c$ としているが、すべての例がこれを満足している。

耐震設計に関して、6例の特徴を表9.1.2-2に示す。耐震安全性の検討は6例とも、静的増分解析を行い、その結果を用いた質点系の応答解析を数種類の地震動を用いてレベルⅠ、レベルⅡに対して行っている。いくつかの例では立体骨組としてフレーム系の応答解析が行われたものもある。レベルⅡの応答ではすべての場合で鉄筋は降伏しておらず、このレベルの入力に対してひび割れは生じるが骨組みとしては弾性を保っていると言える。レベルⅡの応答値を包絡するレベルの変形として応答限界変形を定義し、このときのスケルトンカーブが持つひずみエネルギーの2倍のエネルギーを有する変形として架構設計変形を定義している。この変形状態において架構に耐震設計上不都合が発生していないことを確認している。この方法はNew R CのゾーンⅠに対して提案されたものであるが、ここで示したゾーンⅢに属する6つの設計例に対しても矛盾なく適用できることが分かった。

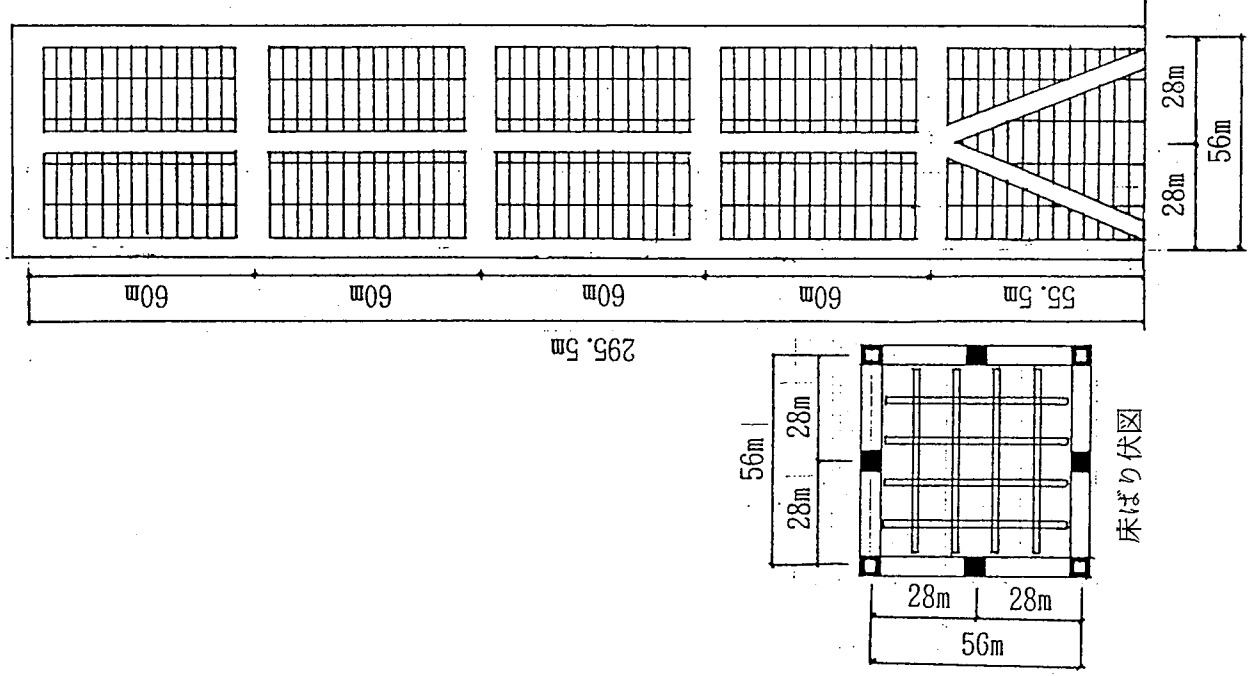
表9.1.2-2には1次固有周期と架構設計変形時の柱の最大圧縮応力度、 $\sigma_{max} = (N_{max}/bD)$ を記した。

1 : 2000



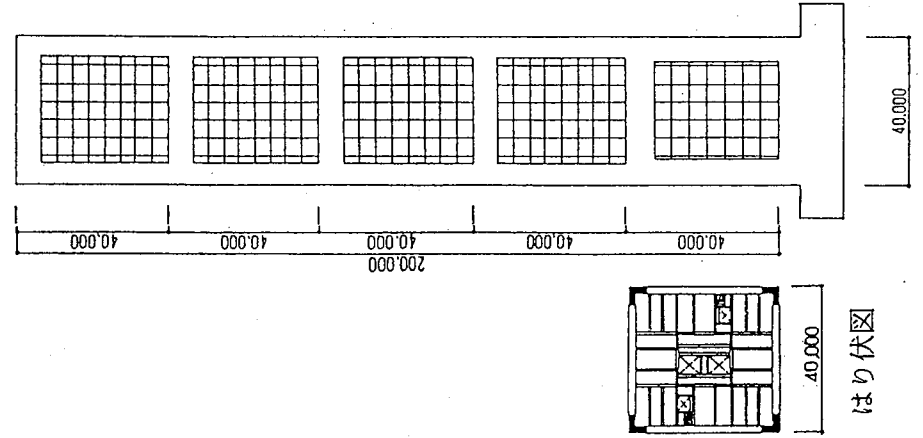
軸組図

図9.1.2-3 OP300フーパ-付きタイプ



軸組図

図9.1.2-2 OP300ストレットタイプ



軸組図

図9.1.2-1 OP200ストレットタイプ

1 : 2000

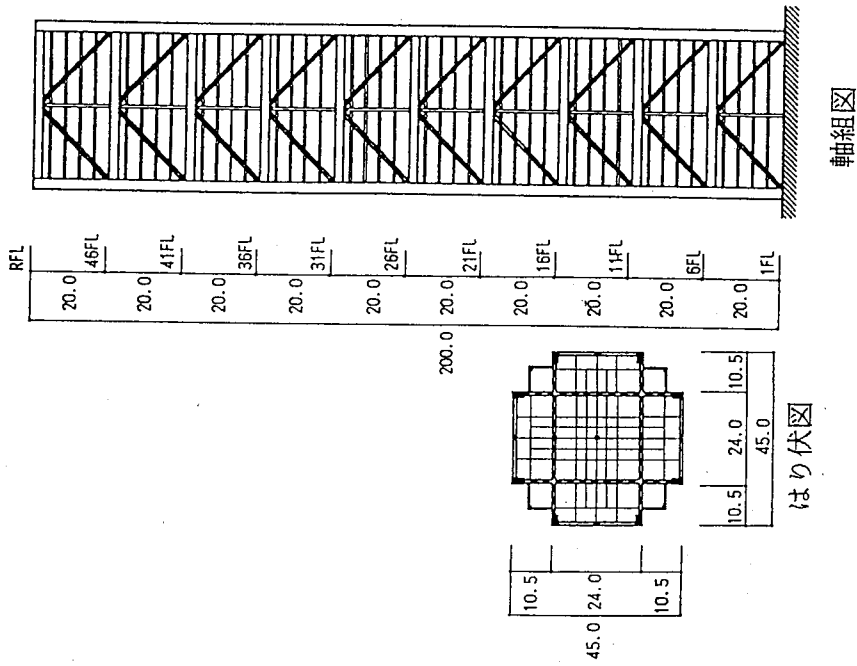


図9.1.2-4 BR200 K形ブレースタイプ

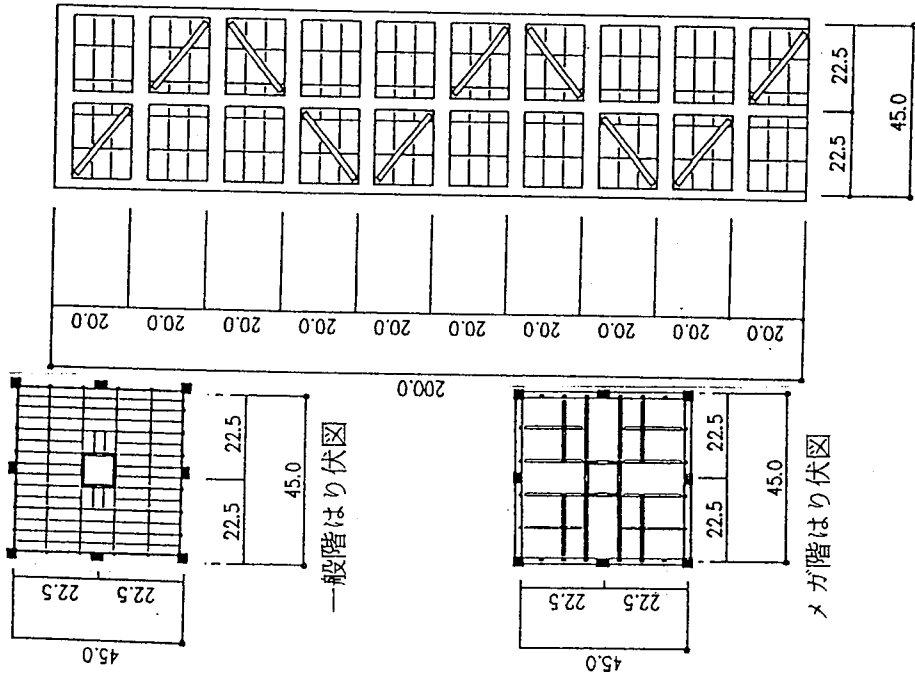


図9.1.2-5 BR200片ブレースタイプ

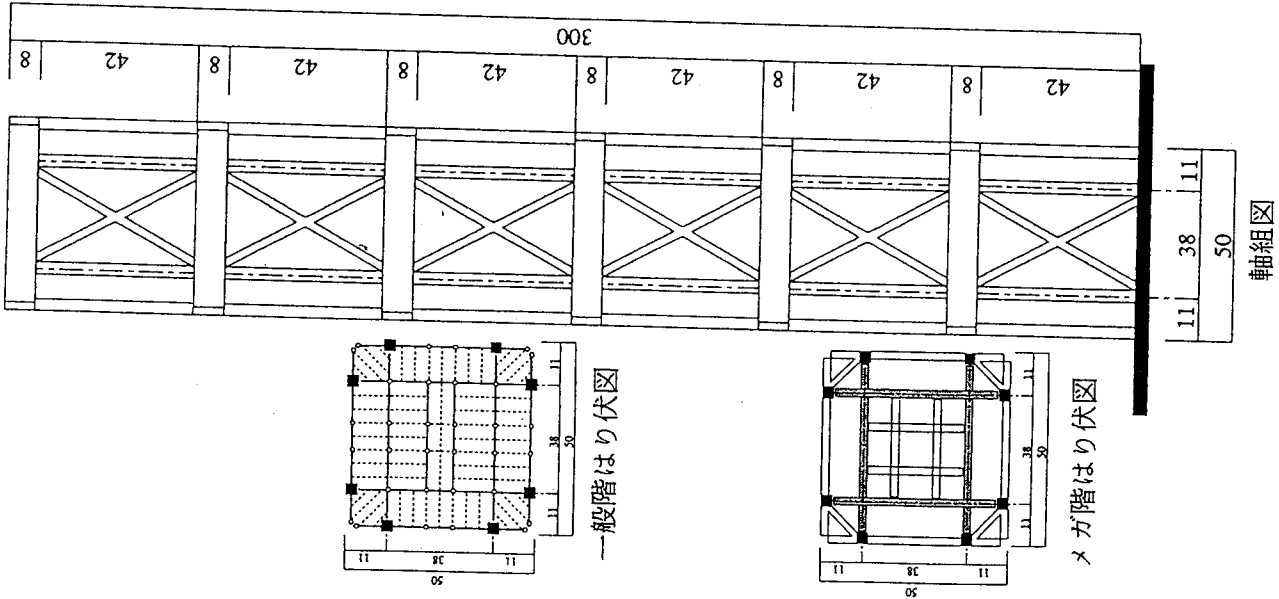


図9.1.2-6 BR300 X形ブレースタイプ



表9.1.2-1 鉛直荷重に対する設計の特徴

<p>OP200 ストレートタイプ</p>	<p>4つの隅角部にL字型の柱を配置し、中央に鉛直荷重を受け持つコアを配置している。メガ梁、メガ柱はRC造となっており、サブフレームは鉄骨造である。 鉛直応力度 <math>\sigma_o = 101 \text{ kg/cm}^2</math> (<math>F_c = 1000 \text{ kg/cm}^2</math>)</p>
<p>OP300 ストレートタイプ</p>	<p>正方形の平面の周囲に8本のメガ柱を配置し、最下層はK形のブレースとして辺の中央の柱をはおいている。サブフレームを支持する大きな小梁は鉄骨トラス造としている。 鉛直応力度 <math>\sigma_o = 175 \text{ kg/cm}^2</math> (<math>F_c = 1200 \text{ kg/cm}^2</math>)</p>
<p>OP300 テーパー付きタイプ</p>	<p>4本のL字型柱を隅角部に中央にコアを持ち、全体としてテーパーがついているのが特長 周辺の大梁はRC造、中央の大梁、小梁には鉄骨を用いている。 鉛直応力度 <math>\sigma_o = 282 \text{ kg/cm}^2</math> (<math>F_c = 1200 \text{ kg/cm}^2</math>)</p>
<p>BR200 K形ブレースタイプ</p>	<p>正方形の平面の辺上に2本ずつ8本のメガ柱を持ち、対辺にある柱をつなぐブレースが建物内部に4構面あるのが特長、鉛直荷重はこのブレースを有効に用いて支持している。 鉛直応力度 <math>\sigma_o = 252 \text{ kg/cm}^2</math> (<math>F_c = 1200 \text{ kg/cm}^2</math>)</p>
<p>BR200 片ブレースタイプ</p>	<p>正方形の平面の周囲に8本のメガ柱を配置し、中央のコアも利用して鉛直荷重に抵抗している。 床梁には鉄骨トラスを用いている。 鉛直応力度 <math>\sigma_o = 220 \text{ kg/cm}^2</math> (<math>F_c = 1000 \text{ kg/cm}^2</math>)</p>
<p>BR300 X形ブレースタイプ</p>	<p>正方形の平面であり、各辺上に2本ずつのメガ柱を立て、メガ梁の両外側に片持梁を設けることで中央スパンの梁の曲げモーメントを低減している。 鉛直応力度 <math>\sigma_o = 299 \text{ kg/cm}^2</math> (<math>F_c = 1200 \text{ kg/cm}^2</math>)</p>

表9.1.2-2 耐震設計の特徴

<p>OP200 ストレートタイプ</p>	<p>部材の終局強度に対して<math>C_B=0.05</math>として設計している。 レベルⅡに対する応答はせん断力係数として0.09となっている。 このときの最大応答変形角は1/113である。 1次固有周期は3.4sec、架構設計変形時の柱の最大圧縮応力度は223 kg/cm<sup>2</sup>、<math>C_B=0.101</math> (<math>C_0=0.42</math>)である。(この<math>C_B</math>の値は、設計用の<math>C_B</math>としては同じ0.05を用いている OP300ストレートタイプの架構設計変形時の<math>C_B</math>の値(0.078)に比べて大きい(約1.6倍)が、これはOP200が4本柱のメガストラクチャーのため、大きい目の安全率を見込んで設計が行われたことによる。)</p>
<p>OP300 ストレートタイプ</p>	<p>最下層はブレース架構であるため大きな設計層せん断力を用いているが2層以上については<math>C_B=0.05</math>に対応する層せん断力に対して部材の終局強度以下になるように設計している。応答限界変形角を1/150に設定、レベルⅡにおいて鉄筋は降伏せず。 1次固有周期は5.0sec、架構設計変形時の柱の最大圧縮応力度は469 kg/cm<sup>2</sup>、2層以上の層せん断力を<math>C_B</math>に換算すると<math>C_B=0.078</math> (<math>C_0=0.31</math>)である。</p>
<p>OP300 テーパー付きタイプ</p>	<p>部材の終局強度に対して<math>C_B=0.04</math>として設計を始めている。OP300と同様にレベルⅡの応答変形角は1/150以下となっており、どの応答においても鉄筋は降伏していない。 1次固有周期は5.6sec、架構設計変形時の柱の最大圧縮応力度は452 kg/cm<sup>2</sup>、<math>C_B=0.062</math> (<math>C_0=0.39</math>)である。</p>
<p>BR200 K形ブレースタイプ</p>	<p>ブレース架構であるため、静的地震力はレベルⅡの応答結果を参考に<math>C_B=0.179</math>としており6例中最も大きい。 レベルⅡの応答最大変形角は1/146となっており、ひび割れは生じているが鉄筋は降伏していない。 1次固有周期は3.6sec、架構設計変形時の柱の最大圧縮応力度は804 kg/cm<sup>2</sup>、<math>C_B=0.189</math> (<math>C_0=0.71</math>)である。</p>
<p>BR200 片ブレースタイプ</p>	<p>許容応力度設計用の<math>C_0</math>として0.0854を設定している。レベルⅡの応答はせん断力係数として0.135に達している。このときの変形は1/245となっている。他の例と同様にレベルⅡでは鉄筋降伏は始まっていない。 1次固有周期は2.8sec、架構設計変形時の柱の最大圧縮応力度は560 kg/cm<sup>2</sup>、<math>C_B=0.184</math> (<math>C_0=0.58</math>)である。</p>
<p>BR300 X形ブレースタイプ</p>	<p>許容応力度設計用として<math>C_B=0.04 \times 2</math>を設定している。 レベルⅡの応答はせん断力係数として0.118となっている。このときの最大応答変形角は1/244である。 1次固有周期は5.8secと6例中最も大きい。 架構設計変形時の柱の最大圧縮応力度は769kg/cm<sup>2</sup>、<math>C_B=0.119</math> (<math>C_0=0.72</math>)である。</p>

- OP200ストレートタイプ
- OP300ストレートタイプ
- ⊙ OP300テーパ付きタイプ
- ▲ BR200 K形フレスタイプ
- BR200片フレスタイプ
- ☆ BR300 X形フレスタイプ

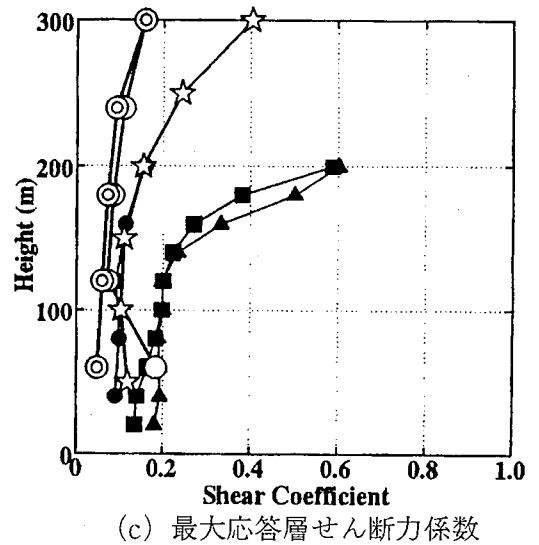
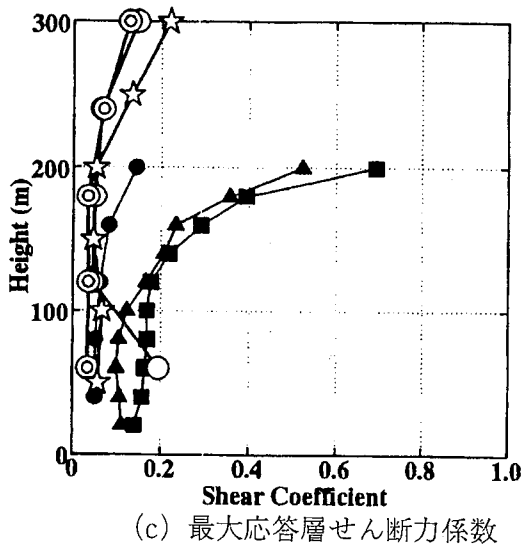
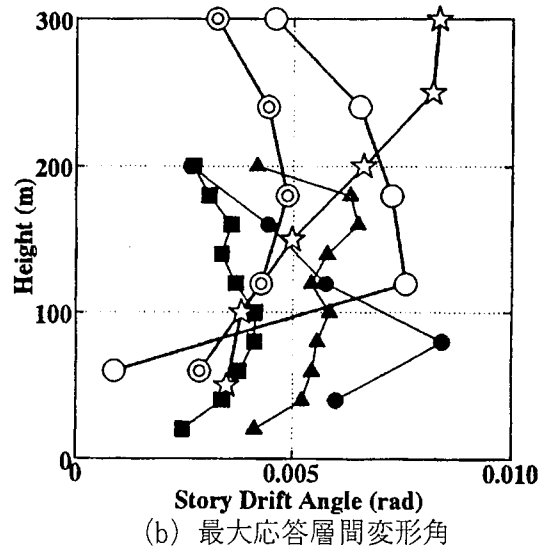
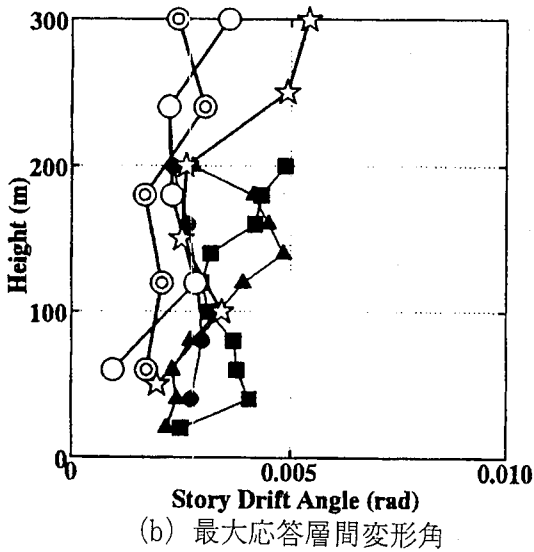
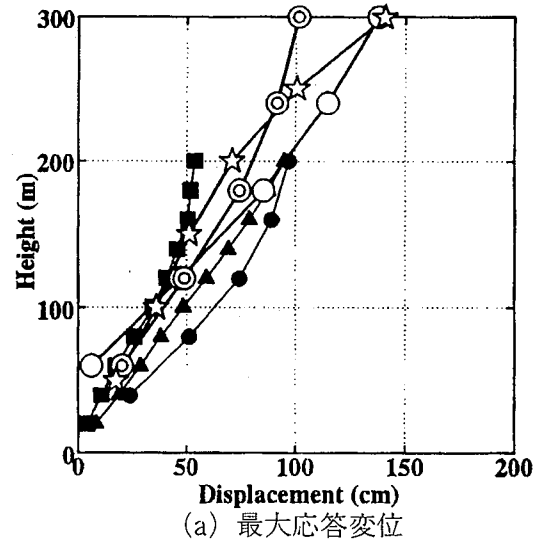
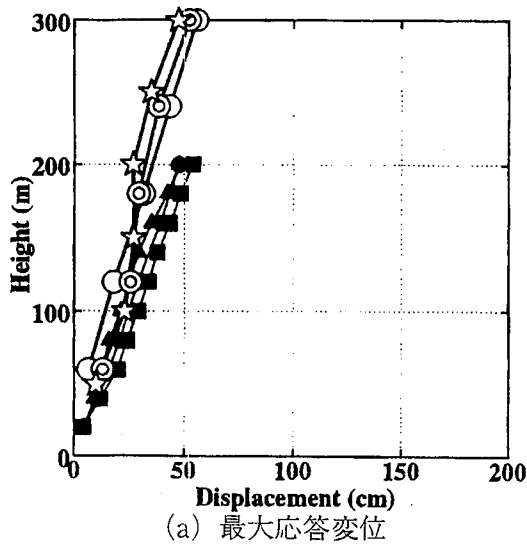


図9.1.2-7 地震応答解析結果  
(El Centro 1940 NS)

図9.1.2-8 地震応答解析結果  
(模擬地震動波形)

- OP200ストレートタイプ      ▲— BR200 K形ブレースタイプ
- OP300ストレートタイプ      ☆— BR300 X形ブレースタイプ
- ◎— OP300テーパ付きタイプ

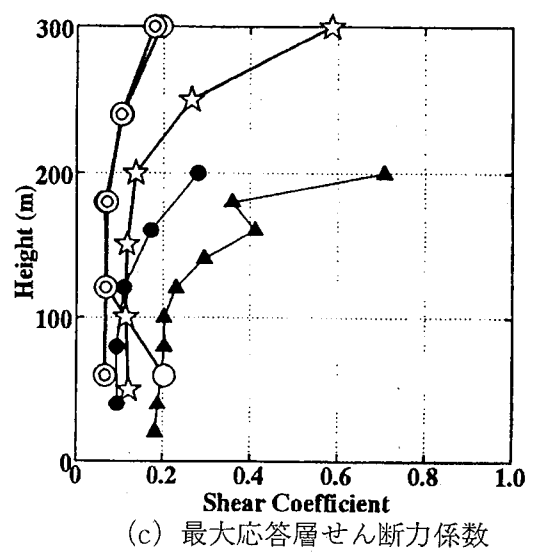
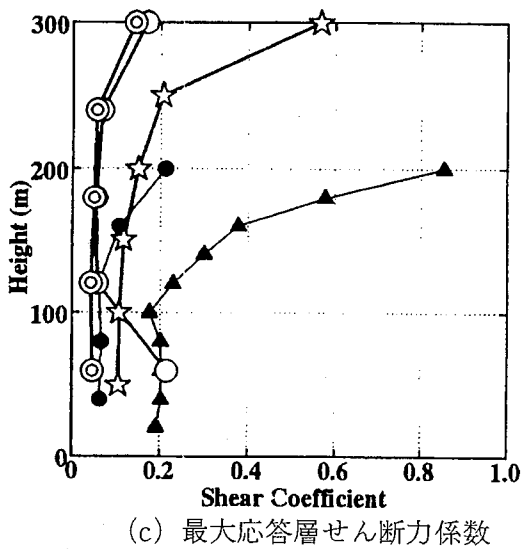
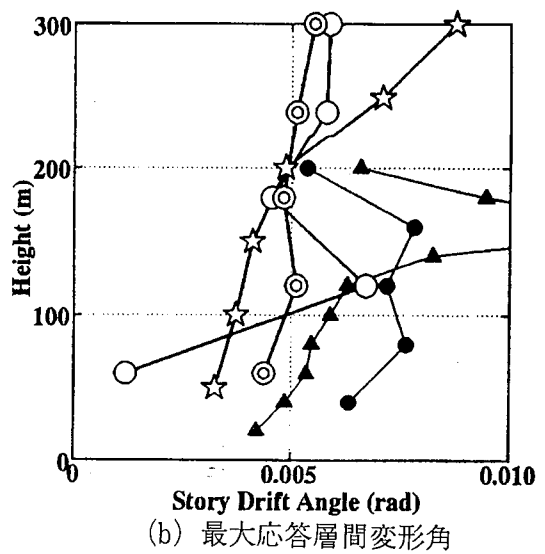
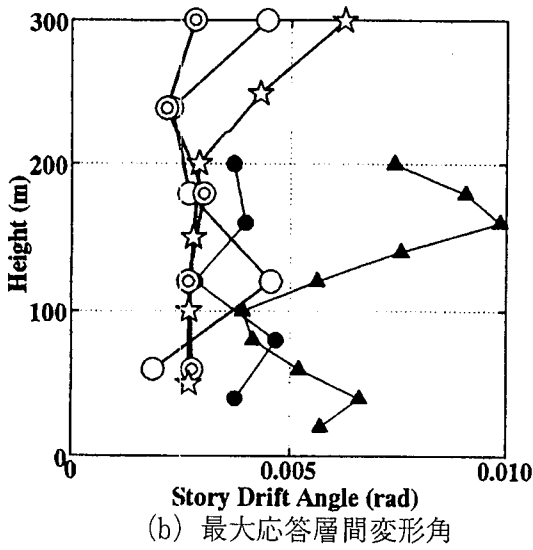
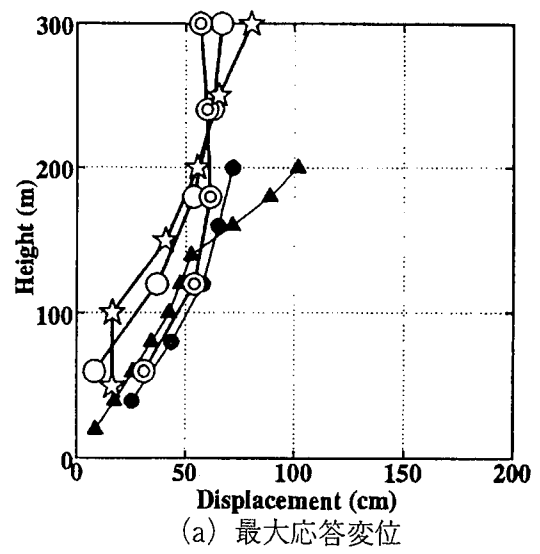
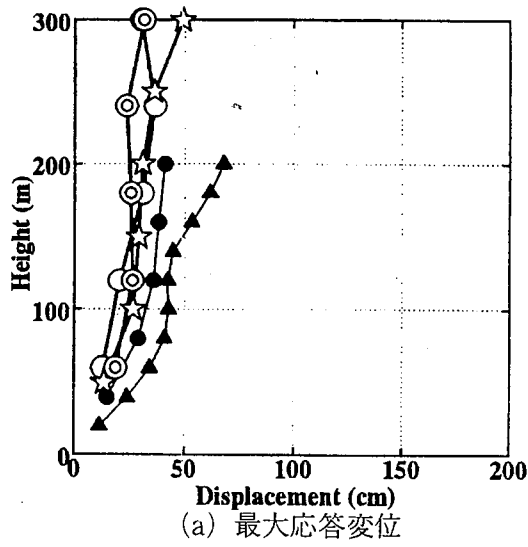


図9.1.2-9 地震応答解析結果  
(神戸海洋気象台 1995 NS)

図9.1.2-10 地震応答解析結果  
(Sylmar 1994 NS)

### 9.1.3 大規模ボックス壁柱構造

近年、火力発電所において、ボイラー、タービン、脱硫、脱硝装置等を上下に配置し、敷地の有効利用が図られることがある。この建築物は、高さ約100m、1辺約10mのボックス断面の鉄筋コンクリート造の壁柱を4本建て、柱間を鉄骨造の大ばり（トップガーダー）で連結した架構を形成し、その中央にボイラー本体をつり下げるものである。この建築物の実現可能性を試設計、実験（壁柱部分）およびFEM解析によって検討した。

立面図を図9.1.3-1に、杭・基礎伏図を図9.1.3-2に、杭断面図を図9.1.3-3に、架構断面図を図9.1.3-4に、トップガーダー伏図を図9.1.3-5に、ボックス壁柱断面図を図9.1.3-6に、はり断面表を表9.1.3-2にそれぞれ示す。

#### (1) 耐震設計クライテリア

耐震設計は、動的設計と静的設計によって行われるものとし、以下のように、それぞれ中地震時と大地震時に対して、設計クライテリアを設定している。

ここで対象とするボイラー建屋は、不静定次数が低く、特定の部材の崩壊が全体崩壊につながりやすい構造物である。しかし一方では、ボイラーと周辺装置を支持するという単純な目的のための建物であり、住宅やオフィス等とは多少重要度の考え方も異なる。したがって、これら2点を考慮して、現在の高層ビルと同程度の性能を保持するためのクライテリアを設定した。ただし、検討の

方向は、建物のX、Y方向と45°方向の3方向としている。これは、建物に対して任意の方向に同等以上の耐震性能検討を行うことによる。

また、2次部材の健全性を考慮して決定した。

以下にその耐震設計クライテリアを示し、表9.1.3-1に第6章の設計ガイドラインのクライテリアとの比較を示す。

#### (a) 動的設計のクライテリア

##### ①中地震時（X方向、Y方向）

レベルⅠ地震動の入力に対して降伏しない( $M < M_y$ )、かつ層間変形角が1/120以下である。

##### ②大地震時（X方向、Y方向、斜め45°方向）

レベルⅡ地震動の入力に対して、ボックス壁柱およびトップガーダーに降伏ヒンジを生じない( $M < M_u$ )、かつ全体層間変形角（頂部層間変形角）が1/120以下、および各質点間の層間変形角が1/80以下とする。

ただし、ボックス壁柱については、塑性率2以下であることを確認する。

#### (b) 静的設計のクライテリア

##### ①中地震時（X方向、Y方向、斜め45°方向）

$C_i = Z R_i A_i C_o$  ( $C_o = 0.2$ ) とレベルⅠ地震動入力時の予備動解結果を包絡する静的地震力に対して降伏しない( $M < M_y$ )。

表9.1.3-1 New RC耐震設計の基本方針との比較

		耐震設計の基本方針	大規模ボックス壁柱構造
動的設計	中地震時	1) 層間変形角 1/200以下 2) 各部材未降伏	1) 層間変形角 1/120以下 2) 各部材未降伏
	大地震時	1) 外力重心変形 1/120以下 2) 層間変形角 1/80以下	1) 全体層間変形角1/120かつ層間変形角 1/80以下 2) 降伏ヒンジを生じない。 3) ボックス壁柱の塑性率2以下
静的設計	中地震時	特になし。	予備動解結果を包絡する地震力に対し各部材未降伏
	大地震時	1) 架構設計変形で各部材の設計 2) $C_o$ 0.25以上の確保	特になし。

## (2) 設計用地震力の設定

設計用地震力は、予備動的解析結果を下まわらないように、個々のボックス壁柱に設定した。このとき、設計用せん断力と曲げモーメントは、それぞれ独立に各柱毎に予備動的解析結果を下回らないようにベースシア係数およびベースモーメント係数を設定し、せん断力、モーメントの分布形をそれぞれ定め、各柱の設計用せん断力と設計用曲げモーメントを設定した。

## (3) 設計応力の算定

設計応力は、トップガーダー(S造)、ボックス壁柱(RC造)を対象とし、一般部は線材要素、両者の接合部近辺を板要素として解析した。

解析ケースは、長期鉛直荷重時と短期荷重時とし、それに加えて長期鉛直荷重時は、施工順序に応じて先行荷重時、後行荷重時に分割した場合についても応力解析を行った。

## (4) 各部設計

### (a) トップガーダー

トップガーダーは、材質SM570を用いて断面算定を行い、梁端降伏型の部材設定とした。主要部材断面を以下に示す。

- ・ H J 通り (G1) BH-3500×900×80×125  
(中央部 BH-6000×900×50×125)
- ・ ②③⑤⑥通り (G2) BH-3500×800×50×125
- ・ ボイラー吊りばり (G0) BH-3500×800×50×100  
(中央部 BH-5000×800×40×80)

### (b) ボックス壁柱

ボックス壁柱については、コンクリートは $F_c=600\text{kg/cm}^2$ 、縦筋はSD685を用いて、最も応力が厳しく開口の多いC柱を対象に断面算定を行った。その結果、最下部では、壁厚は70cm、配筋は2-D35@200で $P_s=1.367\%$ 、最上部では、壁厚は50cm、配筋は同じく2-D35@200で $P_s=1.914\%$ となった。

### (c) 接合部

トップガーダークラウンエレメント(図9.1.3-5)とボックス壁柱頂部の接合部は、ボックス壁柱頂部の厚さを50cmに70cmを付加し120cmとし、アンカーボルトはSD685を用いることで検討を行った。アンカーボルトはコーナー部でD51@200、一般部でD32@200が必要となった。

また、クラウンエレメントは、フランジ幅95cm、厚さ125mm、ウェブ厚さ80mmが必要であり、スチフナー、リブプレートを適宜配置する構造となった。

一方、残された課題としては以下の点が挙げられる。

①アンカーボルトの定着については、高強度鉄筋を使用しており、定着板方式またはボックス壁柱主筋と接続

する方法を検討する必要がある。

②コーナー部の応力集中をさけるため、クラウンエレメントの剛性を上げる等可能な限り反力を一様化する方を今後検討する必要がある。

### (d) 基礎構造

基礎構造は、支持層がやや深い地盤を想定し、場所打コンクリート杭について検討を行った。

今回の検討の結果、A、B柱は各36本、C、D柱は各49本の1.5mφの場所打コンクリート杭が必要となり(図9.1.3-2)、その他、地中ばり下、床下にも適宜配置する必要があった。また場合によっては、場所打ちコンクリート杭を2.0mφとすることもありうる。

フーチング形状は、C、D柱で20.5m×20.5mとなり、地中梁は、幅12.0m成7.5mが必要となった(図9.1.3-2)。

一方、残された課題としては以下の点が挙げられる。

- ①基礎物量低減の構造形式の検討。
- ②群杭の評価法に対する検討、および適正配置の検討。
- ③連続地中壁による適正基礎構造の検討。

### (5) その他の検討

#### (a) トップガーダーの上下動

トップガーダーの上下動を検討するためにHachinohe UD波を水平動の速度の最大値が50kineとなるようにレベルを設定して入力し、応答解析を行った。その結果、トップガーダー端部に生じるモーメントは、水平動(50kine)入力時の1~2割となった。またトップガーダー中央部で曲げによる応力が $1,340\text{kgf/cm}^2$ となった。

さらに、レベル2の水平動と上下動が同時に入力した場合、両者による応力度を単純和とするとやや降伏強度を上回るが、これは最も過大な評価をした場合であり、詳細な検討を行うと弾性状態にとどまるものと考えられる。

#### (b) 温度応力に対する検討

ボックス壁柱およびトップガーダーに対して、外気温からの温度上昇分による温度荷重を想定し、それぞれの部材に生じる曲げモーメントを求めた。その結果、いずれも設計モーメントに対して2%程度の応力が生じたが、これは無視しても設計上問題ないと思われる。

### (6) 動的解析

El Centro NS波、Hachinohe NS波、およびNew RC波(ランダム、八戸)の4波を入力地震波として応答解析を行った。

ここで、New RC波は工学基盤位置で設定された波形であるので、一次元波動論により地表面での入力波形を作成して応答解析を行った。その結果、基礎固定モデルおよびS-Rモデルによる解析ともに、耐震設計クライテ

リアをほぼ満足できた。

(a) 基礎固定モデルによる解析

① 0° 方向入力時の解析結果

レベルⅠ地震動入力時の最大応答層間変形角は、0.15/100～0.27/100 程度であり、耐震設計クライテリアを満足する結果となった。またボックス壁柱の塑性率は最大でも 0.214 で鉄筋は未降伏であり、トップガーダーも未降伏で、ともに耐震設計クライテリアを満足した。なお最も応答変位の大きい場合でもボックス壁柱脚部の変形角（2 質点目の基礎からの変形角：以下同じ）は 0.12/100 程度であり、実験結果と比較すると曲げひび割れも発生しない状態に相当する。

レベルⅡ地震動入力時の最大応答層間変形角は、0.4/100～0.72/100 程度であり、層間変形角については耐震設計クライテリアを満足する結果となった。しかしボックス壁柱の塑性率は最大で 0.742 で鉄筋は未降伏であったが、トップガーダー端部にヒンジが形成された。なおボックス壁柱脚部の変形角は最大で 0.38/100 程度であり、実験結果と比較すると、曲げひび割れは発生しているが引張鉄筋降伏時の変形角の 1/2 程度に相当する。

② 45° 方向入力時の解析結果

レベルⅠ地震動入力時の最大応答層間変形角は、0.1/100～0.26/100 程度であり、耐震設計クライテリアを満足する結果となった。またボックス壁柱の塑性率は最大でも 0.332 で鉄筋は未降伏であり、トップガーダーも未降伏で、ともに耐震設計クライテリアを満足する結果となった。なおボックス壁柱脚部の変形角は最大で 0.13/100 程度であり、実験結果と比較すると、ほぼ曲げひび割れ発生時の変形角に相当する。

レベルⅡ地震動入力時の最大応答層間変形角は、0.3/100～0.67/100 程度であり、層間変形角については耐震設計クライテリアを満足する結果となった。ボックス壁柱の鉄筋のひずみは 0° 方向入力時より大きかったが未降伏であった。塑性率は最大でも 0.815 であった。しかし、トップガーダーの端部の応力度は 0° 方向入力時より小さかったが、ヒンジが形成された。なおボックス壁柱脚部の変形角は最大で 0.34/100 程度であり、実験結果と比較すると、曲げひび割れは発生しているが引張鉄筋降伏時の変形角の 1/2 をやや超えた程度に相当する。

(b) S-R モデルによる解析

S-R モデルによる 0° 方向入力の応答解析を行ったが、層間変形角については耐震設計クライテリアをほぼ満足できる結果となった。しかしレベルⅡ入力時には、ボックス壁柱の塑性率は最大でも 0.776 で鉄筋は未降伏であったが、トップガーダー端部にヒンジが形成された。

(7) FEM 解析検討

ボックス壁柱の全体挙動、脚部の耐力と変形および開口部の影響、補強効果等について FEM 解析により検討を行った。また実験供試体の解析も行った。

(a) 開口による構造全体の応力分布について

開口によって応力分布は大きく変化し、特に複数の開口が存在する場合には、応力分布の変化は開口周辺にとどまらず、構造全体に影響が現れると考えられる。この応力分布の変化は開口部の存在による構造形状の変化に依存し、開口部補強によっては是正されない。そのため、開口の存在による構造全体の応力を正しく評価することが必要となる。

(b) 開口周辺の応力について

開口の存在によって、開口周辺の応力は応力拡大率に応じて拡大される（通常 1.5～2.0 倍）。そのため、この応力を処理するため、開口部補強がおこなわれる。開口部補強の基本的考え方として

① 弾性範囲内にとどめる。

② キレット発生後の挙動を改善する。

の 2 項目があげられる。通常、(a) は壁厚、(b) は配筋量を増加することにより行われる。壁厚を変化させる場合には、有効断面の評価と設計法を確立することが必要である。

(c) 補強筋による開口部補強の影響について

① この構造物は曲げ耐力によって決まりせん断耐力にかなり余裕があると判断できる

② 開口型（無補強、開口周辺分散補強型、開口周辺集中補強型）は、無開口型に比べ初期剛性、最大耐力ともに低下がみられた。

③ 開口周辺の補強方法の違いにより、開口周辺分散補強型より開口周辺集中補強型の方が初期剛性、最大耐力ともに若干上昇している。

④ 開口隅角部に早期ひび割れが生じて補強筋の降伏には至らず、全体の耐力、荷重変形関係にはほとんど影響を及ぼさない。

(d) 実験供試体の解析について

① “ABAQUS” を利用して、建研での 90°、45° 両方向加力の高強度 RC ボックス柱試験体を解析した結果、縦筋降伏後、変位をやや大きめに評価したが、最大耐力については、ほぼ一致した。

② 解析での部材角 1/100 以降では、変形能力が実験より大きくなった。実験では、縮小試験体のために横補強筋の拘束効果の劣化が生じたことと開口部付近で局部圧壊や座屈が生じていることの評価が、解析では考慮されていないことによるものと考えられる。

#### (8) 実験結果

1/7スケールのボックス壁柱試験体 (1.4m×1.4m×4.2m(供試部)) を2体製作し、1体は0°-90°方向、他の1体は45°-135°方向の静的正負交番加力実験を行った。

両試験体とも、変形角1/800まではほぼ弾性性状を示したが変形角1/800を越えると徐々に剛性低下し、変形角1/200から1/133付近で引張側鉄筋が降伏しはじめた。

0°-90°方向加力試験体は、X、Y方向正負交番加力に対して最大耐力以降の耐力低下を示さないまま、壁柱脚部開口部横のフランジ圧縮側で急激な圧壊を生じて最終破壊に至った(最大耐力 94.2ton, 変形角 1/72, 頂部回転角 1/53)。

45°-135°方向加力試験体は、圧縮隅角部のコンクリートの圧壊が生じ、その後壁板の圧縮せん断破壊へと進行して最終破壊に至った(最大耐力 93.9ton, 変形角 1/95, 頂部回転角 1/75)。

荷重-変形曲線はS字形を示し、履歴面積が少なくエネルギー吸収能力が小さいことがわかった。

#### (9) 実験結果およびFEM解析結果の考察

耐震設計クライテリアと実験結果および応答解析結果を表9.1.3-3に比較して示す。

レベルI地震動入力時の最大応答層間変形角は0°方向、45°方向ともに1/350以下でクライテリアの変形制限を満足している。また、ボックス壁柱脚部変形角は1/800程度であり、実験結果と比較すると曲げひび割れも発生していない程度であった。なお、ボックス壁柱の鉄筋およびトップガーダーは未降伏であった。

レベルII地震動入力時の最大応答層間変形角は0°方向、45°方向ともに1/150以下で、クライテリアの変形制限を満足している。また、ボックス壁柱脚部変形角は1/250程度であり、曲げひび割れは生じているが鉄筋の降伏には余裕があった。しかし、トップガーダー端部が降伏しヒンジが生じた。

#### (10) 施工方法等の検討

施工上のポイントとなるのは、ボックス壁柱工事とトップガーダーを含めた大ばりの組立工事である。これらについて、それぞれ最適な工法を抽出し、検討を行った。

その結果、ボックス壁柱工事においては、通常の条件ではボックス壁柱を施工する場合、スリップフォーム工法およびジャンプアップ工法いずれも十分対応が可能であり、品質、コストおよび安全性についてほぼ同等と考えられる。ただし、工程を短縮する等の条件がある場合においてはスリップフォーム工法が有利であると考えられる。

また、跳ねだしを有するトップガーダーをリフトアッ

プする場合は、梁の一部にクラウンエレメントを組み込み、これらをリフトアップし、柱頂部でスライドさせ、所定位置で梁をジャッキダウン、アンカーボルトで結合後、その中間部分のユニットをリフトアップする工法が品質・コスト・工期・安全性いずれにおいても優れていると考えられる。

#### (11) まとめ

以上の検討の結果、NewRCのゾーンIの材料を用いて、RC造ボックス壁柱を用いた火力発電所ボイラー建屋が、建設可能となることが概ね明らかになった。



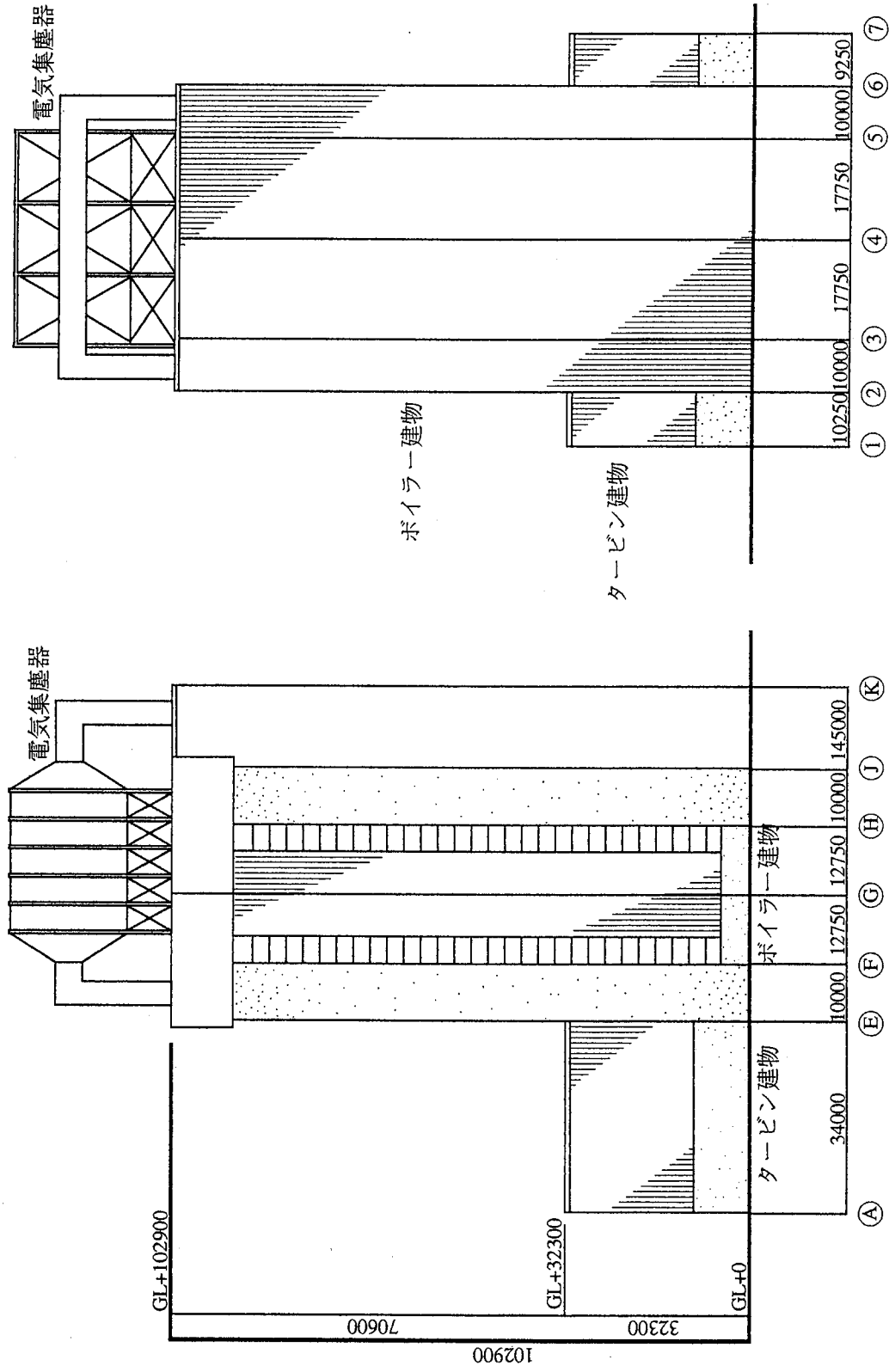


図9.1.3-1 大規模ボックス壁柱構造 立面図

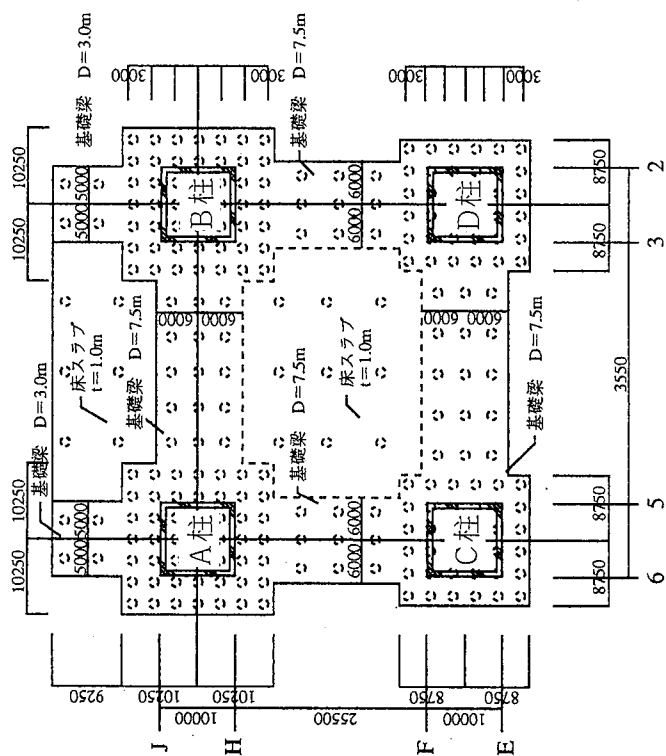


図9.1.3-2 杭・基礎 伏図

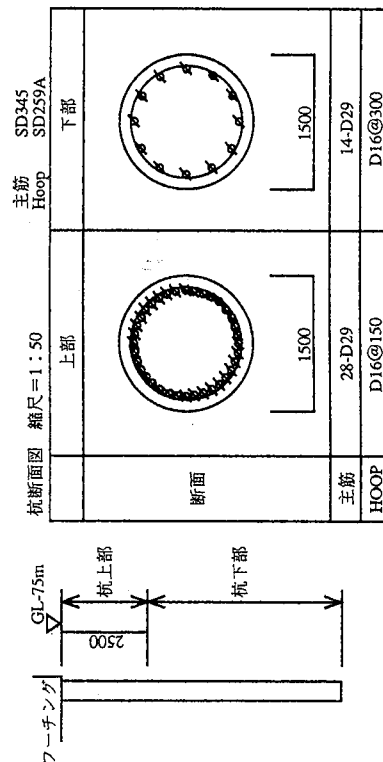


図9.1.3-3 杭 断面図

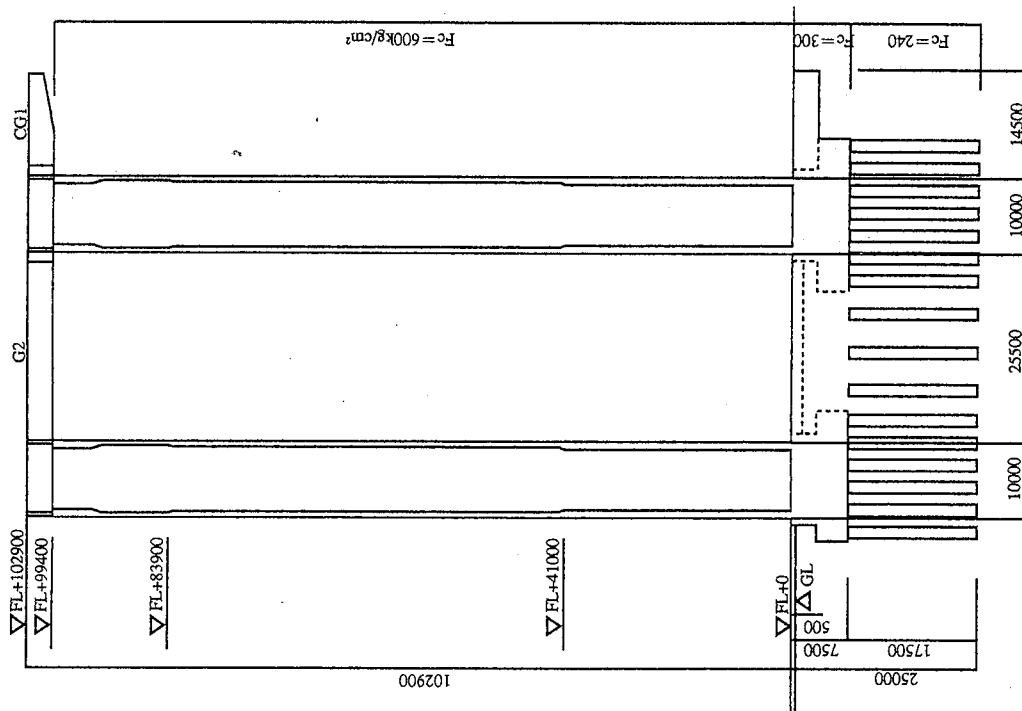
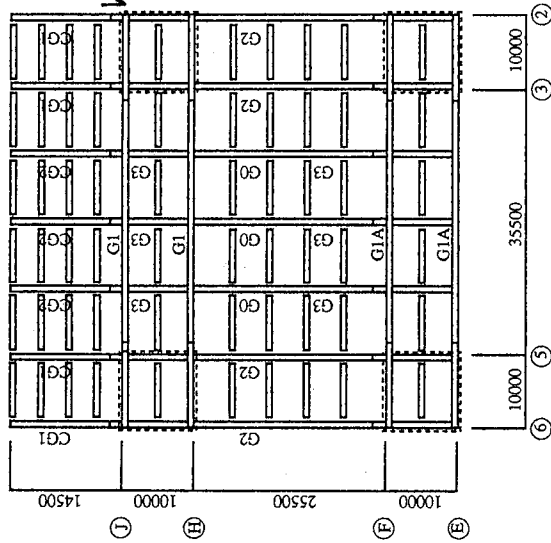


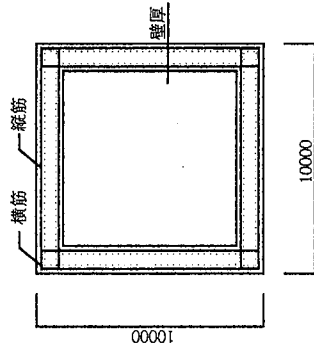
図9.1.3-4 架構 断面図

クラウンエレメント



ボックス壁柱断面表

レベル FL(m)	壁厚 (cm)	配筋	
		縦筋	横筋
99.4 ~ 83.9	50	2-D35@200	2-D25@200
83.9 ~ 41.0	60	2-D32@200	2-D25@200
41.0 ~ 29.0	70	2-D32@200	2-D29@200
29.0 ~ 0.0	70	2-D35@200	2-D29@200



材質 主筋 (縦筋) SD685  
横筋 SD390

図9.1.3-5 トップガーダー 伏図

図9.1.3-6 ボックス壁柱 断面図

表9.1.3-2 はり 断面表

材質 SM570

符号 位置	G0		G1		G1A		G2		G3		CG1		CG2	
	端部	中央	端部	中央	端部	中央	全断	全断	全断	全断	元端	元端	元端	元端
断面														
鉄骨	BH-3500×800 ×50×100	BH-5000×800 ×40×80	BH-3500×900 ×80×125	BH-6000×900 ×50×125	BH-3500×900 ×50×100	BH-6000×900 ×50×100	BH-3500×800×50×125	BH-3500×800×50×125	BH-3500×800×50×100	BH-3500×800×50×125	BH-3500×800×50×125	BH-3500×800×50×100	BH-3500×800×50×100	BH-3500×800×50×100

表9.1.3-3 耐震設計クラテリアおよびボックス壁柱の実験結果と応答解析結果

変形のレベル 層間変形角	実験結果		耐震設計クラテリア		応答解析結果 (基礎固定)	
	0°-90°方向	45°-135°方向	静的検討 (特になし)	動的検討	0°方向	45°方向
1/200 1/120 1/100 1/80	変形角は高さ 4.16mの位置	変形角は高さ 4.16mの位置			レベル1入力時 層間変形角 1/670~1/370 ボックス壁柱 最大塑性率0.214 脚部変形角 1/830 鉄筋、トップガ ーダーともに未 降伏	レベル1入力時 層間変形角 1/1000~1/380 ボックス壁柱 最大塑性率0.332 脚部変形角 1/770 鉄筋、トップガ ーダーともに未 降伏
	変形角1/400 回転角1/300 曲げひび割れ発生 による剛性低下	変形角1/400 回転角1/310 曲げひび割れ発生 による剛性低下				
	変形角1/133 回転角1/100 引張鉄筋降伏	変形角1/133 回転角1/100 引張鉄筋降伏		レベル1入力時 層間変形角 1/120以下 各部材未降伏 レベル2入力時 全体変形角 1/120以下 層間変形角 1/80以下 ボックス壁柱の 塑性率2以下	レベル2入力時 層間変形角 1/250~1/140 ボックス壁柱 最大塑性率0.742 脚部変形角 1/260 鉄筋は未降伏 トップガーダー 端部にヒンジ発 生	レベル2入力時 層間変形角 1/330~1/150 ボックス壁柱 最大塑性率0.815 脚部変形角 1/290 鉄筋は未降伏 トップガーダー 端部にヒンジ発 生
	変形角1/72 回転角1/53 最大耐力 最終破壊	変形角1/95 回転角1/75 最終破壊				

## 9.2 日本における実施例

ここでは、 $F_c=600\text{kgf/cm}^2$ 程度の高強度コンクリート、あるいはUSD685 (70kgf/mm<sup>2</sup>級)の高強度鉄筋を用いた建築物をNewRC建築物と考え、その実施例を紹介する。

NewRCプロジェクトの最終年度には、すでに $F_c=600\text{kgf/cm}^2$ 、柱芯筋にUSD685を用いた建物の評定審議(財)日本建築センター)が行われ、その後これらの高強度材料を用いた多数の建築物の評定が完了している。この評定においては、8番目の池下再開発ビルB棟以後、NewRCプロジェクトで開発された設計の考え方に沿った審議が行われている。

表9.2.1~9.2.3に1997年2月までに(財)日本建築センターの高層建築物に関する評定を取得したNewRC建築物を整理した。一部のものについては、その写真を示す(写真9.2.1~9.2.11)。これらの建築物を従来の高層建築物と比較すると以下のような特徴がある。

- ①より高層化した。一方、中・高層にも利用されている。
- ②スパンが長くなり、従来SRC造の分野と考えられているような建築物にも利用されている。
- ③はりにはSD490が、柱にはUSD685が、主流となる傾向が見られる。
- ④NewRCのプレキャスト化が進み、またS造との組み合わせを図ったハイブリット構造として利用される傾向が見られる。

表9.2.1 高層評定を取得した建築物（その1）

建築物名称	構造設計	評定取得年月	地上階数 建築物高さ	使用材料の 最大強度	構造上の特色
ヴァイトン志摩ホテル棟 新築工事 (ホテル)	大成建設(株)	1992年 2月	38階 133.85m	Fc600 SD390	柱をプレキャストコンクリート、はりを部分プレキャストコンクリートとした純ラレーメン構造の鉄筋コンクリート造。
海老名プライムタワー (事務所、ホテル) (写真9.2.1)	清水建設(株)	1992年 3月	25階 107.80m	Fc600 SD490	建物コア部分を取り囲むボックス形連層耐震壁で、地震時せん断力のほとんどを負担する構造。最上部にはハットトラスを設けている。壁ばりのX形主筋の一部にSD490を使用。
ザ・ガーデンタワーズ (共同住宅、店舗) (写真9.2.2)	大成建設(株)	1992年 7月	39階 125.30m	Fc600 SD390	柱を現場打ちコンクリートおよびプレキャストコンクリート、はりを部分プレキャストコンクリートとした純ラレーメン構造の鉄筋コンクリート造。
ザ・シオン城北 (共同住宅) (写真9.2.3)	鹿島建設(株)	1992年 9月	45階 160.00m	Fc600 USD685	高強度材料の使用により従来程度の柱・はり断面寸法。段差はり架構の開発による室内床段差の解消。せいの低い偏平はりによる眺望と開放感の向上。
グランコリーナ西神南 (共同住宅) (写真9.2.4)	(株)竹中工務店	1992年 12月	22階 68.25m	Fc600 SD490	X方向は純ラレーメン構造、Y方向は、2、4通に1スパンの連層耐震壁を含むラレーメン構造とし、1~5階の柱、耐震壁にはFc=600kgf/cm <sup>2</sup> の高強度コンクリートを採用している。
阪急ヒルズコート高槻 第2期7番館阪急(共同 住宅)(写真9.2.5)	(株)大林組	1993年 2月	20階 63.90m	Fc600 SD490	フルプレキャスト工法を採用。はり主筋を柱・はり接合部内で定着している。
SHIP住宅 (共同住宅) (写真9.2.6)	エヌ・ティ・ティ 都市開発(株) (株)日総建、鹿島建設(株)	1993年 3月	28階 88.35m	Fc420 USD685	正方形平面を持ち、外側1スパンをはり無し空間とし、外周を逆はり形式のチューブ状架構として内部架構の中央部にハニカム状開口を有する鋼板ダンパを用いることにより実現した都市型構造住宅。
SEIYO蓮根プロジェ クト(共同住宅)	(株)大林組	1994年 5月	41階 126.00m	Fc600 SD490	柱、はり、スラブにプレキャスト鉄筋コンクリート部材を使用。
池下再開発ビルB棟 (民間)(共同住宅、店 舗)(写真9.2.7)	鴻池・日本国土・不動 特定建設工事共同企業体	1994年 6月	26階 88.30m	Fc600 SD490	8.5m×8.5mスパンの純ラレーメン構造。地上階はりはハーフレキャスト造。小ばりにはSD490材をブレテンション方式で用いたPRC工法を採用。
本駒込二丁目B棟(民間) (共同住宅) (写真9.2.8)	戸田建設(株)	1994年 9月	22階 67.65m	Fc600 SD490	柱にプレキャスト部材、はり、スラブに部分プレキャスト部材を使用した鉄筋コンクリート造。芯鉄筋、高強度せん断補強筋を採用。
土浦駅前地区市街地再開 発(共同住宅) (写真9.2.9)	(株)アール・アイ・エー、 (株)熊谷組	1994年 11月	31階 100.30m	Fc600 SD490	基準階の柱、はり、スラブにプレキャスト部材を用いた鉄筋コンクリート造純ラレーメン構造。高強度せん断補強筋、芯鉄筋を使用。

表9.2.2 高層評定を取得した建築物(その2)

建築物名称	構・造・設・計	評定取得年月	地上階数 建築物高さ	使用材料の 最大強度	構造上の特色
ファミル (共同住宅) (写真9.2.10)	佐藤工業(株)	1995年 1月	22階 71.45m	Fc600 SD490	柱を現場打ちコンクリート、はりを部分プレキャストコンクリートとした鉄筋コンクリート造純ラーメン構造。
キングマンション堂島川 (共同住宅)	大成建設(株)	1995年 4月	43階 131.10m	Fc600 SD490	柱をプレキャストコンクリート、はりを部分プレキャストコンクリートとした純ラーメン構造の鉄筋コンクリート造。
キングマンション天神橋 II (共同住宅)	(株)大林組	1995年 9月	30階 89.30m	Fc600 SD490	柱に芯鉄筋を使用。
アイムふじみ野 (共同住宅)	清水建設(株)	1995年 9月	31階 108.00m	Fc600 SD490	
山形上山マンション (共同住宅)	(株)熊谷組	1995年 12月	41階 128.00m	Fc1000 USD685B	芯鉄筋および高強度せん断補強筋を採用。2階以上にプレキャスト部材を使用。
古河駅前西口第一地区 施設 (共同住宅)	(株)久米設計、 戸田建設(株)	1996年 1月	28階 91.75m	Fc600 SD490	柱にプレキャスト部材、はり、スラブに部分プレキャスト部材を使用した鉄筋コンクリート造。芯鉄筋、高強度せん断補強筋を採用。
堺市駅前地区市街地再開 発事業B地区建設工事 (共同住宅等)	(株)大林組、興村組、 大日本土木	1996年 2月	43階 142.88m	Fc700 USD685	柱、はりにプレキャスト鉄筋コンクリート部材、はりにX形配筋プレキャスト鉄筋コンクリート部材を使用。
堺市駅前地区市街地再開 発事業A地区建設工事 (共同住宅等)	(株)竹中工務店、 大成建設(株)、 東海興業(株)	1996年 3月	43階 138.58m	Fc700 USD685	ポイド側3.25m、外周側6.5mのスパンを持つダブルチューブ構造。ポイド側の短スパン梁は、靱性能に富むX形配筋としている。1～4階柱にFc700kgf/cm <sup>2</sup> 、5階～14階柱にFc600kgf/cm <sup>2</sup> の高強度コンクリートを採用し、柱芯筋としてUSD685B材を使用している。
松原団地駅前地区住宅 (民間) (共同住宅)	戸田建設(株)	1996年 7月	30階 96.90m	Fc600 SD490	柱にプレキャスト部材、はり、スラブに部分プレキャスト部材を使用した鉄筋コンクリート造。芯鉄筋、高強度せん断補強筋を採用。
リバー産業京橋 (共同住宅)	前田建設工業(株)	1996年 7月	40階 128.05m	Fc600 SD390	中央にポイドを有する鉄筋コンクリート造純ラーメン構造。地下1階～地上23階の柱の一部に芯鉄筋を使用し、柱・はりには、高強度せん断補強筋( $\sigma_{wy}=7000\text{kgf/cm}^2$ )を採用。

表9.2.3 高層評定を取得した建築物（その3）

建築物名称	構造設計	評定取得年月	地上階数 建築物高さ	使用材料の 最大強度	構造上の特色
8-キヤナルタウンウェ ストO地区（民間）建設 工事（共同住宅）	鹿島建設(株)	1996年 11月	37階 111.65m	Fc600 SD490	鉄筋コンクリート造純ラーメン構造。 一部の柱に芯鉄筋使用。
本八幡D-1地区市街地 再開発事業施設工事 （共同住宅等複合用途）	(株)創造社、 三井建設(株)	1996年 12月	24階 78.15m	Fc600 SD490	鉄筋コンクリート造純ラーメン構造。
栗東駅前商業地区集合住 宅（店舗、共同住宅、 駐車場）	(株)フジタ	1996年 12月	31階 95.10m	Fc600 SD490	鉄筋コンクリート造純ラーメン構造。
臨海副都心台場I街区	大成、熊谷、飛鳥、 日本国土開発	1996年 12月	32階 99.90m	Fc1000 SD685	柱を現場打ちコンクリート、はりを部分プレキャストコンクリートとした純 ラーメン構造の鉄筋コンクリート造。
所沢東町地区共同ビル 新築工事 （共同住宅、店舗、駐車場）	清水建設(株)	1997年 1月	27階 84.00m	Fc600 SD490	鉄筋コンクリート造純ラーメン構造。
リバーシティ21 北プロックN棟 （共同住宅）	大成、三井、長谷工コーポ レーション	1997年 2月	43階 134.55m	Fc1000 USD685	鉄筋コンクリート造純ラーメン構造。
門司港レトロハイマート （共同住宅、商業施設）	竹中工務店	1997年 2月	31階 126.55m	Fc600 SD490	鉄筋コンクリート造純ラーメン構造。





写真9.2.1 海老名プライムタワー（清水建設）写真提供：SS横浜



写真9.2.2 ザ・ガーデンタワーズ (大成建設)



写真9.2.3 ザ・シーン城北（鹿島建設）



写真9.2.4 グランコリーナ西神南（竹中工務店）

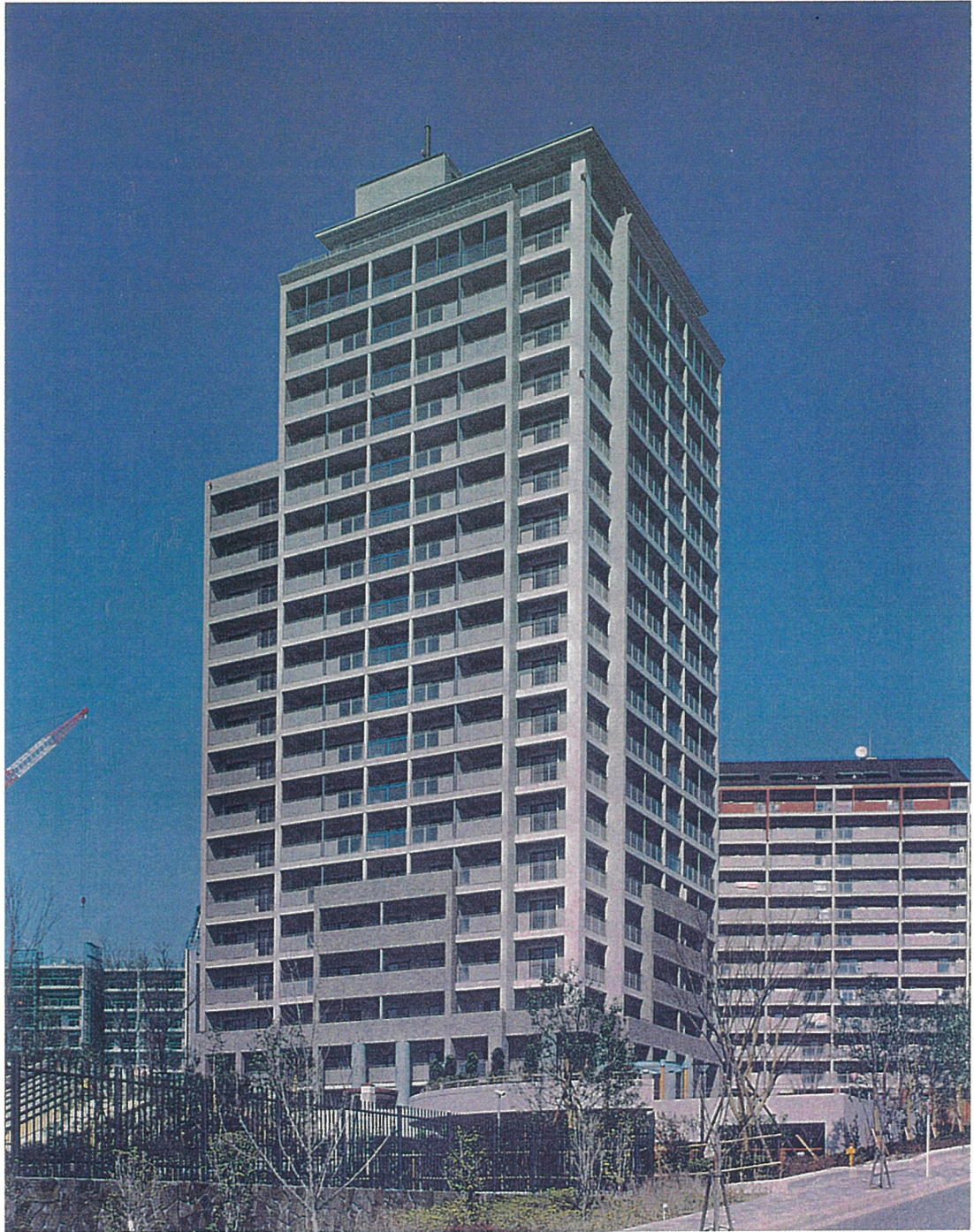


写真9.2.5 阪急ヒルズコート高槻第Ⅱ期7番館阪急（大林組）



写真9.2.6 SHIP住宅（エヌ・ティ・ティ、都市開発、日総建、鹿島建設）



写真9.2.7 池下再開発ビルB棟（鴻池、日本国土、不動特定建設工事JV）



写真9.2.8 本駒込二丁目B棟（戸田建設）





写真9.2.9 土浦駅前地区市街地再開発（アール・アイ・エー、熊谷組）

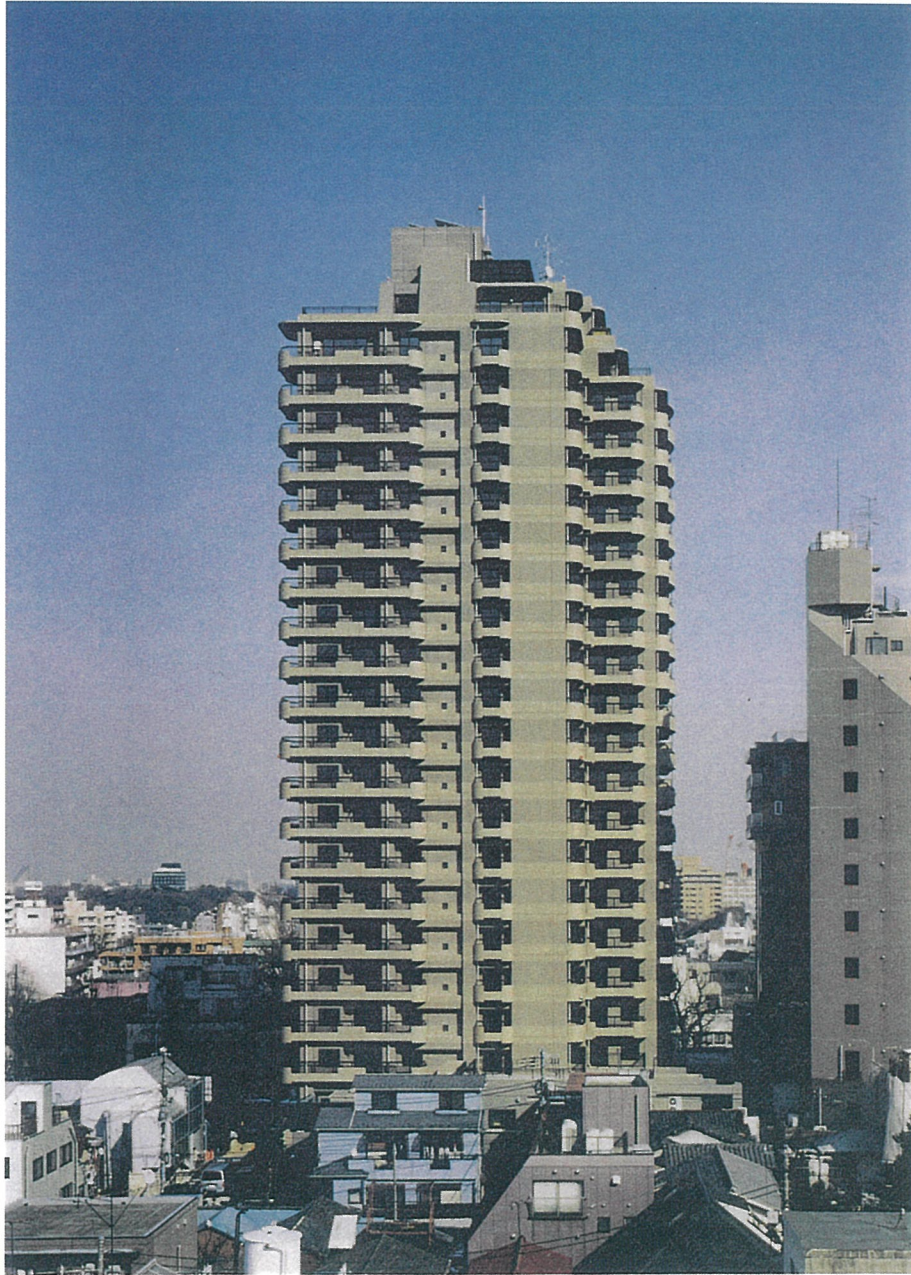


写真9.2.10 フジマビル (佐藤工業)



写真9.2.11 キングマンション堂島川（大成建設）

## 謝辞

本研究報告は、昭和 63 年より平成 4 年度の計 5 ヶ年間にかけて行われた建設省総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」の研究成果をとりまとめたものである。

本総プロの実施においては、産・学から多大なご協力をたまわった。特に(社)建築業協会の方々には、企画の段階から成果のとりまとめまで絶大なるご協力を頂いた。また高強度コンクリートの開発においては、(社)セメント協会等コンクリート関係の業界の方々に、また、高強度鉄筋の開発においては、(社)鋼材倶楽部の方々に、さらにコンクリートの実験及び鉄筋コンクリートの要素・部材の実験ならびにその性能評価においては大学等学会関係の方々に絶大なるご協力を頂いた。ここに深く感謝の意を表します。

---

建 築 研 究 報 告 第139号

平成13年2月16日 印 刷

平成13年2月16日 発 行

編 集 国土交通省建築研究所  
発 行

〒305-0802 茨城県つくば市立原1番地

電話 (0298) 64-2151 (代)

---

©2001