

超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の圧縮特性に関する研究

小室 努

- 目次 -

第1章 序	1
1.1 研究の背景・目的	1
1.1.1 高強度コンクリートの適用	1
1.1.2 超高強度コンクリートの開発	3
1.1.3 超高層RC造建築物の設計	4
1.1.4 超高強度コンクリートを使用したRC柱の耐震性能	5
1.1.5 超高強度コンクリートの長期ひずみ特性	8
1.1.6 超高強度コンクリートの耐火特性	10
1.1.7 課題および本研究の目的	13
1.2 過去の研究・規準	20
1.2.1 拘束をした高強度コンクリートの中心圧縮特性	21
1.2.2 高強度コンクリートの長期圧縮特性	32
1.3 本論文の構成	38
第2章 超高強度鉄筋コンクリート柱の中心圧縮特性	43
2.1 はじめに	43
2.2 試験体および実験方法	44
2.2.1 試験体	44
2.2.2 加力および計測	48
2.3 実験結果	50
2.3.1 プレーンコンクリート	50
2.3.2 拘束コンクリート	54
2.4 応力・ひずみ関係のモデル化	66
2.4.1 既往の応力・ひずみ関係モデル	66
2.4.2 New RCモデル	67
2.4.3 六車渡邊モデル	79
2.4.4 提案モデルによる断面解析	88
2.5 まとめ	100

第3章	超高強度鉄筋コンクリート柱の長期圧縮特性	103
3.1	はじめに	103
3.2	試験体および実験方法	105
3.2.1	試験体	105
3.2.2	載荷および計測	107
3.3	実験結果	108
3.3.1	軸ひずみの推移	108
3.3.2	鉄筋ひずみの推移	108
3.4	軸ひずみ成分の検討	110
3.4.1	軸ひずみ増分	110
3.4.2	コンクリート負担軸力推移	110
3.4.3	軸ひずみ成分分離	111
3.4.4	クリープの推移	111
3.5	クリープ予測式の検討	114
3.5.1	既往の予測式	114
3.5.2	CEB モデル	115
3.5.3	クリープ予測式の検討	116
3.6	まとめ	120
第4章	超高強度鉄筋コンクリート柱の施工過程を考慮したクリープ予測法	123
4.1	はじめに	123
4.2	縮小鉄筋コンクリート柱による実験概要	124
4.2.1	試験体	124
4.2.2	載荷および計測方法	125
4.3	実験結果	128
4.3.1	コンクリート強度・ヤング係数の推移	128
4.3.2	軸ひずみの推移	128
4.4	実建築物の鉄筋コンクリート柱の計測計画	131
4.4.1	計測建築物	131
4.4.2	計測対象柱および計測方法	132

4.5	実建築物の鉄筋コンクリート柱の圧縮性状計測結果	135
4.5.1	コンクリート強度・ヤング係数の推移	135
4.5.2	軸ひずみの推移	135
4.6	長期圧縮性状の算定	138
4.6.1	算定モデル	138
4.6.2	段階載荷を考慮した軸方向ひずみの算定方法	139
4.6.3	載荷履歴および断面寸法の影響	140
4.6.4	実建築物のRC柱の追跡	142
4.6.5	終局クリープ係数の算定精度	143
4.7	まとめ	144
第5章	圧縮クリープ予測法を用いた鉄筋コンクリート柱の設計	147
5.1	はじめに	147
5.2	圧縮クリープ予測法のRC柱への適用	148
5.2.1	適用柱断面	148
5.2.2	長期ひずみおよび軸力負担の算定方法	149
5.2.3	長期ひずみおよび軸力負担の算定結果	152
5.2.4	軸方向鋼材の許容応力度	158
5.3	長期載荷後のRC柱の耐震性能	159
5.3.1	検討対象断面	159
5.3.2	断面解析算定方法	160
5.3.3	解析結果および考察	162
5.3.4	構造実験	164
5.4	施工過程およびクリープ変形を考慮した架構解析	176
5.4.1	検討対象構造フレーム	176
5.4.2	柱長期軸力の算定	180
5.4.3	施工手順および荷重載荷時期	184
5.4.4	解析条件	188
5.4.5	解析結果および考察	195
5.5	まとめ	201

第6章 結論	203
6.1 総括	203
6.2 今後の課題	207

第1章 序

1.1 研究の背景・目的

1.1.1 高強度コンクリートの適用

建築物の高層化という社会的要求とコンクリート関連の材料・構造性能・解析・施工などの多くの技術開発により，高強度コンクリートを使用した超高層建築物は，1980 代半ばから 2000 年代半ばの現在に至るまでの約 20 年間で飛躍的に発展した。

1988 年から始まった産学官の総合プロジェクト『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（通称 New RC 総プロ）』^{1),2)}により，設計基準強度 60 N/mm²までの高強度コンクリートの具体的技術資料が整備されたため，居住性・耐久性に優れ，かつ経済的である鉄筋コンクリート造（RC 造）超高層集合住宅が実現できることとなった。「New RC 総プロ」の成果が発表された後，1991 年に，Fc60 N/mm²のコンクリートを適用した地上 39 階，最高高さ約 135m の超高層集合住宅が設計された³⁾。基準階構造伏図を図-1.1 示す。柱断面を大きくすることなく高層の鉛直力を支持し，地震に対し水平剛性を確保するため，柱間のスパンは 3.65m を基本グリッドとしている。居室空間の自由性を図るため，東西および南側の 6 箇所に柱を設けず大型スラブを採用している。このような建物が実現可能となった後も，居住空間の更なる自由性を求め，柱の間隔をより長くする検討が行われた。計画段階において，どの程度の階数まで，また，どの程度のスパン割りまで可能であるのかを検討するには，使用可能なコンクリートの最高圧縮強度が極めて重要となる。

1997 年に着工したリバーシティ 21 イーストタワーズ（地上 43 階，最高高さ約 145m）では，柱型の出ない居室計画を実現するため，設計基準強度 Fc100 N/mm²のコンクリートが適用された⁴⁾。基準階構造伏図を図-1.2 に示す。柱間のスパン長を約 10m とし，かつ 40 階クラスの超高層建物を実現するため，下層階の柱に Fc100 N/mm²のコンクリートを使用し，1 本あたり 22,000kN 級の軸力を 950mm 角の断面で支持している。また，主筋に高強度異形鉄筋（USD685），せん断補強筋に異形 PC 鋼棒（SBPD1275/1420）を使用して，大地震に対し安全性を十分確保し，損傷を最小限にとどめる設計をしている。

1990 後半から～2000 年代では，Fc80～100 N/mm²の高強度コンクリートを適用した 40～50 階クラスの超高層集合住宅が多く設計され，Fc100 N/mm²を超えるコンクリートも実施適用されるようになってきた。単なる高層化にとどまらず，長スパン化やフラットスラブの採用による平面計画のバリエーションが増え，免震・制震技術が導入され高い耐震性能を目指した超高層 RC 造集合住宅が出現してきた。設計基準強度 Fc150 N/mm²のコンクリートを適用した The Kosugi Tower(地上 49 階，最高高さ 159.95m)の基準階構造伏図を図-1.3 に示す⁵⁾。居住ゾーンに短辺方向約 10m の大型スラブを使用し，内外の二重のフレームにより，水平剛性を確保しながら，可変性のある間取り計画を可能としている。また，共用部周りに鋼材履歴系減衰の制震装置を配置して，耐震性能を向上している。

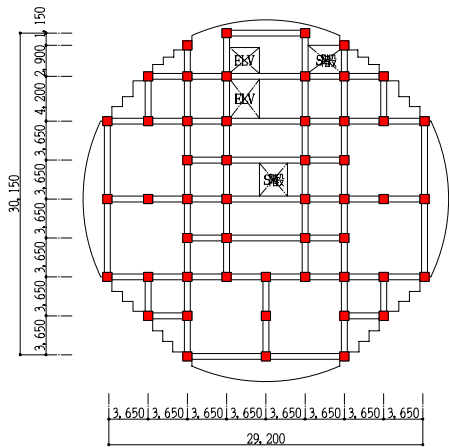


図-1.1 Fc60N/mm²級コンクリートを適用した超高層RC造建築物の基準階構造伏図

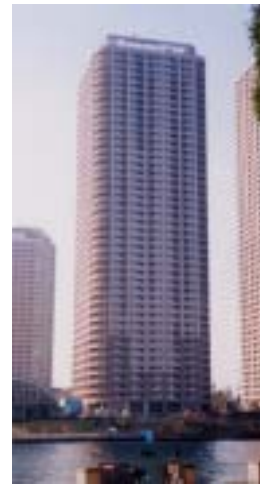
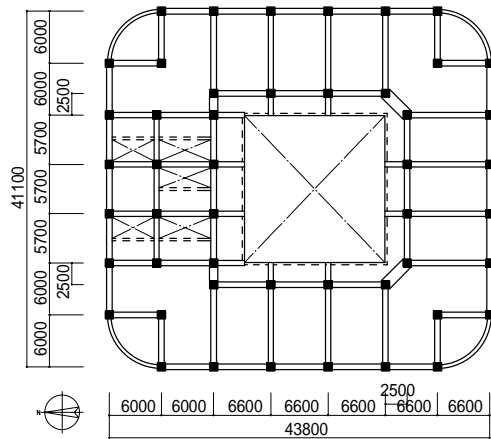


図-1.2 Fc100N/mm²級コンクリートを適用した超高層RC造建築物の基準階構造伏図

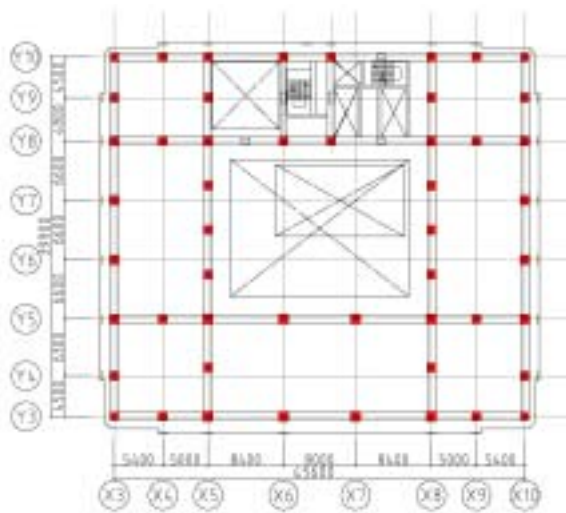


図-1.3 Fc150N/mm²級コンクリートを適用した超高層RC造建築物の基準階構造伏図

1.1.2 超高強度コンクリートの開発

超高強度コンクリート用混和剤の開発に代表される材料技術の進歩により，設計基準強度 100 N/mm²以上のコンクリート（本論では，超高強度コンクリートと定義する）が，実際の建築工事に現場打ちコンクリートとして適用できるようになった^{4),5),6)}。超高強度コンクリートの材料・調合の特徴として，組織の緻密化や施工性の改善に寄与するシリカフュームを混和材として用いること，高い強度の得られる石英系，砂岩系，石灰岩系，安山岩系などの骨材を用いること，ポリカルボン酸系高性能 AE 減水剤を使用すること，水結合材比を極力低くすることなどがあげられる^{7),8)}。

水結合材比を低くするために単位セメント量が大きくなった超高強度コンクリートは，建築物の実際の柱（1 m × 1 m 程度）に打設した場合，セメントの水和熱によって部材の中心温度が夏期には 100 近くまで上昇し，長期材齢における構造体コンクリートが標準養生供試体の圧縮強度を下回る可能性があることが報告されている⁹⁾。

この対策として，結合材を，ポルトランドセメントとシリカフュームにスラグ石膏系の混和材を加えたものとするを行っている。スラグ石膏系の混和材は，初期材齢に高温履歴を受ける構造体コンクリートの強度を改善する効果があることが確認されている⁹⁾。

ポルトランドセメントとシリカフュームにスラグ石膏系混和材を加えた上記結合材（3 成分セメントと称す）を使用し，設計基準強度 150N/mm²を目指したコンクリートの調合例を表-1.1 に示す¹⁰⁾。減水剤として，ポリカルボン酸系高性能 AE 減水剤を使用し，目標スランプフロー値を 700mm としている。フレッシュコンクリートの状況を図-1.4 に示す。

この調合による構造体コンクリート（950mm 角実大柱模擬部材 (W/B=15, 17%) 若しくは 1000mm 角柱構造体モデル (W/B=22%) からのコア抜き供試体での強度確認）の強度発現を図-1.5 に示す。水結合材比 (W/B) が低くなるほど高い強度を発現しており，水結合材比 (W/B) 15% の構造体コンクリートは，材齢 56 日で，170N/mm² を超える圧縮強度が発現されていることがわかる。

表-1.1 超高強度コンクリート調合例

W/B	Weight(kg/m ³)				Target	
	Binder	Water	Coarse Aggregate	Fine Aggregate	Air (%)	Flow (mm)
15 %	1000	150	835	501	1.0	700
17 %	883	150	835	604	1.0	700
22 %	682	150	835	755	2.0	600



図-1.4 超高強度コンクリートのフレッシュでの状況

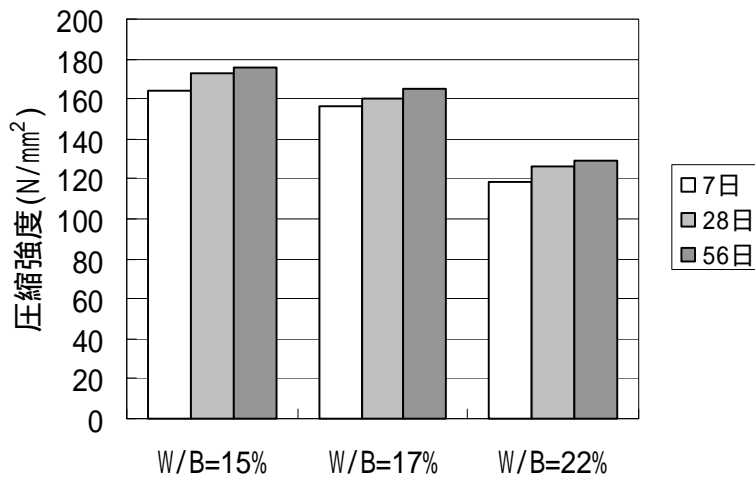


図-1.5 超高強度コンクリート強度発現

1.1.3 超高層RC造建築物の設計

超高層RC造建築物の構造計算は、他の構造の超高層建築物（建物高さ 60m 以上の建築物を超高層建築物とする）と同様、政令第 81 条の 2「超高層建築物の特例」および、告示平 12 建告第 1461 号「超高層建築物の構造耐力上の安全を確かめるための構造計算の基準を定める件」によって規定されている。告示第 1461 号には、固定荷重及び積載荷重、積雪荷重、風圧力、地震力について、建築物の構造耐力上の安全性を確かめるための基準を定めている。

超高層建築物の主要な外乱である地震力について、その要旨は以下の通りである。

1. 建築物に作用する地震動は、稀に発生する地震動と極めて稀に発生する地震動の 2 つのレベルで設定し、それぞれ解放工学的基盤（表層地盤による影響を受けないものとした工学的基盤(地下深所にあつて十分な層厚と剛性を有し、せん断波速度が約 400m/sec 以上の地盤)）で定めた加速度応答スペクトルを表層地盤による増幅を適切に考慮して

波形で定める。ただし、敷地の周辺における断層、震源からの距離その他地震動に対する影響及び建築物の効果を適切に考慮する場合は、この限りではない。

2. 建築物の各部分に生じる力および変形をいわゆる時刻歴応答解析により把握して以下を確かめる。

- 稀に発生する地震動によって建築物の構造耐力上主要な部分が損傷しないこと。
- 極めて稀に発生する地震動によって建築物が倒壊、崩壊等しないこと。

時刻歴応答解析は、地震時の超高層建築物の実態をシミュレーションする有効な手法である。解析結果（応答値）と設計クライテリアを比較して、稀に発生する地震動に対し「損傷がなく、使用性に問題がないこと」および極めて稀に発生する地震動に対し「倒壊・崩壊をせず、安全であること」を検証する。ここでは、解析モデルや解析条件が正しく扱われることが必須である。解析に用いる構造部材要素の荷重・変形関係が、実験資料と比較し、適切な精度であり、変形レベルで損傷の程度を認識し、損傷限界や安全限界を設計クライテリアに反映していくことが重要である¹¹⁾。

1.1.4 超高強度コンクリートを使用したRC柱の耐震性能

150 N/mm²級超高強度コンクリートを使用した柱部材の耐震性能を検証するために実施された構造実験を示す¹²⁾。試験体は、断面 B×D=300×300mm、せん断スパン比 M/QD=1.5、軸力比 N/(BD₀)=0.33 である。コンクリートの圧縮強度は 147N/mm² で、主筋は USD685 を、横補強筋は SBPD1275/1420 を使用している。試験体の断面図およびせん断力・部材変形角関係を図-1.6 に、試験中の破壊進展状況を図-1.7 に示す。

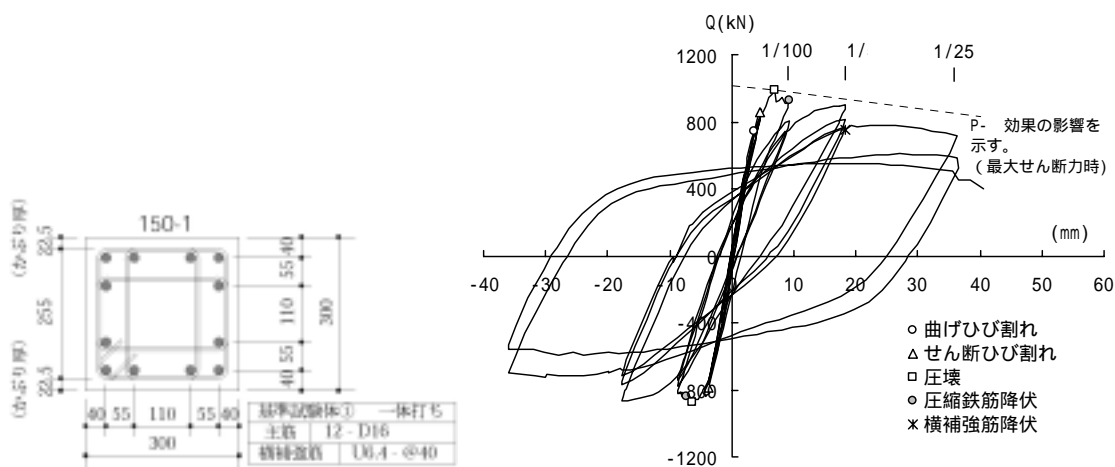


図-1.6 試験体の断面図およびせん断力・部材変形角関係

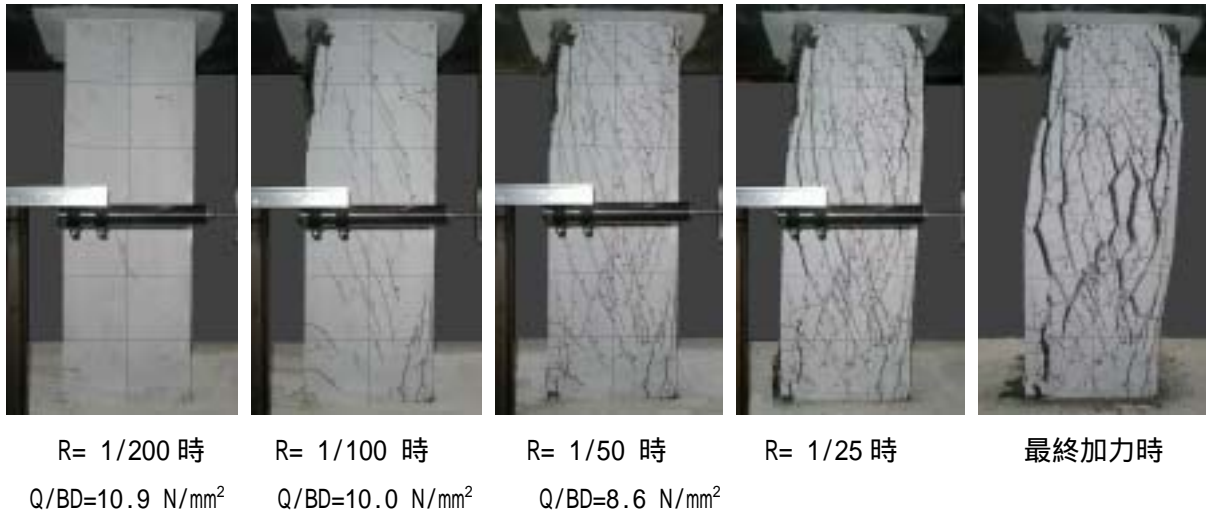


図-1.7 試験体損傷状況

部材変形角が 1/200 に至るまでは、部材復元力特性はほぼ弾性で、負担せん断応力は $Q/BD=10.9 \text{ N/mm}^2$ と高いにもかかわらず、損傷が非常に小さいことが観察される。これは、コンクリートの高い強度特性によるものと考えられる。部材変形角が 1/200 を超えた領域で、危険断面位置圧縮側でかぶりコンクリートの圧壊が始まり、続いてかぶりの激しい損傷と負担せん断力の一時的な低下が観測されている。これは、かぶりコンクリート（プレーンコンクリート）の圧縮特性における圧縮強度時以降の急な負勾配に起因するものと考えられる。しかし、十分に拘束をされたコアコンクリートの存在により、高軸力を保持し、抵抗せん断力が回復し、縦ひび割れに近いせん断ひび割れが進行するものの、部材変形角が 1/25 まで軸力を支持し、高い変形性能を発揮している。

超高強度コンクリートは、プレーンコンクリートと拘束コンクリートで圧縮強度時以降の圧縮特性が大きく異なるため、RC 柱のせん断力 (Q)・部材回転角 (R) 関係において、図-1.8 に示すようにかぶりコンクリートの圧壊によって定まる 1 次ピークとコアコンクリートの圧縮特性が支配的な 2 次ピークが現れてくる。このような特性をもつ柱においては、設計上想定される地震に対し応答を 1 次ピーク内の弾性範囲内にとどめ、更なる安全性を確保する領域において、2 次ピークにおける強度と変形性能を確保する使用方法が挙げられる¹³⁾。この場合、両ピークの強度と変形量を精度良く安全に把握することが非常に重要になってくる。

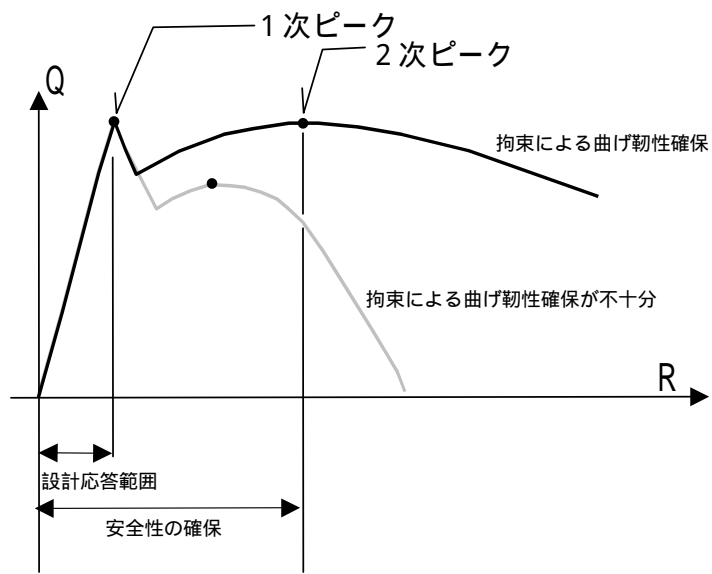


図-1.8 超高強度コンクリートを使用したRC柱のせん断力・部材回転角関係

1.1.5 超高強度コンクリートの長期ひずみ特性

超高強度コンクリートを使用した，超高層RC造建築物下層階柱の断面寸法は，常時作用する鉛直荷重から定まる場合が多く，超高層RC造建築物の設計においては，耐震設計と共に常時作用する鉛直荷重に対する設計が重要となってくる。

現在は，普通コンクリートと同様に，作用する応力度をコンクリートの設計基準強度の1/3である長期許容応力度以内に留めるよう設計されている。普通コンクリートを使用した中低層建築物と比較し，作用する応力度レベルがコンクリート強度に近づいていくが，この応力度が高くなる割合ほどコンクリートのヤング係数は高くないので，作用応力の弾性変形の検討とともに，クリープによる変形を検討することがより重要になってくる。特に近接する柱の応力レベルが異なる場合や高層棟の低層部に低層棟が取りつく場合などで，施工過程を考慮した実際の状態で，各柱の軸ひずみを検討する必要がある。

無筋コンクリート（シリンダー供試体）の長期ひずみ特性に関して， $30 \sim 180\text{N/mm}^2$ の強度領域を対象とした実験が行われている^{14),15)}。ここでは，圧縮強度の1/3相当の長期荷重をシリンダー供試体に載荷し，約2年間クリープひずみを計測している。実験の状況を図-1.9に示す。載荷日数とクリープひずみの関係を図-1.10に示す。また，コンクリート強度とクリープひずみの関係およびコンクリート強度とクリープ係数の関係をそれぞれ図-1.11および図-1.12に示す。圧縮強度にかかわらずいずれのコンクリートもほぼ同程度のクリープひずみとなっている。また，圧縮強度が高くなるに従って，弾性ひずみは大きくなるので，これに伴ってクリープ係数は小さくなる。この基本的特性は，実際の柱部材においても保たれるものと考えられるが，「コンクリート単一材料ではなく，鉄筋との複合材であること」，「断面寸法が大きい（実施工例では $850 \sim 1100\text{mm}$ ）こと」，「鉛直荷重は施工過程に応じて段階的に加わる」など，このシリンダー供試体による試験と異なる要因がある。

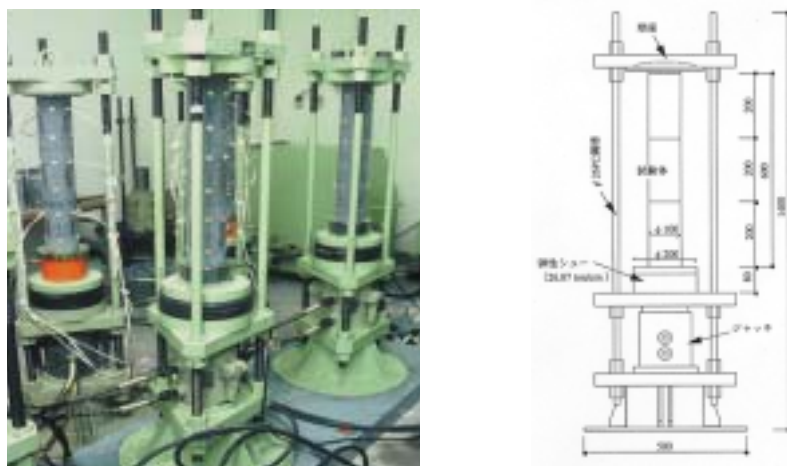


図-1.9 シリンダー供試体による長期ひずみ特性実験

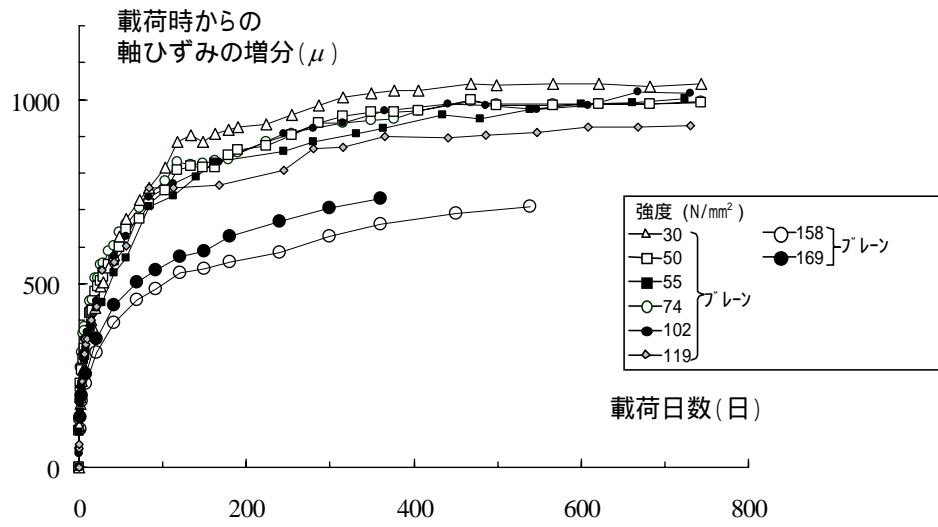


図-1.10 載荷日数と軸ひずみ増分の関係

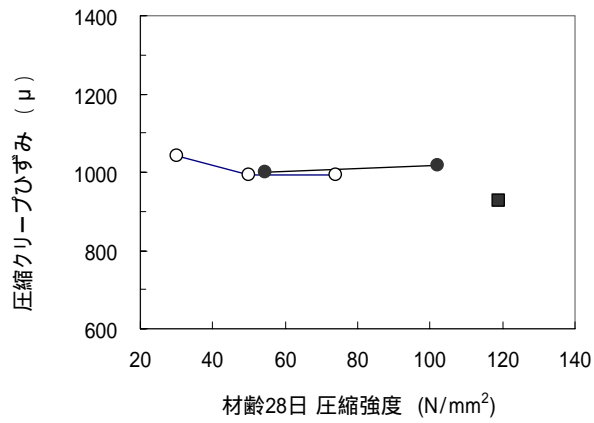


図-1.11 圧縮強度とクリープひずみの関係

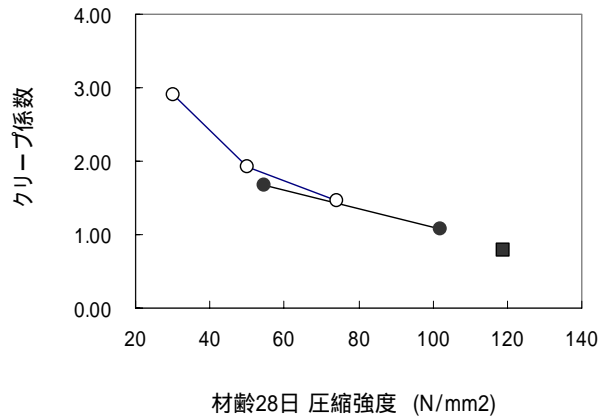


図-1.12 圧縮強度とクリープ係数の関係

1.1.6 超高強度コンクリートの耐火特性

高強度コンクリートは、火災時に爆裂などの損傷を受ける危険性が大きいと指摘されている¹⁶⁾。そこで、超高強度コンクリートを使用したのRC柱には、ラス網入りのモルタル被覆⁴⁾やコンクリート自体に有機繊維（例えば、ポリプロピレン繊維（以下、PP 繊維と称す））を混入する方法⁷⁾などの対策がとられている。いずれの方法によっても、爆裂を抑制でき耐火性能を向上できるが、有機繊維による爆裂対策には、柱の仕上がり寸法が大きくなることや経済的であることなどの利点がある。有機繊維による爆裂抑制のしくみは次のように考えられている。高強度コンクリートは、組織が緻密であるために、高温時のコンクリート中の水分や水蒸気の移動が遅くなる。このため、コンクリート内部に温度応力や水蒸気圧が加わり、爆裂が生じると考えられている。コンクリート中に混入された有機繊維は、160 程度から熔融し、ストロー状の連続孔を形成するため、水分や水蒸気を抜けやすくし、水蒸気圧の上昇や非線形温度分布に起因する熱応力を緩和させ、爆裂を低減させる。

図-1.13 に PP 繊維混入コンクリートと混入前コンクリート（PP 繊維が含まれていない同バッチ製造のコンクリート）の圧縮強度の比較を示す¹⁷⁾。PP 繊維量の範囲は $0.5 \sim 2.15 \text{kg/m}^3$ である。この範囲の繊維量であれば、繊維混入コンクリートと混入前コンクリートの圧縮強度はほぼ同等であり、繊維混入の影響はないことを示している。図-1.14 に New RC によるヤング係数算定式（密度 2.45g/cm^3 を代入）で求めた計算値と PP 繊維無混入コンクリートと混入コンクリートの試験結果との比較を示す。繊維の有無にかかわらず計算値と試験結果は一致しており、繊維混入コンクリートのヤング係数も New RC 式によって評価することが可能であると考えられる。

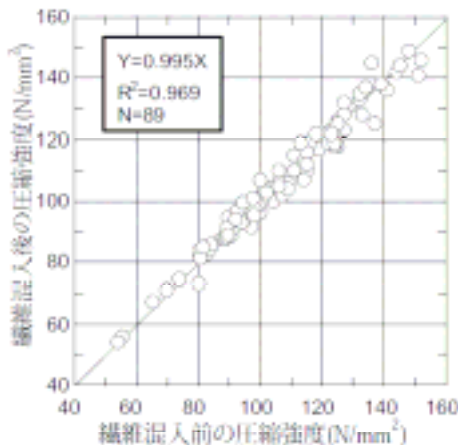


図-1.13 繊維混入コンクリートの圧縮強度¹⁷⁾

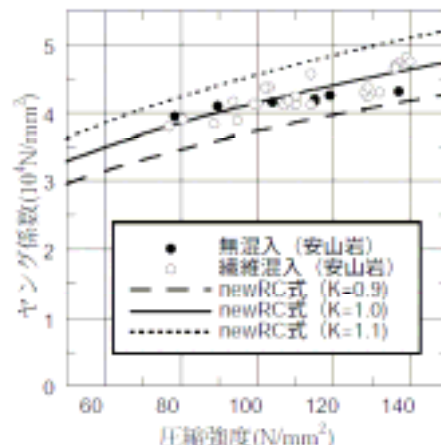


図-1.14 繊維混入コンクリートのヤング係数¹⁷⁾

文献¹⁷⁾では、その他の力学性状に関わる試験として圧縮クリープ試験を、耐久性に関わる試験として乾燥収縮試験、促進中性化試験、凍融解試験を実施している。いずれの試験においても、PP 繊維混入の影響は認められていない。

また、1.1.4 に示した柱試験体の製作では、直径 48 μm 長さ 20mm の PP 繊維 3kg/m³ をフレッシュコンクリートに混入・攪拌し、その後打設している。図-1.6 や図-1.7 に見られるように、荷重 変形関係や損傷状況では、著しい荷重減少や急な損傷拡大は観察されておらず、繊維の存在による耐震性能への影響はないものと考えられる。

文献 7) では、PP 繊維を混入した超高強度コンクリートを使用した RC 柱の耐火試験を示している。試験体の形状および試験体種類を図-1.15 および表-1.2 に示す。パラメータは PP 繊維(径 48 μm 、長さ 20mm)の混入量(1.7, 2.2, 3.0 kg/m³)である。調合は PP 繊維の混入量以外は同一で、水結合材比を 18% とし、細骨材は陸砂、粗骨材は安山岩砕石を使用している。試験体は、断面 B \times D=400 \times 400mm、柱主筋 12-D19 ($P_g=2.15\%$)、横補強筋 4-U6.4-@55 ($P_w=0.55\%$) とし、かぶり厚さは 40mm である。載荷は一定軸力の中心圧縮とし、載荷荷重は圧縮強度の 0.3 倍である。加熱は、試験体に所定の荷重を載荷し、荷重を保持した状態で加熱を開始し、加熱温度曲線は ISO-834 に準拠したものとしている。図-1.16 に加熱時間と軸方向変位の関係を示す。いずれの試験体も加熱中に爆裂が生じたが、爆裂の程度は繊維の混入量によって異なり、軸方向変位の経時変化に影響している。繊維量 1.7kg/m³ では比較的爆裂も激しく、一部横補強筋が露出し、約 160 分で荷重支持能力を失っている。繊維量を増加するほど爆裂は軽微となり、軸方向の変位量も少なくなっている。繊維を 2.2kg/m³ 混入した試験体および 3.0kg/m³ 混入した試験体は、4 時間(試験時間を上限 4 時間としている)まで荷重を支持している。繊維の混入量を適切に設定することにより、厳しい火災環境化においても荷重支持能力が確保できていることを示している。

表-1.2 試験体の種類⁷⁾

試験体	水結合材比 (%)	繊維量 (kg/m ³)	強度 _B (N/mm ²)	軸力比 N/A _{c B}
No.1	18	1.7	136	0.3
No.2		2.2	140	
No.3		3.0	136	

N : 載荷荷重、A_c : 柱断面積

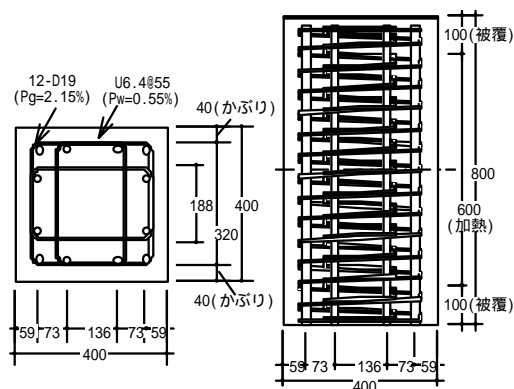


図-1.15 載荷加熱用試験体の形状⁷⁾

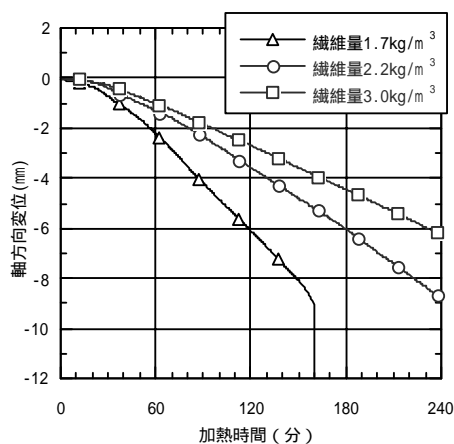


図-1.16 軸方向変位の経時変化⁷⁾

また、文献 18)では、コンクリート強度が高くなると、必要な有機繊維混入量が過大になり、コンクリートの圧縮強度や流動性を低下させる可能性を指摘している。そこで超高強度コンクリートを対象に流動性などへの悪影響が小さいエチレンビニルアルコール共重合体（以下、EVA と略）の開発および実用化を示している。ここでは、耐火性能に必要とされる EVA 繊維の量を検討するための耐火試験が示され、さらに有機繊維の種類および混入量と現場打設で要される流動性の関係や圧縮強度や耐久性能への影響を示している。図-1.17 に繊維混入前後の圧縮強度の比較を示す。混入量が増えると圧縮強度はやや低下する傾向を示すが、繊維混入前後の強度比は、繊維混入量 4.0kg/m^3 までの範囲であれば、4%減程度であることを示している。表-1.3 には、耐火試験での試験体一覧を示す。試験体は図-1.15 に示すものと同じ形状で、同様の加熱試験を行い（ただし、試験時間上限を 6 時間としている）、コンクリートの水結合材比は 17%としている。図-1.18 に試験体の軸方向変位の推移を示す。PP 繊維を 2.0kg/m^3 混入した試験体（P2.0）および EVA 繊維を 3.5kg/m^3 混入した試験体（E3.5）は、いずれも爆裂を生じず、6 時間まで所定の荷重を支持することができた。EVA 繊維を 2.5kg/m^3 混入した試験体（E2.5）は、加熱後 1 分から 18 分にかけて部分的に爆裂を生じたものの、スパイラルフープの温度上昇を著しく早めるような激しい爆裂ではなく、5 時間 37 分まで荷重を支持することができている。これら結果をもとに、設計基準強度 130N/mm^2 のコンクリートを使用した実構造物において、 2.5kg/m^3 （体積比 0.22%）の EVA 繊維を使用して、施工性の確保および品質管理を示している¹⁸⁾。

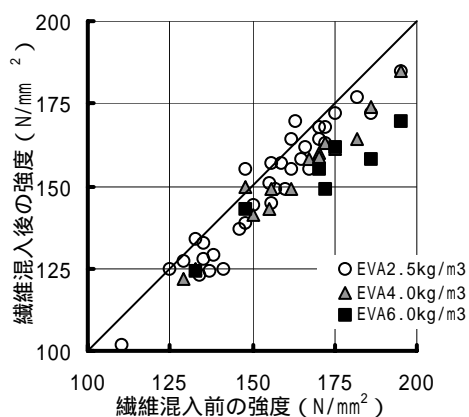


図-1.17 軸方向変位の経時変化¹⁸⁾

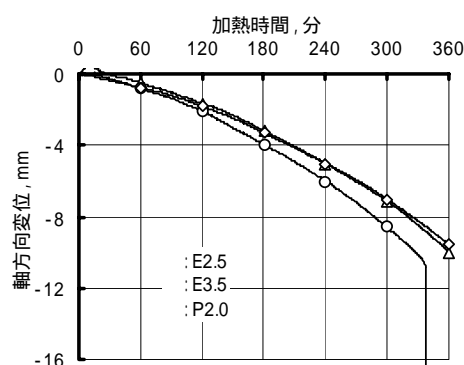


図-1.18 軸方向変位の経時変化¹⁸⁾

表-1.3 試験体の種類¹⁸⁾

試験体名	繊維種類		繊維混入量		スラッグ 70- cm	空気 量 %	91 日 強度 N/mm ²
	材質	長さ-径 mm	kg/m ³	vol%			
E2.5	EVA	10-0.05	2.5	0.22	61.3	1.7	169
E3.5	EVA	10-0.05	3.5	0.31	56.0	1.9	169
P2.0	PP	20-0.05	2.0	0.22	49.5	2.0	162

1.1.7 課題および本研究の目的

前項までに記したように、コンクリート材料技術が発展し、 F_c100 以上の超高強度コンクリートが超高層建築物の下層階柱に適用されるようになってきている。これら超高層RC造建築物は、他の構造の高層建築物と同様、建物性能を検証する設計法が適用されている。また、圧縮強度が 150N/mm^2 級のコンクリートの耐震性能、長期圧縮性状および耐火性能が明らかになってきている。しかし、耐震性能に関して、超高強度コンクリートを使用したRC柱は、普通コンクリートや高強度コンクリートを使用したときの場合とは異なり、既往の評価法をそのままの強度の延長線上で適用可能か否かは、課題が残る。また、長期圧縮性状に関して、コンクリートの強度が高まるにつれクリープ係数が小さくなるという定性的な傾向はつかめているものの、実柱部材のクリープの設計に際し、定量化のための実験データが現時点では整備されていない。

そこで、超高強度コンクリートを使用したRC柱に関して、本研究の課題を

- ・ 超高強度鉄筋コンクリート柱の中心圧縮特性
- ・ 超高強度鉄筋コンクリート柱の長期圧縮特性

として、以下に課題と本研究の目的を示す。

(1) 超高強度鉄筋コンクリート柱の中心圧縮特性

超高強度コンクリートを用いたRC柱において、地震時の曲げとせん断を受ける状況でのせん断力(Q)・部材回転角(R)関係で、曲げ特性として、かぶりコンクリートの圧壊によって定まる1次ピークとコアコンクリートの圧縮特性が支配的な2次ピークが現れてくる(図-1.19)。これは、図-1.20に示すように、超高強度コンクリートは、プレーンコンクリートと拘束コンクリートで、圧縮強度時以降の圧縮特性が大きく異なるためであり、この違いが1次ピークとして顕著に表れる原因と考えられる。

このような特性をもつ柱に対しては、以下に示すような方針で、設計応答を1次ピーク内の弾性範囲内にとどめ、更なる安全性を確保するため、2次ピークにおける強度と変形性能を確保する使用方法が挙げられる¹³⁾。

設計時に想定する水平力に対する応答レベル(極めて稀に発生する地震動により生じる応答レベル)では、かぶりコンクリートの圧壊による柱の損傷を防ぐ為、1次ピーク時の耐力を応答値に対し十分な安全率をもって確保する。

想定以上の入力により、かぶりコンクリートが圧壊した場合でも、1次ピーク後の脆性的な破壊を防ぐ為、2次ピーク時の耐力を1次ピーク時の耐力のある割合以上確保する。

この場合、両ピークの強度を精度良く把握することが重要になってくる。

1次ピークを評価するには、プレーンコンクリートの応力-ひずみ関係において最大強度時までを線形(三角形分布)と仮定し、平面保持解析を用い、耐力を算定出来る¹³⁾。また、2次ピークの強度を評価するためには、コアコンクリート部分の拘束コンクリートの応力-ひずみ関係を適切に定め、平面保持解析を行う方法がとられる。しかし、圧縮強度 150N/mm²クラスの拘束コンクリートの応力-ひずみ関係に関する資料は少なく、どの程度の拘束量がコンクリートの圧縮靱性を改善することができるかは、明確に示されていない。

この状況においては、超高強度コンクリートを用いたRC柱を十分な安全性を確保して耐震設計することが困難である。つまり、設計地震力に対する応答値は1次ピーク内に留めることはできるものの、設計想定以上の地震力が入力された場合、柱に与えられる軸力を保持したまま、どこまでの変形を確保できるかの評価が難しいということである。よって、超高強度コンクリートにおいて、横拘束量と圧縮靱性の改善を定量的に把握するところが非常に重要と考えられる。

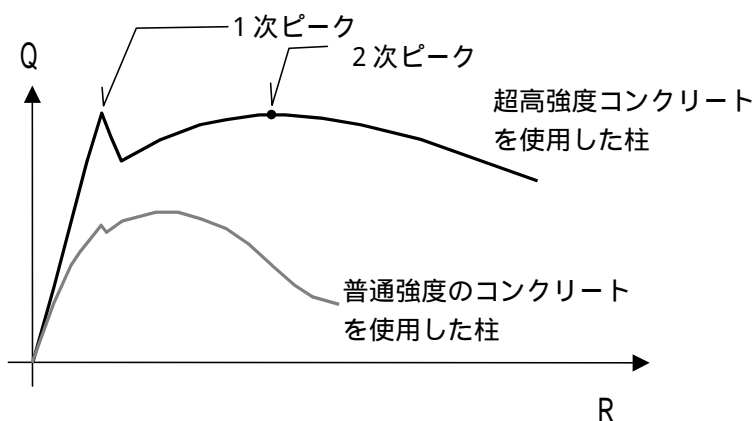


図-1.19 超高強度コンクリートを用いたRC柱のせん断力(Q)・部材回転角(R)関係

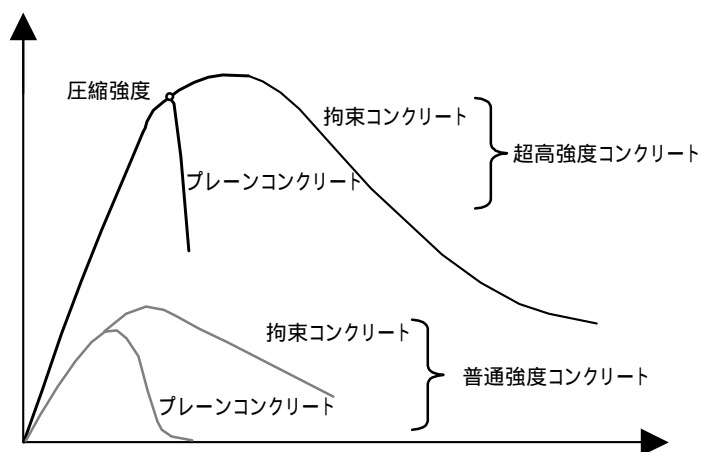


図-1.20 拘束コンクリートのプレーンコンクリートの

そこで、本研究における1つの課題として、「超高強度鉄筋コンクリート柱の中心圧縮特性」を挙げ、横拘束をした超高強度コンクリートの中心圧縮特性を研究することとした。無筋のプレーンコンクリートから、拘束量を連続的に変化させた拘束コンクリートの中心圧縮試験を行い、拘束量の変化に応じた応力・ひずみ関係の変化を検討することを計画した。検討結果を用いて、横拘束をした超高強度コンクリートの応力・ひずみ関係のモデル化を提案し、圧縮靱性改善の程度を示す指標とすることができると考えた。

このようなモデル化が可能となれば、地震時の軸力と曲げを受ける超高強度鉄筋コンクリート柱の性能評価（たとえば、平面保持解析によるモーメント曲率関係の算出やストレスブロックを用いた2次ピーク曲げ強度算定）が可能となる。

(2) 超高強度鉄筋コンクリート柱の長期圧縮特性

超高強度コンクリートを用いたRC柱を、超高層建築物の低層階に使用する場合、軸応力度を高く設定するケースが多く、応力に依存する軸方向ひずみは、弾性ひずみとクリープひずみの和として表すことができ、この軸ひずみは大きなものとなる。そのため、設計において長期圧縮性状を適切に見積もり、設計に反映させることは非常に重要となってくる。特に次のような場合、柱のクリープが架構に及ぼす影響を慎重に検討すべきである。

() 近接または水平部材が取り合う鉛直部材（柱や壁）の軸応力度が大きく異なる場合

図-1.21 に示す様に、建物中央部にコアを配置し、このコア外殻をRC壁（コア壁）とし、建物外周をRC柱と梁からなるフレームチューブとした架構の場合、外周のRC柱の長期荷重による軸応力度とコア壁の軸応力度が大きく異なる可能性がある。この場合、軸応力度の高い外周RC柱がクリープにより相対的に大きく縮み、コア壁の縮みが小さいため、スラブが外側に向かって下がる可能性が出てくる。

() 高さの異なる高層タワーが平面上で隣り合う超高層建築物

図-1.22 に示す様に、建物中央部にコアを配置し、高さの異なるタワーが取り付くような架構において、低層階で高層タワー直下と低層タワー直下の柱を同一の断面で同一のコンクリート強度のRC柱とした場合、長期荷重による軸応力度が高層タワー部と低層タワー部で大きく異なる可能性がある。この場合、軸応力度の高い高層タワー部のRC柱がクリープにより大きく縮み、架構全体として高層タワー側に傾く可能性が出てくる。

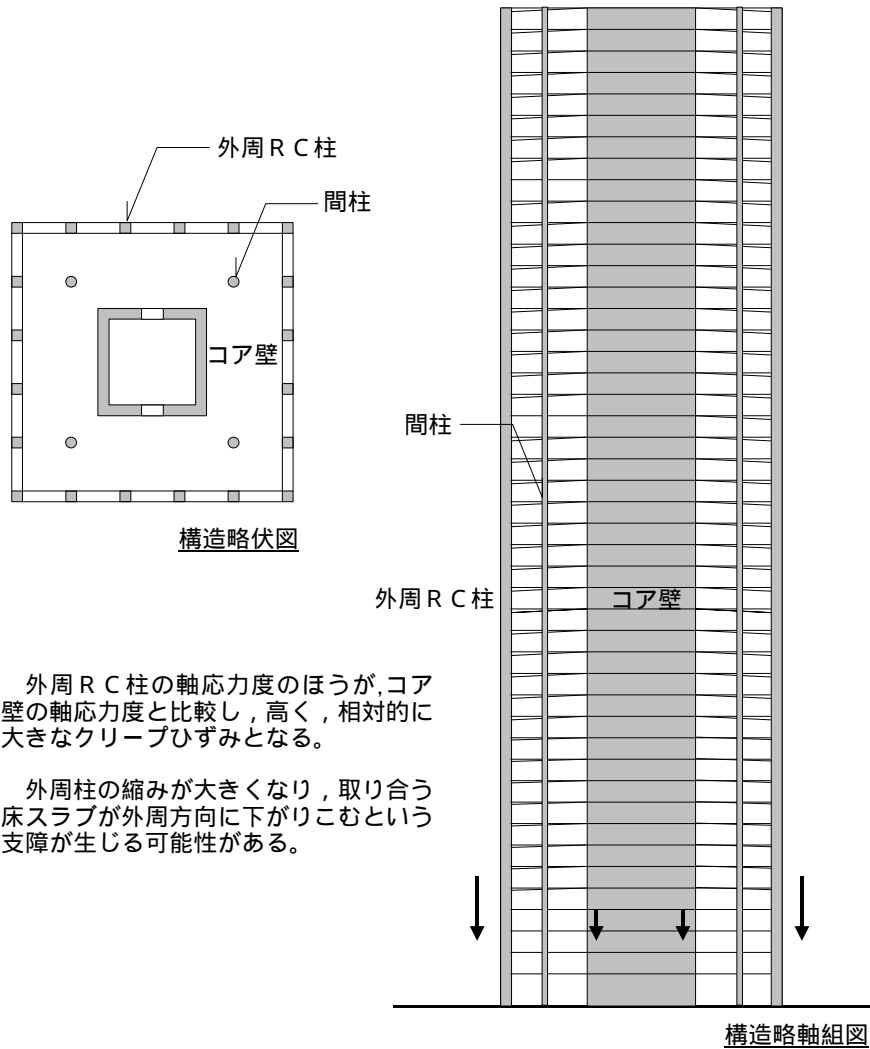


図-1.21 コア壁+外周フレームチューブ架構の例

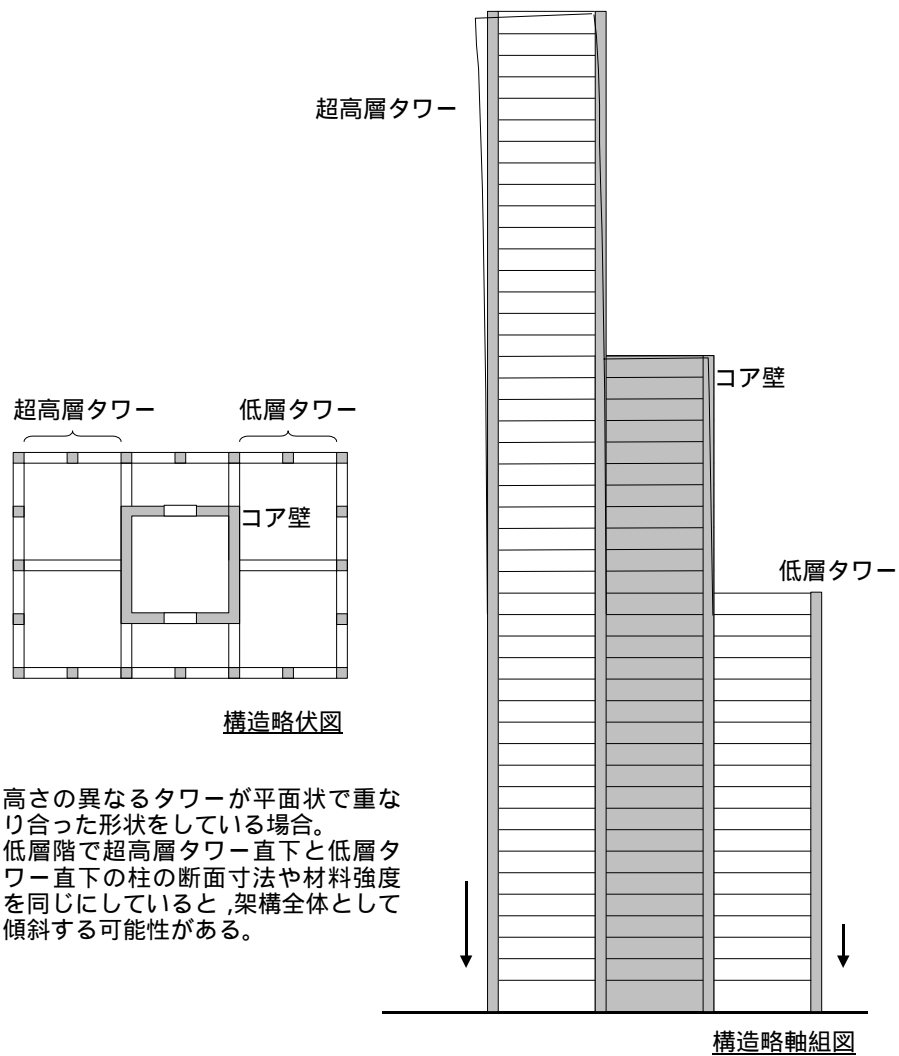


図-1.22 高さの異なるタワーが平面上で隣り合う超高層建築物の例

()その他 複合構造架構

- ・ R C系構造主体の架構に鉄骨系の鉛直方向部材が混在する場合

図-1.21 に示す間柱が鉄骨造の場合、周辺の R C造鉛直部材がクリープにより縮むのに対し、鉄骨造間柱では収縮が起こらないので、軸方向力が間柱に集まる。また、床・梁の水平部材のレベルに支障をおこす可能性がある。

- ・ 超高強度コンクリートを使用した R C柱に普通強度軸方向筋を使用する場合

超高強度コンクリートを使用した R C柱の場合、軸応力度を高く設定する設計がなされるが、弾性ひずみとクリープひずみ、さらにコンクリートの収縮ひずみを加えると、高い圧縮ひずみがコンクリートに生じ、付着により軸方向鉄筋にも高い圧縮ひずみが強制される。軸方向鉄筋が普通強度である場合、強制されるひずみに対応した応力度が降伏強度近くにまで達することも考えられ、地震時等において、早期に圧縮鉄筋が降伏することや、早期の圧縮鉄筋の座屈が懸念される。

上記検討すべき課題がある一方で、高強度コンクリートの圧縮クリープの特性を実態に合わせて適正に把握する必要がある。

高強度コンクリートのシリンダー(100mm-H200mm プレーンコンクリート)に長期許容応力度相当の軸力を長期載荷し、クリープ量を算定すると、最終クリープ量は 1000 μ 近くまで達することが報告されている¹⁴⁾。たとえば、このクリープ量が超高層建築物の柱の高さ方向で一様に生じたと仮定すると、建物高さの 0.1%(建物高さが 200m であれば 200 mm) がクリープにより縮むこととなる。平面上のすべての柱で同様の応力レベルで縮む状況であれば、支障は少ないが、先に示した検討を慎重にすべき例のように、鉛直部材の応力レベル差が大きい場合等では、問題点が顕著になることが想定される

しかし、実際は、以下の点から、クリープ量は低くなる傾向にあると考えられる。

- ・ 実部材は断面寸法が大きく、クリープの寸法の効果がある。
- ・ 軸方向鉄筋が存在するため、縮みが制御される。
- ・ 荷重は施工過程に合わせて段階的に載荷される。
- ・ 施工過程において施工当該床および柱は、施工時点で高さを調節して施工される。
- ・ 超高層建物の上層部の柱では、強度に対する軸応力度の割合(軸力比)が低くなる。

上記の影響を考慮した実質のクリープ量を推測する方法は超高強度コンクリートを使用した柱に関して、現状では示されていないことが問題である。

そこで、本研究におけるもう1つの課題として、「超高強度鉄筋コンクリート柱の長期圧縮特性」を挙げ、実建築物の柱の状況を想定した超高強度コンクリートの長期圧縮特性を研究することとした。その研究手順を以下に示す。

- () 超高強度コンクリートを用いたRC柱の長期圧縮性状の傾向
Fc180 クラスまでのコンクリートのクリープ量を、強度に応じ連続的に予測するために、各強度のシリンダー供試体とRC柱試験体の長期圧縮試験を行う。
- () 段階載荷によるRC柱の長期圧縮性状の傾向
超高層RC造建築物の施工過程を想定した段階載荷をシリンダー供試体およびRC柱試験体を用いて行い、長期圧縮性状を確かめる。
- () 実建築物におけるRC柱の長期性状の計測
実施工の超高層建築物低層階のRC柱の長期圧縮性状を計測する。
- () 寸法効果、載荷過程を考慮したクリープ量算定法の検討
()~()の実測データをもとに、超高強度コンクリートまで強度に応じ連続的に予測するクリープ評価法を検討し、軸方向鉄筋の存在の効果、寸法効果、載荷過程を考慮した評価ができる手法を模索する。
- () 提案算定法による実設計における長期圧縮性状の検討
()で提案したクリープ評価法を用いて、柱部材や試設計建築物の長期圧縮性状を評価し、問題点を検討する。

1.2 過去の研究・規準

1.2.1 拘束をした高強度コンクリートの中心圧縮特性

拘束高強度コンクリートの応力・ひずみ関係のモデル化に関して，海外では Sheikh and Uzumeri(1982)¹⁹⁾，Park et al(1982)²⁰⁾，Fafitis and Shah(1985)²¹⁾，Mander et al(1988)²²⁾，Cusson and Paultre(1995)²³⁾らの研究があり，圧縮強度 100N/mm² クラスまでのコンクリートの検討を行っている。国内においては，六車・渡邊らによる研究(1991)や崎野・孫らによる研究(1993)が，圧縮強度 120～130N/mm² クラスのコンクリートの検討を行っている。

(1) 六車・渡邊らによる研究^{24),25),26),27),28),29)}

コンクリートの圧縮靱性を改善する目的として，横補強筋によるコンクリートの横拘束の効果を示し，この拘束コンクリートの応力・ひずみ関係のモデル化を提案している。横拘束の程度を示す係数として拘束係数 C_c を式(1-1)で示している。図-1.23 に示すように，横補強筋で囲まれるコアコンクリート体積(A_2)に対して，有効に拘束されるコンクリート体積(A_1)の割合 ($1-0.5 s/w$) を指標としている。また，式(1-1)において，横拘束筋強度とコンクリート強度の影響を拘束係数 C_c に反映させている²⁴⁾。

$$C_c = 0.313 \rho_s \frac{\sqrt{f_y}}{f_c'} \left(1 - 0.5 \frac{s}{w} \right) \quad \text{----- (1-1)}$$

ρ_s : 横拘束筋体積比

f_y : 横補強筋降伏強度 (N/mm²)

f_c' : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

s : 横補強筋の間隔 (mm)

w : 拘束コア断面最小寸法 (mm)

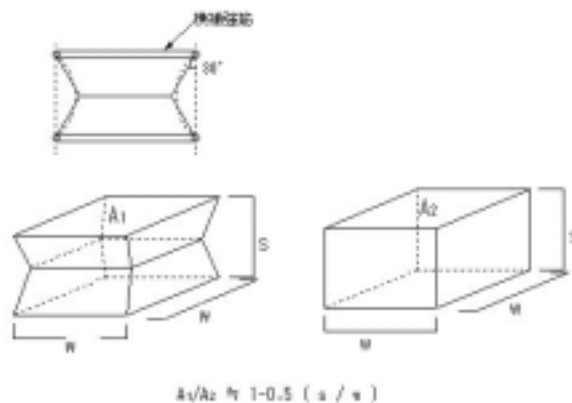


図-1.23 有効拘束コンクリート

上記拘束係数を用い，拘束コンクリートの応力・ひずみ曲線を図-1.24 のように提案している。曲線 O A B C はプレーンコンクリートの応力・ひずみ曲線を表しており，O～A は初

期弾性係数が E_i である 2 次曲線とし，コンクリート強度以後のひずみ軟化域は A B および B C の 2 本の折れ線としている。点 B は曲げ圧縮限界ひずみ時，点 C はひずみ 1 % の応力が 0 の点である。曲線 O A D E は，拘束されたコンクリートの応力・ひずみ曲線を表しており，O ~ A はプレーンコンクリートと同じとし，A ~ D は D に頂点をもつ 2 次曲線，D E は直線としている。E 点は拘束コンクリートの曲げ圧縮限界ひずみに対応している。

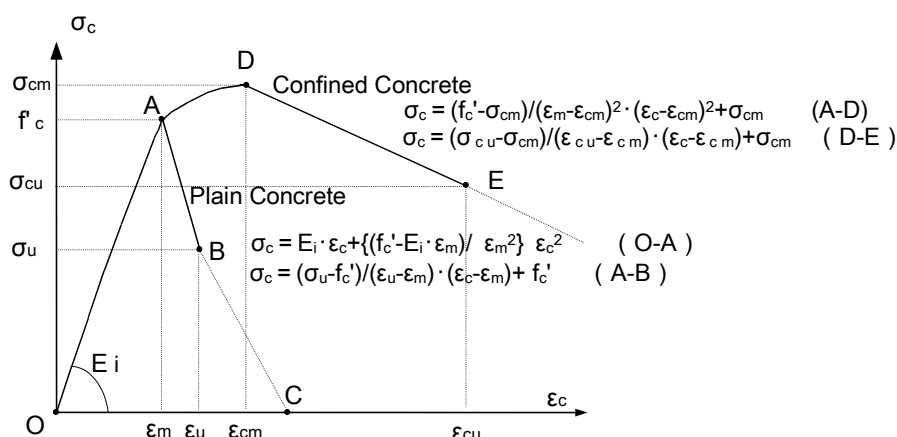


図-1.24 応力・ひずみ関係

表-1.4 応力・ひずみ関係の諸値

	プレーンコンクリート		拘束コンクリート	
	最大強度時	f_c'	コンクリート圧縮強度	c_m
	m	圧縮強度時ひずみ	c_m	圧縮強度時ひずみ $= (1+1460C_c) \cdot m$ [円形] $= (1+341C_c) \cdot m$ [矩形]
限界ひずみ時	u	限界ひずみ時応力	c_u	限界ひずみ時応力
	u	限界ひずみ	c_u	限界ひずみ $= (1+990C_c) \cdot u$ [円形] $= (1+611C_c) \cdot u$ [矩形]

圧縮強度 $26 \sim 88 \text{ N/mm}^2$ のコンクリートを用いた横拘束柱体の圧縮試験結果²⁵⁾および圧縮強度 $85 \sim 130 \text{ N/mm}^2$ のコンクリートを用いた横拘束 R C 柱の一定軸力曲げ破壊試験結果²⁶⁾、²⁷⁾から，拘束コンクリートの性状を表す特異点の値 c_m ， c_u を，プレーンコンクリートに対応する値 f_c' ， m ， u との比として，拘束係数 C_c の線形関数で表-1.4 に示すように表している。また，プレーンコンクリートおよび拘束コンクリートのそれぞれの限界ひずみ (u ， c_u) は，矩形応力ブロック係数 $k_1 \cdot k_3$ が最大となる時のひずみとして定義している。限界ひずみを算定した後，本定義に基づき，限界ひずみ時応力 (u ， c_u) を幾何学的に算定している。

圧縮強度 80 N/mm^2 クラスのコンクリートを高強度鉄筋で横拘束した横拘束柱体の応力-ひずみ曲線の実験測定値とモデル化曲線の比較を図-1.25²⁸⁾に示す。また、圧縮強度 120 N/mm^2 クラスのコンクリートを用いたRC柱の軸力比 0.423 一定軸力化でのモーメント-曲率関係の実験実測値とモデル化曲線を用いて計算したモーメント-曲率関係の比較を図-1.26に示す²⁸⁾。横拘束柱の中心圧縮試験およびRC柱の曲げ破壊試験とも本モデル化曲線を使用することで、精度良く結果を追跡できている^{28),29)}。

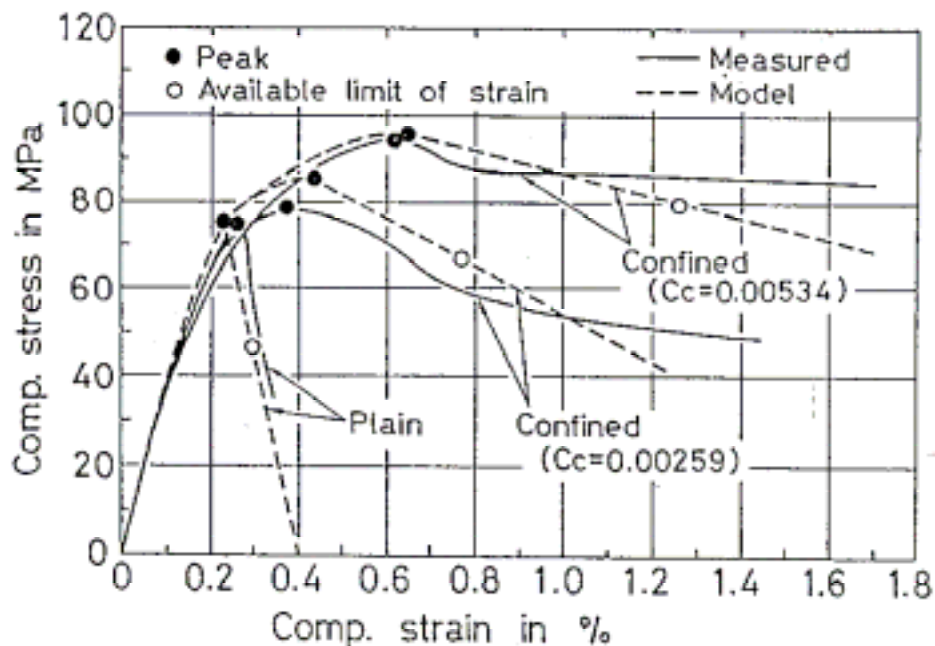


図-1.25 横拘束柱体の応力-ひずみ曲線の実験測定値とモデル化曲線の比較

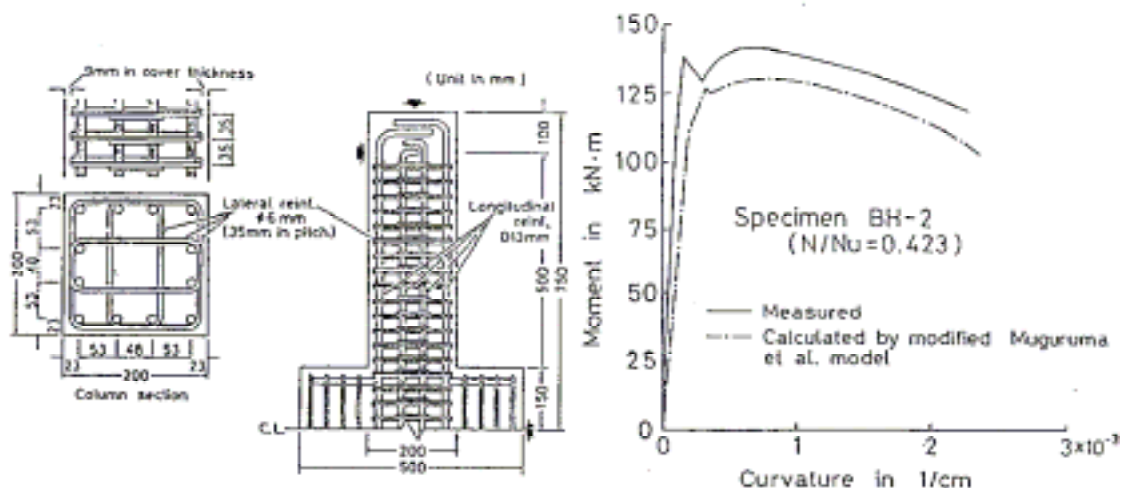


図-1.26 横拘束コンクリート柱の曲げモーメント-曲率関係

しかし，式(1-1)からわかるように，同一補強筋量であれば，高強度コンクリートほど横拘束係数は，強度に反比例して小さくなり，拘束効果が小さくなる。超高強度コンクリートに対し，限界ひずみを適切に確保する（たとえば $f_c' = 130\text{N/mm}^2$ で $\epsilon_{cu} = 1\%$ ）ためには，横拘束係数 C_c において 0.004 程度にすることが必要と示されており²⁸⁾，これに対応する横補強筋体積比は高強度せん断補強筋を使用して 4 % 近くと，相当な補強量となる。

また，コンクリート強度 130N/mm^2 の RC 柱試験体による一定軸力曲げ破壊試験においては，降伏強度 873N/mm^2 の高強度横補強筋では，普通強度の横補強筋（降伏強度 408N/mm^2 ）からの変形能力改善に大きくは寄与しなかった²⁷⁾ことなど， 130N/mm^2 以上の超高強度コンクリートに対する拘束効果の評価においては，課題が残ると考えられる。

(2) 崎野・孫らによる提案 (New RC モデル)^{30),31),32)}

『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 (New RC)』の一環として検討された応力・ひずみ関係モデルを式(1-2)～(1-13)および図-1.27 に示す³²⁾。

$$\frac{\sigma_c}{c\sigma_{cB}} = \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2} \quad \text{----- (1-2)}$$

$$c\sigma_{cB} = \sigma_p + \kappa \cdot \rho_h \cdot \sigma_{hy} \quad \text{----- (1-3)}$$

$$\sigma_p = \mu_c \cdot \sigma_B = \begin{cases} 0.8 c\sigma_B, & \text{円形断面} \\ 1.0 c\sigma_B, & \text{正方形断面} \end{cases} \quad \text{----- (1-4)}$$

$$\kappa = \begin{cases} k_c \left(1 - \frac{s}{2D_c}\right)^2, & k_c = 2.09 \text{ 円形断面} \\ k_s \left(\frac{d''}{C}\right) \left(1 - \frac{s}{2D_c}\right), & k_s = 11.5 \text{ 正方形断面} \end{cases} \quad \text{----- (1-5)}$$

$$X = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cO}}, \quad A = \frac{E_c \cdot \varepsilon_{cO}}{c\sigma_{cB}}, \quad K = \frac{c\sigma_{cB}}{\sigma_p} \quad \text{----- (1-6)}$$

$$\varepsilon_{cO} = \varepsilon_o \begin{cases} 1 + 4.7(K-1), & K \leq 1.5 \\ 3.35 + 20(K-1.5), & K > 1.5 \end{cases} \quad \text{----- (1-7)}$$

$$\varepsilon_o = 0.93(c\sigma_B)^{1/4} \times 10^{-3} \quad \text{----- (1-8)}$$

$$E_c = 4.1k \left(\frac{c\sigma_B}{100}\right)^{1/3} \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \quad \text{----- (1-9)}$$

$$k = \begin{cases} 1.0, & \text{一般} \\ 1.2, & \text{高弾性(石灰岩)} \\ 0.9, & \text{低弾性(石英片岩, 安山岩, 軽量骨材)} \end{cases} \quad \text{----- (1-10)}$$

$$D = \alpha + \beta c\sigma_B + \gamma \sqrt{(K-1)c\sigma_B/23} \quad \text{----- (1-11)}$$

$$\alpha = 1.50, \quad \beta = -1.71 \times 10^{-2}$$

$$\gamma = \begin{cases} 2.4, & \text{正方形鋼管} \\ 1.6, & \text{帯筋} \end{cases} \quad \text{----- (1-12)}$$

$$\gamma = \begin{cases} 2.4, & \text{正方形鋼管} \\ 1.6, & \text{帯筋} \end{cases} \quad \text{----- (1-13)}$$

- σ_c, ε_c : コンクリートの軸方向 応力, ひずみ
- ρ_h : 横拘束筋体積比
- $c\sigma_B$: コンクリートのシリンダー強度
- σ_p : プレーンコンクリートの強度
- $c\sigma_{cB}$: コンファインドコンクリートの強度
- ε_{cO} : コンファインドコンクリートの強度時ひずみ
- d'' : 横補強筋の公称直径
- C : 横補強筋の有効横支持長さ
- 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
- σ_{hy} : 横補強筋の降伏点応力 (直線型は685N/mm²以下)

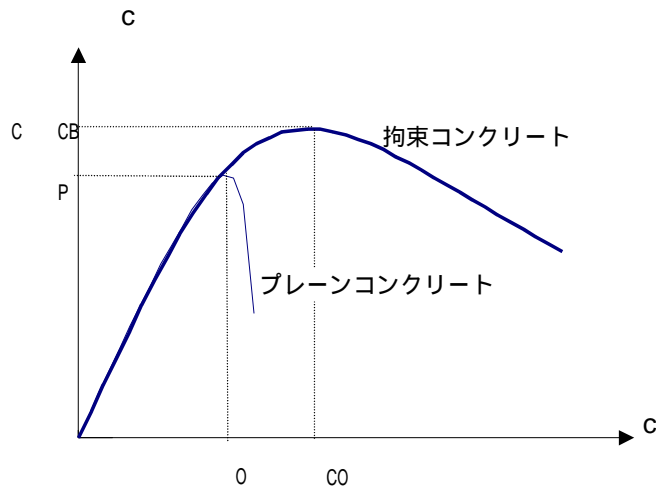


図-1.27 New RC モデル 応力・ひずみ関係

圧縮強度が $32 \sim 132 \text{ N/mm}^2$ のコンクリートを使用した $1/3$ 縮尺の円形および正方形断面の中心圧縮試験を行い，上記応力・ひずみ関係の適正を評価している^{31),32)}。

圧縮強度 132 N/mm^2 のコンクリートを使用した正方形断面の中心圧縮試験結果と提案モデルの比較を図-1.28 に示す³²⁾。Sheikh 式との比較を示しているが，ピーク点での評価の違いを指摘し，崎野・孫らによる提案が良く評価できていることを示している。

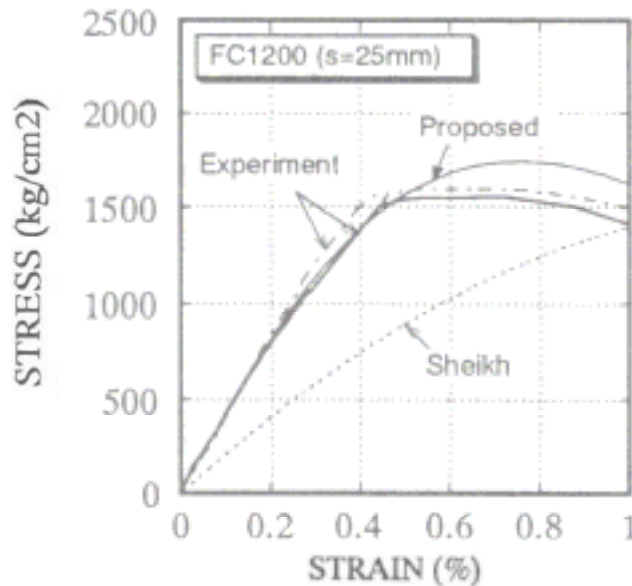


図-1.28 応力-ひずみ曲線の実験測定値とモデル化曲線の比較

また、実大に近い縮尺(断面が500mm角)の80N/mm²クラスの試験体による中心圧縮試験を行い、応力・ひずみ関係モデルの検証を行っている。試験体形状および試験体一覧・材料結果を図-1.29に示す。図-1.30に応力・ひずみ関係における実験と推定式の比較を示す。

最大耐力の評価は、六車・渡邊らによる提案式が、全体の履歴性状は崎野式が良好に近似している結果を示している。修正 Kent・Park による評価は、全体的に過大な評価となっている。

表1 試験体一覧

Test Specimen	S/D	P_v (%)	ρ (%)	$P_v - \rho = \rho_s$ (kgf/cm ²)	横補強筋
C7012	0.12	0.70	1.81	56	4-D8 Ø58
C9708	0.09	0.97	2.53	76	4-D8 Ø42
C9712	0.12	0.97	2.53	76	4-D10 Ø58
C17212	0.12	1.72	4.36	138	4-D13 Ø58

s: 横補強筋間隔 ρ: 横補強筋体積比
D: 柱せい σ_s = 8000kgf/cm²として計算

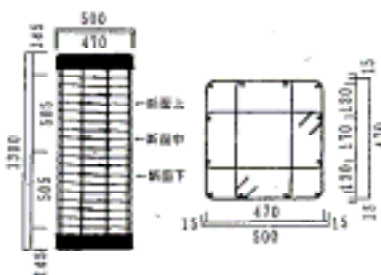


表2 材料試験結果

鉄筋	主筋			
	D19	D8	D10	D13
降伏強度kgf/cm ²	6741	9187	9692	9684
降伏時歪%	0.33	0.535	0.556	0.553
引張強度kgf/cm ²	9049	10756	11145	11328
コンクリート	標準水中		現場封緘	
圧縮強度kgf/cm ²	820		770	
静弾性係数 x10 ⁴ ・kgf/cm ²	4.30		4.22	

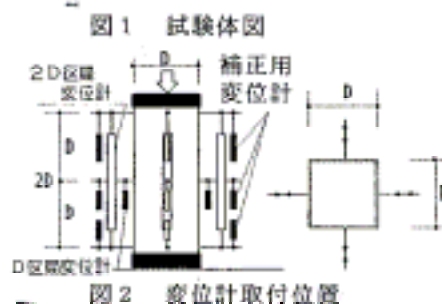


図-1.29 実大級部材の中心圧縮試験概要

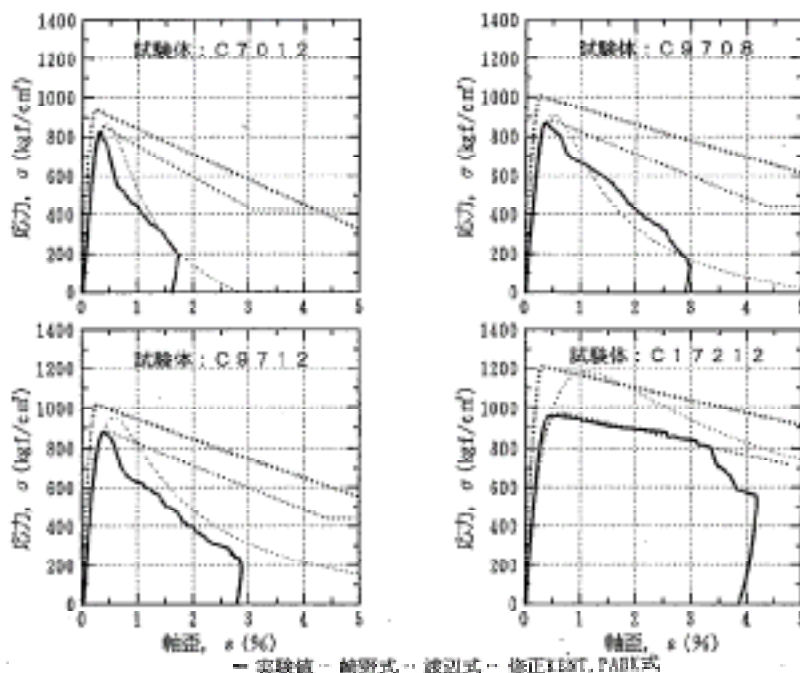


図-1.30 応力-ひずみ関係の実験結果と各モデルの比較

しかし、本モデルにおいてはコンクリート強度が 100N/mm^2 を超えるような領域において、モデル関数上の問題が出てくる。

式(1-11)において、右辺第2項のコンクリート強度 c_B の項に乘じる D が負の一定値であるので、拘束量が少なく c_B が 100N/mm^2 を超える範囲では、 D が負の値となり、不連続な関数となり、適用できなくなる。

コンクリート強度を $80, 100, 120, 140, 160\text{N/mm}^2$ の5水準、横補強筋体積比 $0, 0.5\%, 1.0\%, 1.5\%$ の4水準でパラメーターを設定し検討した New RC モデルの例を図-1.31 に示す。左列は D の値を式(1-11)で求めた原式の結果、右列は式(1-11)に $D = 0$ の条件をつけた結果である。原式である左列では $c_B = 100\text{N/mm}^2$ の $D = 0$ および $c_B = 120\text{N/mm}^2$ のすべての場合で D が負の値をとり、関数が不連続となり、不適切なモデルとなっていることがわかる。 $D = 0$ の条件をつけた右列の場合、関数は連続になるが、拘束量と拘束効果については、検証はなされておらず、問題の残るところである。

原式

条件 D 0

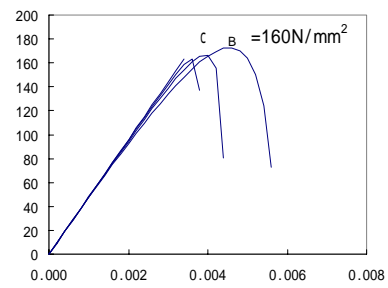
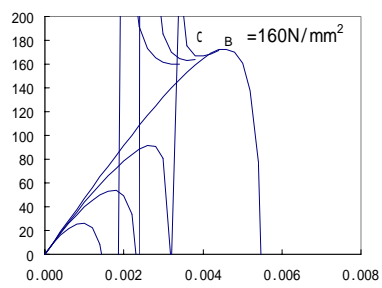
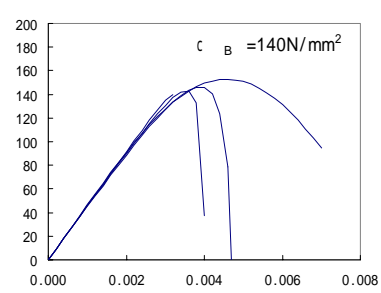
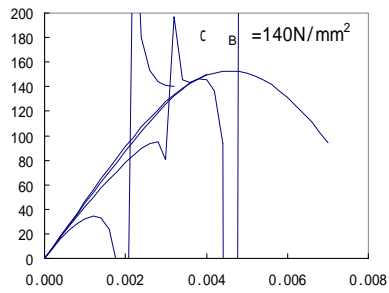
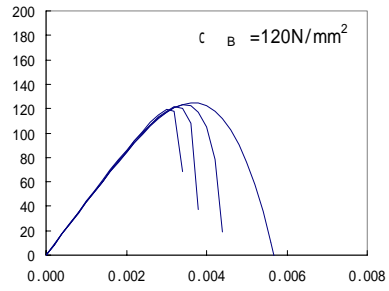
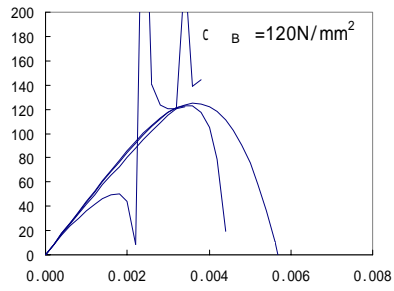
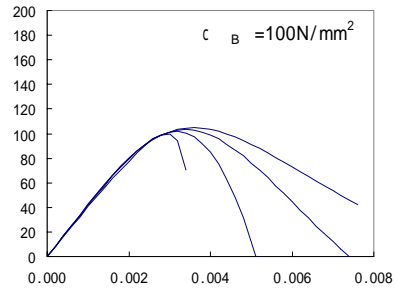
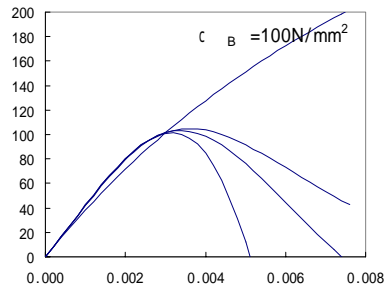
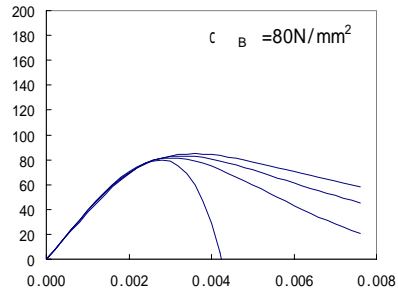
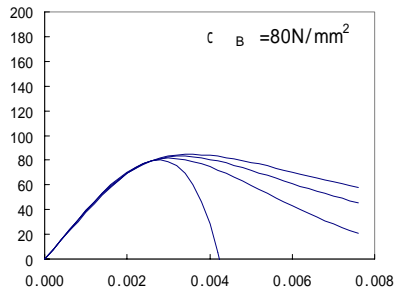


図-1.31 超高強度コンクリートに対する New RC モデルの傾向

(3) Beni Assa・西山らによる研究^{33),34)}

上記までのモデルは，実験結果の回帰分析により応力-ひずみ曲線上の特性値を求めて，応力-ひずみ曲線を表現している。これに対し，コンファインドコンクリートとこれを拘束する横補強筋の適合条件から応力-ひずみ関係を算定する報告が Beni Assa・西山らによりなされている。

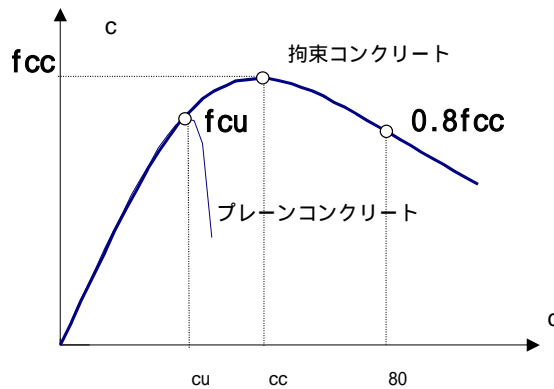


図-1.32 応力・ひずみ関係

図-1.32 に示すような拘束コンクリートの応力ひずみ関係上の主要なポイントを表した数値 (f_{cc} , ϵ_{cc} , ϵ_{80}) を，プレーンコンクリート最大強度時の応力 (f_{cu}) やひずみ (ϵ_{cu}) を用いて無次元化した値 f_{cc}/f_{cu} , $\epsilon_{cc}/\epsilon_{cu}$, $\epsilon_{80}/\epsilon_{cu}$ と，最大軸荷重時の拘束応力 f_{rp} の無拘束コンクリート圧縮強度 f_{cu} に対する比率 (f_{rp}/f_{cu}) が，線形の関係であることを，多くの中心圧縮試験から示している (式(1-14) ~ (1-16))。

$$f_{cc}/f_{cu} = 1 + 3.36 f_{rp} / f_{cu} \quad \text{----- (1-14)}$$

$$\epsilon_{cc}/\epsilon_{cu} = 1.0 + 21.5 f_{rp} / f_{cu} \quad \text{----- (1-15)}$$

$$\epsilon_{80}/\epsilon_{cu} = 2.74 + 32.84 f_{rp} / f_{cu} \quad \text{----- (1-16)}$$

さらに，最大軸荷重時の横方向ひずみ ϵ_{rp} と f_{rp}/f_{cu} が線形の関係であることを示し(式(1-17))，これを最大荷重条件 (PLC) としている。

$$\epsilon_{rp} = 0.0021 + 0.0160 f_{rp} / f_{cu} \quad \text{----- (1-17)}$$

一方で，拘束コンクリートを図-1.33のように部材断面を要素に分割モデル化し，無次元化した拘束応力 (f_r/f_{cu}) と横方向ひずみ (ϵ_r) の関係を，変形適合条件から理論的に求める方法を示している。

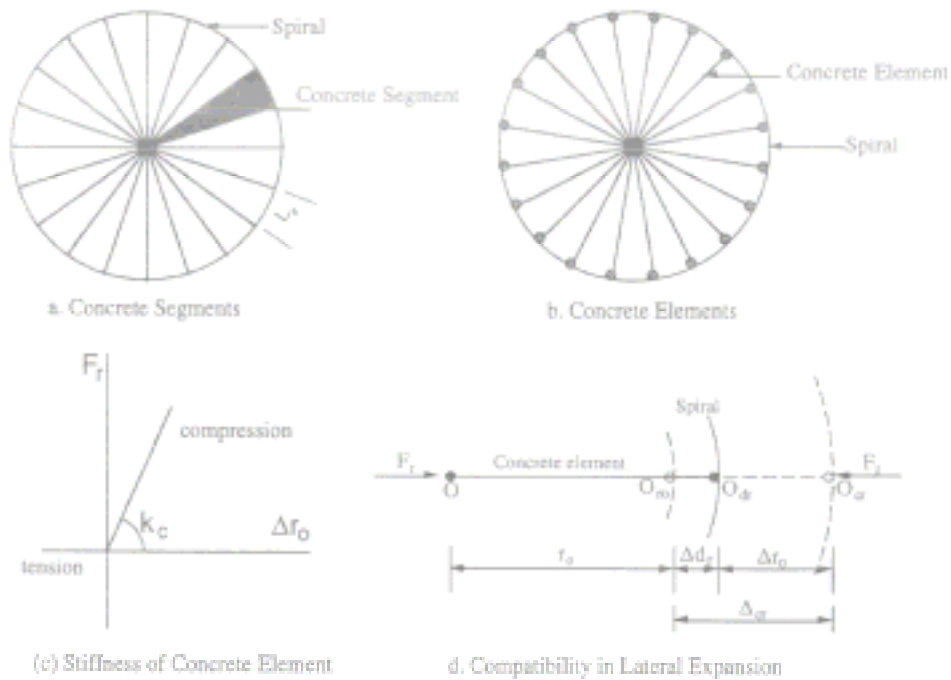


図-1.33 解析モデル

実験結果の回帰から得られた式(1-17)に示される無次元化した拘束応力(f_{rp}/f_{cu})と横方向ひずみ (ϵ_{rp}) の関係(PLC)は、最大圧縮荷重に至っていることを示すものである。つまり、図-1.34 に示す PLC 直線の左側の領域は、応力-ひずみ曲線における上昇部の領域で、右側は下降部の領域であるとしている。よって、変形適合条件から得られた(f_r/f_{cu})と(ϵ_r) の関係と PLC との交点が、解析断面における最大圧縮荷重時の ϵ_{rp} と f_{rp}/f_{cc} として扱うことが出来る。得られた f_{rp}/f_{cc} を用いて、式(1-14) ~ (1-16)から、拘束コンクリートの応力ひずみ関係上の主要なポイントを表した数値を求め、拘束コンクリートの応力・ひずみ関係を求めるものとしている。

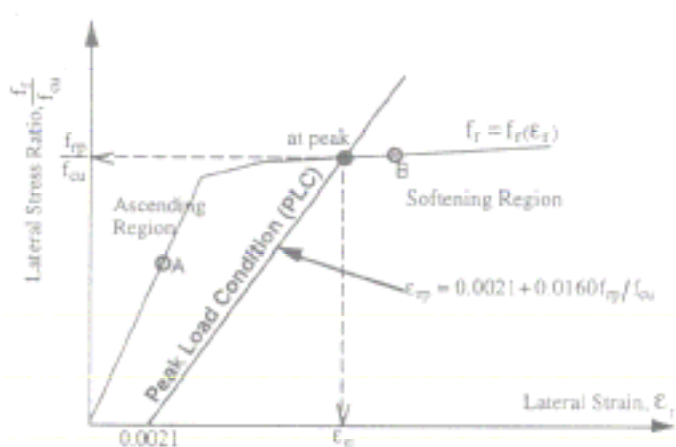


図-1.34 最大荷重時の拘束応力の決定方法

モデルの妥当性の検証例として、圧縮強度 80N/mm^2 クラスのシリンダーの中心圧縮試験結果と解析結果の比較を示す（図-1.35）。実験結果と解析の適合性を示している。

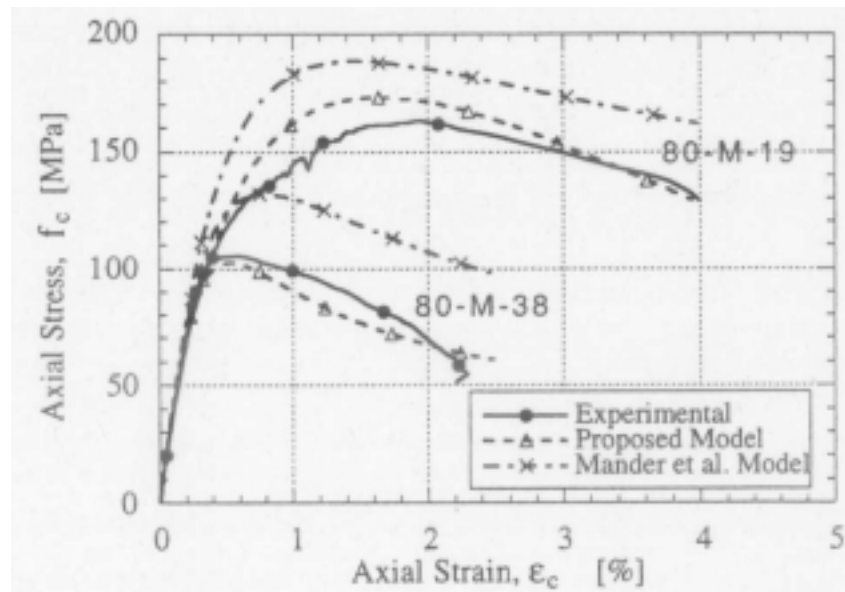


図-1.35 80N/mm^2 クラスの応力-ひずみ関係の実験結果と解析の比較

しかし、本モデルは煩雑で、実用性に向いていないと考えられる。特に矩形で中子横補強筋が存在する場合はモデルが複雑なものとなる。また、検証されている範囲は、コンクリート強度が $52.6 \sim 115.9\text{N/mm}^2$ の範囲となっている。

1.2.2 高強度コンクリートの長期圧縮特性

コンクリートのクリープは、一般（通常の強度）でクリープ係数（弾性ひずみに対するクリープひずみの比）= 3程度であり、許容応力度相当の軸荷重に対しては、1000 μ程度となる(図-1.10)。クリープ係数は、強度が高くなると低くなる傾向にある。しかし、ヤング係数は強度上昇ほどあがらず、圧縮強度に対する許容応力度の比率が同じであれば、許容応力度相当載荷時の弾性ひずみが大きくなるので、クリープひずみ量としては、クリープ係数が小さくなるようなほど小さくならない。この理由からも、超高強度コンクリートのクリープの算定は重要となってくる。

一方、クリープの予測方法は数種類あり、国内外の規準等において算定式が整備されているが、超高強度コンクリートの領域においては、研究段階で、定まった算定式は示されていない。

(1) プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説（日本建築学会 1998）³⁵⁾

プレストレスが導入されているPC部材においては、コンクリートのクリープはプレストレスの減少につながり、設計においての考慮は必須である。当規準においては、クリープに関する基本性質を以下のように示している。

- ・クリープひずみは載荷応力に比例し、比例定数は圧縮に対しても引張に対しても同じである。（Davis-Glanvilleの法則）
- ・同じコンクリートにおいては単位弾性ひずみに対するクリープの進行は一定不変である。（Whitneyの法則）

両法則をもとに、クリープひずみ(ϵ_{t-t_1})を式(1-18)のように示している。t1時に載荷し、その後 t までに生じるクリープひずみ(ϵ_{t-t_1})は、式(1-19)のように示している。また、クリープ係数および乾燥収縮は、調合が劣る（セメント量が少ない）ほど、大気湿度が低いほど、部材寸法が小さいほど大きくあられ、式(1-20)のように示している。

$$\epsilon_t = \epsilon_e + \epsilon_c \cdot t = \sigma / E_c \cdot t \quad \text{-----(1-18)}$$

$$\epsilon_{t-t_1} = \sigma / E_c \cdot (t - t_1) = \epsilon_c \cdot (t - t_1) \quad \text{-----(1-19)}$$

ϵ_t : t 時のクリープひずみ

ϵ_e : 弾性ひずみ

$\epsilon_c, \epsilon_{t-t_1}$: t 時におけるクリープ係数, t1 時におけるクリープ係数
: 載荷軸応力

E_c : コンクリートヤング係数

ϵ_{t-t_1} : t1 時載荷で t 時のクリープひずみ

$$\varphi_t = \frac{a b_1 t}{1.5 + 0.25t} \quad \text{----- (1-20)}$$

$$S_n = 5 \times 10^{-4} a b_2 \quad \text{----- (1-21)}$$

t : t 時におけるクリープ係数

S_n : 乾燥収縮最終値

a : 寸法効果を表す定数 普通の場合 1.0,

断面最小寸法が 0.75m 以上のとき 0.9

断面最小寸法が 1.5 m 以上のとき 0.8

b_1, b_2 : 乾燥の状態効果を表す定数

$b_1=0.1 \sim 1.0, b_2=0.0 \sim 1.0$

式(1-20)を用いて計算した、 t_1 時載荷で t 時のクリープ係数を表す $t-t_1$ 曲線の一例を図-1.36 に示す。Whitney の法則により、 $t-t_1$ は、 t と t_1 の差で表されている。

規準では式(1-20)での定数を $a=1.0, b_1=0.75$, ポストテンション部材でのプレストレス導入材齢を 4 週とし、 $t_1=1.2$, 最終クリープ係数 $n=3.0$, $n-t_1=3.0-1.2=1.80=2.0$ とまとめている。また、プレテンション部材においては、導入材齢を 1 週相当と考え、

$t_1=0.43, n-t_1=3.0-0.43=2.57=2.5$ としている。

本規準では、コンクリート強度の影響は、式に見込んでいない。

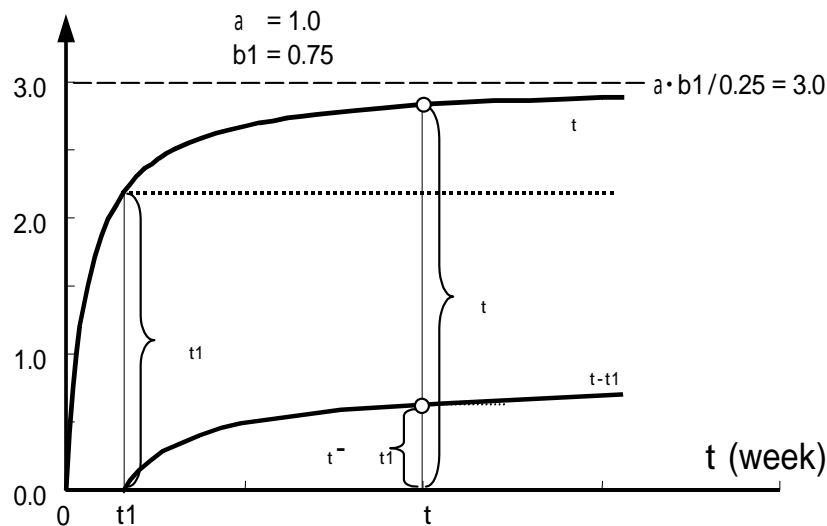


図-1.36 クリープ係数 $t-t_1$ の計算例

(2) 既往のクリープ評価式

国内外の指針などに示されているクリープ予測式として、B3 モデル (Bazant & Baweja 式)³⁶⁾、CEB-FIP モデル 1990³⁷⁾、GZ モデル (Gardner & Zhao 式)³⁸⁾、JSCE モデル³⁹⁾、ACI-209 モデルがある⁴⁰⁾。a)CEB モデル 1990、b)JSCE モデル、c)ACI-209 モデルを取り上げる。

a) CEB-FIP モデル 1990³⁷⁾

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t - t_0) \quad \text{----- (1-22)}$$

ここに、

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad \text{----- (1-23)}$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/RH_0}{0.46 \cdot (h/h_0)^{1/3}} \quad \text{----- (1-24)}$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5.3}{(f_{cm}/f_{cm0})^{0.5}} \quad \text{----- (1-25)}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_0/t_1)^{0.2}} \quad \text{----- (1-26)}$$

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{(t - t_0)/t_1}{\beta_H + (t - t_0)/t_1} \right]^{0.3} \quad \text{----- (1-27)}$$

$$\beta_H = 150 \cdot \left[1 + \left(1.2 \cdot \frac{RH}{RH_0} \right)^{18} \right] \cdot \frac{h}{h_0} + 250 \leq 1500 \quad \text{----- (1-28)}$$

$$h = 2A_c / u \quad \text{----- (1-29)}$$

- $\phi(t, t_0)$: 有効材齢 t_0 (日) で載荷された有効材齢 t (日) でのクリープ係数
- ϕ_0 : 理論 (終局) クリープ係数
- $\beta_c(t - t_0)$: 時間に依存するクリープの進行を表す係数
- RH : 相対湿度 (%), RH_0 : 100%
- f_{cm} : 材齢 28 日圧縮強度 (N/mm²), f_{cm0} : 10 N/mm²
- h : 仮想部材厚 (mm), h_0 : 100 mm
- A_c : 部材断面積,
- u : 部材断面の外気に接する部分の長さ
- t_1 : 1 日

本モデルでは、クリープ係数を、最終クリープ係数を表す ϕ_0 と経時変化を表す $\beta_c(t - t_0)$ の積で式(1-22)のように示している。コンクリート強度の影響は、式(1-25)に示すように

(f_{cm})で表し、最終クリープ係数を表す ϕ_{∞} は、この (f_{cm})に、湿度や寸法の影響を示す係数 k_{RH} と載荷開始時期の影響を示す係数 (t_0)を掛け合わせた形として、式(1-23)のように表している。また、本モデルでのクリープ係数の定義は、「材齢 28 日のコンクリートに載荷応力が作用したときの弾性ひずみに対するクリープひずみの比」としている。

コンクリート強度の適用範囲は、立方体供試体で圧縮強度 12 ~ 80N/mm² としている。

b) JSCE モデル (土木学会 2002 年制定 コンクリート標準示方書)³⁹⁾

同モデルでは、単位応力当たりのクリープひずみとして、式(1-30)により与えられている。

$$Cr(t, t') = \frac{4W(1-h)+350}{12 + f'_c(t')} \log_e(t - t' + 1) \quad \text{----- (1-30)}$$

$Cr(t, t')$: 単位応力当たりのクリープひずみ ($\times 10^{-6}/(N/mm^2)$)

t' : 載荷開始時材令 (日) ($t' \geq 1$)

h : 相対湿度 (0.4 ~ 0.9)

W : 単位水量 (kg/m^3) (130 ~ 230 kg/m^3)

$f'_c(t')$: 載荷開始時材令の圧縮強度 (N/mm^2) ($f'_c(t') \leq 80N/mm^2$)

クリープ係数は、 $Cr(t, t')$ にヤング係数を乗じることにより求めることができる。このモデルでは、単位水量を予測項目に入れていることが特徴的であるが、部材寸法の影響は考慮されていない。JSCE の予測式は、CEB-FIP モデル・B3 モデル・GZ モデルの欧米のモデルに比べ大きめの値となると報告されている⁴¹⁾。また、本モデルは、コンクリート強度 80N/mm² 以下を対象としている。

c) ACI-209 モデル⁴⁰⁾

クリープ係数の予測式は下記のとおりである。

$$\phi(t, t_0) = \frac{(t - t_0)^{0.6}}{10 + (t - t_0)^{0.6}} \cdot \phi_{\infty}(t_0) \quad \text{----- (1-31)}$$

$$\phi_{\infty} = 2.35 \cdot k_2 \cdot k_1 \cdot k_4 \cdot k_3 \cdot k_6 \cdot k_7$$

$$k_2 = 1.25 t_0^{-0.118}$$

$$k_1 = 1.27 - 0.0067h \quad h \geq 40$$

$$k_4 = \frac{2}{3} \left[1 + 1.13 e^{-(0.0212(v/s))} \right]$$

$$k_3 = 0.82 + 0.00264 \cdot S_f$$

$$k_6 = 0.88 + 0.0024 \cdot S/a$$

$$k_7 = 0.46 + 0.09 \cdot Air$$

h : 相対湿度 (%) V/S : 体積表面積比 (mm)

Sf : スランブ (mm) S/a : 細骨材率 (%) Air : 空気量 (%)

CEB-FIP モデルでのクリープ係数の定義は、「材齢 28 日のコンクリートに載荷応力が作用したときの弾性ひずみに対するクリープひずみの比」と定義されているが、ACI ではクリープ係数は「載荷時の弾性ひずみに対するクリープひずみの比」と定義している。

(3) 山本らによる研究^{42), 43), 44)}

山本は以下のクリープ予測式を提案している⁴²⁾。

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \left\{ (t - t_0) / (\alpha + (t - t_0)) \right\} \quad \text{----- (1-32)}$$

ここに、

$$\phi_0 = \phi_1 \cdot \phi_2$$

$$\phi_1 = 72.4 f_{28}^{-0.958}$$

$$\phi_2 = 0.901 (f_{t_0} / f_{28})^{-0.850}$$

$$\alpha = \alpha_1 \cdot \alpha_2$$

$$\alpha_1 = -27.7 \ln f_{28} + 136$$

$$\alpha_2 = \exp\{(-0.00294 f_{28} + 0.360) \cdot (v/s - 2.22)\}$$

(t, to) : 載荷材令 to (日) の材令 t (日) におけるクリープ係数

f28 : 材令 28 日標準養生圧縮強度 (MPa)

f to : 載荷材令時圧縮強度 (MPa)

V/S : 体積表面積比 (cm)

部材寸法の影響 (V/S) はクリープの進行速度に関する影響係数 2 として考慮されているが、終局クリープ係数には考慮されていない。また、超高強度領域 (135N/mm² 以上) では負となるため不連続関数となる。

山本らは、圧縮強度 150N/mm² クラスのコンクリートのクリープ試験をシリンダー (100 H200) で長期軸力 50N/mm² かけて行い、材齢 286 日でクリープ係数が 1.05 になったことを報告している⁴³⁾。

さらに、圧縮強度 50N/mm² と 130N/mm² のコンクリートのクリープ試験を、10x10cm ~ 50x50cm を中心に、最大 450x1300cm までの種々の断面寸法で行い、コンクリート強度と寸

法の影響について検討を行っている⁴⁴⁾。圧縮強度 130N/mm^2 のコンクリートでは、乾燥収縮の予測に関して、CEB-FIP モデルは若干の過少評価、JSCE モデルは若干の過大評価となっている。また、クリープに関しては、CEB-FIP モデルおよび JSCE とも過大評価となるが、CEB-FIP モデルにおいて、終局クリープ係数に実験値を用いれば、経時的な変化はほぼ評価できるとしている。そこで、CEB-FIP モデルにおける終局クリープ係数に及ぼすコンクリート強度の影響係数 (f_{cm}) および終局クリープ係数に及ぼす載荷材齢の影響係数 (t_0) を実験データにフィットさせるように修正する予測当てはめ式の提案を行い、予測誤差を改善できることを示している(図-1.37)。

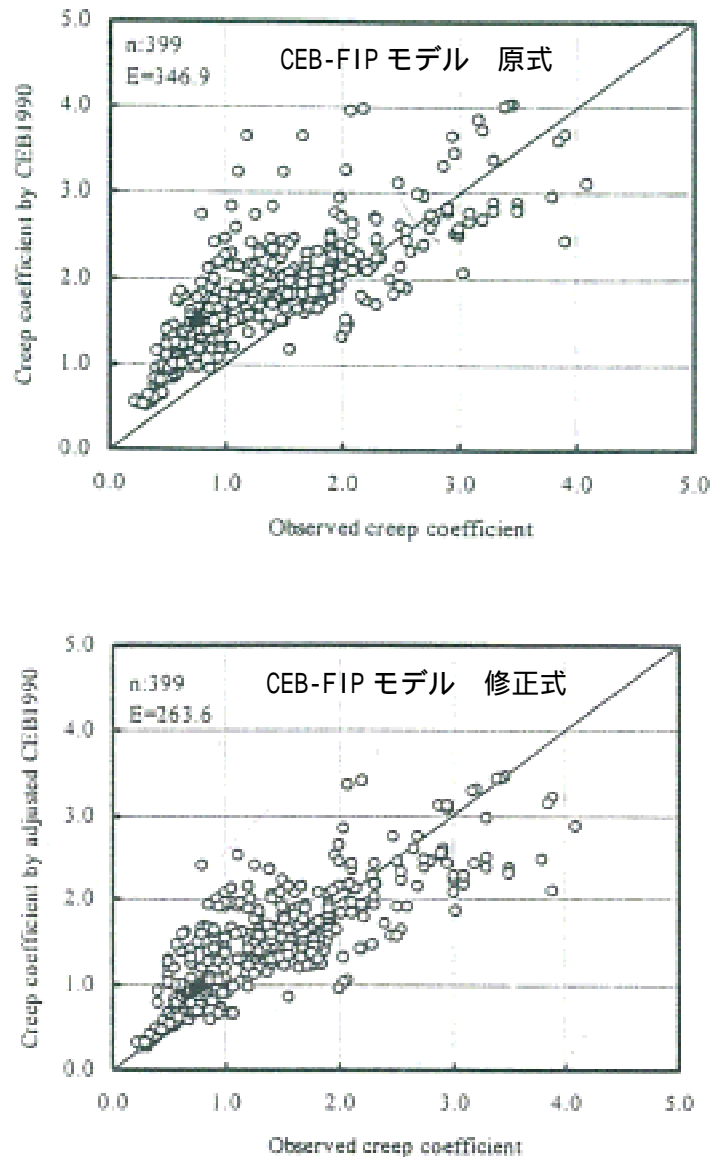


図-1.37 クリープ係数の計算値と実験値の比較

1.3 本論文の構成

1章では、超高強度コンクリートの技術的背景，研究の課題・目的を示す。また，本研究課題の設定とこれに関する過去の研究を示し，本項で論文構成を示す。

まず，現在までの超高強度コンクリートの使用状況と材料分野での進歩および超高層建築物の設計状況を示した。そこにおいて，Fc150クラスの超高強度コンクリートを使用したRC柱の耐震性能は，既往の評価法の延長線上での適用では十分でないことを示した。また，長期圧縮性状の検討は，超高層建築物の場合，非常に注意を払う事項であることを示した。そこで，本研究の課題を，超高強度コンクリートを使用したRC柱についての，中心圧縮特性および長期圧縮特性として，その研究目的を示した。次に，中心圧縮特性および長期圧縮特性に関する過去の研究を示したが，超高強度コンクリートの領域において，設計上の耐震性能および長期性能を検討するのに適するデータはほとんど無く，本課題が研究に値することを示した。

2章では，超高強度コンクリートを使用したRC柱の中心圧縮特性の把握を研究対象とした実験およびその考察を示す。

圧縮強度が $100 \sim 180\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートを使用したRC柱の短期中心圧縮試験を，コンクリート強度，柱形状，拘束量を変数とし，計画し，実施した。この結果から適量の高強度横補強筋で拘束することにより圧縮特性の改善が期待できる方向性を示す。六車・渡邊モデルを基本として，圧縮強度が $100 \sim 180\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートの拘束コンクリートの応力-ひずみ関係のモデル化の提案を行う。

3章および4章は，超高強度コンクリートを使用したRC柱の長期圧縮特性を研究対象とした実験・計測およびその考察を示す。

3章では，圧縮強度が $100 \sim 180\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートを用いた縮小RC柱の長期圧縮試験を示す。この結果から，基本とするクリープ評価モデルを既往モデルから選定し，これを修正および再評価することにより，超高強度コンクリートの応力-ひずみ関係のモデル化の提案を行う。

4章では，載荷時期および部材寸法が及ぼすクリープへの影響を検討するため，圧縮強度が 150N/mm^2 クラスの超高強度コンクリートを使用した縮小RC柱およびシリンダーの段階的載荷長期圧縮試験を示す。さらに，実構造物におけるFc130およびFc100のRC柱の長期ひずみ観測を示す。これらの結果から，3章で提案したクリープ評価モデルにおける載荷時期および部材寸法の影響係数を検証し，さらに複合部材である鉄筋コンクリート柱の段階的載荷を簡易に評価できる算定法を示す。

5章では、3章および4章で示した、寸法効果および段階荷重を取り入れた超高強度コンクリートを使用したRC柱のクリープ予測法を用い、部材レベルでの検証および試設計建物レベルでの検証を行う。

部材レベルでの検証では、実断面で施工状況に応じて鉛直荷重が加わった場合に、軸ひずみがどの程度となり、軸力負担がコンクリートと軸方向筋でどのようになるのかを算定し、長期設計上の課題を示す。さらに、長期に亘って鉛直力が載荷された後の耐震性能を、断面解析を行うことによって調べ、軸方向筋の強度が耐震性能にどう影響を及ぼすのかを検討する。

試設計レベルでの検証では、建物高さ200mクラスの60階建ての超高層RC造建築物を対象に、鉛直荷重による柱の軸ひずみが、建物フレームにどのように影響を及ぼすのかを検討する。

最後に6章では本研究で得られた結論をまとめ、さらに今後の課題および問題点を示す。

参考文献

- 1) 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 (財)国土開発技術研究センター, 1988-1992
- 2) 室田達郎, 青山博之, 平石久廣: New RC プロジェクトの経緯および概要, コンクリート工学, Vol.32, No.10, pp.6-10, 1994.10
- 3) 黒羽健嗣, 並木哲, 河西正一, 小林敏彦: Fc600kgf/cm²の高強度コンクリートを用いた超高層建物の施工, コンクリート工学, Vol.33, No.9, pp.29-39, 1995.9
- 4) 陣内浩, 黒羽健嗣, 並木哲, 黒岩秀介 他: 設計基準強度 100N/mm²の高強度コンクリートを用いた超高層建物の施工, 日本建築学会技術報告集, 第9号, pp.7-12, 1999.12
- 5) 陣内浩, 黒岩秀介, 寺内理恵子, 阿部剛士: 設計基準強度 150N/mm²の低収縮型超高強度コンクリートの製造と施工, セメント・コンクリート, No.723, pp.18-24, 2007.5
- 6) 黒岩秀介, 河合邦彦, 小田切智明, 嵐山正樹: Fc130N/mm²の高強度コンクリートを用いた超高層集合住宅の施工, コンクリート工学, Vol.42, No.10, pp.44-49, 2004.10
- 7) 小室努, 黒岩秀介, 渡辺英義, 陣内浩: 150N/mm²級の超高強度コンクリートを用いたRC柱の実用化研究, コンクリート工学, Vol.39, No.10, pp.9-16, 2001.10
- 8) 菅侯匠, 太田晃: 100~150N/mm²級超高強度コンクリート用高性能 AE 減水材の動向, 材料, Vol.54, No.8, pp.794-803, 2005.8
- 9) 早川光敬, 並木哲, 陣内浩: 建築用高強度コンクリートの開発状況, 材料, Vol.52, No.12, pp.1445-1449, 2003.12
- 10) 陣内浩, 黒岩秀介, 早川光敬, 並木哲, 飯島真人, 原孝文, 小田切智明, 井上善尊: 設計基準強度 150N/mm²クラスの高強度コンクリートによる実大RC柱の施工性と構造体強度発現性状の検討, 日本建築学会技術報告集 第17号, pp.1-5, 2003.6
- 11) 川端一三: 超高層RC造の設計の考え方と全般的な注意点, 建築技術, pp.124-127, 2002.07
- 12) 小室努, 渡辺英義, 是永健好, 川端一三: 150MPa 超高強度コンクリートを用いたRC柱の耐震性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.277-282, 2002.6
- 13) 村松晃次, 小室努, 今井和正, 是永健好: 超高強度鉄筋コンクリート柱の曲げ耐力算定用ストレスブロック係数, 日本建築学会構造系論文集 第604号, pp.127-134, 2006.6
- 14) 後藤和正, 小室努, 陣内浩, 川端一三: 高強度コンクリートの圧縮クリープ性状, コンクリート工学年次論文集 Vol.22, No.2, pp.625-630, 2000
- 15) 陣内浩, 榊田佳寛, 早川光敬, 並木哲: 180N/mm²クラスまでの高強度コンクリートの各種強度と長期力学特性, セメントコンクリート論文集, No.57, pp.428-435, 2003
- 16) 日本建築学会: 建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事, pp.427, 1997
- 17) 黒岩秀介, 陣内浩, 小林裕, 川端一三, 西川泰弘, 木村雄一, 阿部剛士, 嶋田孝一: 耐火性能向上を目的にポリプロピレン繊維を混入した高強度コンクリートの実用化および適用, 日本建築学会技術報告集, 第16号, pp.17-22, 2002.12

- 18) 黒岩秀介, 小林裕, 陣内浩, 渡邊悟士: 新しい爆裂対策用繊維を用いた 150N/mm²級超高強度コンクリートの開発と適用, セメント・コンクリート, No.691, pp.10-17, 2004.9
- 19) Sheikh,S.A. and Uzumeri,S.,M., "Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns" Proceedings, ASCE, Vol.108, ST12, pp2703-2722, 1982.12
- 20) Park,R., Priestley,M.J.N. and Gill,W.D., "Ductility of Square Confined Concrete Columns" Proceedings, ASCE, Vol.108, ST4, pp.929-950, 1982.4
- 21) Fafitis,A., and Shah,S.P., "Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns" ACI Publ. SP-87-12, High-Strength Concrete, American Concrete Institute, Detroit, pp213-233,1985
- 22) Mander,J.B., "Seismic Design of Bridge Piers" Research Report(No.84-2), University of Canterbury, Feb.,1984, Chp.3
- 23) Cusson,D. and Paultre,P., "Stress -Strain Model for Confined High Strength Concrete" Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.121, No.3, pp468-477,1995
- 24) 六車熙, 渡辺史夫, 勝田庄二, 田中仁史: 横拘束コンクリートの応力-ひずみ曲線のモデル化, セメント技術年報, 34, pp. 429-432, 1980 年
- 25) 六車熙, 渡辺史夫, 岩清水隆, 光枝良: 横補強による高強度コンクリートのじん性改善に関する研究, コンクリート工学年次論文集, pp.317-320, 1983 年
- 26) 六車熙, 渡辺史夫, 小室努: 高強度コンクリートの鉄筋コンクリート靱性柱への適用に関する研究, コンクリート工学年次論文集 11-2, pp.293-298, 1989 年
- 27) 西山峰広, 藤村孝暢, 渡辺史夫, 六車熙: 高強度コンクリートと横拘束筋を用いた鉄筋コンクリート柱の力学性状, コンクリート工学年次論文集 13-2, pp.409-414, 1991 年
- 28) 六車熙, 渡辺史夫, 西山峰広: 高強度コンクリートの靱性改善, プレストレストコンクリート技術協会 第 2 回シンポジウム論文集, pp.10-14, 1991.11,
- 29) 渡辺史夫, 西山峰広, 六車熙: 超高強度コンクリートを用いた RC 柱の曲げ強度と靱性, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 446 号, pp.99-106, 1993 年 4 月
- 30) 崎野健治, 孫玉平: コンファインド高強度コンクリートの中心圧縮性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集 15-2, pp.713-718, 1993
- 31) 孫玉平, 崎野健治: 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱の靱性改善に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集 15-2, pp.719-724, 1993
- 32) 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 平成 4 年度 New RC 研究開発概要報告書, (財)国土開発技術研究センター, pp.3-2-76 - 3-2-78,1993.5
- 33) Assa,B., Nishiyama,M. and Watanabe,F., " New Approach for Modeling Confined Concrete :Circular Columns" Journal of Structural Engineering, July, pp.743-750, 2001
- 34) Assa,B., Nishiyama,M. and Watanabe,F., " New Approach for Modeling Confined

- Concrete :Rectangular Columns " Journal of Structural Engineering, July, pp.751-757, 2001
- 35) プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, 日本建築学会, pp.106-113,1998
- 36) Bazant, Z.P. et al. : Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures-Model B3, Materials and Structures, RILEM, Paris, France, Vol.28, pp.357-365, 1995
- 37) Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE), Thomas Telford, pp.52-65, 1998
- 38) Gardner, N. J. : Design Provisions for Shrinkage and Creep of Concrete, Proceedings of International Conference on Engineering Material, Ottawa, Canada, Vol.1, pp.647-657, 1997
- 39) 土木学会コンクリート委員会:2002年制定コンクリート標準示方書[構造性能照査編], p.36, 土木学会, 2002.3
- 40) ACI Committee 209 : Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structure
- 41) 綾野克紀:クリープの予測手法とその精度の現状, コンクリート工学, Vol.43, No.5, pp.51-55, 2005.5
- 42) 日本建築学会:プレストレスト(鉄筋)コンクリート構造部材の設計法・現状と将来, pp.4-5, 2000.4
- 43) 山本俊彦:150MPa 超高強度コンクリートのクリープおよび乾燥収縮, コンクリート工学年次論文集, Vol.15, No.1, pp.115-118, 1993
- 44) 今本啓一,山本俊彦,大岡督尚:5年間の実測データに基づくコンクリートのクリープ・収縮寸法効果の評価とクリープ予測法の提案, 日本建築学会構造系論文集 第593号, pp.9-16, 2005.7

第2章 超高強度鉄筋コンクリート柱の中心圧縮特性

2.1 はじめに

近年の鉄筋コンクリート(以下、RC)造建築物においては、高強度材料や構造部材に関する研究、解析技術の進歩等により、高強度コンクリートが多くの高層建築物に適用され、RC造建築物の適用範囲が非常に大きくなった^{1),2)}。集合住宅を主とする建築物の高層化の需要がさらに進み、設計基準強度 150N/mm²の超高強度コンクリートを超高層建築物の下層階のRC柱に適用するようになった³⁾。この柱では、軸方向筋(主筋)に規格降伏点強度 685 N/mm²の太径異形鉄筋を使用し、横補強筋(帯筋)に高強度異形PC鋼棒(SBPD1275/1420)を使用している。軸方向筋は主として曲げおよび軸方向力に抵抗するために設計され、横補強筋には、せん断強度の確保、圧縮力を受ける軸方向筋の座屈防止およびコンクリート圧縮靱性の改善の3つの役割を期待している。コンクリート強度が高くなるにつれ、コンクリートを拘束することによる圧縮靱性の改善効果は低くなると報告されているが⁴⁾、圧縮強度 100 N/mm²を超えるRC柱においても、適切な横補強筋の配置により、圧縮靱性が改善され、地震時に曲げ変形性能が十分であることが示されている^{5),6),7)}。

一方で、十分に拘束をされていても、圧縮強度 100 N/mm²を超えるRC柱の曲げせん断実験では、かぶりコンクリートの激しい圧壊が生じ、負担せん断力の一時的な低下が見られる現象(1次ピーク)が観察されている。このような特性をもつ柱には、設計応答を1次ピーク内の弾性範囲内にとどめ、更なる安全性を確保するため、横拘束によりコンクリートの圧縮靱性を改善して、拘束コンクリートの影響が支配的な2次ピークにおける強度を適切に確保する使用方法が挙げられる⁸⁾。

1次ピークの強度を評価するには、プレーンコンクリートの応力-ひずみ関係において最大強度時までを線形(三角形分布)と仮定し、等価なコンクリート圧縮ブロックを用い、耐力を算定出来る。また、2次ピークの強度を評価するためには、コアコンクリート部分の拘束コンクリートの応力-ひずみ関係を適切に定め、平面保持解析を行う方法がとられる。しかし、圧縮強度 150N/mm²クラスの拘束コンクリートの応力-ひずみ関係に関する資料は少なく、どの程度の拘束量がコンクリートの圧縮靱性を改善することができるかは、明確に示されていない。

そこで、超高強度コンクリートを使用したRC柱の横拘束による圧縮靱性改善を詳細に把握するため、圧縮強度が 100~180N/mm²の拘束をした超高強度コンクリートの中心圧縮試験を計画した。無筋のプレーンコンクリートから、拘束量を連続的に変化させた拘束コンクリートの中心圧縮試験を行い、拘束量の変化に応じた応力-ひずみ関係の変化を検討することとした。この実験結果と既往の拘束コンクリート応力-ひずみ関係モデルを比較し、超高強度コンクリートに対する、拘束コンクリート応力-ひずみ関係モデルの再評価を検討する。

2.2 試験体および実験方法

2.2.1 試験体

試験体は、260x260mm（外周横補強筋芯々間距離 250mm）の正方形断面 R C 柱 17 体，直径 250mm（外周横補強筋芯々間距離 240mm）の円形断面 R C 柱 12 体，直径 150mm の円形断面プレーンコンクリート柱 3 体とする，計 32 体である。R C 柱試験体の高さは，辺長または直径の約 3 倍とし，プレーンコンクリート柱試験体の高さは直径の 2 倍とした。試験体一覧を表-2.1 に，R C 柱の試験体形状を図-2.1 に示す。全ての R C 柱試験体は，横補強筋に囲まれたコアコンクリート部分のみのかぶりのない柱としている。これは，かぶりコンクリートの剥落による急激な耐力低下を防ぎ，拘束コンクリートの連続的な応力・ひずみ関係を得るためである。実験の変数は，断面形状，コンクリート目標強度（100,150,180 N/mm² の 3 水準）および横補強筋量とした。表-2.1 での p_w は想定かぶりを含む断面に対してのせん断補強筋比を示し， ρ_s は横拘束筋体積比（コアコンクリート体積に対する横補強筋体積の比）を示す。

R C 柱試験体は軸方向筋に USD685 を，横補強筋に SBPD1275/ 1420 を使用した。最大耐力以降の耐力下降域での計測を可能とするため，No.1～14 および No.18～29 の断面中央部に 23 の P C 鋼棒を材軸方向に配置した。

正方形断面 R C 柱の 17 体のうち，No.3 と No.4，No.6 と No.7，No.11 と No.12 は横拘束筋体積比 ρ_s を 2.9%と同量とし，横補強筋径（5.1mm と 6.4mm）とピッチ（27mm と 40mm）を変え，配筋法の影響を見ることとした。また，表-2.1 の中に* 印で示している No.9, No.14, No.16, No.17 は，最大強度以前および最大強度時以降の下り勾配時で繰り返し載荷を行い，載荷方法による影響を調べることを目的とした。

円形断面 R C 柱の 12 体のうち，No.19 と No.20，No.23 と No.24, No.27 と No.28 は横拘束筋の体積比 ρ_s を 1.2%と同量とし，横補強筋径（5.1mm と 6.4mm）とピッチ（27mm と 40mm）を変化させ，配筋法の影響を見ることとした。

コンクリートの調合を表-2.2 に示す。コンクリート結合材は，普通ポルトランドセメントにスラグ石膏およびシリカフュームを混合したものとし，水結合材比は，目標強度が 100N/mm² のものは 33%，150 および 180 N/mm² のものは 15%とした。コンクリート打設後，100 および 150N/mm² の試験体は室外で養生し，180N/mm² の試験体は 70 の養生槽内で 3 日間蒸気養生を行った。コンクリートの材料試験結果を表-2.3 および図-2.2 に示す。いずれも 260 x 260 x 750mm のコンクリートブロックからのコア抜き供試体（100 x 200）を用いた載荷日の試験結果である。また，鋼材の引張試験結果を表-2.4 に示す。

表-2.1 試験体一覧

試験体 番号	断面形状	目標強度 N/mm ²	P _M %	ρ _s %	横補強筋			
No.1	正方形 260×260 (想定かぶり を含む断面： 300×300)	100	0.7	2.0	U5.1--φ40			
No.2			1.0	2.9	U5.1--φ27			
No.3			1.5	4.4	U6.4--φ40			
No.4					U6.4--φ27			
No.5		150	0.7	2.0	U5.1--φ40			
No.6			1.0	2.9	U5.1--φ27			
No.7			1.5	4.4	U6.4--φ40			
No.8					U6.4--φ27			
No.9*		180	0.7	2.0	U5.1--φ40			
No.10						1.0	2.9	U5.1--φ27
No.11								
No.12						U6.4--φ27		
No.13		100	1.0	2.9	U5.1--φ27			
No.14*						150	180	
No.15								U5.1--φ27
No.16*								
No.17*		円形 φ250 (想定かぶり を含む断面： φ290)	100	0.3	0.8	U5.1-○-φ40		
No.18	0.5			1.2	U5.1-○-φ27			
No.19					150	0.3	0.8	U5.1-○-φ40
No.20	0.5		1.2	U5.1-○-φ27				
No.21				180				0.3
No.22	0.5		1.2		U5.1-○-φ27			
No.23				0.7	1.8	U6.4-○-φ27		
No.24	0.3		0.8				U5.1-○-φ40	
No.25							0.5	1.2
No.26	100	0	0	-				
No.27					150	180		
No.28							U6.4-○-φ40	
No.29	PL100	φ150						
PL150			U6.4-○-φ27					
PL180				U6.4-○-φ27				

主筋 No.1～14：12-D16(USD685) (ρ_g=2.65%)，4-φ23PC鋼棒
 No.15～17：16-D16(USD685) (ρ_g=3.54%)
 No.18～29：12-D16(USD685) (ρ_g=3.62%)，4-φ23PC鋼棒
 ρ_g：想定かぶりをを含む断面で求めた主筋比
 横補強筋 ρ_v：想定かぶりをを含む断面で求めた横補強筋比
 ρ_c：コア断面で求めた体積比
 載荷方法 * 印：繰り返し載荷，無印：単調載荷

表-2.2 コンクリート調合

目標強度 (N/mm ²)	水結合材 比 (%)	結合材 ^{*1} (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	粗骨材 ^{*2} (kg/m ³)	細骨材 ^{*3} (kg/m ³)
100	33.0	485	160	871	863
150,180	15.0	1000	150	871	463

*1 普通ポルトランドセメント：スラグ石膏：シリカフェム=7：2：1（質量比）

*2 安山岩系砕石 *3 安山岩系砕砂

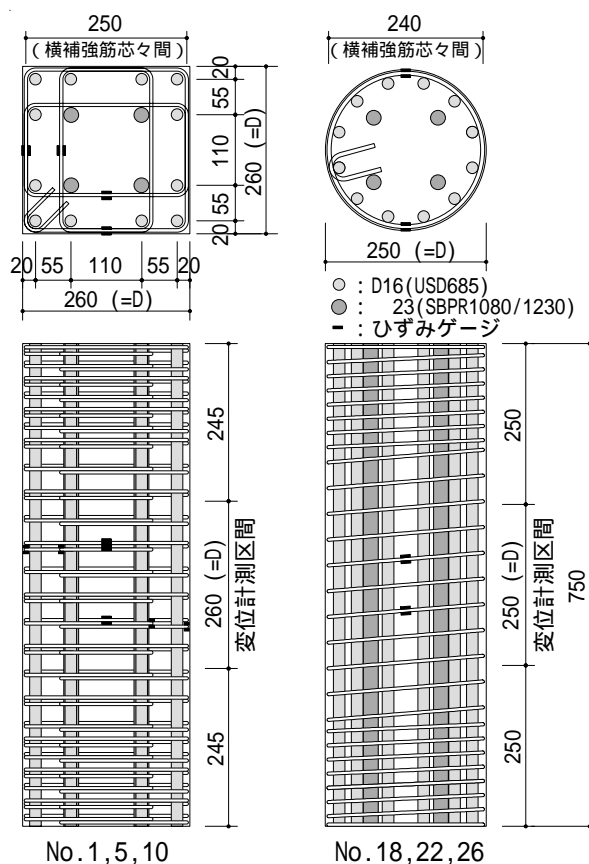
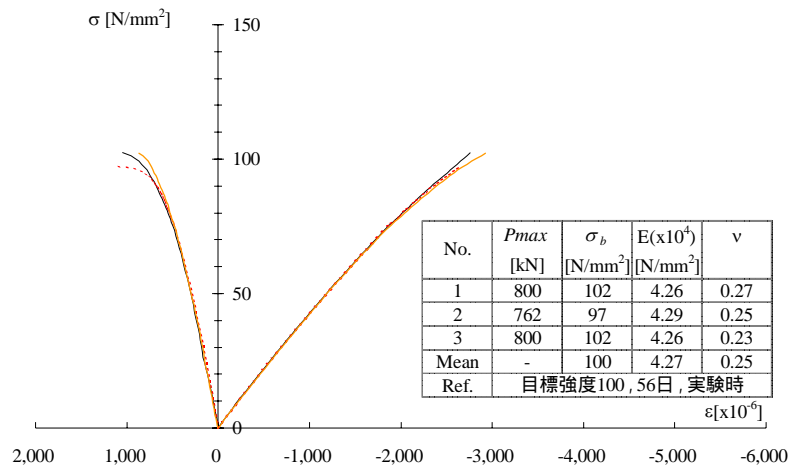


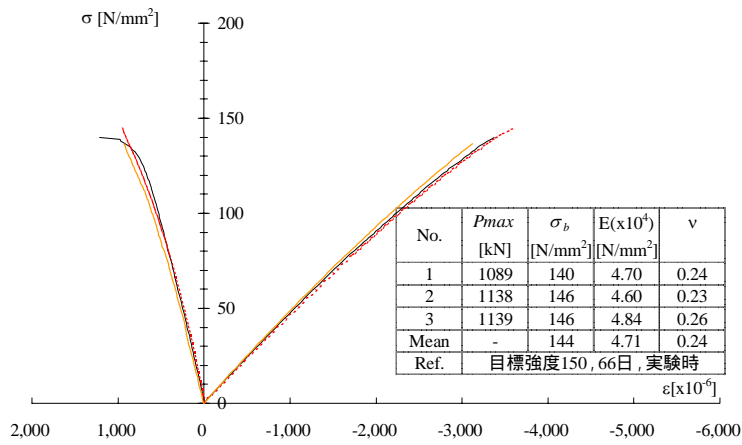
図-2.1 R C 柱試験体形状

表-2.3 コンクリート材料試験結果

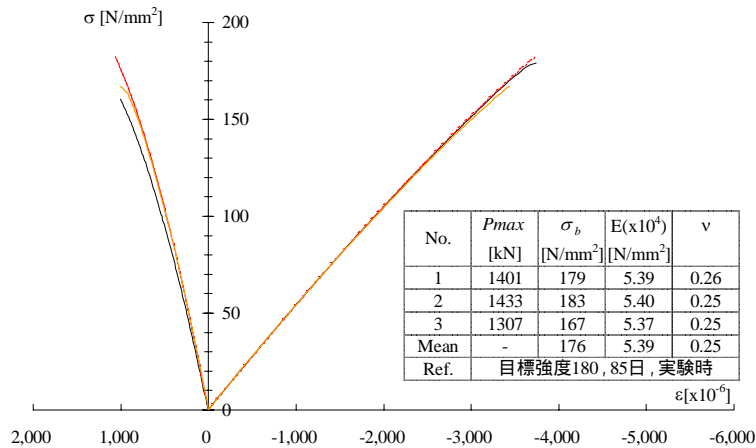
目標強度	供試体	圧縮強度 N/mm ²	割裂強度 N/mm ²	ヤング率 kN/mm ²	ポアソン比	試験日材齢
100 N/mm ²	No.1	102	5.85	42.6	0.27	56日 (実験時)
	No.2	97	5.88	42.9	0.25	
	No.3	102	5.19	42.6	0.23	
	平均	100	5.64	42.7	0.25	
150 N/mm ²	No.1	140	6.93	47.0	0.24	66日 (実験時)
	No.2	146	7.67	46.0	0.23	
	No.3	146	7.96	48.4	0.26	
	平均	144	7.52	47.1	0.24	
180 N/mm ²	No.1	179	6.57	53.9	0.26	85日 (実験時)
	No.2	183	7.42	54.0	0.25	
	No.3	167	7.95	53.7	0.25	
	平均	176	7.31	53.9	0.25	



(a) 目標強度 100 N/mm²



(b) 目標強度 150 N/mm²



(c) 目標強度 180 N/mm²

図-2.2 コンクリート圧縮強度試験結果

表-2.4 鋼材の引張試験結果

	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング率 (kN/mm ²)
D16 (USD685)	730	944	191
U5.1 (SBPD1275/1420)	1515	1515	202
U6.4 (SBPD1275/1420)	1440	1498	205
23 (SBPR1080/1230)	1219	1338	207

*1 : SBPD1275/1420 , *2 : SBPR1080/1230

2.2.2 加力および計測

R C 柱試験体の載荷計測方法を図-2.3 に示す。加力は、20MN 圧縮試験機を用い、試験体上下の載荷板間の相対変位を制御して行い、変位速度は毎分 0.055mm を基本とした。試験区間は試験体中央の 1D (D: 断面の辺長または直径) の区間とし、4 面のインサートに設置した変位計により変位を計測した。また、試験区間内の軸方向筋、P C 鋼棒および横補強筋のひずみをひずみゲージにより計測した。載荷は単調圧縮載荷または繰り返し載荷とし、繰り返し載荷では、プレーンコンクリート柱試験体強度の 2/3 倍の時点と応力下降域 (ひずみレベル 2 段階) において、各 3 回繰り返しを行うこととした。

プレーンコンクリート柱試験体の載荷計測方法を図-2.4 に示す。試験体の中央 1D (D: 断面の直径) 区間の変位を、鋼製リングに取り付けた変位計により計測する。鋼製リングは先端を円錐状に加工したボルトにより試験体にあらかじめ埋め込んだ三又治具に固定し、試験体の損傷が進んでも試験区間の変位を精度良く計測できるようにした。

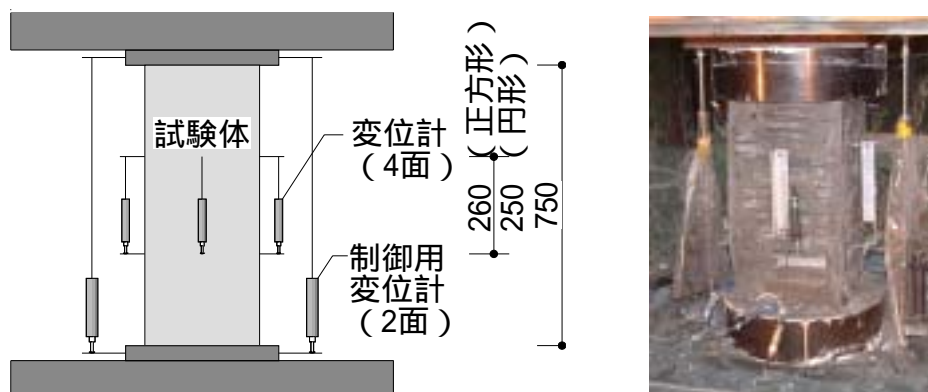


図-2.3 R C 柱試験体の載荷計測方法

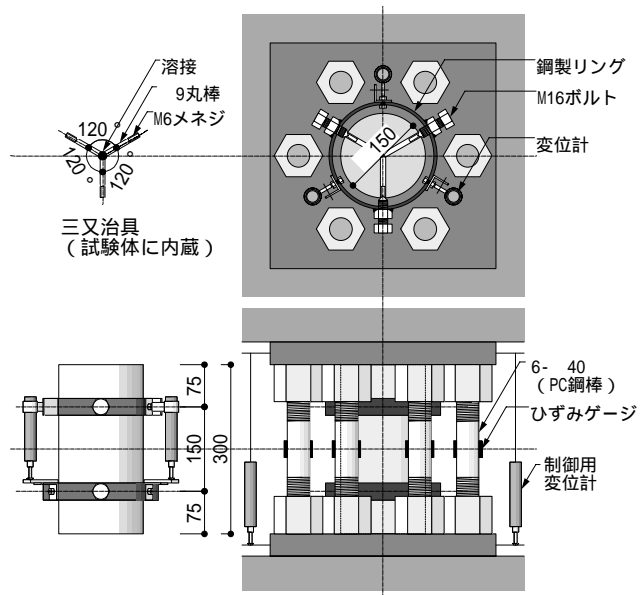


図-2.4 プレコンクリート柱試験体の荷重計測方法

2.3 実験結果

中心圧縮試験での結果を，コンクリートの軸方向応力（ σ_c ）・軸方向ひずみ（ ϵ_c ）としてまとめるため，以下の手順をとった。

・コンクリート軸方向応力 σ_c

- (1) コンクリートの負担荷重は，柱全体の載荷荷重から軸方向に配置した鉄筋およびP C鋼棒の負担荷重を差し引いて算定する。鉄筋およびP C鋼棒の負担荷重は，ひずみゲージにより計測されたひずみ値と別途実施した鋼材の圧縮応力・ひずみ関係から定める。
- (2) コアコンクリートの断面積（最外縁横補強筋の芯で囲まれる断面積）から軸方向に配した鉄筋およびP C鋼棒の断面積を除いた面積をコンクリートの断面積とし，(1)で求めたコンクリートの負担荷重をこの断面積で除して σ_c を求める。

・軸方向ひずみ ϵ_c

試験区間の平均変位を区間長(1D)で除して求めた。ただし，最大応力以降で，破壊部分が試験体中央でない場合やインサート治具のゆるみ等により平均縮み量が不連続な場合や4点で計測した試験区間の変位のばらつきが大きい場合，上下載荷板の変位から求めた全体平均ひずみを用い，軸方向ひずみ ϵ_c の連続性の補正を行った。

2.3.1 プレーンコンクリート

プレーンコンクリート柱試験体(PL100, PL150, PL180)のコンクリートの軸方向応力（ σ_c ）・軸方向ひずみ（ ϵ_c ）関係および試験後破壊状況を図-2.5に示す。PL100では，荷重0から最大強度に至るまで，初期剛性から剛性低下をしていることがわかる。下り勾配は，初期は〔応力0-ひずみ0.8%〕の点を目指した負剛性でこれが徐々に緩やかになる傾向が計測できている。これに対し，PL150およびPL180は，初期剛性をほぼ維持したまま直線的に最大強度に達している。また，下り勾配は，〔応力0-ひずみ0.5~0.6%〕の点を目指し，直線的に低下していることがわかる。PL150およびPL180破壊状況では，試験体上下端面から中央部に向かって鋭利に外周コンクリートが削げ落ちている。PL180の最大応力は，コア抜きシリンダー供試体から得られた圧縮強度(176N/mm²)の84%の値(148N/mm²)となった。シリンダー供試体寸法が100mm H200mmで，プレーンコンクリート柱試験体寸法が150mm H300mmと寸法が1.5倍になったことによる寸法効果で柱試験のほうが強度が低かった可能性がある。また，実強度が140N/mm²以上のコンクリートでは，コア強度（構造体コンクリート強度）のほうが標準養生強度を上回る傾向にあると文献9)に報告があり，今回の場合シリンダー供試体はコンクリートブロックからのコア抜きで製造されており，コンクリート硬化時の温度影響がシリンダー供試体の強度上昇につながった可能性があることも考えられる。

プレーンコンクリートの強度とヤング係数（コンクリート強度の1/3 応力時のセカントモジュラス）の関係を，コア抜き供試体（100×200）およびプレーンコンクリート柱試験体（150×300）の結果を用いて図-2.6に示す。また，他の調合の高強度コンクリート

を用いた供試体（100×200）の結果をあわせて示す。図-2.6 には、鉄筋コンクリート構造計算規準（日本建築学会 1988）¹⁰⁾に示されている式(2-1)および高強度コンクリートに対し適用性のよいとされ、鉄筋コンクリート構造計算規準（日本建築学会 1999）¹¹⁾に採用されている New R C 式¹²⁾式(2-2)を示す。図-2.6 より、100N/mm²を上回る超高強度コンクリートの範囲において、式(2-1)はほぼ上限を示し、式(2-2)は中央値より若干低めを表している。

$$E = 21,000 \times (\gamma / 23)^{1.5} \times (F_c / 20)^{0.5} \quad \text{----- (2-1)}$$

$$E = 33,500 \times k_1 \times k_2 \times (\gamma / 24)^2 \times (F_c / 60)^{1/3} \quad \text{----- (2-2)}$$

- E : コンクリートヤング係数 (N/mm²)
 : 単位容積重量 (kN/m³) (図-2.5 では $\gamma = 24$ と仮定)
- F_c : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)
- k₁ : 粗骨材の種類により定まる補正係数 (図-2.5 では k₁ = 1 と仮定)
 0.95 石英片岩砕石, 安山岩砕石, 玉石砕石, 玄武岩砕石, 粘板岩砕石
 1.2 石灰岩砕石, か焼ボーキサイト
 1.0 その他の粗骨材
- k₂ : 混和材の種類により定まる補正係数 (図-2.5 では k₂ = 1 と仮定)
 0.95 シリカフューム, 高炉スラグ微粉末, フライアッシュ起源微粉末
 1.1 フライアッシュ
 1.0 混和材を使用しない場合

コンクリート圧縮強度と圧縮強度時ひずみ関係を図-2.7 に示す。また、他の調合の高強度コンクリートを用いた供試体（100×200）の結果をあわせて示す。図中には、文献 13) に示される六車・渡邊の式(2-3), 文献 4) に示される六車・渡邊の式(2-4)および文献 14) に示される陣内らが提案する式(2-5)を示す。

$$m = 0.0013(1 + f_c' / 0.098 / 1000) \quad \text{----- (2-3)}$$

$$\left. \begin{aligned} m &= (0.804K_m + 1.665) \times 10^{-3} \quad [K_m < 1.5] \\ &= 2.871 \times 10^{-3} \quad [K_m \geq 1.5] \end{aligned} \right\} \text{----- (2-4)}$$

$$K_m = (f_c' / 550) \cdot (c / 500)^2 \cdot (w / 200)$$

$$m = (15.0f_c' + 1330) \times 10^{-6} \quad \text{----- (2-5)}$$

- c_m : 圧縮強度時ひずみ
 f_c' : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)
 c : 単位セメント量 (kg/m³)
 w : 単位水量 (kg/m³)

f_c' が 100N/mm^2 を超えるような領域では、式(2-4)における K_m は 1.5 を上回ることから、図-2.7 では、 $c=2.871 \times 10^{-3}$ 一定とした。式(2-3)および式(2-4)は、適用コンクリート強度の上限を 100N/mm^2 としているが、式(2-5)は、図中に既往のデータと示した 200N/mm^2 クラスまでを対象とした回帰式である。圧縮強度時のひずみは、コンクリート強度のみの影響でなく、配合・材料により異なるので一概に言えないが、データの範囲内においては、 100N/mm^2 以上の超高強度コンクリートに対して、式(2-5)が関係の傾向をよく表現している。

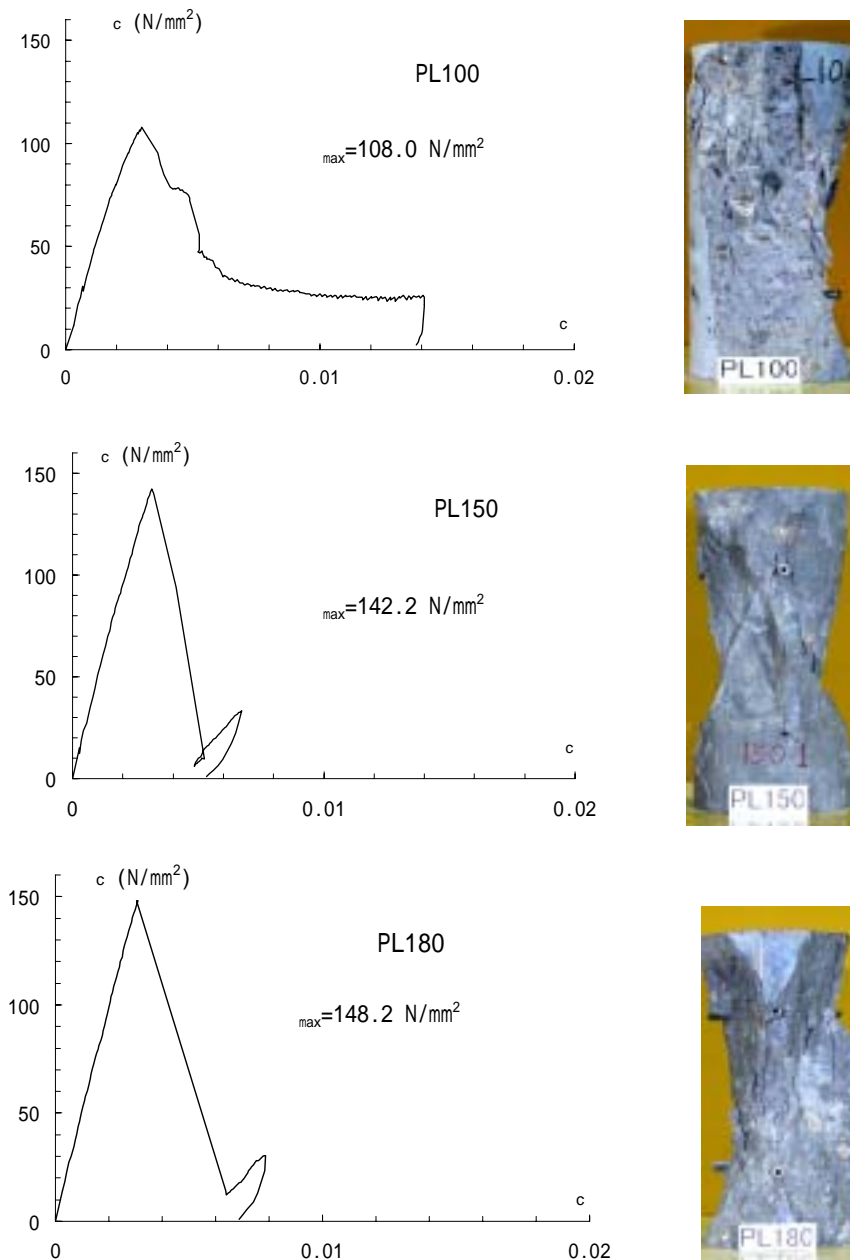


図-2.5 プレーンコンクリート柱試験体 (150mm, h=300mm)

c: c 関係および載荷後破壊状況

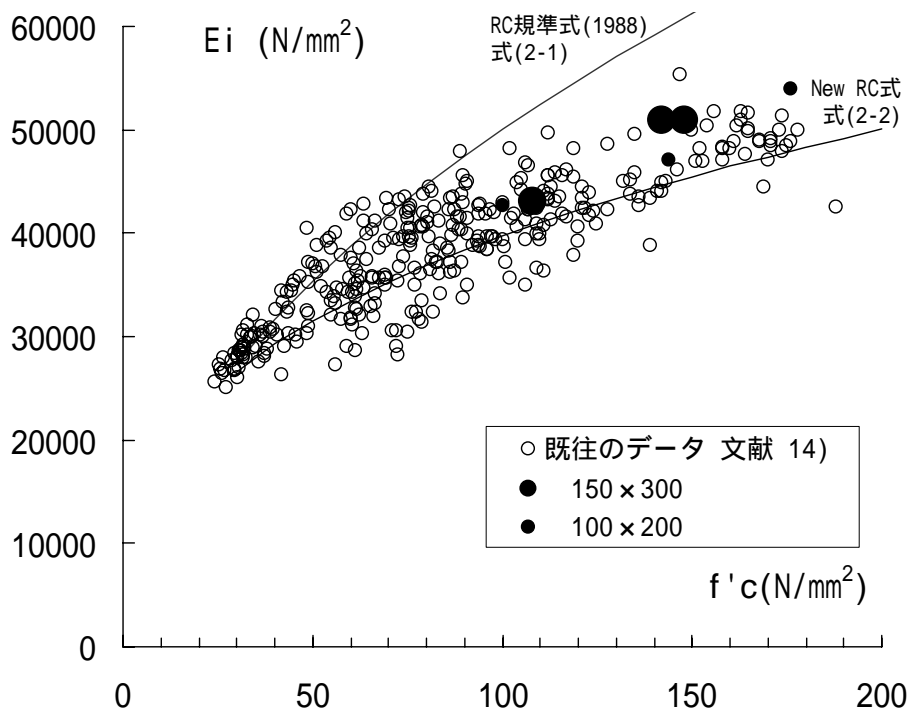


図-2.6 コンクリート圧縮強度-ヤング係数関係

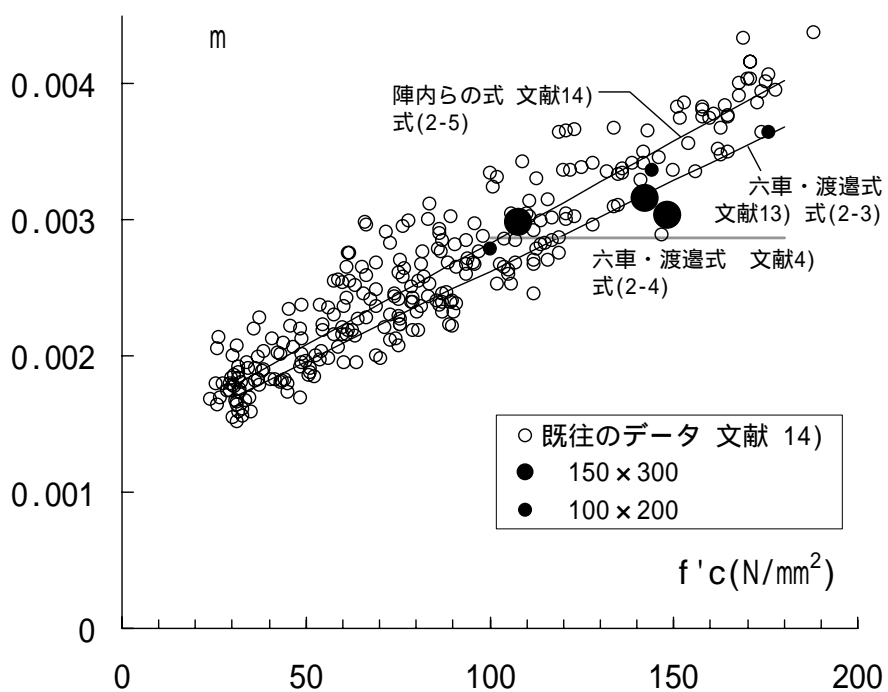


図-2.7 コンクリート圧縮強度-圧縮強度時ひずみ関係

2.3.2 拘束コンクリート

正方形断面 R C 柱試験体およびプレーンコンクリート柱試験体のコンクリート軸方向応力 σ_c と軸方向ひずみ ϵ_c の関係を、横補強筋量の影響に着目して、目標コンクリート強度別に図-2.8 に示す。また、円形断面 R C 柱試験体およびプレーンコンクリート柱試験体のコンクリート軸方向応力 σ_c と軸方向ひずみ ϵ_c の関係を、同様に図-2.9 に示す。

R C 柱試験体の破壊過程は共通しており、以下のようなものである。

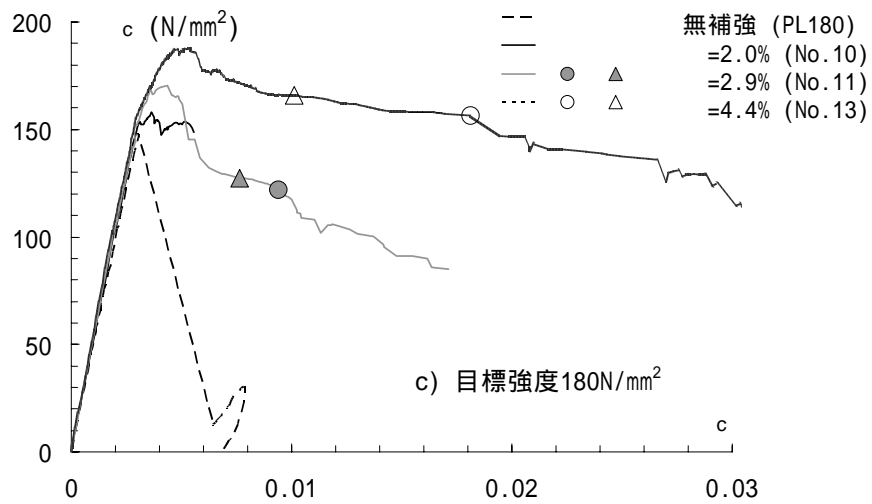
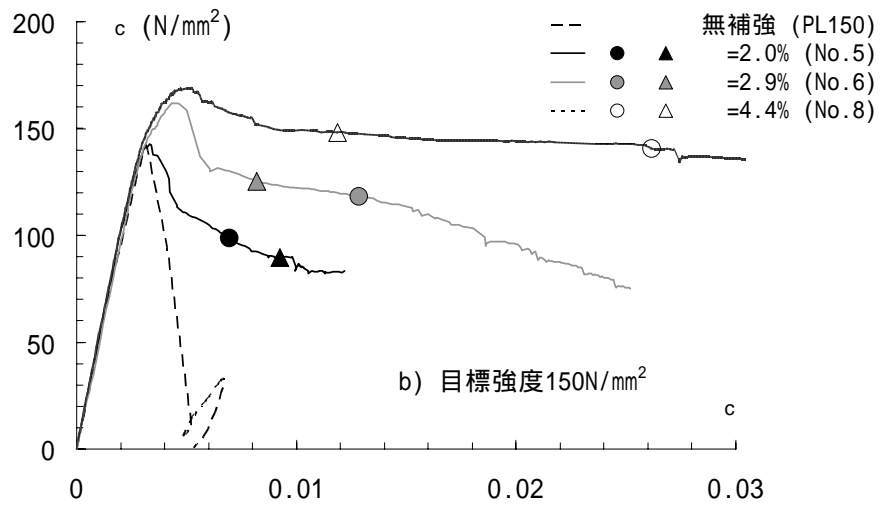
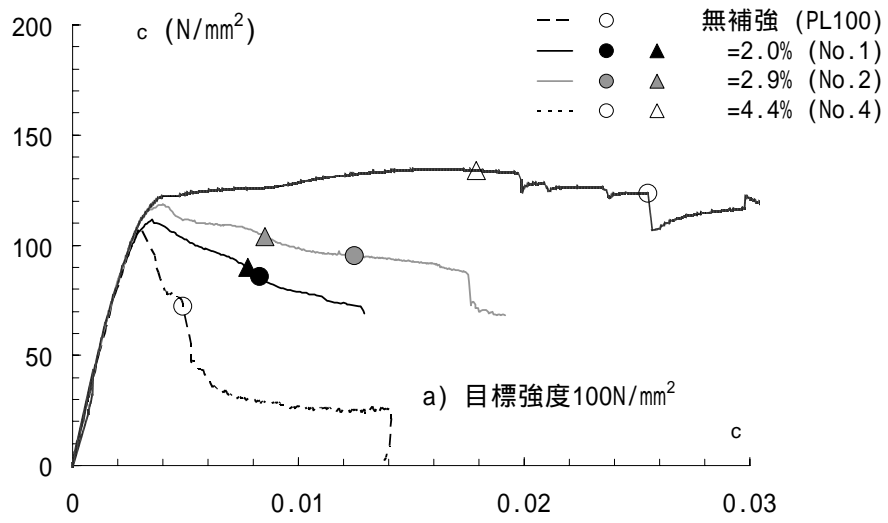
- (a) 荷重の増加に伴い、表面のコンクリートが薄く剥落
- (b) σ_c がプレーンコンクリート柱試験体の強度より大きい応力で最大に到達
- (c) σ_c が減少し、横補強筋が降伏
- (d) 横補強筋が破断、耐力喪失

図-2.8 および図-2.9 よりすべての試験体シリーズで次のことがいえる。

- (1) 横補強筋量（横拘束筋体積比）が多いほど最大応力が高くなる。
- (2) プレーンコンクリート柱試験体では最大応力後急激に応力が低下するのに対し、横補強筋で拘束した試験体では最大応力後の応力低下が緩和され、横補強筋量が多いほど下降勾配が緩やかになる。
- (3) 横補強筋量が少ないほど横補強筋の降伏、破断が低いひずみレベルで生じる傾向にある。

これらのことは、100 から 180N/mm² のコンクリートに対しても、適量の異形 P C 鋼棒横補強筋で拘束することによりコンクリートの圧縮靱性の改善が期待できることを示している。

2.3.1 で示したように、目標強度 180N/mm² のプレーンコンクリート柱試験体(No.13)の最大応力はコア抜きシリンダー供試体（100×200mm）の強度（176N/mm²）より小さく、R C 柱試験体の No.10, 11 の最大応力も 176N/mm² より小さいことがわかる。これら R C 柱試験体では寸法効果の影響が表れている可能性があると考えられる。また、目標強度ごとに横補強筋量増加による強度上昇量を比較すると、180N/mm² では 100N/mm² に比べて上昇量が多い。これは、「高強度コンクリートほど拘束による強度上昇が小さい」といった、拘束効果に関するこれまでの一般的知見と相反しており、横補強筋量増加によって寸法効果の影響が小さくなっていると判断するのが妥当と考えられる。横補強筋量が増えると寸法効果が少なくなるという傾向は、194mm 角と 294mm 角の正方形断面を有する柱の中心圧縮実験を行った足田ら¹⁵⁾ の報告でも確認されている。



○ ● ● 2.4.3 で定義する曲げ圧縮限界時
 △ ▲ ▲ 横補強筋降伏時

図-2.8 正方形断面の実験結果

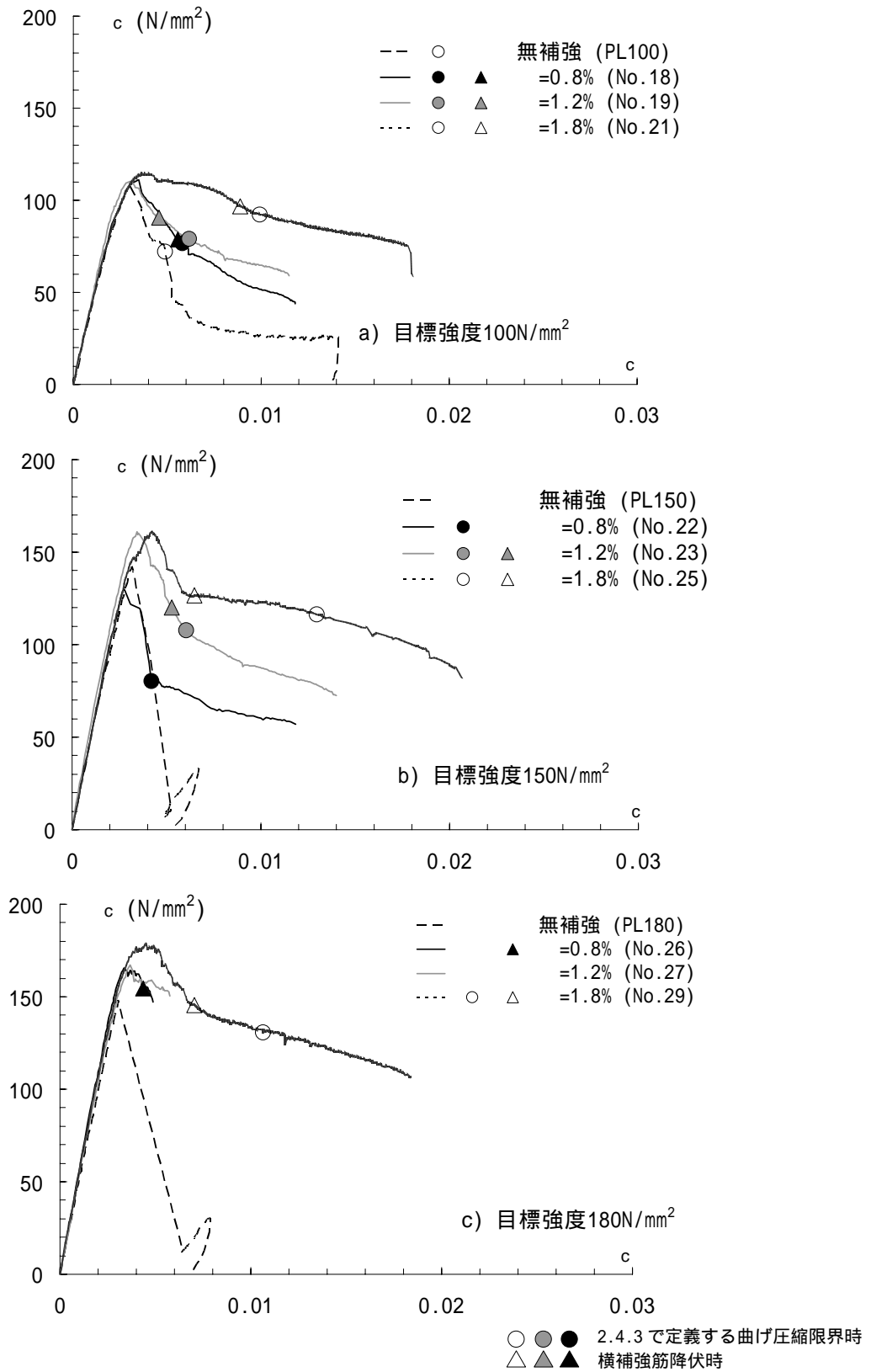


図-2.9 円形断面の実験結果

同一横拘束筋体積比でコンクリート強度の違いによる $\sigma_c - \epsilon_c$ 関係への影響を図-2.10 (正方形断面) および図-2.11 (円形断面) に示す。図-2.10 および図-2.11 より, 正方形断面および円形断面とも, 同一の横拘束筋体積比ではコンクリート強度が高いほど最大応力に達した後の下降域での応力低下が顕著となる。

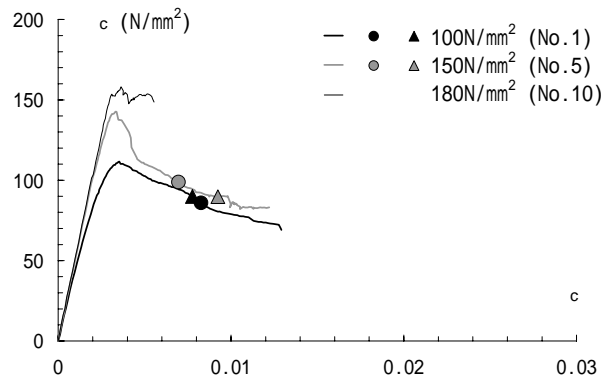
ほぼ同一の横拘束筋体積比で断面形状の違いによる $\sigma_c - \epsilon_c$ 関係への影響を図-2.12 に示す。図-2.12 より, 同一の横拘束筋体積比では, 円形断面のほうが正方形断面より最大強度が高くかつ最大応力後の下降勾配が緩やかとなり, 同一横補強筋量では正方形断面より円形断面のほうが拘束効果が高い。

単調荷重と繰り返し荷重との荷重方法の違いによる $\sigma_c - \epsilon_c$ 関係への影響を図-2.13 に示す。図-2.13 より, 最大強度の 2/3 倍の時点での繰り返し荷重では弾性性状を示しており, 最大応力以降での繰り返し荷重後の応力は, 繰り返し前 (処女荷重時の同一ひずみ時) の応力より若干低下するが, 新たに大きいひずみを与えると単調荷重の骨格曲線上にもどる。

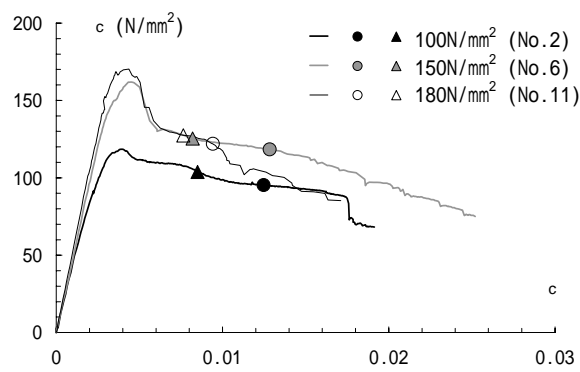
同一の横拘束筋体積比で横補強筋径とピッチを変化させた違いによる $\sigma_c - \epsilon_c$ 関係への影響を図-2.14 (正方形断面) および図-2.15 (円形断面) に示す。図-2.14 および図-2.15 より, 正方形断面および円形断面とも, ほぼ同程度の横拘束による圧縮靱性改善効果が得られている。

図-2.10 から図-2.13 に示した傾向 (同一横補強筋量でコンクリート強度の影響, 同一横補強筋量で断面形状の違いの影響, 単調荷重と繰り返し荷重との荷重方法の違いによる影響) は圧縮強度が 100N/mm^2 程度の拘束コンクリートと同様であり, 圧縮強度が 100N/mm^2 程度までを対象とした既往の応力 ひずみ関係のモデル化の延長で $100 \sim 180\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートの拘束コンクリートが評価できることがわかる。

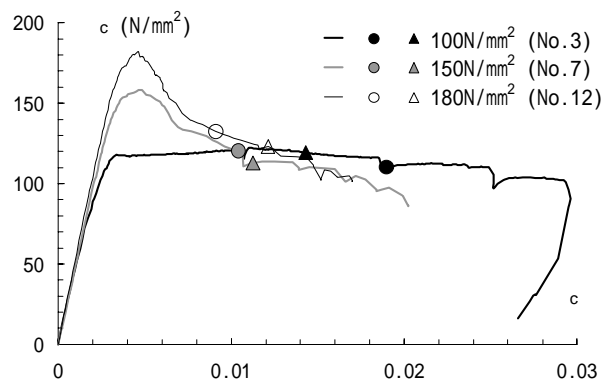
ただし, 図-2.14 および図-2.15 に示した同一の横拘束筋体積比で横補強筋径とピッチを変化させた違いによる比較では, 配筋法の違いによる大きな影響は見られなかった。既往の報告では, 細い径でピッチが小さいほうが有効にコンクリートを拘束できることから, 圧縮靱性が高くなる傾向と言われているが, 今回の実験の範囲においてはこの傾向が観察されなかった。



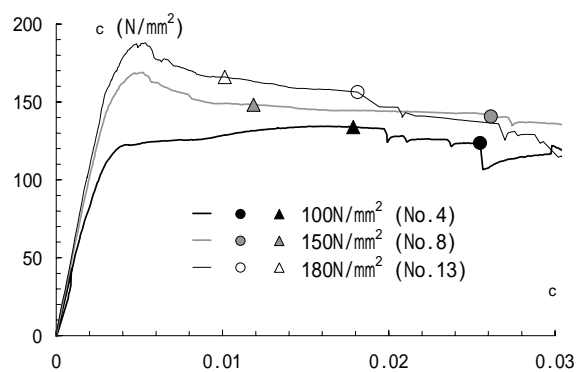
a) $s_s = 2.0\%$ (U5.1@40)



b) $s_s = 2.9\%$ (U5.1@27)



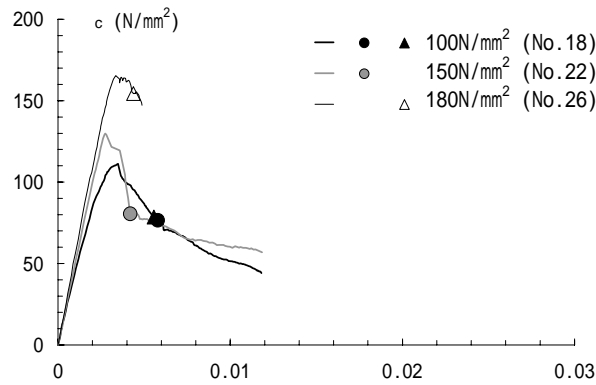
c) $s_s = 2.9\%$ (U6.4@40)



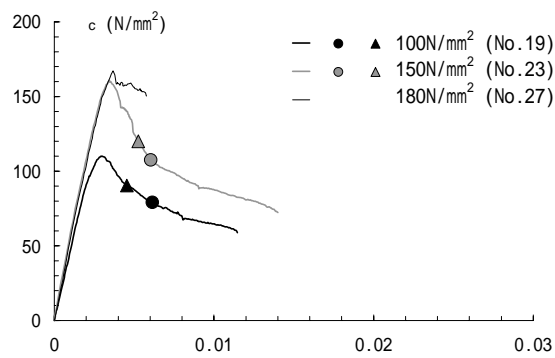
d) $s_s = 4.4\%$ (U6.4@27)

○ ● ▲ 2.4.3 で定義する曲げ圧縮限界時
△ ▲ ▲ 横補強筋降伏時

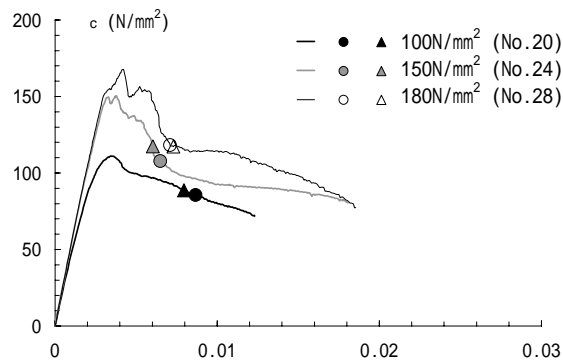
図-2.10 同一横拘束筋体積比でのコンクリート強度の影響 (正方形断面)



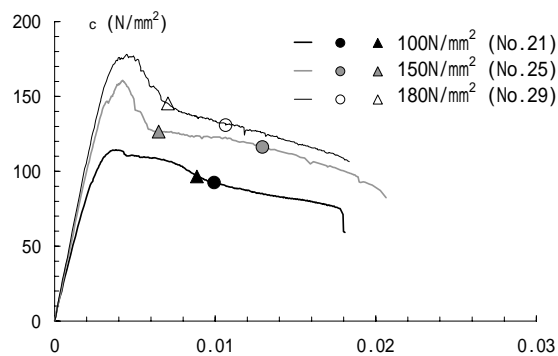
a) $s = 0.8\%$ (U5.1@40)



b) $s = 1.2\%$ (U5.1@27)



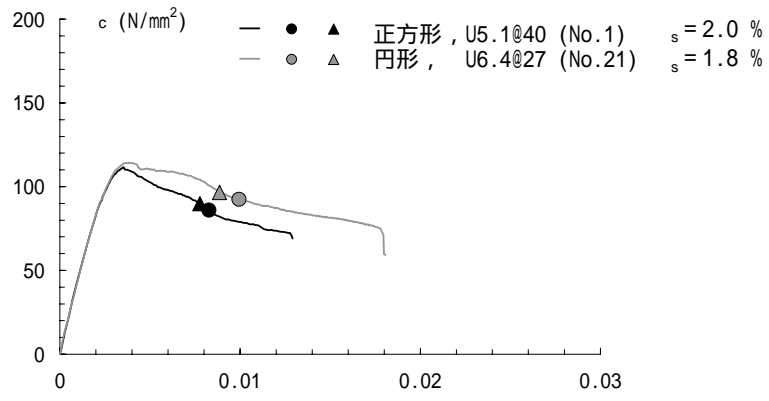
c) $s = 1.2\%$ (U6.4@40)



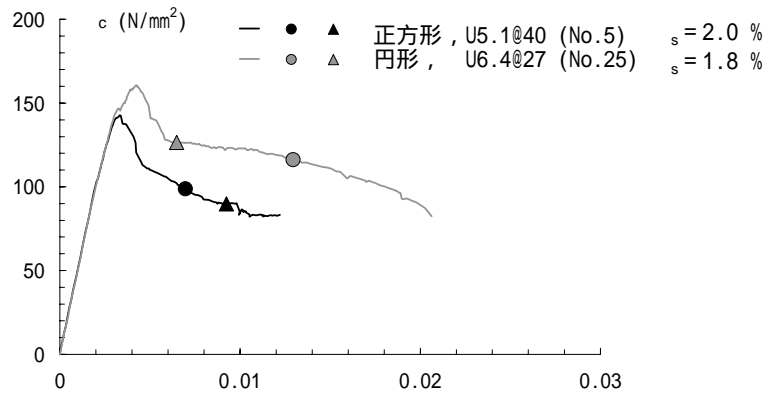
d) $s = 1.8\%$ (U6.4@27)

○ ● ● 2.4.3 で定義する曲げ圧縮限界時
 △ ▲ ▲ 横補強筋降伏時

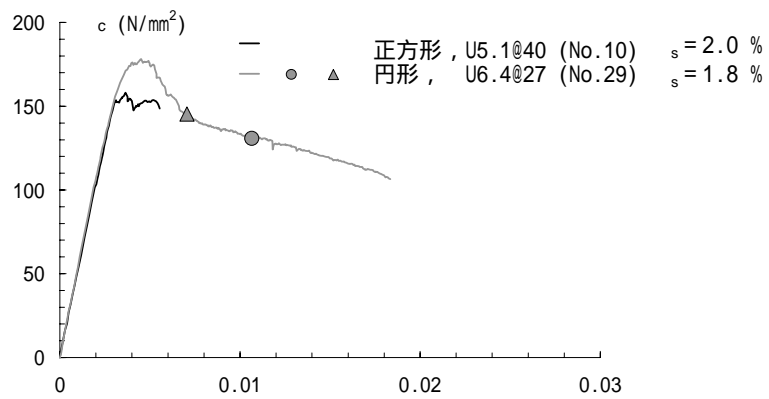
図-2.11 同一横拘束筋体積比でのコンクリート強度の影響 (円形断面)



a) 目標強度 100 N/mm²



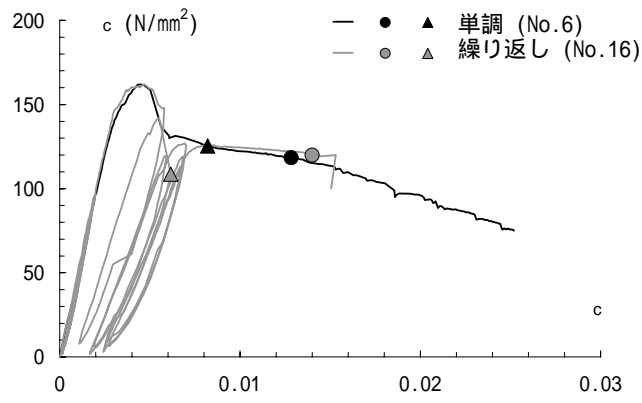
b) 目標強度 150 N/mm²



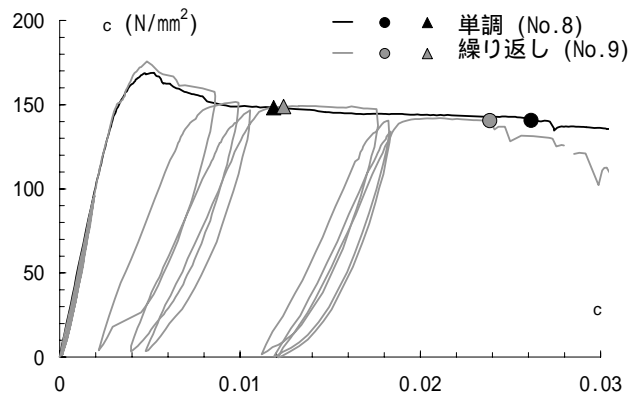
c) 目標強度 180 N/mm²

● ● 2.4.3 で定義する曲げ圧縮限界時
 ▲ ▲ 横補強筋降伏時

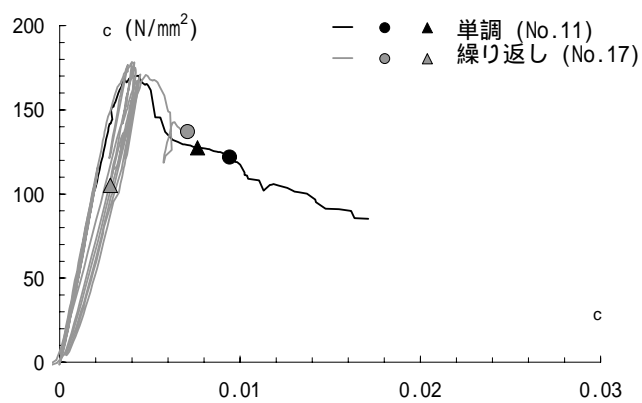
図-2.12 断面形状の違いによる c - c 関係



a) 150 N/mm², $s_s = 2.9\%$ (U5.1@27)



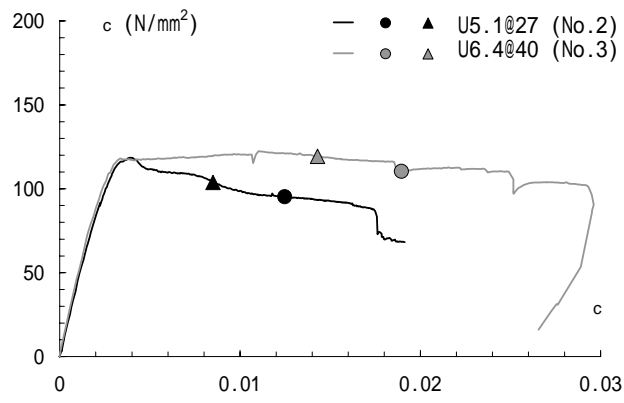
b) 150 N/mm², $s_s = 4.4\%$ (U6.4@27)



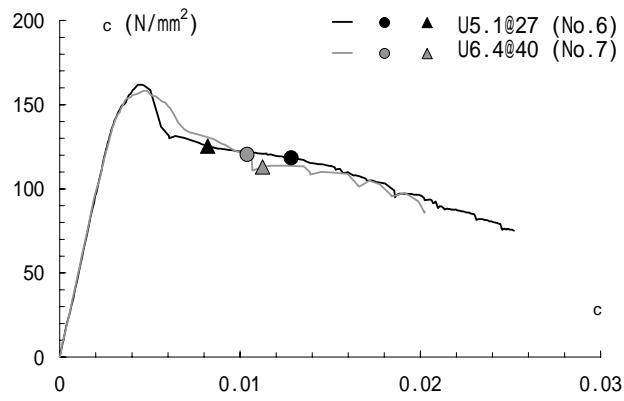
c) 180 N/mm², $s_s = 2.9\%$ (U5.1@27)

● 2.4.3 で定義する曲げ圧縮限界時
 ▲ 横補強筋降伏時

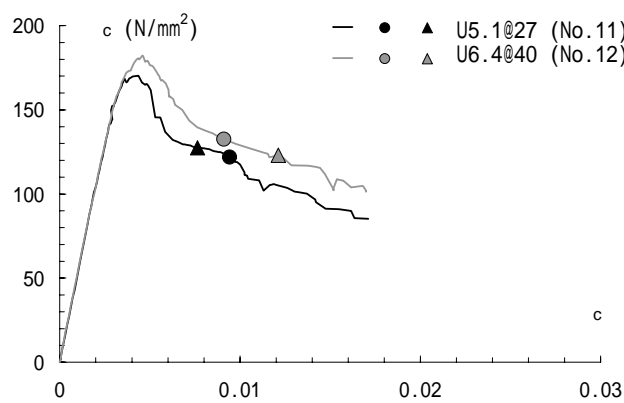
図-2.13 繰返し载荷の影響 (正方形断面)



a) 100 N/mm², $\epsilon_s = 2.9\%$



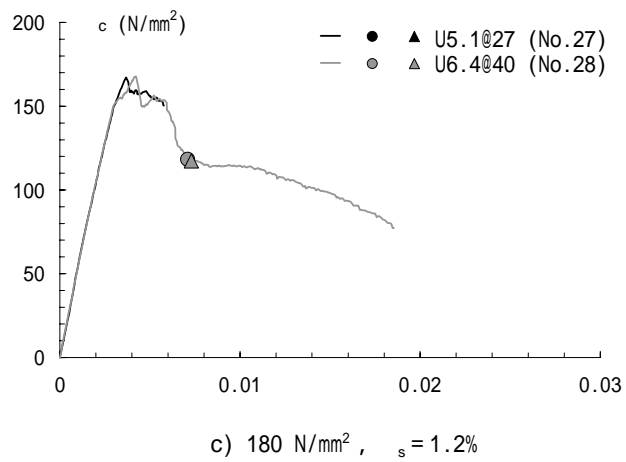
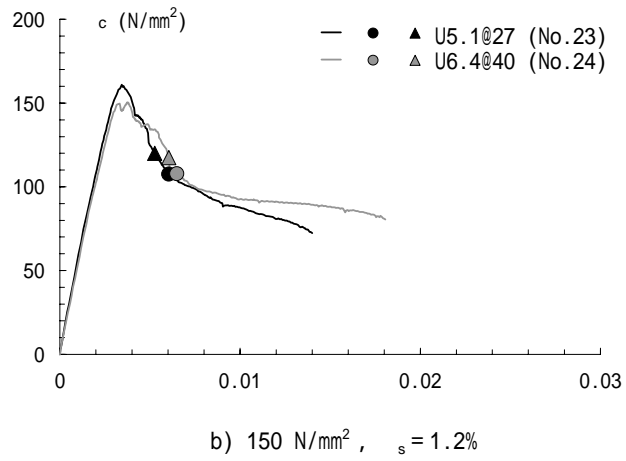
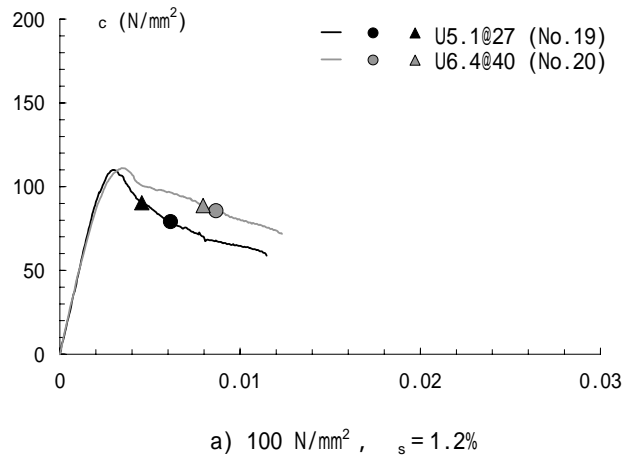
b) 150 N/mm², $\epsilon_s = 2.9\%$



c) 180 N/mm², $\epsilon_s = 2.9\%$

● ● 2.4.3 で定義する曲げ圧縮限界時
 ▲ ▲ 横補強筋降伏時

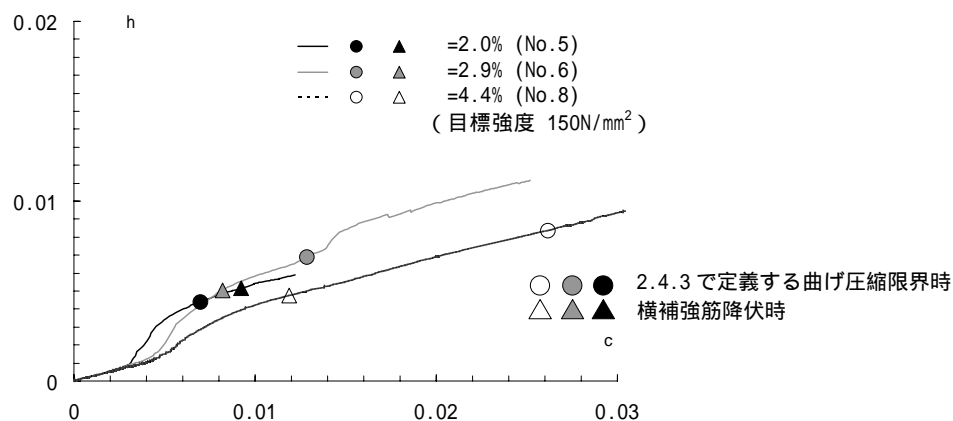
図-2.14 補強筋ピッチの影響 (正方形断面)



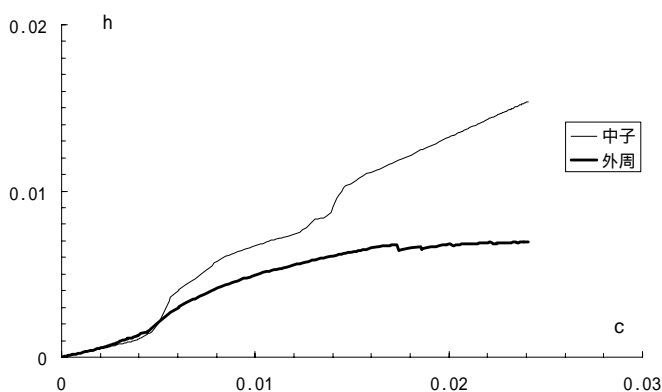
● 2.4.3 で定義する曲げ圧縮限界時
 ▲ 横補強筋降伏時

図-2.15 補強筋ピッチの影響 (円形断面)

試験区間における横補強筋のひずみ h と試験体の軸方向ひずみ c の関係を、正方形断面 RC 柱について図-2.16 に、円形断面 RC 柱について図-2.17 に示す。図-2.16(a)には、中子筋と外周筋のひずみゲージから得られたひずみの平均値を示し、図-2.16(b)には、No.6 試験体において中子筋および外周筋のひずみを示した。



(a) No.5 No.6 No.8 (中子筋と外周筋の平均)



(b) No.6 (中子筋および外周筋)

図-2.16 横補強筋のひずみ h と試験体の軸方向ひずみ c の関係 (正方形断面試験体)

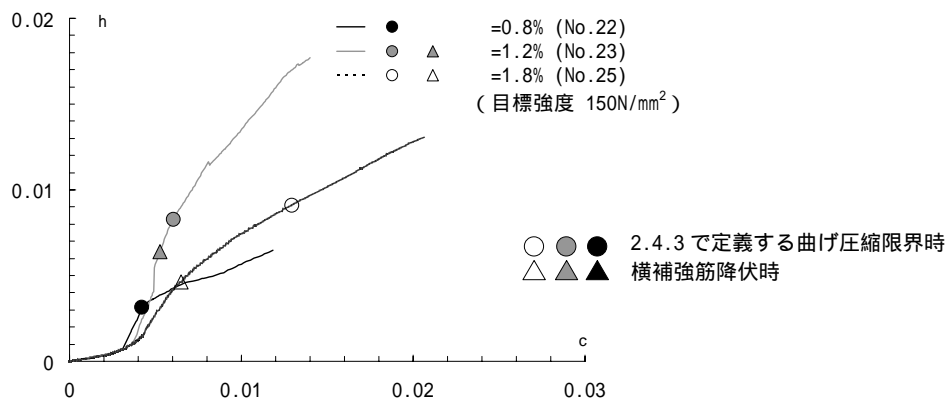


図-2.17 横補強筋のひずみ h と試験体の軸方向ひずみ c の関係 (円形断面試験体)

図-2.16 および図-2.17 からわかる h - c 関係を, c - c 関係とあわせて模式的に図-2.18 に示す。これらの傾向は以下のようなものである。

- (1) c - c 関係が弾性である範囲において, h と c の関係は, ほぼ $h/c =$ ポアソン比 (約 0.25) の割合で線形である。
- (2) 弾性限から c が最大応力を経て弾性限軸方向応力とほぼ同じ値まで低下するまでの範囲で, h/c の割合が大きくなる。この範囲で試験体に縦方向のひび割れが発生し, ポアソン比以上の割合で横方向にひずみが生じていると考えられる。なお, 実験では最大応力以降に目視で縦方向のひび割れが観察された。
- (3) この後, h/c の割合が小さくなり, 横補強筋の外側が降伏し (図-2.18 中で示す。), 軸方向力の支持能力喪失である破壊に至る。
- (4) 正方形断面における中子筋と外周筋の比較では, 最大強度時 ($c=4000 \mu$ 付近) までは, 同等のひずみを示しているが, これ以降で外周筋より中子筋のひずみが増大する。

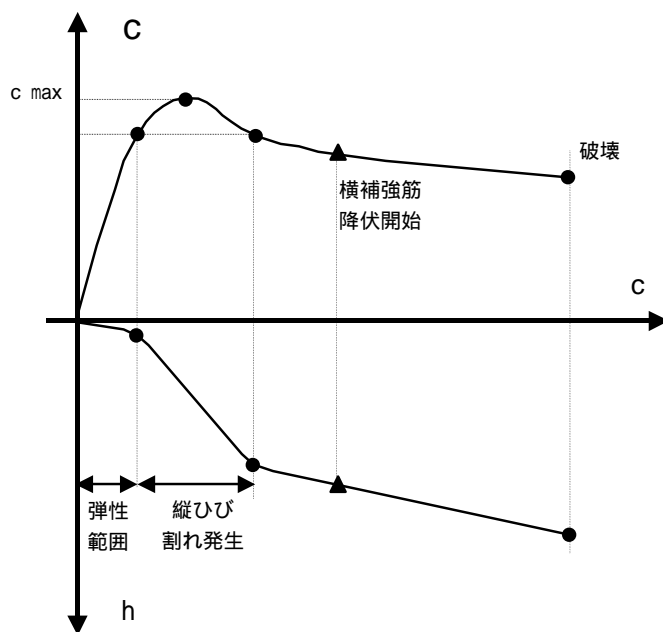


図-2.18 h と c の関係および c と c の関係の概略図

2.4 応力・ひずみ関係のモデル化

2.4.1 既往の応力・ひずみ関係モデル

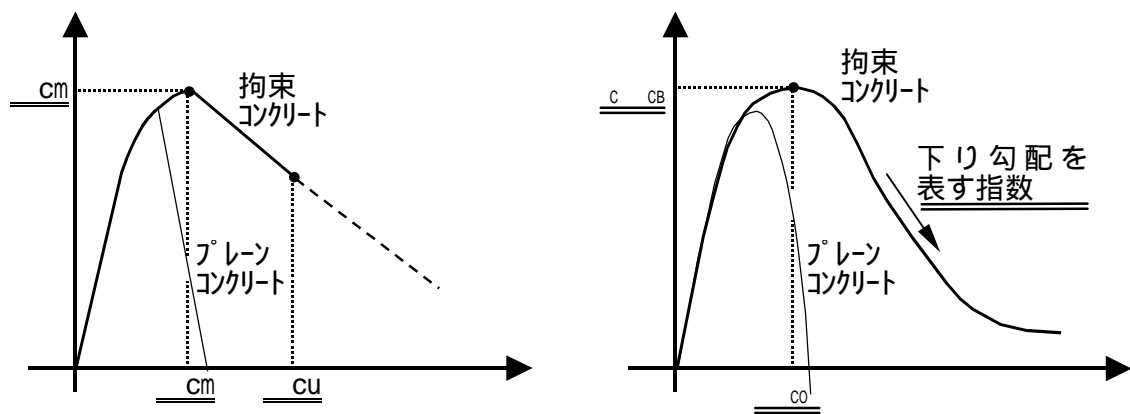
100～180N/mm²の超高強度コンクリートの、異形P C鋼棒の横補強筋による拘束効果を定量的に把握するため、拘束コンクリートの応力・ひずみ関係のモデル化を試みる。100N/mm²程度までを対象としたモデルについてはこれまでに六車渡邊モデル^{4),16)}やNew RCモデル¹⁷⁾などの提案がある。これらモデルの模式的な - 関係を図-2.19に示す。

六車渡邊モデルは、130N/mm²までがコンクリート強度の適用上限となっている。しかし、これ以上の強度のコンクリートに対しても、最大強度時の応力(σ_{cm})とひずみ(ϵ_{cm})および終局時のひずみ(ϵ_{cu})が定式化できれば、これらの特異点を有する応力・ひずみ関係が設定でき、130N/mm²を超える高強度コンクリートにも適用が可能と考えられる。

New RCは、下り勾配を表す係数の関数の特質上、横補強筋が少なくコンクリート強度が高い場合(プレーンコンクリートでは約80N/mm²を超える場合)には適用できない。そこで、最大強度時の応力(σ_{cCB})とひずみ(ϵ_{cB})にあわせて、下り勾配を表す指数を、超高強度コンクリートに対して再評価できれば100N/mm²を超える高強度コンクリートにも適用が可能と考えられる。

2.4.2では、New RCモデルでの拘束した超高強度コンクリートへの適用を試みる。

さらに、2.4.3では、六車渡邊モデルを基本として、拘束した超高強度コンクリートの応力・ひずみ関係のモデル化の検討を行う。



超高強度コンクリートに適用させるために、再評価をすることが必要な部分を二重下線で示す。

六車渡邊モデル

New RCモデル

図-2.19 六車渡邊モデルおよびNew RCモデルの概要

2.4.2 New RCモデル

(1) 基本応力・ひずみ関係

New RCモデルの応力・ひずみ関係を図-2.20 および式(2-6) ~ 式(2-17)に示す¹⁷⁾。本モデルの応力・ひずみ関係の曲線は、式(2-6)によって表されており、この式の条件は以下の通りである。

- ・初期剛性 E_c を有する。
- ・最大応力点 (σ_{CB} , ϵ_{co}) を極値 (最大値) としてもつ。
- ・最大強度以降の下り勾配曲線は、 $\sigma_{CB} \times (1-1/D)$ に漸近する。

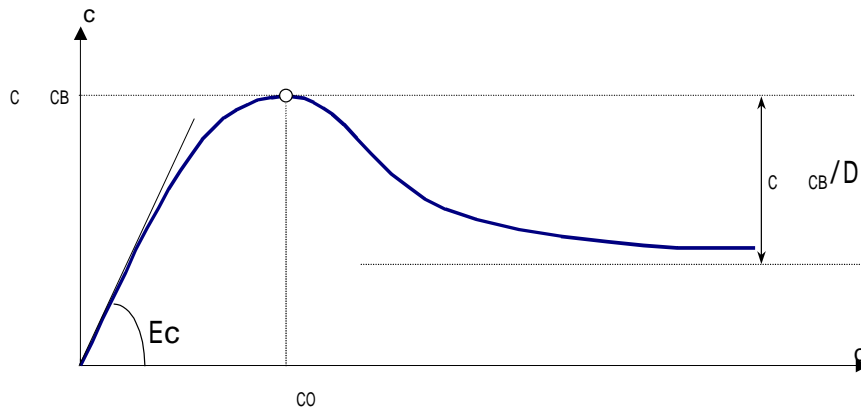


図-2.20 New RCモデル 応力・ひずみ関係

しかし、式(2-6)は、最大応力以降の下り勾配を表す係数の D が負の値をとるような場合には、適切な応力・ひずみ関係曲線が表現できない性質を有している。

式(2-15)の右辺第2項において、コンクリート強度に乘じられる係数が -0.0171 という負の定数であるので、コンクリート強度が高く、拘束量が少ない場合、 D の値が負になり、応力・ひずみ関係を表現する関数として不適切となる。

(2) 拘束コンクリートの応力・ひずみ関係への適用

1章に示したように圧縮強度が 100 N/mm^2 以上のような超高強度コンクリートに関しては、New RCモデルでは、関数の特質上適用できない。本実験に対しても、最大応力以降の下り勾配を表す係数 D (式(2-15)に示す。) が負の値をとるような場合が存在し、適切な応力・ひずみ関係曲線が表現できないことが確かめられた。

そこで、式(2-15)に $D = 0.5$ の条件をつけ、New RCモデルによる計算を試みた。また、New RCモデルでは、円形断面RC柱に対しプレーンコンクリートの強度をシリンダー強度の 80% として扱うのに対し、本検討では、プレーンコンクリート強度を、 150 mm 高さ 300 mm のシリンダー強度とした。この理由は、本検討では、円形断面においても、正方形断面と同様、シリンダーによるプレーンコンクリート強度から拘束をしたRC柱の強

度を連続的に評価することを目的にしていること、および他のモデルでもシリンダー強度自体からの連続で評価しており、比較が容易となることからである。上記条件での New RC モデルによる計算結果と実験結果の比較を図-2.21 に示す。

$$\frac{\sigma_c}{c\sigma_{cB}} = \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2} \quad \text{----- (2-6)}$$

$$c\sigma_{cB} = \sigma_p + \kappa \cdot \rho_h \cdot \sigma_{hy} \quad \text{----- (2-7)}$$

$$\sigma_p = \mu \cdot c\sigma_B = \begin{cases} 0.8 c\sigma_B, & \text{円形断面} \\ 1.0 c\sigma_B, & \text{正方形断面} \end{cases} \quad \text{----- (2-8)}$$

$$\kappa = \begin{cases} k_c \left(1 - \frac{s}{2D_c}\right)^2, & k_c = 2.09 \text{ 円形断面} \\ k_s \left(\frac{d''}{C}\right) \left(1 - \frac{s}{2D_c}\right), & k_s = 11.5 \text{ 正方形断面} \end{cases} \quad \text{----- (2-9)}$$

$$X = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{CO}}, \quad A = \frac{E_c \cdot \varepsilon_{CO}}{c\sigma_{cB}}, \quad K = \frac{c\sigma_{cB}}{\sigma_p} \quad \text{----- (2-10)}$$

$$\varepsilon_{CO} = \varepsilon_o \begin{cases} 1 + 4.7(K-1), & K \leq 1.5 \\ 3.35 + 20(K-1.5), & K > 1.5 \end{cases} \quad \text{----- (2-11)}$$

$$\varepsilon_o = 0.93(c\sigma_B)^{1/4} \times 10^{-3} \quad \text{----- (2-12)}$$

$$E_c = 4.1k \left(\frac{c\sigma_B}{100}\right)^{1/3} \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \quad \text{----- (2-13)}$$

$$k = \begin{cases} 1.0, & \text{一般} \\ 1.2, & \text{高弾性(石灰岩)} \\ 0.9, & \text{低弾性(石英片岩, 安山岩, 軽量骨材)} \end{cases} \quad \text{----- (2-14)}$$

$$D = \alpha + \beta c\sigma_B + \gamma \sqrt{(K-1)c\sigma_B/23} \quad \text{----- (2-15)}$$

$$\alpha = 1.50, \quad \beta = -1.71 \times 10^{-2} \quad \text{----- (2-16)}$$

$$\gamma = \begin{cases} 2.4, & \text{正方形鋼管} \\ 1.6, & \text{帯筋} \end{cases} \quad \text{----- (2-17)}$$

σ_c, ε_c : コンクリートの軸方向 応力, ひずみ

ρ_h : 横拘束筋体積比

$c\sigma_B$: コンクリートのシリンダー強度

σ_p : プレーンコンクリートの強度

$c\sigma_{cB}$: コンファインドコンクリートの強度

ε_{CO} : コンファインドコンクリートの強度時ひずみ

d'' : 横補強筋の公称直径

C : 横補強筋の有効横支持長さ

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

σ_{hy} : 横補強筋の降伏点応力 (直線型は 685N/mm^2 以下)

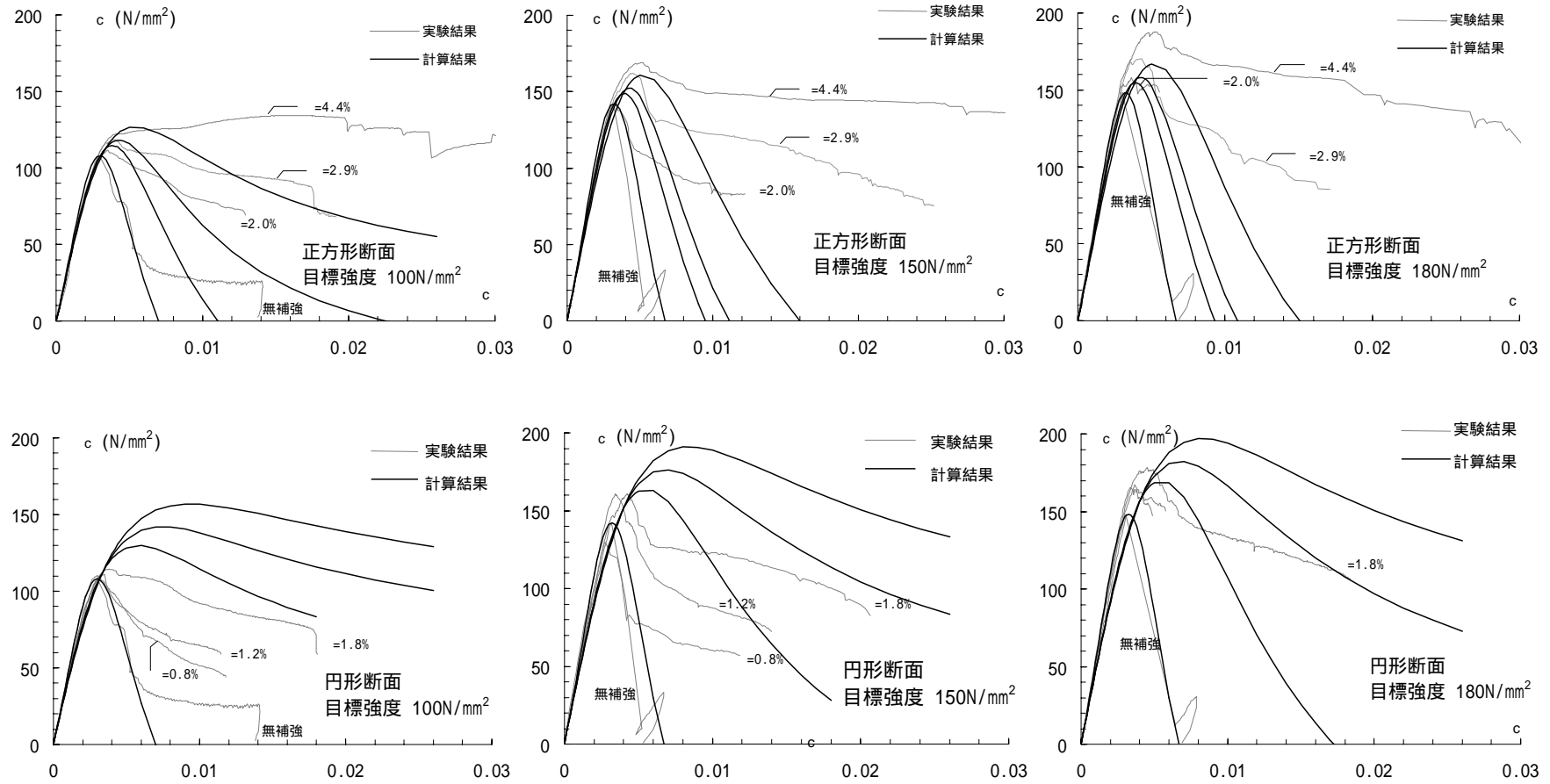


図-2.21 New RCモデル(D=0.5)と実験結果の応力・ひずみ関係の比較

D 0.5 の条件をつけることで，New RCモデルによる計算は，連続した関数を示す結果となり，プレーンコンクリートの応力-ひずみ関係は，適切に表現できることとなった。しかし，正方形断面においては，拘束したRC柱の計算結果は，最大強度が若干低めとなり，最大強度以降の下り勾配を急に見積もりすぎる傾向にある。また，円形断面においては，最大強度は，実験結果より大きく評価する傾向にある。そこで，超高強度コンクリートの拘束効果を，New RCモデルを用いて適切に表現できることを目的として，以下の点において，New RCモデルと実験結果を比較・検討する。

- ・プレーンコンクリートにおけるヤング係数および最大強度時ひずみ
- ・拘束コンクリートの最大強度上昇率および最大強度時ひずみ上昇率
- ・拘束効果による最大強度以降の下り勾配改善

(a) プレーンコンクリートにおけるヤング係数および最大強度時ひずみ

プレーンコンクリートの強度とヤング係数の関係を示した図-2.6 より， $100\text{N}/\text{mm}^2$ を上回る超高強度コンクリートの範囲において，New RC式は，ほぼ中央値付近を表し，今回のコア抜き供試体（ 100×200 ）およびプレーンコンクリート柱試験体（ 150×300 ）の結果ともよい一致を示している。よって，本検討では式(2-13)の値を E_c とする。

圧縮強度時のひずみは，コンクリート強度のみの関数でなく多くの要因が影響する。しかし，ここでは，プレーンコンクリートの強度と圧縮強度時ひずみの関係を，コア抜き供試体（ 100×200 ）およびプレーンコンクリート柱試験体（ 150×300 ）の結果を用いて図-2.22 に示す。また，他の調合の高強度コンクリートを用いた供試体（ 100×200 ）の結果をあわせて示す。図中には，文献 13)および文献 4)での六車渡邊モデル式(2-3)および式(2-4)，陣内らによる文献 14)の式(2-5)およびNew RCモデルでの式(2-12)（popovics提案）を示す。図-2.22 より， $100\text{N}/\text{mm}^2 \sim 150\text{N}/\text{mm}^2$ の範囲の超高強度コンクリートに対し，New RCモデルでの式(2-12)は，ほぼ中央値付近を表し，今回のコア抜き供試体（ 100×200 ）の結果とも比較的よい一致を示している。よって，本検討では式(2-12)を採用する。

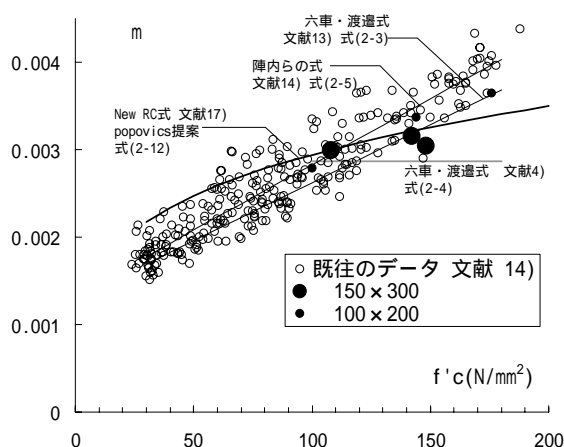


図-2.22 コンクリート圧縮強度- 圧縮強時ひずみ関係

(b) 拘束効果による最大強度上昇率および最大強度時ひずみ上昇率

プレーンコンクリート強度に対する拘束コンクリートの強度上昇率に関し，New RCモデルによる計算結果と実験結果の比較を図 2-23 に示す。最大強度においてはNew RCモデルによる計算結果と実験結果では以下のような傾向がある。

正方形断面：計算結果による最大強度は，実験結果より若干低めである。

円形断面：計算結果による最大強度は，実験結果より高い。

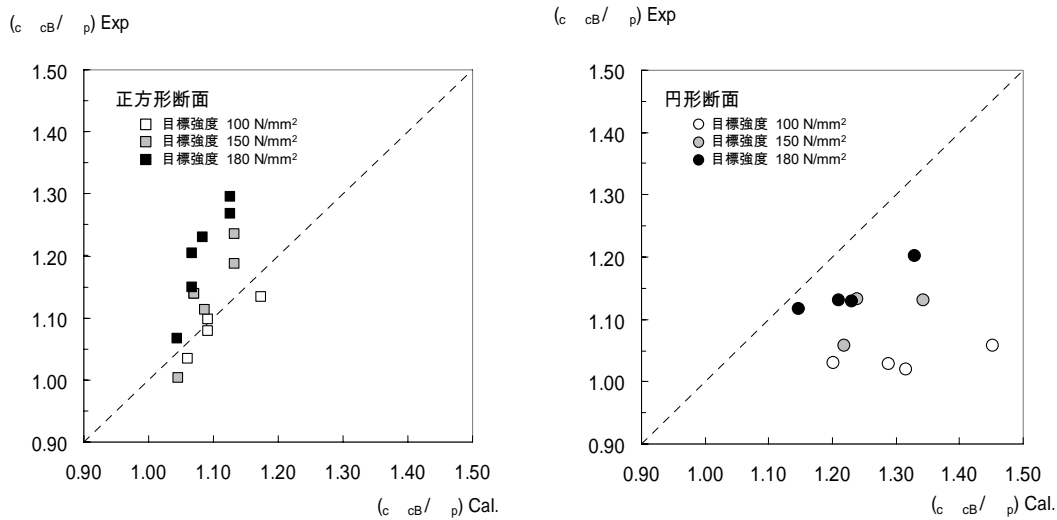


図-2.23 拘束コンクリートの強度上昇率のNew RCモデル計算結果と実験結果の比較

正方形断面に関し，New RCモデルでは，強度算定用の横補強筋の降伏応力は， 685N/mm^2 を上限としている。これは高強度鉄筋を直線型横補強筋に使用した場合，最大強度時に横補強筋が降伏強度に達していないことが多いためである。本検討は，コンクリート強度が 150N/mm^2 級の超高強度コンクリートを対象としており，最大強度時の軸方向ひずみおよび横方向のひずみは，New RCモデル検討時のものより大きいものと考えられる。本検討においても，上限値の 685N/mm^2 が適切であるかどうかを考察する。超高強度コンクリートに対して再評価を行う次項の六車渡邊モデルでの強度上昇算定式 式(2-33)および式(2-40)とNew RCモデルでの強度上昇算定式 式(2-7)～式(2-9)の比較を行う。式(2-33)および式(2-40)から得られる六車渡邊モデルの強度上昇を示す式を式(2-18)に，式(2-7)～式(2-9)から得られるNew RCモデルの強度上昇を示す式を式(2-19)に示す。式(2-18)における右辺第2項の強度上昇率は，横補強筋降伏強度の $1/2$ 乗に比例し，式(2-19)における右辺第2項の強度上昇率は横補強筋降伏強度の 1 乗に比例する形となっている。両式の強度上昇率が等しくなる，つまり両式の右辺同士が等しいと仮定し，New RCモデルでの (d'/C) を本実験での値で与えると，強度上昇率の評価が同じとなる横補強筋降伏強度が得られる。本実験での強度上昇率評価が同じになる横補強筋降伏強度は， $850\sim$

1100N/mm²が得られる。また，図-2.22 から，コンクリート強度 150N/mm²の圧縮強度時ひずみは，コンクリート強度 80N/mm²の圧縮強度時ひずみに対し 10～20%程度高い値となることがわかる。ポアソン比が同じであるとする，横方向ひずみに関しても同じ割合で高くなる。これらの理由から，本検討では，拘束された超高強度コンクリートの強度算定用の横補強筋降伏応力は，685N/mm²の約 1.15 倍である 800N/mm²を上限値とする。

$$\frac{\sigma_{cm}}{f'_c} = 1 + 49 \times 0.313 \times \rho_s \frac{\sqrt{f_y}}{f'_c} \left(1 - 0.5 \frac{s}{w} \right) \quad \text{----- (2-18)}$$

$$\frac{{}_c\sigma_{cB}}{{}_c\sigma_B} = 1 + 11.5 \times \left(\frac{d''}{C} \right) \times \rho_h \frac{\sigma_{hy}}{{}_c\sigma_B} \left(1 - \frac{s}{2 \cdot D_c} \right) \quad \text{----- (2-19)}$$

円形断面に関し，New RCモデルでは，式(2-8)に示されるようにプレーンコンクリートの強度をシリンダー強度の 80%として扱っている。これに対し，本検討では，プレーンコンクリート強度を，150mm 高さ 300mm のシリンダー強度とした。この理由は，円形断面においても，正方形断面と同様，同程度の断面寸法のシリンダーによるプレーンコンクリート強度から拘束をした RC 柱の強度を連続的に評価することである。しかし，基本となるプレーンコンクリートの強度を原式より高く見積もるため，拘束したコンクリートの強度の計算結果が実験結果を上回ることとなった。そこで，超高強度コンクリートに対し再評価を行う六車渡邊モデルでの強度上昇算定式 式(2-33)および式(2-43)とNew RCモデルの強度上昇算定式 式(2-7)～式(2-9)の比較を行う。式(2-33)および式(2-43)から得られる六車渡邊モデルの強度上昇を示す式を式(2-20)に，式(2-7)～式(2-9)から得られるNew RCモデルの強度上昇を示す式を式(2-21)に示す。式(2-21)において，本検討では，プレーンコンクリート強度をシリンダー強度自体として扱っており，原式であれば式(2-21)の右辺第一項は 0.8 となるところ，1.0 としている。このように式(2-21)の切片（右辺第一項）を変更しているため，傾きを表す係数 k_c （原式では 2.09）を見直す必要がある。両式の強度上昇率が等しくなる，つまり両式の右辺同士が等しいと仮定し， k_c を算定する。この結果， k_c は約 0.65 となったので，この値を本検討では，採用する。

$$\frac{\sigma_{cm}}{f'_c} = 1 + 75 \times 0.313 \times \rho_s \frac{\sqrt{f_y}}{f'_c} \left(1 - 0.5 \frac{s}{w} \right) \quad \text{----- (2-20)}$$

$$\frac{{}_c\sigma_{cB}}{{}_c\sigma_B} = 1 + k_c \times \rho_h \frac{\sigma_{hy}}{{}_c\sigma_B} \left(1 - \frac{s}{2 \cdot D_c} \right)^2 \quad \text{----- (2-21)}$$

このように、正方形断面に関しては横補強筋の上限値を 685N/mm^2 から 800N/mm^2 に変更，円形断面に関しては式(2-9)における k_c を 2.09 から 0.65 に変更して，拘束コンクリートの強度上昇率を再計算し，実験結果と比較する。比較を図-2.24 に示す。修正することにより計算結果が，実験結果と良い一致を示していることがわかる。

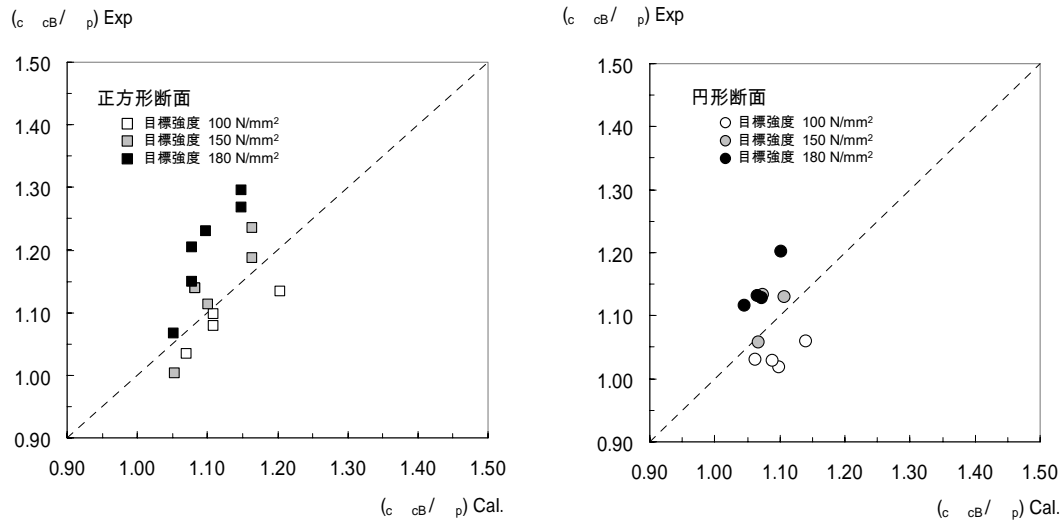


図-2.24 拘束コンクリートの強度上昇率の修正 New RCモデル計算結果と実験結果の比較

拘束をしたコンクリートの最大強度時ひずみの算定は，New RCモデルでは，式(2-11)で与えられている。本式による計算結果と実験結果との比較を図-2.25 に示す。計算結果と実験結果は比較的良い一致を示しており，本検討では式(2-11)を採用する。

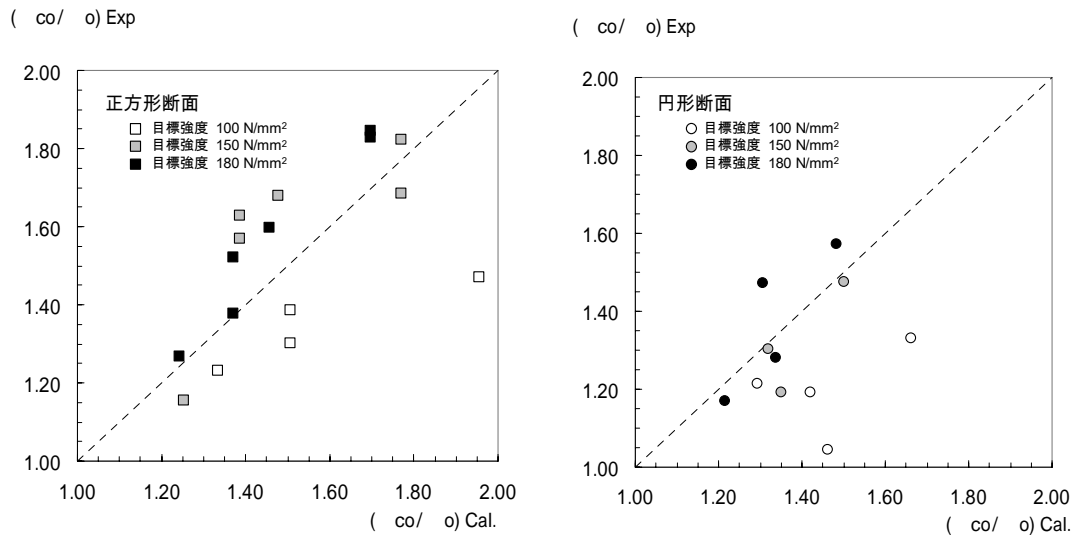


図-2.25 拘束コンクリートの最大強度時ひずみの修正 New RCモデル計算結果と実験結果の比較

(c) 拘束効果による最大強度以降の下り勾配

New RCモデルにおいて、拘束コンクリートの最大強度時以降の下り勾配は、式(2-15)～式(2-17)に示される係数 D で表現されている。係数 D を表す式(2-15)の右辺第2項において、コンクリート強度に乘じられる係数 β_c が-0.0171 という負の定数であるので、コンクリート強度が高く、拘束量が少ない場合、 D の値が負になり、応力・ひずみ関係を表現する関数として不適切となる。そこで実験結果の下り勾配における最大強度の80%応力時のひずみを用いて、 D の再評価を試みる。

係数 D は、式(2-15)の右辺に示されるように、3つの項から構成されており、それぞれの項に係数 α' 、 β_c および γ が定義されている。係数 D を再評価する場合、数多くのデータから各影響を考慮し、 α' 、 β_c および γ を回帰的に再定義することとなるが、本検討ではデータが限られていることから、 α' および β_c は原式の値を採用することとし、 D の値に直接影響を与えることができる切片としての係数 γ を再定義することを試みる。

係数 D の再評価のための、試験毎の ϵ_{80} を、実験結果を用いて以下の手順で逆算する。

- () 実験結果より、下り勾配における最大強度の80%応力時のひずみ ϵ_{80} を求める。
- () 実験における最大強度時ひずみ ϵ_{co} に対する ϵ_{80} の比率を、式(2-22)に示す X_{80} と定義する。
- () 実験結果に対応する下り勾配の係数を D' と定義し、式(2-6)を用い式(2-23)を得る。
- () 式(2-23)から式(2-24)が得られ、式(2-15)から式(2-25)が得られる。
- () 式(2-22)、式(2-24)および式(2-25)を用いて、 α' を求める。

$$X_{80} = \frac{\epsilon_{80}}{\epsilon_{co}} \quad \text{----- (2-22)}$$

$$0.8 = \frac{A \cdot X_{80} + (D' - 1)X_{80}^2}{1 + (A - 2)X_{80} + D' \cdot X_{80}^2} \quad \text{----- (2-23)}$$

$$D' = \frac{X_{80}^2 - (0.2A + 1.6)X_{80} + 0.8}{0.2X_{80}} \quad \text{----- (2-24)}$$

$$\alpha' = D' - \beta_c \cdot \sigma_B - \gamma \sqrt{(K - 1)_c \sigma_B} / 23 \quad \text{----- (2-25)}$$

ϵ_{80} : 実験における下り勾配における最大強度の80%応力時のひずみ

ϵ_{co} : 実験における最大強度時ひずみ

X_{80} : 式(2-22)の定義による。

D' : 実験結果に対応する、下り勾配の係数 D の逆算結果

α' : 実験結果に対応する、係数 D の逆算結果

上記以外の符号は、式(2-6)～式(2-17)での符号説明による。

上記の手順で求めた α と横拘束筋体積比 ρ_h との関係を図-2.26 に示す。New RCモデルでは α は 1.5 と定義しているが、本分析をもとに近似式を式(2-26)のように定める。

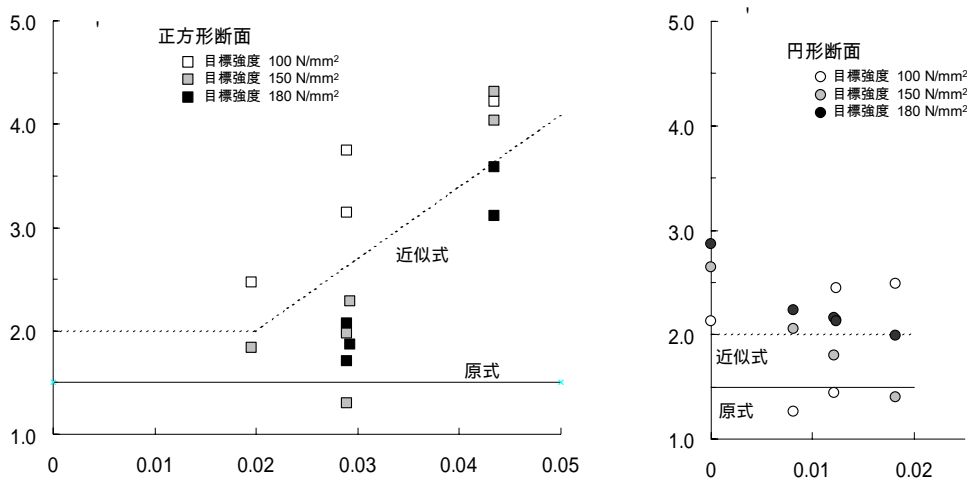


図-2.26 α -横拘束筋体積比 ρ_h 関係

$$\left. \begin{array}{ll}
 \alpha = 2.0 & (\rho_h < 0.02) \\
 \alpha = 70\rho_h + 0.006 & (\rho_h \geq 0.02) \\
 \\
 \alpha = 2.0 & \\
 \end{array} \right\} \begin{array}{l}
 \text{正方形断面} \\
 \\ \\
 \text{円形断面}
 \end{array} \quad \text{----- (2-26)}$$

ただし、上記の α の修正のみでは、超高強度コンクリートのプレーンコンクリートで、下り勾配を表す係数 D が負の値となり、適合できない。図-2.21 での予備検討で明らかになったように D の最低値を 0.5 と定めて、プレーンコンクリートの応力・ひずみ関係を表現できる形とする。

上記(a), (b), (c)までの検討によりモデルの変更を行い、その再評価内容を表-2.5 に示す。New RCモデルの変更（強度上昇率の再評価と下り勾配を表す係数 D の評価式の調節）による再計算結果と実験結果の比較を図-2.27 に示す。New RCモデルを再評価することにより、実験結果をある程度表現できることがわかる。しかし、目標強度 150N/mm² 以上の、正方形断面の $\rho_h = 2.0\%$ での下り勾配や円形断面での下り勾配において、計算結果のほうが、多少急な低下を表す評価となっている。これは、New RCモデルで下り勾配を表す係数 D の式の構成上の問題や下り勾配を検討する際の強度低下点を最大強度に対してどの割合で評価するかの問題がある。

また、本検討では、以下の仮定がある。この仮定が適切かどうかは、今後、更に多くのデータを含めた検証が必要であると考えられる。

- ・円形断面においては、プレーンコンクリート強度をシリンダー強度として扱い（原案ではモデル上のプレーンコンクリート強度をシリンダー強度の 80%と定義している）、原案と変えている。
- ・下り勾配を示す係数Dを再評価する際、切片である を変更対象とし、 および を固定している。
- ・下り勾配を検討する際、最大強度から 80%に強度低下した点を対象としてデータ整理をした。

表-2.5 超高強度コンクリートに対するNew RCモデルの修正点

	正方形断面	円形断面
曲線式	$\frac{\sigma_c}{c\sigma_{cB}} = \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2}$	
ヤング係数	$E_C = 4.1k \left(\frac{c\sigma_B}{100} \right)^{1/3} \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24} \right)^2$	
ブレンコンクリート 最大強度	$\sigma_p = 1.0 \cdot c\sigma_B$	$\underline{\underline{\sigma_p = 1.0 \cdot c\sigma_B}}$
ブレンコンクリート 最大強度時ひずみ	$\varepsilon_O = 0.93(c\sigma_B)^{1/4} \times 10^{-3}$	
拘束コンクリート 最大強度	$c\sigma_{cB} = \sigma_p + \kappa \cdot \rho_h \cdot \sigma_{hy}$	$\kappa = k_C \left(1 - \frac{s}{2D_c} \right)^2, k_C = 0.65$
拘束コンクリート 最大強度時ひずみ	$\varepsilon_{CO} = \varepsilon_O \begin{cases} 1 + 4.7(K-1), & K \leq 1.5 \\ 3.35 + 20(K-1.5), & K > 1.5 \end{cases}$	
計算上の横拘筋 降伏応力の上限	$\underline{\underline{800 \text{ N/mm}^2}}$	
下り勾配を表す係数 D	$D = \alpha + \beta_c \sigma_B + \gamma \sqrt{(K-1)_c \sigma_B / 23}, \underline{\underline{D \geq 0.5}}$	
	$\alpha = 2.0 \ (\rho_h < 0.02),$ $\underline{\underline{\alpha = 70\rho_h + 0.06 \ (\rho_h \geq 0.02)}}$	$\underline{\underline{\alpha = 2.0}}$
	$\beta = -1.71 \times 10^{-2}, \gamma = 1.6$	

二重線のアンダーライン部分が今回超高強度コンクリートに対して修正を行った箇所

符号は、式(2-25)～式(2-36)における符号解説参照

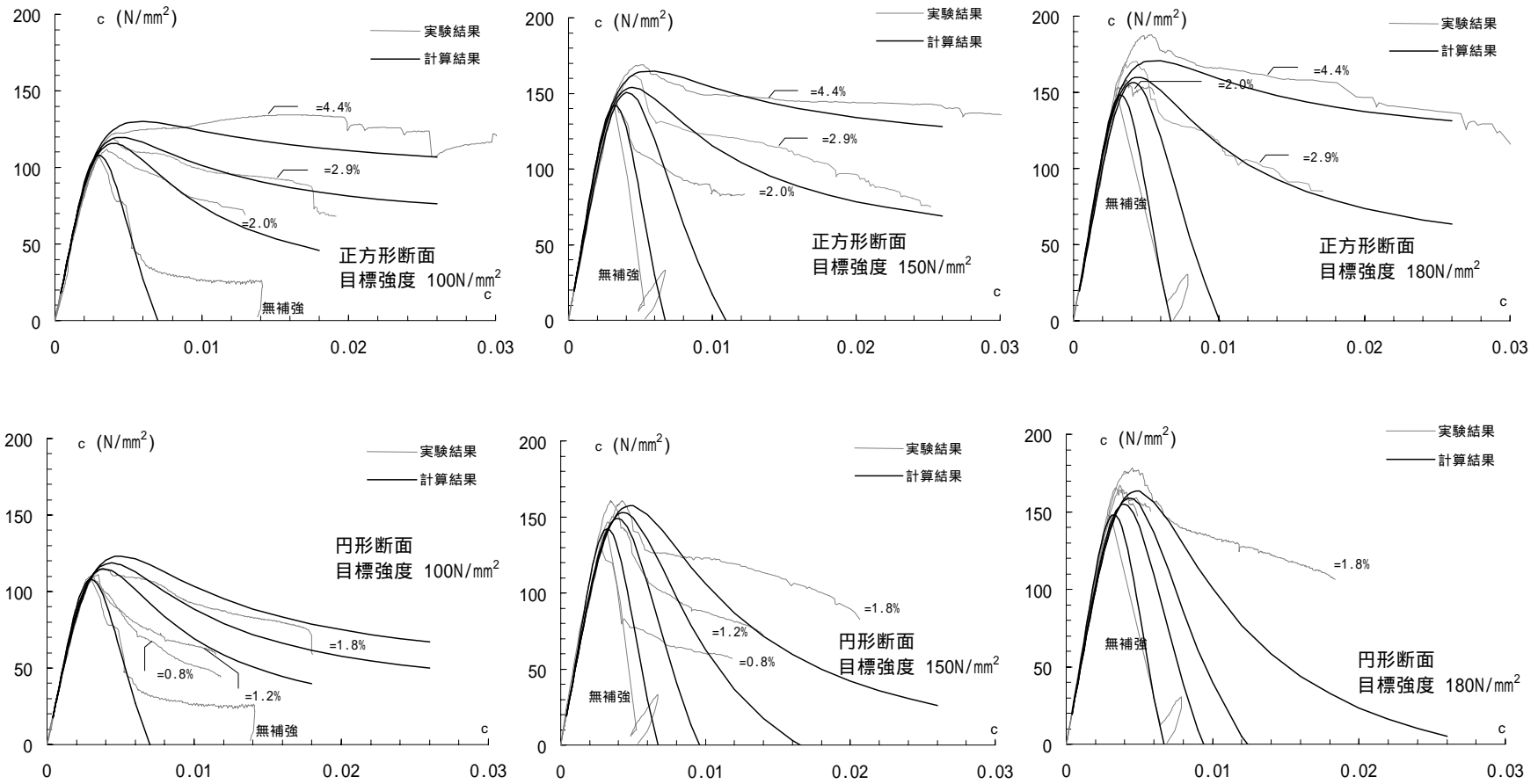


図-2.27 修正New RCモデルと実験結果の応力・ひずみ関係の比較

2.4.3 六車渡邊モデル

(1) 基本応力・ひずみ関係

六車渡邊モデルの応力・ひずみ関係^{4) 16)}を図-2.28に示す。曲線O A B Cはプレーンコンクリートの応力・ひずみ曲線を表しており，O～Aは初期弾性係数が E_i である2次曲線とし，コンクリート強度以後のひずみ軟化域はA BおよびB Cの2本の折れ線としている。点Bは曲げ圧縮限界ひずみ時，点Cはひずみ1%の応力が0の点である。曲線O A D Eは，拘束されたコンクリートの応力・ひずみ曲線を表しており，O～Aはプレーンコンクリートと同じとし，A～DはDに頂点をもつ2次曲線，D Eは直線としている。E点は拘束コンクリートの曲げ圧縮限界ひずみに対応している。

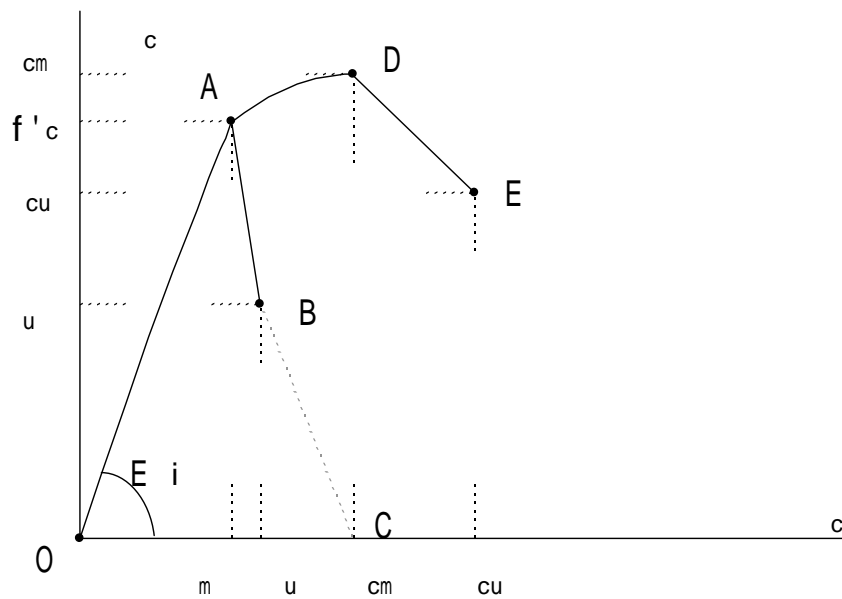


図-2.28 六車渡邊モデル

プレーンコンクリートの応力・ひずみ関係式を式(2-27)および(2-28)に示す。初期弾性係数，プレーンコンクリート圧縮強度，圧縮強度時ひずみおよび曲げ圧縮限界ひずみを定め，点Bの定義（矩形応力ブロック係数 $k_1 \cdot k_3$ が最大となる点）から圧縮限界ひずみ時応力を式(2-29)で定め，曲線O A Bを定義している。

$$O \sim A \quad \sigma_c = E_i \varepsilon_c + \left\{ \frac{f'_c - E_i \varepsilon_m}{\varepsilon_m^2} \right\} \varepsilon_c^2 \quad \text{----- (2-27)}$$

$$A \sim B \quad \sigma_c = \left(\frac{\sigma_u - f'_c}{\varepsilon_u - \varepsilon_m} \right) (\varepsilon_c - \varepsilon_m) + f'_c \quad \text{----- (2-28)}$$

$$\sigma_u = \frac{2(S - f'_c \varepsilon_m)}{\varepsilon_u + \varepsilon_m} + f'_c \quad \text{----- (2-29)}$$

- c : 圧縮応力
- c : 圧縮ひずみ
- E_i : 初期弾性係数
- f_c' : プレーンコンクリート圧縮強度
- m : f_c' 時ひずみ
- u : u 時応力
- u : プレーンコンクリート曲げ圧縮限界ひずみ
- S : f_c' までのプレーンコンクリート応力・ひずみ曲線で囲まれる面積

拘束コンクリートの応力・ひずみ関係における A ~ D および D ~ E をそれぞれ式(2-30) および(2-31)に示す。拘束コンクリート圧縮強度，圧縮強度時ひずみおよび曲げ圧縮限界ひずみを定め，点Eの定義（矩形応力ブロック係数 k₁・k₃ が最大となる点）から圧縮限界ひずみ時応力を式(2-32)で定め，曲線 A D E を定義し，プレーンコンクリートの曲線 O A とあわせて，曲線 O A D E としている。

$$A \sim D \quad \sigma_c = \frac{f_c' - \sigma_{cm}}{(\epsilon_m - \epsilon_{cm})^2} (\epsilon_c - \epsilon_{cm})^2 + \sigma_{cm} \quad \text{----- (2-30)}$$

$$D \sim E \quad \sigma_c = \frac{\sigma_{cu} - \sigma_{cm}}{\epsilon_{cu} - \epsilon_{cm}} (\epsilon_c - \epsilon_{cm}) + \sigma_{cm} \quad \text{----- (2-31)}$$

$$\sigma_{cu} = \frac{2(S_c - \sigma_{cm} \epsilon_{cm})}{\epsilon_{cm} + \epsilon_{cu}} + \sigma_{cm} \quad \text{----- (2-32)}$$

- c_m : 拘束コンクリート圧縮強度
- c_m : c_m 時ひずみ
- c_u : c_u 時応力
- c_u : 曲げ圧縮限界ひずみ
- S_c : c_m までの拘束コンクリート応力-ひずみ曲線で囲まれる面積

関係式（式(2-27) ~ (2-32)）は断面形状（正方形，円形）に関わらず同じであり，材料強度や拘束状況を考慮した後述の拘束係数 C_c を用いて拘束コンクリートの最大強度時の応力とひずみ（c_m と c_m）および終局時のひずみ（c_u）を断面形状に応じて定式化することにより，拘束コンクリートの応力・ひずみ関係を与えることとしている。

(2) プレーンコンクリートの応力・ひずみ関係の適用

プレーンコンクリートの強度とヤング係数の関係は，コア抜き供試体（100×200）およびプレーンコンクリート柱試験体（150×300）の結果を用いて図-2.6 に示している。文献4)では，初期ヤング係数(E_i)に式(2-1)を用いている。図-2.6 には，R C 規準(1988)¹⁰⁾ に示されている式(2-1)および高強度コンクリートに対し適用性のよいとされている，R C

規準 1999)¹¹⁾に採用されている New RC 式¹²⁾：式(2-2)を示している。図-2.6 より，100N/mm²を上回る超高強度コンクリートの範囲において，式(2-1)はほぼ上限を示し，式(2-2)は中央値より若干低めを表している。しかし，超高強度コンクリートのプレーンコンクリートでは，圧縮強度に至るまで（図-2.28 における O A 部分）はほぼ直線を示しており，圧縮強度時ひずみ ϵ_m が適切に評価できていれば，式(2-1)と式(2-2)の適用の差異はモデル上小さい。ここでは，文献 4) に倣い，式(2-1)の値を E_i とする。

圧縮強度時のひずみは，コンクリート強度のみの関数でなく多くの要因が影響する¹⁸⁾といわれており，文献 4) ではプレーンコンクリートの ϵ_m および ϵ_u の値はコンクリートの特性を表す係数 K_m を用いて定めている。超高強度コンクリートの場合 K_m が 1.5 以上となり， ϵ_m は上限値の 2,871 μ ， ϵ_u / ϵ_m は下限値の 1.314 となる。図-2.7 からわかるようにプレーンコンクリート柱試験体の実験結果は，この値とほぼ同等であることから，応力・ひずみ関係において， $\epsilon_m = 2,871 \mu$ ， $\epsilon_u = 3,772 \mu$ とする。

(3) 拘束係数と拘束コンクリートの応力・ひずみ関係

横拘束の程度を示す係数として拘束係数 C_c を式(2-33)で示している。図-2.29 に示すように，横補強筋で囲まれるコアコンクリート体積(A_2)に対して，有効に拘束されるコンクリート体積(A_1)の割合 ($1 - 0.5 s/w$) を指標としている。また，式(2-33)において，横拘束筋強度とコンクリート強度の影響を拘束係数 C_c に反映させている⁴⁾。

$$C_c = 0.313 \rho_s \frac{\sqrt{f_y}}{f_c'} \left(1 - 0.5 \frac{s}{w} \right) \quad \text{--- (2-33)}$$

ρ_s : 横拘束筋体積比

f_y : 横補強筋降伏強度 (N/mm²)

f_c' : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

s : 横補強筋の間隔 (mm)

w : 拘束コア断面最小寸法 (mm)

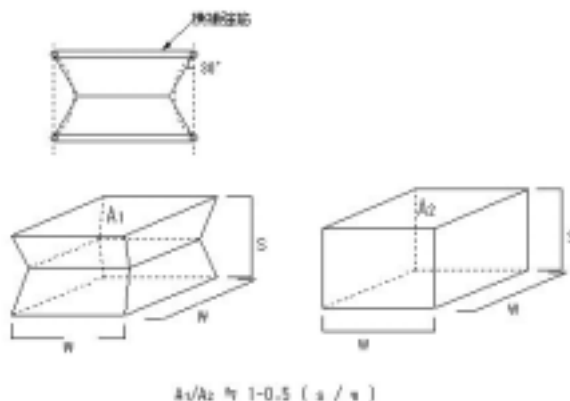


図-2.29 有効拘束コンクリート

この係数を用い、拘束コンクリートの最大強度時の応力とひずみ（ σ_{cm} と ϵ_{cm} ）および曲げ圧縮限界ひずみ（ ϵ_{cu} ）を、プレーンコンクリートで対応する値との比（ σ_{cm}/f_c' 、 σ_{cm}/m および ϵ_{cu}/ϵ_c ）の形で定式化している。本実験において得られた σ_{cm}/f_c' 、 σ_{cm}/m および ϵ_{cu}/ϵ_c の値を、拘束係数 C_c に対してプロットしたものを正方形断面に対してそれぞれ図 2-30、図 2-31 および図 2-32、円形断面に対してそれぞれ図 2-33、図 2-34 および図 2-35 に示す。図中に文献 4) および文献 16) で定められる C_c と σ_{cm}/f_c' 、 σ_{cm}/m および ϵ_{cu}/ϵ_c の関係式〔式(2-34)～(2-36)および式(2-37)～(2-39)〕を実線で示す。正方形断面の ϵ_{cu}/ϵ_c においては、圧縮強度 88N/mm^2 までのコンクリートの中心圧縮試験をもとにして式(2-36-a)を示している。さらに、圧縮強度 $85\sim 130\text{N/mm}^2$ のコンクリートを用いた RC 柱の曲げせん断実験から、高強度コンクリートに対して、下り勾配を再評価し式(2-36-b)を示している。

・ 正方形断面

$$\sigma_{cm} = (1 + 49C_c)f_c' \quad \text{--- (2-34)}$$

$$\epsilon_{cm} = (1 + 341C_c)\epsilon_c \quad \text{--- (2-35)}$$

$$\epsilon_{cu} = (1 + 509C_c)\epsilon_c \quad \text{--- (2-36-a)}$$

$$\epsilon_{cu} = (1 + 611C_c)\epsilon_c \quad \text{--- (2-36-b)}$$

・ 円形断面

$$\sigma_{cm} = (1 + 150C_c)f_c' \quad \text{--- (2-37)}$$

$$\epsilon_{cm} = (1 + 1460C_c)\epsilon_c \quad \text{--- (2-38)}$$

$$\epsilon_{cu} = (1 + 990C_c)\epsilon_c \quad \text{--- (2-39)}$$

これらの図から以下のことが指摘できる。

σ_{cm} ：正方形断面に対しては文献 4) のモデルと整合している。

円形断面に対しては、拘束によるの上昇度合いが文献 16) より小さい。

ϵ_{cm} ：正方形、円形いずれの断面に対しても、拘束によるの増加度合いが文献 4) および文献 16) の計算結果に比べて小さい。特に円形断面においては、実験値が計算より低い傾向にある。

ϵ_{cu} ：いずれの断面形状に対しても C_c がある値以上の範囲で ϵ_{cu} の上昇の割合が、文献 4) および文献 16) より大きい。

これらの特徴が反映できるよう各々の値に対し最小自乗法により、式(2-40)～式(2-45)のように定めた。

この関係を図-2.30～図-2.35 に破線で示す。

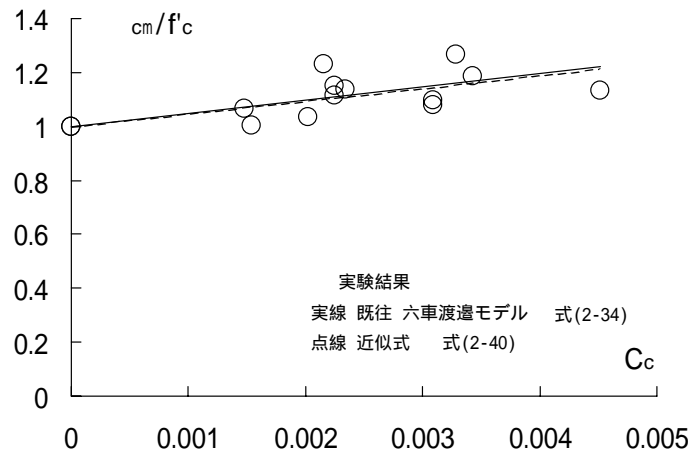


図-2.30 $cm / f'_c \cdot C_c$ 関係 (正方形断面)

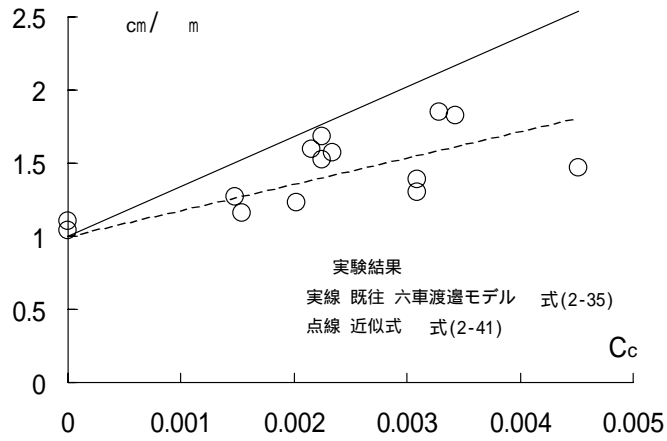


図-2.31 $cm / m \cdot C_c$ 関係 (正方形断面)

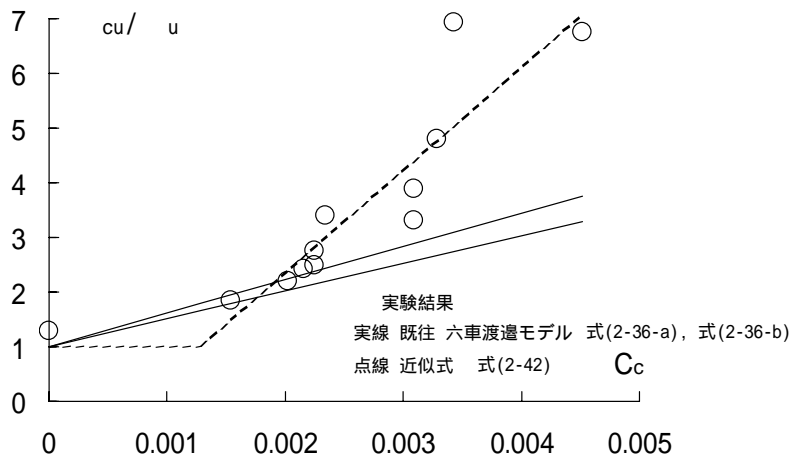


図-2.32 $cu / u \cdot C_c$ 関係 (正方形断面)

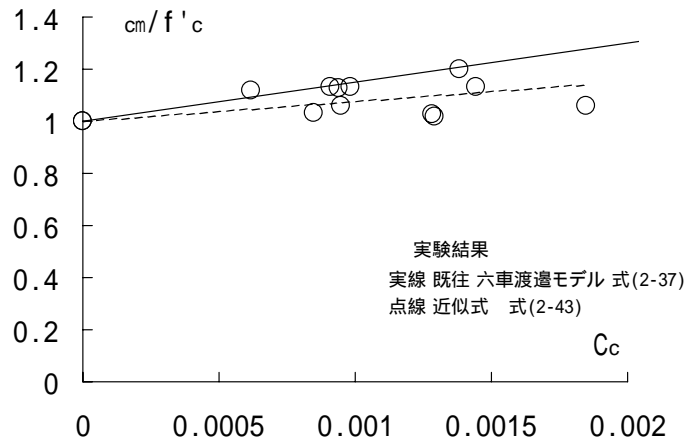


図-2.33 $cm/f'c - C_c$ 関係 (円形断面)

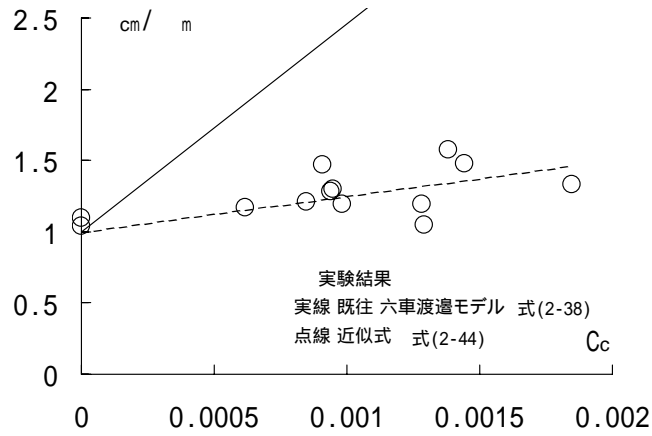


図-2.34 $cm/m - C_c$ 関係 (円形断面)

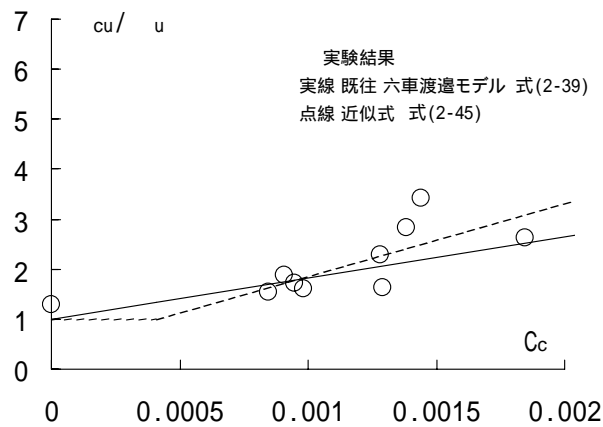


図-2.35 $cu/u - C_c$ 関係 (円形断面)

・正方形断面

$$\sigma_{cm} = (1 + 49C_c)f_c' \quad \text{--- (2-40)}$$

$$\varepsilon_{cm} = (1 + 179C_c)\varepsilon_c \quad \text{--- (2-41)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \varepsilon_{cu} = \varepsilon_u \\ \varepsilon_{cu} = (-1.44 + 1890C_c)\varepsilon_u \end{array} \right\} \begin{array}{l} C_c < 0.0013 \\ C_c \geq 0.0013 \end{array} \quad \text{--- (2-42)}$$

・円形断面

$$\sigma_{cm} = (1 + 75C_c)f_c' \quad \text{--- (2-43)}$$

$$\varepsilon_{cm} = (1 + 250C_c)\varepsilon_c \quad \text{--- (2-44)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \varepsilon_{cu} = \varepsilon_u \\ \varepsilon_{cu} = (0.401 + 1460C_c)\varepsilon_u \end{array} \right\} \begin{array}{l} C_c < 0.00041 \\ C_c \geq 0.00041 \end{array} \quad \text{--- (2-45)}$$

式(2-40)～式(2-45)を用いて、実験に対応するプレーンコンクリートおよび拘束コンクリートの応力・ひずみ関係を計算した結果を、実験結果と比較して図-2.36 および図-2.37 に示す。図中の印は曲げ圧縮限界時を示している。実験結果と比較して、超高強度コンクリートに対して再評価を行った六車渡邊モデルは横補強筋量、コンクリート強度および断面形状の影響について実験で得られた傾向を定量的に評価できている。本検討では、設計限界時をコンクリートのひずみが圧縮限界ひずみ ε_{cu} に達する場合と考え、 ε_{cu} 以内のひずみレベルの応力・ひずみ関係を検討した。実験結果(図-2.8 および図-2.9)から、横補強筋が適切な量であれば ε_{cu} を超える領域においても、急激な応力低下にならず、 ε_{cu} 以降もモデル化として検討対象とすることができると考えられる。

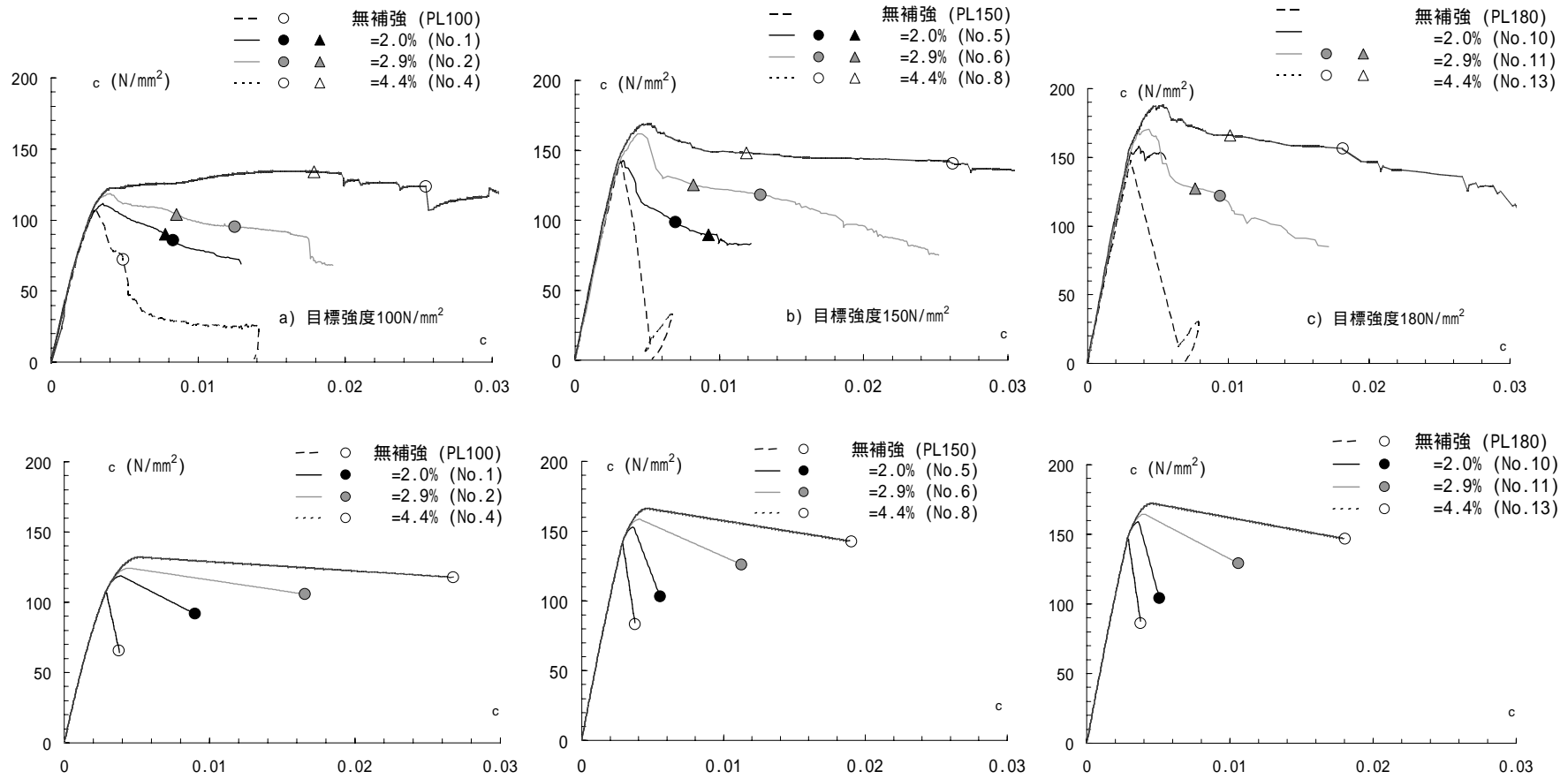


図-2.36 正方形断面 RC 柱のコンクリート 軸方向応力 c ・軸ひずみ c 関係 実験結果と計算結果の比較
 (上段：実験結果 下段：計算結果)

○ ● ● 2.4.3 で定義する曲げ圧縮限界時
 △ ▲ ▲ 横補強筋降伏時

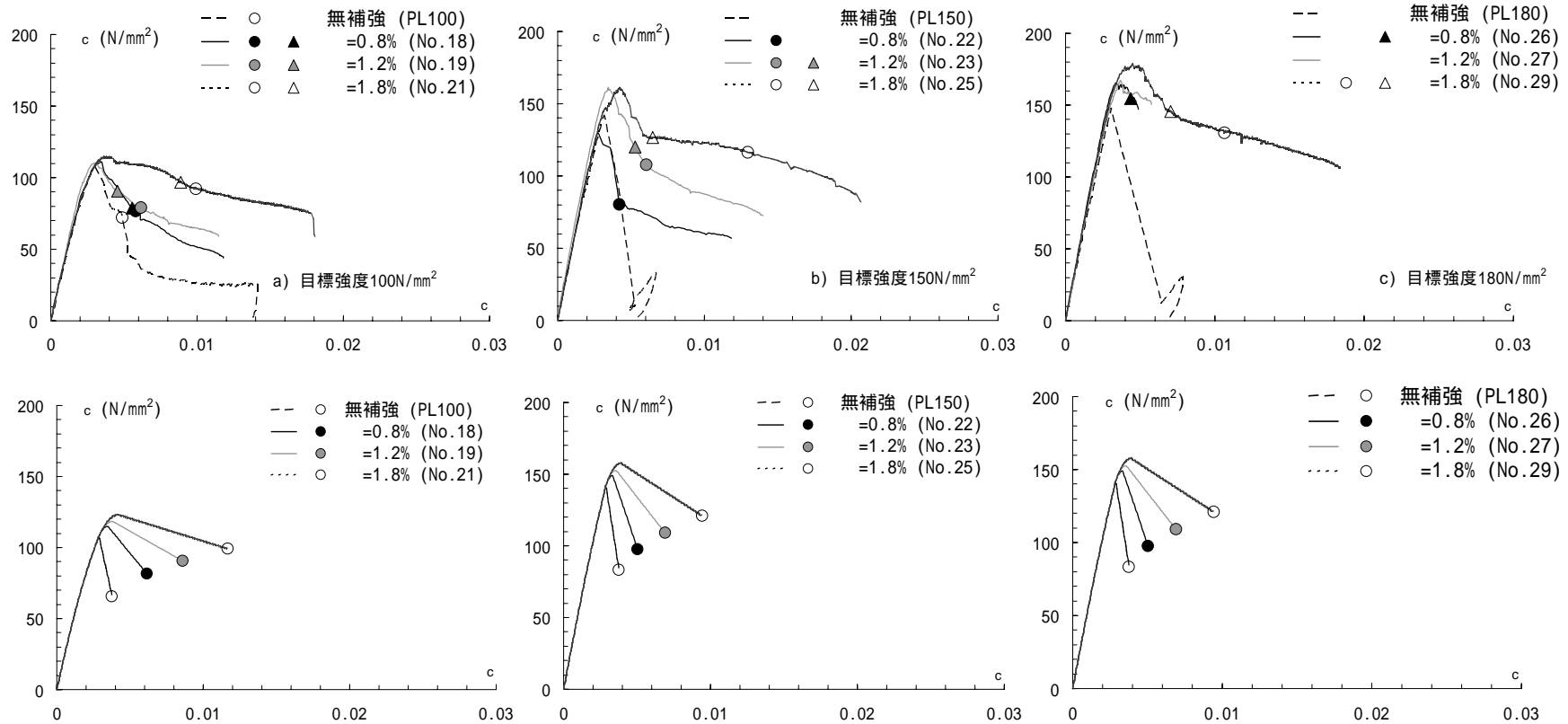


図-2.37 円形断面 RC 柱のコンクリート 軸方向応力 c -軸ひずみ c 関係 実験結果と計算結果の比較

(上段：実験結果 下段：計算結果)

○ ● ● 2.4.3 で定義する曲げ圧縮限界時
 △ ▲ ▲ 横補強筋降伏時

2.4.4 提案モデルによる断面解析

本項では、前項 2.4.3 で中心圧縮試験での適合性を確かめた再評価した六車渡邊モデルを用い、圧縮強度 $150\text{N}/\text{mm}^2$ クラスの超高強度コンクリートを使用した RC 柱の曲げ断面解析を行う。文献 6) に報告されている曲げせん断実験の結果（モーメント・曲率関係、せん断力・部材変形角関係）と解析結果を比較・検討し、提案を行った拘束コンクリートの応力・ひずみ関係の適用性の考察を行う。

(1) 解析対象実験

対象とする試験体断面を図-2.38 に示す。柱断面は、 $B \times D = 300 \times 300\text{mm}$ 、せん断スパン比 $M/QD = 1.5$ である。文献 6) は、実験パラメータを軸方向筋比や横補強筋比とした、 $150\text{N}/\text{mm}^2$ クラスの超高強度コンクリートを使用した RC 柱耐震性能の一連の研究である。ここでは標準試験体 No.1 を断面解析の対象とする。対象とする試験体の試験区間配筋状況および加力方法を図-2.39 および図-2.40 に示す。加力は、軸力 $0.33 \sigma_B \cdot \sigma_C A$ （ σ_B ：コンクリート強度、 $\sigma_C A$ ：コンクリート断面積）を一定に保ち、水平力を変位制御で正負繰返しに作用させ、部材角 $\pm 1/500$ を 1 回、 $\pm 1/200$ 、 $\pm 1/100$ 、 $\pm 1/50$ をそれぞれ 3 回、 $\pm 1/25$ を 2 回としている。目標強度が $150\text{N}/\text{mm}^2$ であるコンクリートの調合を表-2.6 に、圧縮試験結果を表-2.7 に示す。結合材には、早強ポルトランドセメントとシリカフェームにスラグ石膏系混和材を加えている。また、火災時の爆裂対策用ポリプロピレン繊維をフレッシュコンクリートに $3.0\text{kg}/\text{m}^3$ 混入し試験体を打設している。軸方向筋は SD685 を、横補強筋は異形 PC 鋼棒 (SBPD 1275 /1420) を使用した。材料特性を表-2.8 に示す。

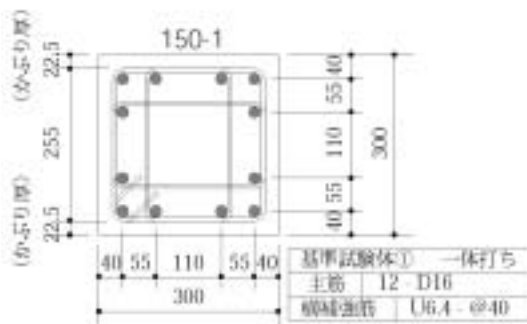


図-2.38 試験体柱断面

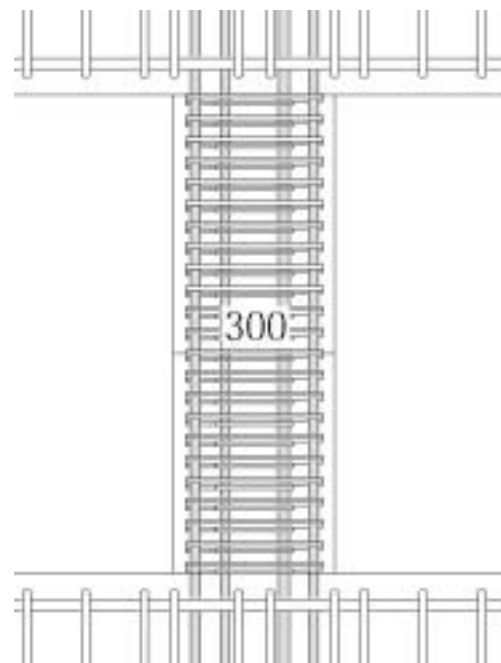


図-2.39 試験区間配筋状況

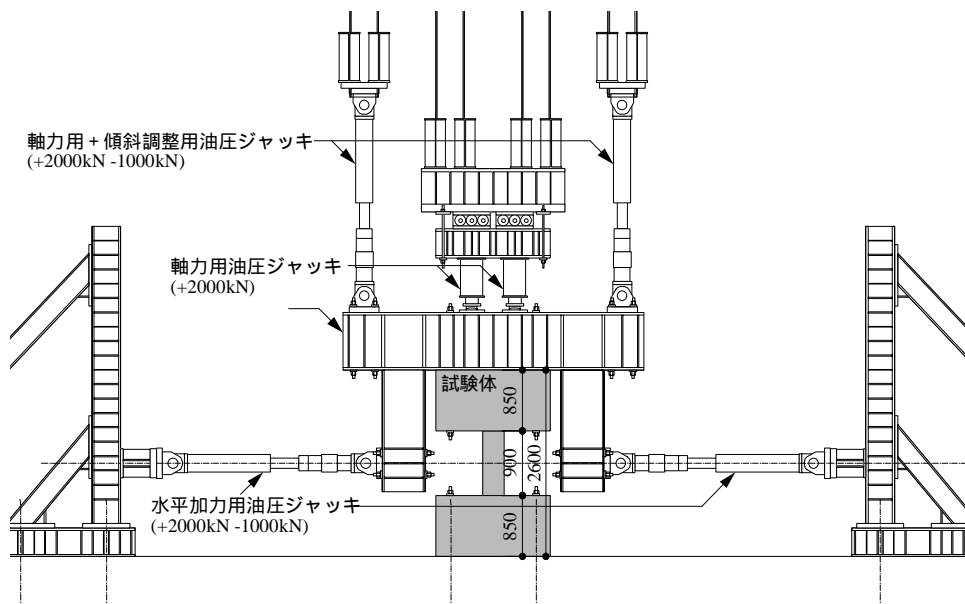


図-2.40 加力方法

表-2.6 コンクリート調合

水結合材比 (%)	結合材 ^{*1} (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	粗骨材 ^{*2} (kg/m ³)	細骨材 ^{*3} (kg/m ³)
15.0	1000	150	871	461

*1 早強ポルトランドセメント：スラグ石膏：シリカフェム=7:2.1（質量比）

*2 安山岩系砕石 *3 安山岩系砕砂

表-2.7 コンクリートの圧縮試験結果

圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
148	42.7	0.25

表-2.8 鉄筋の材料特性

鉄筋	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	伸び (%)
D16	757	972	193	8.8
U6.4	1460	1482	206	8.4

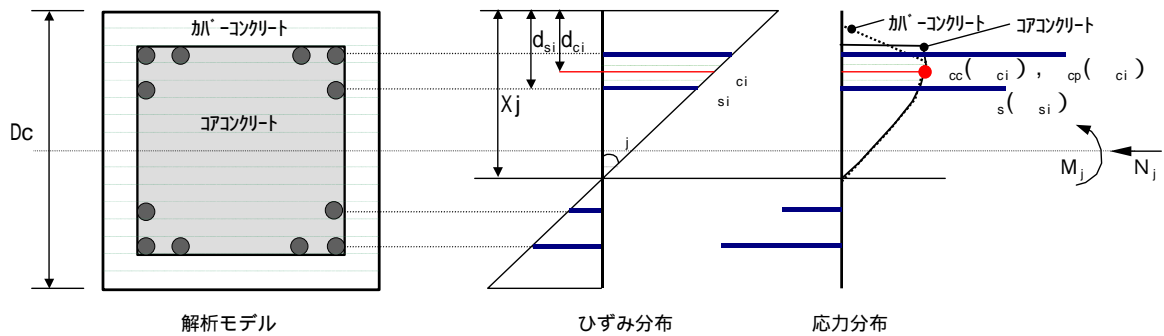
(2) 解析方法

(a) モーメント・曲率関係の算定

平面保持を仮定し、危険断面位置でのモーメント・曲率関係を求める。図-2.41 に解析モデルを示す。柱断面をカバーコンクリート部分とコアコンクリート部分に分け、コンクリ

ートは回転軸に平行に分割したファイバーモデルとし、軸方向筋は鉄筋重心位置を点として材軸方向の剛性を考慮する。図-2.42 にモーメント・曲率関係の算定フローを示す。漸増して与える曲率に対し、中立軸深さを仮定し、各ファイバーおよび鋼材位置のひずみを平面保持（ひずみ増分を、曲率増分と中立軸深さからの距離の積と考える。）により求める。各材料（カバーコンクリート、コアコンクリート、軸方向筋鋼材）に与えた応力・ひずみ関係を用いて各部位の応力を算出し、その応力を集計して、部材の抵抗軸力（ N_j ）および抵抗曲げモーメント（ M_j ）を算出する。仮定した中立軸深さに対応する抵抗軸力（ N_j ）と存在軸力を比較し、誤差範囲内であれば、曲率と抵抗曲げモーメントが得られたとし、曲率を漸増させ、次ステップの算定とする。

図-2.43 にカバーコンクリート（プレーンコンクリート）とコアコンクリート（拘束コンクリート）の応力-ひずみ関係を、図-2.44 に軸方向筋の応力-ひずみ関係を示す。



$$N_j = [s(s_i) \cdot A_{si}] + [cc(c_i) \cdot A_{cci}] + [cp(c_i) \cdot A_{cpi}]$$

$$M_j = [s(s_i) \cdot A_{si} \cdot (D_c/2 \cdot d_{si})] + [cc(c_i) \cdot A_{cci} \cdot (D_c/2 \cdot d_{ci})] + [cp(c_i) \cdot A_{cpi} \cdot (D_c/2 \cdot d_{ci})]$$

- j : j ステップでの曲率
- X_j : j ステップでの中立軸深さ
- d_{si} : i 軸方向筋部位の重心位置
- d_{ci} : i コンクリートファイバーの重心位置
- $s(s_i)$: i 軸方向筋部位のひずみ ($= \epsilon_j \times (X_j - d_{si})$)
- c_i : i コンクリートファイバーの重心位置 ($= \epsilon_j \times (X_j - d_{ci})$)
- $s(s_i)$: i 軸方向筋部位の応力
- $cc(c_i)$: i 拘束コンクリートファイバーの応力
- $cp(c_i)$: i プレーンコンクリートファイバーの応力
- A_{si} : i 軸方向筋部位の面積
- A_{cci} : i 拘束コンクリートファイバーの面積
- A_{cpi} : i プレーンコンクリートファイバーの面積
- D_c : 柱せい
- N_j : j 解析ステップで中立軸深さ X_j , 曲率 ϵ_j に対応する部材抵抗軸力
- M_j : j 解析ステップで中立軸深さ X_j , 曲率 ϵ_j に対応する部材抵抗曲げモーメント

図-2.41 解析モデル

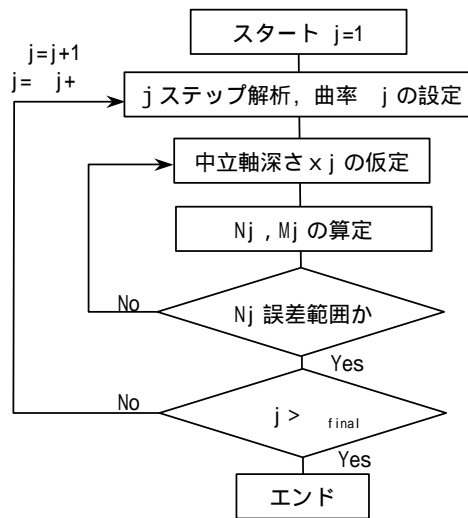


図-2.42 モーメント・曲率関係の算定フロー

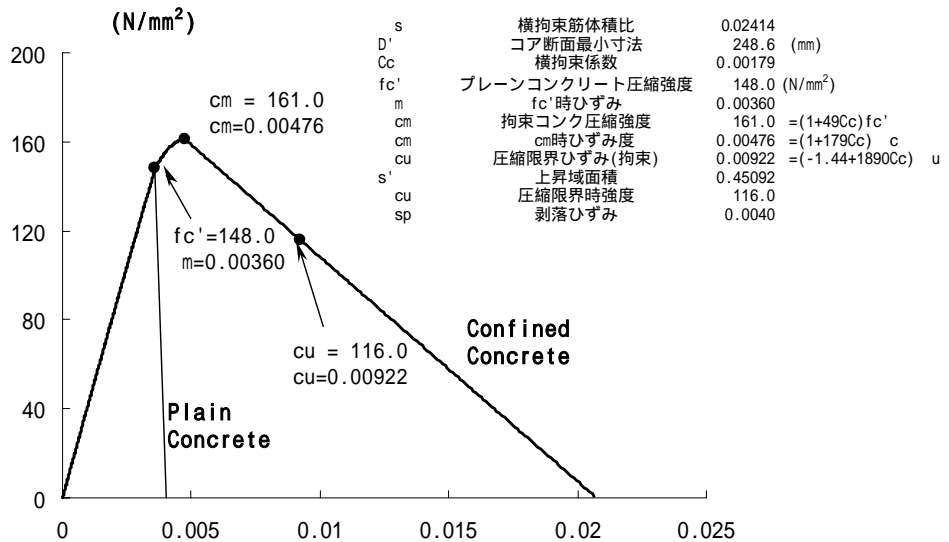


図-2.43 カバーコンクリートとコアコンクリートの応力-ひずみ関係

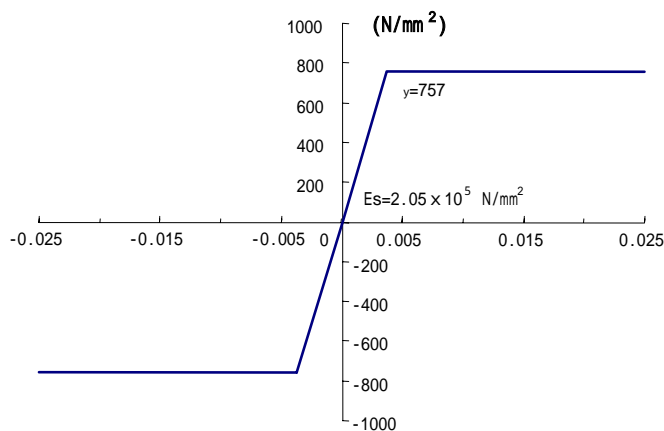


図-2.44 軸方向筋の応力-ひずみ関係

(b) せん断力・部材変形角関係の算定

先に求めたモーメント・曲率関係から柱部材のせん断力・部材変形角関係の算定を行う。部材変形を式(2-46)に示す。式(2-46)中で示している曲げ変形 δ_m は、弾性時と塑性変形が進んだ塑性時とに分けて考え、その算定法を式(2-47)、式(2-48)および図-2.45に示す。塑性時はかぶりコンクリートの圧壊時以降とし、塑性ヒンジ長さを柱せい (D_c) と仮定する。

$$\delta = \delta_m + \delta_s \quad \text{---(2-46)}$$

- δ : 柱部材全体変形
- δ_m : 曲げ変形
- δ_s : せん断変形

$$\delta_m = 2 \cdot \sum_{i=2}^n \left\{ \frac{\phi_i + \phi_{i-1}}{2} \times \frac{L}{2} \cdot \frac{M_i - M_{i-1}}{M_n} \times \frac{L}{4} \cdot \frac{M_i + M_{i-1}}{M_n} \right\}$$

$$= \frac{L^2}{8M_n^2} \sum_{i=2}^n \{ (\phi_i + \phi_{i-1}) \cdot (M_i^2 - M_{i-1}^2) \} \quad \text{弾性時} \quad \text{---(2-47)}$$

$$\delta_m = \delta_{me} + (\phi_n - \phi_e) \cdot D_c \cdot (L - D_c) \quad \text{塑性時} \quad \text{---(2-48)}$$

- i : i ステップでの曲率 ($i=1 \sim n$)
- M_i : i ステップでの曲げモーメント ($i=1 \sim n$)
- M_n : 変形を求める時点(n ステップ)の端部曲げモーメント
- L : 部材長さ
- n : 変形を求める時点の解析ステップ数
- δ_{me} : かぶりコンクリート圧壊までの曲げ変形
- ϕ_e : かぶりコンクリート圧壊時曲率
- ϕ_n : 変形を求める時点(n ステップ)の端部曲率
- D_c : 柱せい

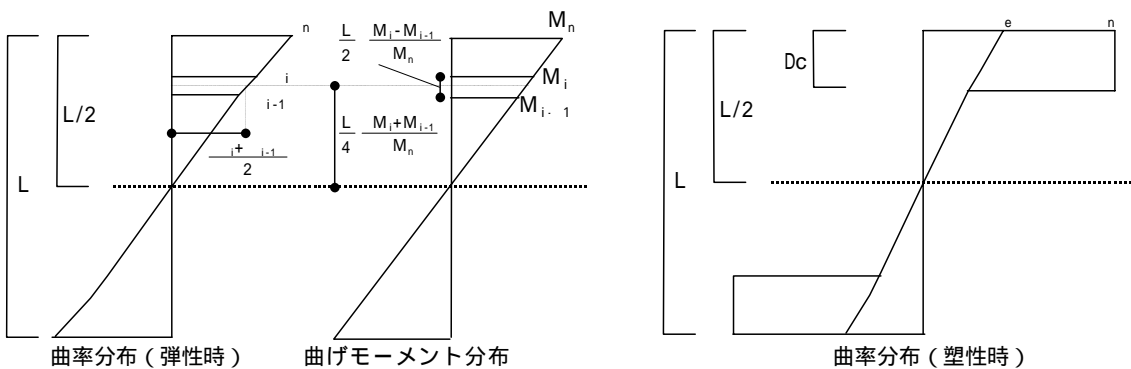


図-2.45 曲率分布仮定

式(2-46)中で示しているせん断変形 δ_s は、弾性変形時 ($M_n < M_{cr}$) とひび割れ発生後 ($M_n > M_{cr}$) のせん断ひび割れ進展に伴う変形 (図-2.46) とに分けて、式(2-49)、式(2-50)および式(2-51)、式(2-52)で表す¹⁹⁾。また、1次ピーク以降、抵抗モーメントが減少しても、せん断変形 δ_s は、1次ピーク時の変形を維持すると仮定した。

式(2-51)、式(2-52)に示すせん断変形は、曲げひび割れから進展するせん断ひび割れを対象としており、材軸方向に近い角度の縦ひび割れの進展に伴うせん断変形は考慮されていない。そこで、実験中に観測されたひび割れ幅や本数を参考に、図-2.47 および式(2-53)～式(2-55)に示す材軸方向ひび割れの進展に伴うせん断変形の評価を考察に加える。式(2-53)は、式(2-46)に材軸方向ひび割れ進展に伴う変形 (δ_{ns}) を加える形となっている。

$M_n < M_{cr}$ 時

$$\delta_s = \frac{Q \cdot L}{A_s \cdot G_c} = 2 \cdot \frac{M_n}{K_{ve}} \quad \text{--- (2-49)}$$

$$K_{ve} = A_s \cdot G_c = \frac{B_c \cdot d}{\kappa} \cdot \frac{E_c}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad \text{--- (2-50)}$$

M_n : 変形を求める時点(nステップ)の端部曲げモーメント

M_{cr} : ひび割れモーメント

Q : せん断力

L : 部材長さ

A_s : せん断変形算定用断面積

G_c : せん断弾性係数

K_{ve} : ひび割れのない領域でのせん断剛性

B_c : 柱断面幅

d : 部材有効せい ($D_c - d_e$)

D_c : 柱せい

d_e : 引張側縁からの引張鉄筋重心距離

E_c : ヤング係数 : ポアソン比 (= 0.2)

$M_n > M_{cr}$ 時

$$\delta_s = 2 \cdot \left\{ \frac{M_{cr}}{K_{ve}} + \frac{M_n}{K_{vh}} \left(1 - \frac{M_{cr}}{M_n} \right) \right\} \quad \text{--- (2-51)}$$

$$K_{vh} = \frac{\rho_v}{1 + 4 \cdot n \cdot \rho_v} \cdot E_s \cdot B_c \cdot d \quad \text{--- (2-52)}$$

K_{vh} : ひび割れ領域でのせん断剛性

E_s : 横補強筋ヤング係数

n : ヤング係数比 (= E_s / E_c)

ρ_v : 横補強筋比 (= $A_v / [B_c \cdot s]$)

A_v : 一組の横補強筋断面積

s : 横補強筋ピッチ

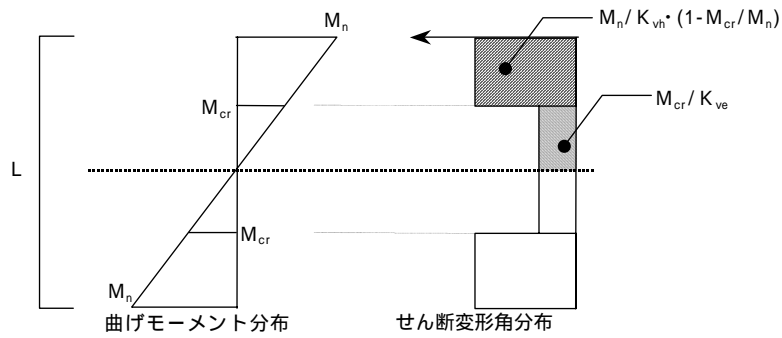


図-2.46 ひび割れ後のせん断変形の仮定

$$\delta = \delta_m + \delta_s + \delta_{ns} \quad \text{--- (2-53)}$$

- 柱部材全体変形
- m : 曲げ変形
- s : せん断変形
- ns : 材軸方向ひび割れ進展に伴う変形

$$\delta_{ns} = R_{ns} \times L \quad \text{--- (2-54)}$$

$$R_{ns} = (n_{cr} \cdot w_{cr} \cdot \cos \theta) / L \quad \text{--- (2-55)}$$

- R_{ns} : 材軸方向ひび割れ進展に伴う変形による部材角
- L : 部材長
- n_{cr} : 材軸方向ひび割れ本数
- w_{cr} : 材軸方向ひび割れ幅
- : 材軸方向ひび割れ角度 (=20° と仮定)

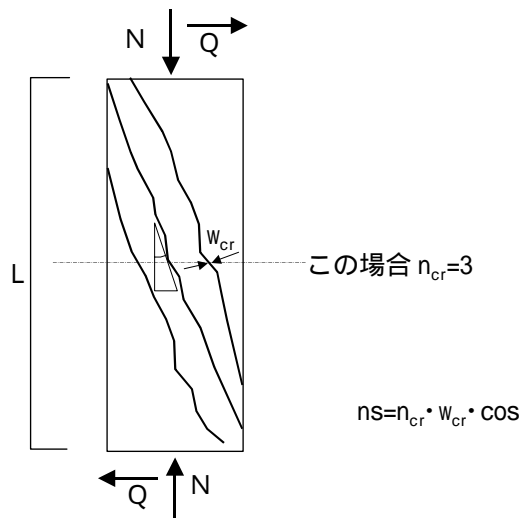


図-2.47 材軸方向ひび割れ進展に伴う変形の仮定

実験におけるひび割れの進展状況を図-2.48 に示す。部材変形角 (R) が 1/200 付近で、中央部にせん断ひび割れが生じ、その後、R=1/100 では、材軸方向に近い角度で、複数のひび割れへと進展し、R = 1/50 , 1/25 へと全体変形が大きくなるにつれ、その本数が多く、ひび割れ幅が大きくなっていることが観測されている。式(2-55)を用いて、正側第一ループのピーク時の観測値から求めた材軸方向ひび割れによるせん断変形 (R_{ns}) と部材変形角 (R) の関係を図 2-49 に示す。この結果から、R と R_{ns} の関係の回帰式：式(2-56)を求め、式(2-53) および式(2-54) により、柱部材全体変形を求めることとした。

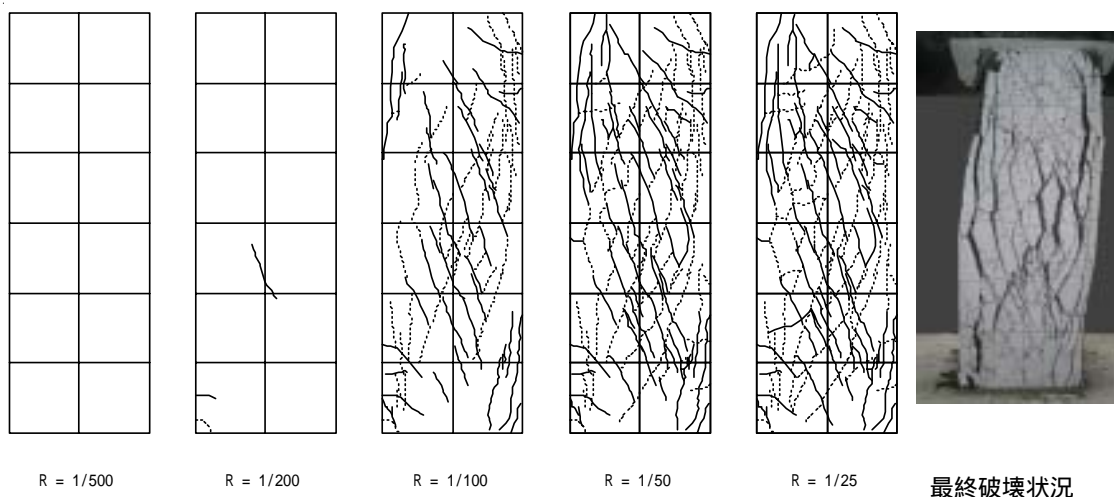


図-2.48 実験時のひび割れの進展状況

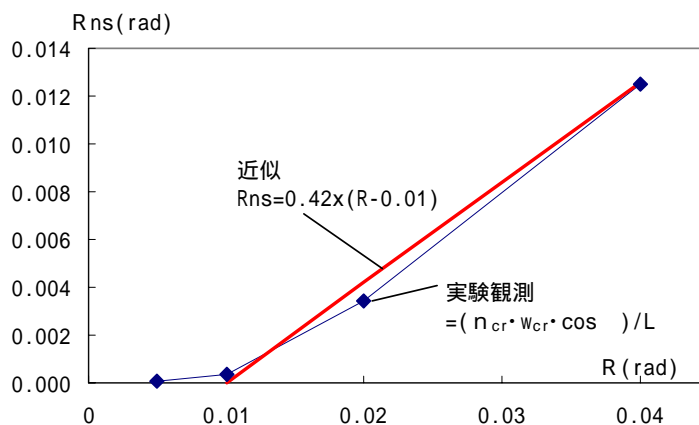


図-2.49 実験時の全体部材変形角 (R) -材軸方向ひび割れによるせん断変形 (R_{ns}) 関係

$$\left. \begin{aligned}
 R_{ns} &= 0 && : R < 0.01 \\
 R_{ns} &= 0.42 \cdot (R - 0.01) && : R \geq 0.01
 \end{aligned} \right\} \text{--- (2-56)}$$

R_{ns} : 材軸方向ひび割れ進展に伴う変形による部材角
R : 全体部材変形角

(3) 解析と実験結果の比較検討

実験から得られた曲げモーメント・曲率関係と解析による曲げモーメント・曲率関係の比較を図-2.50に示す。実験結果の曲率は、スタブ面（危険断面位置）から310mm（ D_c ）中央側に入った位置までの区間で、圧縮側および引張側の材軸方向変位を計測した値より算出したものである。実験結果の曲げモーメントは、水平方向加力のせん断力とせん断スパンの積と、軸力と水平変形量/2の積の和と考え、 P ・効果を含んだもので表している。計算結果は、1方向単調載荷を仮定したものであるが、負側（第3象限）も同じ1方向載荷のものを反転させて図中に表現した。

解析結果は、正載荷での1次ピークの曲げモーメントおよび曲率を適切に表現しており、また実験の第1ループにおける2次ピークの曲げモーメントおよび曲率も表現できている。負載荷においては、実験で1次ピークが明確に現れておらず、解析結果が、実験結果より多少大きな値を示している。これは、実験において骨格曲線の正負の対称性が崩れていることによっている。この原因は、寺岡らは、超高強度コンクリートのせん断ひび割れ面が極めて平坦で、骨材のかみ合いが少ないことで、いったん正側でせん断ひび割れが生じ、ひび割れ面をはさんでの一体性が少なくなると、反対側（負側）で耐力が低くなると報告している。²⁰⁾ この傾向は、せん断破壊型試験体で顕著に見られるが、曲げ破壊型においても見られていることを指摘している。本解析は、正負非対称性の影響を考慮していないので、この点は表現できていないが、曲げ破壊先行型の試験体における全体的な曲げ変形の挙動が表現できている。

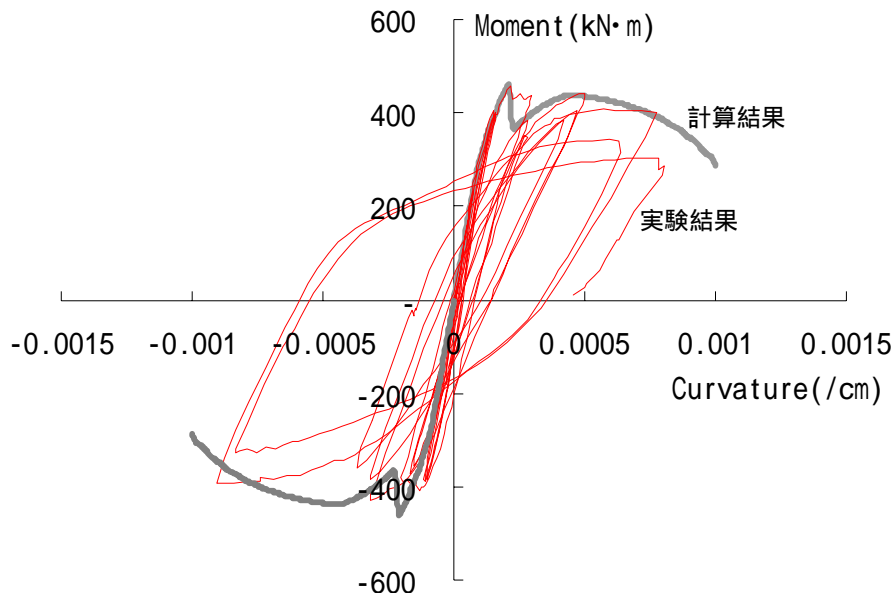


図-2.50 曲げモーメント・曲率関係の比較

実験から得られたせん断力・部材変形角関係と解析によるせん断力・部材変形角関係の比較を図-2.51 に示す。実験結果のせん断力は、前記曲げモーメントをシアスパンで除した値で示しており、P・効果を含んだものとして表している。計算結果は、式(2-46)で求めた変形と式(2-53)で求めた変形の2通りを示す。両式の違いは部材変形角 (R) が $1/100$ 以上での材軸方向ひび割れによる変形の有無であるが、変形を考慮した式(2-53)のほうが実験の全体骨格曲線を表していることがわかる。

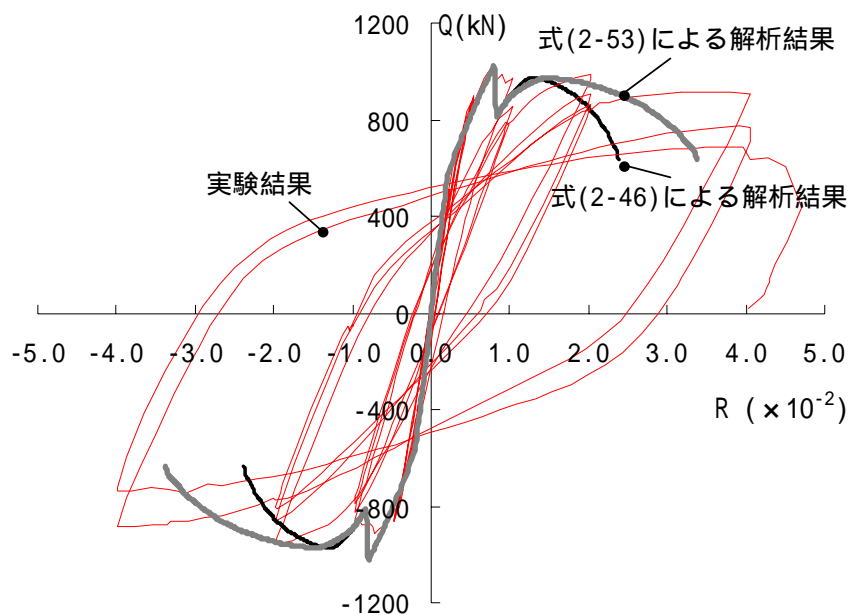


図-2.51 せん断力・部材変形角関係の比較

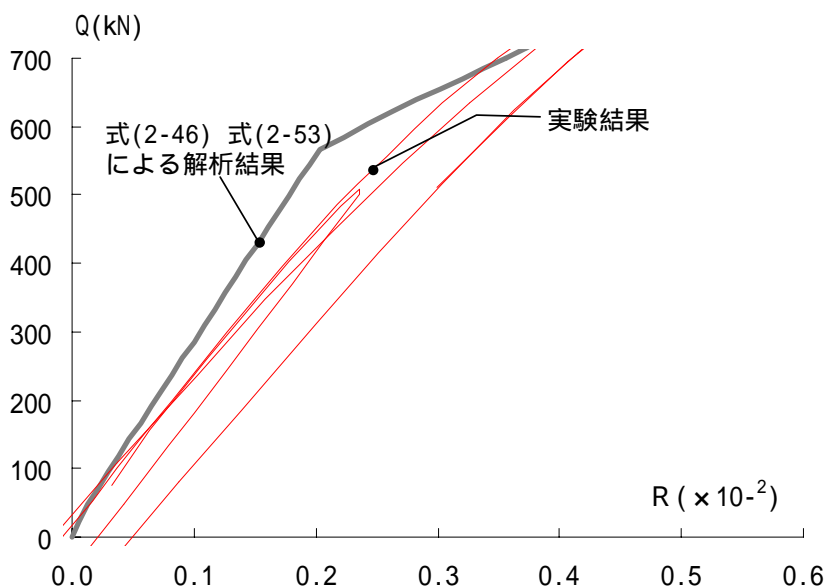
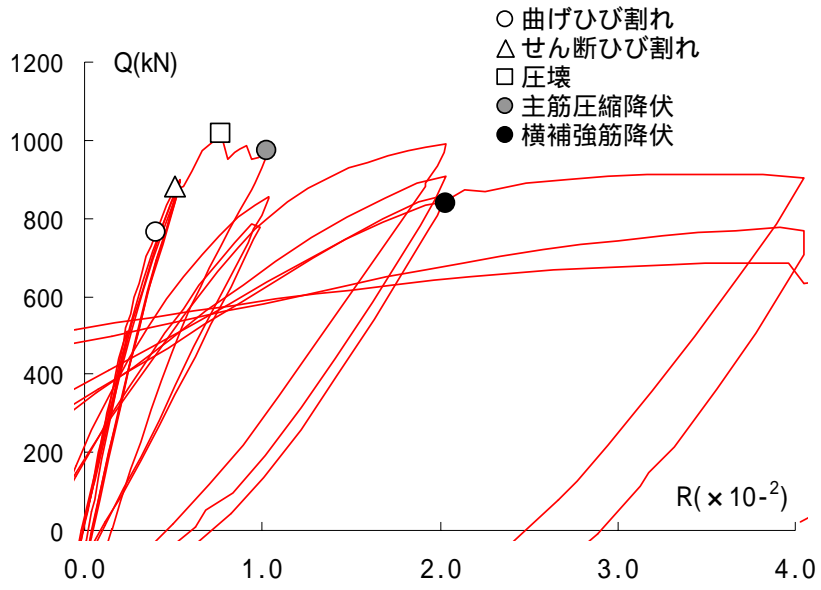
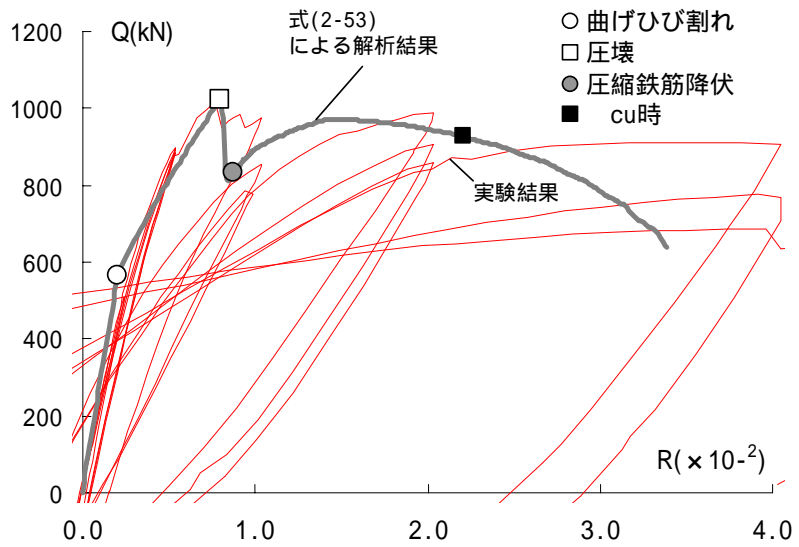


図-2.52 せん断力・部材変形角関係の比較 (弾性域)



(a) 実験結果



(b) 実験結果と解析結果の比較

図-2.53 せん断力・部材変形角関係の比較（正側加力）

正側加力での弾性時付近の実験結果と解析結果の比較を図-2.52 に示す。この領域においては式(2-46)および式(2-53)による解析は同一の結果であるが、解析結果のほうが 2 割程度高い剛性を示している。本計算では、部材長を柱クリア長さ（内法スパン）として弾性変形を算定しており、本方法によって見られるこの傾向は、他の構造実験での比較においても見られている²¹⁾。より高い精度の初期剛性を定めるためには、適切な剛域を考慮した等価部材長さ（たとえば $L_0+0.5D_c$ 、 L_0 ：柱クリア長さ、 D_c ：柱せい）の採用²²⁾やスタブ面への柱部材のめり込み変形を考慮した方法²²⁾がより適切と考えられる。

正側加力での詳細な部分のせん断力・部材変形角関係の比較を図-2-53 に示す。実験結果においては、観測された曲げひび割れ、せん断ひび割れ、かぶりコンクリート圧壊、圧縮鉄筋降伏、横補強筋降伏を示す。また、解析結果においては、実験結果の比較とともに、曲げひび割れ、かぶりコンクリート圧壊、圧縮鉄筋降伏およびコアコンクリート圧縮縁ひずみが ϵ_{cu} 時のプロットを示す。解析結果は、全体の骨格曲線を適切に表現できている。また、かぶりコンクリートの圧壊や圧縮鉄筋の降伏の変形量も適切に表している。解析結果における曲げ圧縮限界ひずみ（ ϵ_{cu} ）時は、実験において横補強筋が降伏し 2 次ピーク以降抵抗せん断力が低下し始めている変形にほぼ対応している。

(4) まとめ

中心圧縮試験での適合性を確かめた再評価の六車渡邊モデルを用い、圧縮強度 $150\text{N}/\text{mm}^2$ クラスの超高強度コンクリートを使用した RC 柱の曲げ断面解析を行い、構造実験結果と比較・検討を行った。そのまとめを以下に示す。

- ・危険断面位置におけるモーメント・曲率関係の解析結果は、実験において危険断面位置でのモーメントと、危険位置から約柱せい分中央側に入った位置までの区間の曲率との関係の骨格曲線を表現できた。
- ・上記モーメント・曲率関係解析結果を用いて求めたせん断力・部材変形角関係は、実験における結果を適切に表現できた。ただし、材軸方向にひび割れが進展する領域の部材変形角を算定する場合においては、この変形量を適切に評価する必要があることが分かった。

2.5 まとめ

圧縮強度が $100 \sim 180\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の中心圧縮試験を行い、拘束コンクリートの応力・ひずみ関係を定量的に評価するモデル化を示した。以下に得られた結論を示す。

1. 圧縮強度が $100 \sim 180\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートは、適切な量の異形 PC 鋼棒で横補強することにより、圧縮靱性を改善することができる。
2. 超高強度コンクリートを異形 PC 鋼棒で横補強することで、最大強度の $2/3$ 倍の時点で繰り返し载荷を行っても弾性性状は保たれ、最大応力以降での繰り返し载荷後の応力は、処女载荷時の同一ひずみ時応力より若干低下するものの、新たに大きいひずみを与えると単調载荷の骨格曲線上にもどる。
3. 中心圧縮試験の RC 柱試験体において、弾性範囲内では横補強筋のひずみと軸方向ひずみは、ポアソン比の割合でほぼ線形である。これ以降最大応力を経て、あるレベルの応力に低下するまで、軸方向ひずみに対する横補強筋のひずみの割合は大きくなり、これは縦方向のひび割れ発生と関係している。これ以降は、軸方向ひずみに対する横補強筋のひずみの割合は小さくなり、横補強筋が降伏し、破壊に至る。
4. 六車渡邊モデルにおいて、拘束係数 C_c とプレーンコンクリート強度に対する拘束コンクリート強度の割合 (σ_{cm} / f_c')、 C_c と f_c' 時ひずみに対する σ_{cm} 時ひずみの割合 ($\epsilon_{cm} / \epsilon_m$) および C_c とプレーンコンクリート圧縮限界ひずみに対する拘束コンクリート圧縮限界ひずみ ($\epsilon_{cu} / \epsilon_u$) の3つの関係を再評価することにより、圧縮強度が $100 \sim 180\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートの拘束効果を応力・ひずみ関係上で定量的に評価できる。
5. 中心圧縮試験での適合性を確かめた再評価の六車渡邊モデルを用い、平面保持を仮定したファイバーモデルによる解析で、構造実験におけるモーメント・曲率関係やせん断力・部材変形角関係の骨格曲線を適切に表現できた。

参考文献

- 1) 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 (財)国土開発技術センター, 1988~1992
- 2) 室田達郎, 青山博之, 平石久廣: New RC プロジェクトの経緯および概要, コンクリート工学, Vol.32, No.10, pp6-61, 1994.10
- 3) 陣内浩, 黒岩秀介, 寺内理恵子, 阿部剛士: 設計基準強度 150N/mm² の低収縮型超高強度コンクリートの製造と施工, セメント・コンクリート, No.723, pp.18-24, 2007.5
- 4) 六車熙, 渡辺史夫, 岩清水隆, 光枝良: 横補強による高強度コンクリートのじん性改善に関する研究, コンクリート工学年次論文集, pp.317-320, 1983
- 5) 渡辺史夫, 西山峰広, 六車 熙: 超高強度コンクリートを用いたRC柱の曲げ強度と靱性, 日本建築学構造系論文報告集 第446号, pp.99~106, 1993.4
- 6) 小室 努, 渡辺英義, 是永健好, 川端一三: 150MPa 超高強度コンクリートを用いたRC柱の耐震性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp277-282, 2002.6
- 7) 小坂英生, 渡辺英義, 小室 努, 川端一三: 超高強度コンクリートを用いたRC柱の高軸力下の構造性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, 2003.7
- 8) 村松晃次, 小室努, 今井和正, 是永健好: 超高強度鉄筋コンクリート柱の曲げ耐力算定用ストレスブロック係数, 日本建築学会構造系論文集 第604号, pp.127-134, 2006.6
- 9) 河上浩司, 松田拓, 西本好克, 小出貴夫: 150 N/mm² 級高強度コンクリートの強度発現に関する実験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.1, pp1235-1240, 2006.7
- 10) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 日本建築学会, 1988
- 11) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 日本建築学会, 1999
- 12) 建設省総合技術開発プロジェクト 平成4年度 New RC 研究開発概要報告書 pp.3-1-54, 1993.3
- 13) 六車熙, 渡辺史夫, 勝田庄二, 田中仁史: 横拘束コンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化, セメント技術年報, pp429-432, 1980
- 14) 陣内浩, 榎田佳寛, 早川光敬, 並木哲: 180N/mm² クラスまでの高強度コンクリートの圧縮力学特性, セメントコンクリート論文集, No.57, pp.421-427, 2003
- 15) 疋田次峰, 倉本 洋, 田中仁史, 中治弘行: コンクリートの一軸圧縮応力・ひずみ関係に及ぼす寸法効果の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp193-198, 2002.6
- 16) 日本建築学会鉄筋コンクリート構造運営委員会靱性設計小委員会: 靱性設計小委員会報告書(終局強度型耐震設計法に関する最新の研究成果), pp20-21, 1992.8
- 17) 建設省総合技術開発プロジェクト 平成4年度 New RC 研究開発概要報告書 pp.3-2-79~3-2-88, 1993.3
- 18) 友澤史紀, 野口貴文, 小野山貫造: 高強度・超高強度コンクリートの基礎的力学特性に関する調査, 日本建築学会大会学術講演梗概集 A(中国), pp497-498, 1990.10

- 19) Park, R. and Paulay, T., "Reinforced Concrete Structures", Jhon Wiley and Sons, New York, 1975
- 20) 寺岡 勝 ほか：鉄筋コンクリート構造の耐震設計と部材性能評価についてのいくつかの疑問，コンクリート工学，Vol.41, No.4, pp.37-46,2003.4
- 21) 建設省総合技術開発プロジェクト 平成4年度 New RC 研究開発 構造性能分科会報告書，1993.3
- 22) 今井和正，是永健好，瀧口克己：めり込みを考慮したRC部材端部の回轉變形解析法，日本建築学会構造系論文集 第562号，pp99-106,2002.12

第3章 超高強度鉄筋コンクリート柱の長期圧縮特性

3.1 はじめに

階数が40から50階程度の高層建築物において、 f_{c100} 以上の超高強度コンクリートが、高い鉛直荷重を常時受ける下層階の柱に用いられている^{1),2),3)}。通常の強度のコンクリートのみを使用であれば、下層階で柱断面寸法が大きくなるのに対し、下層になるに従い使用するコンクリート強度を順次高くし、超高強度コンクリートを下層階に使用することで、各階ほぼ同じ断面寸法で設計でき自由な空間が確保できる。

高層建築物の下層階の柱断面寸法は、常時作用する鉛直荷重から定まる場合が多く、作用する応力度をコンクリートの設計基準強度の $1/3$ である長期許容応力度以内に留めるよう設計されている。通常の強度のコンクリートを使用した中低層建築物と比較し、作用する応力度レベルがコンクリート強度に応じ高くなるが、この応力度が高くなる割合ほどコンクリートのヤング係数は高くないので、弾性変形による作用応力の検討とともに、クリープによる変形を検討することがより重要になってくる。特に近接する柱の応力レベルが異なる場合や高層棟の低層部に低層棟が取りつく場合などで、施工過程を考慮した実際の状態で、各柱の軸ひずみを検討する必要がある。

無筋コンクリート（シリンダー供試体 100mm）を対象とした長期ひずみ特性に関し、 $30 \sim 180\text{N/mm}^2$ の強度領域を対象とした実験⁴⁾を実施し、クリープ係数は高強度コンクリートほど小さくなることなどを確認している。実際の柱部材においてもこの基本的特性は保たれるものと考えられるが、以下のように、シリンダー供試体と異なる側面がある。

- ・コンクリート単一材料ではなく、鉄筋（軸方向筋および横補強筋）との複合材である。
- ・断面寸法が大きい（実施工例では 850～1100mm）。

実部材のクリープ設計に際してこれらの影響を考慮する必要があるが、定量化のための実験データが現時点では整備されていない。いずれの影響もクリープ係数が小さくなる様に作用すると考えられるために、上述のシリンダー供試体の結果を用いることで安全側の設計が可能であろうとの工学的判断に基づいてクリープひずみを推定しているのが現状であるが、高強度コンクリートを用いる場合には下記のように軸ひずみが比較的大きくなるため、合理的設計のためにはこれらの影響を適切に評価する必要がある。

長期的に柱に生じる軸ひずみは、下記の3つの成分に分離できる。

硬化時の自己収縮および長期的な乾燥収縮

軸力によって瞬時に生じる弾性ひずみ

持続的に作用する軸力によって生じるクリープひずみ

超高強度コンクリートを用いたRC柱の軸ひずみ特性として、以下の点が挙げられる。第一に、超高強度コンクリートに用いられる三成分結合材（普通ポルトランドセメント、スラグ石膏およびシリカフューム）の硬化時特性として、の自己収縮が大きいことが挙げ

られる。第二に、コンクリートのヤング係数は強度の $1/3$ 乗に比例する（鉄筋コンクリート構造計算規準(日本建築学会 1999)⁵⁾式)ため、柱の軸力比が同一であればの弾性ひずみは高強度の場合ほど大きくなる。一方で、上述のように、コンクリートのクリープ係数は一般に高強度の場合ほど小さくなる傾向にある。上記～のうち、についてはコンクリート打設後のごく初期段階でおおむね収束する現象なので、架構への影響は少ないと考えられる。架構へ影響をおよぼす施工中および供用期間の軸ひずみを把握するためにはおよびが重要な検討項目となる。これらとコンクリート強度との関係を模式的に示したのが図-3.1であり、これによれば、コンクリート強度が高いほど弾性ひずみは大きく、クリープひずみは小さいこと、また、それらの和は増加傾向になることを示している。したがって、高強度コンクリートを用いる場合ほど設計時および施工時における軸ひずみの検討が重要となると考えられる。

以上の背景から、軸方向筋および横補強筋を有し、圧縮強度が $100 \sim 180 \text{N/mm}^2$ のコンクリートを使用したRC柱試験体の長期載荷実験を計画した。本実験は 300mm の縮小試験体による一定軸力載荷実験であり、鉄筋との複合材としての性状を把握するための実験である。本章では、実験結果を用いて、超高強度コンクリートの圧縮クリープを評価できる算定法を検討する。なお、施工時の段階的の載荷の影響や実大断面での性状の検討については、4章で行う。

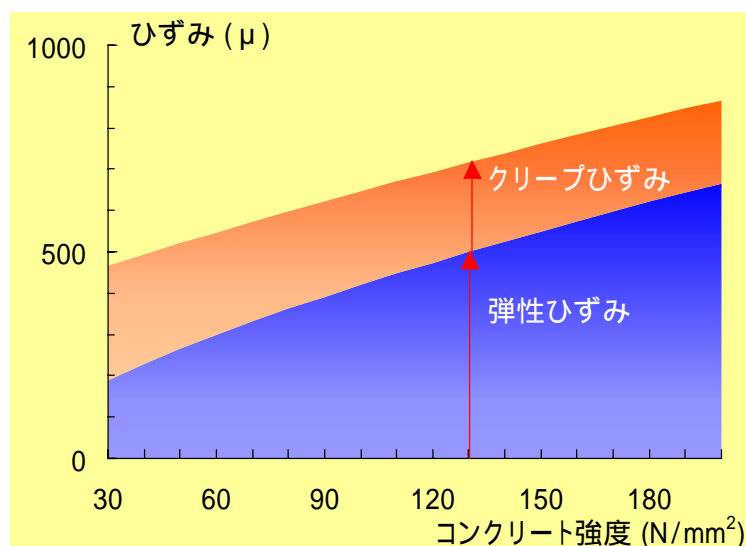


図-3.1 軸ひずみとコンクリート強度の関係（応力比： $1/3$ ）

3.2 試験体および実験方法

3.2.1 試験体

試験体は、300x300mm 正方形断面，高さ 750mm の 3 体の R C 柱である。また，文献⁴⁾に示される直径 100mm，高さ 200mm のプレーンコンクリートシリンダー(目標強度:30~170N/mm²までの 8 水準)を参考試験体として比較・検討する。R C 柱試験体一覧を表-3.1 に，試験体形状を図-3.2 に示す。試験体変数は，水セメント比や養生方法を変えることによるコンクリート強度とし，目標強度を 100，150，180N/mm² の 3 水準とした。コンクリートの調合を表-3.2 に示す。コンクリート結合材は，普通ポルトランドセメントにスラグ石膏およびシリカフュームを混合したものとした。水結合材比とコンクリート強度の関係の事前検討から，水結合材比 15%程度で最大強度となり，これより低い水結合材比でも強度上昇が見込めないため，目標強度を 180N/mm²とした No.3 においては養生方法を蒸気養生(70 養生槽内 3 日間)に変えることで強度を上昇させることを計画した。水結合材比は，目標強度が 100N/mm²の No.1 は 33%，150 および 180 N/mm²の No.2 および No.3 は 15%とした。粗骨材の最大寸法は 20mm で，試験体の材軸方向に，上面よりコンクリートを打設した。試験体の配筋は共通とし，軸方向筋に USD685 を，横補強筋に SBPD1275/ 1420 を使用した。鉄筋の試験結果を表-3.3 に示す。材齢 960 日までの圧縮強度およびヤング係数の推移をそれぞれ図-3.3 および図-3.4 に示す。試験はいずれも R C 柱試験体と同一寸法の無載荷無筋コンクリートブロックから採取したコア抜き供試体(100×200mm)を用いた結果である。いずれのコンクリートも，圧縮強度とヤング係数は材齢 3 年まで増加しており，安定した圧縮特性を示している。ただし，目標強度 180N/mm²のコンクリートは，材齢 28 日以降の強度増進が他に比べ少なく，初期の高温養生によって早期に硬化が終結したものと考えられる。また，図-3.3 および図-3.4 に後述する長期載荷終了後の材齢約 1000 日での R C 柱試験体から採取したコア抜き供試体の試験結果をあわせて示すが，無載荷無筋コンクリートブロックの結果とほぼ同じ値となっている。

表-3.1 試験体一覧

試験体No.	56日強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	軸力比*	載荷期間
No.1	100	42.7	0.25	0.29	材令56~449日 (約1年)
No.2	162	47.1	0.24	0.29	材令56~786日 (約2年)
No.3	179	53.9	0.25	0.28	材令56~786日 (約2年)

* $N/(bD\sigma_{56})$ ， N ：載荷軸力， b ：柱幅， D ：柱せい， σ_{56} ：56日強度

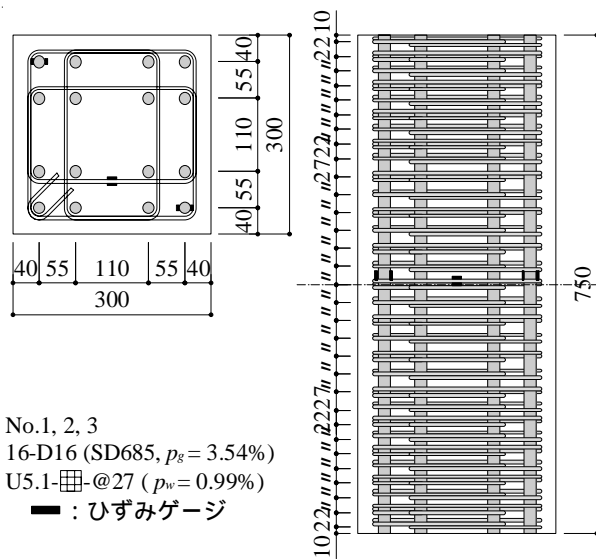


図-3.2 RC柱試験体形状

表-3.2 コンクリートの調合

試験体No.	水結合材比 (%)	結合材 ^{*1} (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	粗骨材 ^{*2} (kg/m ³)	細骨材 ^{*3} (kg/m ³)
No.1	33.0	485	160	871	863
No.2, No.3	15.0	1000	150	871	463

*1 普通ポルトランドセメント : スラグ石膏 : シリカフューム = 7 : 2 : 1 (質量比)

*2 安山岩系砕石 *3 安山岩系砕砂

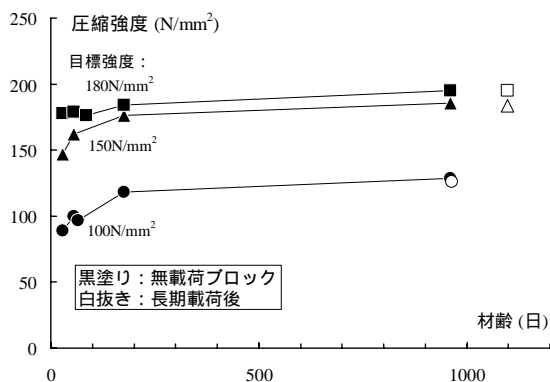


図-3.3 圧縮強度の推移

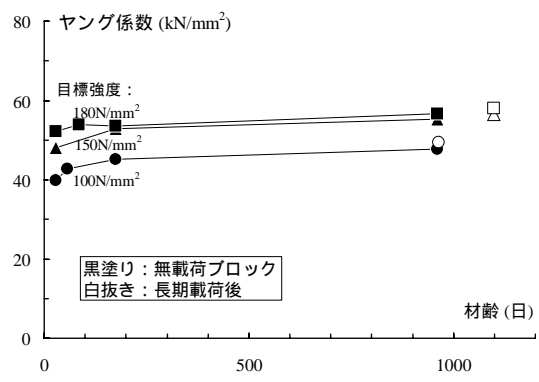


図-3.4 ヤング係数の推移

表-3.3 鉄筋の材料試験結果

	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	伸び (%)
D16 (SD685)	730	944	191	9.6
U5.1 (SBPD1275/1420)	1515	1515	202	8.6

3.2.2 載荷および計測

R C 柱試験体の載荷・計測方法を図-3.5 に示す。載荷は、試験体上に設置した鉄骨梁と反力床の間を試験体周囲の4本のP C鋼棒で緊結することにより行った。載荷開始は、コンクリートの強度発現を考慮し、実際の工事で構造体コンクリートの管理材齢としている56日^{1),2)}とした。載荷期間中は軸力比が表-3.1の値の±5%に収まるようにP C鋼棒の緊張力を管理した。試験体 No.1 では約1年間、No.2 および No.3 では約2年間の載荷を行った後、軸力を除荷した。この間、4面のインサートに設置した変位計により軸縮みを計測したほか、軸方向筋と横補強筋のひずみを図-3.2 に示す位置のひずみゲージにより計測した。載荷期間における試験室内の気温は10～25程度であった。また、湿度は計測していないが、外気と同等の状態であったので、気象庁データから推測され、この値はおよそ50～75%であった。

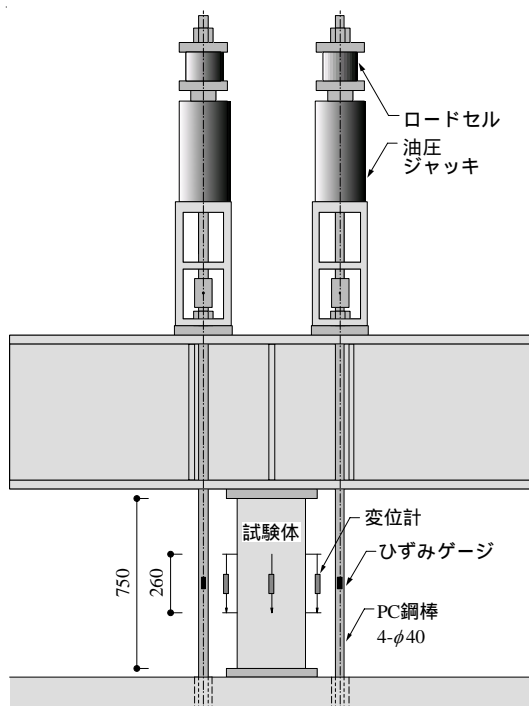


図-3.5 載荷・計測方法

3.3 実験結果

3.3.1 軸ひずみの推移

変位計で計測した軸縮みを区間長(260mm)で除して求めた軸ひずみの推移を図-3.6に示す。同図には、文献4)のプレーンコンクリートシリンダー(載荷軸力比1/3)のクリープ実験結果を併せて示す。いずれの試験体とも、載荷終了まで安定して軸力を保持し続け、ひび割れ・剥落などの損傷は観察されなかった。試験体No.1およびNo.2では、載荷開始100日程度までの軸ひずみ増加が顕著に見られるのに対し、No.3では比較的軸ひずみの増加が小さい。全試験体とも、載荷終了時にはひずみ増加は鈍化している。

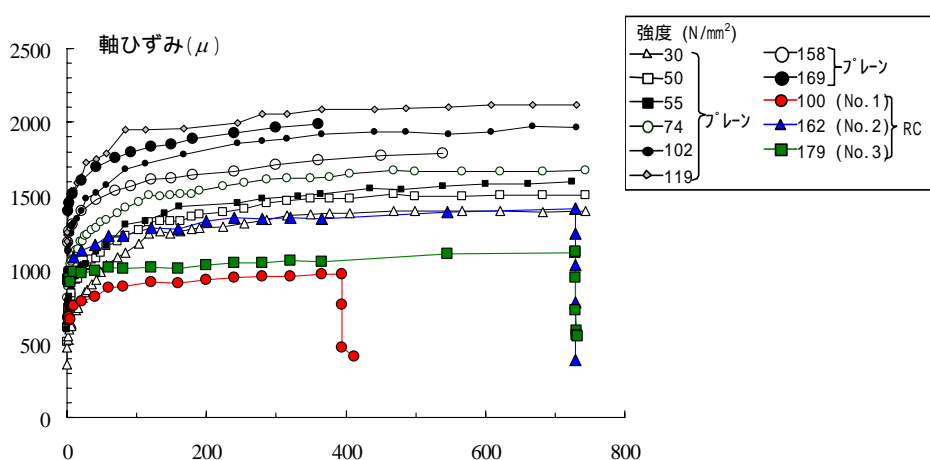


図-3.6 軸ひずみの推移

3.3.2 鉄筋ひずみの推移

軸方向筋および横補強筋のひずみ推移を図-3.7および図-3.8にそれぞれ示す。軸方向筋のひずみは変位計測結果から求めた軸ひずみ(図-3.6)と同程度の値で推移している。横補強筋のひずみも載荷後に徐々に増加しており、その増加率は軸ひずみおよび軸方向筋ひずみの増加率よりも大きい。横補強筋ひずみ(図-3.8)と軸ひずみ(図-3.6)の比の推移を図-3.9に示す。載荷直後の値はポアソン比の材料試験結果(表-3.1参照)と同程度であるが、載荷100日頃までに徐々に増加し、載荷終了時には0.3~0.4程度になっている。長期的な軸力によってポアソン比以上の割合で柱の周方向にひずみが増大し、横補強筋がこれを拘束していることを示している。

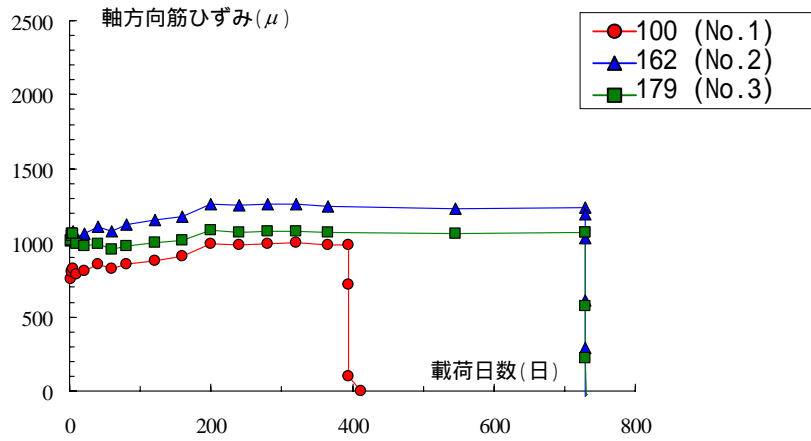


図-3.7 軸方向筋ひずみの推移

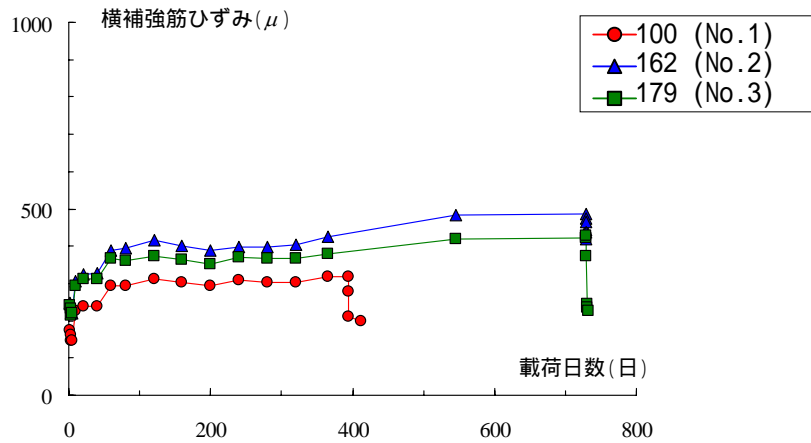


図-3.8 横補強筋ひずみの推移

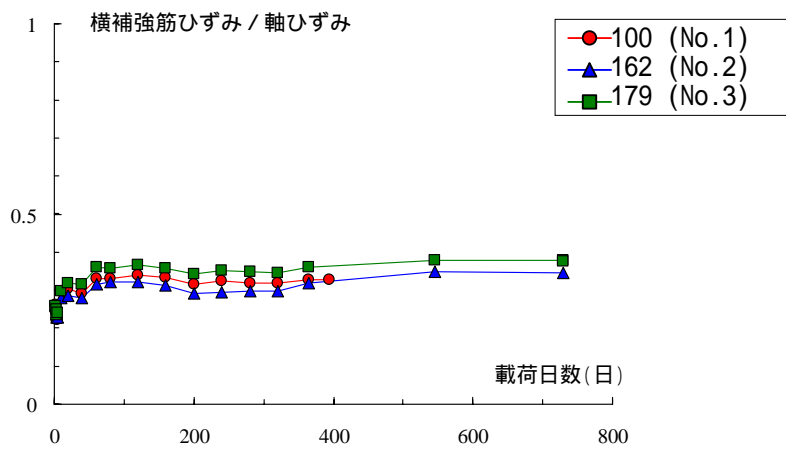


図-3.9 横補強筋ひずみ / 軸ひずみの推移

3.4 軸ひずみ成分の検討

3.4.1 軸ひずみ増分

載荷時からの軸ひずみ増分を、文献 4)のプレーンコンクリートシリンダーの結果と併せて図-3.10 に示す。軸ひずみ増分は、図-3.6 に示した軸ひずみ計測値から、載荷直後の軸ひずみ計測値を差し引いて求めた。

30～119N/mm²のプレーンコンクリートシリンダーでは、軸ひずみの経過は互いに類似しており、また載荷終了時（約2年経過時）の軸ひずみ増分はいずれも1000μ程度となっているのに対し、より高強度のプレーンコンクリートシリンダー（158N/mm²および169N/mm²）およびRC柱試験体では軸ひずみ増分が比較的小さい。

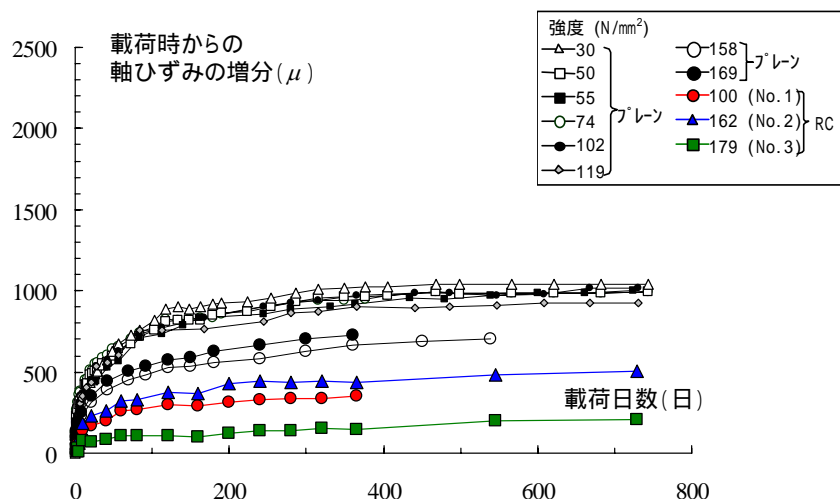


図-3.10 軸ひずみ増分の推移

3.4.2 コンクリート負担軸力推移

軸方向筋を有するRC柱の場合、コンクリートのクリープによって軸ひずみが増加すると同時に軸方向筋の圧縮ひずみが増加し、軸方向筋の負担圧縮軸力が時間経過とともに増加し、コンクリートの負担圧縮軸力が減少する。RC柱試験体の実験結果からコンクリートのクリープ係数を求める際、コンクリートの弾性ひずみが逐次変化するため、図-3.10 に示した軸ひずみ増分をそのままクリープひずみとして捉えることができない。

そこでコンクリートの負担軸力を実験結果から算出する。コンクリートの負担軸力は、載荷荷重から軸方向筋負担軸力（軸方向筋ひずみ計測値から算出）を差し引くことにより求めた。コンクリートの軸力負担率の推移を図-3.11 および表-3.4 に示す。載荷直後の負担率は、179N/mm²のコンクリートを使用した試験体 No.3 が最も大きく、コンクリート強度が低いものほど小さい。その後の時間経過により、いずれの試験体とも負担率が低下しており、その低下度合いはコンクリート強度が低いものほど顕著である。

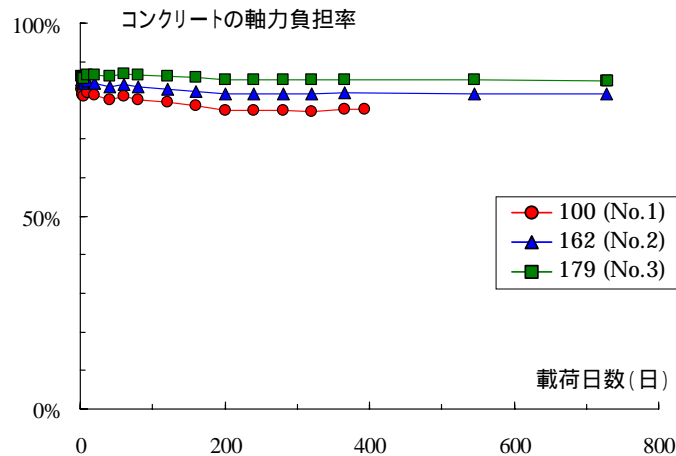


図-3.11 コンクリートの軸力負担率推移

表-3.4 コンクリートの軸力負担率推移

試験体No.	載荷時	除荷前
No.1	84%	77%
No.2	86%	82%
No.3	87%	85%

3.4.3 軸ひずみ成分分離

図-3.6 に示した軸ひずみを A) 弾性成分 と B) クリープなどの他の成分 に分離して図-3.12 に示す。A 成分はコンクリートの負担応力を載荷時ヤング係数で除して求め、B 成分は軸ひずみから A 成分を差し引いて求めた。載荷時ヤング係数は、載荷時のコンクリートの負担応力(3.4.2 節で求めた負担荷重をコンクリート断面積で除して求めた)を軸ひずみで除して求めた実験値を用いた。同図から、時間経過とともに A 成分が漸減しているのに対し、B 成分が漸増していることが分かる。

3.4.4 クリープの推移

実際の柱の軸ひずみを推定するには、クリープと乾燥収縮の双方を考慮する必要がある。前項の B 成分にはクリープひずみのほかに乾燥収縮ひずみが含まれており、本来は両成分をそれぞれ検討する必要がある。しかし、超高強度コンクリートにおいては、乾燥収縮ひずみが遅く現れること⁶⁾ および試験体と同一の三成分結合材を用いた Fc100 級以上の実験⁷⁾によれば、軸ひずみの変化量に占める乾燥収縮成分比は 0.1~0.25 程度でクリープ成分に対して小さいことから、ここでは両者を分離せず、便宜的に B 成分をクリープひずみとして扱うことにする。

B 成分の推移を図-3.13 に示す。文献 4) のプレーンコンクリートに関しては、クリープひずみは図-3.10 に示した軸ひずみ増分と同一であるが、RC 柱試験体のクリープひずみは単純

な軸ひずみ増分に比べて若干大きい。これは、前項で述べたように、弾性ひずみが漸減したためである。

なお、超高強度コンクリートにおいては、通常の強度のコンクリートと比較し、初期材齢における自己収縮ひずみが大きくなることが報告されている^{6),8)}が、本検討では初期材齢における自己収縮ひずみを対象とせず、打設直後の収縮ひずみ計測を計画しなかったが、この影響に関して今後分析・検討する必要があると考える。

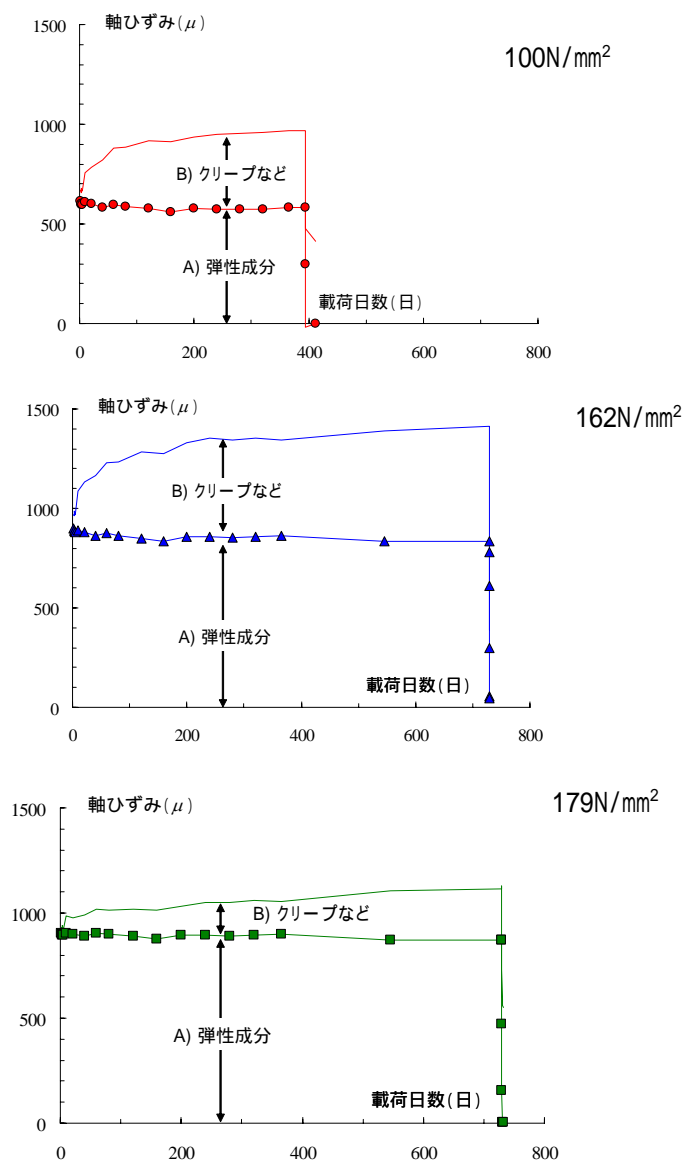


図-3.12 軸ひずみの成分分離

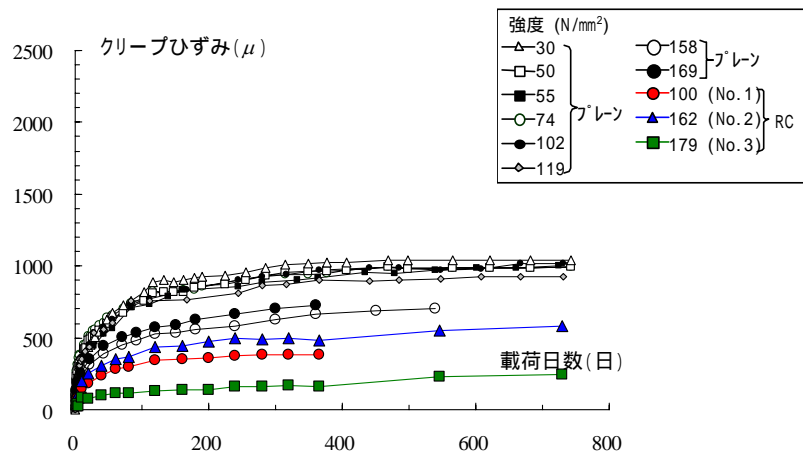


図-3.13 クリープひずみの推移

各試験体のクリープ係数の推移を図-3.14 に示す。クリープ係数はB成分（クリープなどのひずみ成分）をA成分（弾性ひずみ成分）で逐次除して求めた。RC柱試験体のクリープ係数はプレーンコンクリートシリンダーの結果⁴⁾に比べ小さく、高強度のコンクリートを使用したRC柱試験体ほどクリープ係数が小さい。

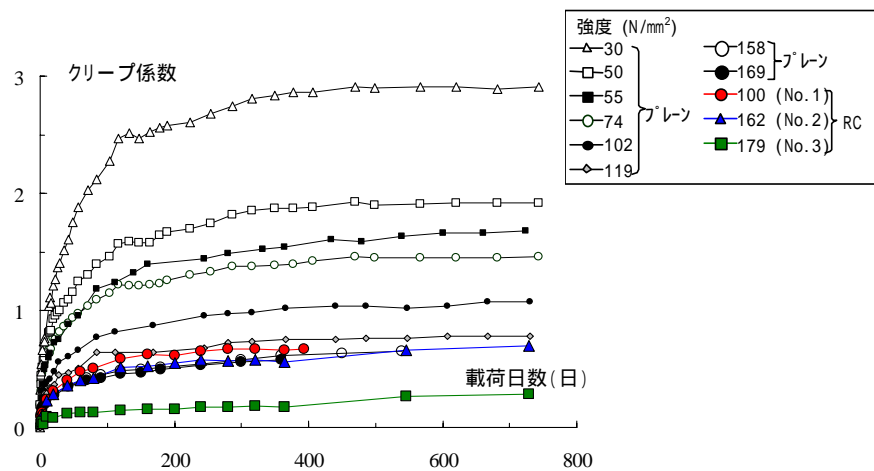


図-3.14 クリープ係数の推移

3.5 クリープ予測式の検討

3.5.1 既往の予測式

文献 4)のプレーンコンクリートシリンダーによる実験とRC柱試験体を用いた実験結果を用いて、既往のクリープ予測式と比較し、超高強度コンクリートのクリープ予測式の検討を行う。

国内外の指針等に示されているクリープ予測式として、B3モデル(Bazant & Baweja式)⁹⁾、CEB-FIPモデル1990(CEBモデル)¹⁰⁾、GZモデル(Gardner & Zhao式)¹¹⁾、JSCEモデル¹²⁾およびACI-209モデル¹³⁾などがある^{14),15)}。また、最近の報告では、結合材に早強ポルトランドセメントとシリカフェームを用いた圧縮強度135N/mm²までのコンクリートのクリープ予測を検討している¹⁶⁾。しかし、事前にこれらのモデルを検討した結果、本実験で使用した超高強度コンクリートのRC柱のクリープ特性を評価できるものは無いことが確認された。すなわち、終局クリープ係数やクリープ曲線形状、部材寸法の影響について再検討が必要となることがわかった。そこで、CEBモデルをベースとして、これを修正したモデルの提案を試みる。同モデルをベースとして選んだ理由は、以下のとおりである。

・終局クリープ係数およびクリープ曲線形状

先に挙げた予測式すべてにおいて、終局クリープ係数またはクリープ曲線形状どちらかまたは両方の項目において適切な修正が必要となる。CEBモデルにおいては、クリープ曲線形状は超高強度コンクリートに対して比較的よい適合をしているが、終局クリープ係数において修正が必要であることが確認された。文献 4)のプレーンコンクリートシリンダーおよびRC柱試験体の結果より、普通強度から超高強度に至るまで連続的に終局クリープ係数が得られることから、コンクリート強度と終局クリープ係数の相関データを用い、回帰的に関係式を求めることで、CEBモデルの修正が可能と考えた。

・部材寸法の影響：

実験から、300mmの試験体のクリープ係数は、断面が100mmのシリンダー供試体より小さいとの結果が得られた。文献 16)では超高強度レベルまでCEBモデルにより適切に部材寸法の補正ができることを示している。その一方で、高強度コンクリートは組織が緻密で、水分移動の影響は小さく、寸法の影響はモデルほどにはないことも考えられ、定量的には明らかでない。今後の課題であるが、ここでは検討モデルとして、部材寸法を評価できるCEBモデルが適切と考えた。

3.5.2 CEB モデル¹⁰⁾

CEB モデル¹⁰⁾におけるクリープ係数式は下記のとおりである。

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t - t_0) \quad \text{----- (3-1)}$$

ここに,

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad \text{----- (3-2)}$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/RH_0}{0.46 \cdot (h/h_0)^{1/3}} \quad \text{----- (3-3)}$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5.3}{(f_{cm}/f_{cm0})^{0.5}} \quad \text{----- (3-4)}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_0/t_1)^{0.2}} \quad \text{----- (3-5)}$$

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{(t - t_0)/t_1}{\beta_H + (t - t_0)/t_1} \right]^{0.3} \quad \text{----- (3-6)}$$

$$\beta_H = 150 \cdot \left[1 + \left(1.2 \cdot \frac{RH}{RH_0} \right)^{18} \right] \cdot \frac{h}{h_0} + 250 \leq 1500 \quad \text{-- (3-7)}$$

$$h = 2A_c/u \quad \text{----- (3-8)}$$

- $\phi(t, t_0)$: 有効材齢 t_0 (日) で載荷された有効材齢 t (日) でのクリープ係数
 ϕ_0 : 理論 (終局) クリープ係数
 $\beta_c(t - t_0)$: 時間に依存するクリープの進行を表す係数
 RH : 相対湿度 (%), RH_0 : 100%
 f_{cm} : 材齢 28 日圧縮強度 (N/mm²), f_{cm0} : 10 N/mm²
 h : 仮想部材厚 (mm), h_0 : 100mm
 A_c : 部材断面積,
 u : 部材断面の外気に接する部分の長さ
 t_1 : 1 日

実験結果と CEB モデルによる計算結果の比較を図-3.15 に示し, その適合性などについて以下に述べる。なお, 式中での相対湿度 RH は試験期間内の平均的な湿度として一律 60% とした。

- ・終局クリープ係数は, 50N/mm² 程度までのコンクリートについてはおおむね妥当に評価できているが, 超高強度領域では過大評価する傾向が見られる。
- ・クリープ曲線の全体的な形状は適切に評価できている。
- ・部材寸法の影響 (仮想部材厚 h) が考慮されているため, 100N/mm² 程度のコンクリートを

用いた無筋供試体（断面 100mm）とRC柱試験体（断面 300mm）の実験で見られた定性的傾向（RC柱試験体の方がクリープ係数が小さい点）が計算結果においても見られる。

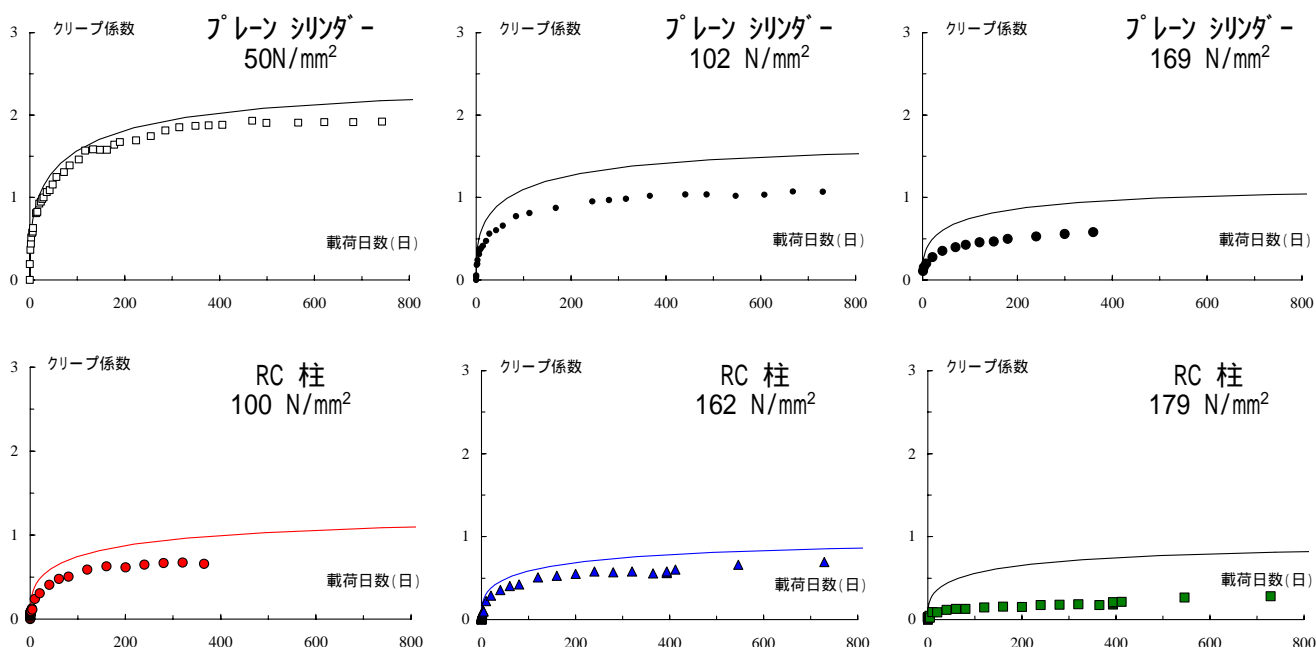


図-3.15 CEBモデルによる予測と実験結果の比較

3.5.3 クリープ予測式の検討

CEBモデルをベースとして実験結果を評価できるように修正を加える。修正点は、終局クリープ係数におよぼすコンクリート強度の影響係数（ f_{cm} ）である。なお、コンクリート強度が同一であっても、その調合（骨材種類、セメント種類、材料の成分比）によってクリープ特性は変化するものと考えられるが、ここではそれらの影響については触れず、扱う実験での調合に対する予測式を検討する。

文献4)のプレーンコンクリートシリンダーおよびRC柱試験体の実験でのクリープ係数から（ f_{cm} ）を求め、図-3.16に示す。（ f_{cm} ）の値は、他の係数（ RH 、 (t_0) 、 $c(t-t_0)$ ）がCEBモデル原式で与えられるものとし、（ f_{cm} ）のみを変数としてそれぞれの試験体の実験結果から逆算して求めた。さらに、各実験の結果（図-3.16中のプロット）について、（ f_{cm} ）と載荷時強度の関係が追跡できるように回帰して求めた式が式(3-9)である。原式の式(3-4)により与えられる（ f_{cm} ）も参考として図-3.16に実線で示すが、同式では実験結果を過大評価している。

$$\beta(f_{cm}) = \frac{8.2}{(f_{cm}/f_{cm0})^{0.84}} \quad \text{----- (3-9)}$$

ただし、初期に高温養生を施した179N/mm²のRC柱試験体No.3の（ f_{cm} ）（図-3.16中で

で示す。)は、他のデータと比べ不連続的に値が小さい。この要因についてコンクリート強度以外を考慮する必要があると考え、このクリープ係数実験値が極端に小さくなる(予測式が過大評価となる)理由について後に検討する。

また、CEBモデルにおける終局クリープ係数 ϵ_{cs} を定めるための相対湿度や部材寸法の影響を表す RH (式(3-3)), 荷重有効材齢 t_0 の影響を表す (t_0) (式(3-5)), クリープ進行速度を定める H (式(3-7))とこれに影響を及ぼす各変数との関係を、今回検討を行った範囲とともにを図-3.17に示す。

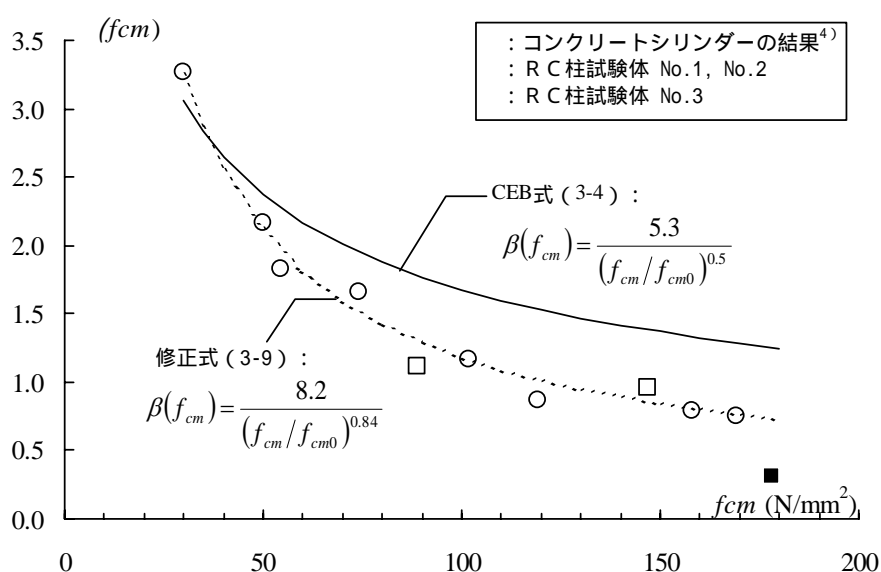


図-3.16 $(f_{cm}) \cdot f_{cm}$ 関係

式(3-9)によって再設定した (f_{cm}) を用いてクリープ係数の推移を予測した結果を図-3.18に示す。式(3-9)を用いることにより、圧縮強度が $30 \sim 170 N/mm^2$ のコンクリートについて、クリープ係数が適切に評価できる。また、 $100 N/mm^2$ 程度のコンクリートをともに用いたプレーンコンクリートシリンダー(断面 $100mm$)とRC柱試験体(断面 $300mm$)の実験で見られた傾向について、寸法効果がよく評価でき、全体的な曲線形状も妥当に評価できている。以上の点から、CEBモデルをベースとして (f_{cm}) を超高強度コンクリート用に置き換えて求める本手法は、本検討で取り扱った範囲内で適切なクリープ予測手法である。ただし、本検討では時間依存性ひずみを便宜的にクリープひずみとして処理しているが、CEBモデルで対象としているものは、あくまで純粋なクリープひずみとして扱うこととする。

また、荷重時材齢 t_0 の影響については、実験での変数として設定していない(図-3.17中段)ため、その影響係数 (t_0) の妥当性を判断することはできない。また、部材断面寸法の影響(終局クリープに対する影響: RH , クリープ進行速度に対する影響: H)は、本実験の寸法範囲についての妥当性は確認できたが、更なる大断面部材(実大柱 $1000mm$

程度) の場合への適用性については現時点で明らかでない(図-3.17 上段および下段)。実部材のクリープ予測を適切に行うためには上記2点についても確認する必要がある。

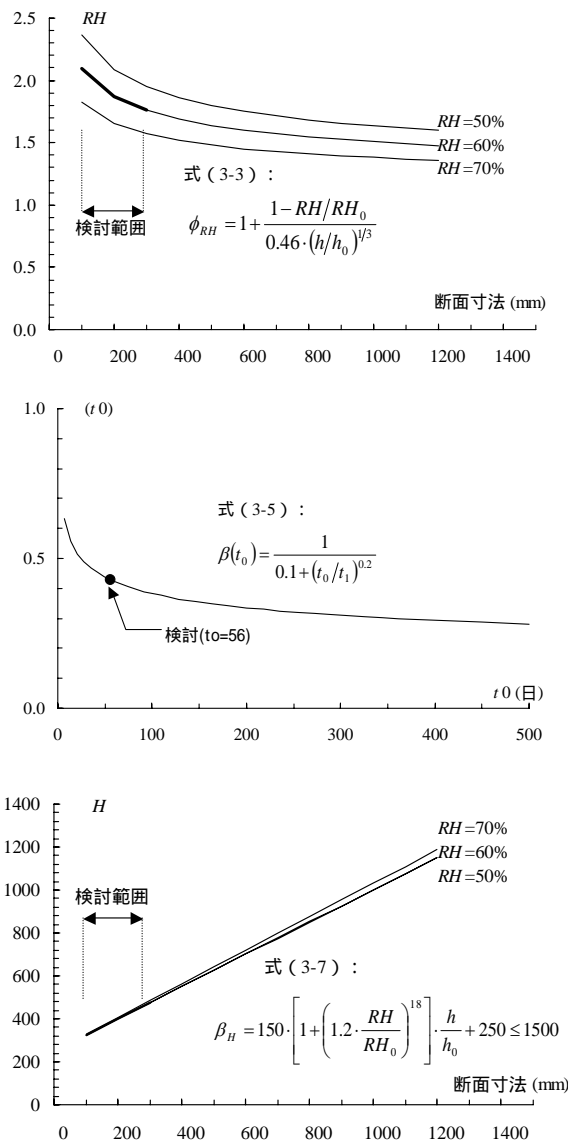


図-3.17 (t₀), RH, H と諸値との関係

初期に高温養生を施した試験体 No.3 については、式(3-9)を用いた CEB モデルの計算では終局クリープ係数を過大評価する。「高温養生することにより、急速に硬化が終結し、56 日材齢時載荷が、長期材齢時に載荷した場合のような長期ひずみ性状を示す。」と考え、載荷開始材齢 t₀ を 500 日とした場合について計算し、図-3.18 に点線で示す。ここでの 500 日という値は、試験体 No.3 の 56 日強度 179 N/mm² を高温養生しないで得るための材齢想定値であり、図-3.3 に示す試験体 No.2 の関係から求めた。t₀=500 日とした計算結果は、実

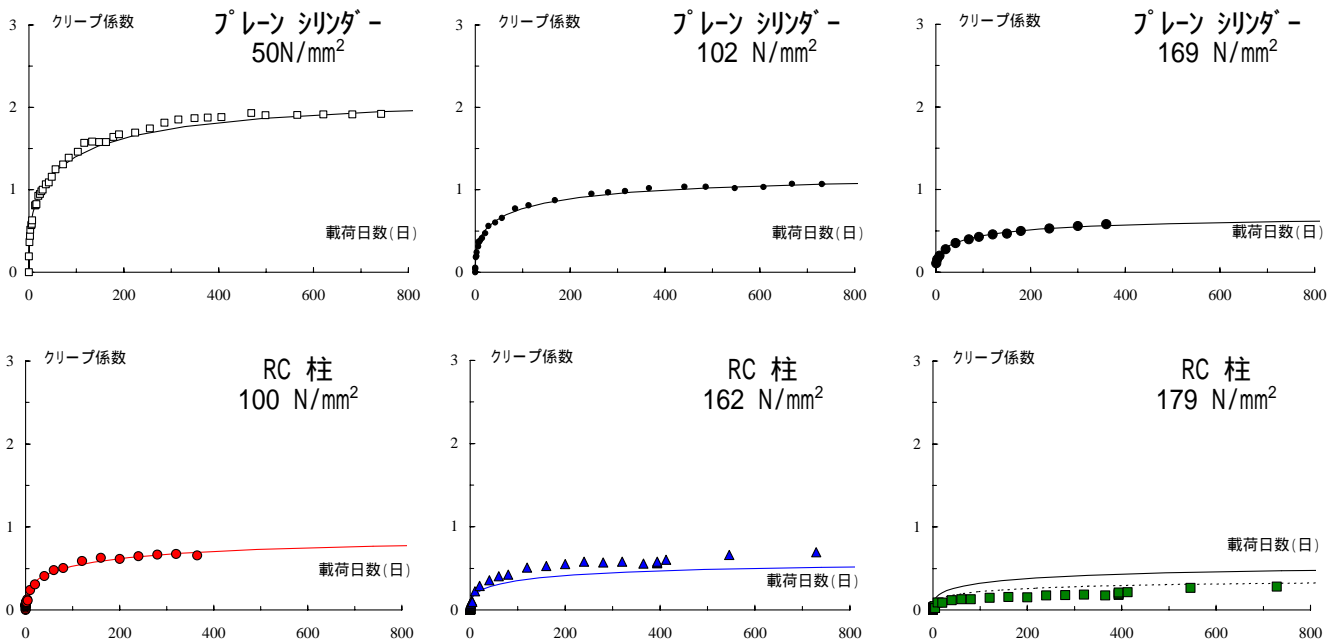


図-3.18 超高強度コンクリート対応の修正 CEB モデルによる予測と実験結果の比較

験結果をおおむね妥当に評価できていることがわかる。以上より、載荷前の初期高温養生により、載荷時期を遅らせることと同様のクリープ低減効果が期待できると仮定できる。CEB モデルでは、部材コンクリート中の水分移動を考慮して、部材寸法の影響を、式での係数に取り入れている。断面寸法が 1000mm 角程度で、打設直後の内部状態で高温養生に相当する高い温度の履歴を受け²⁾異なる微細構造を形成して初期材齢に高い強度を発現する¹⁷⁾という報告があるが、このことが載荷後の軸ひずみ増加抑制に影響する可能性もあり、この面からの部材寸法の影響を確認する必要があると考えられる。

3.6 まとめ

超高強度コンクリートを用いたRC柱の長期圧縮性状を把握することを目的として、56日強度がそれぞれ100, 162, 179 N/mm²の縮小RC柱試験体を対象とした長期載荷実験(1~2年)を行った。実験結果からコンクリートの負担軸力を求めて軸ひずみを成分分離し、クリープ係数などに関する検討を行った。得られた知見を以下に示す。

1. すべてのRC柱試験体とも、所定の載荷を終了するまで安定して軸力を保持し、コンクリートのひび割れや剥落などの損傷は観察されなかった。また、長期荷重を受けた後の試験体からコア抜きをした供試体で確認した圧縮強度は、無載荷無筋コンクリートブロックの強度と同様な発現を示した。
2. 100および162 N/mm²のRC柱試験体は載荷開始後100日程度までの軸ひずみ増加が顕著に見られるのに対し、3日間高温蒸気養生をした179 N/mm²のRC柱試験体は軸ひずみの増加が比較的小さい。
3. 軸方向筋の圧縮ひずみおよび横補強筋の引張ひずみは、載荷経過に伴って増加している。横補強筋ひずみと軸ひずみの比(ポアソン比に相当)は、載荷開始後100日程度まで徐々に増加し、載荷終了時には0.3~0.4程度になっている。
4. プレーンコンクリートシリンダーとは異なり、RC柱では軸方向筋の負担圧縮軸力が時間経過とともに増加する一方で、コンクリートの負担圧縮軸力は徐々に減少する。減少の割合はコンクリート強度が低いものほど顕著であった。
5. RC柱試験体の軸ひずみを「A」弾性成分と「B」クリープなどの他の成分に分離し、B成分をA成分で除すことによりクリープ係数を求めた。RC柱試験体におけるコンクリートのクリープ係数は高強度のものほど小さく、プレーンコンクリートシリンダーと定性的には同様の傾向を示した。
6. クリープ係数予測式としてCEBモデルを用い、終局クリープ係数におよぼす圧縮強度の影響係数(f_{cm})を、普通強度から超高強度コンクリートに対し回帰して得た式に置き換え、クリープ係数を求める提案手法は、本検討で取り扱った範囲内において、適切なクリープ予測手法である。
7. 強度発現状況からも分かるように、初期に高温養生を施したのRC柱試験体では載荷開始までに硬化がほぼ終結したため、あたかも長期材齢時に載荷した場合のような長期ひず

み性状を示したものと考えられる。

本実験で試験体に用いたコンクリートは、普通ポルトランドセメント、スラグ石膏およびシリカフェームから成る三成分結合材を使用している。コンクリートのクリープ特性は、セメントの種類、単位セメント量、単位水量などによって異なるものと一般に考えられている⁹⁾ため、本検討で得られた修正回帰式は三成分結合材を用いた場合に限定される。したがって、他の結合材を用いた場合には、同程度の強度領域であってもクリープ特性は異なる可能性があるが、プレーンコンクリートシリンダー等の長期圧縮データを用いて同様な方法で修正式を求めることで、クリープ特性を予測できると考えられる。

参考文献

- 1) 陣内浩, 黒羽健嗣, 並木哲, 黒岩秀介 他: 設計基準強度 $100\text{N}/\text{mm}^2$ の高強度コンクリートを用いた超高層建物の施工, 日本建築学会技術報告集, 第9号, pp.7-12, 1999.12
- 2) 黒岩秀介, 河合邦彦, 小田切智明, 嵐山正樹: $\text{Fc}130\text{N}/\text{mm}^2$ の高強度コンクリートを用いた超高層集合住宅の施工, コンクリート工学, Vol.42, No.10, pp.44-49, 2004.10
- 3) 陣内浩, 黒岩秀介, 寺内理恵子, 阿部剛士: 設計基準強度 $150\text{N}/\text{mm}^2$ の低収縮型超高強度コンクリートの製造と施工, セメント・コンクリート, No.723, pp.18-24, 2007.5
- 4) 陣内浩, 榊田佳寛, 早川光敬, 並木哲: $180\text{N}/\text{mm}^2$ クラスまでの高強度コンクリートの各種強度と長期力学特性, セメントコンクリート論文集, No.57, pp.428-435, 2003
- 5) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 日本建築学会, 1999
- 6) 本田宏武, 山本俊彦, 大岡督尚: 鉄筋コンクリートの収縮ひび割れ特性(その1 自己収縮, 乾燥収縮, 圧縮クリープ), 日本建築学会学術講演梗概集, A-1, pp.633-634, 2005
- 7) 後藤和正, 小室努, 陣内浩, 川端一三: 高強度コンクリートの圧縮クリープ性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.2, pp.625-630, 2000
- 8) 黒岩秀介, 渡邊悟士, 陣内浩, 並木哲: $150\text{N}/\text{mm}^2$ 級コンクリートの自己収縮と拘束応力について, 日本建築学会学術講演梗概集, A-1, pp.389-390, 2005
- 9) Bazant, Z.P. et al.: Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures-Model B3, Materials and Structures, RILEM, Paris, France, Vol.28, pp.357-365, 1995
- 10) Comite Euro-International du Beton: CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE), Thomas Telford, pp.52-65, 1998
- 11) Gardner, N. J.: Design Provisions for Shrinkage and Creep of Concrete, Proceedings of International Conference on Engineering Material, Ottawa, Canada, Vol.1, pp.647-657, 1997
- 12) 土木学会コンクリート委員会: 2002年制定コンクリート標準示方書[構造性能照査編], p.36, 土木学会, 2002.3
- 13) ACI Committee 209: Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structure
- 14) 日本コンクリート工学協会: 自己収縮研究委員会 報告書, 1996.11
- 15) 綾野克紀: クリープの予測手法とその精度の現状, コンクリート工学, Vol.43, No.5, pp.51-55, 2005.5
- 16) 今本啓一, 山本俊彦, 大岡督尚: 約5年間の実測データに基づくコンクリートのクリープ・収縮寸法効果の評価とクリープ予測方法の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第593号, pp.9-16, 2005.7
- 17) 陣内浩, 榊田佳寛, 早川光敬: 初期に高温履歴を受ける低熱ポルトランドセメント・高強度用結合材を用いた高強度結合材ペーストの強度発現性状と微細構造, 日本建築学会構造系論文集, 第568号, pp.7-13, 2003.6

第4章 超高強度鉄筋コンクリート柱の施工過程を考慮したクリープ予測法

4.1 はじめに

超高強度コンクリートの長期圧縮特性を把握するため、圧縮強度が $100 \sim 180 \text{N/mm}^2$ のコンクリートを使用したRC柱の長期圧縮試験を実施し、圧縮クリープを評価できる算定法を3章で提案した。この試験では、実際の約 $1/3$ スケールの試験体を用い、強度発現が十分なコンクリート材齢56日に長期相当の鉛直力を、軸方向筋および横補強筋を有したRC柱に長期載荷した。ここでの部材寸法や載荷時材齢は、実際の構造物の条件とは異なり、この違いがコンクリートの圧縮性状に影響をおよぼすことが考えられる。また、実大寸法の柱においては、打設直後に内部で高い温度履歴を受け、このことが圧縮特性に影響をおよぼすことも考えられる。普通強度のコンクリートに対しては、CEB-FIP model code 1990¹⁾等にこれらの影響を考慮した予測式に示されているが、超高強度コンクリートに対し、定量的に評価する方法や資料²⁾はほとんど提示されていない。

そこで、部材寸法や載荷時材齢の影響を確認するため、施工過程を考慮した段階的な鉛直荷重状況を模擬した $1/3$ スケールの鉄筋コンクリート柱試験体の長期載荷実験を実施した。また、地上45階建て鉄筋コンクリート造の超高層建築物の低層階柱におけるの圧縮性状を計測して、部材寸法や載荷時材齢の影響を分析した。本章では、その分析結果およびそれらの影響を考慮した超高強度鉄筋コンクリート柱の圧縮クリープ特性評価法を検討する。

4.2 縮小鉄筋コンクリート柱による実験概要

4.2.1 試験体

1/3 スケールの鉄筋コンクリート柱試験体（以下，RC柱試験体）を用いて，施工過程を考慮した段階載荷のクリープ試験を実施した。断面が 300mm 角の 3 体同一の RC 柱試験体を製作し，載荷履歴を変数とした。さらにコア抜き 100mm シリンダー供試体の載荷試験を，ほぼ同じ載荷履歴で行った。コンクリートの目標圧縮強度は 150N/mm^2 とした。コンクリートの調合および鉄筋の材料試験結果を表-4.1 および表-4.2 に，RC 柱試験体詳細を図-4.1 に，試験体一覧を表-4.3 に示す。

実際の断面の柱では，コンクリート打設直後に内部がセメントの水和熱によって高温となり，強度発現に影響を及ぼすことが報告されている³⁾。本実験ではこの内部温度の影響を再現するため，図-4.2 に示す実断面相当の断面 900mm 角，高さ 1650mm のコンクリート柱を作製し，柱の内部温度が外気温とほぼ同等になった材齢 1 週に 300mm 角の RC 柱試験体および 100mm シリンダー供試体を取り出すこととした。また，柱内の実コンクリート強度を測定するため，同寸法のコンクリートブロックを別途作製し，材齢ごとにコア供試体を抜き出し，圧縮強度を確認することとした。

表-4.1 コンクリートの調合

水結合材比 (%)	結合材 ^{*1} (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	粗骨材 ^{*2} (kg/m ³)	細骨材 ^{*3} (kg/m ³)
17.0	882	150	871	568

*1 普通ポルトランドセメント：スラグ石膏：珪灰₁-₄=7：2：1（質量比）

*2 安山岩系砕石 *3 安山岩系砕砂

表-4.2 鉄筋の材料試験結果

	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	伸び (%)
D16 (SD685)	730	944	191	9.6
U5.1 (SBPD1275/1420)	1447	1473	205	8.9

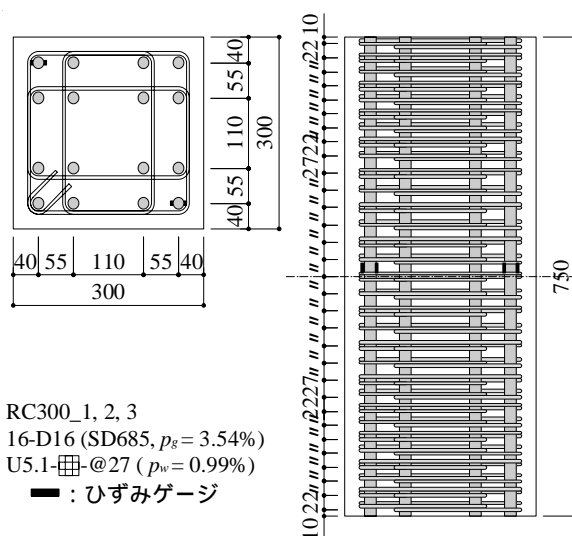


図-4.1 RC 柱試験体詳細図

表-4.3 試験体一覧

試験体名	断面寸法 (mm)	載荷方法	初載荷材齢 (日)	軸力比 [*]	載荷期間 (日)
RC300_1	300x300	一括	56	0.298	985
RC300_2	300x300	段階	14	0.298	1027
RC300_3	300x300	無載荷	-	0	-
C100_1	100	一括	56	0.350	952
C100_2	100	段階	14	0.350	952
C100_3	100	無載荷	-	0	952

* $N/(b \cdot D \cdot f_{56})$, N:載荷軸力, b:柱幅, D:柱せい

f_{56} : 56日強度=179N/mm² (コア抜きシリンダー)

4.2.2 載荷および計測方法

載荷・計測方法を図-4.3 に示す。RC柱試験体の載荷は、試験体上に設置した鉄骨梁と反力床の間を試験体周囲の4本のPC鋼棒で緊結することにより行った。計測は、載荷試験体および無載荷試験体とも、4面のインサートに設置した変位計により軸縮みを計測したほか、軸方向筋のひずみを図-4.1 に示す位置のひずみゲージにより初載荷時から計測した。シリンダー供試体の載荷は、JIS原案に準拠し、100mm x 200mmのシリンダー供試体を縦に3本重ねてジャッキ上に配置し、供試体の中央4面の長さ変化(測定区間長さ100mm)を計測した^{4),5)}。

載荷履歴を図-4.4 に示す。載荷方法は、一括載荷したもの、段階載荷をしたものおよび無載荷のもの3通りである。一括載荷の載荷材齢を56日にした理由は、コンクリート強度管理材齢が56日で、これを基準にしてクリープのデータを収集していたことによる。また、段階載荷は50階クラスの超高層建物を想定し、施工工期と柱軸応力度の関係から設計上厳しい条件を設定した。具体的には、RC柱試験体では、実際の柱の設計上最大となりえる軸力状態を模擬する目的で、設計基準強度相当の目標強度150N/mm²に対して軸力比を約0.35(実強度に対しては0.298)に設定した。また、シリンダー供試体では、長期許容応力度限界付近の性状を把握する目的で、材齢56日圧縮強度に対し軸力比を約0.35に設定した。

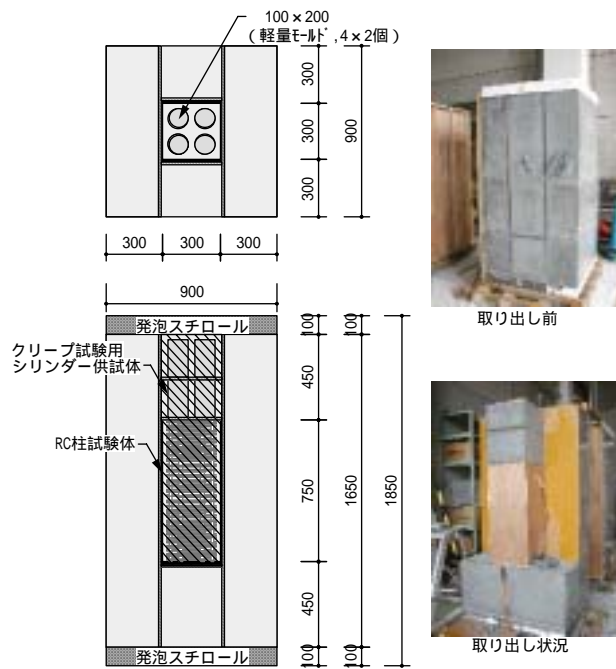
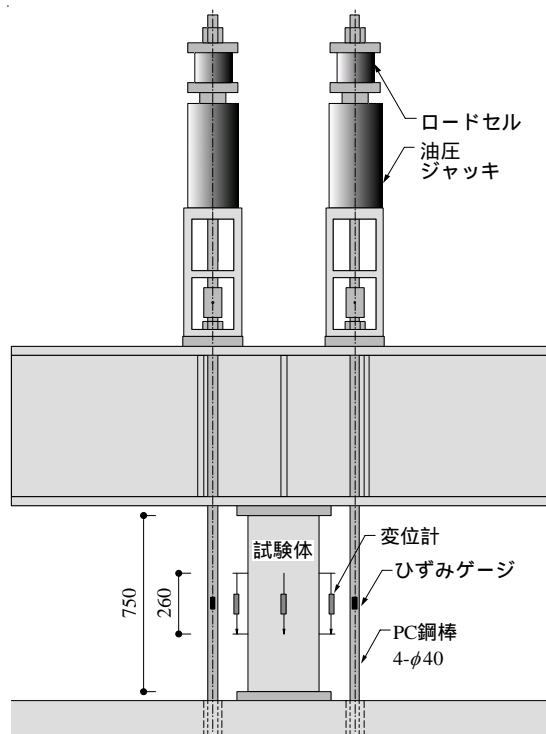


図-4.2 試験体抜き取り方法



RC 柱試験体

シリンダー-供試体

RC 柱試験室内: 気温 10 ~ 30 (計測), 湿度 50 ~ 75% (気象庁データから推測)

シリンダー-試験試験室内: 20 60% で管理

図-4.3 载荷・計測方法

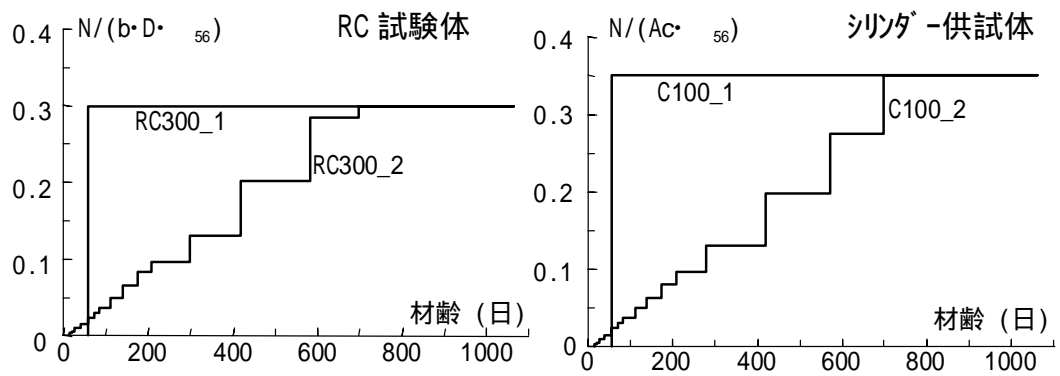


図-4.4 載荷履歴 (載荷軸力比と材齢の関係)

4.3 実験結果

4.3.1 コンクリート強度・ヤング係数の推移

無載荷のコア抜き供試体から得られた材齢 56 日までの圧縮強度，ヤング係数およびポアソン比の推移を表-4.4 に示す。材齢 8 日で材齢 56 日の約 90%の圧縮強度に達しており，打設直後に内部温度履歴の影響で強度の発現が早いことがわかる。

表-4.4 圧縮強度および弾性係数の推移

材齢 t (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	E(t)/E(28)
8	163	45.7	0.24	0.97
14	173	46.0	0.24	0.97
28	174	47.3	0.24	1.00
56	179	47.1	0.24	1.00

* E (t) : 材齢 t のヤング係数 (コア抜きシリンダー試験結果)

4.3.2 軸ひずみの推移

RC 柱試験体およびシリンダー供試体とも，載荷終了まで安定して軸力を保持し，ひび割れなどの損傷は観察されなかった。

載荷をした試験体の載荷応力による軸ひずみは，計測した軸ひずみから無載荷試験体の軸ひずみを差し引いた値と定めた。材齢 56 日に一括載荷した RC300_1 および C100_1 の載荷応力による軸ひずみについて，弾性変形を含む載荷前からの推移を図-4.5 に示す。両試験体は載荷軸力比が違うことや軸方向筋の有無の違いから，試験体寸法の違いによる載荷後の軸ひずみ増分の影響を直接比較することができない。これらの影響を取り除くため，軸力比が 0.4 程度以下の範囲で載荷応力度の影響が小さい指標とされているクリープ係数を算定し，それらを比較したものを図-4.6 に示す。ここでは弾性変形に対する載荷後からの軸ひずみ増分の割合をクリープ係数と定義する。RC 柱試験体での弾性変形は，軸方向筋の存在によりコンクリートの軸力負担割合が軽減され，時間経過とともにこの割合が減少することを考慮しクリープ係数を算定した（前章 3.4.3 および 3.4.4 参照）。図-4.6 から，従来の普通強度コンクリートの 3 前後のクリープ係数と異なり，両試験体とも 0.5 程度と非常に小さいクリープ係数を示していること，シリンダー供試体に比べ RC 柱試験体のクリープ係数の方が小さい値を示していることがわかる。超高強度コンクリートはクリープ係数が十分に小さく，断面寸法が大きくなることでクリープがさらに小さくなる傾向が現れていると考えられる。

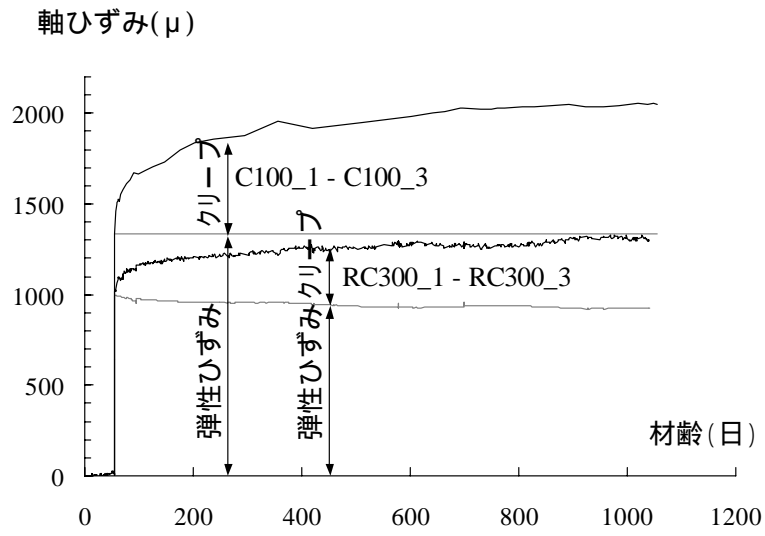


図-4.5 載荷直前からの軸ひずみの推移

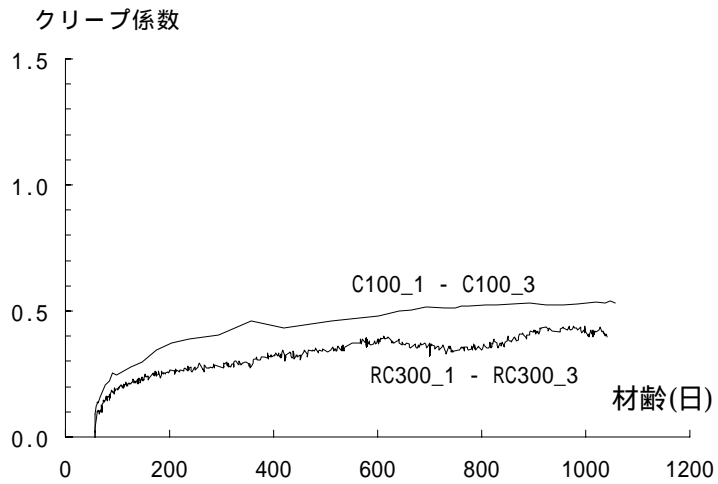


図-4.6 クリープ係数の推移

段階荷重を行ったRC柱試験体 RC300_2 およびシリンダー供試体 C100_2 の荷重応力による軸ひずみの推移を、一括荷重した結果とあわせて、図-4.7 および図-4.8 に示す。材齢 14 日から段階荷重した試験体の方が、材齢 56 日に一括荷重したものより軸ひずみが多少小さい傾向にある。

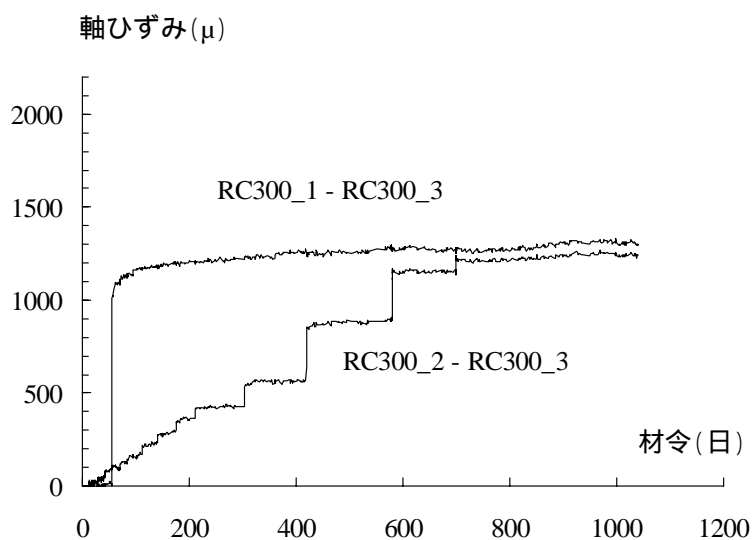


図-4.7 RC柱試験体 段階荷重の軸ひずみの推移

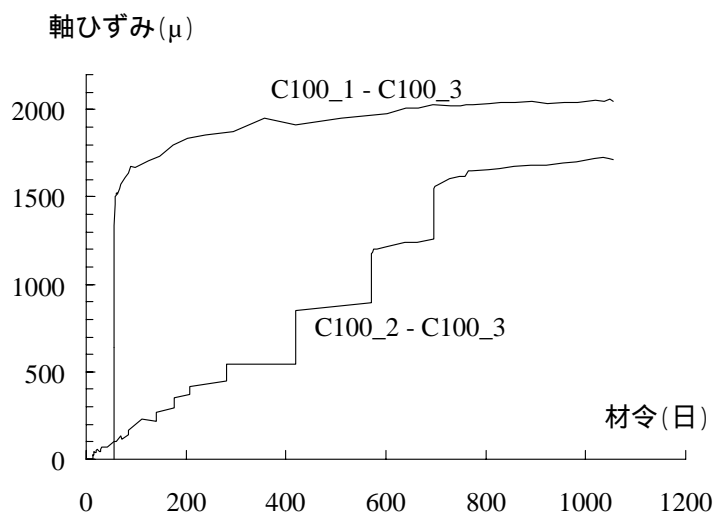


図-4.8 シリンダー供試体 段階荷重の軸ひずみの推移

4.4 実建築物の鉄筋コンクリート柱の計測計画

4.4.1 計測建築物

計測する建築物⁶⁾は、地上45階、地下2階、最高高さが159.4mの高層集合住宅(住宅棟)で、東京都内に計画されたものである。図-4.9に基準階構造伏図、図-4.10に軸組図を示す。地上階は、建物中央部の吹き抜けを中心として、柱・梁を3重に配置した純ラーメン架構である。耐震性能向上のため、極低降伏点鋼を用いた制震間柱を吹き抜け周辺に設置している。地下階は強度抵抗型の耐震壁付ラーメン構造、基礎はマット基礎、杭は場所打ちコンクリート拡底杭とし、GL-35mの砂礫層を支持地盤としている。

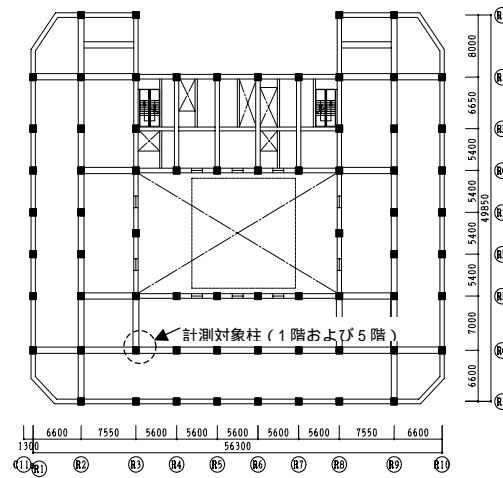


図-4.9 基準階構造伏図

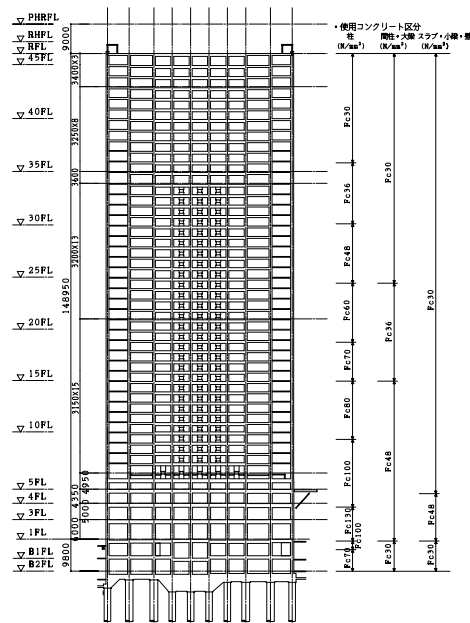


図-4.10 軸組図およびコンクリート強度区分

使用コンクリートの中で最高強度の Fc130 は、1～3 階の柱に用い、4 階から上の柱のコンクリートは Fc100 から Fc30 としている。梁には Fc48 以下のコンクリートを使用している。USD685 の高強度鉄筋は地下 1～地上 10 階の柱主筋に使用している。地上 5 階床まで柱のコンクリートは現場打設とし、地上 5 階柱から塔屋までの鉄筋コンクリート工事は、柱のプレキャスト (PCa) 化を含めた工業化工法を採用した。この工法は、構造部材の適切な部位を PCa 化し、現場打ちコンクリート部分と組み合わせて全体を一体化する施工法である。全体工事期間は、2002 年 12 月中旬から、2006 年 6 月中旬までの約 42 ヶ月で、2004 年の 1 月中旬から住宅棟地上躯体の施工が開始された。

4.4.2 計測対象柱および計測方法

計測対象の柱は、Fc130 のコンクリートを使用した 1 階の現場打設柱、および Fc100 のコンクリートを使用した 5 階の PCa 柱である。計測した柱の位置を図-4.9 に示す。コンクリートの調合を表-4.5 に示す。調合を定める材齢および構造体コンクリートの管理材齢はいずれも 56 日とした⁷⁾。柱の形状・断面および計測位置を図-4.11 に示す。また、各柱のコンクリート打設時期、直上階床・梁のサポート撤去時期である初載荷時期、その後の載荷時期および計測期間を表-4.6 に示す。躯体工事以降の工事の進捗に支障をきたさない部位として計測する柱を選定したため、比較的低い軸力比の柱を計測することとなった。計測は、約 2 年間、柱躯体外周 4 面に設置したひずみゲージよりコンクリート外面の軸ひずみを計測したほか、材軸方向に D16 の鉄筋を埋設し、このひずみを計測することにより、コンクリート硬化直後からの RC 柱の軸ひずみの推移を観測する計画とした。

表-4.5 コンクリートの調合

対象部位	水結合材 比 (%)	結合材 ^{*1} (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	粗骨材 ^{*2} (kg/m ³)	細骨材 ^{*3} (kg/m ³)	混和剤 ^{*4} (kg/m ³)
1階柱 Fc130	18.0	834	150	835	647	12.9
5階柱 Fc100	24.0	625	150	864	780	6.88

*1 普通ポルトランドセメント：スラグ石膏：シリカム=7：2：1（質量比）

*2 Fc130: 安山岩系碎石, Fc100: 硬質砂岩系碎石

*3 Fc130: 安山岩系砕砂, Fc100: 硬質砂岩系砕砂

*4 ポリカルボン酸エーテル系高性能減水剤

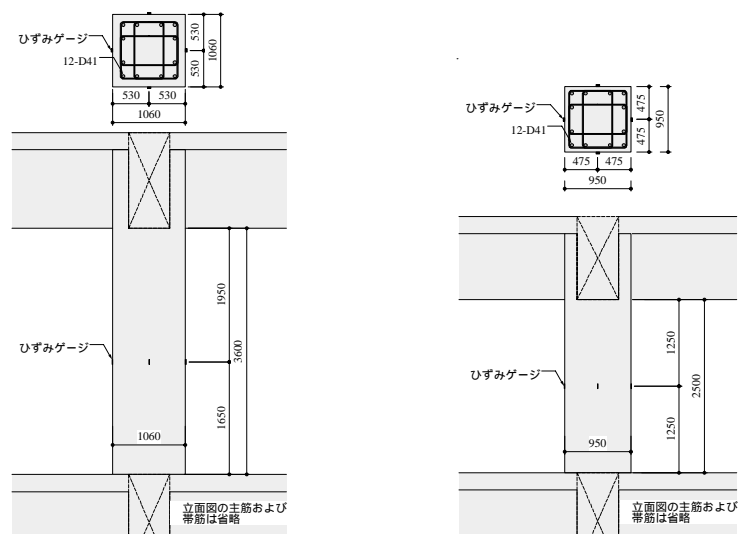


図-4.11 柱の形状・断面および計測位置

対象部位 〔名称〕	コンクリート 打設日	初載荷日	躯体荷重 最終載荷日	軸力比* 軸力 kN	計測開始 計測終了
1階柱 Fc130 〔RC1060_Fc130〕	2004/1/24	2004/4/3 (70)	2005/5/28 (490)	0.112 20,718	2004/2/17 (24) 2006/5/12 (839)
5階柱 Fc100 〔RC950_Fc100〕	2004/3/17	2004/5/19 (63)	2005/5/28 (437)	0.152 19,284	2004/5/12 (56) 2006/5/12 (786)
Fc130 シリンダー - 一括 〔C100_11〕	2004/1/24	2004/2/9 (16)	2004/2/9 (16)	0.320 412	2004/2/9 (16) 2006/5/12 (839)
Fc130 シリンダー - 一括 〔C100_12〕	2004/1/24	2004/3/22 (58)	2004/3/22 (58)	0.320 412	2004/3/22 (58) 2006/5/17 (844)
Fc130 シリンダー - 段階 〔C100_13〕	2004/1/24	2004/2/16 (23)	2005/7/25 (548)	0.140 180	2004/2/16 (23) 2006/5/17 (844)
Fc130 シリンダー - 無載荷 〔C100_14〕	2004/1/24	-	-	0.000 0	2004/2/9 (16) 2006/5/17 (844)

() 内の数値はコンクリート材齢〔日〕を示す。

* 軸力比 = $N / (b \cdot D \cdot f_{56})$, N: 軸力 (実柱の場合、躯体および仕上荷重の設計時荷重)

b: 柱幅, D: 柱せい, f_{56} : 56日強度 (77抜きシリンダー)

表-4.6 コンクリート打設・載荷時期および計測期間

1階柱に打設した Fc130 コンクリートを用いてシリンダー供試体を製作し、4通りの載荷履歴でクリープ試験を行った。供試体は、断面 950mm 角、高さ 690mm の無筋模擬柱の中心部から図-4.2 と同様の方法で取り出した 100mm x 200mm のシリンダーで、載荷・計測方法は、4.2.2 節で示した方法と同様とした。載荷履歴は、軸力比 0.32 の軸力を、材齢 16 日に一括載荷した C100_11、材齢 58 日に一括載荷した C100_12、実建築物 1 階柱相当の段階載荷をした C100_13 および無載荷の C100_14 の 4 通りである。コンクリート打設・載荷時期および計測期間を表-4.6 に示す。

RC 柱の施工・設計条件を考慮した想定載荷履歴およびシリンダー供試体の載荷履歴を図-4.12 に示す。

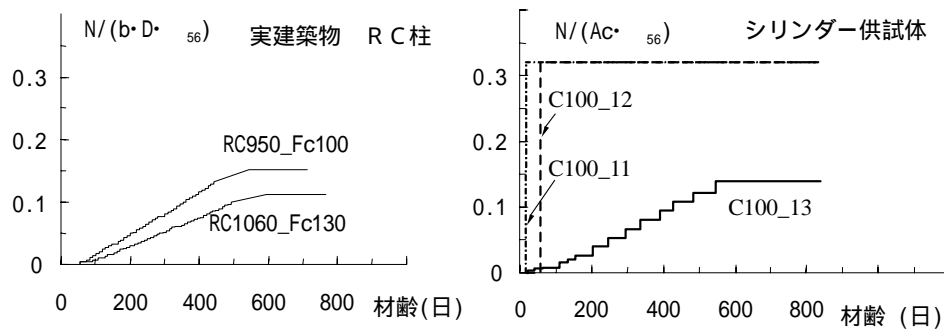


図-4.12 載荷履歴 (コンクリート材齢 載荷軸力比関係)

4.5 実建築物の鉄筋コンクリート柱の圧縮性状計測結果

4.5.1 コンクリート強度・ヤング係数の推移

無載荷のコア抜き供試体から得られた圧縮強度およびヤング係数の推移を図-4.13 に示す。Fc130 のコンクリートは、材齢 16 日で 158 N/mm² の圧縮強度に達しており、強度の発現が早いことがわかる。Fc130 の材齢 58 日強度および Fc100 の材齢 51 日強度はそれぞれ 164N/mm² および 141N/mm² であり、データ整理上この値を各コンクリートの材齢 56 日強度(56)とした。

ヤング係数において Fc100 が Fc130 を上回る結果となっている。表-4.5 に示すように Fc100 と Fc130 とで異なる骨材(Fc100:硬質砂岩系, Fc130:安山岩系)を使用しており、この違いがヤング係数とコンクリート強度の相関に影響を及ぼした⁸⁾と考えられる。

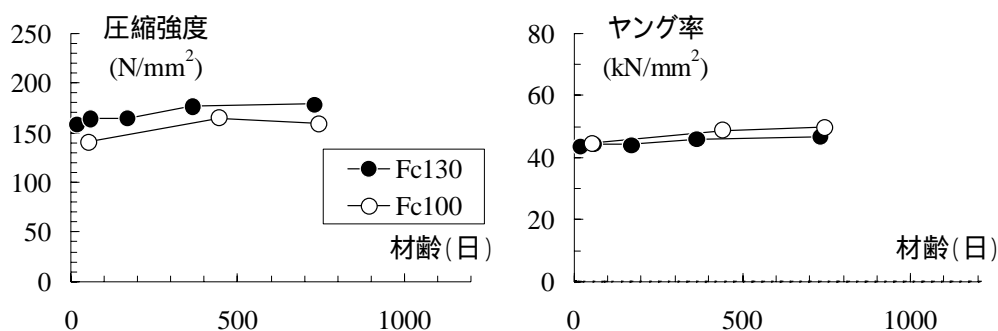


図-4.13 圧縮強度およびヤング係数の推移

4.5.2 軸ひずみの推移

ひずみ計測を行ったRC柱の高さ方向中央部で材軸方向にD16の鉄筋を埋設し、これに貼付したひずみゲージにより、コンクリート打設以後から軸方向収縮量を測定した。収縮量の推移を図-4.14に示す。両柱とも材齢3日程度までは収縮が進行しているが、材齢7日以降は収縮量の増加は少ない。このことより、実建築物のRC柱においては、柱躯体のひずみゲージより得られた値を弾性ひずみ+クリープひずみとして扱うこととした。

実建築物のRC柱外周4面に設置したひずみゲージより得られたひずみの平均値を軸ひずみとし、表-4.6に示す計測開始日からの軸ひずみの推移を図-4.15に示す。施工過程で柱は曲げを受けるが、施工中でも4面のひずみのばらつきは少なく、鉛直力による軸ひずみが支配的であったと考えられる。

Fc130コンクリートを用いたシリンダー供試体の載荷応力による軸ひずみの推移をそれぞれ図-4.16に示す。載荷をした供試体の軸ひずみは、計測した軸ひずみから無載荷試験体の軸ひずみを引いた値とした。材齢16日に載荷したC100_11と材齢58日に載荷したC100_12

の比較では、載荷材齢による違いが、載荷後の軸ひずみの増分に影響を及ぼしていることがわかる。また、実建築物の載荷状態を模擬して段階載荷をした C100_13 は、軸ひずみがほぼ線形的に増加し、最終的に 700 μ 程度となっている。

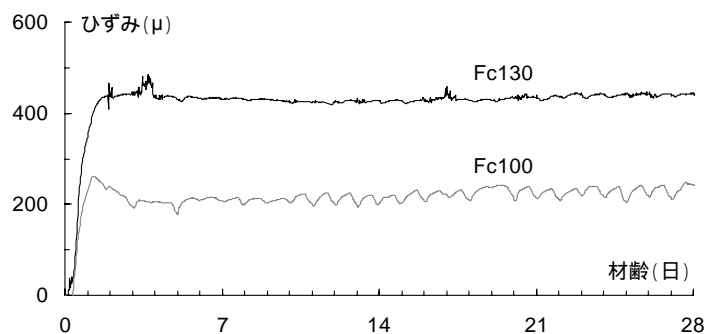


図-4.14 実建築物 R C 柱の収縮量の推移

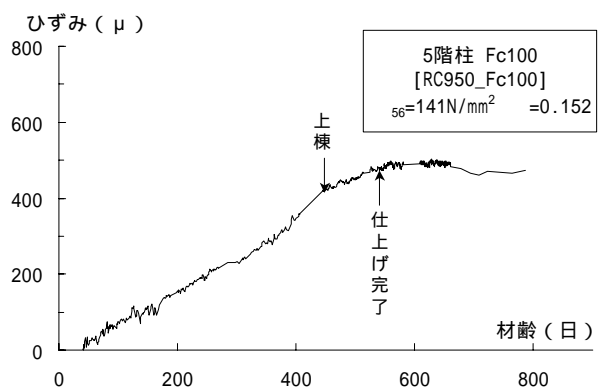
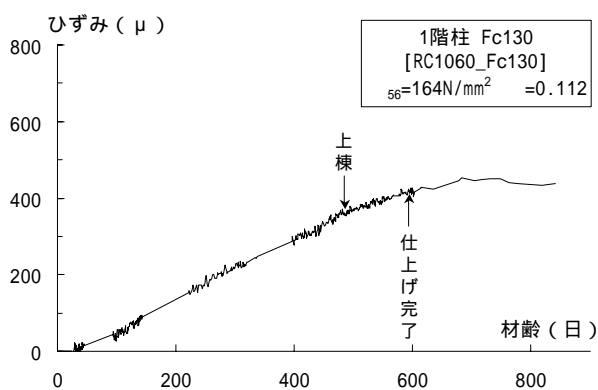


図-4.15 実建築物 R C 柱の軸ひずみの推移

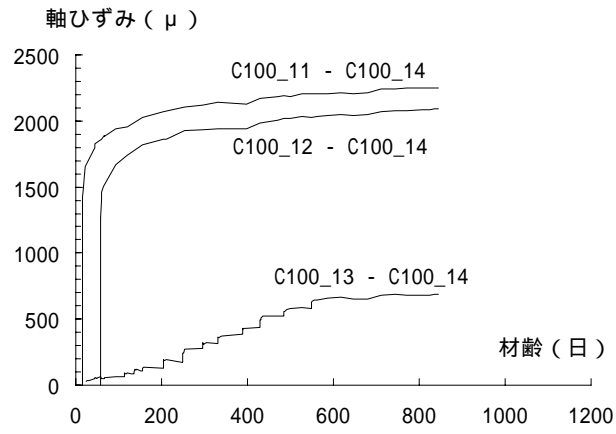


図-4.16 シリンダー供試体の軸ひずみの推移

4.6 長期圧縮性状の算定

4.6.1 算定モデル

実建築物の施工条件を想定して、実際に柱に荷重が加わる材齢約 14 日（直上階の床梁を支えるサポートが取り除かれる時点）以降に生じる R C 柱の圧縮性状を対象に、応力に依存する弾性変形とクリープによる変形の算定法を検討する。

3 章において、圧縮強度が $100 \sim 180 \text{ N/mm}^2$ のコンクリートを使用した 1/3 スケールの R C 柱の長期圧縮試験を実施し、圧縮クリープを評価できる算定法を提案した。この算定法では、CEB-FIP MODEL CODE 1990¹⁾ に示されるモデル(CEB モデル)を用い、終局クリープ係数に対するコンクリート圧縮強度の影響係数 (f_{cm}) を、超高強度コンクリートの領域で再評価することで、適切にクリープひずみを追跡できた。本算定法を用いて、段階的載荷や実大部材断面への適用性の検討を行う。

式(4-1)～(4-8)に本算定法を示す。式(4-4)が、超高強度コンクリートに対する (f_{cm}) の再評価として CEB モデル原式から修正した部分である。式(4-4)および CEB モデル原式でのそれぞれの (f_{cm}) とコンクリート強度 f_{cm} の関係を図-4.17 に示す。図中には、3 章での結果および文献 4) の試験や本論文で示した一括載荷の試験のクリープ係数を用いて算定した (f_{cm}) を示す。提案した式(4-4)は 3 章での結果および文献 4) の試験結果から得られた回帰式であるが、今回の試験結果においても適切に評価できていることがわかる。

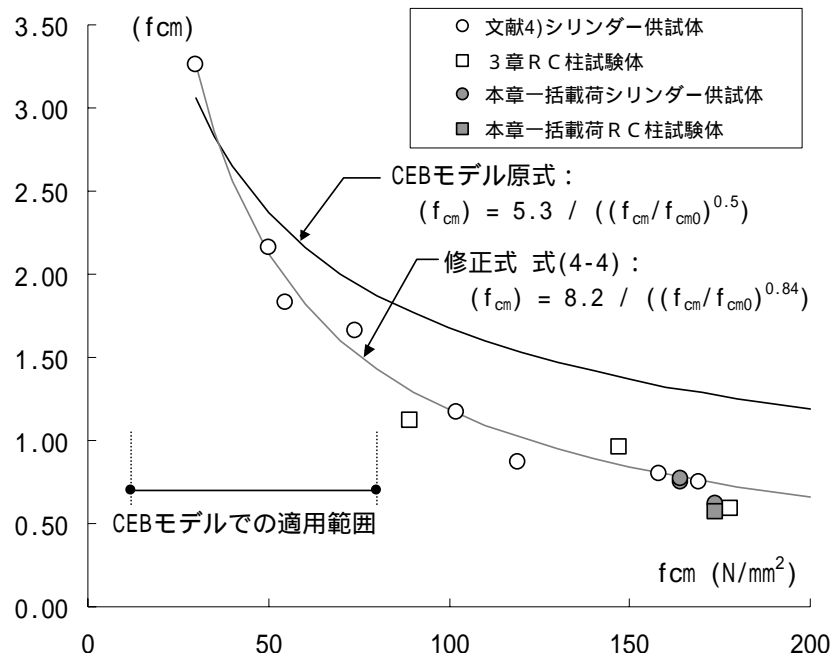


図-4.17 (f_{cm})・ f_{cm} 関係

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t - t_0) \quad \text{----- (4-1)}$$

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad \text{----- (4-2)}$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/RH_0}{0.46 \cdot (h/h_0)^{1/3}} \quad \text{----- (4-3)}$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{8.2}{(f_{cm}/f_{cm0})^{0.84}} \quad \text{----- (4-4)}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_0/t_1)^{0.2}} \quad \text{----- (4-5)}$$

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{(t - t_0)/t_1}{\beta_H + (t - t_0)/t_1} \right]^{0.3} \quad \text{----- (4-6)}$$

$$\beta_H = 150 \cdot \left[1 + \left(1.2 \cdot \frac{RH}{RH_0} \right)^{18} \right] \cdot \frac{h}{h_0} + 250 \leq 1500 \quad \text{-- (4-7)}$$

$$h = 2A_c/u \quad \text{----- (4-8)}$$

- $\phi(t, t_0)$: 材齢 t_0 日で載荷の材齢 t 日でのクリープ係数
 ϕ_0 : 理論 (終局) クリープ係数
 $\beta_c(t - t_0)$: 材齢 t に依存するクリープの進行を表す関数
 RH : 相対湿度 (%), RH_0 : 100%
 f_{cm} : 材齢 28 日圧縮強度 (N/mm²), f_{cm0} : 10 N/mm²
 h : 仮想部材厚 (mm), h_0 : 100mm
 A_c : 部材断面積,
 u : 部材断面の外気に接する部分の長さ
 t_1 : 1 日

4.6.2 段階載荷を考慮した軸方向ひずみの算定方法

長期荷重および収縮による R C 柱の軸方向のひずみ (total) は式 (4-9) で与えられる。収縮によるひずみ (shrinkage) は、超高強度コンクリートの場合、図-4.14 に示すように初期材齢に生じる自己収縮が大きく、調合や収縮低減剤の有無、断面寸法や拘束状態で異なり、これらの影響を定量的に示す資料⁹⁾は少ない。本検討では、この収縮によるひずみを別とし、応力に依存するひずみを対象として算定法を検討する。

応力に依存するひずみである (elastic + creep) は、コンクリートのクリープを考慮した等価ヤング係数法および重合法により式 (4-10) で得られる¹⁰⁾。i ステップの載荷 (軸力 N_i) が、材齢 t_{0_i} 日に加わるとし、各ステップの応力によるクリープひずみは、独立として扱い、重ね合わせて評価する。軸方向筋は完全付着とし、i ステップのクリープを考慮したコンクリートの等価剛性と軸方向筋の剛性の並列和を、荷重ステップ i の剛性として扱う。コンクリートの等価剛性を算定する際に用いたヤング係数は、載荷材齢に関係なく材齢 56 日のヤング係数で一定とした。

$$\varepsilon_{total} = \varepsilon_{shrinkage} + \varepsilon_{elastic} + \varepsilon_{creep} \quad \text{----- (4-9)}$$

ε_{total} : 全ひずみ

$\varepsilon_{shrinkage}$: 収縮によるひずみ

$\varepsilon_{elastic}$: 弾性ひずみ

ε_{creep} : クリープによるひずみ

$$\varepsilon_{elastic} + \varepsilon_{creep} = \sum \frac{N_i}{A_s E_s + \frac{A_c E_{c56}}{1 + \phi(t, t_0 - i)}} \quad \text{----- (4-10)}$$

N_i : i ステップに加わる長期 軸力

A_s : 軸方向筋断面積

E_s : 鋼材ヤング係数

A_c : コンクリート断面積

E_{c56} : コンクリートヤング 係数(材齢56日)

$\phi(t, t_0 - i)$: i ステップでの $t_0 - i$ 日載荷による材齢 t 日のクリープ係数

4.6.3 載荷履歴および断面寸法の影響

4.6.1 節および 4.6.2 節に示した軸方向ひずみの算定法 (式(4-1) ~ 式(4-10)) を用い、載荷履歴および断面寸法の違いが及ぼす軸ひずみへの影響を検討する。

4.3.2 節の縮小 RC 柱試験体およびシリンダー供試体の軸ひずみの実測値と本提案法による計算結果を図-4.18 に、4.5.2 節で示したシリンダー供試体の軸ひずみの実測値と計算結果を図-4.19 に示す。両図とも計算結果のほうが多少大きな軸ひずみとなっているが、計算結果は一括載荷と段階載荷の違いや一括載荷での載荷材齢の違いを表現できている。つまり、式(4-5)で示した載荷開始材齢 t_0 の終局クリープ係数への影響係数 (t_0) が適切に評価できていると推測される。また、図-4.18 に示すように、実験結果でシリンダー供試体での一括載荷と段階載荷の差の方が、縮小 RC 柱試験体での差より大きいことが、計算結果においても表現できている。

また、部材断面が異なる一括載荷の RC300_1 と C100_1 のクリープ係数の比較について、実測と計算結果を図-4.20 に示す。両試験体は、断面寸法が 300mm と 100mm であり、この違いにより実測での終局クリープ係数の差異が現れている。計算はこの差異を評価できしており、式(4-3)で示した部材寸法の終局クリープ係数への影響を表す係数 β_{RH} が上記の断面の範囲で違いを評価できていると考えられる。

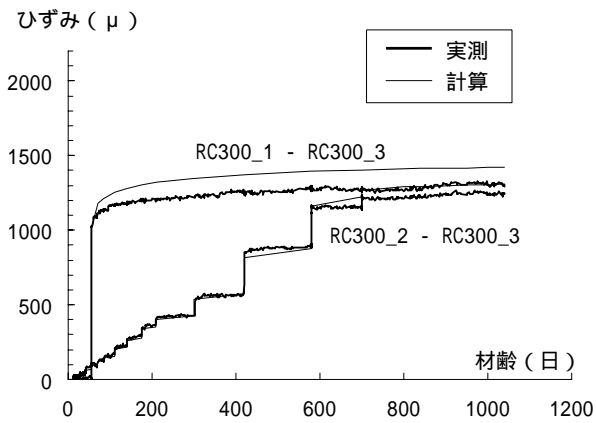
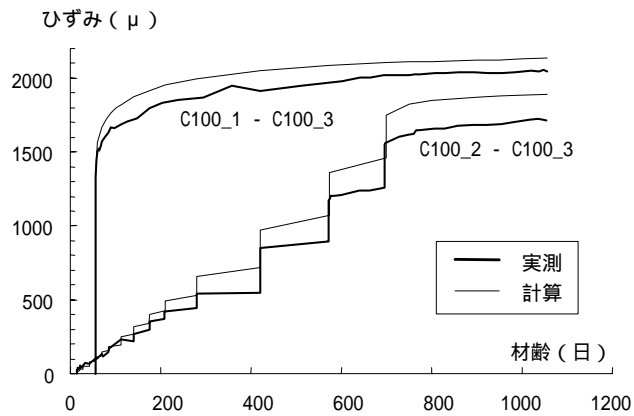


図-4.18 軸ひずみの実測結果と計算の比較 (1)

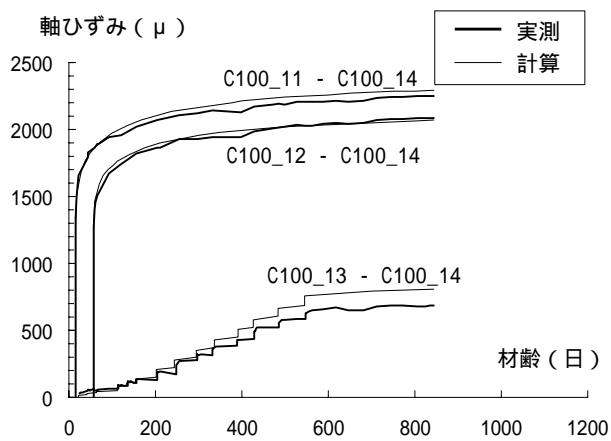


図-4.19 軸ひずみの実測結果と計算の比較 (2)

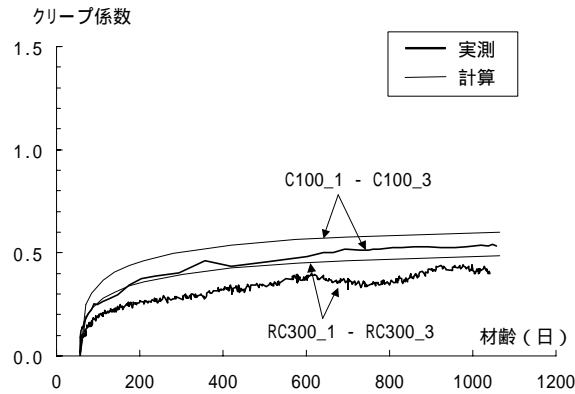


図-4.20 クリープ係数の実測結果と計算の比較

4.6.4 実建築物のRC柱の追跡

4.5.2 節で示した実建築物のRC柱について、実測と本提案法による計算結果を図-4.21に示す。計算結果は、実測と比較し、やや大きい値となっているが、段階荷荷によって軸ひずみがほぼ線形的に増加すること、最終的に500 μ 程度のひずみとなることを表現できている。実大の柱についても、断面寸法や荷荷履歴の影響を本提案方法で概ね評価できるものと考えられる。

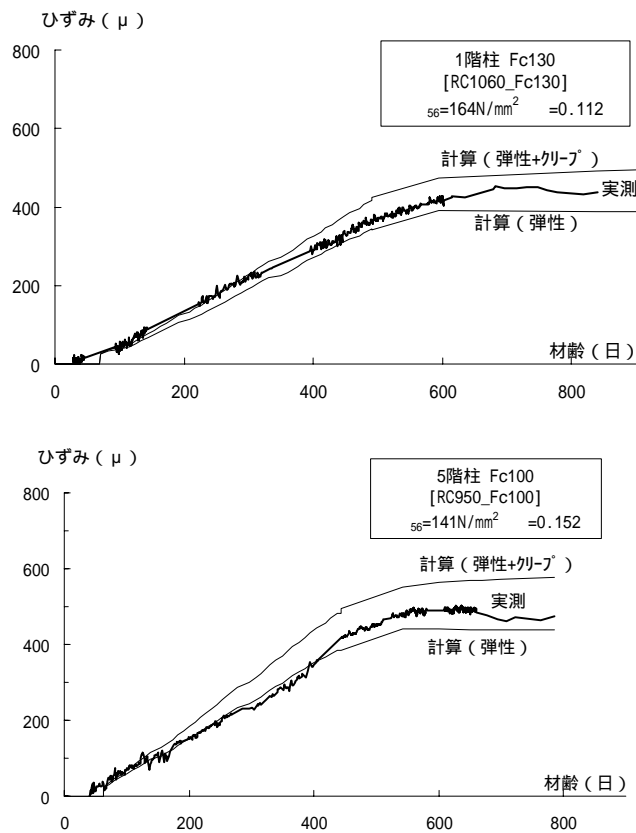


図-4.21 実建築物RC柱軸ひずみの実測結果と計算の比較

4.6.5 終局クリープ係数の算定精度

3章の結果，文献 4)および本章での実測結果を用いて，提案するクリープ算定法の総合的な評価を行う。一括載荷を行った実測結果を用いて，終局クリープ係数の計測値と算定値の比較を図-4.22 に示す。提案する算定法は，20%の変動以内で評価できている。段階載荷を含む全実測結果を用いて，弾性ひずみとクリープによるひずみの和である応力に依存する軸ひずみの比較を図-4.23 に示す。軸ひずみ量の比較においても，本算定法は良い精度であることがわかる。ただし，図中の黒塗りのプロットで示す段階載荷は，すべて算定値が高い値を示している。遅い材齢（材齢 100 日以降）時の載荷に対するクリープを多少大きく評価のためにこの傾向になると考えられる。この点は今後の課題と考えられる。

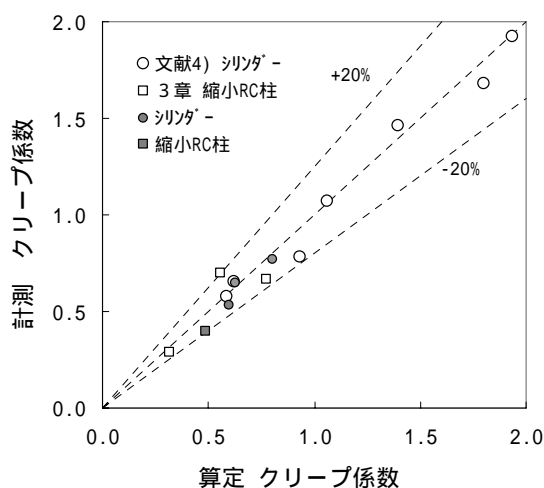


図-4.22 計測値と算定値の比較（終局クリープ係数）

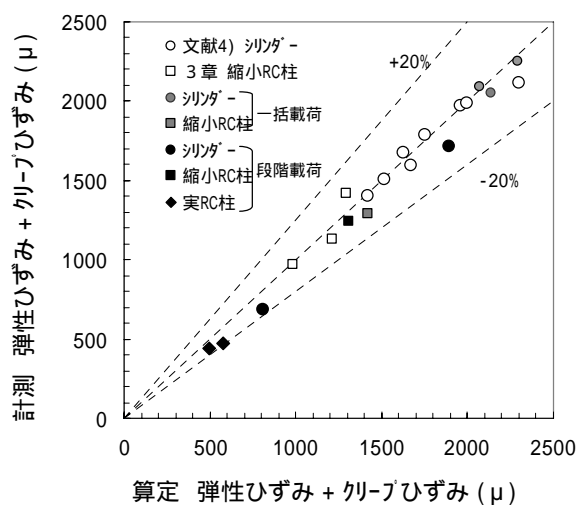


図-4.23 計測値と算定値の比較（応力に依存する軸ひずみ）

4.7 まとめ

150N/mm²クラスの超高強度コンクリートを用いたシリンダー供試体,1/3スケールRC柱試験体および実建築物RC柱の長期圧縮性状に関して,2年間以上の計測をした。結果を用い,載荷履歴の影響および実断面レベルでの評価について,クリープ量算定の検討を行った。得られた知見を以下に示す。

1. 軸力比が0.112から0.350の長期載荷を行った,シリンダー供試体,RC柱試験体および実建築物のRC柱すべてにおいて,約2年から3年の所定の載荷を終了するまで安定して軸力を保持し,コンクリートのひび割れなどの損傷はなかった。
2. 目標強度150N/mm²の300mm角のRC柱試験体および100mmのシリンダー供試体のクリープ係数は,0.5程度と非常に小さい値を示した。
3. 同じ載荷材齢で,300mm角のRC柱試験体と100mmのシリンダー供試体のクリープ係数を比較すると,断面寸法が大きいRC柱試験体が小さい値を示した。
4. 材齢56日で一括載荷した試験体と施工過程を模擬し材齢14日から段階的に載荷した試験体の比較では,段階載荷した試験体の軸ひずみが小さい傾向にあった。
5. 終局クリープ係数に及ぼす圧縮強度の影響係数(f_{cm})を超高強度コンクリートに対し再評価したCEBモデルを用い,段階載荷のRC柱の軸ひずみが評価できる算定法を示した。
6. 上記算定法は,載荷履歴,軸方向筋の存在および断面寸法の影響を考慮することができ,クリープ係数や軸ひずみを良い精度で推定できることが確認された。

参考文献

- 1) Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE), Thomas Telford, pp.52-65, 1998
- 2) 今本啓一, 山本俊彦, 大岡督尚: 約5年間の実測データに基づくコンクリートのクリープ・収縮寸法効果の評価とクリープ予測方法の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第593号, pp.9-16, 2005.7
- 3) 陣内浩, 榊田佳寛, 早川光敬: 初期に高温履歴を受ける低熱ポルトランドセメント・高強度用結合材を用いた高強度結合材ペーストの強度発現性状と微細構造, 日本建築学会構造系論文集, 第568号, pp.7-13, 2003.6
- 4) 陣内浩, 榊田佳寛, 早川光敬, 並木哲: 180N/mm²クラスまでの高強度コンクリートの各種強度と長期力学特性, セメントコンクリート論文集, No.57, pp.428-435, 2003
- 5) 特集*標準化を待つ試験方法: JIS 原案 コンクリートの圧縮クリープ試験方法(案), コンクリート工学, Vol.23, No.3, pp.55-56, 1985.3
- 6) 河合邦彦, 早川光敬, 陣内浩: 高強度コンクリートを用いた超高層 RC 造住宅におけるプレキャスト工法の作業標準時間の試算に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第606号, pp.21-28, 2006.8
- 7) 黒岩秀介, 河合邦彦, 小田切智明, 嵐山正樹: Fc130N/mm²の高強度コンクリートを用いた超高層集合住宅の施工, コンクリート工学, Vol.42, No.10, pp.44-49, 2004.10
- 8) Torben C. Hansen: Influence of Aggregate and Voids on Modulus of Elasticity of Concrete, Cement Mortar, and Cement Paste, Journal of the American Concrete Institute, Vol.62, No.2, pp.193-216, 1965.2
- 9) 黒岩秀介, 渡邊悟士, 陣内浩, 並木哲: 150N/mm²級コンクリートの自己収縮と拘束応力について, 日本建築学会学術講演梗概集, A-1, pp.389-390, 2005
- 10) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, P16-17, 1987

第5章 圧縮クリープ予測法を用いた超高強度鉄筋コンクリート柱の設計

5.1 はじめに

超高強度コンクリートを用いたRC柱を、超高層建築物の低層階に使用する場合、通常コンクリートの長期軸応力度を設計基準強度の1/3としている。このため、中高層建築物の柱と比較し、軸応力度を高く設定するケースが多く、応力に依存する軸方向ひずみが大きなものとなる。この軸応力度に依存するひずみは、弾性ひずみとクリープひずみの和として扱うことができるが、設計においてこれらの量を適切に見積もり、設計に反映させることは非常に重要である。このため、3章および4章において、以下に示すような実験および分析を行い、実務設計において有効となるような圧縮クリープ特性の評価法を提案した。

3章では、超高強度コンクリートを使用したRC柱の長期圧縮特性を把握するため、圧縮強度が100～180N/mm²のコンクリートを使用したRC柱の長期圧縮試験を実施した。この試験では、実際の約1/3スケールの試験体を用い、強度発現が十分なコンクリート材齢56日に長期相当の鉛直力を長期載荷した。この結果を用い、CEB-FIP model code 1990¹⁾を部分的に修正することで、超高強度コンクリートを使用したRC柱の圧縮クリープ性状が評価できることを示した。

4章では、部材寸法や載荷時材齢をより実際の建築物に即した条件で評価できる方法を目的として、施工過程を考慮した段階的な鉛直荷重状況を模擬した1/3スケールの鉄筋コンクリート柱試験体の長期載荷試験を実施し、さらに、地上45階建てRC造の超高層建築物の低層階柱における圧縮性状を計測して、部材寸法や載荷時材齢の影響を分析した。段階載荷のRC柱に対し、コンクリートのクリープ係数を考慮した等価ヤング係数法および各載荷ステップによるひずみを独立として扱い重ね合わせる重合法を用いる算定法²⁾を示した。

本章では、3章および4章で示した、超高強度鉄筋コンクリート柱の圧縮クリープ予測法を用いて長期設計における考察を行う。本予測法を用い、長期軸力を与えたRC柱の軸方向ひずみを算定することで、RC柱の部材レベルでの長期圧縮特性の把握と設計上の問題点を考察する。さらに、本手法を用いて、超高層RC造建築物の長期性状を算定し、設計上の問題点を構造フレームレベルで考察する。

5.2 圧縮クリープ予測法のRC柱への適用

5.2.1 適用柱断面

3章および4章で示したクリープ予測法を用い、超高強度コンクリートを使用したRC柱の常時鉛直荷重に対する軸ひずみを算出し、RC柱部材の長期設計を検討する。検討するRC柱の断面を図-5.1に示す。コンクリートの設計基準強度(F_c100, F_c150)、長期軸力の軸力比($\gamma=0.20\sim 0.33$)および荷重方法(一括荷重、段階荷重)を変数とする。軸方向筋は主筋比で2.94%とし、材料は規格降伏強度 685 N/mm^2 のUSD685とした。検討したケース一覧を表-5.1に示す。

荷重履歴条件を図-5.2に示す。一括荷重では、材齢56日で所定の軸力を一度に荷重し、段階荷重では、材齢14日から16日刻みの30ステップを等荷重で、最終的に所定の軸力が加わることにした。

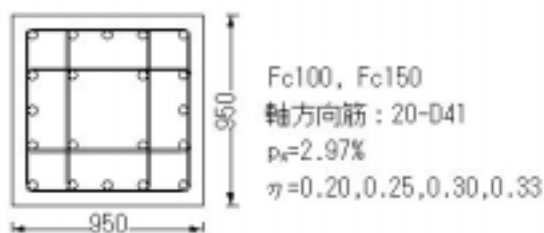


図-5.1 検討RC柱断面

表-5.1 検討ケース一覧

検討ケース名	コンクリート設計基準強度	軸力比	荷重方法	
C100-020-A	Fc100	0.20	一括	
C100-025-A		0.25		
C100-030-A		0.30		
C100-033-A		0.33		段階
C100-033-B				
C150-020-A	Fc150	0.20	一括	
C150-025-A		0.25		
C150-030-A		0.30		
C150-033-A		0.33		段階
C150-033-B				

$\gamma=N/(B \cdot D \cdot F_c)$ N: 荷重軸力, B: 柱断面幅, D: 柱断面せい, F_c : コンクリート設計基準強度

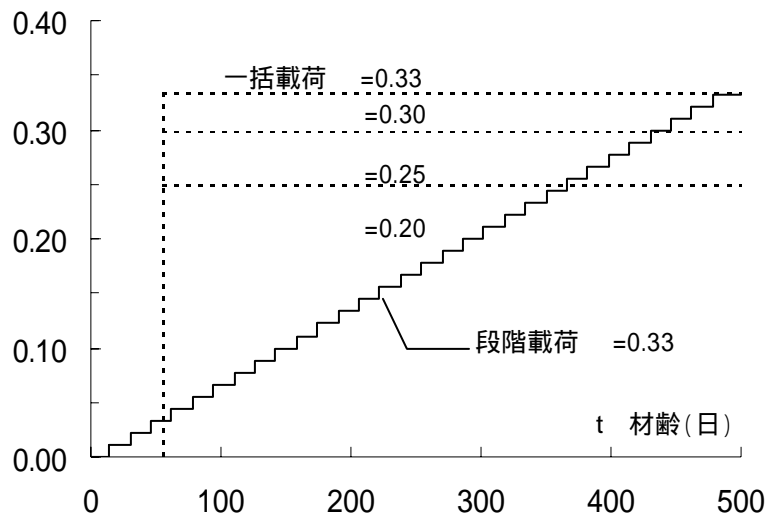


図-5.2 載荷履歴条件

5.2.2 長期ひずみおよび軸力負担の算定方法

長期荷重および収縮によるRC柱の軸方向のひずみ(ϵ_{total})は式(5-1)で与えられる。鉛直応力に依存するひずみは、弾性ひずみとクリープひずみの和($\epsilon_{elastic} + \epsilon_{creep}$)であり、この量は、クリープ係数($\epsilon(t, t_0)$)を用い、4章で示すコンクリートの等価ヤング係数法および重合法²⁾により、一括載荷では式(5-2)、段階載荷では式(5-3)で求められる。ここでは、軸方向筋とコンクリートは完全付着を仮定する。クリープ係数($\epsilon(t, t_0)$)は、3章で提案した修正CEB-FIP model code 1990¹⁾(式(5-4)～式(5-11)に示す)により算定する。

収縮によるひずみ($\epsilon_{shrinkage}$)は、超高強度コンクリートの場合、材齢7日程度までに生じる自己収縮による影響が大きく、水結合材比が低い高強度ほどその量は大きくなると報告されている³⁾。配合や収縮低減剤の有無、断面寸法や拘束状態などでRC柱における自己収縮ひずみは異なり、これらの影響を含めて定量的に示す資料はない。ここでは文献^{3), 4)}を参考に、Fc100およびFc150のRC柱の $\epsilon_{shrinkage}$ は、軸力載荷以前にそれぞれ200 μ および300 μ 生じると考え、載荷以降は生じないとする。

$$\epsilon_{total} = \epsilon_{shrinkage} + \epsilon_{elastic} + \epsilon_{creep} \quad \text{----- (5-1)}$$

ϵ_{total} : 全ひずみ

$\epsilon_{shrinkage}$: 収縮によるひずみ

$\epsilon_{elastic}$: 弾性ひずみ

ϵ_{creep} : クリープによるひずみ

$$\varepsilon_{elastic} + \varepsilon_{creep} = \frac{N}{A_S E_S + \frac{A_C E_{C56}}{1 + \phi(t, t_0)}} \quad \text{----- (5-2)}$$

As: 軸方向筋断面積

Es: 鋼材ヤング係数

Ac: コンクリート断面積

Ec56: コンクリートヤング係数(材齢56日)

$\phi(t, t_0)$: t_0 日載荷の材齢 t 日のクリープ係数

$$\varepsilon_{elastic} + \varepsilon_{creep} = \sum \frac{N_i}{A_S E_S + \frac{A_C E_{C56}}{1 + \phi(t, t_0 - i)}} \quad \text{----- (5-3)}$$

N_i : i ステップに加わる長期 軸力

As: 軸方向筋断面積

Es: 鋼材ヤング係数

Ac: コンクリート断面積

Ec56: コンクリートヤング 係数(材齢56日)

$\phi(t, t_0 - i)$: i ステップでの $t_0 - i$ 日載荷による材齢 t 日のクリープ係数

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t - t_0) \quad \text{----- (5-4)}$$

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad \text{----- (5-5)}$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/RH_0}{0.46 \cdot (h/h_0)^{1/3}} \quad \text{----- (5-6)}$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{8.2}{(f_{cm}/f_{cm0})^{0.84}} \quad \text{----- (5-7)}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_0/t_1)^{0.2}} \quad \text{----- (5-8)}$$

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{(t - t_0)/t_1}{\beta_H + (t - t_0)/t_1} \right]^{0.3} \quad \text{----- (5-9)}$$

$$\beta_H = 150 \cdot \left[1 + \left(1.2 \cdot \frac{RH}{RH_0} \right)^{18} \right] \cdot \frac{h}{h_0} + 250 \leq 1500 \quad \text{-- (5-10)}$$

$$h = 2A_c/u \quad \text{----- (5-11)}$$

$\phi(t, t_0)$: 材齢 t_0 日で載荷の材齢 t 日でのクリープ係数

ϕ_0 : 理論(終局)クリープ係数

$\beta_c(t - t_0)$: 材齢 t に依存するクリープの進行を表す関数

RH: 相対湿度(%), RH_0 : 100%

f_{cm} : 材齢 28 日圧縮強度(N/mm²), f_{cm0} : 10 N/mm²

h : 仮想部材厚(mm), h_0 : 100mm

A_c : 部材断面積,

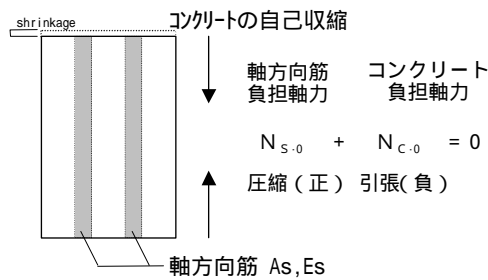
u : 部材断面の外気に接する部分の長さ

t_1 : 1 日

本検討での、コンクリートおよび軸方向筋の負担軸力の推移状況（一括載荷の場合の概念）を図-5.3 に示す。載荷前では、コンクリートの自己収縮により、軸方向筋は、コンクリートとの付着を介して、コンクリートの自由収縮を抑える働きとなり、圧縮ひずみ(Shrinkage)および圧縮力 (N_{S-0}) が生じる。一方、コンクリート側は、軸方向筋の圧縮力とつりあう引張力 (N_{C-0}) が生じる(式(5-12),式(5-13))。載荷軸力に対しては、軸方向筋側は、式(5-2)もしくは式(5-3)で求められた弾性ひずみとクリープひずみの和 ($\varepsilon_{elastic} + \varepsilon_{creep}$)に軸方向筋の軸剛性 ($E_S \cdot A_S$) を乗じた圧縮力を負担し、それ以外をコンクリートが負担することとなる(式(5-14),式(5-15))。

最終的な軸力は、軸方向筋が $N_{S-0} + N_S$ を、コンクリートが $N_{C-0} + N_C$ を負担する。本来であれば、自己収縮によるコンクリートの軸力 (N_{C-0} , (引張)) は、クリープひずみを算定する際に影響すると考えられるが、載荷軸力によるコンクリートの負担軸力 (N_C) と比較し、十分小さいので、クリープひずみ算定には考慮していない。

載荷前 収縮による軸力



載荷後 載荷軸力

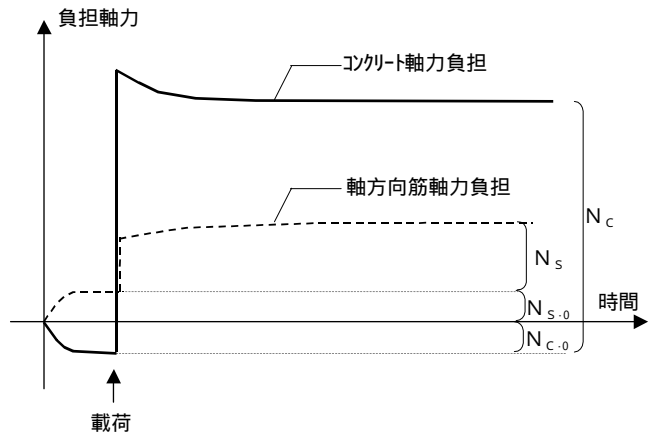
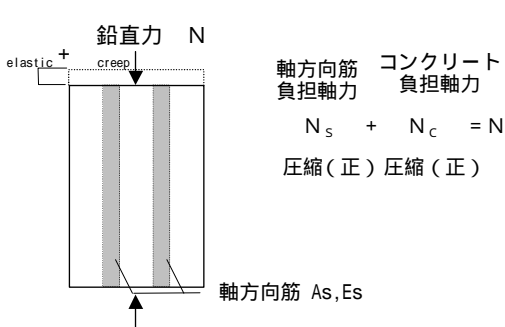


図-5.3 コンクリートおよび軸方向筋での負担軸力の推移状況

$$N_{S-0} = \varepsilon_{shrinkage} \cdot E_S \cdot A_S \quad \text{----- (5-12)}$$

$$N_{C-0} = -N_{S-0} \quad \text{----- (5-13)}$$

$$N_S = (\varepsilon_{elastic} + \varepsilon_{creep}) \cdot E_S \cdot A_S \quad \text{----- (5-14)}$$

$$N_C = N - N_S \quad \text{----- (5-15)}$$

$N_{S.0}$: 自己収縮による軸方向筋の軸力
$N_{C.0}$: 自己収縮によるコンクリートの軸力
N_S	: 載荷軸力における軸方向筋の負担軸力
N_C	: 載荷軸力におけるコンクリートの負担軸力
N	: 載荷軸力
Shrinkag	: (自己) 収縮によるひずみ Fc100 では 200 μ , Fc150 では 300 μ とする。
E_S	: 鋼材のヤング係数
A_S	: 軸方向筋の断面積
$\epsilon_{elastic} + \epsilon_{creep}$: 弾性ひずみとクリープひずみの和 式(5-2)もしくは式(5-3)より算出

5.2.3 長期ひずみおよび軸力負担の算定結果

各ケースでの長期軸ひずみおよび軸力負担の算定結果を、Fc100 および Fc150 の R C 柱について、それぞれ図-5.4 および図-5.5 に示す。

左列の図は、R C 柱の軸ひずみの材齢 3000 日までの推移を示す。軸ひずみの内訳 ($\epsilon_{shrinkage}$: 収縮によるひずみ, $\epsilon_{elastic}$: 弾性ひずみ, ϵ_{creep} : クリープによるひずみ) を図中に示す。材齢 7 日までに $\epsilon_{shrinkage}$ が生じ、材齢 56 日の一括載荷においては、載荷時に $\epsilon_{elastic}$ が生じ、これ以降 ϵ_{creep} が漸増している。段階載荷においては、材齢 14 日から 478 日までで載荷割合に応じて $\epsilon_{elastic}$ が生じ、材齢 14 日以降 ϵ_{creep} が漸増している。

一括載荷の場合、最終的(材齢 3000 日)に、 ϵ_{creep} は荷重レベルにかかわらず Fc100 の R C 柱で、 $\epsilon_{elastic}$ の約 6 割、Fc150 の R C 柱で、 $\epsilon_{elastic}$ の約 4 割となっている。これらの割合は、R C 柱としての等価なクリープ係数に相当するが、実験で得られているプレーンコンクリートシリンダーの最終クリープ係数(0.6~1.0 程度)と比較すると、かなり小さい値となっている。これは、断面寸法、軸方向筋の存在、載荷方法が影響を及ぼしている。後に、この考察を行う。

右列の図は、R C 柱における軸力負担の材齢 3000 日までの推移を示す。図中の点線は、弾性計算による軸力負担を示す。材齢 7 日までにコンクリートの自己収縮により、軸方向筋は、圧縮力 ($N_{S.0}$) が生じ、コンクリート側は、引張力 ($N_{C.0}$) が生じている。載荷時には軸剛性に応じて、軸力が分担されるが、コンクリートのクリープの影響でコンクリートから軸方向筋に軸力が徐々に移行していることが表現できている。また、弾性計算による軸力負担と比較し、本検討の計算結果は、軸方向筋の負担が大きくなっており、特に軸力比が低い場合は、その違いが大きいことがわかる。

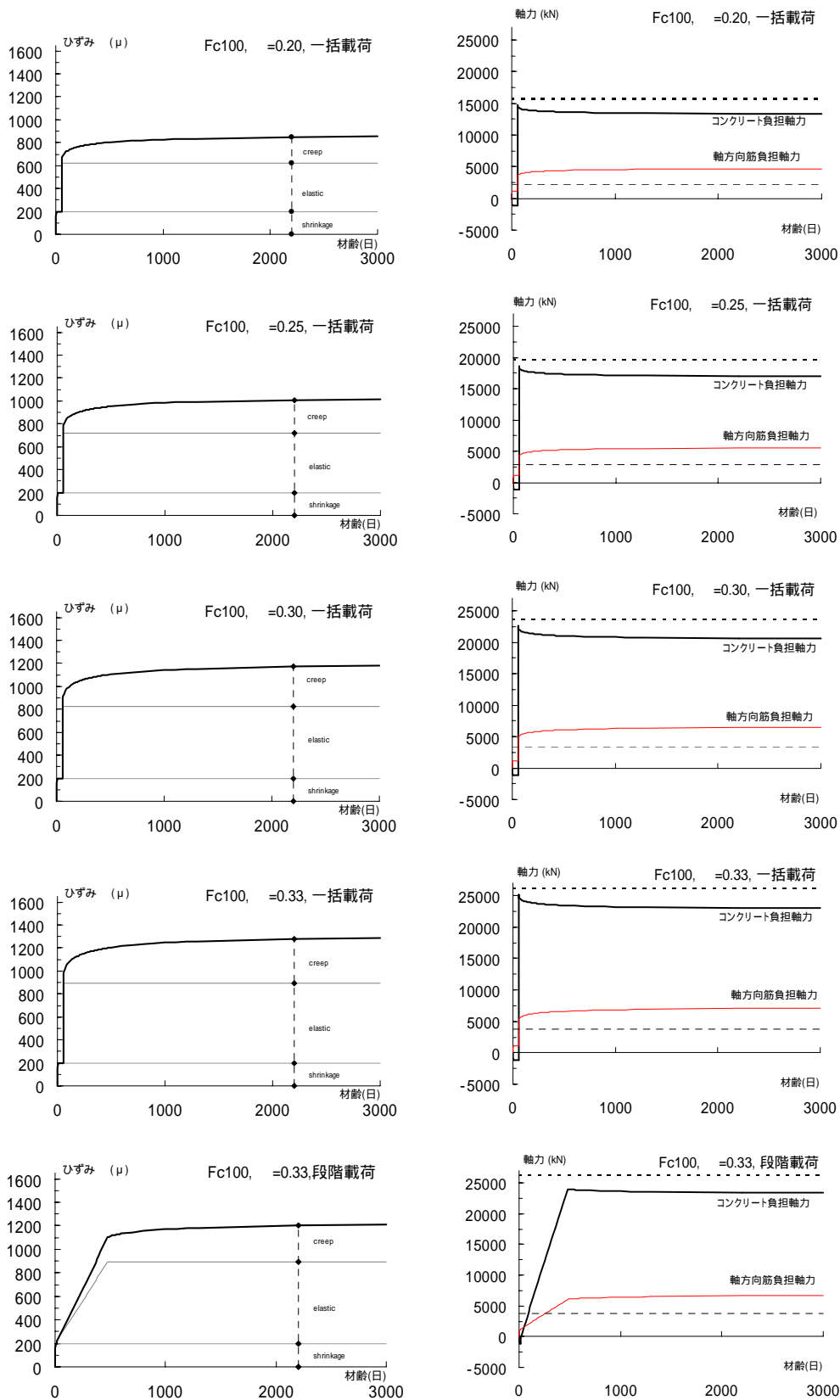


図-5.4 軸ひずみ推移および軸力負担推移 計算結果 (Fc100)

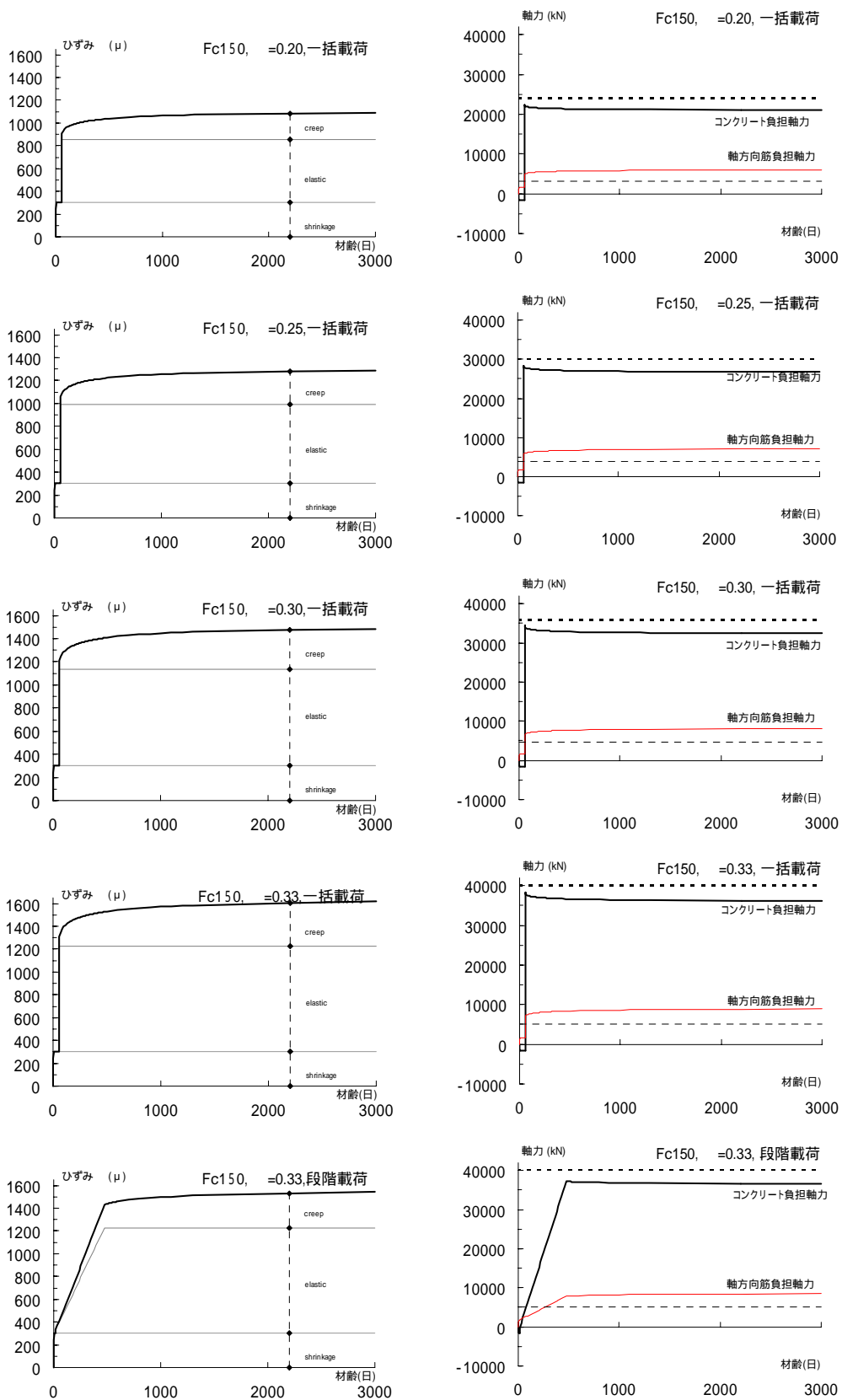


図-5.5 ひずみ推移および軸力負担推移 計算結果 (Fc150)

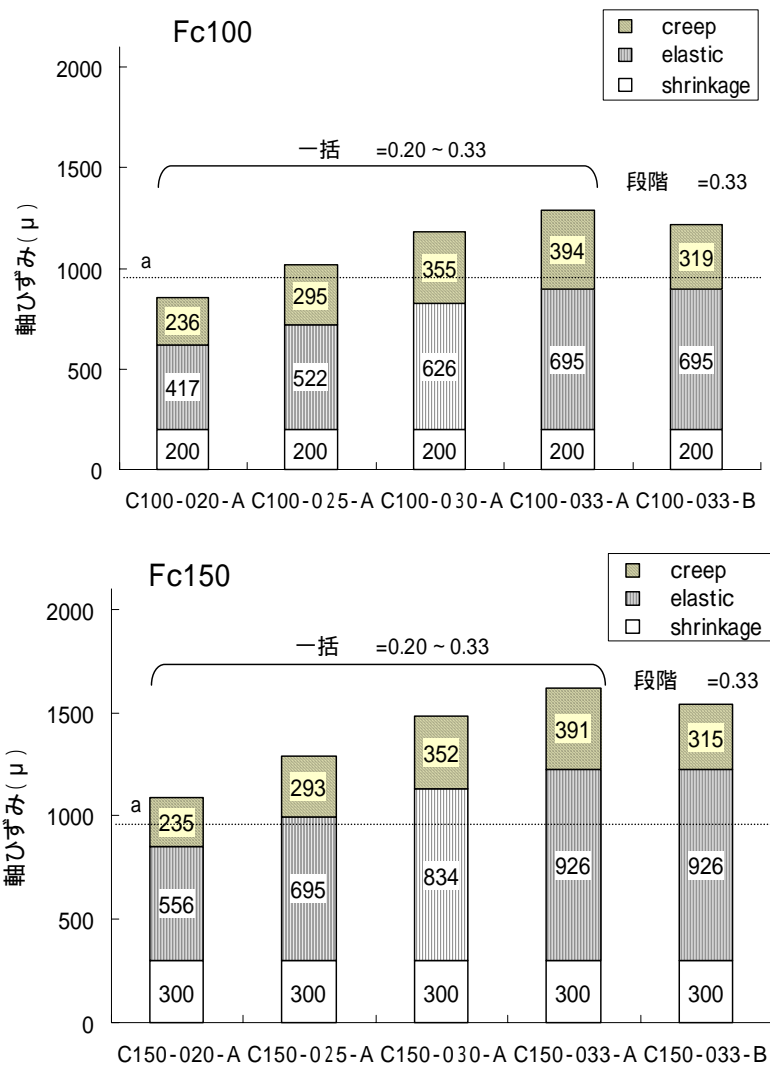


図-5.6 最終軸ひずみの計算結果

図-5.6 に本検討での材齢 3000 日の RC 柱の軸ひずみ計算結果をケースごとに示す。全軸ひずみ ($\text{shrinkage} + \text{elastic} + \text{creep}$) は、軸力比 () が高くなるほど大きくなり、同じ軸力比では、一括載荷のほうが段階載荷より大きく、Fc150 のほうが、Fc100 より大きくなっている。

鉄筋コンクリート構造計算規準(日本建築学会 1999)⁵⁾に示される太径鉄筋の許容圧縮応力度 $200\text{N}/\text{mm}^2$ に相当する許容ひずみ ($a : 976\mu$) を図-5.6 に点線で示す。圧縮鉄筋の軸ひずみを許容ひずみ内に留めようとすると、Fc100 は 0.24, Fc150 は 0.17 となり、強度が高いと軸力比の適用範囲がより制限されることがわかる。このことに対する課題を事項に述べる。

クリープによるひずみ (creep) に関しては、Fc100 の RC 柱では、一括載荷の場合、荷重レベルにかかわらず弾性ひずみ elastic の 57%、段階載荷の場合 elastic の 46% となって

おり、Fc150のRC柱では、 ϵ_{creep} は一括載荷の場合 $\epsilon_{elastic}$ の42%、段階載荷の場合 $\epsilon_{elastic}$ の34%となっている。これらの割合は、RC柱としての等価なクリープ係数と考えられる。このRC柱の等価なクリープ係数が、シリンダープレーンコンクリートのクリープ係数と比べ、計算上小さい。このことの検討を以下に行う。

100mm H200mm プレーンコンクリートのシリンダー (Case 1: 一括載荷)、950mm のプレーンコンクリート (Case 2: 一括載荷) および 950mm の軸方向筋比 3% の RC 柱 (Case 3: 一括載荷, Case 4: 段階載荷) について、式(5-3)～式(5-11)を用いて計算した最終クリープ係数を、表-5.2 および図-5.7 に示す。図 5-7 は、載荷材齢と最終クリープ係数の関係を表し、300mm のプレーンコンクリートおよび軸方向筋比 (pg) 1.0, 2.0% の 950mm RC 柱についても示す。材齢 14 日から 478 日の段階載荷の Case 4 では、載荷材齢が最終クリープ係数に及ぼす影響を表す係数 (t_0) について、一括載荷で等価となるような \bar{t}_0 を求め、その等価材齢 $\bar{t}_0 = 174$ で算定を行った。

また、RC柱の場合、式(5-16)に示すように等価なクリープ係数 ϕ_o' が算出できる。これをあわせて表中に示す。

$$\phi_o' = \frac{\epsilon_{creep}}{\epsilon_{elastic}} = \frac{(\epsilon_{creep} + \epsilon_{elastic}) - \epsilon_{elastic}}{\epsilon_{elastic}} = \frac{\frac{1}{A_s E_s + \frac{A_c E_c}{(1 + \phi_o)}} - \frac{1}{A_s E_s + A_c E_c}}{\frac{1}{A_s E_s + A_c E_c}} = \frac{\phi_o}{n \cdot p_g \cdot (1 + \phi_o) + 1} \quad \text{----- (5-16)}$$

- ϕ_o' : RC柱としての最終クリープ係数
- $\epsilon_{elastic}, \epsilon_{creep}$: 弾性ひずみ, クリープひずみの和
- ϕ_o : コンクリートの最終クリープ係数
- $A_s E_s$: 軸方向筋の軸剛性
- $A_c E_c$: コンクリートの軸剛性
- n : ヤング係数比 $= E_s / E_c$
- p_g : 軸方向筋比

表-5.2 および図-5.7 から、プレーンコンクリートシリンダーで (Case1), Fc100 の場合で $\phi_o = 1.06$, Fc150 の場合で $\phi_o = 0.76$ となっているのに対し、段階載荷の 950mm (pg=3%) RC柱で (Case4), Fc100 の場合で $\phi_o' = 0.50$, Fc150 の場合で $\phi_o' = 0.37$ となっている。断面寸法、軸方向筋の存在、載荷方法の影響により、最終クリープ係数が約半分になっていることがわかる。

表-5.2 最終クリープ係数

検討 ケース	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	備考
	シリンダー 100,H200	950 x 950 柱			
	プレーンコンクリート		軸方向筋(Pg=3%) + コンクリート		鉄筋の有無
	材齢 56 日 一括載荷			材齢 14 ~ 478 日 段階載荷	載荷条件
RH	2.096 (h=50mm)	1.517 (h=475mm)			断面寸法,湿度 式(5-6),RH=60%
(fcm)	1.185 (Fc100) 0.843 (Fc150)				コンクリート強度 式(5-7)
(to)	0.428 (to = 56)			0.344 (to = 174 相当)	載荷材齢 式(5-8)
o	1.063 (Fc100) 0.756 (Fc150)	0.770 (Fc100) 0.547 (Fc150)		0.619 (Fc100) 0.440 (Fc150)	最終クリープ係数 式(5-5)
o'			0.614 (Fc100) 0.460 (Fc150)	0.503 (Fc100) 0.373 (Fc150)	RC 等価最終クリープ係数 式(5-16)

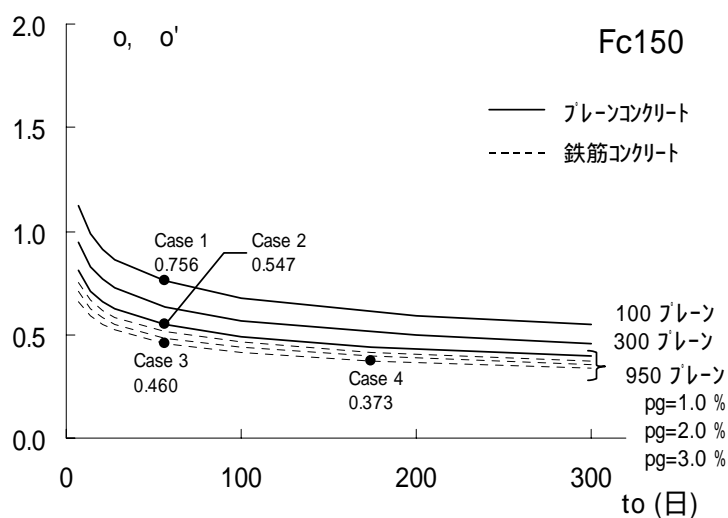
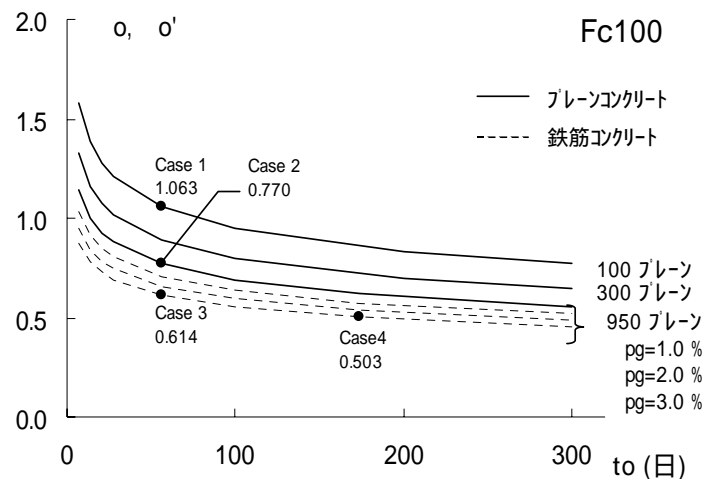


図-5.7 載荷材齢・最終クリープ係数関係

5.2.4 軸方向鋼材の許容応力度

前項の検討に示されるように、コンクリートの長期許容応力度とともに、圧縮力を受ける軸方向筋の長期許容応力度の設定が設計における課題となる。超高強度コンクリートを使用したRC柱に対し、必要とされる性能項目を挙げ、軸方向筋やコンクリートのひずみおよび部材のひずみを、所要の値以内にとどめる方法の提案および検討項目を示す。

(1) 軸方向筋の弾性範囲の確保

高強度鉄筋を使用し、十分な安全率を確保して、長期荷重に対し制限をする軸方向筋の圧縮応力度を設定する。

(2) コンクリートのひずみ制限

圧縮側をコンクリートの圧縮ひずみで、引張側を軸方向筋の引張ひずみで制限する。

(3) RC部材としてのひずみの制限

柱部材の軸ひずみが建物架構にどう影響するかを、クリープ変形を考慮した架構解析を行う。

これら方法を具現化するため次項の検討が必要となる。

(1)については、高強度材料を使用したRC柱について、高軸力を長期に亘って載荷した後の耐震性能を評価し、圧縮軸方向筋の安全性を把握する。

(2)については、コンクリートの引張は、ひび割れ幅を制御するため、引張鉄筋のひずみで約 1000 μ 若しくはそれ以下のひずみを制限値とし、圧縮は、コンクリートのひずみで評価する。

(3)については、施工過程を考慮した段階載荷や実断面寸法の影響を考慮したクリープ評価法を確立する。

(1)および(2)について、軸力を長期載荷した後の地震時の断面解析を行い、安全性能検討を5.3項で行う。(3)について、クリープ予測法を用いて、施工過程やクリープ変形を考慮した架構解析を5.4項で行う。

5.3 長期載荷後のRC柱の耐震性能

5.3.1 検討対象断面

5.2 で示したように、超高強度コンクリートを用いたRC柱においては、弱材齢時のコンクリートに自己収縮が生じ、軸方向筋に圧縮力が加わる。また、その後、軸力載荷時に弾性変形により圧縮力が加わるとともに、コンクリートのクリープにより、コンクリートから軸方向筋への軸力が移行し、弾性解析による軸方向筋の軸力負担より大きい軸力が、軸方向筋の軸力負担となる。

これに対し、現状の設計法においては、軸方向筋の長期許容応力度は、規格降伏応力度に関わらず、圧縮側も引張側と同じ数値となっており、この値の使用においては、超高強度コンクリートを使用したRC柱の長期軸力の範囲が大きく制限されてしまうこととなる。

そこで、高強度材料を使用したRC柱について、高軸力を長期に亘って載荷した後の耐震性能を評価し、圧縮鉄筋の安全性および制限するコンクリートの圧縮ひずみの適正を把握する目的で、断面解析によるケーススタディを行う。

解析を行う対象RC柱断面を図-5.8に示す。検討ケースを表-5.3に示す。変数は、長期軸力に対し、弾性ひずみのみを考慮したケースと弾性ひずみに加えコンクリートの自己収縮およびクリープを考慮したケース、軸方向筋にSD395を使用したケースとSD685を使用したケースで、これらのケースを組み合わせると2x2=4通りのケースとする。軸力比は、0.333とし、設計基準強度はFc150、軸方向筋比は2.97%とする。

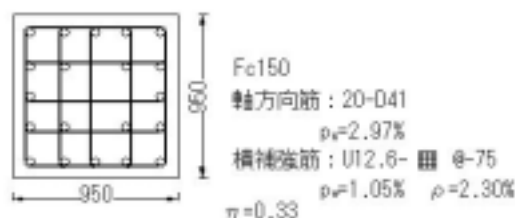


図-5.8 検討RC柱断面

表-5.3 検討ケース

	断面 mm (Fc)	軸方向筋 材種	軸方向 筋比 pg	せん断補 強筋比 pw	横補強筋 体積比	軸力 (kN)	自己収縮・クリープ*
Case-1-1	900x900 (150 N/mm ²)	SD390	2.97 %	1.05 %	2.30 %	45,125 kN (0.333)	考慮せず
Case-1-2							考慮
Case-2-1		SD685					考慮せず
Case-2-2							考慮

* : 軸力比 = $N / (B \cdot D \cdot F_c)$ N : 載荷軸力, B : 柱幅, D : 柱せい, Fc : コンクリート圧縮強度

5.3.2 断面解析算定方法

(1) 長期軸力分担

長期軸力分担の算定を表 5.4 に示す。弾性ひずみのみを考慮する Case1-1 および Case2-1 では、長期軸力は、軸剛性に応じて分担され、式(5-17)および式(5-18)より、軸方向筋の負担割合が 11 %、コンクリートの負担割合が 89 %となる。これに対し、弾性ひずみに加えコンクリートの自己収縮およびクリープを考慮する Case1-2 および Case2-2 では、弾性軸剛性による軸力の分担に加え、自己収縮およびクリープによるコンクリートから軸方向筋への軸力移行が生じる。これは式(5-19)～式(5-24)で表すことができる。この結果、軸方向筋の負担割合が 19 %と大きくなり、コンクリートの負担割合が 81 %と小さくなる。また、弾性ひずみのみを考慮した Case1-1 および Case2-1 では、軸方向筋の応力度が 190N/mm² であるのに対し、自己収縮およびクリープを考慮する Case1-2 および Case2-2 では 316N/mm² である。この値は、鉄筋コンクリート構造計算規準(日本建築学会 1999)に示される太径鉄筋の許容圧縮応力度 200N/mm² の 1.6 倍の値であり、SD390 の規格降伏応力度に対して 0.81 倍、SD685 の規格降伏応力度に対して 0.46 倍である。

表-5.4 長期軸力分担

	载荷軸力 (kN)	軸方向筋軸力負担 (kN)	コンクリート軸力負担 (kN)	軸方向 ひずみ (μ)
Case1-1 Case2-1	N = 45,125	$N_{S-E} = 5,091$ [11.3 %, $s=190\text{N/mm}^2$]	$N_{C-E} = 40,034$ [88.7 %, $c=45.7 \text{ N/mm}^2$]	926
Case1-2 Case2-2		$N_S = 8,470$ [18.8 %, $s=316\text{N/mm}^2$]	$N_C = 36,655$ [81.2 %, $c=41.9 \text{ N/mm}^2$]	1,541

[] 内には、軸力負担割合および応力度を示す。

$$N_{S-E} = N \cdot \frac{A_S \cdot E_S}{A_S \cdot E_S + A_C \cdot E_C} \quad \text{----- (5-17)}$$

$$N_{C-E} = N \cdot \frac{A_C \cdot E_C}{A_S \cdot E_S + A_C \cdot E_C} \quad \text{----- (5-18)}$$

$$N_S = N_{S-E} + N_{S-O} + N_{S-C} \quad \text{----- (5-19)}$$

$$N_C = N_{C-E} + N_{C-O} + N_{C-C} \quad \text{----- (5-20)}$$

$$N_{S-O} = \varepsilon_{shrinkage} \cdot E_S \cdot A_S \quad \text{----- (5-21)}$$

$$N_{C-O} = -N_{S-O} \quad \text{----- (5-22)}$$

$$N_{S-C} = \varepsilon_{creep} \cdot E_S \cdot A_S \quad \text{----- (5-23)}$$

$$N_{C-C} = -N_{S-C} \quad \text{----- (5-24)}$$

N	: 載荷軸力
N_{S-E}	: 弾性ひずみによる軸方向筋の軸力
N_{C-E}	: 弾性ひずみによるコンクリートの軸力
$A_S \cdot E_S$: 軸方向筋の軸剛性
$A_C \cdot E_C$: コンクリートの軸剛性
N_S	: 自己収縮・クリープを考慮した軸方向筋負担軸力
N_C	: 自己収縮・クリープを考慮したコンクリート負担軸力
N_{S-O}	: 自己収縮による軸方向筋の軸力
N_{C-O}	: 自己収縮によるコンクリートの軸力
N_{S-C}	: クリープによる軸方向筋の軸力
N_{C-C}	: クリープによるコンクリートの軸力
Shrinkage	: 自己収縮ひずみ 5.2 項での検討の図-5.6 より 300μ
creep	: クリープひずみ 5.2 項での検討の図-5.6 より 315μ

(2) 断面解析

各解析ケースで上記軸力をコンクリートおよび軸方向筋に負担させ、平面保持を仮定し、断面の曲率を漸増させるファイバーモデルによる断面解析を行う。ファイバーモデルは、かぶりコンクリート部分（プレーンコンクリート）と横補強筋によって囲まれたコアコンクリート部分（拘束コンクリート）をそれぞれ考慮できるモデルとする。材料の応力-ひずみ関係は、プレーンおよび拘束コンクリートについては $100 \sim 180 \text{ N/mm}^2$ を対象として 2 章で提案したモデルを、鉄筋については完全弾塑性モデルを用いる。図-5.9 にプレーンおよび拘束コンクリートの応力-ひずみ関係を示す。

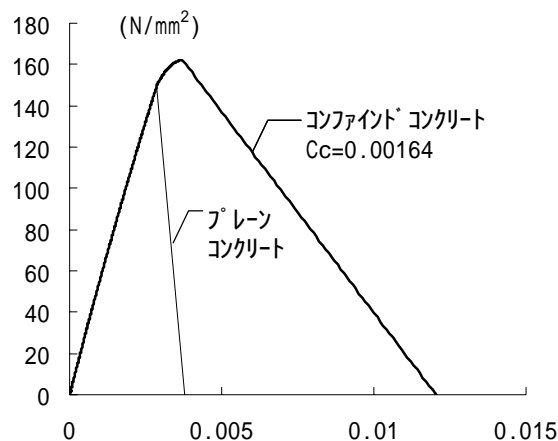


図-5.9 プレーンおよび拘束コンクリートの応力-ひずみ関係

5.3.3 解析結果および考察

解析結果として、各ケースでのモーメント曲率関係を図-5.10 に示す。図には軸方向筋の圧縮および引張降伏時およびカバーコンクリートの剥離時を示す。なお、カバーコンクリートの剥離は圧縮縁ひずみが 3000 μ に達した時点と定義した。

軸方向筋に SD390 を使用した Case1-1 および Case1-2 では、1 次ピークであるカバーコンクリートの剥離以前に軸方向筋の圧縮降伏が生じている。1 次ピークは Case1-2 が Case1-1 より多少小さいが、2 次ピークはほぼ同じ値となっている。Case1-2 では、軸方向筋の圧縮降伏が 1 次ピーク時耐力の約 35% 時点と早期に生じている。これは、長期軸力設定時に自己収縮およびクリープを考慮しているので、軸方向鉄筋の応力度が、SD390 の規格降伏応力度の 0.81 倍と高くなっていたためである。

軸方向鉄筋に SD685 を使用した Case2-1 および Case2-2 では、1 次ピークと 2 次ピークの間で軸方向筋の圧縮降伏が生じている。モーメント・曲率関係は、Case2-1 と Case2-2 でほぼ同じ形状となっている。Case2-2 では、軸方向筋の圧縮降伏が Case2-1 よりは早期に生じるが、1 次ピークの直後となっている。

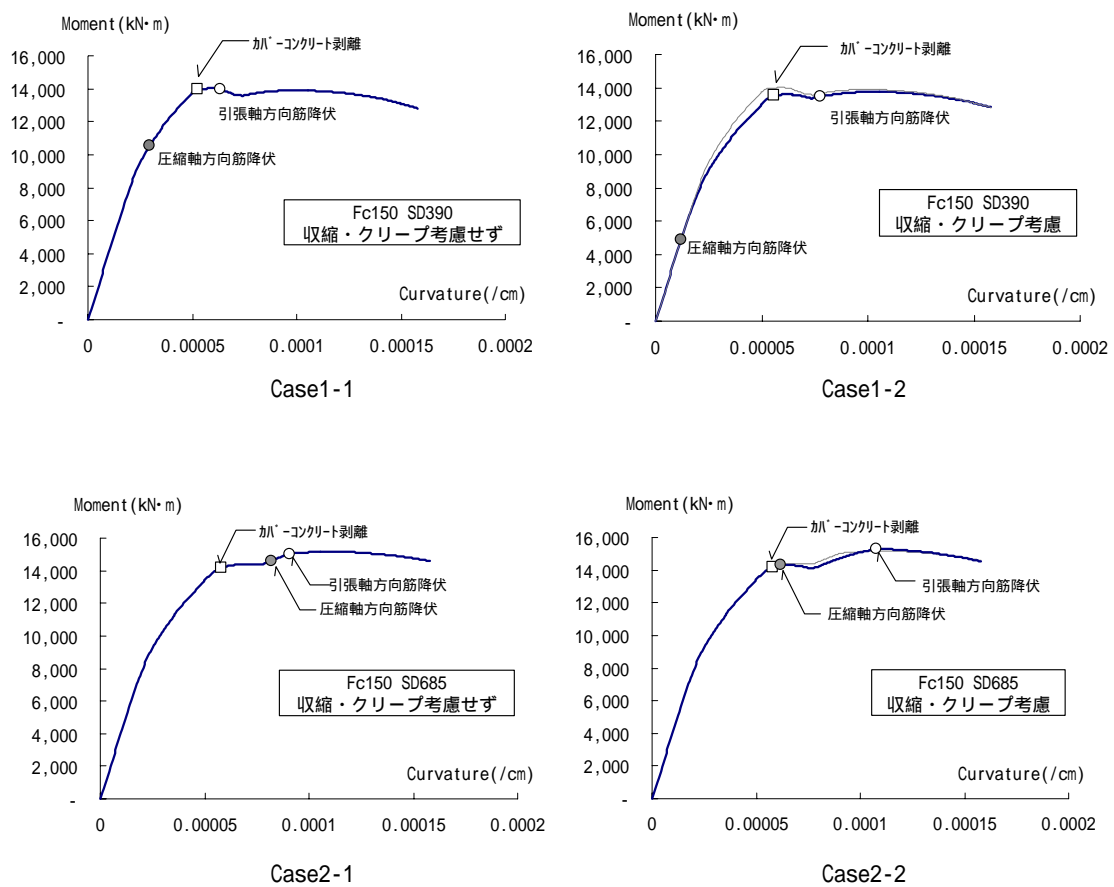


図-5.10 解析結果 モーメント曲率関係

以上の検討から，

軸力比で 1 / 3 相当の長期軸力を負担する超高強度コンクリートを用いた R C 柱において，軸方向筋に普通強度鋼材（たとえば SD390 など）を使用した場合，低い水平力レベルで，圧縮鉄筋が降伏をする可能性がある。これに対し，軸方向鉄筋の高強度鋼材（SD685 等）を用いると，早期の圧縮降伏が回避できる結果となった。

超高強度コンクリートを用いた R C 柱の長期設計においては，コンクリートの自己収縮やクリープの影響を考慮して軸方向ひずみを算定した上で，以下のことが適していると考えられる。

- ・ 軸力比 ($N / (B \cdot D \cdot F_c)$) を 1 / 3 以下として，コンクリートの圧縮ひずみを制限
- ・ 軸方向鉄筋の長期圧縮応力度を規格降伏強度の 1 / 2 として，早期の圧縮降伏を防止
- ・ 鉛直荷重により柱に大きな曲げモーメントが加わるような場合（たとえば，ロングスパン梁に取り付く外柱），ひび割れ幅を制御するため，引張軸方向筋のひずみを約 1000 μ 若しくはそれ以下のひずみに制限する。

このようにすれば，軸方向鉄筋に SD685 等の高強度鋼材を使用して，超高強度コンクリートの特性を活かして軸力比 1 / 3 程度の長期軸力まで設計可能となり，早期の軸方向筋圧縮降伏を避けることができる。ただし，この場合の長期許容応力は，鉄筋コンクリート構造計算規準⁵⁾に示される太径鉄筋の許容圧縮応力度 200N/mm² を上回る。この点に関し，さらなる実験的な評価や解析が必要と考えられ，これは今後の課題と考えられる。

5.3.4 構造実験

圧縮強度が 150N/mm^2 級のコンクリートを使用した RC 柱に圧縮力を長期載荷した後に、曲げせん断実験を行い、長期載荷による耐震性能への影響を検討する。

実験は、PCa 柱の打込みタイトルの安全性を把握することを目的として計画されたものであるが、本論文内では柱の長期載荷時の性状およびその後の耐震性状に関して述べ、タイトルの安全性については論文の対象外であるため割愛する。

(1) 試験体

試験体一覧を表-5.5 に、試験体配筋図を図-5.11 にそれぞれ示す。試験体は、配筋、使用材が同一の 2 体を作製し、DL150-1 は約 1 年間の長期軸力を載荷した後で地震力を模擬した曲げせん断実験に供し、DL150-0 は無載荷状態で約 1 年間経過させた後で曲げせん断実験を行う計画とした。試験体の組立て方法を図-5.12 に示す。柱部分は、3 面を打込みタイトルとした横打ちとし、シース管を用いた PCa 部材として製作した。基礎スタブおよび加力スタブは柱部分と同一バッチのコンクリートで作製し、材齢 7 日にグラウトモルタルによって柱部分と一体化させた。タイトルを含む柱断面の外面寸法は図-5.11 に示すように $295 \times 295\text{mm}$ である。ここでは、 $275 \times 275\text{mm}$ の範囲を構造断面と想定して、軸応力などを定めた。

表-5.5 試験体一覧

試験体名	加力方法	柱諸元
DL150-0	曲げせん断	$F_c = 150\text{N/mm}^2$ $b \times D = 275 \times 275\text{mm}$ (構造断面) $H = 815\text{mm}$
DL150-1	長期圧縮載荷後の曲げせん断	12-D16 (USD685) U6.4 \square @43

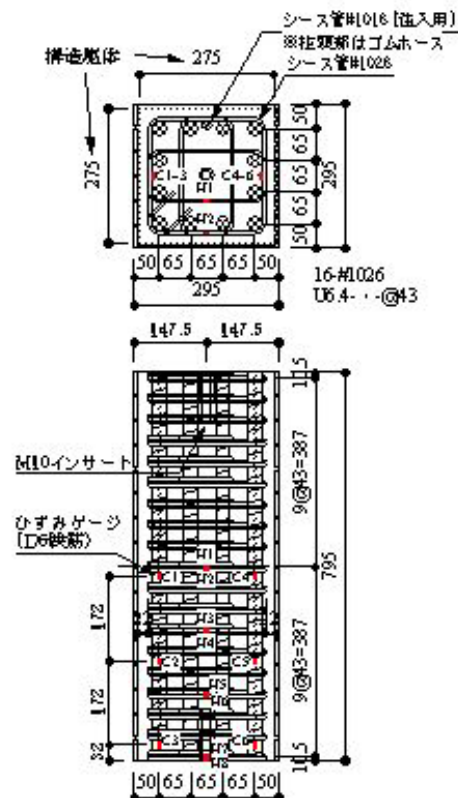


図-5.11 試験体配筋 (DL150-0,1 共通)

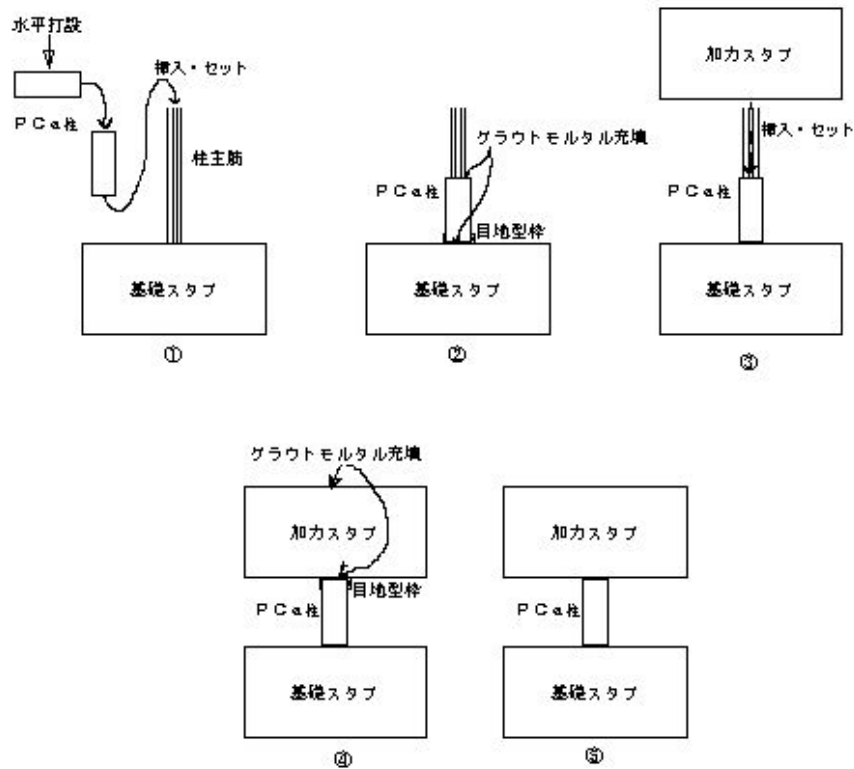


図-5.12 試験体の組立て方法

(2) 使用材料

コンクリートの調合とフレッシュ性状を表-5.6 および表-5.7 にそれぞれ示す。コンクリートは強度管理材齢を 91 日とした Fc150 を想定して調合した。実験時におけるコンクリートの強度試験結果を表-5.8 に、圧縮強度とヤング係数の推移を図-5.13 に示す。また、グラウトに用いたモルタルの強度試験結果を表-5.9 に、圧縮強度とヤング係数の推移を図-5.14 に示す。モルタルは材齢 56 日における目標強度を 100 N/mm^2 とし、プレミックスタイプのものをを用いた。曲げせん断実験を実施した材齢 1 年程度の時点では、コンクリート強度は 181 N/mm^2 、モルタルは 121 N/mm^2 であった。試験体に使用した主筋および帯筋の引張試験結果を表-5.10 に示す。

表-5.6 コンクリートの調合 (Fc150, 柱およびスタブ)

スランブ・フロー	空気量	W/C (%)	S/a (%)	単位水量	セメント種
70	1.0	17.0	39.4	150	VKC
	産地	密度			
S	大月砕砂	2.61			
G	大月砕石	2.62			
	水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
	W	C	S	G	SP-8HU
kg / m3	150	883	561	865	15.01

表-5.7 コンクリートのフレッシュ性状

打設部位	設計基準強度 [N/mm ²]	スランプフロー [cm x cm]	空気量 [%]	温度 []	単位容量 [kg/l]
柱	150	56.0 x 53.0	1.5	12.0	2.465

表-5.8 コンクリートの強度試験結果

試験体	材齢 [日]	養生方法	No.	圧縮強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [kN/mm ²]	ポアソン比	割裂強度 [N/mm ²]
柱 スタブ Fc150	7	現場封緘養生	1	112	-	-	-
			2	115	-	-	-
			3	115	-	-	-
			平均	114	-	-	-
	14	現場封緘養生	1	114	-	-	-
			2	113	-	-	-
			3	102	-	-	-
			平均	110	-	-	-
	21	現場封緘養生	1	131	41.0	0.25	-
			2	130	40.1	0.24	-
			3	133	39.5	0.24	-
			平均	131	40.2	0.24	-
	28	現場封緘養生	1	136	41.2	0.24	4.97
			2	134	40.6	0.23	4.87
			3	136	41.3	0.23	5.60
			平均	135	41.0	0.23	5.15
	35	現場封緘養生	1	143	41.7	0.24	-
			2	138	41.8	0.24	-
			3	135	40.7	0.25	-
			平均	139	41.4	0.24	-
	49	現場封緘養生	1	145	41.8	0.24	5.57
			2	144	41.0	0.23	4.71
			3	136	40.4	0.23	4.14
			平均	142	41.1	0.23	4.81
56	現場封緘養生	1	152	-	-	-	
		2	119	-	-	-	
		3	153	-	-	-	
		平均	141	-	-	-	
63	現場封緘養生	1	114	40.4	0.23	-	
		2	142	42.5	0.25	-	
		3	146	41.9	0.24	-	
		平均	134	41.6	0.24	-	
91	現場封緘養生	1	155	42.4	0.23	7.03	
		2	154	43.7	0.25	5.38	
		3	154	43.2	0.24	6.59	
		平均	154	43.1	0.24	6.33	
125	現場封緘養生	1	162	44.4	0.23	-	
		2	158	45.7	0.23	-	
		3	160	45.0	0.23	-	
		平均	160	45.0	0.23	-	
406	現場封緘養生	1	184	45.6	0.25	3.82	
		2	186	46.4	0.25	4.62	
		3	174	45.2	0.24	4.90	
		平均	181	45.7	0.25	4.45	

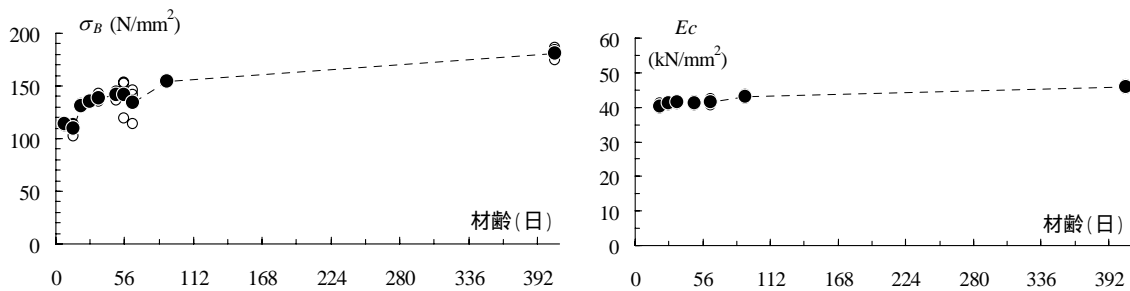


図-5.13 コンクリートの強度とヤング係数の推移 (は平均値)

表-5.9 モルタルの強度試験結果

材齢(日)	σ_B (N/mm ²)	E_c (kN/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	ν
3	57.6	-	-	-
	57.6	-	-	-
	57.1	-	-	-
	57.4	-	-	-
6	67.8	-	-	-
	70.3	-	-	-
	68.8	-	-	-
	69.0	-	-	-
14	73.9	31.3	5.0	0.22
	73.4	31.1	4.6	0.22
	77.4	33.3	4.3	0.22
	74.9	31.9	4.7	0.22
28	88.6	32.5	-	0.22
	83.5	34.4	-	0.23
	84.6	33.9	-	0.23
	85.6	33.6	-	0.23
56	96.8	35.8	-	0.23
	96.3	35.6	-	0.22
	98.8	35.4	-	0.22
	97.3	35.6	-	0.22
398	125.0	42.7	4.7	0.22
	119.0	38.3	6.2	0.23
	118.0	38.3	5.4	0.23
	120.7	39.8	5.4	0.23

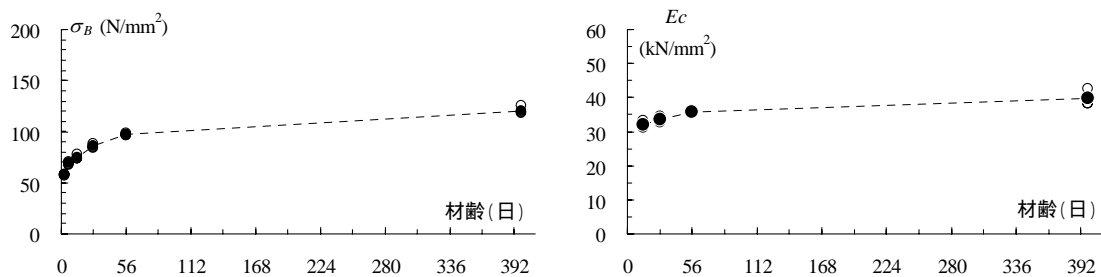


図-5.14 モルタルの強度とヤング係数の推移 (は平均値)

表-5.10 鉄筋の引張試験結果

鋼材	呼び径	降伏点 [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	伸び [%]	ヤング係数 [kN/mm ²]
SD685	D16	730	944	9.6	191
SBPD1275 /1420	U6.4	1380	1455	8.7	205

(3) 長期の軸力載荷および計測

長期の軸力載荷および計測の状況を図-5.15 に示す。試験体 DL150-1 の軸力載荷は、図-5.16 に示す計画に従い、実建物での積層過程を模擬した段階載荷を行った。初載荷は材齢 21 日で行った。軸応力は柱軸力を断面積 275 × 275mm で除した平均応力を示している。軸力載荷は材齢 1 年程度まで行い、その間、無載荷試験体 DL150-0 とともに、柱の軸縮みおよび軸方向鉄筋のひずみを計測した。なお、材齢 21 日までに収縮によって軸方向鉄筋に生じたひずみは 222 μ であった。

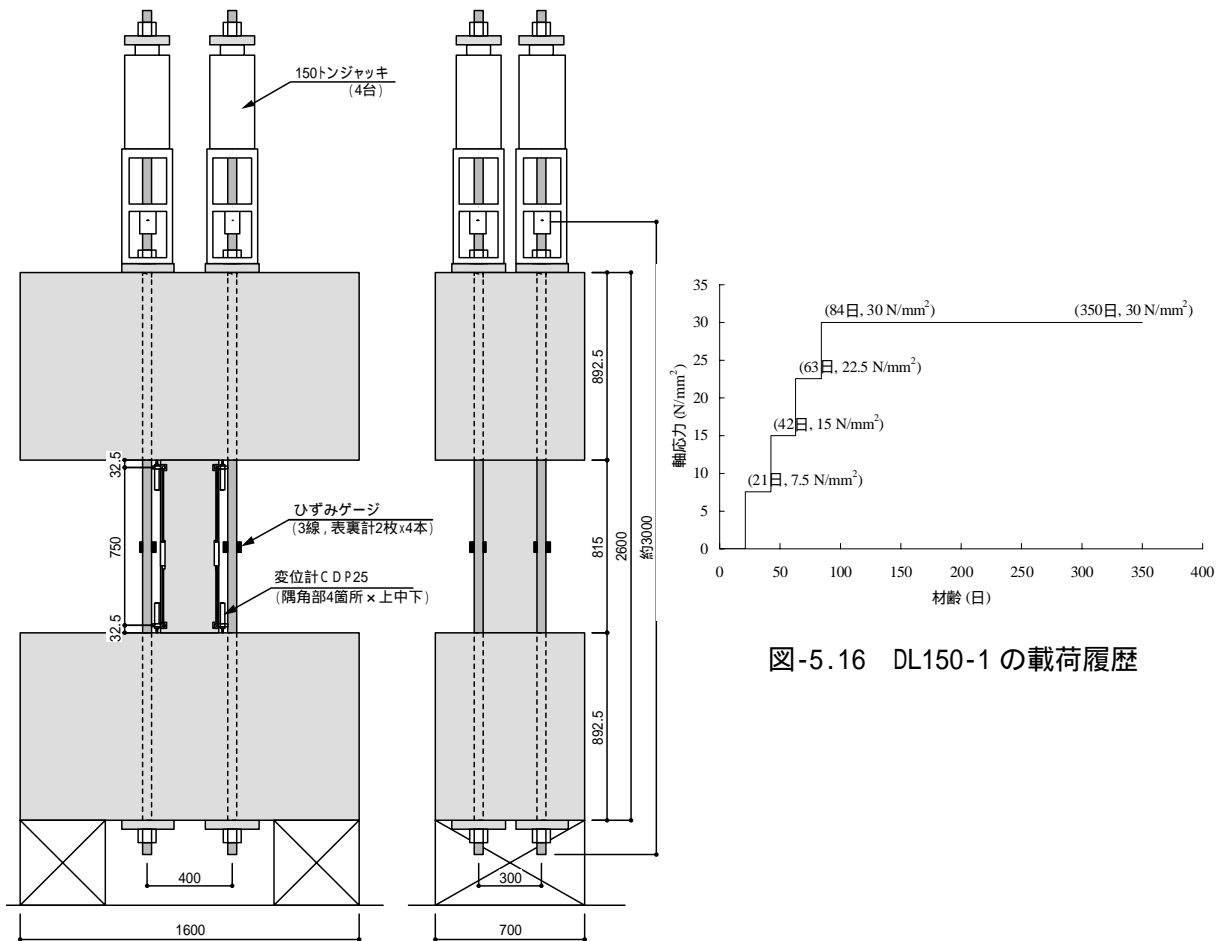


図-5.15 長期の軸力載荷および計測

図-5.16 DL150-1 の載荷履歴

(4) 曲げせん断実験の加力および計測

曲げせん断実験の加力装置を図-5.17 に、変動軸力荷方法を図-5.18 に示す。加力は、超高層集合住宅の下層階外柱を模擬し、変動軸力下の曲げせん断荷とした。長期軸力は $0.17 b \cdot D \cdot \sigma_B$ 、最大圧縮軸力は $0.47 b \cdot D \cdot \sigma_B$ 、最大引張軸力は $0.7 n \cdot a_y$ である（ここで、 b : 柱幅 275mm, D : 柱せい 275mm, σ_B : 実験時コンクリート強度 181N/mm^2 , n : 主筋本数 12 本, a_y : 主筋断面積 199 mm^2 , σ_y : 主筋の降伏点 730 N/mm^2 ）。荷履歴は、鉄筋コンクリート構造計算規準⁵⁾(RC 規準) で求めた短期許容せん断力 Q_{AS} に対して、 $Q_{AS}/4$, $Q_{AS}/2$ および Q_{AS} で各 3 回の繰り返しを行った後、部材角 $R = 1/200, 1/100, 1/50\text{ rad.}$ で各 3 回の繰り返し荷を行った。打込みタイルの安全性把握を目的としているため、弾性範囲の繰り返し荷を多数回行う計画とした。

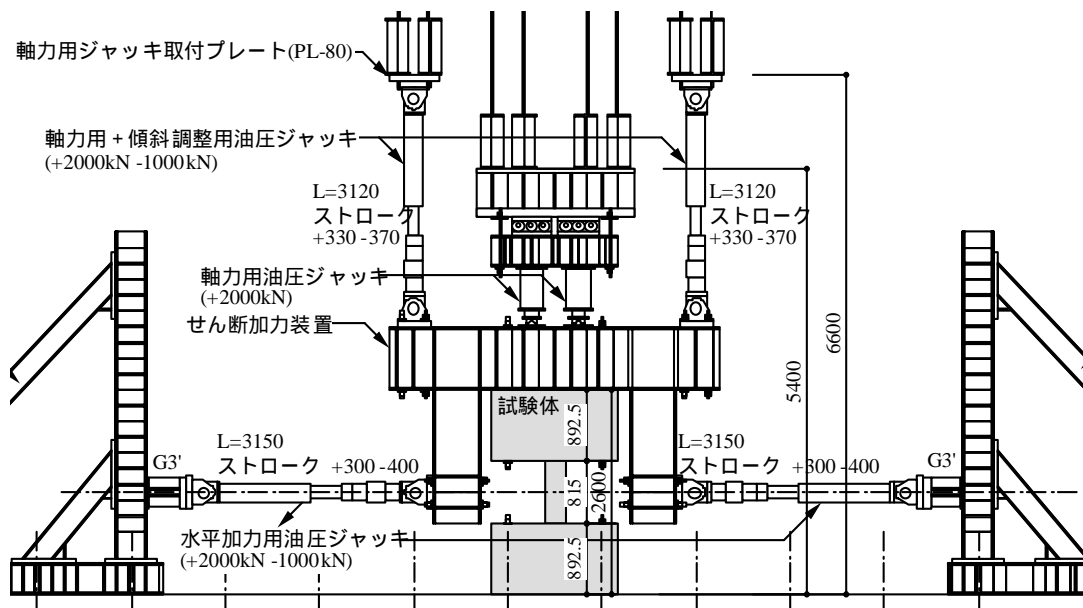


図-5.17 曲げせん断実験加力装置

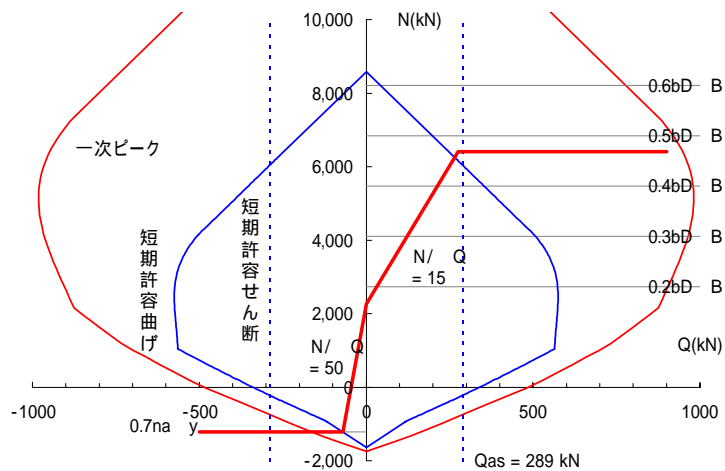


図-5.18 曲げせん断実験の変動軸力荷方法

(5) 実験結果

(a) 長期圧縮実験の結果

試験体 DL150-1 におけるひずみの長期計測結果を図-5.19 に示す。軸力は、所定の材齢において段階的に载荷し、最大軸力比 0.20 を導入した後、材齢約 1 年までその軸力を保持した。この期間の実験室内気温は 10~30 程度であった。約 1 年間の加力を終了するまで、コンクリートおよび目地モルタルにひび割れなどの損傷は生じなかった。同図には、下記のひずみについて、いずれも無载荷試験体 DL150-0 との相対値（軸力载荷によって生じた値）を示している。

柱中央区間の軸方向変形を区間長で除して求めたひずみ

柱コンクリート内部に設置した鉄筋 (D6) のひずみ (C1 と C4 の平均)

柱頭・柱脚における軸方向筋ひずみ (L1, L4, L5, L8) の平均値

~ のひずみはほぼ同程度の値で推移している。同図中には第 4 章で提案したクリープ予測式による計算結果を併せて示している。上記、およびの計測による柱ひずみは、計算結果とおおむね同程度となっており、計測終了時点での値は 1100~1300 μ となっている。

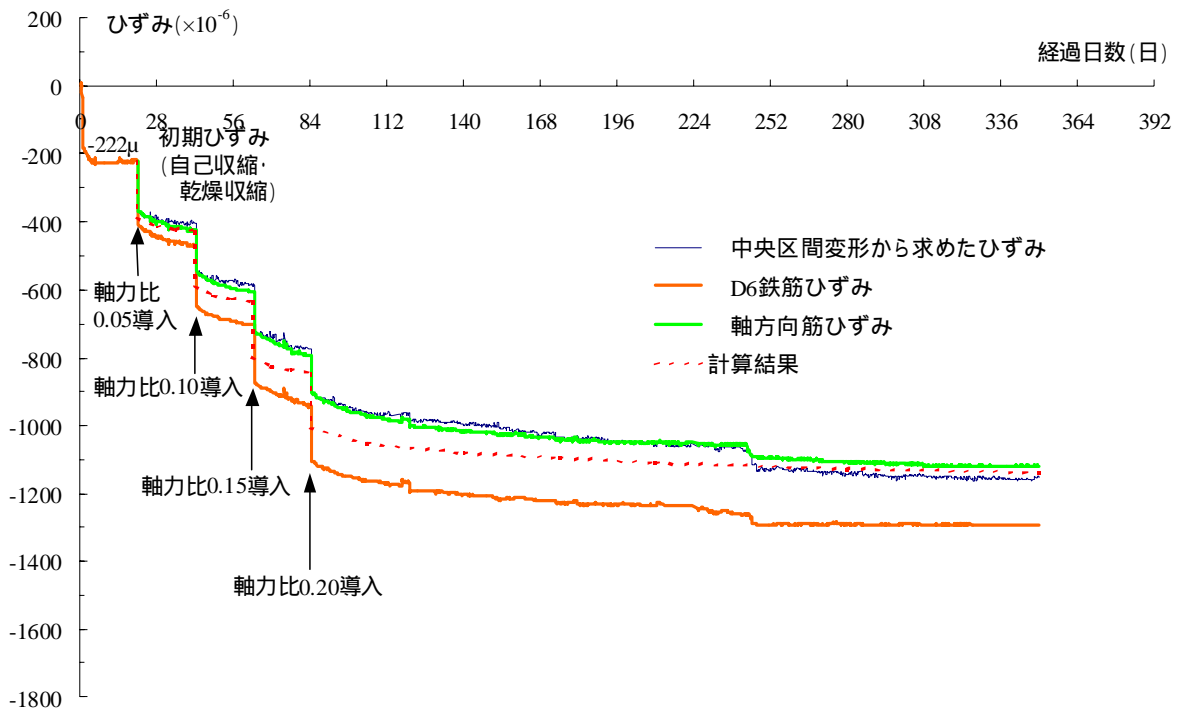


図-5.19 ひずみの長期計測結果

(b) 曲げせん断実験の結果

a) 軸力導入時

軸力導入時における軸方向ひずみの推移を図-5.20 に示す。図には実験時材齢におけるコンクリートのヤング係数 (45.7kN/mm^2) を用いて求めた弾性剛性計算値を併せて示した。

長期間の軸力载荷を行った試験体 DL150-1 は、DL150-0 に比べて再载荷時の初期剛性が低く、ハードスプリング型の性状を示している。クリープによって軸力除荷後に軸方向筋に圧縮ひずみが残留し、その釣り合い力としてコンクリートに生じた引張力によって水平方向にひび割れが生じていたためと考えられる。

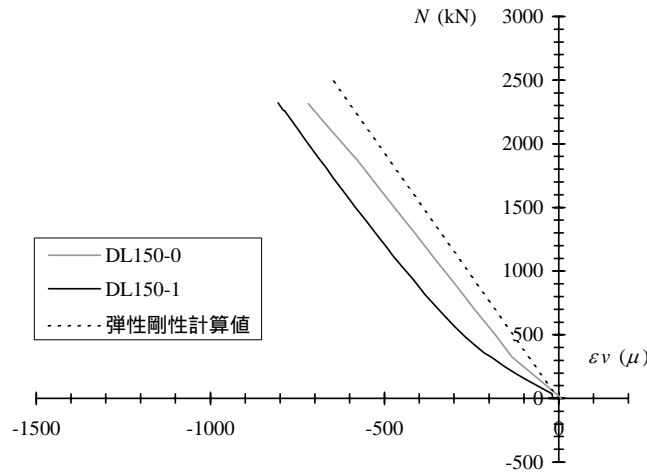
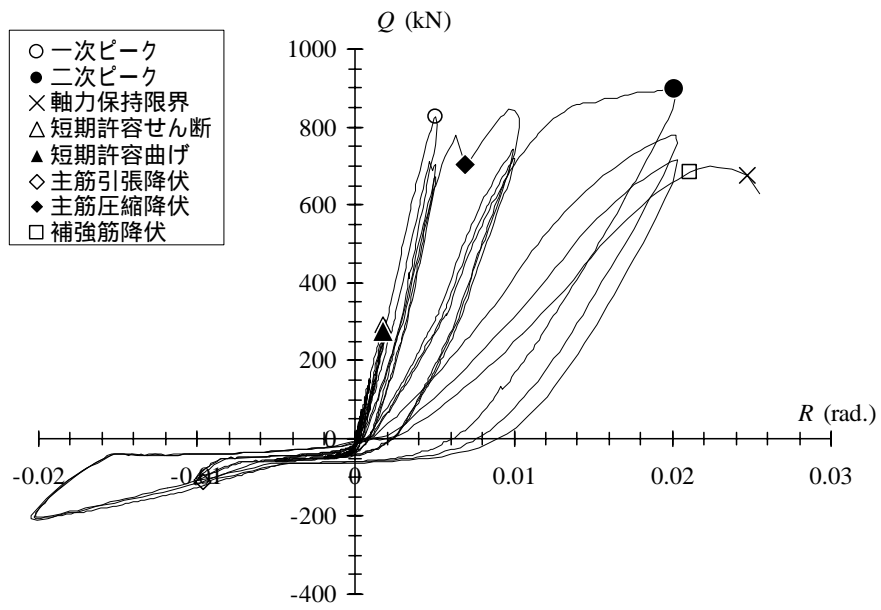


図-5.20 軸力導入時における軸方向ひずみの推移 (軸力-軸方向ひずみ関係)

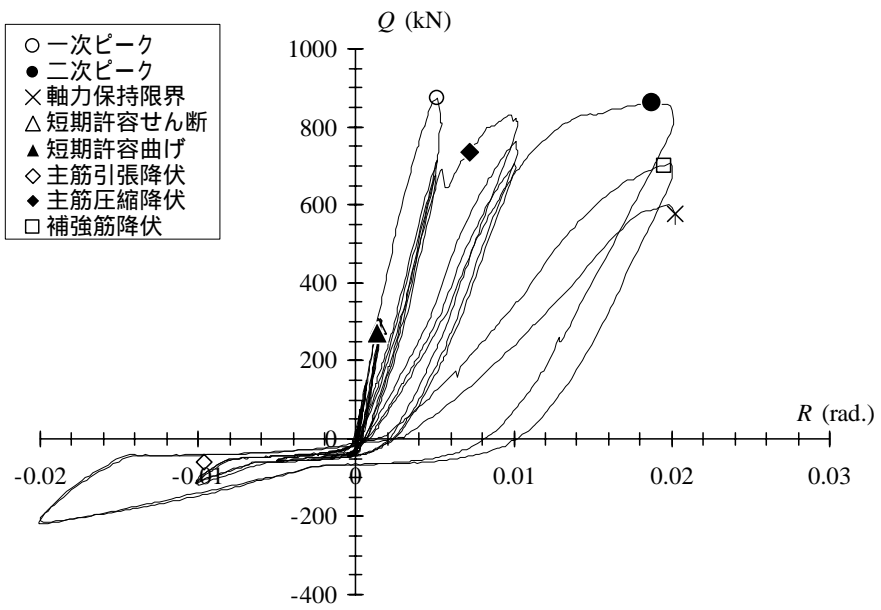
b) せん断力・部材角関係および軸力・せん断力関係

実験で得られたせん断力 Q と部材角 R の関係、および軸力 N とせん断力 Q の関係を図-5.21 および図-5.22 にそれぞれ示す。せん断力は Q 、部材変形と軸力によって生じる付加曲げを累加して求めた結果を示している。両図には、実験で得られた一次ピーク、二次ピーク、軸方向筋の降伏時などをプロットしてある。また、図-5.22 の N - Q 関係上には RC 規準⁵⁾による短期許容せん断力と短期許容曲げモーメント、および文献 6)による一次ピーク計算結果を併せて示している。諸現象発生時の Q 、 N および R の値を表-5.11 に示す。

両試験体とも、 0.005 rad 程度でかぶりコンクリートの圧壊が生じ、荷重が低下した(一次ピーク)。その後荷重が再上昇して 0.02 rad 程度で二次ピークを迎えた後、軸力保持能力を失い、加力を終了した。両試験体の Q - R 関係を比較した図-5.21(c)および(d)から、長期载荷を行った試験体 DL150-1 は DL150-0 と比較して、初期剛性と一次ピーク耐力はやや高く、二次ピーク耐力と変形性能はやや劣っているものの、顕著な差異は見られない。

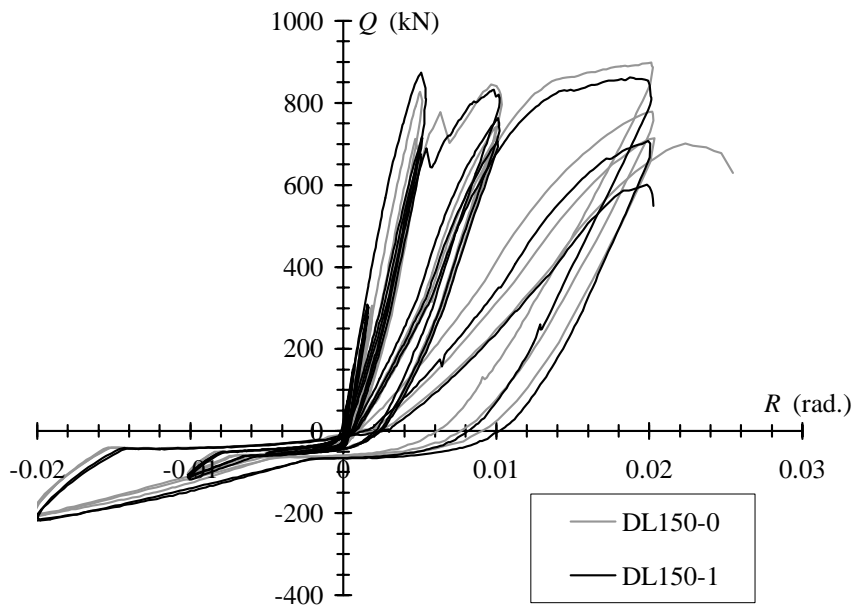


(a) DL150-0

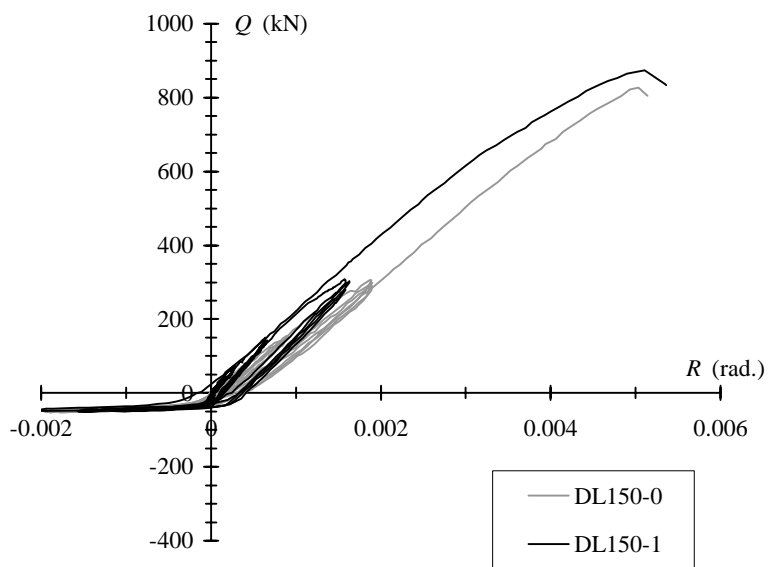


(b) DL150-1

図-5.21 せん断力・部材角関係

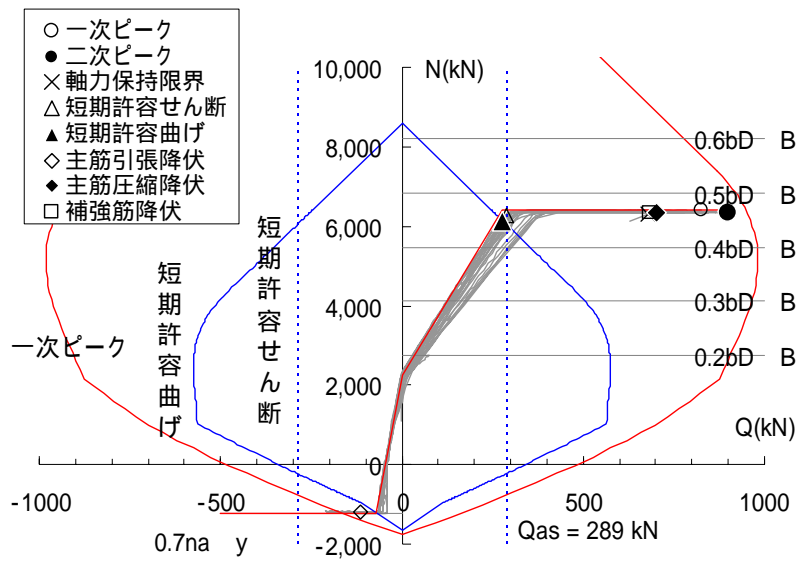


(c) 両試験体の比較

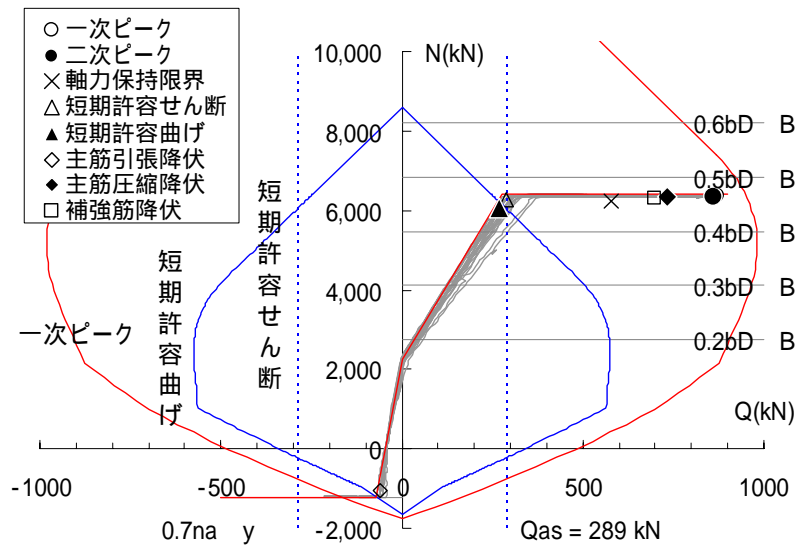


(d) 両試験体の比較 (一次ピークまでを拡大表示)

図-5.21 せん断力・部材角関係



(a) DL150-0



(b) DL150-1

図-5.22 軸力・せん断力関係

表-5.11 諸現象発生時のせん断力，軸力，部材変形角の値

		DL150-0	DL150-1
一次ピーク	Q (kN)	828	874
	N (kN)	6397	6380
	R (rad.)	0.0050	0.0051
二次ピーク	Q (kN)	898	862
	N (kN)	6333	6328
	R (rad.)	0.0201	0.0187
軸力保持限界	Q (kN)	677	577
	N (kN)	6288	6240
	R (rad.)	0.0247	0.0202
主筋引張降伏	Q (kN)	-113	-60
	N (kN)	-1183	-1053
	R (rad.)	-0.0097	-0.0050
主筋圧縮降伏	Q (kN)	702	735
	N (kN)	6332	6339
	R (rad.)	0.0069	0.0072
補強筋降伏	Q (kN)	684	699
	N (kN)	6329	6318
	R (rad.)	0.0211	0.0195

(6) 考察

圧縮強度が $150\text{N}/\text{mm}^2$ 級のコンクリートを使用し，軸方向筋に規格降伏強度 $685\text{N}/\text{mm}^2$ の高強度異形鉄筋を使用した RC 柱試験体を 2 体製作し，一方の試験体は軸力比が約 0.2 の圧縮力を材齢 1 年程度まで載荷し，もう一方の試験体は同材齢まで無載荷とした。その後，両試験体の曲げせん断実験を行って，耐震性能の比較を行った。その結果を以下にまとめる。

- ） 材齢 1 年程度まで長期載荷した RC 柱試験体は，鉛直荷重加力を終了するまで，コンクリートおよび目地モルタルにひび割れなどの損傷は生じず，計測終了時点での軸方向ひずみ（自己収縮ひずみを含む）は，約 1200μ であった。
- ） 長期載荷した RC 柱試験体の軸方向ひずみは，第 4 章で提案したクリープ予測式での計算値と同程度であった。
- ） 長期載荷した試験体の軸力を一度解放し，軸力を再載荷した時の軸剛性は，無載荷の試験体の軸剛性と比較し，低いものとなり，ハードスプリング型の性状となった。これは，軸力開放時にコンクリート側に残留クリープひずみが生じ，付着を介し軸方向筋に圧縮力が入り，そのつりあい力としてコンクリート側に引張力が入り，水平方向に微小なひび割れが生じていたためと想定される。
- ） 軸方向筋に高強度異形鉄筋を使用していたため，曲げせん断実験では，両試験体において，著しい差は見られなかった。ただし，長期載荷を行った試験体は，無載荷の試験体と比較し，初期剛性と一次ピーク耐力はやや高く，二次ピーク耐力と変形性能はやや劣っている結果となった。

5.4 施工過程およびクリープ変形を考慮した架構解析

5.4.1 検討対象構造フレーム

5.2 および 5.3 では、柱部材において、クリープ変形を考慮した長期設計を検討した。

5.2 では、3 章および 4 章で提案したクリープ算定法を用い、具体的な、柱の長期軸ひずみの算定法を示した。その手法を用い、超高強度コンクリートを用いた RC 柱の長期軸ひずみ算定のケーススタディを行い、断面寸法・軸方向筋の存在・載荷方法の影響を検討し、RC 部材としての等価な最終クリープ係数が、どの程度になるのかを把握した（表-5.2 および図-5.7）。

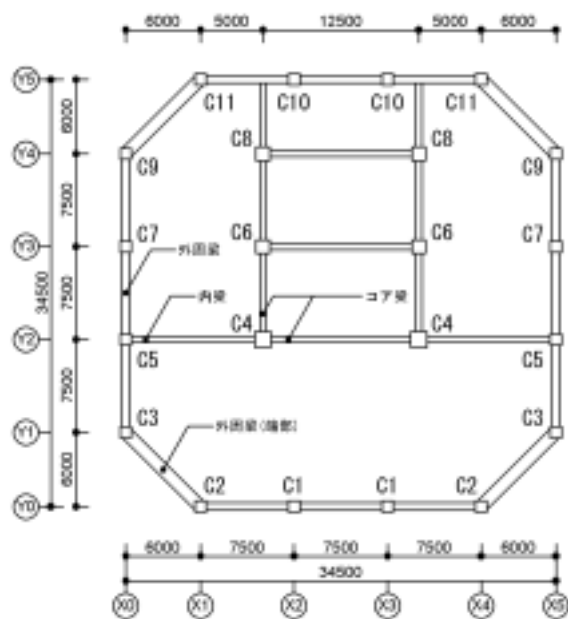
5.3 では、同クリープ算定法を用い、高軸力を長期に亘って載荷した状況（コンクリートと軸方向鉄筋の軸力負担）を算定し、その後の耐震性能を、断面解析を用いて評価した。超高強度コンクリートを用いた RC 柱に軸力比で 0.333 相当の軸力を与えた場合、軸方向鉄筋が普通強度であると、漸増させた水平力に対し、圧縮降伏が早期に生じることがわかった。これに対し、軸方向筋に高強度鉄筋を使用すると、その傾向は小さくなることを確認した。また、軸力比 0.2 程度の軸力を約 1 年間長期載荷した試験体の曲げせん断実験においても、長期載荷による影響が小さいことを確認した。

本項においては、超高層建築物において、超高強度コンクリートを使用した RC 柱の長期荷重による軸ひずみが、建物架構にどう影響するかを検討することを目的とし、クリープ変形を考慮した架構解析を行う。

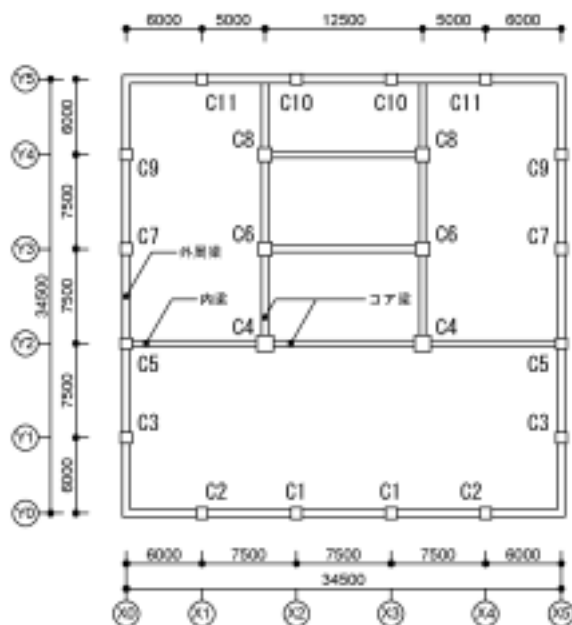
本解析においては、以下のことを考慮する。

- ・柱における軸方向鉄筋の存在
- ・実断面部材でのクリープ変形
- ・施工過程を考慮した載荷条件

対象架構の基準階の構造伏図を図-5.23 に、軸組図を図-5.24 に、部材断面を表-5.12 に示す。建物は、地上 60 階、基準階高 3.3m、建物高さ 201.1m である。床スラブの断面を図-5.25 に示す。床スラブは、合成プレキャスト床板とした。断面下部分がプレテンションのプレキャストプレストレストコンクリート板で、型枠を兼用し、断面中央にポイド（空洞穴）を設け、断面上部分を現場打設し、一体化する。ポイドは、床スラブの短辺方向に連続しており、床荷重は、スラブ短辺方向に伝達するとした（一方向スラブ）。



(a) 41階～60階



(b) 2階～40階

図-5.23 基準階構造伏図

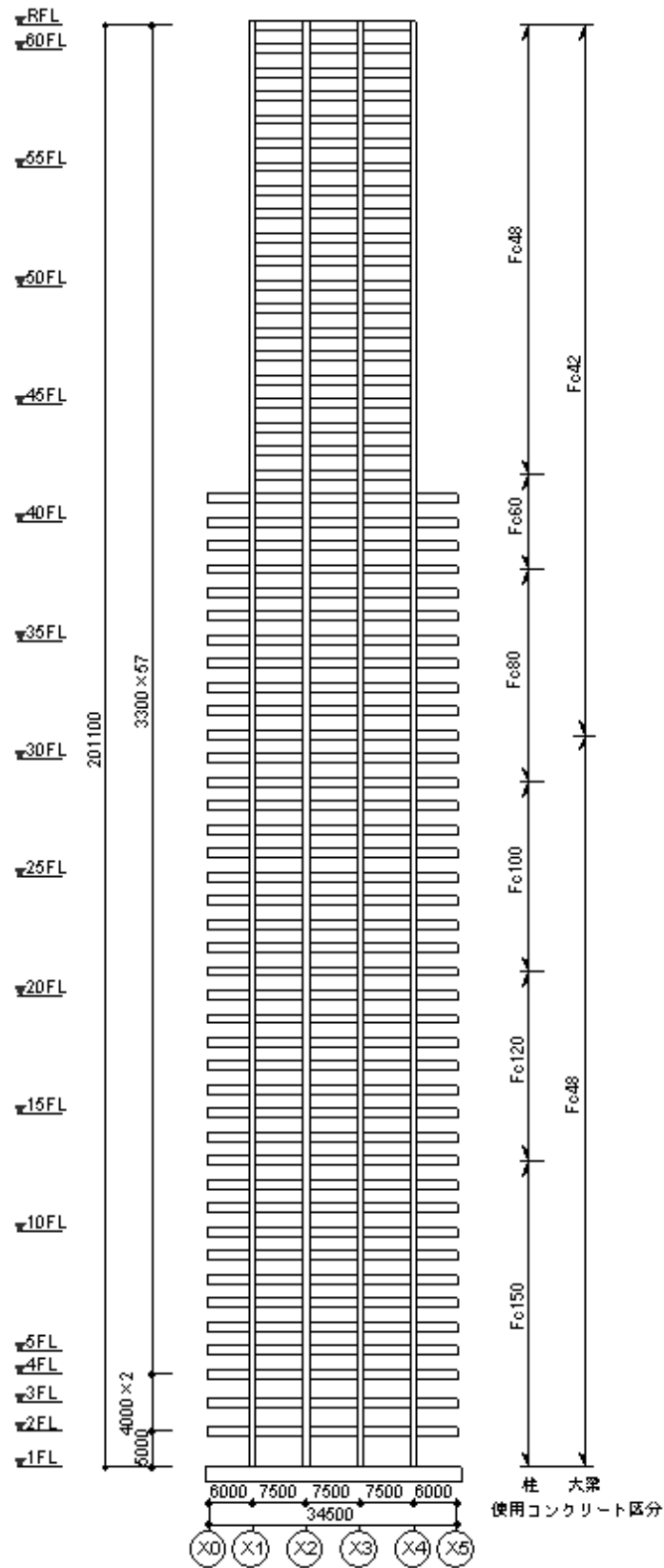


図-5.24 構造軸組図

表-5.12 部材断面

部材断面 (mm)		
柱	C1 ~ C3 C5, C7 C9 ~ C11	950 × 950
	C6, C8	1100 × 1100
	C4	1300 × 1300
	外周梁	600 × 1300
	外周梁(端部)	1000 × 600
梁	内梁	500 × 1000
	コア梁	500 × 1000
	スラブ	合成プレキャスト床板 等価厚290

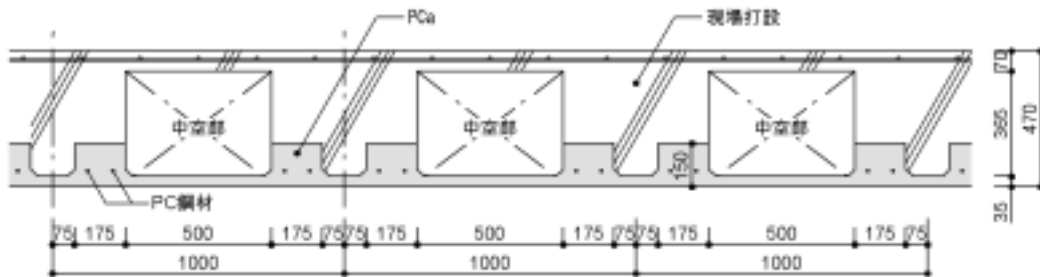


図-5.25 スラブ断面

5.4.2 柱長期軸力の算定

床荷重の設定を表-5.13 に示す。用途は、共同住宅で、仕上荷重を 900 N/m^2 、フレーム算定用積載荷重を 900 N/m^2 とした。また、外壁は、乾式取付け型の非構造部材を想定し、建物外周に 1000 N/m の荷重とした。

各柱の階ごとの負担軸力を、躯体荷重、外壁荷重、仕上荷重、積載荷重にわけて算定した。各柱の長期軸力を表-5.14 に示す。

外周柱では、C2 柱が 1 階で約 $45,000 \text{ kN}$ と最大であり、中柱では、C4 柱が 1 階で約 $84,000 \text{ kN}$ で最大となっている。C2 柱および C4 柱の各階の軸力およびその内訳(躯体荷重、外壁荷重、仕上荷重、積載荷重)を図-5.26 に示す。C2 では、躯体荷重が全体の約 80.5% 、積載荷重が約 8.8% となっている。また、C4 では、躯体荷重が全体の約 80.9% 、積載荷重が約 10.9% となっている。

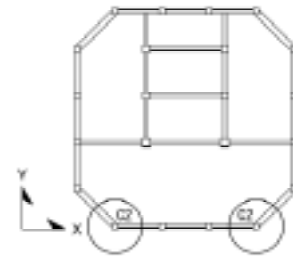
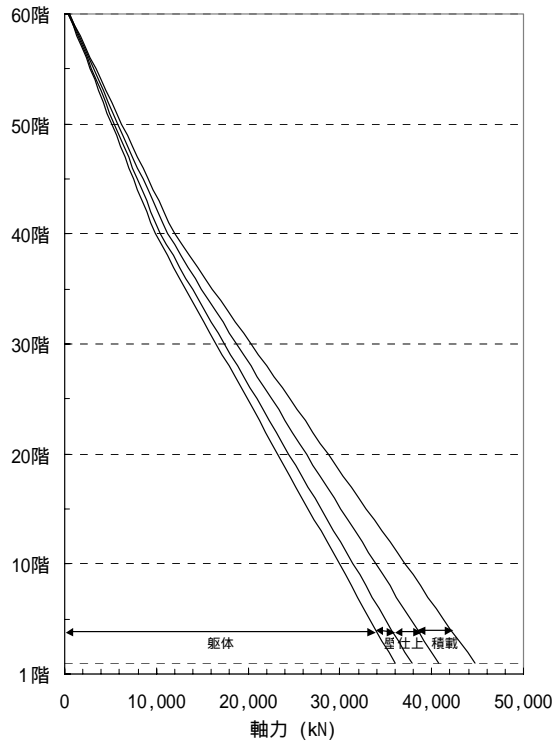
外周柱 C3, C5 および中柱 C4, C6 柱の各階の軸力、軸応力度、軸力比を図-5-27 に示す。軸力比は $N / (B \cdot D \cdot F_c)$ と定義した (N : 長期軸力, B : 柱幅, D : 柱せい, F_c : コンクリート設計基準強度)。外周柱の断面は $950 \text{ mm} \times 950 \text{ mm}$ で統一しており、C3 と C5 で負担軸力に 2 倍以上の差があるため、軸応力度および軸力比に差が見られる。中柱は負担軸力に応じて、断面積を変えており、C4 は $1300 \text{ mm} \times 1300 \text{ mm}$ 、C6 は $1100 \text{ mm} \times 1100 \text{ mm}$ としている。このため、軸応力度および軸力比が同程度となっている。柱に使用するコンクリート強度は、各階は共通とし、最大の軸力比が 0.333 以下となるように、上階に行くに従って強度を下げ、 F_{c150} から F_{c48} を使用した。使用コンクリート区分を図-5.24 に示す。

表-5.13 床荷重表

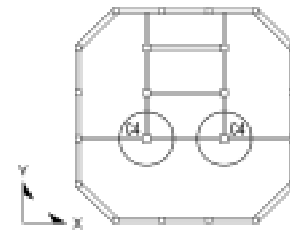
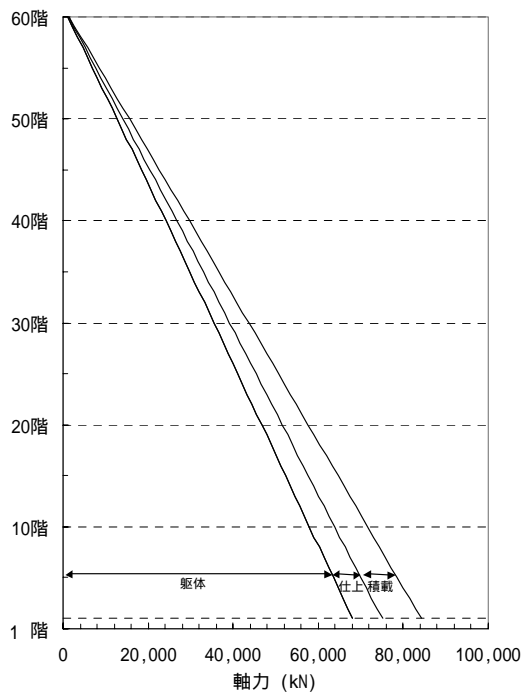
階	部位	床仕様				設計荷重	
		材質	厚 (mm)	比重 (N/m^3)	小計 (N/m^2)	フレーム算定用 (N/m^2)	
R	屋上	押えコンクリート 防水層 スラブ 天井	t=100	23	2300	躯体荷重	6960
					200		
			t=290	24	6960	仕上荷重	2600
				100	積載荷重	900	
1F ~ 60F	居室	乾式壁 仕上げ スラブ 天井	t=290	24	500	躯体荷重	6960
					300		
					6960	仕上荷重	900
				100	積載荷重	900	

表-5.14 長期柱軸力一覽
(躯体荷重+外壁荷重+仕上荷重+積載荷重) (kN)

柱符号	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11
階											
60	558	534	274	1,428	651	1,086	670	1,008	555	408	329
59	1,152	1,104	590	2,842	1,309	2,037	1,294	1,909	1,097	811	676
58	1,747	1,676	905	4,256	1,965	2,992	1,922	2,806	1,636	1,214	1,019
57	2,341	2,247	1,220	5,668	2,622	3,945	2,548	3,707	2,176	1,616	1,364
56	2,937	2,818	1,537	7,083	3,279	4,900	3,175	4,606	2,717	2,019	1,708
55	3,532	3,390	1,852	8,496	3,935	5,854	3,801	5,505	3,256	2,422	2,053
54	4,127	3,960	2,167	9,909	4,593	6,807	4,427	6,405	3,796	2,824	2,398
53	4,722	4,532	2,482	11,325	5,249	7,761	5,053	7,305	4,335	3,227	2,742
52	5,317	5,102	2,797	12,738	5,907	8,715	5,679	8,203	4,875	3,629	3,085
51	5,911	5,674	3,113	14,151	6,564	9,670	6,306	9,102	5,415	4,032	3,432
50	6,505	6,245	3,429	15,565	7,221	10,623	6,933	10,003	5,955	4,435	3,776
49	7,100	6,816	3,746	16,979	7,877	11,578	7,559	10,900	6,495	4,837	4,120
48	7,696	7,387	4,060	18,392	8,535	12,530	8,186	11,800	7,035	5,239	4,466
47	8,290	7,958	4,375	19,806	9,192	13,485	8,812	12,700	7,575	5,642	4,809
46	8,885	8,530	4,691	21,219	9,849	14,439	9,439	13,599	8,115	6,045	5,153
45	9,480	9,101	5,005	22,633	10,507	15,393	10,066	14,498	8,655	6,448	5,498
44	10,075	9,672	5,322	24,047	11,163	16,347	10,692	15,398	9,194	6,850	5,843
43	10,669	10,243	5,636	25,460	11,821	17,301	11,318	16,298	9,734	7,252	6,188
42	11,264	10,814	5,951	26,874	12,479	18,254	11,945	17,197	10,274	7,655	6,531
41	11,858	11,386	6,267	28,288	13,135	19,208	12,570	18,096	10,816	8,057	6,877
40	12,457	11,953	6,575	29,698	13,799	20,163	13,203	18,997	11,352	8,463	7,218
39	13,135	12,796	6,938	31,099	14,563	21,116	13,800	19,937	12,102	8,882	7,619
38	13,818	13,632	7,295	32,496	15,337	22,069	14,405	20,880	12,848	9,303	8,014
37	14,500	14,470	7,651	33,893	16,108	23,022	15,009	21,821	13,595	9,724	8,410
36	15,181	15,308	8,007	35,292	16,881	23,975	15,612	22,763	14,341	10,146	8,809
35	15,863	16,145	8,364	36,689	17,652	24,929	16,217	23,704	15,089	10,568	9,205
34	16,545	16,982	8,719	38,085	18,426	25,882	16,820	24,647	15,836	10,988	9,600
33	17,226	17,819	9,075	39,483	19,198	26,834	17,424	25,589	16,582	11,411	9,998
32	17,909	18,657	9,432	40,881	19,972	27,787	18,028	26,531	17,331	11,832	10,394
31	18,590	19,495	9,788	42,279	20,743	28,741	18,631	27,473	18,078	12,253	10,791
30	19,272	20,333	10,143	43,675	21,517	29,694	19,235	28,416	18,824	12,674	11,187
29	19,954	21,169	10,499	45,072	22,290	30,647	19,838	29,357	19,572	13,097	11,583
28	20,635	22,007	10,855	46,471	23,063	31,600	20,442	30,299	20,319	13,518	11,979
27	21,317	22,845	11,210	47,868	23,838	32,554	21,045	31,241	21,065	13,939	12,375
26	21,999	23,684	11,565	49,266	24,612	33,506	21,647	32,183	21,813	14,360	12,772
25	22,680	24,522	11,918	50,663	25,386	34,460	22,251	33,126	22,560	14,783	13,168
24	23,362	25,359	12,273	52,060	26,160	35,412	22,854	34,068	23,307	15,204	13,563
23	24,043	26,198	12,627	53,458	26,934	36,366	23,458	35,009	24,054	15,625	13,959
22	24,725	27,036	12,981	54,855	27,710	37,319	24,060	35,952	24,804	16,046	14,356
21	25,407	27,875	13,333	56,253	28,484	38,273	24,663	36,895	25,550	16,468	14,751
20	26,088	28,713	13,687	57,651	29,260	39,224	25,266	37,837	26,298	16,889	15,146
19	26,770	29,552	14,041	59,048	30,035	40,178	25,870	38,780	27,046	17,310	15,543
18	27,450	30,391	14,394	60,446	30,810	41,131	26,472	39,722	27,793	17,733	15,938
17	28,132	31,229	14,746	61,845	31,587	42,085	27,075	40,665	28,540	18,153	16,334
16	28,814	32,068	15,099	63,241	32,363	43,037	27,676	41,607	29,288	18,575	16,729
15	29,494	32,907	15,452	64,639	33,141	43,990	28,278	42,550	30,036	18,996	17,125
14	30,176	33,746	15,802	66,037	33,918	44,943	28,880	43,492	30,784	19,418	17,520
13	30,857	34,584	16,154	67,435	34,695	45,896	29,483	44,434	31,533	19,838	17,914
12	31,539	35,424	16,505	68,833	35,472	46,849	30,085	45,377	32,280	20,260	18,309
11	32,219	36,263	16,857	70,230	36,250	47,802	30,687	46,320	33,028	20,681	18,705
10	32,900	37,103	17,207	71,629	37,029	48,756	31,288	47,262	33,777	21,103	19,100
9	33,582	37,942	17,558	73,027	37,808	49,708	31,890	48,206	34,525	21,524	19,494
8	34,262	38,782	17,907	74,424	38,587	50,661	32,491	49,148	35,273	21,945	19,889
7	34,944	39,622	18,257	75,821	39,366	51,614	33,092	50,091	36,022	22,367	20,283
6	35,624	40,463	18,606	77,221	40,147	52,567	33,693	51,034	36,770	22,788	20,677
5	36,305	41,303	18,955	78,618	40,926	53,520	34,295	51,977	37,519	23,209	21,073
4	36,986	42,143	19,303	80,016	41,707	54,473	34,895	52,920	38,268	23,631	21,467
3	37,677	43,001	19,670	81,431	42,498	55,437	35,507	53,873	39,033	24,061	21,878
2	38,374	43,870	20,044	82,860	43,292	56,412	36,126	54,838	39,807	24,500	22,299
1	39,083	44,749	20,426	84,308	44,104	57,399	36,755	55,818	40,594	24,951	22,730

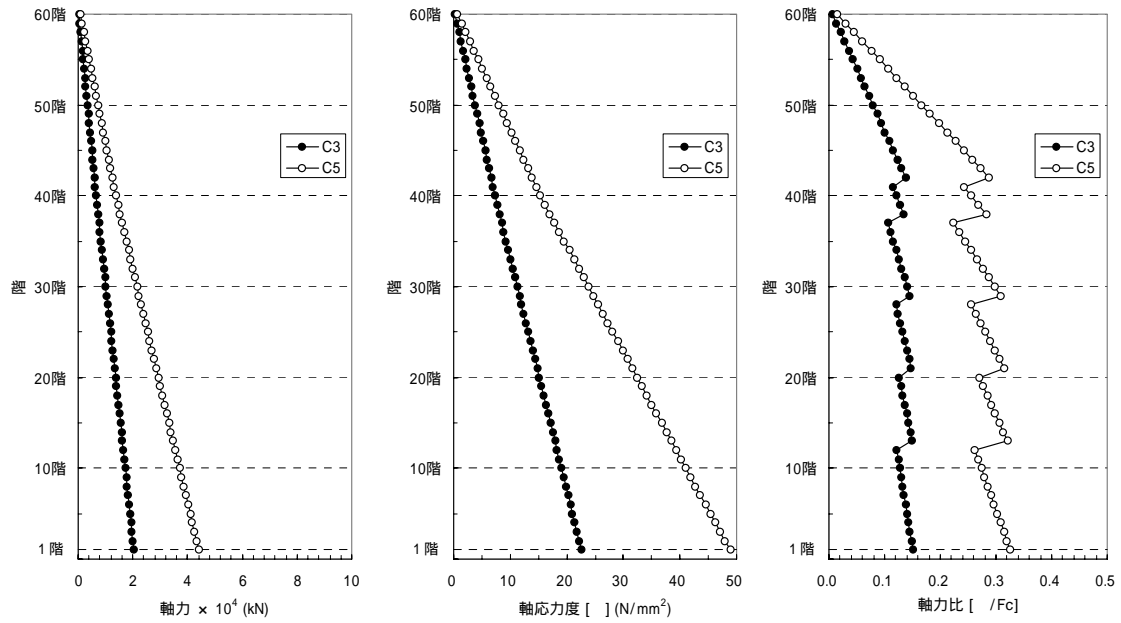


(a) C2

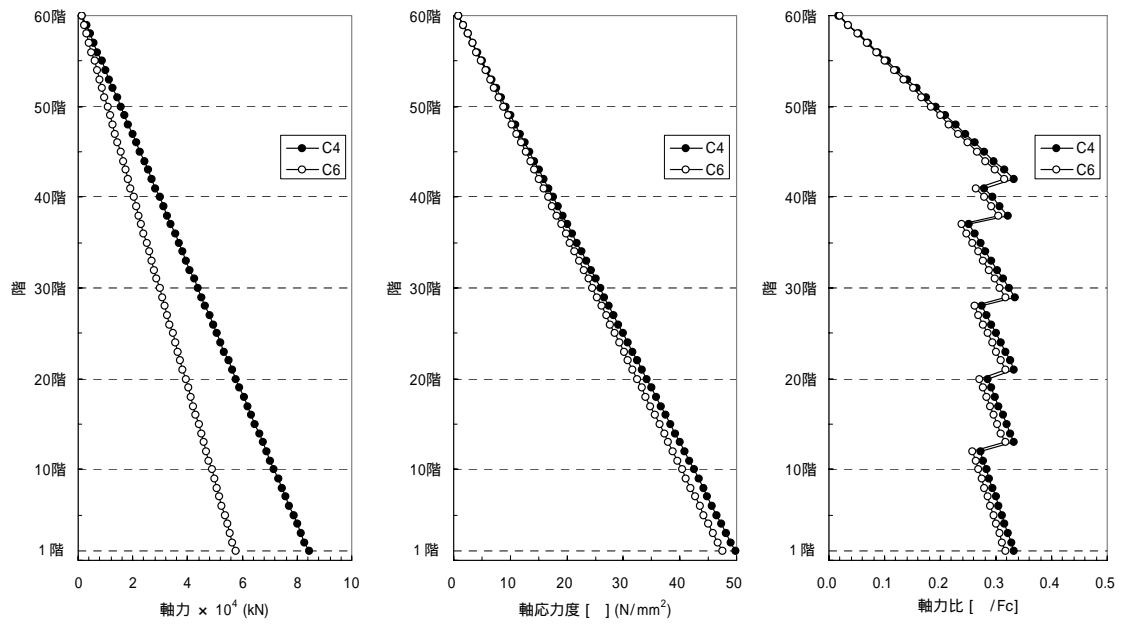


(b) C4

図-5.26 C2,C4 における各階の軸力とその内訳(躯体荷重,壁荷重,仕上荷重,積載荷重)



(a) 外周柱 [C3,C5]



(b) 中柱 [C4,C6]

ここで、
 軸応力度 $\sigma = N / (Bc \cdot Dc)$
 軸力比 $\rho / Fc = N / (Bc \cdot Dc \cdot Fc)$
 N: 長期軸力
 Bc: 柱幅
 Dc: 柱せい
 Fc: コンクリート設計基準強度

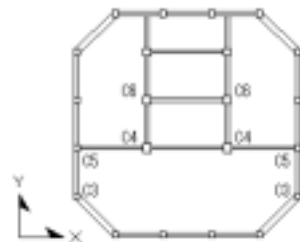


図-5.27 C3,C5,C4,C6 柱における各階の軸力、軸応力度、軸力比

5.4.3 施工手順および荷重載荷時期

(1) 施工手順

柱は、現場打設とし、床スラブは合成プレキャスト床板とする。梁はハーフプレキャストとし、梁断面上部、床スラブ上部および柱梁交差部は現場打設とする。

施工手順は、以下に示す各工程（以下、サイクル工程と称す。）を層ごと繰り返して構築するRC積層構法とした。サイクル工程を図-5.28に示す。サイクル工程を1層分行う日数を8日とした。

柱型枠設置

柱コンクリート打設

ハーフプレキャスト梁設置・プレキャスト床板設置

梁上端筋配筋・スラブ筋配筋・柱配筋

柱梁交差部・梁上部・スラブ上部 コンクリート打設

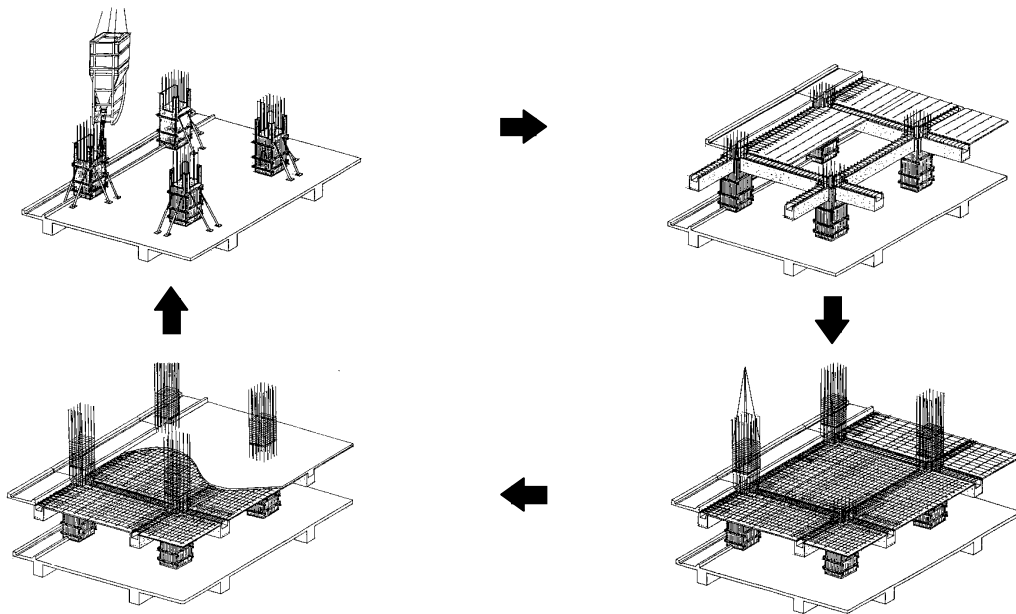


図-5.28 サイクル工程

支保工計画は、階(n階)の床荷重を、下の階2層(n-1およびn-2階)の梁でささえることとする。つまり、図-5.29に示すように、n階の床コンクリートが打設された後にn-3層の支保工を取りのぞき、n階床上(n層)に設置し、n+1階の床コンクリート打設に備える計画である。

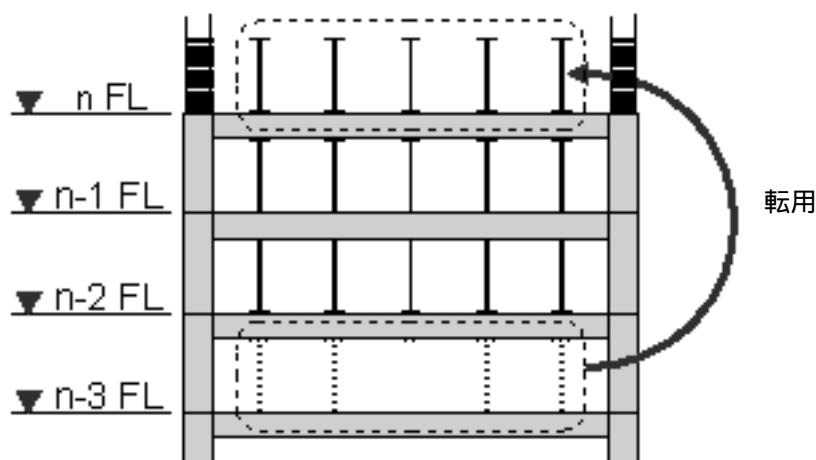


図-5.29 支保工計画

(2) 荷重が柱に加わる時期

1階柱が現場打設される日を0日と設定し、この時点からの経過日数をT日と定義する。2階床が打設される日は、1階柱が打設された2日後の $T = 2$ 日とする。この繰り返しが、8日サイクルで最上階まで続き、60階の柱が打設される日が、 $T = (60-1) \times 8 = 472$ 日となり、最上階(R階)床が打設される日が、その2日後の $T = 474$ 日となる。

図-5.30に示すように、n階の柱が打設される日は、 $T = (n-1) \times 8$ であり、その直上部のn+1階の床が打設される日は、 $T = (n-1) \times 8 + 2$ である。また、図-5.31に示すようにn階の支保工が取り外される日は、n+3階の床が打設された直後で、 $T = (n+1) \times 8 + 2$ である。よって、n階柱に躯体荷重がはじめて加わる日は、 $T = (n+1) \times 8 + 2$ で、n+1、n+2およびn+3の3層分が加わる。これ以降は、8日ごとに次の上階1層分の躯体荷重が加わる。

仕上荷重に関しては、n+1階の仕上がされる日が、n+1階の床が打設されて後24日後とし、n階柱に仕上荷重がはじめて加わる日は、 $T = (n-1) \times 8 + 2 + 24$ で、これ以降は、8日ごとに次の上階の仕上荷重が加わる。

外壁荷重に関しては、n階の外壁がn+1階の床に支えられる吊り下げ型を仮定し、n階の外壁(n+1の床に支持)が設置される日が、n+1階の床が打設されて後16日後とし、n階柱に外壁荷重がはじめて加わる日は、 $T = (n-1) \times 8 + 2 + 16$ で、これ以降は、8日ごとに次の上階の仕上体荷重が加わる。

載荷荷重は、最上階(R階)床が打設される $T = 474$ 日の32日後の $T = 506$ 日に各階一度に加わると仮定する。

柱および床のコンクリート打設日と柱に躯体荷重が載荷される日(T)を表-5.15に、柱に仕上荷重・外壁荷重が載荷される日(T)を表-5.16に示す。

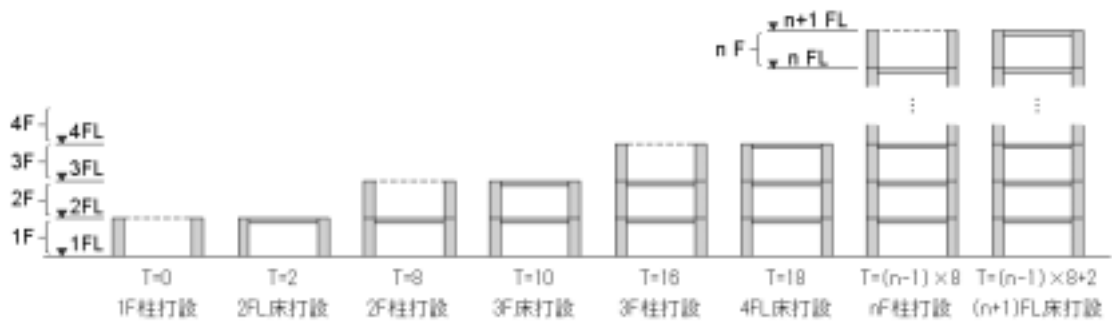


図-5.30 柱および床の打設日

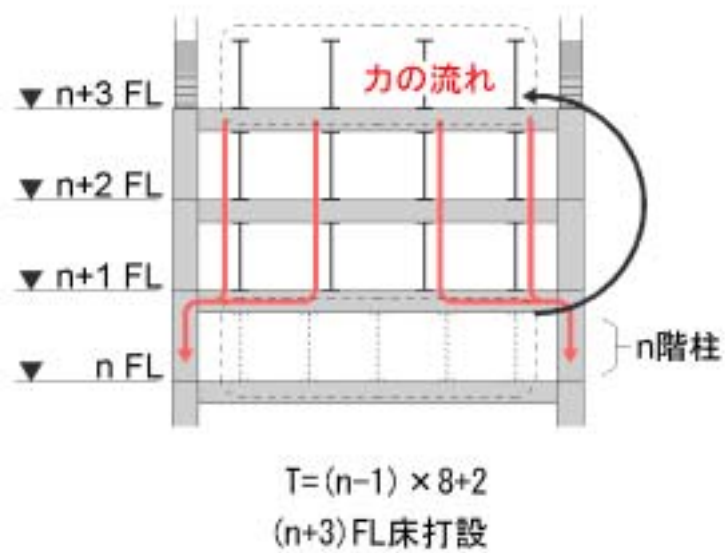


図-5.31 n 階の支保工が取り外される日

表-5.15 躯体打設日と躯体荷重載荷日 T

	床	2階	3階	4階	5階	6階	7階	n+1階	n+2階	n+3階	59階	60階	R階
柱	打設	2	10	18	26	34	42	8n-6	8n+2	8n+10	458	466	474
60階	472												490
59階	464											482	
58階	456										474		
n階	8n-8							8n+10			458	466	474
4階	24			42				8n-6	8n+2	8n+10	458	466	474
3階	16		34				42	8n-6	8n+2	8n+10	458	466	474
2階	8	26				34	42	8n-6	8n+2	8n+10	458	466	474
1階	0	18			26	34	42	8n-6	8n+2	8n+10	458	466	474

1階柱が打設される日を0日とし、この日からの経過日数をTとし、柱に躯体重量が加わる時期Tを表中に示す。

表-5.16 躯体打設日と仕上荷重・外壁荷重載荷日 T

	床	2階	3階	4階	5階	n+1階	60階	R階
柱	打設	2	10	18	26	8n-6	466	474
60階	472							498 490
59階	464						490 482	498 490
n階	8n-8					8n+18 8n+10	490 482	498 490
4階	24				50 42	8n+18 8n+10	490 482	498 490
3階	16			42 34	50 42	8n+18 8n+10	490 482	498 490
2階	8		34 26	42 34	50 42	8n+18 8n+10	490 482	498 490
1階	0	26 18	34 26	42 34	50 42	8n+18 8n+10	490 482	498 490

1階柱が打設される日を0日とし、この日からの経過日数をTとし、柱に仕上重量が加わる時期Tを表中の上段に、外壁重量が加わる時期Tを表中の下段に示す。

5.4.4 解析条件

(1) 解析モデル

節点に鉛直荷重を与えて弾性変形を求める解析ケース¹⁾、および節点に強制変位を与えてクリープ変形を求める解析ケース²⁾の2通りを行う。解析ケース¹⁾では、60層の建物を1層毎に積層した施工段階および完成後建物に対応した61種類の立体弾性解析モデルを用いる。また、解析ケース²⁾では、60層の建物を10層毎に立ち上げた施工段階および完成後建物に対応した7種類の立体弾性解析モデルを用いる。解析ケース¹⁾および解析ケース²⁾の解析モデルをそれぞれ、図-5.32および図-5.33に示す。図-5.33に示すように解析ケース¹⁾での施工構築順序を r とし、 $r=1$ から $r=7$ を設定する。 $r=1\sim 6$ は、施工途中段階での解析モデル(施工段階解析モデル)で、 $r=7$ は、建物完成後の使用時での解析モデル(完成時解析モデル)である。この r に対応した $T_r(r)$ を、解析モデル r の検討時期(施工段階解析モデル:1階柱が打設されてからモデル最上階が打設されるまでの日数,完成後解析モデル:3000日)と定義し、これを図-5.33に示す。

解析ケース¹⁾で、すべての解析モデルの節点変位を足し合わせて、最終の建物の弾性変形を求め、解析ケース²⁾で、それぞれ(7種類)の節点変位を足し合わせて、最終日での建物のクリープ変形を求める計画とした。なお、本検討では、最終日を1階柱が打設されてから3000日とする。

本解析の条件を以下に示す。

及び¹⁾の両解析ケース共通事項

- ・柱および梁は、線材に置換し、柱梁交差部は、剛域部とする。剛域部は、部材フェース面より取り付く部材の断面せいの $1/4$ の長さ分節点側に移動した点同士をつないだ部分とする。柱梁交差部の剛域モデルを図-5.34に示す。
- ・梁には、せん断剛性および曲げ剛性を与え、せん断変形および曲げ変形を考慮する。柱には、軸剛性、せん断剛性および曲げ剛性を与え、軸変形、せん断変形および曲げ変形を考慮する。
- ・最下層(1階床下の)支持条件は、ピンとする。

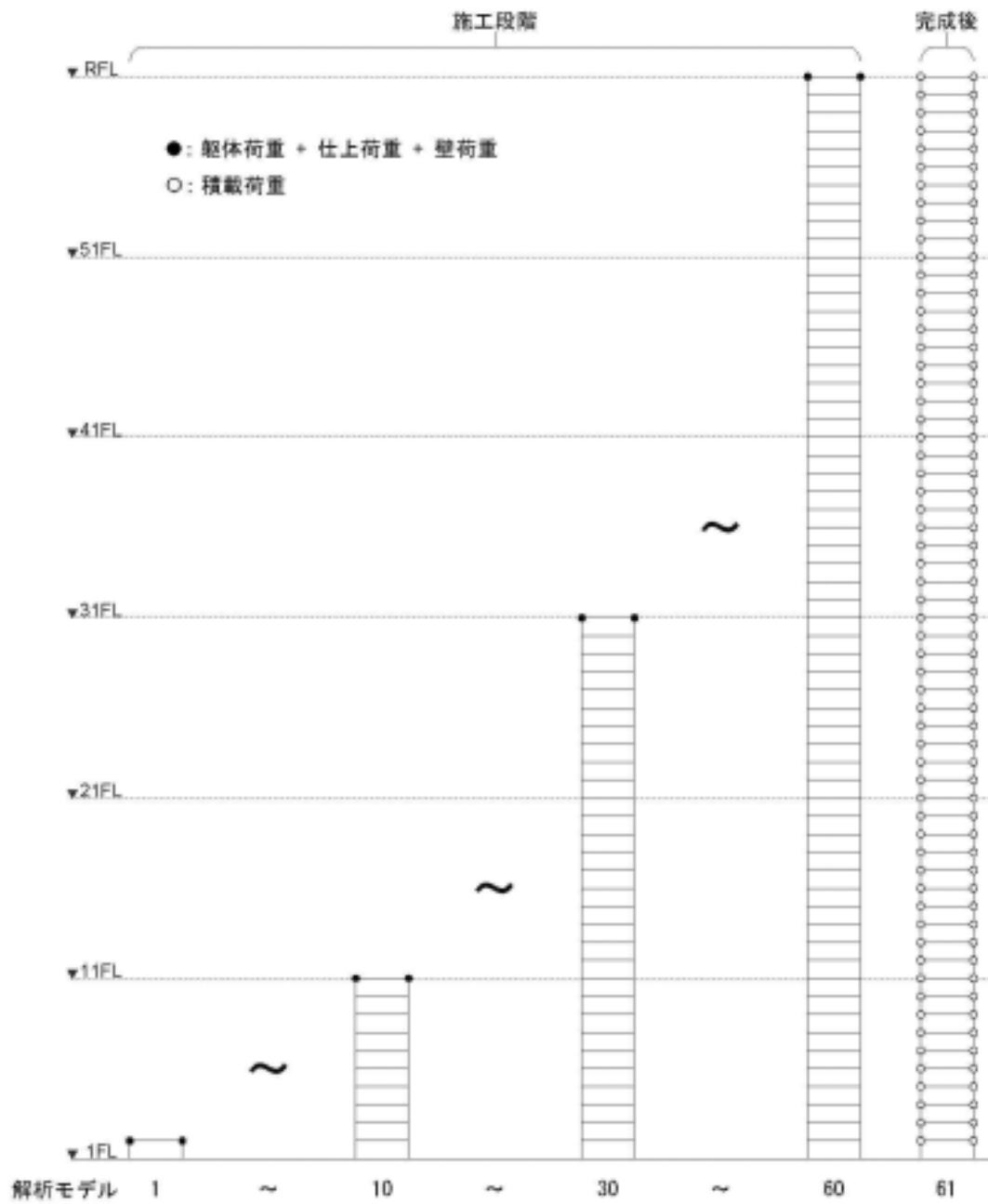
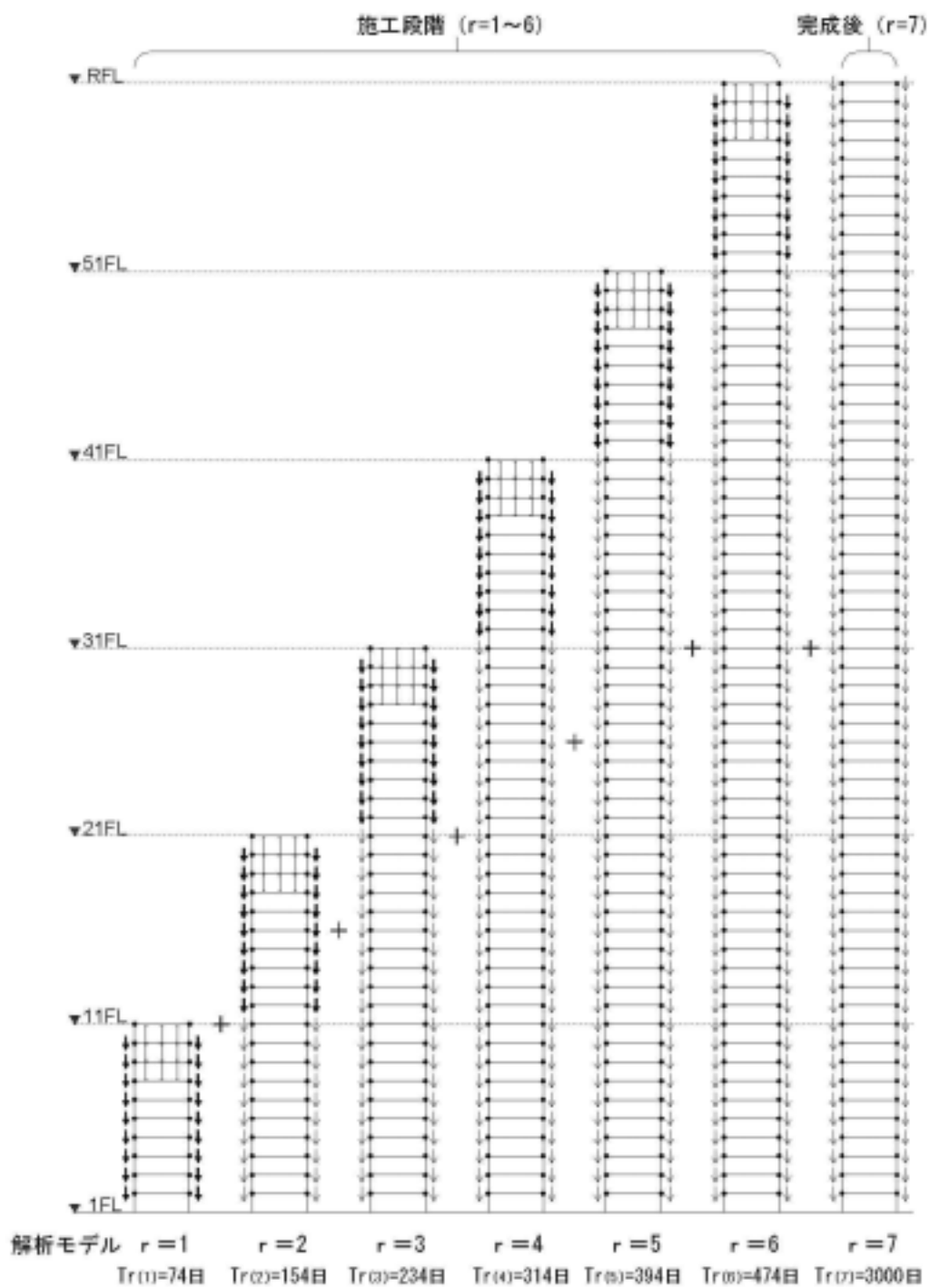


図-5.32 解析モデル図 [解析ケース (弾性変形)]



- ↓ : 解析モデル「 r 」において、強制変位を与える床打設時から $T_r(r)$ までに下階の柱で生じたクリープ変形の合計
- ↓ : 解析モデル「 r 」において、 $T_r(r-1)$ から $T_r(r)$ までに下階の柱で生じたクリープ変形の合計

図-5.33 解析モデル図 [解析ケース (クリープ変形)]

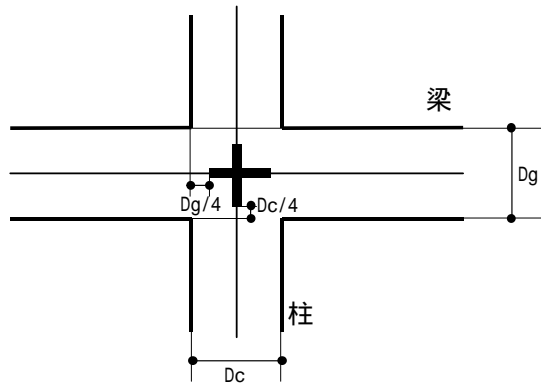


図-5.34 柱梁交差部剛域モデル図

解析ケース (弾性変形) の剛性定義

柱軸剛性: $E_c \cdot A_{cn}$, 柱せん断剛性: $G_c \cdot A_{cs}$, 柱曲げ剛性: $E_c \cdot I_c$
 梁せん断剛性: $G_c \cdot A_{gs}/2$, 梁曲げ剛性: $E_c \cdot I_g/2$

解析ケース (クリープ変形) の剛性定義

柱軸剛性: $E_c \cdot A_{cn}$, 柱せん断剛性: $G_c \cdot A_{cs}/2$, 柱曲げ剛性: $E_c \cdot I_c/2$
 梁せん断剛性: $G_c \cdot A_{gs}/2$, 梁曲げ剛性: $E_c \cdot I_g/2$

E_c : 設計基準強度に応じたコンクリートヤング係数で、下式による

$$E_c = 33,500 \times (\gamma / 24)^2 \times (F_c / 60)^{1/3}$$

F_c : 設計基準強度, γ : 単位容積重量 (= 25kN/m³)

G_c : コンクリートせん断弾性係数

($= E_c / (2(1 + \nu))$), ν : コンクリートポアソン比 (= 0.2)

A_{cn} : 等価柱軸断面積 ($= B_c \times D_c + (n-1) \cdot p_g \times B_c \times D_c$, B_c : 柱断面幅, D_c : 柱断面せい)

p_g : 軸方向筋比, n ヤング係数比 $= E_s / E_c$, E_s : 鋼材ヤング係数 = 205,000N/mm²)

A_{cs} : 柱せん断変形算定用断面積 ($= B_c \times D_c / 1.2$)

I_c : 柱断面 2 次モーメント ($= B_c \times D_c^3 / 12$)

A_{gs} : 梁せん断変形算定用断面積 ($= B_g \times D_g / 1.2$, B_g : 梁断面幅, D_g : 梁断面せい)

I_g : 梁断面 2 次モーメント ($= B_g \times D_g^3 / 12$)

解析ケース での梁の曲げ剛性・せん断剛性は、梁のクリープを考慮し、弾性時の 1/2 とした。柱の軸方向の弾性変形差によって生じる梁の曲げ・せん断はクリープの影響を受けると仮定している。

解析ケース での柱および梁の曲げ剛性・せん断剛性は、クリープを考慮し、弾性時の 1/2 とした。

(2) 載荷条件

解析ケース (弾性変形)

1階から60階の施工段階の各解析モデルに対して、解析モデルの最上階節点に躯体荷重・仕上荷重・壁荷重を載荷する(参照図-5.32)。また、60階の完成後解析モデルでは、2階床から60階床および屋上階の節点に積載荷重を載荷する。最終段階での弾性変形による節点変位を求めるには、各解析モデルで得られた当該節点変位を合計して求める。

解析ケース (クリープ変形)

施工段階解析モデル(r=1~6)および完成後解析モデル(r=7)に対して、各節点にクリープ変形による節点変位を強制変位として与える。この変位は、解析モデルrにおける各節点が、Tr(r-1)からTr(r)までの期間に生じたクリープによって鉛直方向に移動した変形量とする。表-5.17にr=1~7の解析モデルでのクリープの見積もり開始時期と終了時期を示す。また、下記解析モデルの階数をN(r)、1階柱で打設後から解析モデルTr(r)までに加わる荷重のステップ数をj(r)maxと定義し、表中に示す。

表-5.17 解析ケース 解析モデルの対象クリープの見積もり開始日と終了日

解析モデル	r=1	r=2	r=3	r=4	r=5	r=6	r=7
	N(1)=10階	N(2)=20階	N(3)=30階	N(4)=40階	N(r)=50階	N(r)=60階	N(r)=60階
	施工段階						完成時
クリープ見積開始日 Tr(r-1)	0	74	154	234	314	394	474
クリープ見積終了日 Tr(r)	74	154	234	314	394	474	3000
1階柱の荷重ステップ数 j(r)max	7	17	27	37	47	57	62

r: 解析モデルの施工順序(=1~7)

N(r): 解析モデル階数(ただし、N(0)=0とする。)

Tr(r-1)およびTr(r)は、解析モデルrにおけるクリープ見積開始日および終了時とし、1階柱が打設されてからの日数を示す。なお、Tr(0)=0とする。

j(r)max: 解析モデルrにおける1階柱で打設後から解析モデルTr(r)までに加わる荷重のステップ数

解析モデルrでのh階床節点に与える変位(変形量)を(r,h)と定義し、表-5.17に示した数値を用いて、下式に示す。

$$\delta(r, h) = \sum_{i=1}^{h-1} \left[\sum_{j=1}^{j(r)_{\max} + 1 - i} \varepsilon_c(i, j, r) \right] \cdot l_c(i) \quad \text{----- (5-25)}$$

$$h < N(r-1) + 2$$

----- (5-26)

$$\varepsilon_c(i, j, r) = \{\varphi_i(T_r(r) - T_{cc}(i), T_n(i, j) - T_{cc}(i)) - \varphi_i(T_r(r-1) - T_{cc}(i), T_n(i, j) - T_{cc}(i))\} \varepsilon_e(i, j)$$

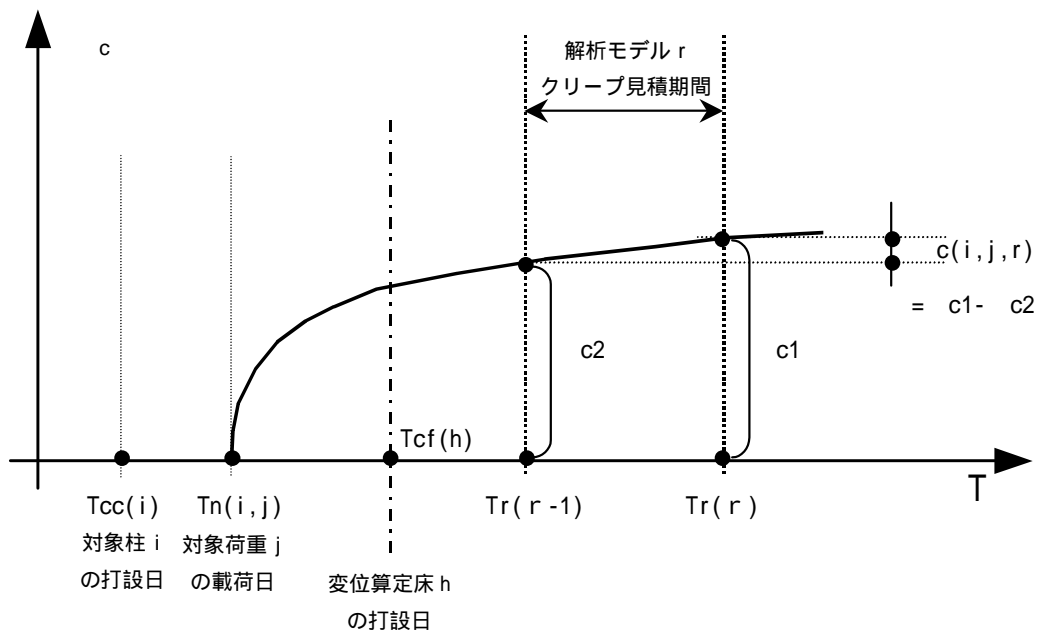
$$h \geq N(r-1) + 2$$

$$\varepsilon_c(i, j, r) = \{\varphi_i(T_r(r) - T_{cc}(i), T_n(i, j) - T_{cc}(i)) - \varphi_i(T_{cf}(h) - T_{cc}(i), T_n(i, j) - T_{cc}(i))\} \varepsilon_e(i, j) \quad \text{----- (5-27)}$$

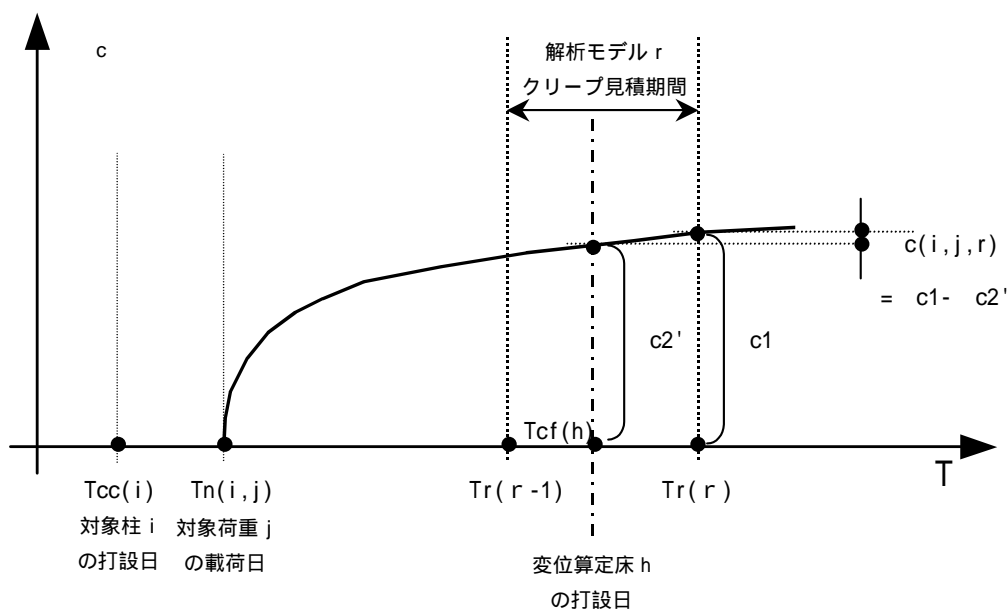
$$\varepsilon_e(i, j) = \frac{N(i, j)}{Ae(i) \cdot Ec(i)} \quad \text{----- (5-28)}$$

- r : 解析モデルの施工構築順序 解析モデル (r=1 ~ 7)
- h : 強制変位を与える床の階 h 階 (h=2 ~ 61)
- i : 対象とする柱の階 i 階柱 (i=1 ~ 60)
- j : i 階柱に加える荷重ステップ j 荷重ステップ
- c(i, j, r) : 解析モデル r のクリープ見積期間での i 階柱の j 荷重ステップによる
クリープひずみ
- lc(i) : i 階柱の材長
- i(t, t₀) : i 階柱の材齢 t₀ 日で荷重の材齢 t 日でのクリープ係数式 (5-4) ~ 式(5-11)による。
- Tr(r) : 解析モデル r における対象クリープ見積終了時
- Tr(r-1) : 解析モデル r における対象クリープ見積開始時
- Tcc(i) : i 階柱の打設日
- Tcf(h) : h 階床の打設日
- Tn(i, j) : i 階柱に j 荷重ステップが載荷された日
- e(i, j) : i 階柱の j 荷重ステップによるクリープひずみ
- N(i, j) : i 階柱の j 荷重ステップ鉛直荷重
- Ae(i) : i 階柱の等価軸断面積
- Ec(i) : i 階柱コンクリートのヤング係数

式(5-25)右辺は、変位を求める h 階床節点より下の柱 (i=1 ~ h-1) のクリープひずみによる変形を累積したものを表し、i 階柱のクリープひずみは、柱に加わる荷重ステップ (j=1 ~ j(r)max+1-i) によるクリープひずみを累積したものを表す。クリープひずみは、解析モデル r に対応したクリープ見積期間内におけるクリープひずみの増分とする。このとき、クリープひずみは、変位を求める h 階床の打設時期がクリープ見積期間以前の場合、式(5-26)により、クリープ見積期間内の場合、式(5-27)により、求められる。つまり、h 階の打設が見積期間内の場合、h 階の変位は、その打設以降のひずみに依存し、打設以前のひずみによる変位は、施工時に床レベル調節でキャンセルされると考える。この関係を図-5.35 に示す。



(a) 変位算定をする床が、クリープ見積り期間以前に打設される場合



(b) 変位算定をする床が、クリープ見積り期間内に打設される場合

図-5.35 床節点変位算定用の柱クリープ量の算定

5.4.5 解析結果および考察

(1) ひずみ分布

外周柱 C3, C5 中柱 C4, C6 の弾性ひずみおよびクリープひずみの高さ方向の分布を図-5.36 に示す。

弾性ひずみは、節点支配荷重の累積軸力と柱軸剛性から算定される値（弾性ひずみ）と節点に荷重を載荷し架構解析から得られた値（弾性ひずみ）を示す。また、クリープひずみは、節点支配荷重の累積軸力から、先に示したクリープひずみ算定式（式(5-25)～式(5-28)）を用いて算定した値とする。

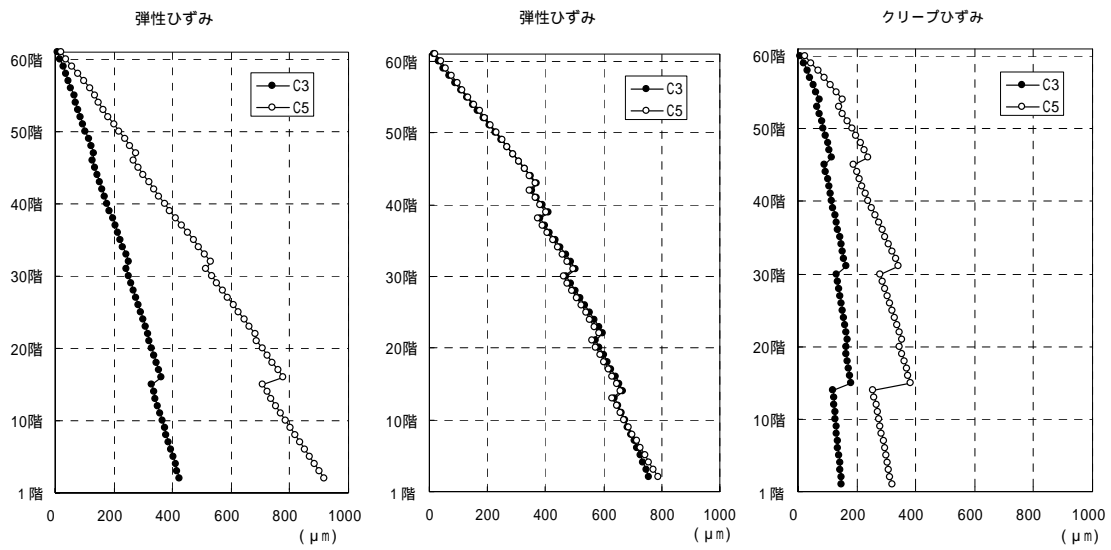
外周柱(C3, C5)で、弾性ひずみ と弾性ひずみ を比較する。支配荷重の累積の軸力比の最大が約 0.33 である C5 は、弾性ひずみ が下層階で 900 μ 近く達し、軸力比の最大が約 0.18 である C3 は、弾性ひずみ が下層階で 430 μ 程度となっている。これに対し、弾性ひずみ では、両柱とも下層階で 800 μ 弱と同程度となっている。これは、架構解析で、軸力が外周梁を介して分配され、負担軸力が両柱で同程度に近づき、同程度のひずみになったと考えられる。一方、クリープひずみは、節点支配荷重の累積軸力より算定しており、C5 は 400 μ 程度、C3 は、200 μ 程度となっている。

中柱(C4, C6)では、C4 および C6 とも支配荷重の累積の軸力比の最大が約 0.33 と同程度であるので、弾性ひずみ と弾性ひずみ で大きな差異がなく、下層階で両柱とも 900 μ 近く達している。クリープひずみでも、両柱とも 400 μ 程度となっている。

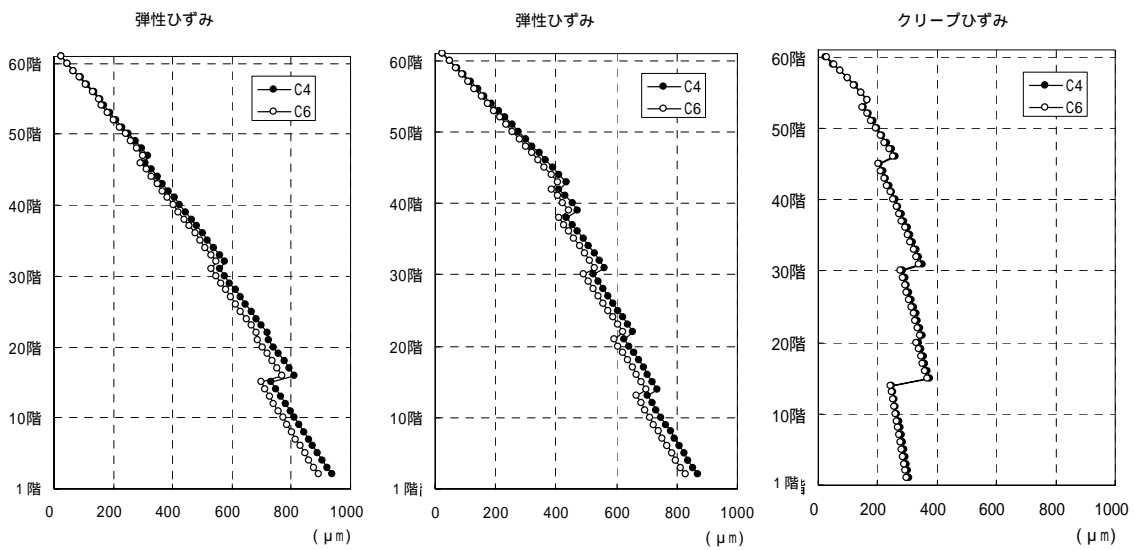
隣り合う柱で、軸力比が大きく異なり、その柱同士が梁で剛につながる場合、柱と梁の剛性を適切に評価して、鉛直荷重が施工段階を通じてどのように配分されるかを検討する必要がある。本検討では、これを考慮し、弾性ひずみ およびクリープひずみから得られた変位を検討用の節点鉛直変位として扱う。

(2) 施工段階を通じての節点変位

架構解析から得られた弾性変形による節点変位と、クリープ変形による節点変位の施工段階を通じての高さ方向分布の経緯を、外周柱(C3, C5)について図-5.37 に示す。施工時の頂部は、正規の鉛直位置に打設されて変位はキャンセルされるので、各施工段階で、最上階床の変位はほぼ 0 となっており、弾性変形による変位およびクリープ変形による変位とも中間部で変位が最大となっている。また、C3 および C5 柱とも、架構解析で軸力が外周梁を介して分配され、負担軸力が両柱で同程度になっているので、弾性変形による変位は同程度となっている。建物完成後では、弾性変形による変位は、積載荷重による変形により各階全体的に増加し、クリープ変形による変位は、架構上棟時に材齢が小さい上層階での増加が見られる。最終段階での変位の最大値を図中に示す。



(a) 外周柱 (C3, C5) の弾性ひずみ分布およびクリープひずみ分布



(b) 中柱 (C4, C6) の弾性ひずみ分布およびクリープひずみ分布

弾性ひずみ : 節点の支配荷重の累積した軸力から算定した弾性ひずみ
 弾性ひずみ : 節点荷重により架構解析より算定した弾性ひずみ
 クリープひずみ : 節点の支配荷重の累積した軸力から算定したクリープひずみ

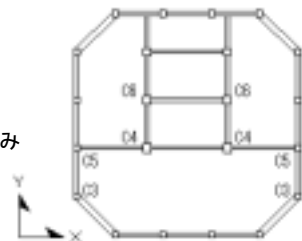
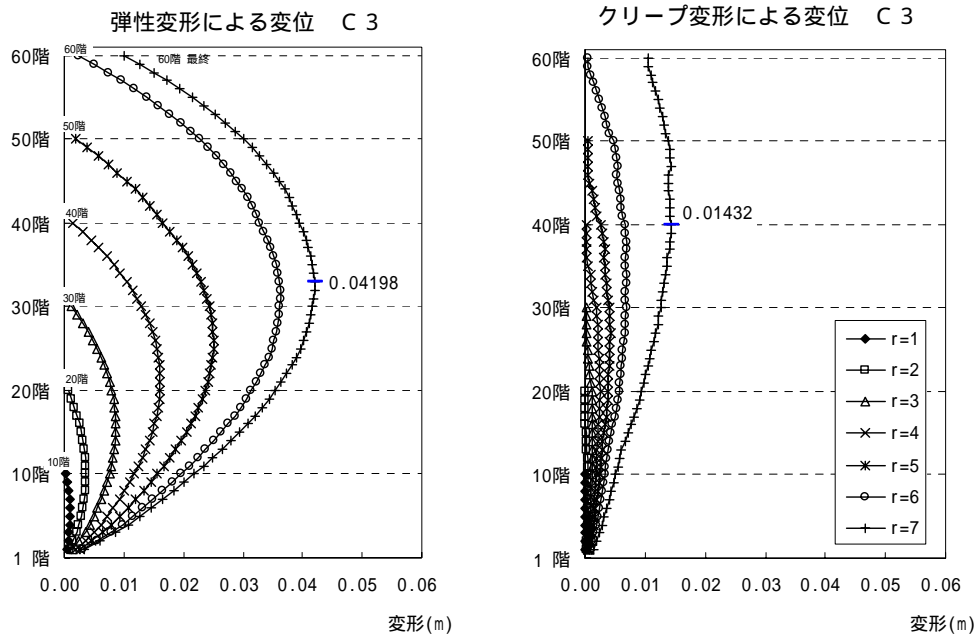
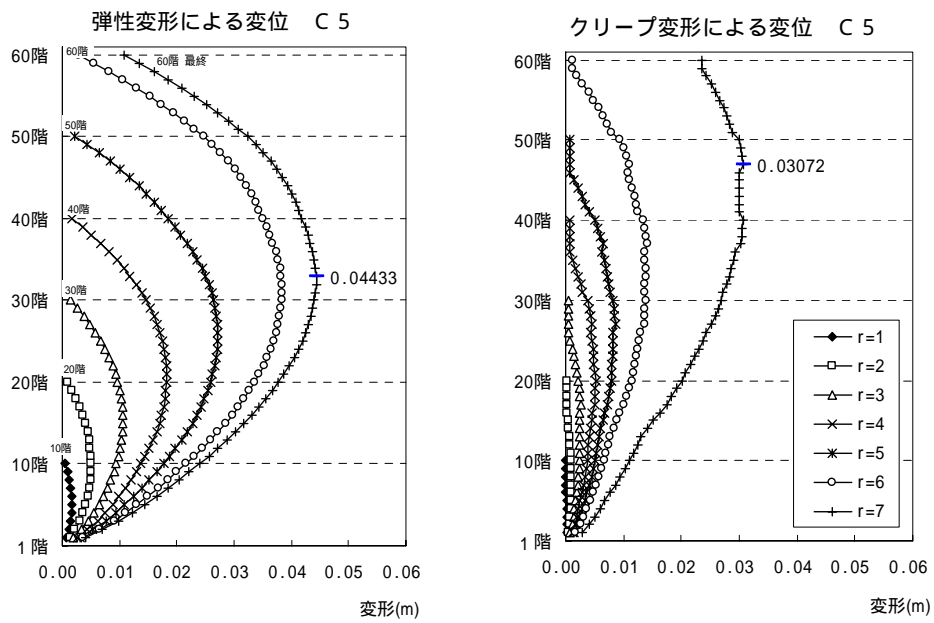


図-5.36 柱の弾性ひずみ分布およびクリープひずみ分布

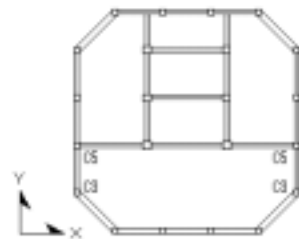


(a) 外周柱 (C3) の施工段階での変位分布



(b) 外周柱 (C5) の施工段階での変位分布

図-5.37 柱の施工段階での変位分布



(3) 最終段階での節点変位

最終段階での節点の鉛直方向変位を図-5.38 に示す。

外周柱(C3,C5)の比較では、両柱で支配荷重累積の軸力比が異なっているので、C5の最大値が38階で74mm、頂部で34mmとなっているのに対し、C3の最大値は35階で55mm、頂部で21mmと小さい値となっている。この違いは、クリープ変形による違いが主であることがわかる。また、中柱(C4,C6)の比較では、軸力比が0.33と同程度であるので、両柱とも最大値が39階で80mm程度、頂部で40mm程度となっている。

外周柱のC3とC5において節点変位の差を、スパン長(7,500mm)で除した変形角の状況を図5-39に示す。30階以上で、変形角が約1/500程度になっているのがわかる。

本検討では、解析上、以下の仮定が含まれている。

弾性変形を求める解析モデルを、施工段階に合わせた各階解析モデルとし、梁のクリープを考慮し、曲げ剛性およびせん断剛性を1/2とした。建物の水平剛性確保のため外周梁の断面が大きいことにより、支配荷重での軸力比が異なる柱間で、軸力移動が大きく、弾性変形を求める解析で、同程度の軸応力度比と評価した。

クリープひずみを求める軸力は、上記架構解析結果ではなく、支配荷重を累積した軸力で算定している。このため、軸力比が異なる柱間のクリープ変形による変位差が実際より大きく、安全側に評価されている。

以上の仮定を基に本検討により、以下の全体傾向が把握できる。

- ・ 支配荷重の累積の軸力比が隣り合う柱で大きく異なる場合、長期荷重の十分な検討が必要で、建物中間部および上層で変位差が生じる可能性がある。
- ・ 弾性変形による鉛直変位は、建物の中間部で最大値となり、クリープ変形による鉛直変位は、建物の高さの2/3程度以上の上層部でほぼ一様に最大となる。
- ・ 軸力比が隣り合う柱で、両柱に取り合う梁の剛性が低い場合、最終段階での鉛直変位差による床変形角は大きくなる可能性があり、設計上の配慮が必要と考えられる。

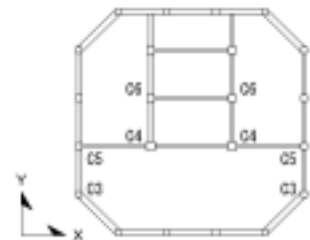
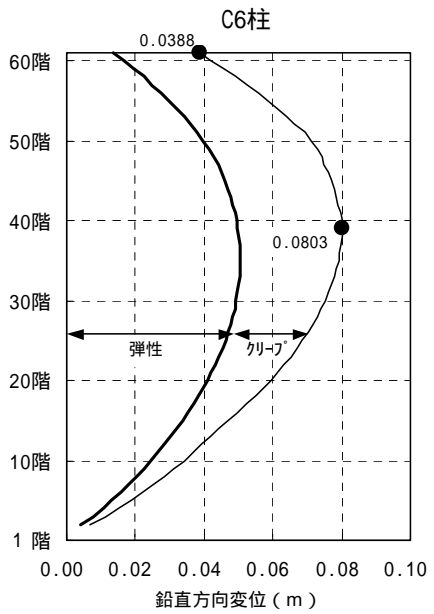
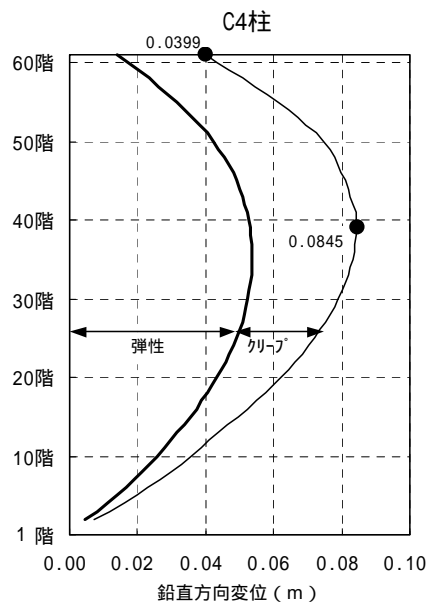
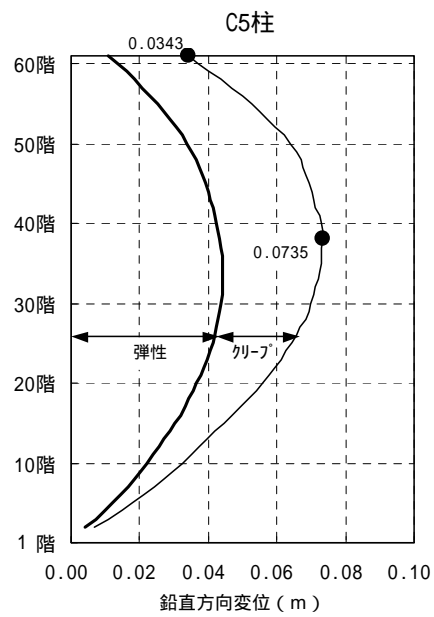
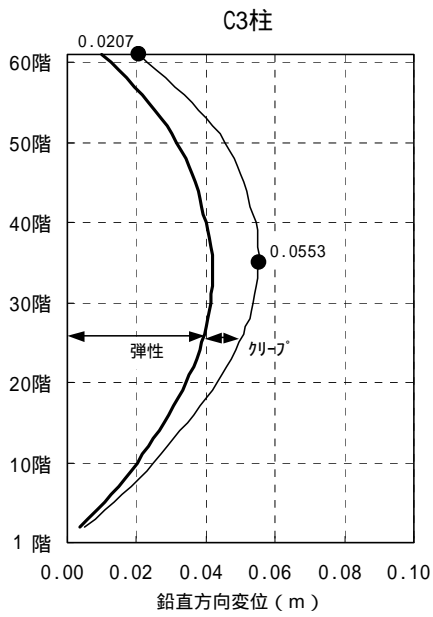


図-5.38 外周柱 (C3,C5) 中柱 (C4,C6) の最終段階での変位分布

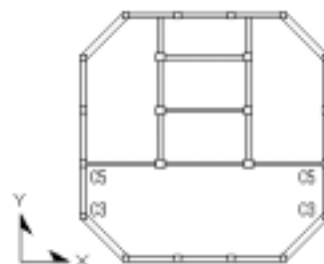
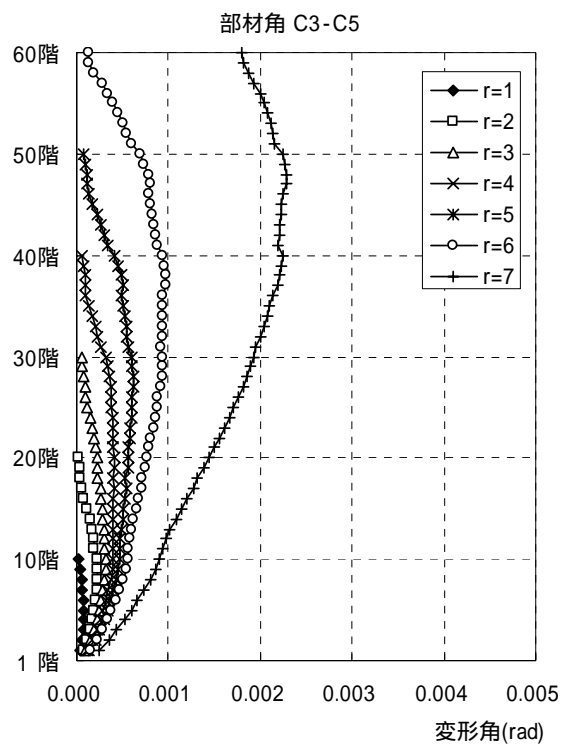


図-5.39 外周柱 (C3,C5) 節点の鉛直変位差による変形角分布

5.5 まとめ

3章および4章で示したクリープ予測法を用い、超高強度コンクリートを使用したRC柱の常時鉛直荷重に対する軸ひずみを算出し、RC柱部材の長期設計を検討した。

1. 実断面寸法・軸方向筋の存在・載荷方法を考慮して算定したRC柱の等価最終クリープ係数は、0.4~0.5程度と小さく見積もられる。
2. コンクリートの自己収縮やクリープを考慮すると、軸方向筋の負担軸力は弾性計算と比べ大きくなり、鉄筋コンクリート構造計算規準に示される軸方向筋の長期許容圧縮応力度を用いると、適用可能な長期荷重の軸力比が制限される。
3. 軸力比で1/3相当の軸力を長期載荷した場合のコンクリートと軸方向筋の負担軸力を算定し、この状態で曲げ断面解析を行い、耐震性能を評価した結果、軸方向筋に普通鋼材を使用した場合、低い水平力レベルで圧縮鉄筋が降伏することとなった。
4. 上記に対し、軸方向筋に高強度鋼材(SD685)を使用した場合、早期の圧縮鉄筋の降伏が回避できる結果となった。

圧縮強度150N/mm²級のコンクリートを使用したRC柱試験体を2体製作し、一方の試験体は軸力比約0.2の圧縮力を材齢1年程度まで載荷し、もう一方の試験体は同材齢まで無載荷とし、その後、両試験体の曲げせん断実験を行って、耐震性能の比較を行った。

1. 軸方向筋に高強度異形鉄筋(降伏強度685N/mm²級)を使用していたため、曲げせん断実験では、両試験体において、著しい差は見られなかった。

3章および4章で示したクリープ予測法を用い、超高強度RC柱を用いた60階建ての超高層RC造建築物の、クリープ変形を考慮した架構解析を行い、超高層RC造建築物の長期設計を検討した。

1. 軸力比を1/3程度に設定し、設計基準強度Fc150のコンクリートを使用した下層階の柱において、弾性によるひずみが1,000 μ 弱程度、クリープによるひずみが約400 μ となった。
2. 施工手順を考慮した解析モデルを組み合わせ、鉛直荷重による床節点変位(沈込み)を算定した結果、軸力比が1/3の柱において建物中間層部分で変位が最大となることかわ

かり，その値は 80mm 程度で，そのうちクリープひずみによる変形は約 30%であった。また，建物頂部では，床節点変位は 40mm 程度で，そのうちクリープひずみによる変形は約 50%であった。

3. 最大軸力比が $1/3$ である柱と最大軸力比が $1/6$ である柱が，隣り合っている場合，節点変位差が 20mm 弱程度となり，傾斜角にして $1/500$ 程度となった。

参考文献

- 1) Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE), Thomas Telford, pp.52-65, 1998
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，P16-17，1987
- 3) 黒岩秀介，渡邊悟士，陣内浩，並木哲：150N/mm² 級コンクリートの自己収縮と拘束応力について，日本建築学会学術講演梗概集，A-1，pp.389-390,2005
- 4) 黒岩秀介，渡邊悟士，陣内浩，並木哲：収縮低減剤を用いた 150N/mm² 級コンクリートの諸特性，日本建築学会学術講演梗概集，A-1，pp.89-90,2006
- 5) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 日本建築学会，1999
- 6) 村松晃次，小室努，今井和正，是永健好，西山峰広：超高強度鉄筋コンクリート柱の曲げ耐力算定用ストレスブロック係数，日本建築学会構造系論文集，No.604，pp.127-134，2006.6

第6章 結論

6.1 総括

1章 超高強度コンクリートの技術的背景，研究の課題・目的を示した。また，本研究課題に関する過去および論文構成を示した。

現在までの設計基準強度 F_c100 から 150 クラスの超高強度コンクリートの使用状況と材料分野での進歩および超高層 R C 造建築物の耐震設計を示した。 F_c150 クラスの超高強度コンクリートを使用した R C 柱の耐震性能は，既往の評価法の延長線上での評価では十分でないことを示した。また，長期圧縮性状の検討は，超高層 R C 造建築物の場合，非常に注意を払う事項であることを示した。

そこで，本研究の課題を，超高強度コンクリートを使用した R C 柱についての
中心圧縮特性
長期圧縮特性 として，
その研究目的を示した。

の課題において，圧縮強度 150N/mm^2 クラスの超高強度コンクリートを使用した R C 柱の曲げ性能において，2つのピーク点が現れ，両ピークの適切な耐力評価が，耐震設計をする上で重要であることを示した。第2ピークの耐力評価のためには，超高強度コンクリートの拘束効果を適切に評価する必要があり，このためには，拘束コンクリートの応力・ひずみ関係を評価する必要があることを示した。

の課題において，超高強度コンクリートを使用した R C 柱のクリープが架構に及ぼす影響を考察し，隣接する柱で軸応力度が大きく異なる場合は架構に支障がでる可能性があることなどを示した。このように検討をすべき課題がある一方で，超高強度コンクリートの圧縮クリープの特性を実態に合わせて把握する方法が確立されていないことが問題で，その必要性があることを示した。

さらに，中心圧縮特性および長期圧縮特性に関する過去の研究を示したが，超高強度コンクリートの領域において，設計上の耐震性能および長期性能を検討するのに適するデータはほとんど無く，本課題が研究に値することを示した。

2章 超高強度コンクリートを使用した R C 柱の中心圧縮特性の把握を研究対象とした実験およびその考察を示し，既往の拘束コンクリートの応力・ひずみ関係モデルをもとに超高強度コンクリートの応力・ひずみ関係モデルを示した。

圧縮強度が $100 \sim 180\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートを使用した R C 柱の短期中心圧縮試験を，コンクリート強度，柱形状，拘束量を変数とし，実施・考察し，以下の知見を得た。

圧縮強度が $100 \sim 180\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートは、適切な量の異形 PC 鋼棒で横補強することにより、圧縮靱性を改善することができる。また、最大強度の $2/3$ 倍の時点で繰り返し載荷を行っても弾性性状は保たれ、最大応力以降での繰り返し載荷後の応力は、処女載荷時の同一ひずみ時応力より若干低下するものの、新たに大きいひずみを与えると単調載荷の骨格曲線上にもどる。

六車渡邊モデルにおいて、最大強度、最大強度時ひずみおよび最大強度時以降の下り勾配を再評価することにより、圧縮強度が $100 \sim 180\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートの拘束効果を応力・ひずみ関係上で定量的に評価できる。また、このモデルを用い、柱部材の曲げモーメント・曲率関係やせん断力・部材変形角関係の骨格曲線を、適切に算定することができる。

3 章・4 章 超高強度コンクリートを使用した RC 柱の長期圧縮特性を研究対象とした実験・計測およびその考察を示し、既往のクリープ予測式をもとに超高強度コンクリートのクリープ予測式および RC 柱のクリープ変形予測法を示した。

3 章では、圧縮強度が $100 \sim 180\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートを用いた縮小 RC 柱の長期圧縮試験を実施・考察し、以下の知見を得た。

全 RC 柱試験体で、所定の載荷を終了するまで安定して軸力を保持し、コンクリートのひび割れや剥落などの損傷は観察されなかった。長期荷重を受けた後の試験体からコア抜きをした供試体で確認した圧縮強度は、無載荷無筋コンクリートブロックの強度と同様な発現を示した。

100 および 162N/mm^2 の RC 柱試験体は載荷開始後 100 日程度までの軸ひずみ増加が顕著に見られるのに対し、3 日間高温蒸気養生をした 179N/mm^2 の RC 柱試験体は軸ひずみの増加が比較的小さい。

プレーンコンクリートシリンダーとは異なり、RC 柱では軸方向筋の負担圧縮軸力が時間経過とともに増加する一方で、コンクリートの負担圧縮軸力は徐々に減少する。減少の割合はコンクリート強度が低いものほど顕著であった。

RC 柱試験体の軸ひずみを「A」弾性成分と「B」クリープなどの他の成分に分離し、B 成分を A 成分で除すことによりクリープ係数を求めた。RC 柱試験体におけるコンクリートのクリープ係数は高強度のものほど小さく、プレーンコンクリートシリンダーと定性的には同様の傾向を示した。

クリープ係数予測式として CEB モデルを用い、終局クリープ係数におよぼす圧縮強度の影響係数 (f_{cm}) を、普通強度から超高強度コンクリートに対し回帰して得た式に置き換え、クリープ係数を求める提案手法は、適切なクリープ予測手法である。

強度発現状況からも分かるように、初期に高温養生を施したの RC 柱試験体では載荷開始までに硬化がほぼ終結したため、長期材齢時に載荷した場合のような長期ひず

み性状を示したと考えられる。

4章では、載荷時期および部材寸法が及ぼすクリープへの影響を検討するため、圧縮強度が 150N/mm^2 クラスの超高強度コンクリートを使用した縮小RC柱およびシリンダーの段階的載荷長期圧縮試験を示し、さらに実構造物における F_c130 および F_c100 のRC柱の長期ひずみ観測を示し、考察し、以下の知見を得た。

軸力比が 0.112 から 0.350 の長期載荷を行った、シリンダー供試体、RC柱試験体および実建築物のRC柱すべてにおいて、約2年から3年の所定の載荷を終了するまで安定して軸力を保持し、コンクリートのひび割れなどの損傷はなかった。

目標強度 150N/mm^2 の 300mm 角のRC柱試験体および 100mm のシリンダー供試体のクリープ係数は、0.5程度と非常に小さい値を示した。

同じ載荷材齢で、300mm 角のRC柱試験体と 100mm のシリンダー供試体のクリープ係数を比較すると、断面寸法が大きいRC柱試験体が小さい値を示した。

材齢 56 日で一括載荷した試験体と施工過程を模擬し材齢 14 日から段階的に載荷した試験体の比較では、段階載荷した試験体の軸ひずみが小さい傾向にあった。

終局クリープ係数に及ぼす圧縮強度の影響係数 (f_{cm}) を超高強度コンクリートに対し再評価した CEB モデルを用い、段階載荷のRC柱の軸ひずみが評価できる算定法を示した。

5章 寸法効果および段階載荷を取り入れた超高強度コンクリートを使用したRC柱のクリープ予測法を用い、部材レベルでの検証および試設計建物レベルでの検証を行い、設計上での問題点を把握した。

超高強度コンクリートを使用したRC柱の常時鉛直荷重に対する軸ひずみを算出し、RC柱部材の長期設計を検討し、以下の知見を得た。

実断面寸法・軸方向筋の存在・載荷方法を考慮して算定したRC柱の等価最終クリープ係数は、0.4~0.5程度と小さく見積もられる。

コンクリートの自己収縮やクリープを考慮すると、軸方向筋の負担軸力は弾性計算と比べ大きくなり、鉄筋コンクリート構造計算規準に示される軸方向筋の長期許容圧縮応力度を用いると、適用可能な長期荷重の軸力比が制限される。

軸力比で 1/3 相当の軸力を長期載荷した場合のコンクリートと軸方向筋の負担軸力を算定し、この状態で曲げ断面解析を行い、耐震性能を評価した結果、軸方向筋に普通鋼材を使用した場合、低い水平力レベルで圧縮鉄筋が降伏することとなった。

上記に対し、軸方向筋に高強度鋼材 (SD685) を使用した場合、早期の圧縮鉄筋の降伏が回避できる結果となった。

圧縮強度 $150\text{N}/\text{mm}^2$ 級のコンクリートを使用したRC柱試験体を2体製作し、一方の試験体は軸力比約 0.2 の圧縮力を材齢 1 年程度まで載荷し、もう一方の試験体は同材齢まで無載荷とし、その後、両試験体の曲げせん断実験を行って、耐震性能の比較を行った。軸方向筋に高強度異形鉄筋(降伏強度 $685\text{N}/\text{mm}^2$ 級)を使用していたため、曲げせん断実験では、両試験体において、著しい差は見られなかった。

超高強度RC柱を用いた60階建ての超高層RC造建築物の、クリープ変形を考慮した架構解析を行い、超高層RC造建築物の長期設計を検討し、以下の知見を得た。

軸力比を $1/3$ 程度に設定し、設計基準強度 F_c150 のコンクリートを使用した下層階の柱において、弾性によるひずみが $1,000\mu$ 弱程度、クリープによるひずみが約 400μ となった。

施工手順を考慮した解析モデルを組み合わせて、鉛直荷重による床節点変位(沈込み)を算定した結果、軸力比が $1/3$ の柱において建物中間層部分で変位が最大となることがわかり、その値は 80mm 程度で、そのうちクリープひずみによる変形は約 30% であった。また、建物頂部では、床節点変位は 40mm 程度で、そのうちクリープひずみによる変形は約 50% であった。

最大軸力比が $1/3$ である柱と最大軸力比が $1/6$ である柱が、隣り合っている場合、節点変位差が 20mm 弱程度となり、傾斜角にして $1/500$ 程度となった。

6.2 今後の課題

6.2.1 超高強度コンクリートを使用したRC柱の中心圧縮特性

実際の柱の 1/3 の縮尺の試験体による中心圧縮試験から，超高強度コンクリートの圧縮靱性改善の可能性および拘束コンクリートの応力ひずみ関係のモデル化の提案を行った。今後の課題として，以下のことが挙げられる。

(1) 寸法効果

部材断面が大きくなると最大強度が低下することや，硬化時の温度履歴が強度に影響を及ぼすことが報告されている。しかし，これらの要因に対し，超高強度コンクリートの強度がどの程度影響するかを示す定量的な評価に関する資料は少なく，今回の実験においても対象外となっている。試験機の容量などで制約はあるが，今後，超高強度コンクリートを用いたRC柱の圧縮強度における寸法効果の影響を定量的に把握することが必要と考えられる。この場合，コンクリート単体における断面寸法の影響と補強筋の効果によりその影響が減少されるかが問題点と考えられる。

(2) RC柱の曲げ耐力および変形性能

本研究においては柱の中心圧縮試験による圧縮靱性を把握したが，RC柱部材において，軸力と曲げが作用する状況で，耐力と変形性能の把握が必要となる。本研究で得られた，拘束コンクリートの応力・ひずみ関係を用いて曲げ性能を評価した計算結果と実際のRC柱の曲げ性能を分析し，耐震設計法への適用法を示す必要がある。

6.2.2 超高強度コンクリートを使用したRC柱の長期圧縮特性

(1) 材料の影響

本研究における長期圧縮特性は，限定された結合材（3成分セメント：ポルトランドセメント＋スラグ石膏＋シリカフューム）や骨材を使用したコンクリートのRC柱に関するものである。コンクリートのクリープ特性は，セメントの種類，単位セメント量，単位水量などによって異なると一般に考えられているが，本検討では材料を限定して，圧縮強度を指標とした。強度が終局クリープ係数に及ぼす影響係数の算定式は，本研究の使用材料で，実験範囲内の結果を回帰したものである。よって，他の材料の場合や検討範囲外での領域に対しては，更なる実験や分析が必要と考えられるが，プレーンコンクリートシリンダー等の長期圧縮データを用いて回帰式を求める本方法は，有効であると考えられる。

(2) 寸法の影響

クリープ量を予測するために本研究では，CEB-FIP MODEL CODE 1990での断面寸法が終局クリープ係数に影響をおよぼす程度を示す係数を用いた。シリンダー供試体や1/3縮尺のRC柱試験体において，複数の実験データでこの係数の検証を行っている。しかし，実大断面レベルにおいては，多くのデータでの検証はされていない。また，実建物の観測データを評価する場合の鉛直力は，設計算定上の値を使用しており，実際に作用している力と

の精度は検証されていない。外力の精度や観測データ数の点で、今後、大断面での実験的検証が必要と考えられる。

(3) 収縮量の評価と部材への影響

超高強度コンクリートを用いたRC柱において、材齢7日以降の収縮量が非常に小さいことが観測された(4章 図-4.14)。この観測は、実建造物のRC柱に埋め込まれた鉄筋のひずみより計測したものであるが、計測方法や精度を含め、収縮量の測定に関し、より慎重な観測が必要と考えられる。また、材齢3日程度までに生じる自己収縮の計測とその評価も実断面レベルで必要である。実断面を有するRC柱での自己収縮による軸方向筋とコンクリートの軸力移行の詳しい検証(5章 5.2 の検討では完全付着を仮定)も必要と考えられる。

(4) 実建物における挙動の観測

本研究における実建造物で計測した柱の軸力比は0.11~0.15と比較的低い領域(4章 表-4.6 および図-4.12)で、計測した柱は2体であった。今後、軸力比が高い柱を含む多数のデータをもとに予測法の検証が必要と考えられる。

(5) 長期設計法

鉄筋コンクリート構造計算規準に示される太径鉄筋の許容圧縮応力度 200N/mm^2 を用い、超高強度コンクリートを使用したRC柱の長期設計を行うと、適用できる軸力比が大きく制限されることを5章 5.2.3 で示した(図-5.6)。この点に関し、高強度鋼材(SD685等)を軸方向筋に使用し、水平力に対する安全性を確保することで、許容圧縮応力度を高く設定できる可能性を示した。このことについて、解析とともにさらなる実験的な評価と検討が必要と考えられ、今後の課題と考えられる。

(6) 架構解析による長期設計

本研究の施工過程を考慮した架構解析(5章 5.4)では、解析モデルを施工段階に合わせた解析モデルとし、弾性ひずみによる変位とクリープひずみによる変位を分けて算定をし、クリープひずみを求める軸力は、節点の支配荷重を累積した軸力で算定した。クリープひずみを求める軸力を、各タイミングでの架構解析結果とすることがより適切と考えられる。また、今回の検証は、建物平面が整形で、軸力比が異なる柱同士が、剛性の高い梁でつながっている状況であるが、さらに不利な状況での設計的検討も研究の対象になる。

本論文を構成する既発表の論文

論文 100~180N/mm²の超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の圧縮特性

小室努, 今井和正, 村松晃次, 是永健好, 渡邊史夫, 日本建築学会構造系論文集第 577 号,
pp77-84, 2004.3 (2章)

論文 超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の長期圧縮特性

小室努, 今井和正, 是永健好, 渡邊史夫, 日本建築学会構造系論文集 第 605 号,
pp151-158, 2006.7 (3章)

論文 超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の施工過程を考慮したクリープ予測法

小室努, 今井和正, 是永健好, 渡邊史夫, 日本建築学会構造系論文集 第 616 号,
pp165-172, 2007.6 (4章)

本論文に関連する既発表の論文・技術報告

技術報告 150N/mm²級の超高強度コンクリートを用いた RC 柱の実用化研究

小室努, 黒岩秀介, 渡辺英義, 陣内浩, コンクリート工学, Vol.39, No.10, pp.9-16, 2001.10
(1章)

論文 150MPa 超高強度コンクリートを用いた RC 柱の耐震性能

小室努, 渡辺英義, 是永健好, 川端一三, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2,
pp.277-282, 2002 (1, 2章)

論文 高強度コンクリートの圧縮クリープ性状

後藤和正, 小室努, 陣内浩, 川端一三, コンクリート工学年次論文集 Vol.22, No.2,
pp.625-630, 2000 (1, 3章)

論文 超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の長期圧縮特性

小室努, 今井和正, 是永健好, 渡邊史夫, 高強度コンクリート構造物の構造性能研究委員会論文集, 日本コンクリート工学協会, pp.408-415, 2006.7 (3, 5章)

謝辞

京都大学大学院教授 渡邊史夫博士には、著者が京都大学学部生および京都大学大学院院生において、基礎的な構造力学から丁寧にご指導を賜り、さらに卒業後も、本論文の執筆・作成に終始ご面倒を見ていただいたこと、厚く感謝し、お礼申し上げます。

京都大学名誉教授 六車熙博士には、学生時代から不精な著者に対する教育を、懇切丁寧にしていただいたこと、社会人になってからの著者にも常にご助言をいただいたこと、大変感謝しております。本論文のテーマである「超高強度コンクリート」は、六車先生が、何も分らない学生の著者に、興味が湧くように、やさしく教えていただいたことが思い出されます。社会人となってからも、引き続き、この材料に関する研究ができたことを大変光栄に感じております。

京都大学防災研究所教授 田中仁史博士には、学生時代のご指導とともに、ニュージーランド カンタベリー大学に研修した折、研究指導や生活面でのアドバイスなど大変お世話になり、お礼申し上げます。京都大学大学院准教授 西山峰広博士には、学生時代での初歩的な力学から始まり、学会での活動のご指導、お礼申し上げます。両博士には、本論文について審査および多くのご助言を賜り、大変感謝しております。

京都大学大学院准教授 吹田啓一郎博士、京都大学大学院准教授 河野進博士には、本論文の審査およびご助言をいただき、ここにお礼申し上げます。

1989年に著者が大成建設株式会社設計本部に入り、構造設計に携わりましたが、その環境は素晴らしいものでした。設計行為のみでなく、開発研究や議論が必要であることを是とする職場環境は、数多くの先輩方々が培ってきたものであり、この状況のもと、設計業務と平行して本研究ができたこと、大変感謝しております。

先輩であります川端一三氏には、構造設計を通じ、研究や議論の大切さを伝えていただき、また、本論文の課題を、設計業務を通じて示していただき、大変感謝しております。上司および先輩であります、細澤治氏、原孝文氏には、常に励ましや適切なアドバイスをいただき、ここにお礼申し上げます。

是永健好博士および今井和正博士に代表される大成建設株式会社技術センターの연구원の方々には、実験実施の協力、論文作成に至るまでの数多くのご支援と助言をいただき、大変感謝しております。是永博士は、論文作成に全面的に協力をしていただいたことを心からお礼申し上げます。

また、大成建設株式会社設計本部において、寺嶋知宏君、中尾文彦君、村松晃次君、村瀬正樹君のご協力を得て、本論文の作成に至ったこと、お礼いたします。実施工での計測にあたりまして、河合邦彦氏および上田大輔氏のご協力のもと貴重なデータを収集することができ、ここに謝意を表します。