

第3章 高強度材料

3.1 高強度コンクリート

3.1.1 高強度コンクリートの材料および調合

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

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

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

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

超微粉末の混和材の使用が効果的とされている。

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

a. セメント

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

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

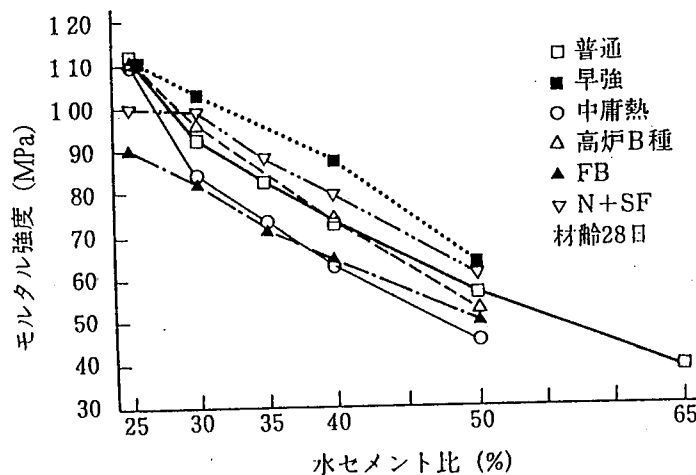


図-3.1.1 各種セメントの低水セメント比におけるモルタルの強度発現性

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

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

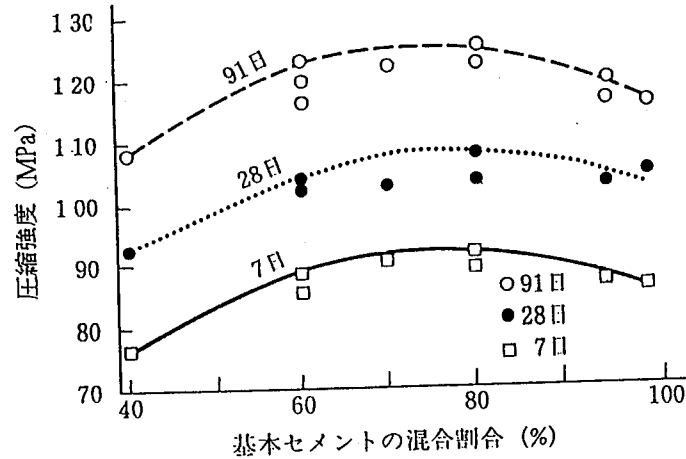


図-3.1.2 粒調セメントにおける基本セメントの混合割合とモルタルの圧縮強度との関係

b. 骨材

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

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

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

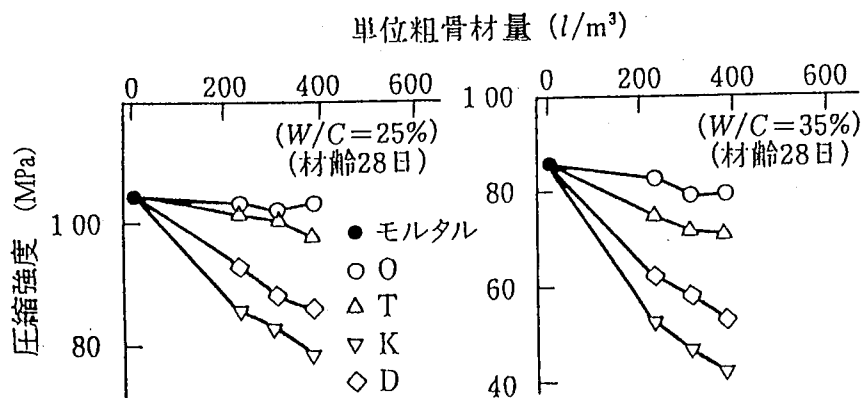


図-3.1.3 単位粗骨材量とコンクリートの圧縮強度との関係

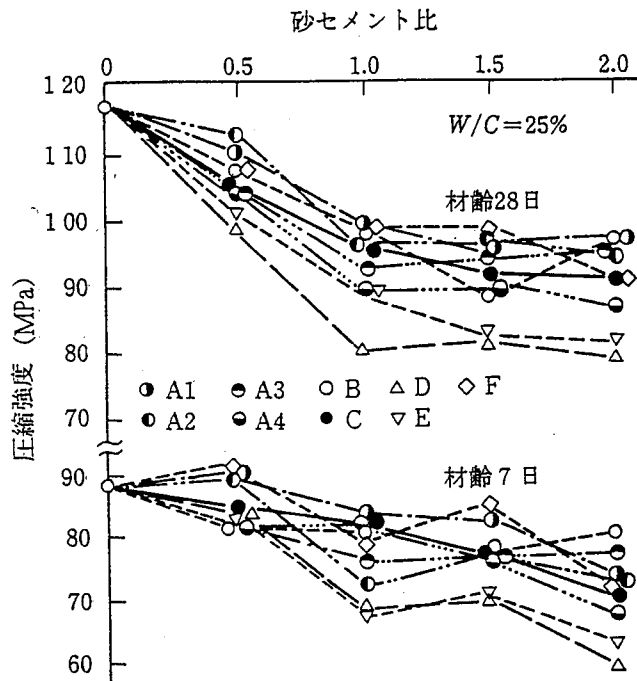


図-3.1.4 砂セメント比とモルタルの圧縮強度の関係

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

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

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

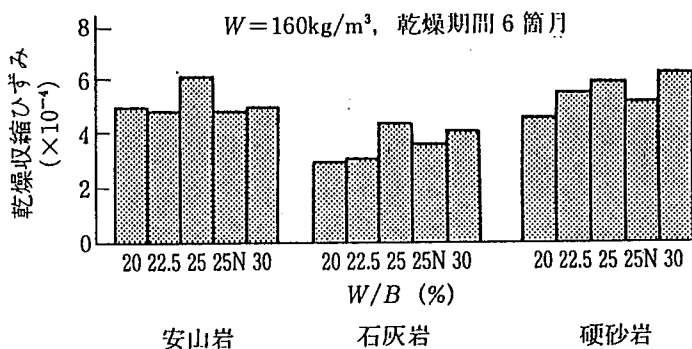


図-3.1.5 粗骨材の種類がコンクリートの乾燥収縮ひずみに及ぼす影響

c. 混和剤

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

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

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

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

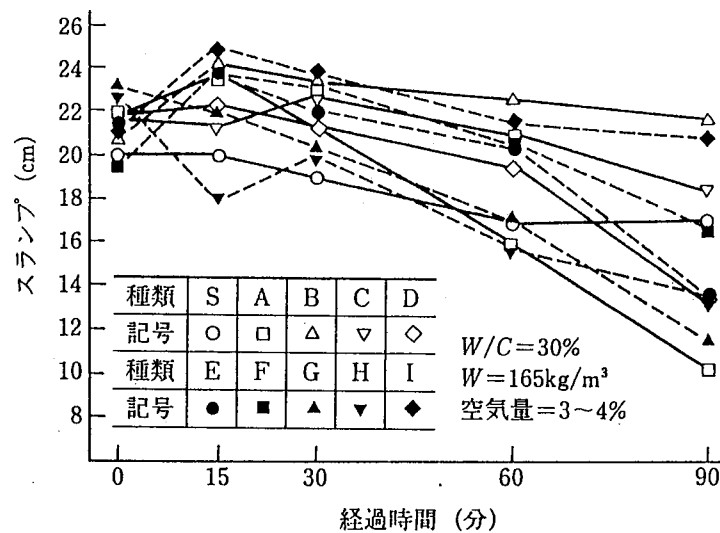


図-3.1.6 各種高性能A E減水剤を用いたコンクリートのスランプの経時変化

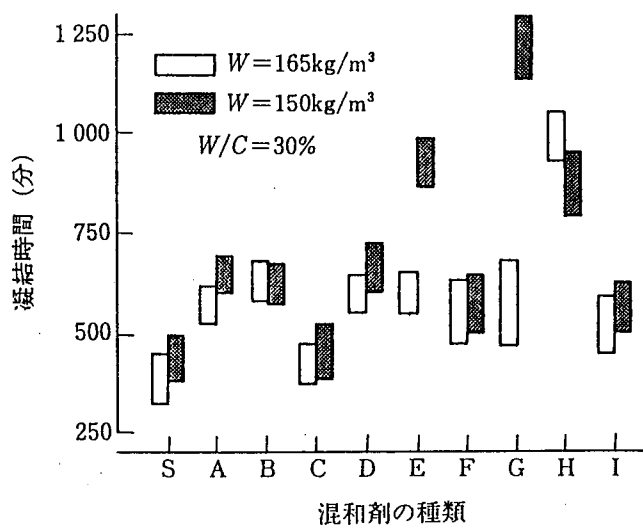


図-3.1.7 各種高性能A E減水剤を用いたコンクリートの凝結時間

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

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

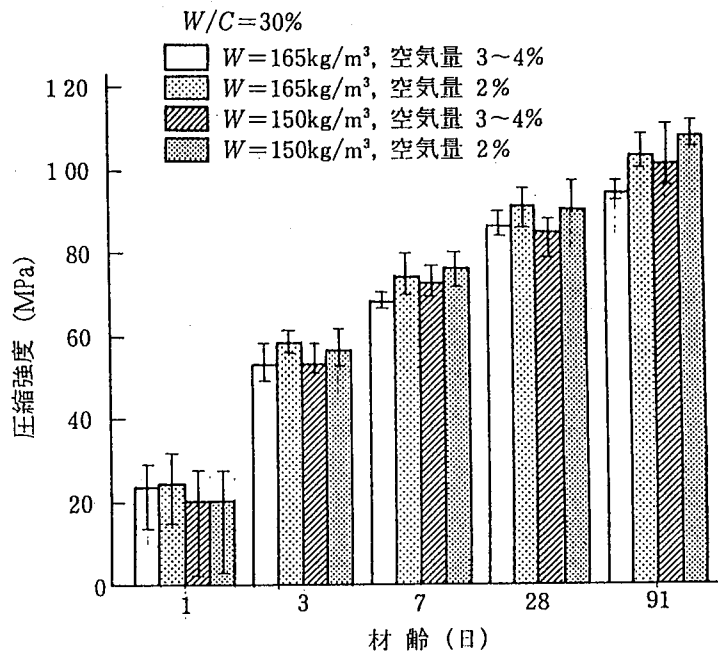


図-3.1.8 各種高性能AE減水剤を用いたコンクリートの圧縮強度

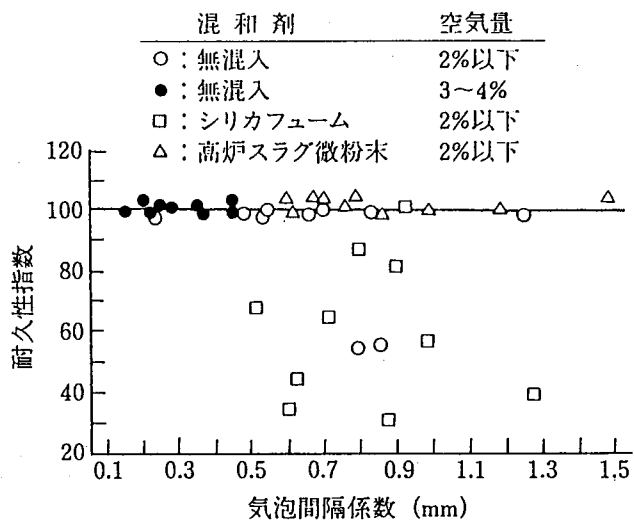


図-3.1.9 各種高性能AE減水剤を用いたコンクリートの気泡間隔係数と耐久性指数の関係

d. 混和材

セメントと置換して結合材の一部となる高強度コンクリート用混和材を開発し、その品質基準および使用方法を作成した。対象とした混和材は、シリカフューム、フライアッシュフューム、高炉スラグ微粉末、エトリングイト系特殊混和材である。フライアッシュフュームとは、フライアッシュを高温処理し、フライアッシュ中に含まれる比較的低温の物質である SiO₂ を蒸発・気化させ、それを凝結させて捕集することにより得られるものである。エトリングイト系特殊混和材とは、2型無水石膏を主成分としエトリングイトの針状結晶の生成を利用して硬化体組織の緻密化を図る混和材で、あらかじめ高性能減水剤が配合されているものである。主な研究成果は次のようである。

① シリカフュームおよび比表面積を 26 ~ 70 万 cm²/g に変えたフライアッシュフュームを用いたセメントペースト、モルタルおよびコンクリートの流動性、圧縮強度などについて実験した。その結果、フライアッシュフュームの粉末度の増加とともに圧縮強度は増加の傾向を示し、また、置換率 10 ~ 15 % で強度は最大値を示した^{3.27)-3.30)}。

② 比表面積 6000、8000、10000 cm²/g の高炉スラグ微粉末を対象に、置換率、水結合材比および温度を変えてモルタルおよびコンクリート実験を行い、ワーカビリティ、強度発現、凍結融解抵抗性などを調べた。その結果、強度発現は低温では遅いが比表面積が大きくなると改善されることが認められた^{3.31)-3.33)}。

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

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

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

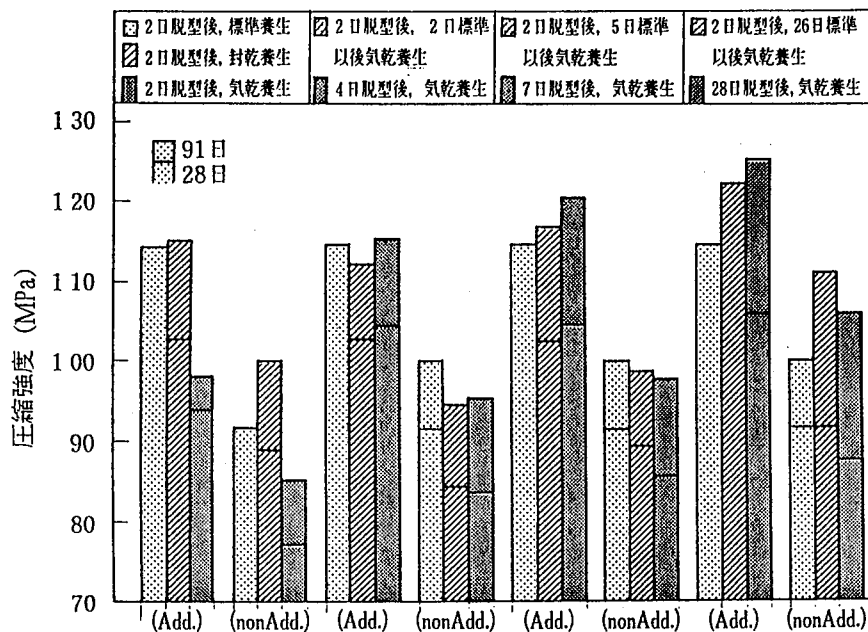


図-3.1.10 エトリングイト系混和材を用いたコンクリートの圧縮強度に及ぼす養生条件の影響

e. 調合方法

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

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

べるために、高性能AE減水剤、シリカフュームおよび高炉スラグ微粉末 8000 を用い、水結合材比を 15 ~ 40%、単位水量を 145~175 kg/m³ の範囲で変化させたコンクリートの諸性質について実験した。その結果、フレッシュコンクリートのスランプおよびスランプフローが同じでも、シリカフュームを使用した場合や単位水量が多い場合はコンクリートのフロー速度が早くなり、ワーカビリティが良くなった。また、水結合材比が 25% 以上の範囲では圧縮強度は結合材水比に比例して増加し

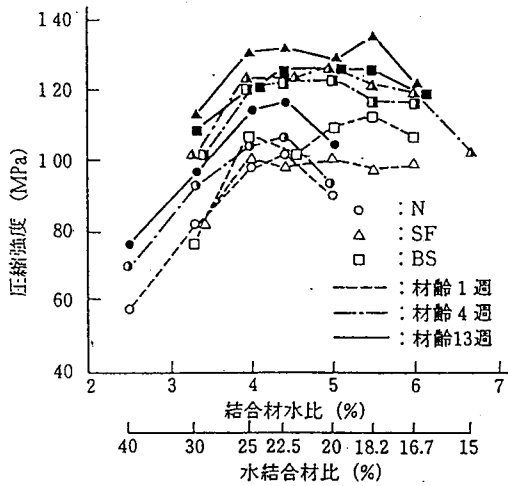


図-3.1.11 水結合材比と圧縮強度との関係

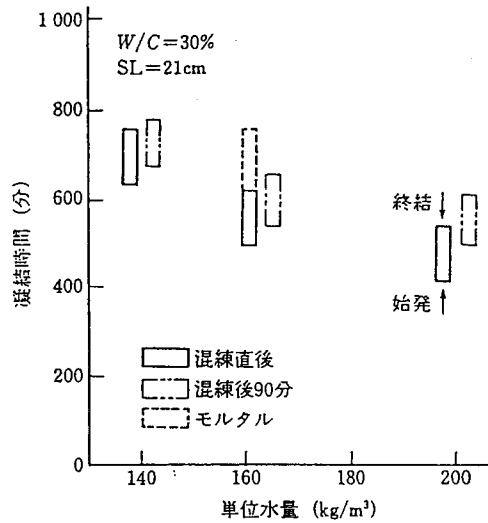


図-3.1.12 単位水量と凝結時間との関係

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

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

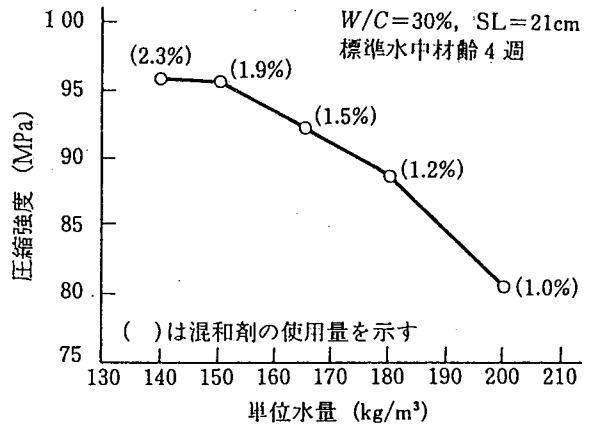


図-3.1.13 単位水量と圧縮強度との関係（スランプ一定）

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

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

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

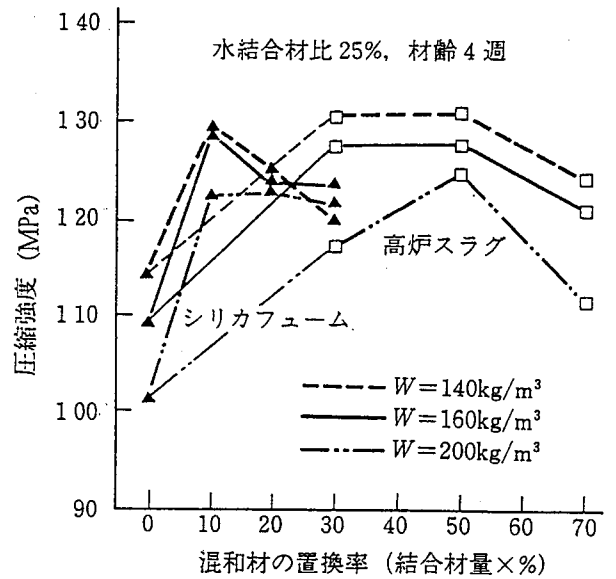


図-3.1.14 混和材の置換率と圧縮強度との関係

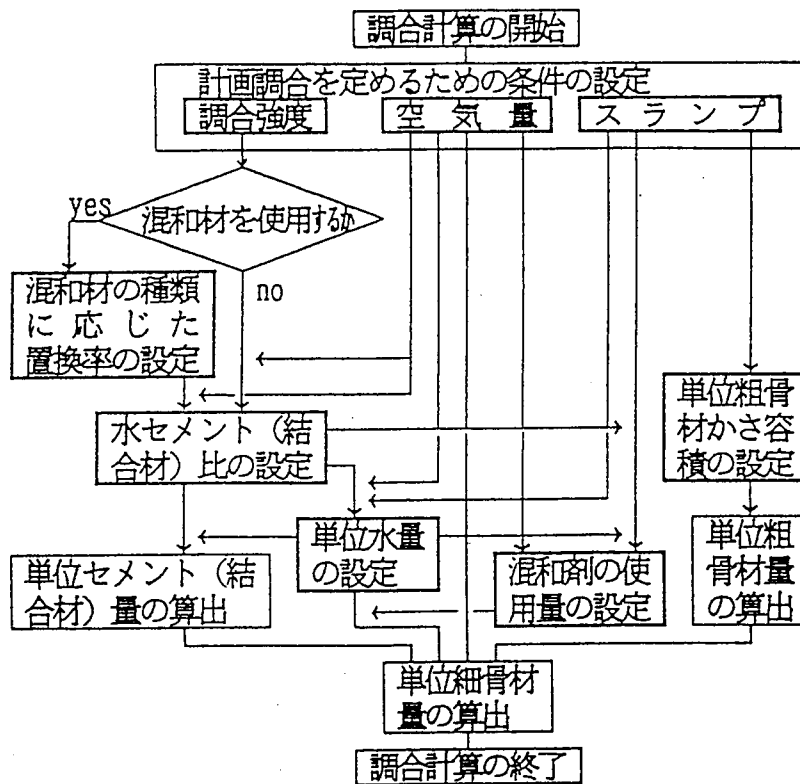


図-3.1.15 調合計算の一般的な手順

3.1.2 高強度コンクリートの諸性質

a. ワークアビリティ

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

b. 圧縮強度の標準試験方法

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

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

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

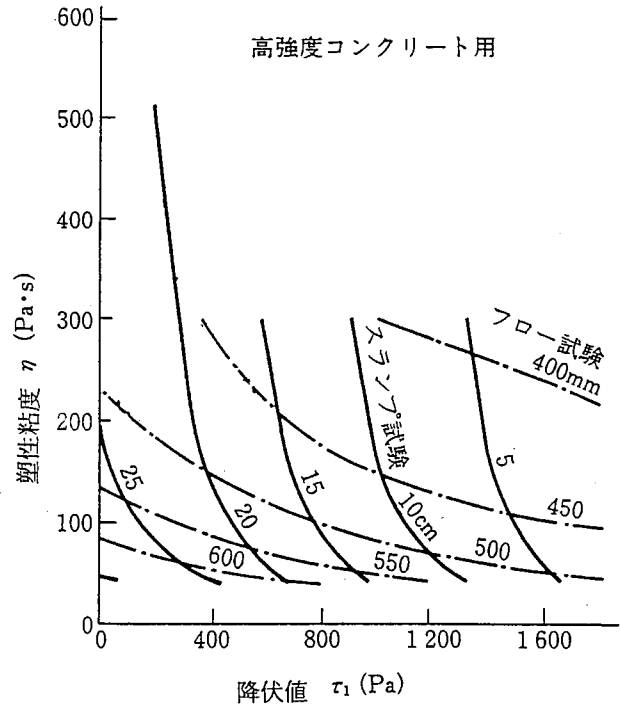


図-3.1.16 現行の試験法の組合わせによるレオロジー定数の推定

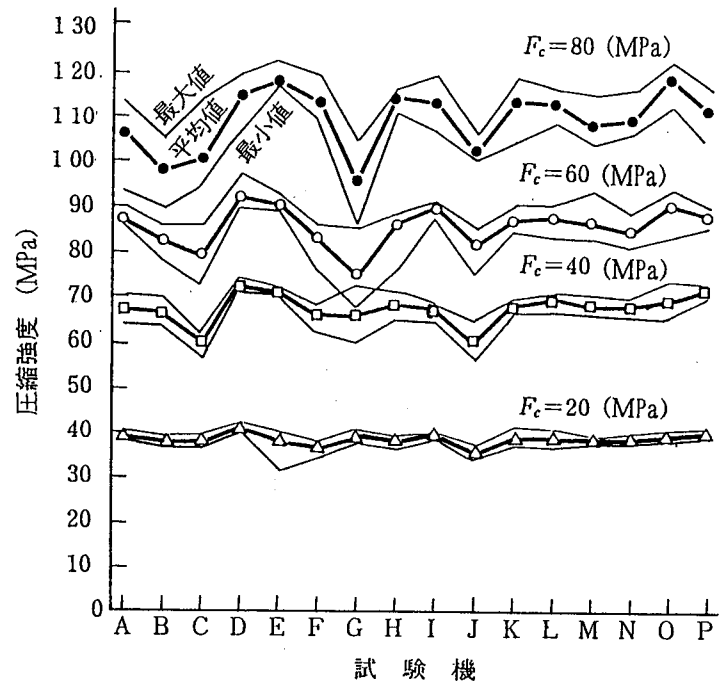


図-3.1.17 圧縮強度に及ぼす試験機の種類の影響

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

c. 力学特性

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

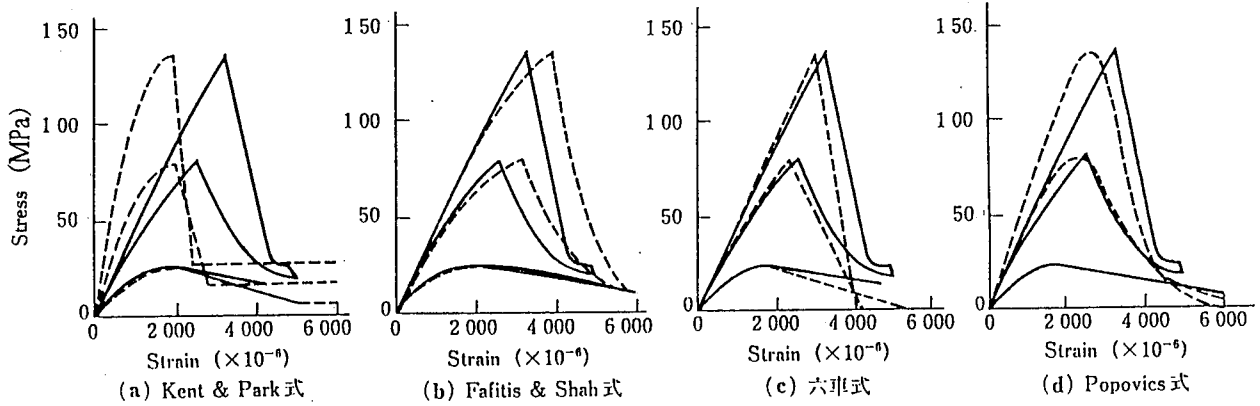


図-3.1.18 応力-ひずみ曲線の実測値と各種評価式との比較

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

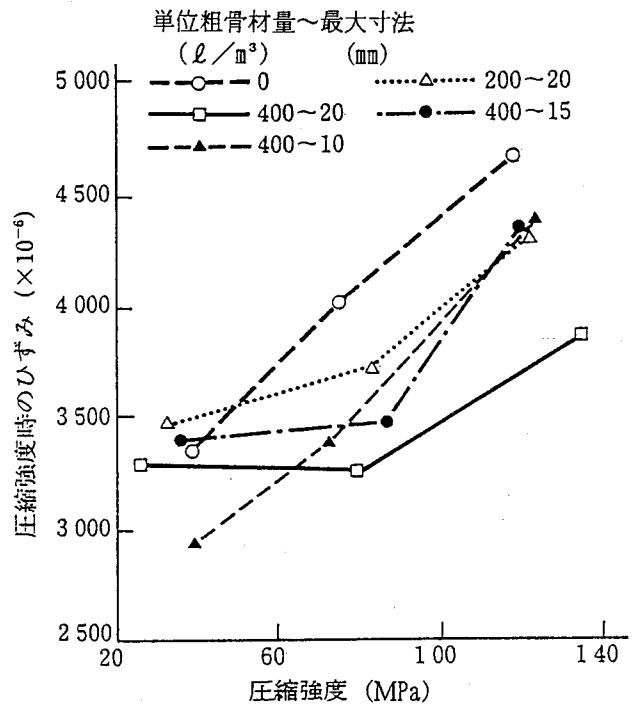


図-3.1.19 圧縮強度時のひずみに及ぼす粗骨材の影響

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

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

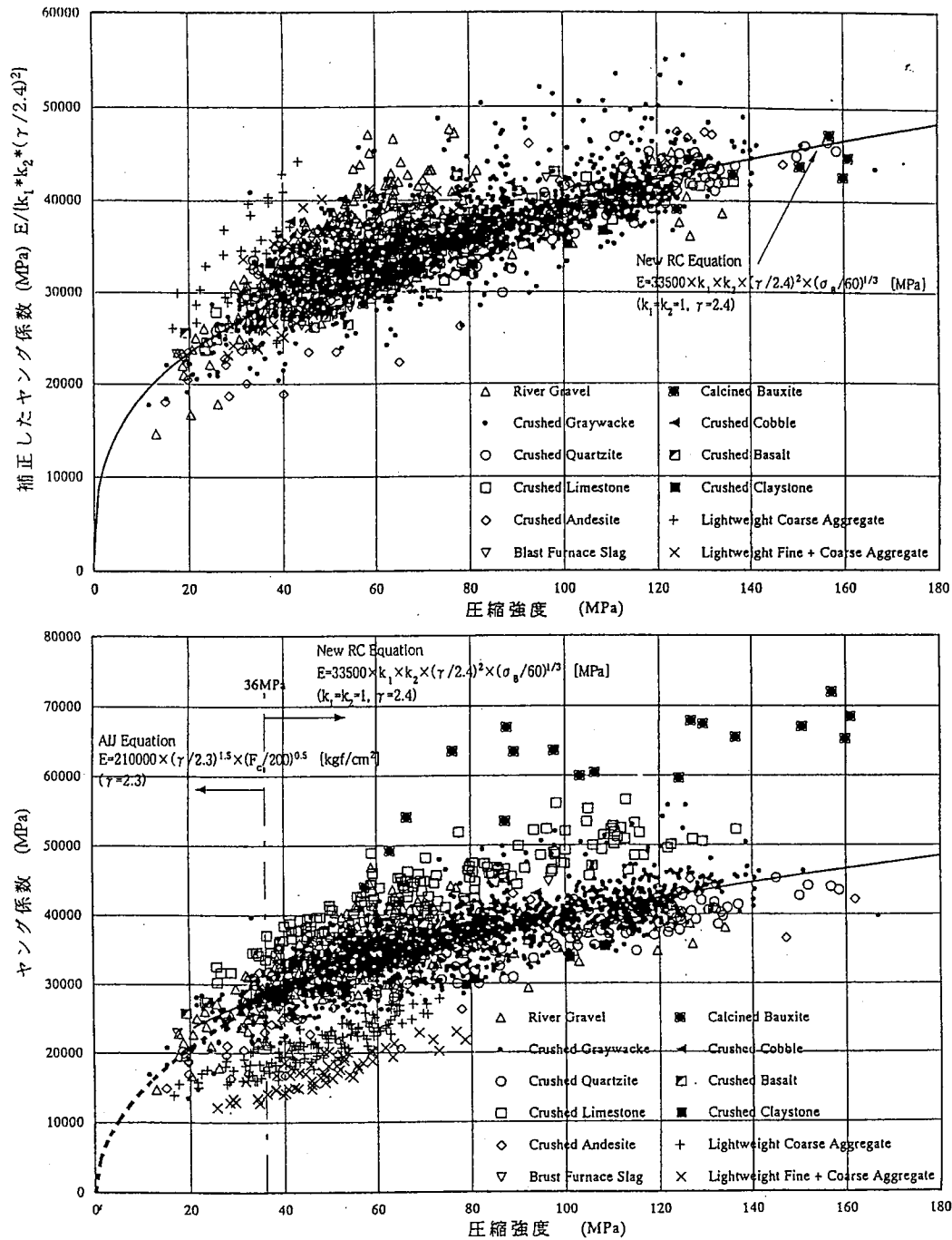


図-3.1.20 圧縮強度とヤング係数との関係

d. 乾燥収縮・クリープ特性

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

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

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

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

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

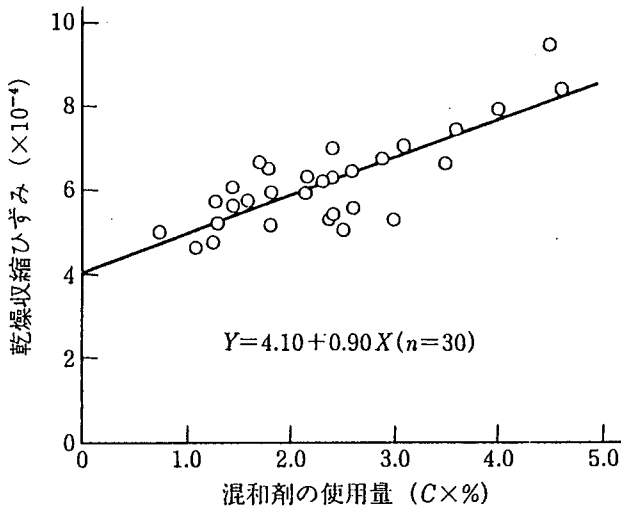


図-3.1.22 混和剤の使用量と乾燥収縮ひずみとの関係

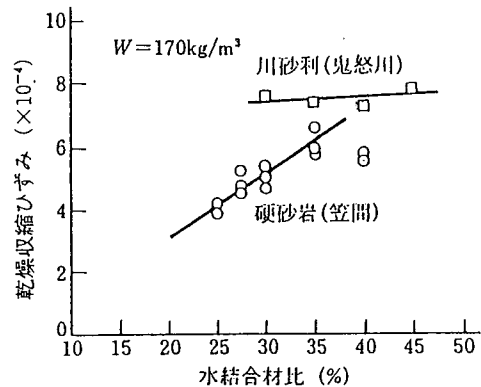


図-3.1.21 水結合材と乾燥収縮ひずみとの関係

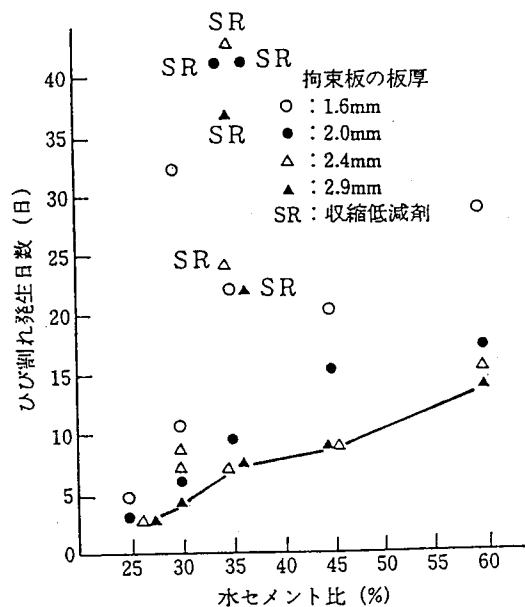


図-3.1.23 ひび割れ発生日数

e. 耐久性

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

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

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

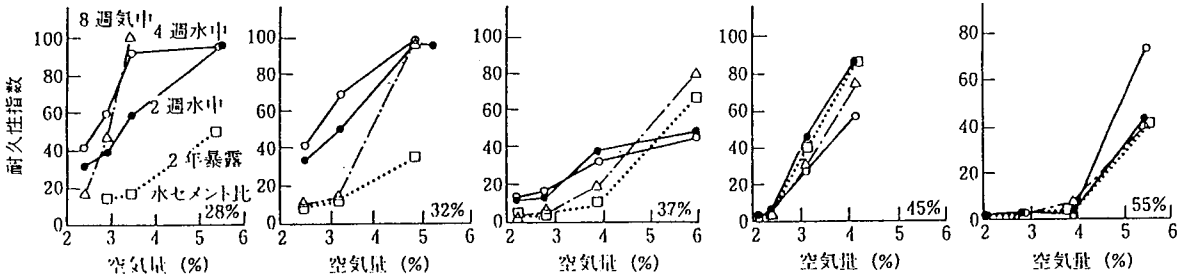


図-3.1.24 フレッシュコンクリートの空気量と各種の養生後のコンクリートの耐凍害性との関係 (骨材：安山岩+川砂利)

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

② 高強度コンクリートのアルカリ骨材反応性を評価するために、反応性骨材および非反応性骨材を用い、単位セメント量 650 kg/m³ で水セメント比 26 % と 36 % の高強度コンクリートおよび単位セメント量 350 kg/m³ で水セメント比 56 % の通常のコンクリートに NaOH を加えてアルカリ量を調整し、JCI のコンクリートバー法によりコンクリートの膨張率を調べた。その結果、アルカリ骨材反応による膨張はコンクリートの圧縮強度によらず、コンクリート中のアルカリ量によることがわかった。このため、コンクリートを高強度化してもアルカリ骨材反応による膨張を抑制することはできず(図-3.1.25)^{3.68)}、逆に無害と判定される骨材であれば、通常の使用条件のもとでは有害な膨張を起こす可能性は

少ないことがわかった。また、高強度コンクリートにお

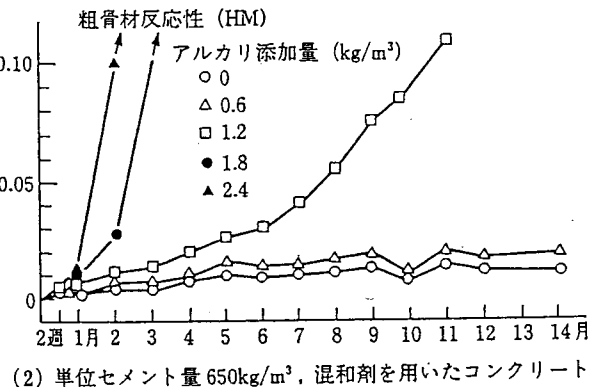
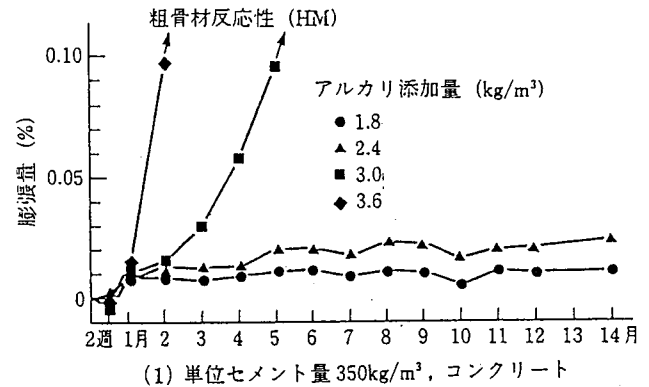


図-3.1.25 高強度コンクリートと普通強度コンクリートのアルカリ骨材反応による膨張性の比較

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

f. 耐火性

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

水セメント比 25 ~ 65%、単位水量 140~200 kg/m³ のコンクリートについてφ 10 × 20cm の供試体を用い、加熱速度を変化させて爆裂性状を調べた。その結果、爆裂は水セメント比 25% のコンクリートに多く生じることが認められた^{3.70)}。また、粗骨材の種類およびコンクリートの含水率を変化させたφ15 × 30cm の供試体による加熱試験では、コンクリートの含水率の影響が支配的

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

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

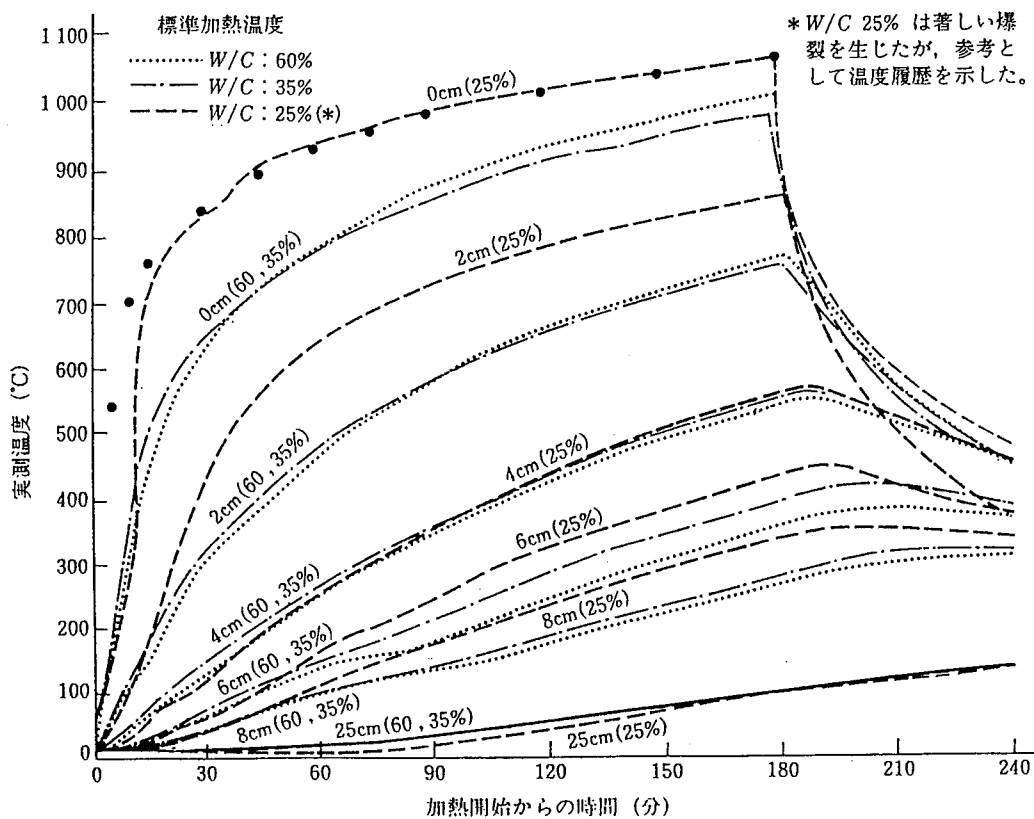


図-3.1.26 高強度コンクリートの耐火試験における試験体実測温度

[参考文献]

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

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

- 松本雅之：同題 その2. 硬化コンクリートの性質，同上 pp. 485 ~486, 1990. 10
3. 38) 阿部道彦・榊田佳寛・安田正雪・松本雅之・塩見伊津夫：高強度コンクリートの調合方法に関する実験その1. 実験計画，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），A, pp. 795 ~796, 1991. 9
3. 39) 塩見伊津夫・榊田佳寛・阿部道彦・安田正雪・松本雅之：同題 その2. フレッシュコンクリートの性質，同上 pp. 797 ~798, 1991. 9
3. 40) 松本雅之・榊田佳寛・阿部道彦・安田正雪・塩見伊津夫：同題 その3. 硬化コンクリートの諸性質，同上 pp. 799 ~800, 1991. 9
3. 41) 阿部道彦・榊田佳寛・安田正雪・荻野目博文・塩見伊津夫・須藤栄治：超高強度コンクリートの調合方法に関する実験 その1. 実験概要，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），A, pp. 279 ~280, 1992. 8
3. 42) 塩見伊津夫・榊田佳寛・阿部道彦・安田正雪・荻野目博文・須藤栄治：同題 その2. 実験結果，同上，pp. 281 ~282, 1992. 8
3. 43) 阿部道彦・榊田佳寛：設計基準強度 360kgf/cm²を超える高強度コンクリートの調合計算方法，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），A, pp. 979 ~980, 1993. 9
3. 44) 財国土開発技術研究センター：平成3年度高強度コンクリート分科会報告書，pp. 4-10-1 ~4-10-11, 1992
3. 45) 谷川恭雄・森 博嗣・渡辺健治：壁型枠へのコンクリート打設に関する解析的および実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 13, No. 1, pp. 839~844, 1991. 6
3. 46) 友澤史紀・野口貴文・小野山貫造・榊田佳寛・安田正雪：高強度コンクリートの圧縮強度試験方法の標準化に関する研究 その1. 計画，提案，試験機の剛性の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），A, pp. 505 ~506, 1989. 10
3. 47) 友澤史紀・野口貴文・小野山貫造・榊田佳寛・安田正雪：同題 その2. 加圧板，供試体寸法，載荷速度の影響，同上 pp. 507 ~508, 1989. 10
3. 48) 友澤史紀・榊田佳寛・棚野博之・上西 隆・野口貴文・小野山貫造：同題 その3. 供試体の細長比の影響，同上 pp. 509 ~510, 1989. 10
3. 49) 友澤史紀・野口貴文・陳 庭・榊田佳寛・阿部道彦・安田正雪：同題 その4. 試験機の影響に関する共同試験：概要，試験機の調査，試験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），A, pp. 499 ~500, 1990. 10
3. 50) 友澤史紀・野口貴文・小野山貫造・榊田佳寛・阿部道彦・安田正雪：同題 その5. 試験機の影響に関する共同試験：分散分析，まとめ，同上 pp. 501 ~502, 1990. 10
3. 51) 松本雅之・榊田佳寛・阿部道彦・高塩美佐子・新屋栄一：同題 その6. 型枠の種類，締固め方法の影響，同上 pp. 503 ~504, 1990. 10
3. 52) 小野山貫造・友澤史紀・野口貴文：同題 その7. 端面処理方法の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），A, pp. 877 ~878, 1991. 9
3. 53) 野口貴文・友澤史紀・小野山貫造：同題 その8. アンボンドキャッピング・球面座の影響，同上 pp. 879 ~880, 1991. 9
3. 54) 野口貴文・友澤史紀・小野山貫造：同題 その9. 球面座用潤滑剤の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），A, pp. 377 ~378, 1992. 8
3. 55) 谷川恭雄・山田和夫・畑中重光・柴田辰正：高強度・超高強度コンクリートの圧縮強度の試験方法並びに変動に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集 12-1, pp. 231 236, 1990. 6
3. 56) 谷川恭雄・山田和夫・柴田辰正：高強度・超高強度コンクリートの圧縮強度の変動に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），A, pp. 509 ~510, 1990. 10
3. 57) 野口貴文・友澤史紀・小野山貫造・郭 朝 光：高強度コンクリートの圧縮強度試験方法の標準化に

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

3.2 高強度の鉄筋規格と試作

日本で高さ 60 メートルを超える超高層の鉄筋コンクリート建築物が建設大臣認定を受けて相次いで施工されるようになったのは、1980 年代半ばに遡る。これに伴って、高強度コンクリートの使用、鉄筋の太径化、高強度化の傾向が表われてきた。特に設計基準強度が、600 kgf/cm² を超える現場打ちコンクリートが相次いでアメリカで実用化されてきたことをうけて、日本においては、現場打ち高強度コンクリートの実用化の気運が高まっていた。こういった状況の中で、高強度コンクリートを構造材料として活用する系統的な研究を行うことを目的として New RC プロジェクトがスタートした。このプロジェクトでは、コンクリートの高強度化のみならず、鉄筋の高強度化にも取り組み、高強度コンクリートのポテンシャル性能を最大限に利用する鉄筋コンクリート部材を開発することが目的とされた。しかし、プロジェクトが始まった当時の JIS 規格においては、強度が最も高い異形棒鋼の規格が SD490 (規格降伏点強度 490 MPa) であり、高強度コンクリート部材の実験に高強度主筋を用いたいという研究者の要望には答えられなかった。そこで、共同研究に参加した鋼材メーカーの全面的協力を得て、従来の規格にない降伏点強度の高い鉄筋を試作することになった。また、鉄筋試作の結果に基づいて、鉄筋の品質規格の形で成果をまとめることになった。

3.2.1 高強度鉄筋分科会

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

3.2.2 高強度鉄筋の実用化に向けての課題

鉄筋を高強度化することによるメリットには、次のような点が挙げられる。

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

一方鉄筋を高強度化する上で解決されていない残された課題は、次のようになる。

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

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

3.2.3 現行の JIS 規格との関係

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

は、780 N/mm² から 1 785 N/mm² で高強度であり既に実用化されているが、通常の鉄筋とは、使用法が異なっている。これらの鉄筋の応力度と歪度の関係を示したのが図 3.2.1 である。一般に鉄筋の応力度と歪度の関係は、PC 鋼材も含めて高強度になるほど降伏棚が短くなり、破断伸びが小さくなる傾向にあることがわかる。

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

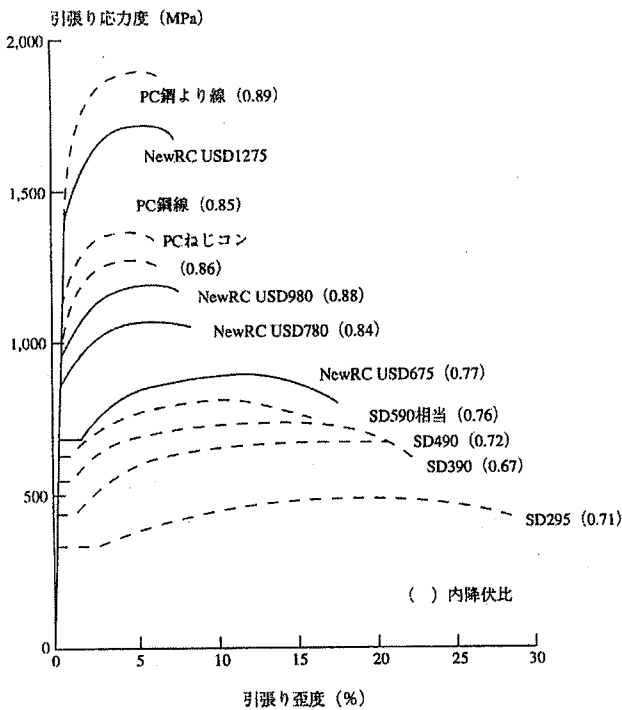


図 3.2.1 強度の異なる鉄筋の応力度と歪み度の関係

3.2.4 高強度鉄筋の規格案

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

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

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

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

表 3.2.1 高強度鉄筋の規格と要求性能

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

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

表 3.2.2 USD685 および USD980 の寸法・質量等

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

表 3.2.3 USD785 および USD1275 の寸法・質量等

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

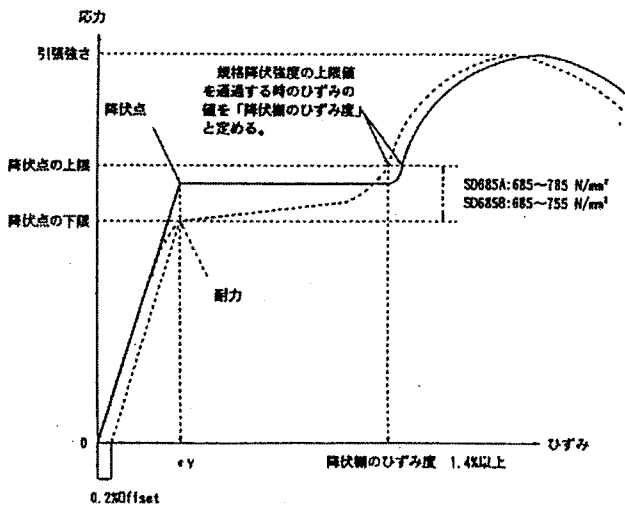


図 3.2.2 USD685 の応力度と歪度の関係

3.2.5 規格降伏点強度

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

3.2.6 降伏歪の棚の歪度の制限

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

3.2.7 降伏比の上限

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

3.2.8 伸び・曲げ加工時の損傷防止

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

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

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

表 3.2.4 高強度鉄筋の製造過程

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

時効効果はほとんど認められないというデータが得られた。

3.2.9 製造方法と化学成分

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

にあっても、機械的性質に関係する不純元素のコントロールが重要であった。

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

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

3.2.10 試作結果の例

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

表 3.2.5 USD685B の試作結果

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

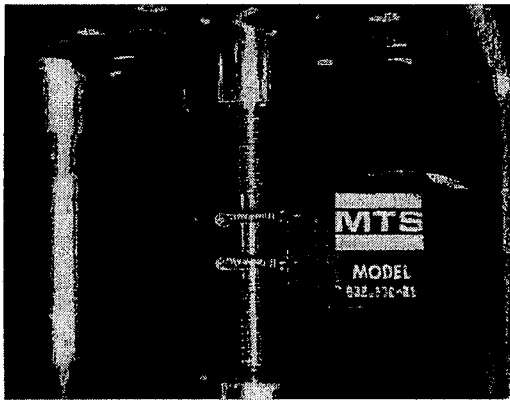
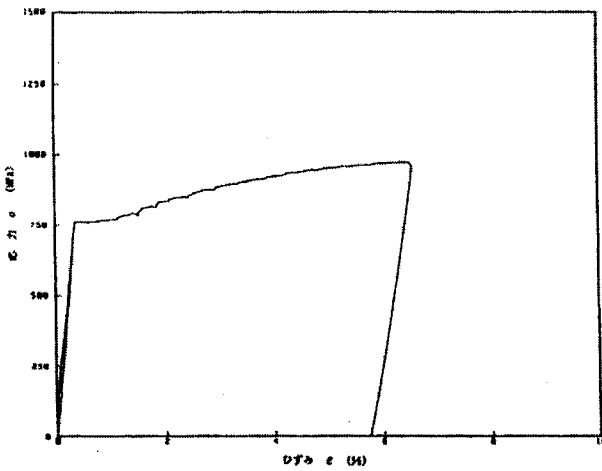


図 3.2.3 一方向加力下の応力度と歪度の関係の一例

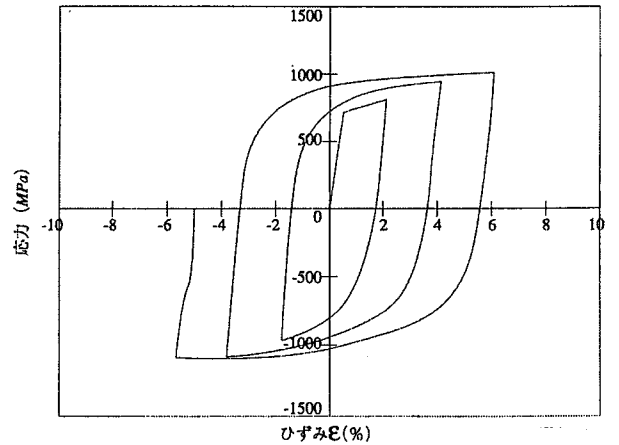
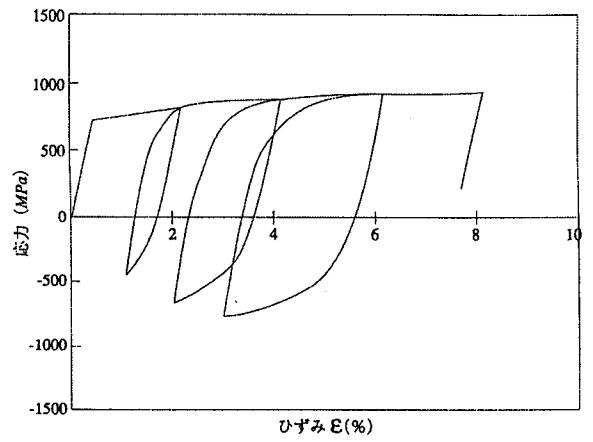
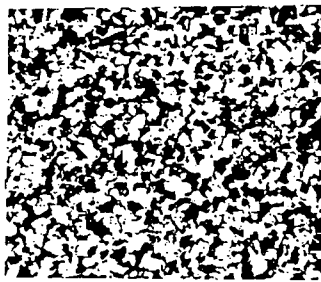


図 3.2.4 繰り返し加力下の高強度异形鉄筋の応力度と歪度の関係



結晶粒度 NO. 11. 倍率：200 倍

写真 3. 2. 1 顕微鏡組織

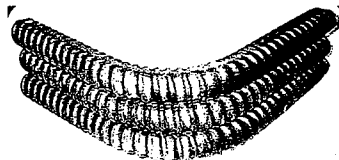


写真 3. 2. 2 曲げ試験結果

3. 2. 11 耐火性

火災が発生した後の高強度鉄筋の力学特性の変化を、冷却後引張り試験により検討した結果を図 3.2.5 に示す。鉄筋コンクリート用高強度異形鉄筋の USD685 と USD980、高強度横補強筋の USD785 及び、比較用の SD345 の冷却後引張り試験を行なった^{3.79)}。その結果、(1) 高強度主筋 USD685 と横補強筋の USD785 は、加熱温度が摂氏 700 度以上になると降伏点と引張り強度が低下しその低下率は、SD345 より少し大きいこと、(2) オフライン熱処理により製造される USD980 は、加熱温度が摂氏 600 度以上になると降伏点、引張り強度が低下することが明らかになっている。火災中の高強度鉄筋の力学特性を検討するため電気炉で加熱しながら行なわれた引っ張り試験の結果を図 3.2.6 に示す。全体に高強度になるほど降伏点と引張強度の低下率が大きい、普通強度鉄筋も含めていずれの鋼種でも摂氏 600 度で残存引張り降伏点強度が約 2,000 kgf/cm² (195 N/mm²) あることが明らかになった。

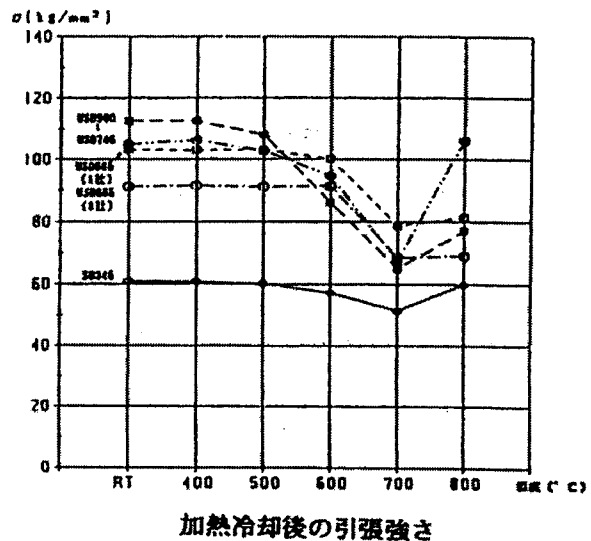
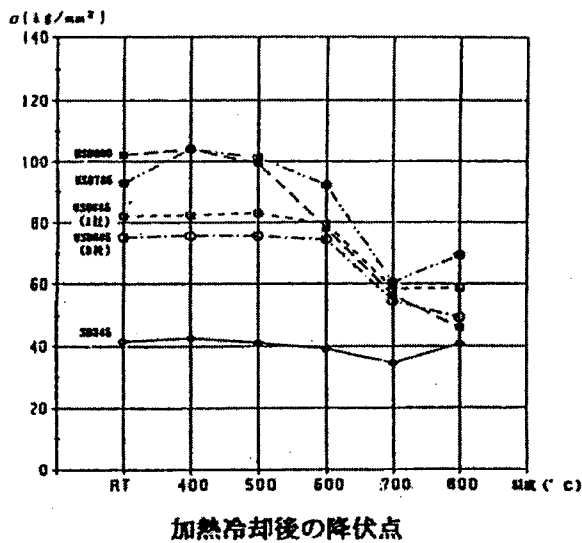


図 3.2.5 高温加熱後の高強度鉄筋の降伏強度と引張り強度

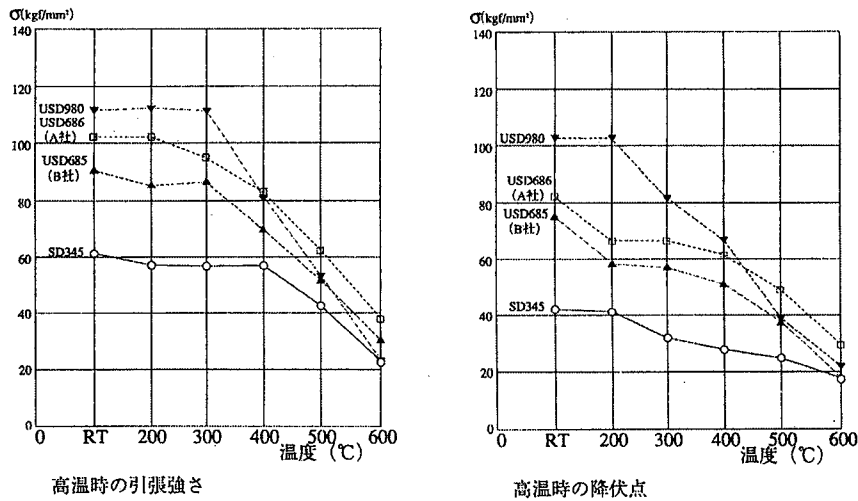


図 3.2.6 高温状態での高強度鉄筋の降伏強度と引張り強度

3.2.12 耐久性

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

表 3.2.6 鉄筋の耐久性に関する試験の項目と内容

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

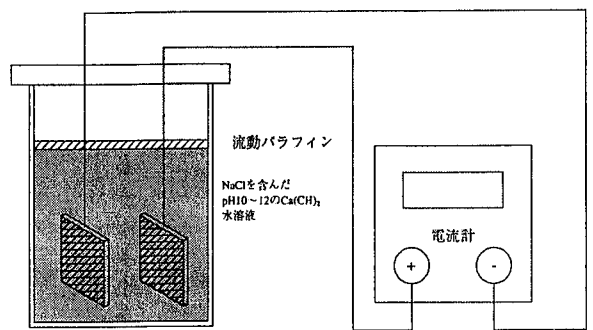


図 3.2.7 異種鋼材の接触による腐食試験

3.2.13 高強度鉄筋の継手工法

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

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

3.2.14 重ね継手

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

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

3.2.15 部材中の継手の性能

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

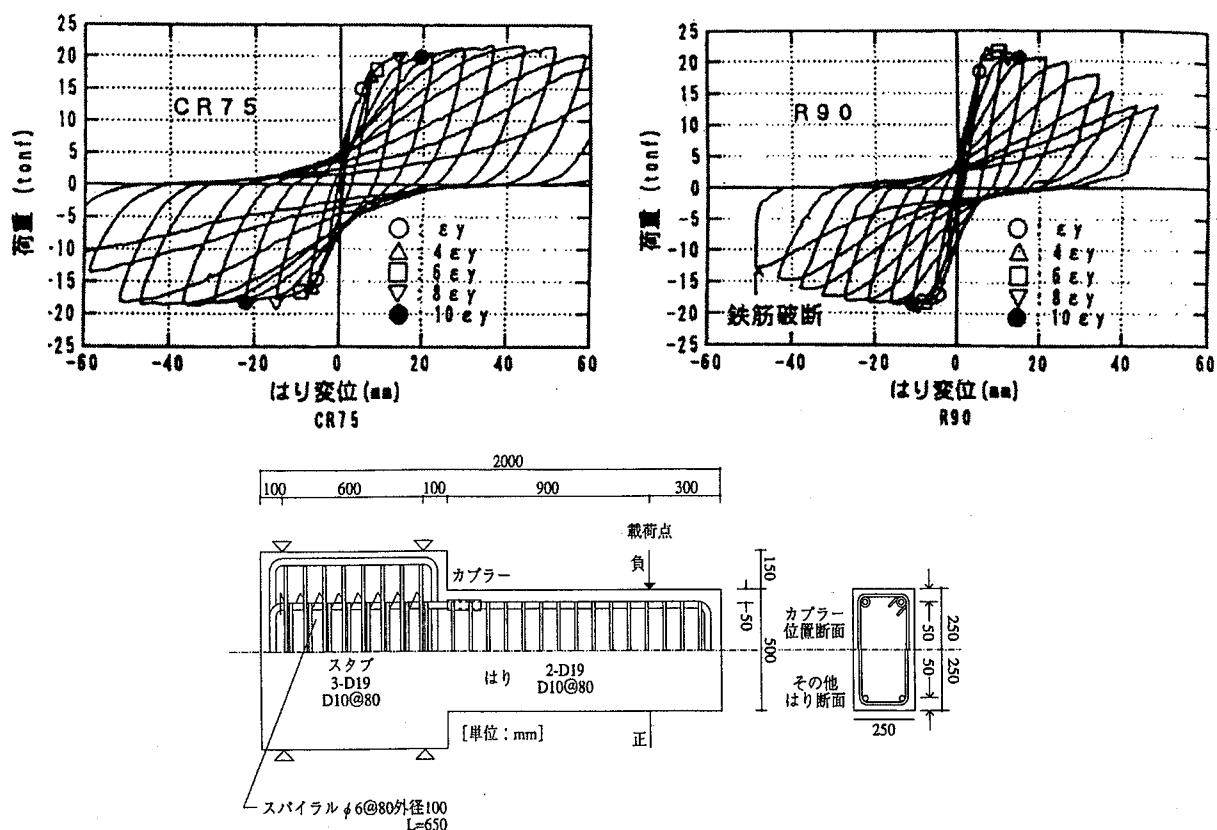


図 3.2.8 降伏比の異なる主筋を用いた片持ちはりの復元力特性と破壊状況

参考文献

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

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

3.3 複合材料としての鉄筋コンクリートの力学特性

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

3.3.1 付着・定着機構における高強度鉄筋の課題

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

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

そこで、(1) 梁主筋の柱梁接合部への定着性能に関する実験、(2) 曲げ付着性能に関する実験が行われ、高強度コンクリートと組み合わせれば実用的範囲で付着・定着が可能であることが明らかにされた。また、この場合の必要定着長さの設計用数値が提案された。高強度鉄筋や高強度コンクリートなどの高強度材料を用いて建物を軽量化しようとする、部材断面が縮小され、その場合、柱・梁接合部内での主筋定着がかなり困難になることが予想される。しかし、コンクリート圧縮強度が60 MPa以上、鉄筋の降伏点強度が700 N/mm²クラスの鉄

筋の組合せまで対象とした研究は、これまで国内外を通じて皆無であった。

3.3.2 外部柱はり接合部へのはり主筋定着方法

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

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

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

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

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

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

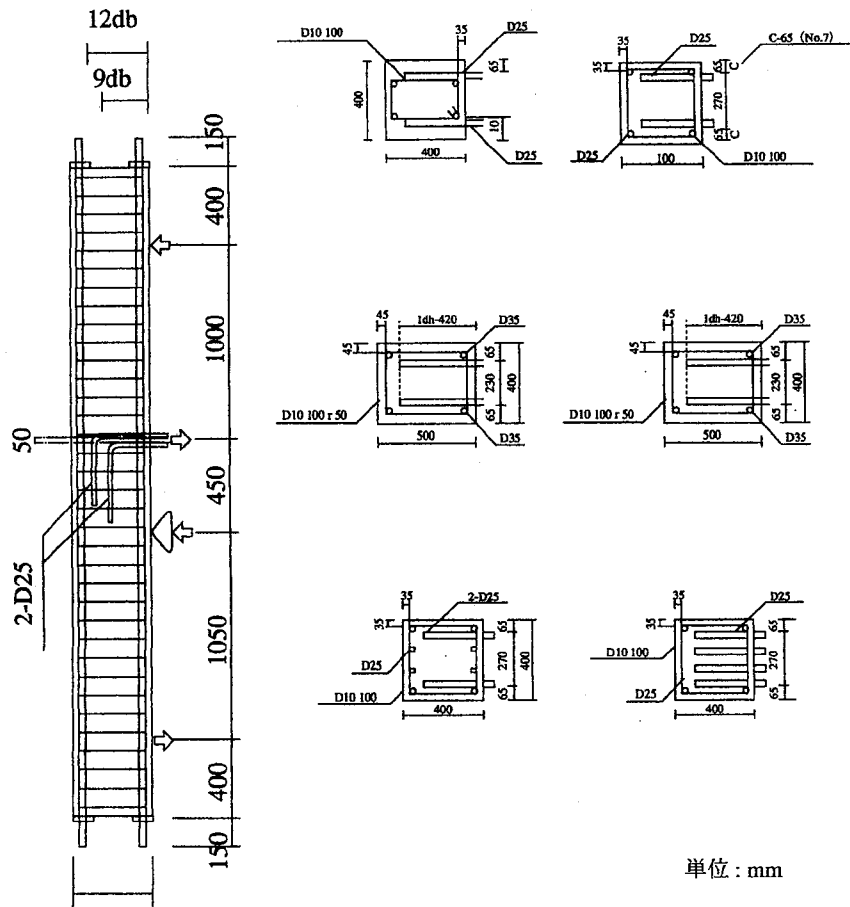


図 3.3.1 外部柱梁接合部の梁主筋定着強度の実験

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

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

表 3.3.1 必要定着投影長さの例

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

d は、はり主筋径。

上段は横補強効果を考慮しない必要定着長、下段は必要な横補強筋が配された場合

3.3.3 内部柱はり接合部へのはり主筋の定着方法

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

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

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

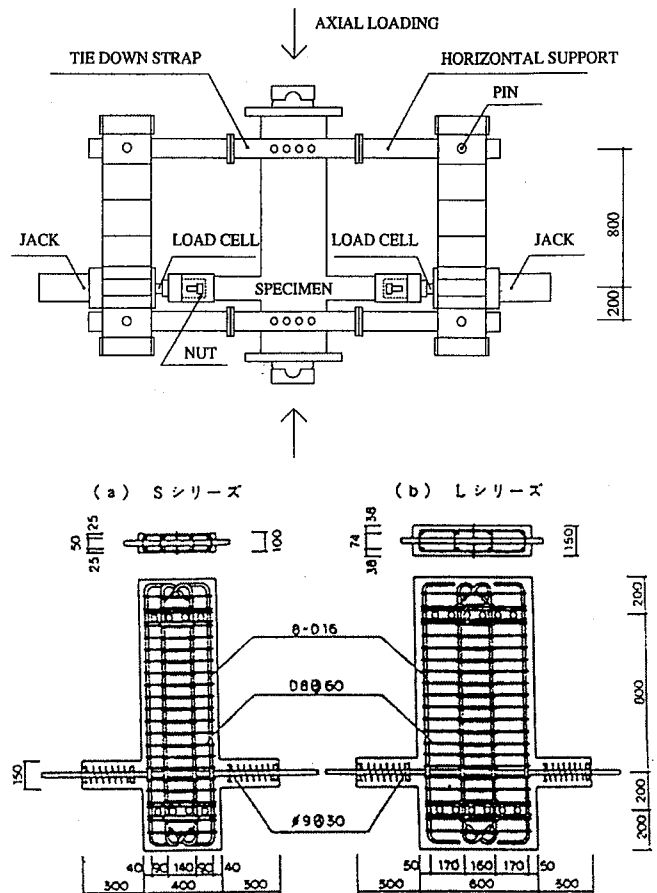


図 3.3.2 内部柱梁接合部への梁主筋の定着強度に関する実験

ここに、 τ_u : コア内の局所付着強度、 σ_B : コンクリート圧縮強度、 σ_0 : 平均圧縮軸力、 B : 単位柱幅 (柱幅/主筋本数)、 d_B : 主筋径。 (3)

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

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

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

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

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

表 3.3.2 内柱はり接合部において通し配筋される場合の必要柱せい

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

d は、はり主筋径。

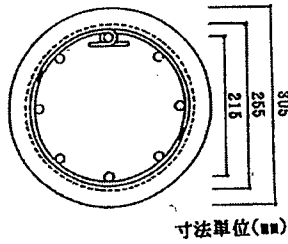
上段は、柱軸圧縮応力がコンクリート圧縮強度の1/6の場合。下段は、1/3の場合。

3.3.4 高強度コンクリートと横拘束効果

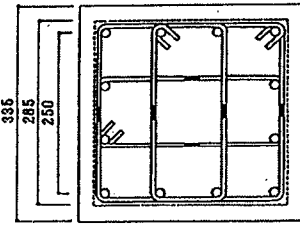
建築構造物において高強度コンクリートが用いられるのは、主として高軸力に対処するものであり、鉄筋コンクリート造建築物の高層化とともに、コンクリートの高強度化が計られてきた。一方、高強度コンクリートは、圧縮強度到達後の靱性が小さく、急激に強度が低下する。この圧縮強度後の強度低下を抑制する方法として高強度鉄筋を用いた横拘束が考えられる。しかし、圧縮強度 50 MPa を超える高強度コンクリートのコンファインド特性に関する研究は少ない。そこで、高強度コンクリートに高強度鉄筋のフープなどの横拘束鉄筋を配置した場合に、圧縮を受けるコンクリートの受動拘束に

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

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



寸法単位(mm)



寸法単位(mm)

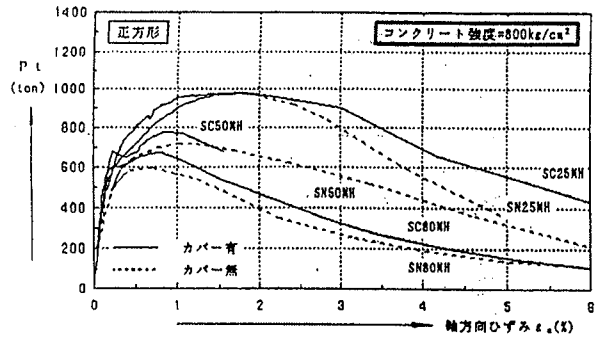
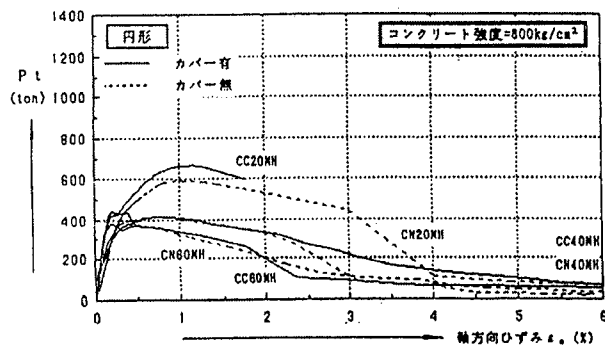
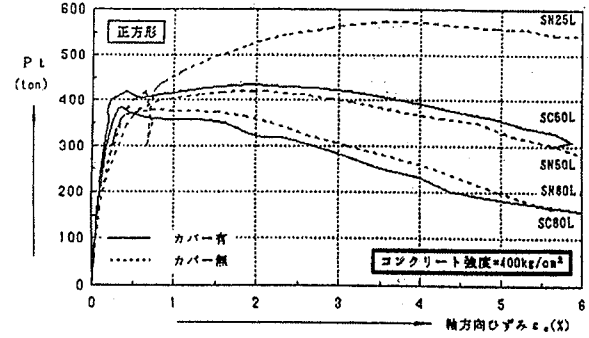
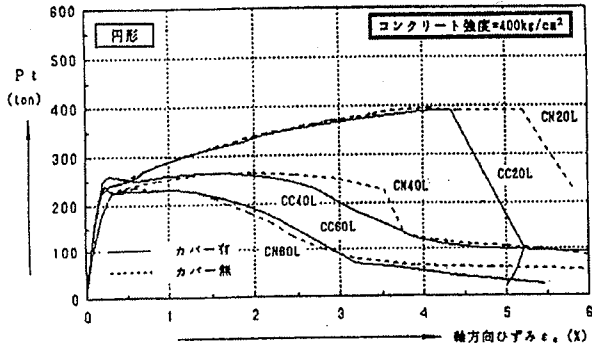


図 3.3.3 円形断面柱試験体

図 3.3.4 正方形断面柱試験体

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

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

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

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

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

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

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

さらに、 κ ：円形断面の場合には、

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

正方形断面の場合には、

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

ϵ_{c0} ：最大応力時の歪度で、 $K < 1.5$ の場合には、

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

$K \geq 1.5$ の場合には、

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

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

E_c : プレーンコンクリートの初期剛性 (MPa)

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

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

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

3.3.5 高強度鉄筋を用いた横拘束における横補強筋の応力度の上限

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

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

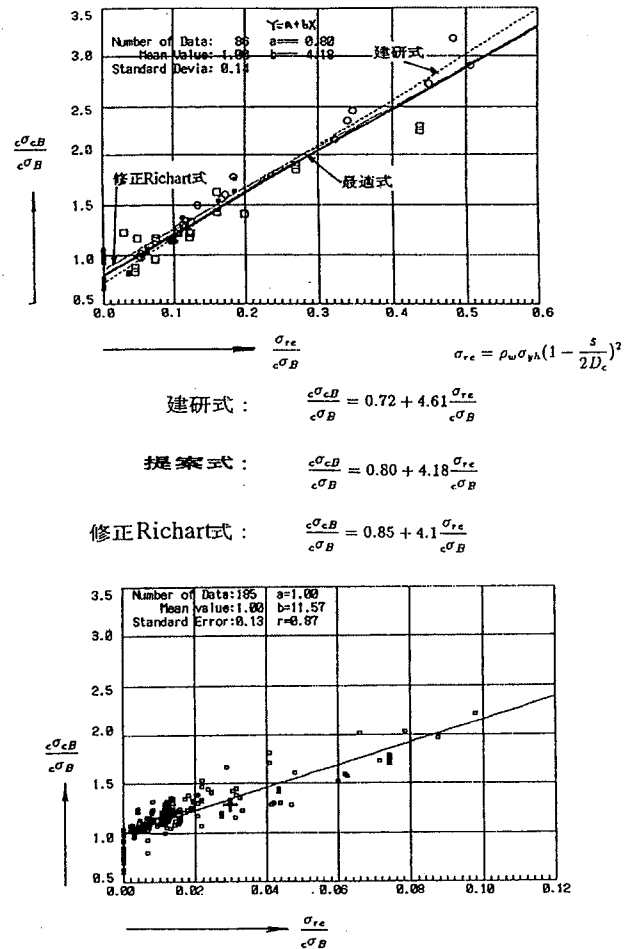


図 3.3.5 拘束コンクリートの最大圧縮強度のモデルと実験の比較

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

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

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

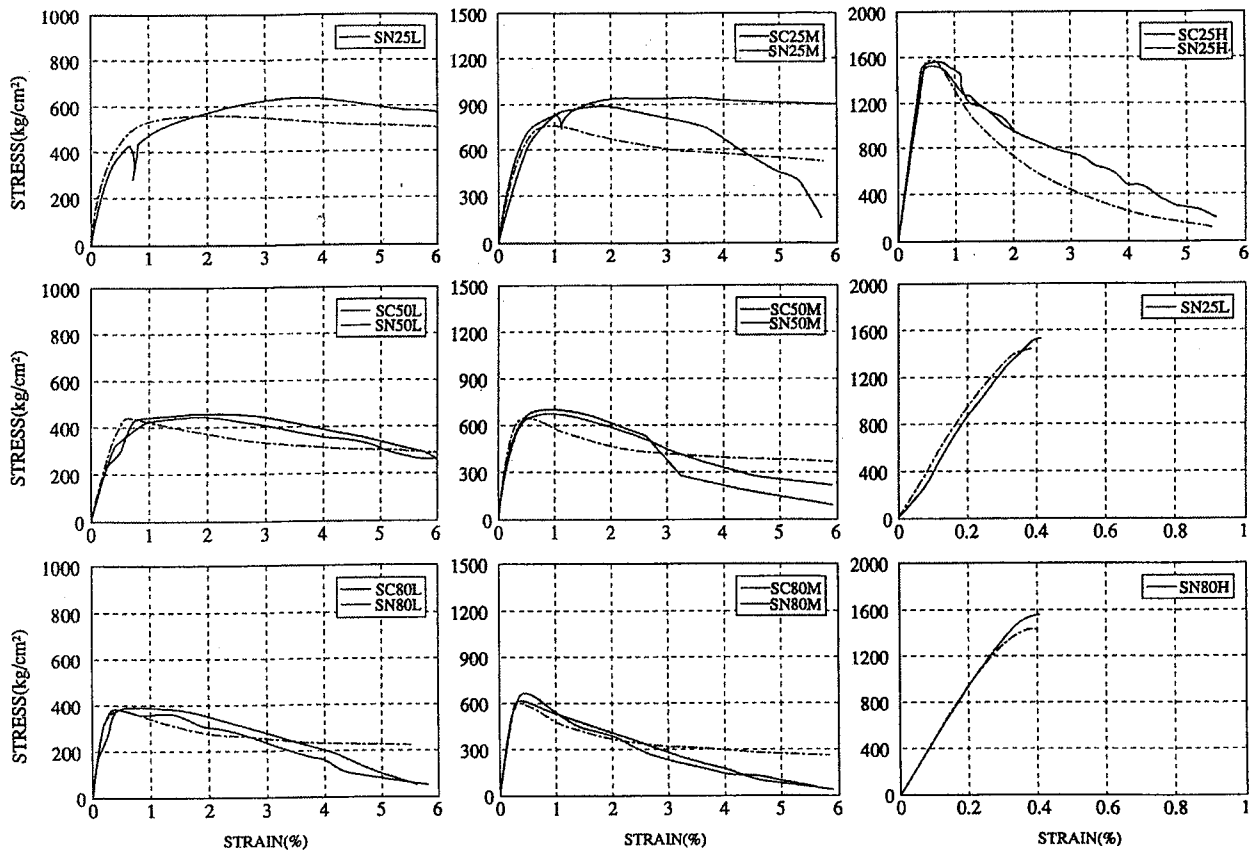


図 3.3.6 応力度歪み度関係のモデルと実験の比較

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

	$P_w=0.70\%$ $\rho=1.81\%$ $P_w \cdot \sigma_{wy}=56 \text{ kgf/cm}^2$	$P_w=0.97\%$ $\rho=2.53\%$ $P_w \cdot \sigma_{wy}=76 \text{ kgf/cm}^2$	$P_w=1.72\%$ $\rho=4.56\%$ $P_w \cdot \sigma_{wy}=138 \text{ kgf/cm}^2$
$S/D=0.21$	C:7/0.1.2 帯筋 4-D8 058	C:9/7.1.2	C:1.7.2.1.2 帯筋 4-D13 058
$S/D=0.09$		C:9/7.0.8 帯筋 4-D8 042	

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

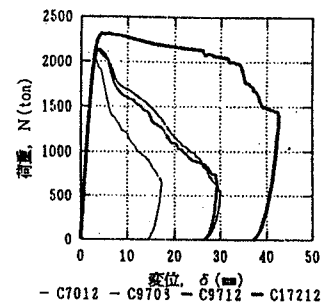
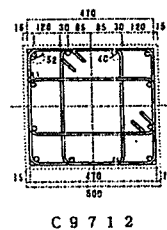


図 3.3.7 実大試験体による拘束コンクリートの中心圧縮実験

3.3.6 主筋の圧縮座屈を防ぐ方法

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

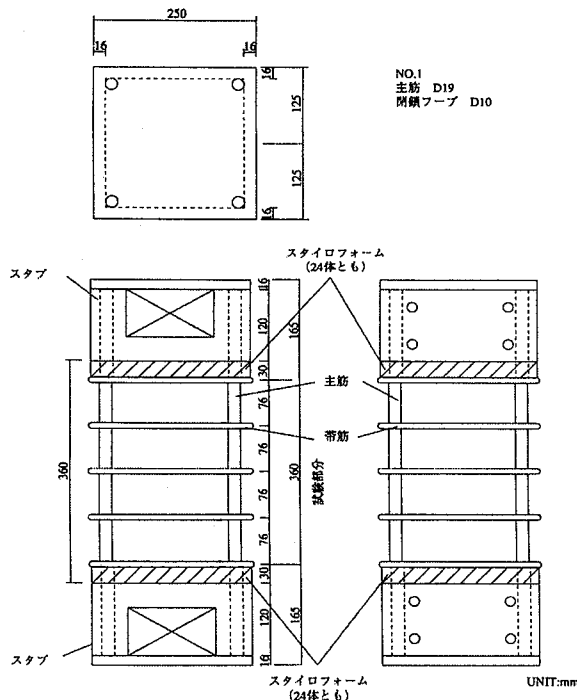


図 3.3.8 主筋の座屈実験

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

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

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

3.3.7 高強度コンクリートの二軸応力特性

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

面内応力を受ける鉄筋コンクリート平板を想定して、コンクリートの二軸圧縮応力下の破壊条件を得るために、Kupfer^{3.96)}らの実験試験体と同一の $200 \times 200 \times 50$ ミリメートルのコンクリート平板の供試体を用い行われた。コンクリート一軸圧縮強度は、60から65MPaとなった。圧縮応力は、試験体圧縮面の摩擦による変形拘束を除去するために、テフロンシートとカップグリースを3層に重ねて試験体と載荷板の間に挿入して、図3.3.9のように加力した。図3.3.10に、実験で得られた二軸圧縮強度を、普通強度コンクリート 290 kgf/cm^2 と高強度コンクリート 618 kgf/cm^2 で比較する。実験の結果、(1)二軸圧縮応力下の高強度コンクリートでは、一軸圧縮強度に対する終局強度比は、各応力比において1.0以上となり、応力比 σ_2/σ_1 が0.2から0.52の間で最大となり、37.5%の上昇がみられた。一方、応力比 σ_2/σ_1 が1.0の場合には、2.5%の上昇であった。高強度コンクリートでは、二軸圧縮応力による強度増加は大きくないが、二軸応力の比が0.2から0.52の間では、強度増加が顕著になることが明らかにされた。実験結果に適合するように提案された破壊包絡線式^{3.97)}を示す。ここに、 f_{c0} :平板の平均一軸圧縮強度。

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

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

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

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

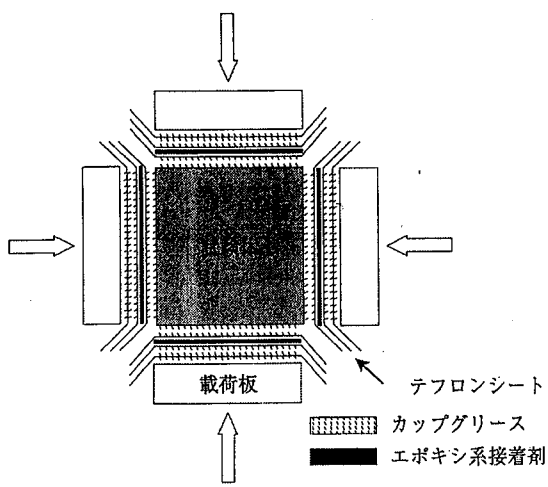


図 3.3.9 高強度プレーン
コンクリート平板の二軸圧縮荷方法

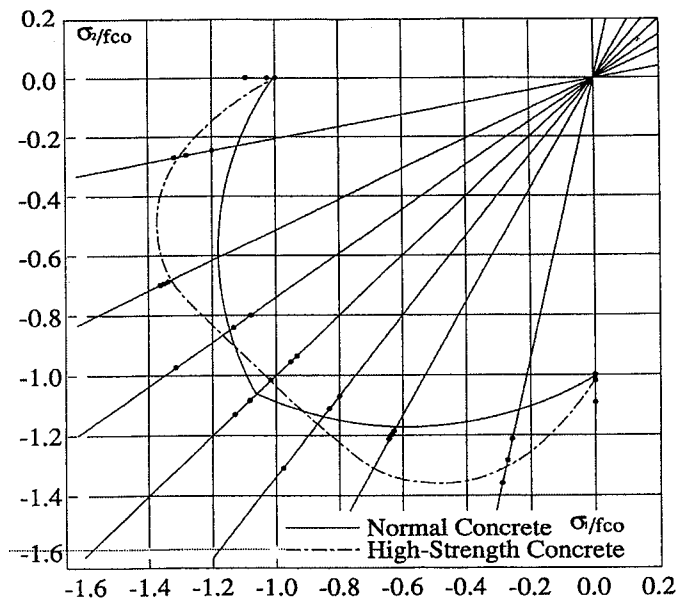


図 3.3.10 高強度プレーンコンクリート平板の二軸圧縮破壊包絡線

3.3.8 面内力を受ける鉄筋コンクリート平板耐力・変形

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

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

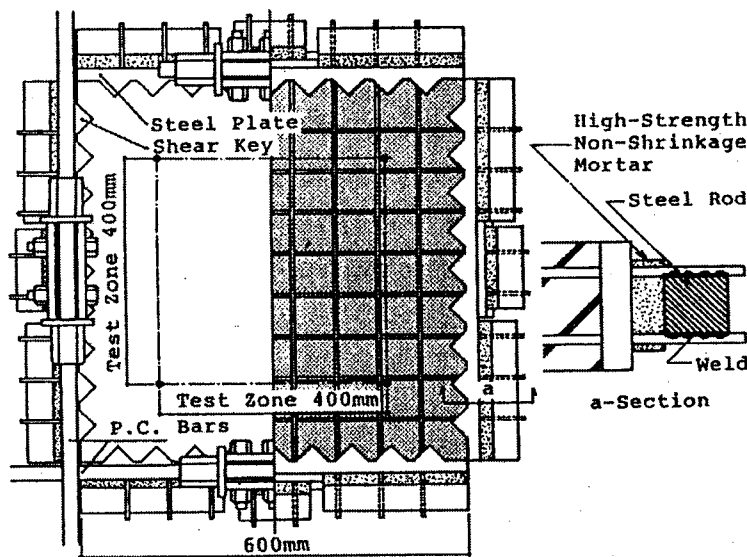


図 3.3.11 面内せん断力を受ける鉄筋コンクリート平板供試体の形状と配筋の例

参考文献

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