建設技術研究開発費補助金総合研究報告書

1．課題番号　　３１

2．研究課題名　コンクリート構造物長寿命化に資する品質保証／性能照査統合システムの開発

3．研究期間　平成２０年度～平成２１年度

4．代表者及び研究代表者、分担研究者

代表者	（代表者氏名） 石田哲也	（所属機関・職名） 東京大学・准教授
研究代表者	（研究代表者氏名） 石田哲也	（所属機関・職名） 東京大学・准教授
分担研究者	（分担研究者氏名） 細田暁	（所属機関・職名） 横浜国立大学・准教授
分担研究者	（分担研究者氏名） 小林薫	（所属機関・職名） ＪＲ東日本・課長
分担研究者	（分担研究者氏名） 岸利治	（所属機関・職名） 東京大学・教授
分担研究者	（分担研究者氏名） 蔵重勲	（所属機関・職名） 電力中央研究所・主任研究員
分担研究者	（分担研究者氏名） 半井健一郎	（所属機関・職名） 群馬大学・准教授
分担研究者	（分担研究者氏名） 上田洋	（所属機関・職名） 鉄道総合技研・主任研究員
分担研究者	（分担研究者氏名） 松田芳範	（所属機関・職名） ＪＲ東日本・副課長
分担研究者	（分担研究者氏名） 長井宏平	（所属機関・職名） 東京大学・特任講師

5．補助金交付総額　　18,330,000　円

6．研究・技術開発の目的

(1) 既設構造物の耐久性調査と設計・維持管理へのフィードバック

本研究は適切かつ一般的な維持管理方法により使用されていると考えられる既設構造物について，より長期耐久性を考慮した構造物の使用性について検討を行うべく実構造物の実態調査を行い設計および維持管理への提言の可能性について検証する．

本研究では，以下の3項目を取り上げる．

①実構造物調査による中性化に与えるセメントおよび水分の影響

②コンクリート構造物内部の水分挙動に関する検討

③化学的侵食を受けたトンネル覆工コンクリートの維持管理に関する検討

(i)実構造物調査による中性化に与えるセメントおよび水分の影響

コンクリート標準示方書「設計編」では，耐久性に関する照査を行い，設計耐用期間に渡り所要の性能を確保するように定められている．この照査に用いる中性化の予測式では，高炉セメントを使用する場合には普通ポルトランドセメントを使用する場合と比べて，中性化の進行が早いとされる．しかしながら，依田らは高炉セメントを用いて長期間暴露試験を行った結果，中性化の進行は普通ポルトランドセメントと大きく違わないことを報告している．このような違いを検証し，より良い予測式を構築していくには，供試体による実験を進めるとともに，実構造物における中性化深さの実態を知ることが必要である．そこで，実構造物における中性化の進行に着目し，主に乾燥湿潤環境の違いと使用セメントの違いが中性化の進行に与える影響を明らかにすることを目的とする．

(ii)コンクリート構造物内部の水分挙動に関する検討

コンクリート構造物の長寿命化を図るためには，コンクリート構造物の劣化現象についてその本質を捉えていくことが求められる．コンクリート構造物にみられる劣化現象の多くは水が関与しており，例えば鋼材腐食によるかぶりコンクリートのはく離は，雨水等の影響を受ける箇所で目立つことから，コンクリートの表層付近における水分挙動を知ることが必要である．そこで，コンクリート構造物中の水分挙動に着目し，これを明らかにするための基礎的な検討として種々の経年を有する実構造物を対象とし，その表層付近における水分分布の特徴を明らかにすることを目的とする．

(iii)化学的侵食を受けたトンネル覆工コンクリートの維持管理に関する検討

長い経年を有するコンクリート構造物でも，供用可能なものはさらに供用することが社会資本の有効活用に繋がる．100年近い経年を有するコンクリート構造物が数多く残る代表例として鉄道トンネルの覆工があり，この覆工コンクリートについても，引き続き供用できるものは適切な維持管理の下で供用を続けることが有効である．鉄道トンネルの覆工コンクリートはその表層が侵食を受けていることが多いので，維持管理にあたってはその劣化機構を明らかにした上で，劣化機構に応じた対策を講じることが求められる．しかしながら，その劣化機構は定性的にも明らかになっているとはいいがたい．そこで，現地調査および採取試料の分析を通じてこれまでに得られた劣化機構を類型化し，各劣化機構に応じた維持管理手法を提案することを目的とする．

(2) 施工後耐久性能検証システムの確立に向けた非破壊品質評価手法に関する検討とコンクリートの表層品質と耐久性の連関機構解明

表層コンクリートは内部の鋼材を腐食から保護するバリアとして，構造物の耐久性確保上，重要な役割を担っている．従来，コンクリートの耐久性は，水結合材比と関連付けられた算定式によって耐久性の特性値（中性化速度係数や塩化物イオンの拡散係数など）が与えられ，環境作用や材料品質のばらつきを考慮して設計値を設定し，限界値と対比して照査する手法を採っている．施工においては，設計で想定した品質を確保できるように適切に実施することとの概念がコンクリート標準示方書施工編で示され，具体的な方法は施工標準として仕様規定的に例示されている．しかし，構造物表層のコンクリート品質は，打込み，締固め，養生などの施工プロセスの良否に左右され易く，それら影響の定量評価が必要となる．

一方，コンクリートの強度は水結合材比との相関が強く，円柱供試体の標準養生（20℃水中養生）等によって実際に打設されたコンクリートの品質が管理されている．このような標準養生によって評価される強度は，上述のとおり施工の良否によって変化する表層コンクリートの品質と必ずしも一致しない．すなわち，水結合材比や強度と表層コンクリートの品質は等価ではなく，これら設計上あるいは打ち込んだコンクリートの水結合材比や標準養生されたコンクリートの強度といった数値指標によって耐久性を評価することは，ある限られた範囲の比較的良好な施工条件下では有効であるが，施工品質の程度によっては危険側の評価となる可能性が指摘される．

以上の問題意識より，まず種々の構造形式や設計強度を持つ実構造物を対象として，耐久性と関連する表層コンクリートの物質移動抵抗性や，強度特性と関連のある表層コンクリートの反発度を原位置にて非破壊測定し（それぞれ，表層透気試験，リバウンドハンマー試験），両品質指標の相互関連を評価することで，水結合材比や強度ではなく，施工されたコンクリート構造物の耐久性を評価するための新たな品質指標の必要性を提示することを第一の目的とした（検討A）．

また，表層コンクリートの品質に対する施工プロセスの影響因子として最もインパクトの大きい要因の一つとして養生を取り上げ，脱型材齢や曝露環境がコンクリートの中性化抵抗性に及ぼす影響を実験的に定量評価し，セメント種類や水結合材比等の配合条件に応じた脱型材齢の最適化方法論の重要性を示すことを目指した．同時に，養生条件に変化する中性化抵抗性を，表層透気試験やリバウンドハンマー試験といった非破壊試験の測定結果と対比し，コンクリート構造物の竣工検査に対する上記非破壊試験方法の適用性を評価することを第二の目的とした（検討B）．

さらに，非破壊試験を実構造物の竣工検査に適用し，普遍性のある定量的な評価値を得る上での留意点や課題点を，特に表層透気試験を対象に，抽出することを第三の目的とした（検討C）．

コンクリート表層の透気性に対する配合および養生方法の影響感度とその寸法依存性に関する検討として，水セメント比と単位水量，および養生をパラメータとした円柱供試体に対しブリーディング試験および表層透気試験を行い，それらの結果を比較することで，各要因が透気性に及ぼす影響程度を定量的に検討した．また，供試体寸法に伴いブリーディング量が変動することから，本研究では単位水量と型枠条件をパラメータとした角柱供

試体に対してブリーディング試験および表層透気試験を行い比較検討した．（検討D）

石炭火力発電所等の副産物であるフライアッシュを有効利用することは，環境負荷削減の観点から見て非常に効果的な方策である．これまでフライアッシュは，コンクリートの発熱抑制や，フレッシュ性状の改善，アルカリ骨材反応の抑制等の目的で利用されてきたが，フライアッシュを混合したコンクリートの高い遮塩性能についても注目されている．今後，フライアッシュの利用促進を一層図るためには，塩分浸透抵抗性に対する適切な評価を行い，その信頼性を確認することが重要である．

また，現在の塩害に対する耐久性照査設計においては，Fickの拡散則を用いて，表面塩化物イオン濃度C_0と見かけの拡散係数D_aを一定と仮定して解いた解析解によって塩化物イオンの浸透予測を行うが，実際には，C_0，D_a共に経時的に変化するといわれている．一般的な知見として，調査時材齢の増加によりC_0は増加，D_aは減少し，やがてそれぞれある値へ漸近するといわれているが，この要因としては，環境条件の変動や，水和反応およびポゾラン反応の進行，塩化物イオンの吸着や固定の影響等，様々挙げられており，また，それらの明確な因果関係については，実証されていないのが現状である．

そこで本研究では，フライアッシュを混合したコンクリートで認められた塩化物イオン浸透の停滞状況を確認し，また塩化物イオン浸透が停滞するという現象が生じているとすれば，そのことが調査時材齢の増加による見かけの拡散係数の変化に与える影響について検討することを目的として，護岸構造物の塩分浸透状況調査を実施した．（検討E）

(3)　コンクリートの乾燥収縮挙動の把握と初期ひび割れ制御ならびに乾燥収縮が与える構造性能の影響に関する検討

① コンクリート構造物の初期ひび割れ制御法構築に向けたRCラーメン高架橋の収縮挙動の把握

鉄道のビームスラブ形式のRCラーメン高架橋（以下「RCラーメン高架橋」という）は，経済性や施工性の観点から鉄道構造物に数多く用いられている．RCラーメン高架橋に発生するひび割れは，スラブでは部材を貫通する初期ひび割れが発生し，梁では曲げひび割れが収縮に伴いひび割れ幅の拡大する場合がある．写真-1に，RCラーメン高架橋のひび割れの発生例を示す．

特に，RCラーメン高架橋スラブのひび割れは，梁の拘束を受け，部材厚も薄いことから，コンクリート材料の収縮の影響から，断面を貫通するひび割れの発生となる場合がほとんどである．このようなひび割れの発生は，耐久性や機能性に影響を及ぼすことが考えられ，初期ひび割れの発生をできるだけ低減する必要がある．

コンクリート構造物の乾燥収縮に起因したひび割れの発生を制御可能とするためには，実構造物での収縮挙動を精緻に予測できるシステムが必要である．このシステム構築，精度確認のためには，実構造物での収縮挙動のデータが必要となる．実構造物を対象とした収縮挙動予測を確立するため，RCラーメン高架橋での建設時にスラブ，梁部材に計測器を埋め込み，コンクリート打設時からの乾燥収縮挙動の測定から，実構造物での収縮挙動の把握を行った．

写真-1　RCラーメン高架橋でのひび割れ発生例

②乾燥収縮が与えるRCラーメン高架橋の構造性能への影響に関する検討

RCラーメン高架橋は，場所打ちでコンクリートが施工されることが多い．RCラーメン高架橋は一般に高次の不静定構造で，コンクリートの乾燥収縮の影響により不静定力が発生する．この不静定力の発生によって，部材には初期応力が導入される．ラーメン構造では，コンクリート材料自体の収縮特性，鉄筋量，基礎構造，地盤条件，ブロック長や径間数，環境条件等さまざま条件によって，構造系に及ぼす乾燥収縮の影響が変化するものと思われる．

最近の鉄道高架化工事では，RCラーメン高架橋の構造計画として，従来採用されていた柱中心間隔がより長大化する傾向にある．例えば，従来は柱の中心間隔を10m程度としたラーメン高架橋の構造計画が一般的に用いられていたが，最近では柱中心間隔が20m程度となるようなRCラーメン高架橋も施工[1)]されている．一方で，コンクリート材料の収縮量に関しては，土木学会コンクリート標準示方書[2)]において，使用するコンクリートの収縮ひずみの試験値や既往の資料等をもとに定めるのが原則となり，これらのデータがない場合は乾燥収縮に自己収縮を加味した1200μを収縮ひずみの最終値として照査に用いることとしている．この1200μはコンクリート材料自体の収縮量であり，軸方向鋼材の拘束の影響は含まれていない．

このように，RCラーメン高架橋の柱間隔は，従来構造よりも長スパン化する傾向にあり，照査に用いるコンクリート材料の収縮量は大きな値を用いるようになっている．コンクリートの収縮によりRCラーメン高架橋が受ける影響としては，梁部材の変形にともない柱部材・梁部材に曲げモーメントが発生する．特に，端部柱部材はコンクリートの収縮の影響を強く受けることになる．柱部材に初期曲げモーメントが導入されたあとに外力が作用した場合，端部柱から比較的早く降伏荷重に達することになる．このため，構造系全体を考えると降伏点の低下などへの影響が考えられる．この影響は，地震動作用時の最大応答変位の増加や場合によっては残留変位の増大等などへの懸念がある．

そこで，設定した高架橋解析モデルにおいて，構造系に作用させる収縮の影響度を変化させて初期不静定力を導入し，その後，地震応答解析を実施することで収縮がRCラーメン高架橋の地震時応答特性に及ぼす影響について検討を行ったものである．

③フライアッシュコンクリートの乾燥収縮，強度発現，ならびにひび割れ抵抗性の定量

評価

産業副産物の有効利用やCO_2排出の抑制対策が，循環型社会を形成･実現していくための必要方策であることは今や自明のこととなっている．セメント・コンクリート産業界においては混和材の利用･普及促進が脚光を浴び，そのための研究･開発が活発化しているが，全国的に普及している高炉スラグ微粉末に対して，フライアッシュを用いたコンクリートは一般的にマスコンクリートなどその適用範囲が限定される場合が多い．しかし，フライアッシュ添加による水和発熱の低減やアルカリ骨材反応の抑制，ならびに長期的なポゾラン反応による組織の緻密化など，コンクリートの付加価値を高める効果を有しており，より広範な構造物対象への拡大普及を目的とした実務上有用な知見や実験データの蓄積が望まれている．そこで，昨今問題に挙げられることの多いコンクリートのひび割れ問題に対して，フライアッシュコンクリートの乾燥収縮性状や強度発現性に及ぼす脱型材齢の影響を把握し，それらの実験データからひび割れ抵抗性を定量評価することを本検討の目的とした．

④乾燥収縮が与えるコンクリート構造物のせん断耐力への影響

コンクリートの乾燥収縮および初期ひび割れが構造性能に及ぼす影響の定量的な把握は重要である．高強度コンクリートの自己収縮により生じる収縮応力に関しては，せん断耐力に及ぼす影響に関する実験結果の報告や，収縮の影響を考慮したせん断耐力の評価方法の提案がなされている．また，ひび割れが先行して生じたRC部材のせん断耐力に関しては，これまでにも様々な研究が行なわれ，特に，初期ひび割れや人工亀裂を生じさせた研究ではせん断耐力の向上が報告されている．しかし，乾燥収縮ひび割れがせん断耐力に及ぼす影響についての検討はない．

ここでは，乾燥収縮を鉄筋が拘束することで発生した収縮応力および収縮ひび割れがコンクリート構造物のせん断耐力に及ぼす影響を分析することを目的とし，実験による検討を行うこととした．すなわち，コンクリートの乾燥収縮を使用材料や配合によって変化させ，異なる収縮応力，収縮ひび割れの生じたRCはり供試体を作製し，載荷試験を行い，収縮応力の増減や，収縮ひび割れの進展状況がせん断耐力に及ぼす影響を比較検討する．また，既存の自己収縮を対象とした評価手法の適用性についても検討を行う．

⑤高温履歴を受ける高炉スラグコンクリートに発生する微細損傷機構の解明

マスコンでの水和熱や蒸気養生などの高温履歴を受ける高炉スラグコンクリートで，想定を超えるひび割れが発生している事例があり，高温履歴を受けたコンクリートの引張強度が低下している可能性に着目した。アコースティック・エミッション（AE)法により，微細損傷の発生機構を詳細に検討し，微細損傷の抑制手法を提案することを目的とする。

【参考文献】

１)澁谷総一,池野誠司,菅原正美:河川改修に伴う鉄道橋りょう改築計画に関する一考察，土木学会東北支部講演会，2006.3

2) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・耐震設計編，丸善，1999.10

(4)　合理的な構造細目の提案

耐震性能への要求の高まりに伴い，特に鉄道高架橋の柱梁接合部などにおいて過密配筋となるケースが増加し，コンクリートの施工不良の危険性や鉄筋組み立て時間が増している。鉄筋の配置や曲げに関する規定はコンクリート標準示方書に記されているが，数値の根拠が不明確なまま仕様規定的な扱いとして残っている項目が多くあることが指摘されており，これが改善されないことが過密配筋の一因ともなっている。また，各項目が複雑に関連していると考え，それらを明示的に整理する必要がある。

一方，過密配筋の改善に向けた一策として，近年せん断補強鉄筋の定着部において標準フックの代わりに施工性の優れた機械式定着具が使用されるケースが増加しており数種類の定着具が開発され土木学会より設計指針が発刊されるに至っている。しかしここでの機械式定着具の使用はマッシブなコンクリートにおける適用に限定されており，また機械式定着具からの応力の伝達範囲も未解明であり，かぶりが薄い場合の機械式定着具の合理的な設計法は示されていない。さらに，柱梁接合部の過密配筋を機械式定着具により改善する場合，複雑な配筋条件下で地震動などにより損傷を受けた際の，残存定着性能を把握することが構造物の崩壊に直結しえる部材としての定着性能を担保するために重要である。既往の研究では接合部に機械式定着具を用いた場合を対象にかぶりをパラメータとした検討を行い，かぶりが耐力に影響することを示しているが，かぶりが薄い場合に損傷を受けた場合の残存定着性能に関する研究は過去に見あたらず，知見の蓄積が重要である。

以上の背景より，本研究では以下の項目について取り組んだ。

- 土木学会コンクリート標準示方書のうち構造細目に関わる部分を整理することで，設計基準の合理化に繋がるパラメータの基準内での影響範囲を示す。
- 設計基準の合理化を検討するために，機械式定着具に関する実験を，特にかぶり薄い箇所への適用性と損傷後の定着性能に着目し実施する。損傷による定着性能の低下率，付着の影響など，現在の設計基準では認められていない適用範囲への拡張のための実験結果を得る。
- 離散解析手法による数値シミュレーションを行うことで，機械式期定着具からの作用力の影響範囲である定着体の範囲ついて検討を加えることで，合理的な基準策定に資するツールを示す.

7．研究・技術開発の内容と成果

(1) 既設構造物の耐久性調査と設計・維持管理へのフィードバック

「実構造物調査による中性化に与えるセメントおよび水分の影響」

1. はじめに

コンクリート構造物の劣化現象の一つに中性化がある。中性化が進行することにより細孔溶液のpHが低下し，コンクリート中に配置されている補強鋼材（鉄筋等）の不働態皮膜が破壊され鋼材が腐食するため，構造物の健全性を損なう要因とされている。このためコンクリート標準示方書「設計編」[1)]では，耐久性に関する照査を行い，設計耐用期間に渡り所要の性能を確保するように定められている。この照査に用いる中性化の予測式では，高炉セメントを使用する場合には普通ポルトランドセメントを使用する場合と比べて，中性化の進行が早いとされる。しかしながら，依田らは高炉セメントを用いて長期間暴露試験を行った結果，中性化の進行は普通ポルトランドセメントと大きく違わないことを報告している[2)]。このような違いを検証し，より良い予測式を構築していくには，供試体による実験を進めるとともに，実構造物における中性化深さの実態を知ることが必要である。

そこで，本研究では実構造物における中性化の進行に着目し，主に乾燥湿潤環境の違いと使用セメントの違いが中性化の進行に与える影響について考察した。

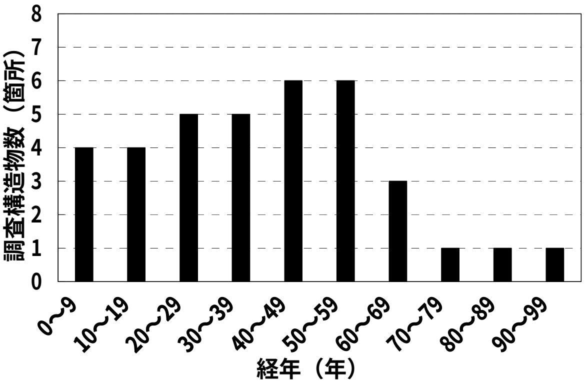
2. 調査方法

2.1 調査構造物概要

表－1に調査を行った構造物の概要を示す。調査構造物は，北海道から沖縄までの日本各地に存在しているもので，鉄道関連構造物を主体として，橋梁21箇所，トンネル2箇所，道路関連構造物6箇所，水路施設2箇所，建築構造物3箇所，海洋構造物2箇所の計36箇所で行った。これら対象構造物の経年は，7年から93年と幅広い。**図－1**に経年別の調査箇所数を示す。経年20年から59年については，コンクリートへの加水が問題視される前の時代背景を考慮し多めに調査対象とした。中でも経年40年から59年の間については高度成長期前に建設された構造物として位置付けた。調査対象構造物のコンクリートについて使用されたセメント種別を区分したところ，普通ポルトランドセメント（以下OPC）15箇所，早強ポルトランドセメント（早強）6箇所，高炉セメント（高炉）12箇所，フライアッシュセメント（FA）3箇所となった。

表－1　調査構造物一覧

No.	分　類	名　称	区　分	材齢	セメント種別	測定数
1	鉄道橋	N橋	PC桁	7	OPC	4
2	鉄道橋	N橋	PC桁	8	OPC	2
3	鉄道橋	HW高架	床版	27	OPC	16
4	道路橋	G	PC桁	10	早強	2
5	鉄道橋	D橋	PC桁	53	早強	3
6	鉄道橋	D橋	橋台	53	OPC	1
7	鉄道ﾄﾝﾈﾙ	N　T	覆工	92	OPC	1
8	道路橋	TE橋	PC桁	18	早強	1
9	道路橋	T橋	PC桁	42	早強	2
10	鉄道橋	R線	橋脚	33	高炉	3
11	道路橋	C橋	PC桁	57	早強	1
12	鉄道橋	TH橋	PC桁	55	早強	1
13	鉄道ﾄﾝﾈﾙ	O　T	覆工	74	OPC	1
14	鉄道橋	N橋	橋脚	67	OPC	2
15	水路施設	K	堤体	45	FA	1
16	水路施設	S	付帯物	68	FA	1
17	鉄道橋	T橋	橋脚	43	高炉	2
18	鉄道橋	K高架	柱	56	OPC	2
19	道路橋	Y橋	橋台	25	高炉	1
20	道路橋	O橋	橋脚	66	OPC	2
21	建築物	SK	壁	50	高炉	1
22	建築物	SK	支柱台	49	高炉	1
23	建築物	SK	壁	48	高炉	1
24	鉄道橋	S橋	RC桁	86	OPC	4
25	護岸	K	護岸壁	9	OPC	1
26	護岸	K	護岸壁	9	FA	2
27	鉄道橋	R線	橋脚	20	高炉	1
28	鉄道橋	R線	橋脚	32	高炉	5
29	鉄道橋	R線	RC桁	20	高炉	2
30	鉄道橋	R線	橋脚	34	高炉	23
31	鉄道橋	R線	RC桁	34	高炉	2
32	鉄道橋	K橋	橋脚	11	OPC	3
33	鉄道橋	T橋	橋脚	28	高炉	2
34	鉄道橋	H高架	柱	15	OPC	2
35	鉄道橋	A高架	柱	30	OPC	3
36	鉄道橋	W橋	橋脚	40	OPC	2



図－1　経年別調査箇所数

2.2 現地調査方法

調査は対象箇所にドリルで数ヶ所穿孔した後，タガネで周囲をハツリ，コンクリート破面を露出させ１％フェノールフタレイン溶液を噴霧して赤紫色に呈色しない領域を測定した。また，コア採取が可能な箇所についてはコアを削孔した後の孔内で測定した。測定はハツリ箇所およびコア採取後の孔内を4等分して各箇所で行った。骨材が存在した箇所では左右の直近位置で測定した。

測定位置は，トンネル覆工コンクリートでは側壁，橋梁や高架橋，建築構造物では橋台，橋脚，柱，壁，また水路施設等については歩行通路等の壁面とし，地盤面または床面から1.0～1.5m程度の高さで行った。PC桁およびRC桁はウェブ，下フランジ下面，スラブ端面等で行い，床版はコアボーリングにて貫通コアを採取して床版の上面および下面で測定した。護岸壁は水面から2.0m程度高い位置において，飛沫帯ではあるものの常時水の影響を受ける位置ではない箇所で行った。

2.3 使用セメント区分方法

調査構造物のセメント種別の区分は，各構造物の財産記録，当時の施工記録や規程等といった設計図書類（セメント種別，設計配合等），採取コアによる分析などから推定して区分を行った。また，建設当時の時代背景等を検討し，当時一般的に使われたと考えられるセメント種類や配合等の情報も参考にした。**表－2**にPC桁の現場配合の例，**表－3**にRC構造物の示方配合の例を示す。

採取コアによる分析は，一部の構造物を対象として高炉セメント使用の有無を推定したもので，ここでは電子顕微鏡観察およびエネルギー分散型X線分光法による分析，水酸化カルシウムの有無，加熱によるスラグの結晶化から高炉スラグの混和を推定する手法[4]を応用した方法などを用いた。

表－2　ＰＣ桁の現場配合例

設計基準強度 (kgf/cm^2)	セメント種類	W/C (%)	スランプ (cm)	配合 (kg/m^3)				
				セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤
400	普通	40	15	413	165	765	972	5.37

表－3　ＲＣ構造物の示方配合例[3]

設計基準強度 (kgf/cm^2)	セメント種類	粗骨材Max (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	耐久性から定まるW／C (%)
240	普通	25	12±2.5	4±1.0	53

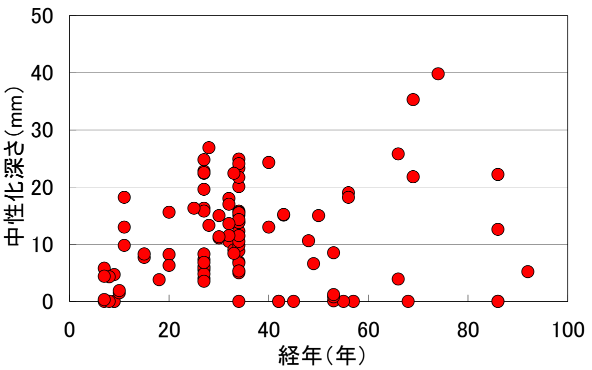
2.4 促進中性化試験

構造物から採取したコア試料の一部を用いて促進中性化試験を行った。試験方法は，自然環境での中性化部分を切断除去した内部コアの上面および底面にコーティング処理を施し，一定環境下（温度20℃，相対湿度60%，炭酸ガス濃度10%）で試験を行ったのち，円柱コアを輪切りにし断面に1%フェノールフタレイン溶液を噴霧して中性化を測定した[5]。

3. 調査結果と考察

3.1 中性化深さ全データと経年の関係

図－2に全構造物の中性化深さと経年との関係を示す。中性化深さには大きなばらつきがみられ，中性化深さの最大値は経年74年のトンネル覆工コンクリートで40mmであった。当該トンネルの覆工コンクリートは無筋であるため，中性化が直接耐久性に影響するものではないが，当時のコンクリート品質および施工技術などを検討するため調査対象とした。同じ覆工コンクリートで経年92年の覆工コンクリートは中性化深さが僅か5mm程度であったことから，同時期に建設された構造物であってもコンクリート品質の差は大きいものと思われる。



図－2　中性化深さ(全データ)

3.2 水セメント比領域区分ごとの傾向

中性化深さにばらつきがみられる原因の一つとして，コンクリートの配合，特に水セメント比が異なることが考えられる。調査対象とした各構造物に実際に打設されたコンクリートの水セメント比は明らかではないので，ここでは設計図書類や構造形式などからおおよその水セメント比を推定することとした。

図－3に設計W/C＝40%以下と推定される構造物の中性化深さを示す。これらは主にPC桁の値であり，低W/Cの領域では中性化の進行が遅いことがわかる。土木学会中性化予測式[1]（1）では，普通ポルトランドセメントの場合，W/C=40%以下では中性化は進行しないことになるが，概ねこれを裏付ける結果であった。ただし，経年の浅い構造物で中性化が進行している状況も見られた。

$$yd = \gamma cb \cdot \alpha d\sqrt{t}$$

$\alpha d = \alpha k \cdot \beta e \cdot \gamma c$

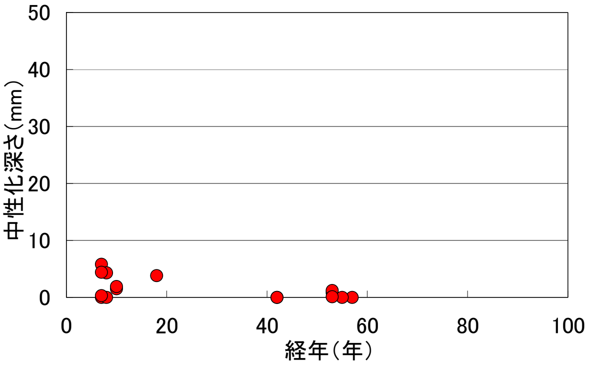
αk = 中性化速度係数　-3.57 + 9W/C

βe = 環境係数　1.6

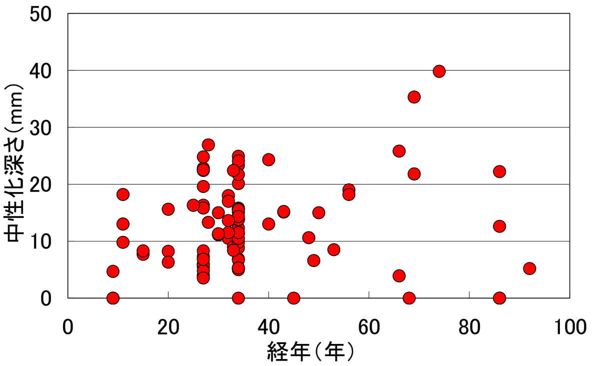
γcb = 安全係数　1.15

γc = 材料係数　1.0

また，**図－4**に設計W/C＝53%～60%程度と推定される構造物の中性化深さを示す。調査の結果，非常にバラツキが多い結果となった。



図－3　中性化深さ(W/C=40%以下)

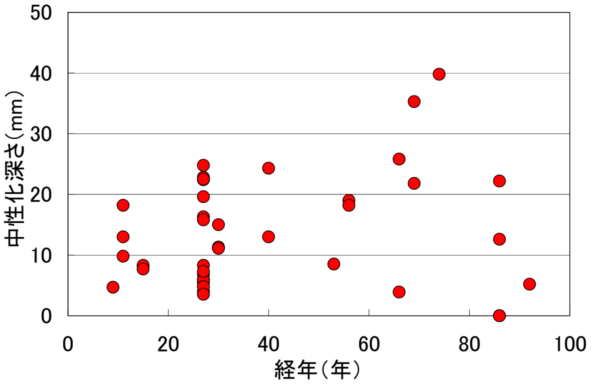


図－4　中性化深さ(W/C=53～60%程度)

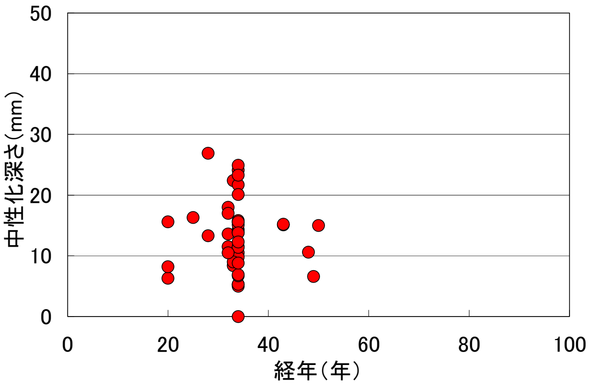
3.3 セメント種別ごとの傾向

設計W/C=40%以下のデータを除き，推定された使用セメント種別ごとに中性化深さと経年の関係を整理した。

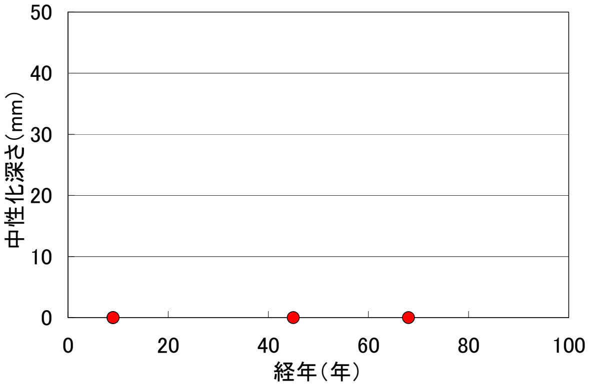
図－5に普通ポルトランドセメント，**図－6**に高炉セメント，**図－7**にフライアッシュセメントの調査結果を示す。普通ポルトランドセメントは経年7年～92年と広くデータを得ることが出来たが，明確な傾向を示すものとはなっていない。時間の経過とともに中性化が進行しているように見られるが早い段階から中性化深さに幅がみられる。高炉セメントについてもやはり幅がみられるが，本調査の結果からは時間経過に伴う進行が顕著には見られない。フライアッシュは，今回調査を行った範囲では中性化を確認できなかった。



図－5　普通ポルトランドセメントの中性化深さ



図－6　高炉セメントの中性化深さ



図－7　フライアッシュセメントの中性化深さ

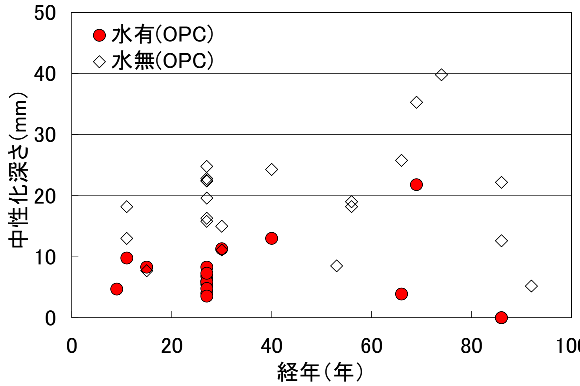
3.4 水の影響の有無の違いによる傾向

実構造物では，現地の外部環境としてコンクリート表面の乾燥または湿潤が中性化の進行に大きな影響を与えることが知られており，土木学会式(1)でも環境係数βeが与えられている。**写真－1**に，外観から水の影響の有無が判別されるコンクリート表面状態の例を示す。日射や雨掛り，また土壌からの吸水などによりコンクリートの含水状態は変化すると考えられるが調査時に表面水の影響の違いが表面の色彩から明確に判別できた。以下，水の影響が有るまたは多いと考えられる場所と乾燥状態が維持され水の影響が無いまたは少ない場合の中性化深さとを区別して述べる。

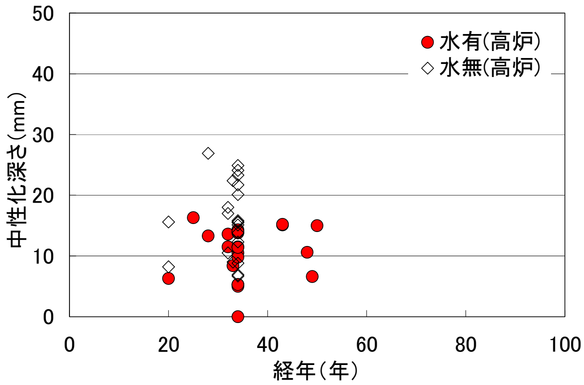
写真－1　コンクリート表面の水の影響範囲

図－8に，雨水等による水掛りの影響の有無により区別した普通ポルトランドセメントの中性化深さの結果を示す。**図－5**では中性化深さに大きなバラツキが見られたが，表面への水の影響の有無を考慮した結果，バラツキが小さくなり，時間の経過とともに中性化が進行する傾向を示すことがわかる。

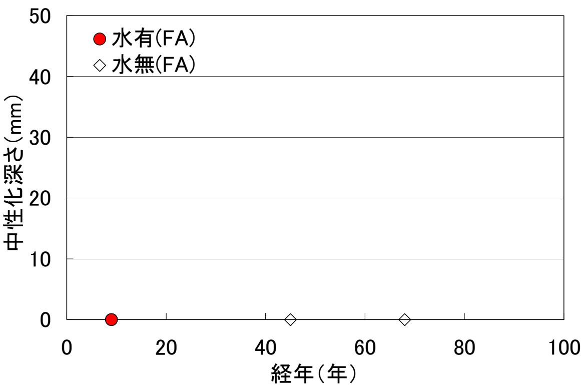
同様に，**図－9**に高炉セメントの場合，**図－10**にフライアッシュセメントの場合の結果を示す。高炉セメントでも水の影響を考慮した結果，バラツキが小さくなり水の影響が無いまたは少ない場合には，時間の経過によって中性化が進行する傾向が見られる。しかし，水の影響が有るまたは多い場合には，時間の経過に関わらず中性化深さが15mm程度に留まっている傾向も認められる。フライアッシュセメントと区分したものは僅か3点のみであるが，水の影響を受けている場合といない場合，どちらも中性化深さは0mmであった。なお，経年45年と68年の調査箇所は，直接水の影響は受けていないものの比較的高湿度環境に位置している。



図－8　水の影響の有無による比較（OPC）



図－9　水の影響の有無による比較（高炉）



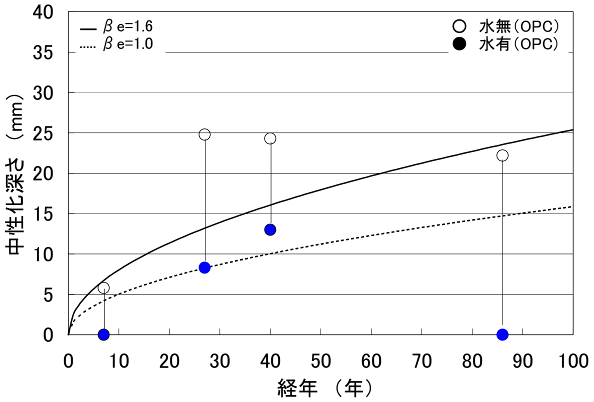
図－10　水の影響の有無による比較（FA）

3.5 同品質間で比較した水の影響の有無の違い

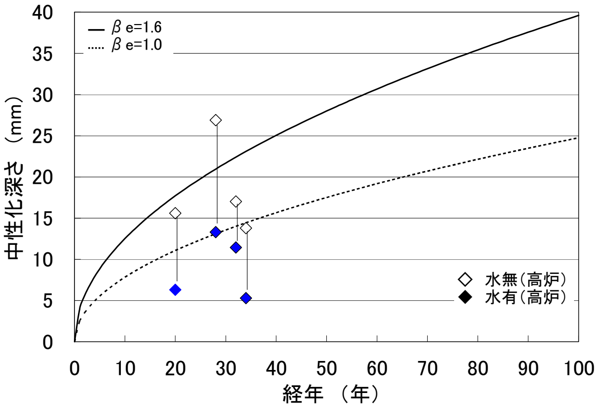
前節で行った比較では，種々の品質のコンクリートが混在していた。そこで，同一の構造物から水の影響のみが異なる隣接する箇所においてコンクリート品質が同じと考えられる位置での水の影響の有無について検討した。**図－11**および**図-12**に普通ポルトランドセメントと高炉セメント別に同一の品質と見なせるコンクリートにおける水の影響の有無による中性化深さの相違を対比させて示した。このように，同一のコンクリート品質ごとに比較した場合には，水の影響を受ける位置と受けない位置での差が明確に現れており，水の影響を受けた位置では中性化深さが小さくなっている。

図-11には，土木学会式(1)を用いて，普通ポルトランドセメント，W/C＝55%とした場合の乾燥しやすい環境（βe＝1.6）と乾燥しにくい環境（βe＝1.0）における中性化深さの経年変化の算定値を示した。なお，W/C＝55%としたのは，実構造物の設計配合はW/C＝53～60%程度と推定されるため，近似値をW/C＝55%と設定し予測値と実測データを比較した。この算定値では，経年40年の場合，中性化深さは乾燥しやすい環境で約17mm，乾燥しにくい環境では約10mmとなる。実測値では経年40年の構造物で，水の影響を受けない箇所で約25mm，水の影響を受ける箇所で約13mmである。この構造物のW/Cは特定できていないが，W/C＝55%の算定値と比べて，中性化が早い傾向となっている。

図-12に普通ポルトランドセメントと同様に，高炉スラグ微粉末45%置換の高炉セメント，W/C＝55%とした場合の乾燥しやすい環境（βe＝1.6）と乾燥しにくい環境（βe＝1.0）における中性化深さの経年変化の中性化算定値を示す。高炉セメントをスラグ45%置換としたのは，高炉B種のJIS規格で高炉スラグ微粉末置換率が30～60%であることから，その中心値とした。算定値では経年33年の場合，乾燥しやすい環境で約23mm，乾燥しにくい環境では約14mmとなる。実測値では影響を受けない箇所で約13mm，水の影響を受ける箇所で約5mmである。経年28年の構造物では影響を受けない箇所で約27mm，水の影響を受ける箇所で約13mmとなっており，水の影響を受ける箇所では算定値とほぼ同じであるが影響を受けない箇所の中性化は早い傾向を示している。このように算定値と比べ水の影響の有無による差が生じていることがわかる。経年28年の構造物を除けば算定値と比べて中性化が遅い傾向となっている。



図－11　同品質における水の影響比較（OPC）



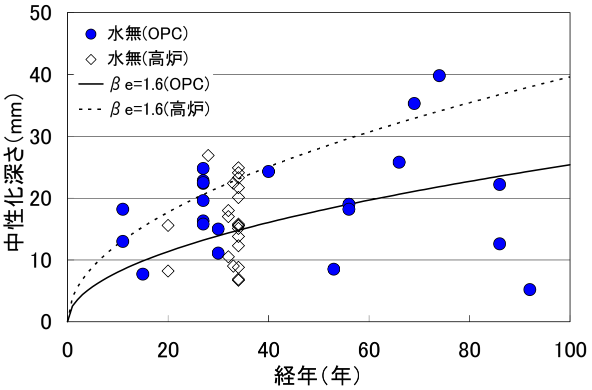
図－12　同品質における水の影響比較（高炉）

3.6 セメント種類の影響

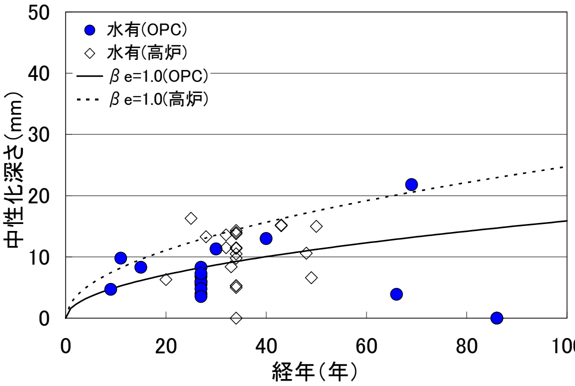
図－13に水の影響を受けない場合の普通ポルトランドセメントと高炉セメントの中性化深さの実測値を示す。図中にはW/C＝55%，土木学会式(1)を用いて環境条件を乾燥しやすい（βe＝1.6）とした場合の普通ポルトランドセメントと高炉スラグ微粉末45%置換の高炉セメントの中性化算定値を示す。算定値では，高炉セメントは経年40年において中性化深さが約25mmとなり，普通ポルトランドセメントの約1.5倍進行することになる。中性化深さの算定値と比較すると，普通ポルトランドセメントは経年が同じであれば，中性化深さの実測値は算定値よりも大きい傾向を示している。ただし，古い構造物の中には中性化深さが小さいものもあることから，コンクリート品質の相違の影響もあると考えられる。高炉セメントもバラツキは大きいが，算定値と比較すると今回の調査結果では実測の最大値が概ね算定値と同程度となっている。このことは，算定値よりも今回の調査対象構造物では中性化が進行していないことを示している。これらの理由についてはさらなる検討が必要であるが，本調査の範囲においては**図－13**に示すように，普通ポルトランドセメントを使用したと推定されるコンクリートと，高炉セメントを使用したと推定されるコンクリートにおいて，中性化深さに大きな違いが認められないことがわかる。

これは，高炉セメントの中性化の進行は普通ポルトランドセメントの約1.5倍になるという算定結果と傾向を異にする結果である。コンクリートの品質の影響を考慮する必要はあるものの，実構造物の実態としてこのような結果が得られたことから，実環境下においては普通ポルトランドセメントと高炉セメントの中性化の進行性にほとんど差が生じない可能性があるといえる。

図－14に水の影響を受けた場合の普通ポルトランドセメントと高炉セメントの中性化深さの比較を示す。普通ポルトランドセメントの中性化深さは経年40年の構造物で約13mmとなっており，算定式の普通ポルトランドセメントと高炉セメントとの中間程度の値であった。水の影響を受ける環境下の結果でも高炉セメントの方が僅かに大きい傾向を示しているものの両者ではほとんど変わらないと思われる。少なくとも実環境下の実構造物においては，実務上両者の差は無いに等しいと考えられる。



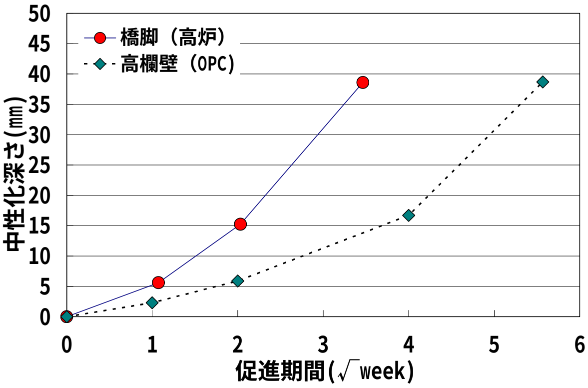
図－13　セメント種類による比較
（水の影響無し）



図－14　セメント種類による比較
（水の影響有り）

3.7 促進中性化試験

図－15に採取コア供試体による促進中性化試験の結果を示す。コア供試体の実構造物での中性化深さの実測データは壁高欄（OPC）が経年29年，雨水の影響を受ける環境で殆ど中性化していなかった。橋脚（高炉）は経年33年，水の影響は少ない環境にあり20mm程度であった。高濃度のCO_2環境下では，高炉セメントを使用したコンクリートコアの中性化速度が大きいことがわかる。土木学会式(1)によれば，高炉セメントを用いた場合，混和材の種類により定まる定数kを0.7と設定するため，中性化速度係数は大きく算定される（**図-13**）。すなわち促進中性化試験の結果と土木学会式の取り扱いは整合する。しかしながら，3.6節で述べた実構造物の中性化深さの調査結果では，普通ポルトランドセメントと高炉セメントとの中性化深さに大きな差が見られない。この事実は，セメント種類を変えた際に，実構造物における中性化の進行が促進中性化試験の結果と定性的に異なる可能性を示唆している。これは，促進中性化試験ではCO_2濃度が相当に高く常に乾燥状況下で行われるのに対し，実環境ではCO_2濃度が低く降雨や湿度の影響を受けるなど、幾つかの相違点があるためと考えられる。



図－15　促進中性化試験結果

4. まとめ

今回,広範囲において実構造物の中性化深さ調査を行った結果,下記の知見が得られた。

(1) 実環境における実構造物の中性化深さの値は普通ポルトランドセメント, 高炉セメントともにバラツキが大きいことがわかった。これは実構造物の品質差が影響していることを示唆するものと考えられる。

(2) コンクリート表面に水の影響を受けると中性化の進行が遅くなることが確認できた。同一品質のコンクリートでこの差は大きく,現在の予測式でのβeを検証する必要がある。

(3) 実環境下における実構造物の中性化深さにおいて, 普通ポルトランドセメント使用コンクリートと高炉セメント使用コンクリートの中性化深さは経年に関わらずその差は小さい結果となった。

(4) 実構造物から採取したコア供試体を用いた促進中性化試験では, 高炉セメント使用の方が中性化速度が早いという結果を得た。

(5) 実構造物の中性化深さと促進中性化試験の中性化速度の結果で, 普通ポルトランドセメントと高炉セメントで違いが見られることが判った。

参考文献

1) 土木学会編:2007年制定コンクリート標準示方書[設計編], 2008.3
2) 依田彰彦:40年間自然暴露した高炉セメントコンクリートの中性化と仕上げ材の効果, セメントコンクリート論文集, No.56, pp.449-454, 2002.
3) 日本鉄道建設公団新潟新幹線建設局編集:上越新幹線工事誌(水上・新潟間), pp.197-198, 1983.3
4) 佐川孝広,名和豊春:リートベルト法及び選択溶解法による高炉スラグの反応率測定, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.1, pp.209-214, 2006
5) 中野秀樹, 石田哲也:同一コアサンプルを用いた促進ならびに自然環境下における中性化進行比較と分析法による微視的機構の解明, 第 62 回セメント技術大会講演要旨, pp.254-255, 2008.

「実構造物の調査に基づくコンクリート構造物内部の水分分布特性」

1. はじめに

コンクリート構造物の長寿命化を図るためには，新設コンクリート構造物の耐久性向上ならびに長い経年を有する既設コンクリート構造物をさらに供用するための維持管理手法を見出していくことが重要であり，そのためにはコンクリート構造物の劣化現象についてその本質を捉えていくことが求められる．

土木学会コンクリート標準示方書[維持管理編][1]において，劣化機構別維持管理として記されている劣化現象は，中性化，塩害，凍害，化学的侵食，アルカリシリカ反応，鉄筋コンクリート床版の疲労，鉄筋コンクリートはり部材の疲労，すり減りである．コンクリート構造物に見られるこれらの劣化現象の多くは水が関与しており，劣化現象を横断的に理解し，効果的な維持管理手法を見出すためには，コンクリートへの水の作用ならびにコンクリート内部における水分挙動を知ることが非常に重要である．

コンクリート構造物の劣化と水との関係について，例えば鋼材腐食によるかぶりコンクリートのはく離は，雨水等の影響を受ける箇所で目立つことが報告されている[2]．鋼材腐食を防ぐ観点からは，コンクリートの表層付近における水分挙動を知ることが必要である．コンクリート表層付近の水分挙動を捉えるには，試験体を用いた実験や解析による精緻な手法も必要であるが，実構造物におけるコンクリート表層付近の水分挙動は，その設計・施工，置かれている環境や経年等によって異なる．したがって，コンクリート構造物の水分挙動を捉えるためには，実構造物におけるマクロな水分挙動を知ることが重要であり，実構造物の水分挙動を知ることは精緻な解析を行う上でも有用である．しかしながら，実構造物におけるコンクリート中の水分挙動を測定・評価した例はほとんどみられない．

そこで，本研究ではコンクリート構造物中の水分挙動を明らかにするための基礎的な検討として，種々の経年を有する実構造物を対象とし，その表層付近における水分分布の特徴を明らかにすることを目的とした．

2. コンクリート内部の水分分布測定手法

2.1 採用した測定手法

コンクリート表層付近の水分分布を知るためには，コンクリート表面からの深さに応じて値が得られる測定手法が必要である．また，多くのコンクリート構造物を対象として測定データを得るには，比較的簡便に測定できることが必要である．これらの状況を鑑み，本研究ではケット科学研究所社製の電気抵抗式コンクリート・モルタル水分計 HI-800 を用いることとした．この水分計は，コンクリート面にタイル等を接着する際に，最適な水分状態を知ることを目的として開発されたものであるが，本研究においては，これをコンクリート構造物における水分分布測定に応用した．

測定は，最初にφ6mm の孔を 30mm 間隔で 2 箇所削孔してそれぞれの孔にブラシ型センサを挿入し，先端にある端子（長さ 20mm）間の抵抗を測定することによって，コンクリートの水分状態を推定するものである（図 1 および図 2 参照）．測定結果は，試料の抵抗に対応して 0 から 1,000 まで等分表示される「カウント」値と，この値をもとに換算した「含水率」として表示される．カウントは，導電性が高いほど高い値を示す．含水率へ

の換算は，いくつかの配合のコンクリートについて様々な水分状態で測定されたカウントと，加熱乾燥法によって求められた含水率との関係をもとに装置内部で行われている．

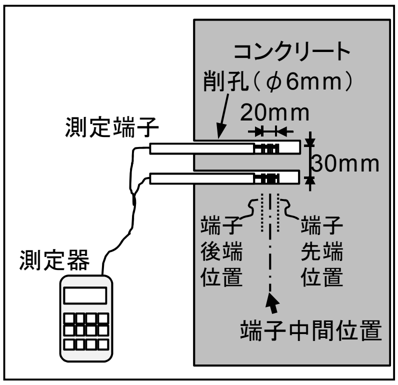


図1 水分分布の測定方法

図2 コンクリート内部含水率の測定

2.2 測定誤差に関する検討

本装置を用いた測定を試行した際に，いくつかの課題が浮上したので，これらの課題について検討する[3)]．

(1) カウントと含水率との関係

水分計が有する機能を用いて，カウントと含水率との関係を求めた結果を図 3 に示す．この関係は気温によって変化するが，カウントが高くなると，カウントの変動に対する含水率の変化が大きくなるので，含水率として評価する際には含水率が高いほどカウントの変動に伴う誤差が大きくなることに留意する必要がある．カウントから含水率への換算にあたっては，コンクリートの品質を考慮する必要があるが，水セメント比が 15%程度異なるコンクリートやモルタルを用いた試験では両者の違いは小さいとされている．本研究においては，換算された含水率の値の感度がカウントによって異なること，コンクリートの配合が検量線作成の際に用いられたコンクリートとは異なることから，水分状態を示す指標としてはより測定値に近いカウントを採用することとし，換算された含水率を参考に記すこととした．なお，本報告では換算によって求められた含水率を含水率換算値と呼ぶことにする．

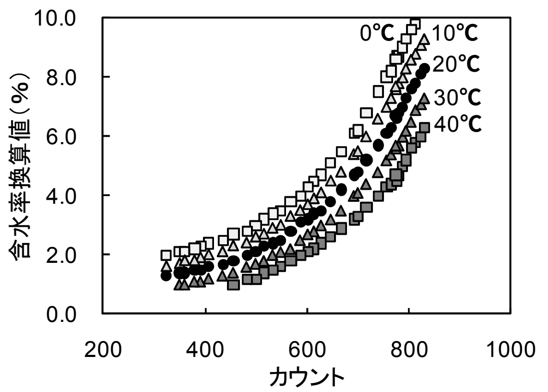


図3 含水率換算値とカウントとの関係

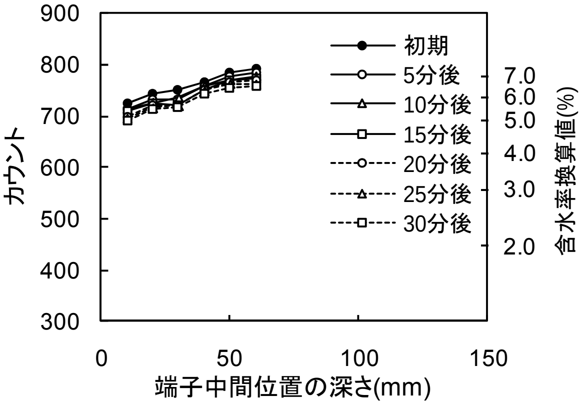


図4 削孔後の経過時間の影響

(2) 削孔後の経過時間の影響

図 4 に，コンクリートへの削孔から測定までの経過時間とカウントとの関係を示す．測定箇所の表現方法として，端子の先端位置や中間位置等（図 1 参照）を設定できるが，本研究では端子中間位置の表面からの深さ（以後「深さ」と呼ぶ）を用いた．いずれの深さにおいても，削孔からの経過時間とともにカウントは少しずつではあるが低下する傾向にあり，主に孔壁の乾燥に起因するとみられる．したがって，測定は削孔後速やかに行うことが肝要であり，本研究では削孔後ただちに測定を開始し遅くとも数分以内には測定を終了している．精緻な検討を行うにはその間の影響を考慮する必要があるが，本研究では数分程度のカウント変化は考察の対象にはしないこととした．

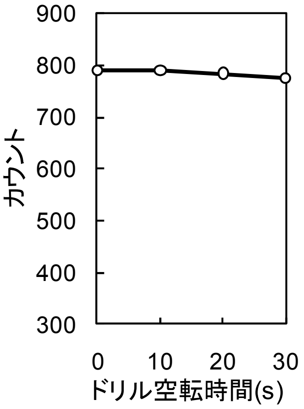
(3) ドリル空転時間の影響

ドリルで削孔する際に，孔中のある地点においては，ドリルの刃先が通過した時から削孔終了までの間はドリルが空転していることになる．この空転時間は孔の表面側ほど長いので，この影響が大きいとコンクリートの表面付近と内部との間に水分分布を生じているように映る．そこで，ドリル削孔後に空転させ，空転時間がカウントに与える影響を調べた．図 5 に示すように，空転時間とともにカウントは少しずつではあるが低下することがわかる．したがって，この程度のカウント変化は考察の対象にはしないこととした．

(4) エア吹きの影響

ドリルで削孔後，孔内の削孔粉を除去する必要がある．削孔粉の除去には空気を噴射する方法があるが，噴射時間が長いと乾燥を誘発することに繋がる．図 6 に，エアスプレー（アスクル社製エアダスター）を用いた時のエア吹き時間とカウントとの関係を示す．エア吹き時間が長くなるほどカウントは少しずつではあるが低下する傾向にあり，主に孔壁の乾燥に起因するとみられる．本研究では，エア吹きを行う際には最小限にし，さらにこの程度のカウント変化を考察の対象にはしないこととした．

エア吹きを 4 秒間実施した後に，端子を湿潤状態にして測定するとカウントは高くなった．これは，端子と孔壁との間の接触抵抗が小さくなったためと推定される．したがって，端子を湿潤状態にして測定すればこれらの影響は回避できるが，湿潤の程度を一定にすることは難しく，新たな誤差を生じることにも繋がるので，本研究ではこれを行っていない．



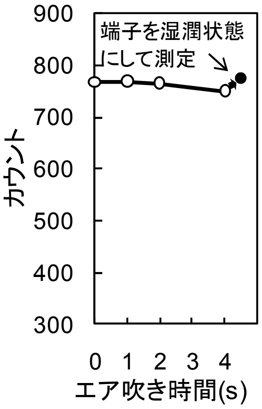


図５ ドリル空転時間の影響　図６ エア吹き時間の影響

(5) 粗骨材の影響

粗骨材の存在は測定値に影響を与えるが，既報[4)]のように１辺が 30mm の正三角形となるように三点を削孔して各辺で測定を行うことにより，粗骨材の影響をある程度推定することができる．

3. コンクリート構造物の測定

3.1 調査対象構造物

本研究で対象としたコンクリート構造物は表１に示すとおりで，種々のコンクリート構造物の水分分布を把握するために，対象構造物やその施工年代がなるべく多岐にわたるようにした．測定は，１辺が 30mm の正三角形となるように削孔して各辺で行い，一測定箇所あたり三点の測定とした．ただし，測定誤差の傾向が明らかになった後に行った測定では，一測定箇所あたり一点の測定とした．なお，本研究における測定では，各調査箇所における雨がかりの有無に主として着目することとした．

表１ 調査対象としたコンクリート構造物

	対象構造物	材齢
1	鉄道橋 (R線：橋脚)	約33年
2	橋台 (高炉セメント使用マスコンクリート)	約25年
3	鉄道橋りょう (T橋：橋脚)	約43年
4	鉄道橋 (K高架橋：柱)	約56年
5	道路橋 (O橋：橋脚)	約66年
6	鉄道橋 (M橋：橋脚)	約40年
7	鉄道橋 (C橋：橋脚)	約30年

3.2　測定結果

(1) 鉄道橋（R 線橋脚）

この橋脚は，図 7 に示すように左右の色調が大きく異なっており，右側部分では桁端からの漏水の影響がみられる．調査箇所周辺における調査前 7 日間の気温は 23.5～32.6℃の範囲であり，この期間の降雨は測定の 4 日前に時間雨量 0.5mm の降雨を 1 回観測（のべ 0.5mm）しただけでほぼ晴れていたことから，コンクリートは乾燥環境にあると推測される．水分分布の測定結果は図 8 に示す通りで，左側の測定箇所（測定箇所 C,D）ではいずれの測定値も深さ 50mm 付近までのカウントが低く，表層のコンクリートが乾燥していることが推定される．その一方で，右側の測定箇所（測定箇所 A,B）ではいずれの測定値もコンクリート表面から内部にかけての違いは小さく，表面付近においてもコンクリートの乾燥はわずかであるといえる．深さ 50mm 付近よりも内部では，漏水の有無にかかわらずカウントの違いは小さい．

左右の測定箇所でコンクリートの品質はほぼ同等であると考えられることから，右側の測定箇所で表面付近が乾燥していないのは，漏水によって水分が供給されたためであると推定される．調査前 7 日間に降雨がほとんどないにもかかわらず，右側の測定箇所においてコンクリート表層が乾燥しない理由として，降雨後も桁からの漏水がしばらくの間作用していたことが推定される．

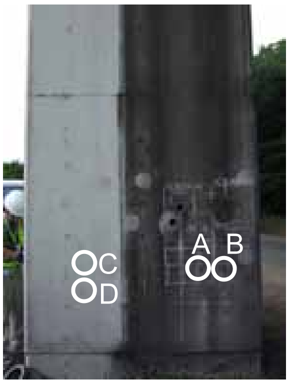


図 7 測定箇所（R 線：橋脚）

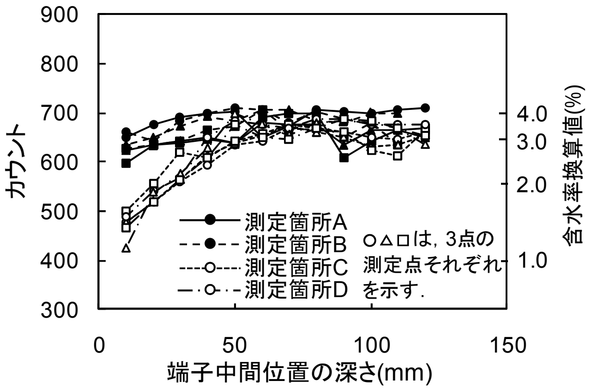


図 8 水分分布の測定結果（R 線：橋脚）

(2) 橋台

マスコンクリートの橋台について，水分分布を測定した結果を図 9 に示す．この橋台では，上部工が南北方向に架設されている．調査箇所周辺における調査前 7 日間の気温は-0.8～15.9℃の範囲であり，この期間の降雨は 7 日前に時間雨量 1.0～4.5mm の降雨（のべ 7.0mm）を観測した他は，3 日前に時間雨量 0.5mm の降雨を 1 回観測したのみで，おおむね晴れまたは曇りであった．測定結果をみると，測定面による違いがみられ，西面では北面と比べてカウントが低い．この違いは，主に日照の差によると推定される．本来は南面が最も日照を受けるはずであるが，本橋台では上部工が南北方向に架設されていることから，南面には日光が当たりにくいため，西面と比べて乾燥しづらいと推定される．深さ

50mm 付近よりも内部では，いずれの面でもカウントの違いは小さい．

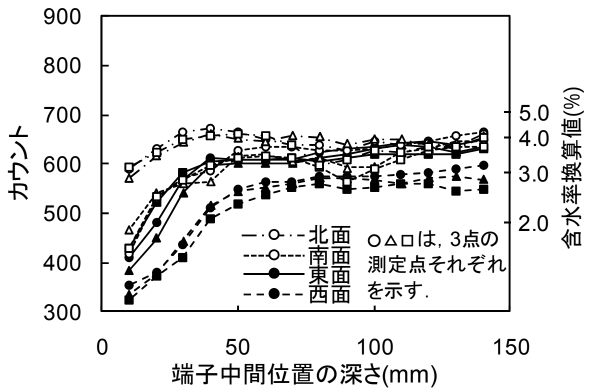


図 9 水分分布の測定結果（橋台）

(3) 鉄道橋りょう（T 橋：橋脚）

この橋脚では，上部工がほぼ東西に架設されている．調査箇所周辺における調査前 7 日間の気温は 8.3～23.3℃の範囲であり，この期間の降雨は 7 日前から 5 日前にかけて時間雨量 0.5～2.5mm の降雨を断続的に観測（のべ 15mm）しただけで，調査の 2 日前から調査日までは晴れていた．漏水のみられない橋脚の測定結果は図 10 に示す通りで，東西南北いずれの面でもほぼ同じカウントが得られ，方位による水分状態の差はみられない．前述の橋台では方位による違いがみられたが，このように日照の差が生じているにもかかわらず，水分分布に違いを生じていない例も存在する．

漏水がみられる橋脚（図 11 参照）で測定した結果は図 12 に示す通りで，湿潤色の箇所は乾燥色の箇所と比べて深さ 30～50mm 付近まではカウントがやや高く，水分の多い状況がうかがえる．深さ 30～50mm よりも内部ではカウントの違いはみられず，コンクリート内部の水分状態はほぼ同じであると推定される．漏水箇所と漏水がみられない箇所での違いが小さかった理由として，この橋脚では降雨後の上部工からの漏水が比較的早く終わっていることが考えられる．

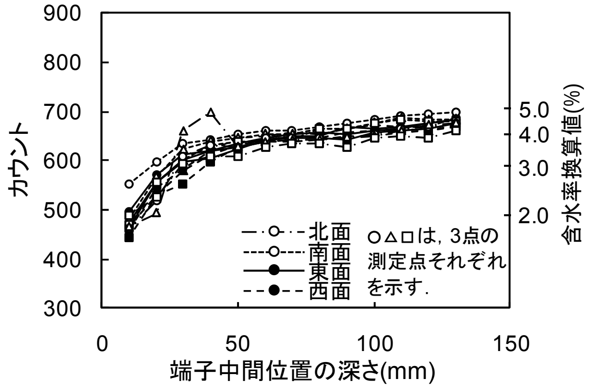


図 10 水分分布の測定結果（T 橋：橋脚）

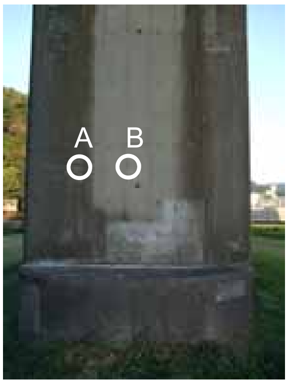


図 11　測定箇所（T 橋：橋脚）

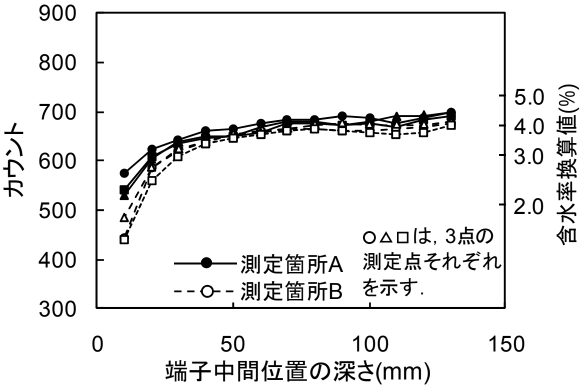


図 12　水分分布の測定結果（T 橋：橋脚(その 2)）

(4) 鉄道橋（K 高架橋：柱）

雨水の作用状況と柱上下方向の位置（図 13 参照）による違いに着目して，水分分布を測定した結果を図 14 に示す．調査箇所周辺における調査前 7 日間の気温は 5.2～16.5℃の範囲であり，この期間の降雨は 5 日前に時間雨量 0.5～1.5mm の降雨（のべ 6.0mm）を観測したほか，前々日から前日にかけて時間雨量 0.5～3.0mm の降雨（のべ 10.5mm）を観測している．深さ 40mm 付近までは，地面からの高さによらず乾燥色の測定箇所が湿潤色の測定箇所よりもカウントが低く，乾燥が進んでいると推定される．その一方で，乾燥色を呈する 2 箇所でコンクリート内部のカウントを比べてみると，高さ 330mm の箇所では高さ 1,200mm の箇所と比べてカウントが高く，水分が多いことがいえる．この傾向は，湿潤色の測定箇所でも認められる．高さ 330mm の箇所で水分が多い理由として，地中部から水を吸い上げていることが推定される．

この高架橋では，鉄筋のかぶりが不足している箇所があり，一部の鉄筋に腐食がみられたが，腐食箇所は地際から 500mm 付近までであった．この部分だけに腐食が目立った理由として，地中部から吸い上げた水分によってコンクリート表層の含水率が高くなっていることが考えられ，鋼材腐食にはコンクリート表層の水分状態が大きく影響することがわかった．

図 13　測定箇所

（K 高架橋：柱）

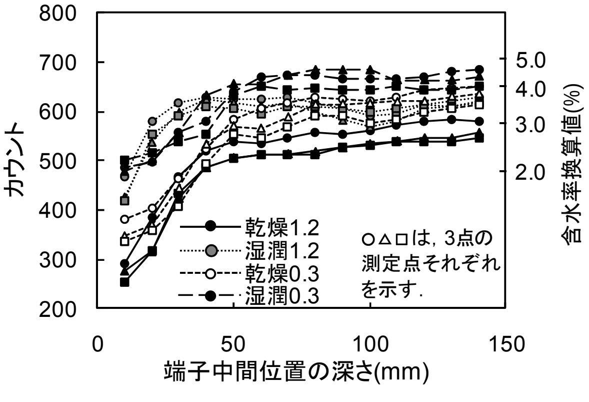


図 14　水分分布の測定結果（K 高架橋：柱）

(5) 道路橋（O 橋：橋脚）

上部工からの漏水で湿潤色を呈する橋脚と乾燥色を呈する橋脚（図 15 参照）のそれぞれについて，水分分布を測定した結果を図 16 に示す．調査箇所周辺における調査前 7 日間の気温は-5.1～16.9℃の範囲であり，この期間の降雨は 2 日前に時間雨量 4.5mm の降雨を 1 回観測（のべ 4.5mm）しただけである．湿潤色の箇所は，コンクリート表面側でカウントがやや低いものの，表面から内部にかけての違いは比較的小さい．乾燥色の箇所では，湿潤色の箇所と比べてコンクリート表面側のカウントが低く，乾燥している状況がうかがえる．深さ 40mm 付近よりも内部では，両者の違いは小さい．

図 15 測定箇所（O 橋：橋脚）

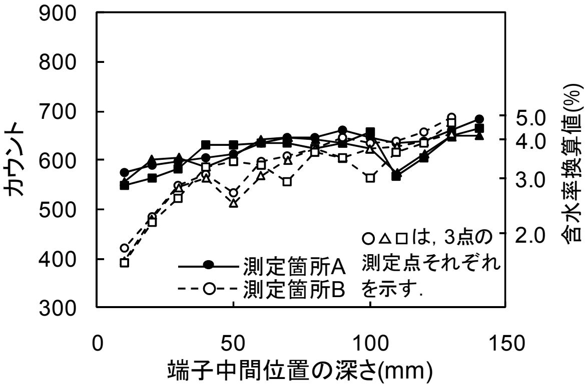


図 16 水分分布の測定結果（O 橋：橋脚）

(6) 鉄道橋（M 高架橋：橋脚）

この橋脚は，図 17 に示すように直接雨水はあたらないが上部工からの漏水跡がみられる箇所と，漏水跡がみられない乾燥箇所とがある．調査箇所周辺における調査前 7 日間の気温は-6.4～5.6℃の範囲であり，この期間の降雨は 7 日前から 6 日前にかけて時間雨量 0.5～1.5mm の降雨を断続的に観測（のべ 12.0mm）しただけである．水分分布の測定は，漏水跡と乾燥箇所のそれぞれで 2 点ずつ行った．測定結果は図 18 に示す通りで，漏水跡 A でカウントがやや高いものの，漏水跡と乾燥箇所との間に目立った違いはみられない．違いがみられない理由として，この橋脚では降雨後の上部工からの漏水が比較的早く終わっていることも考えられるが，漏水跡では変色を生じてはいるものの必ずしも濡れ色ではないことから，かつて漏水を生じていたが現在はほとんど漏水を生じていない可能性もある．なお，漏水跡 B の深さ 40mm と 100mm にみられる V 字状の窪みは粗骨材の影響と考えられる．

図17　測定箇所（M橋：橋脚）

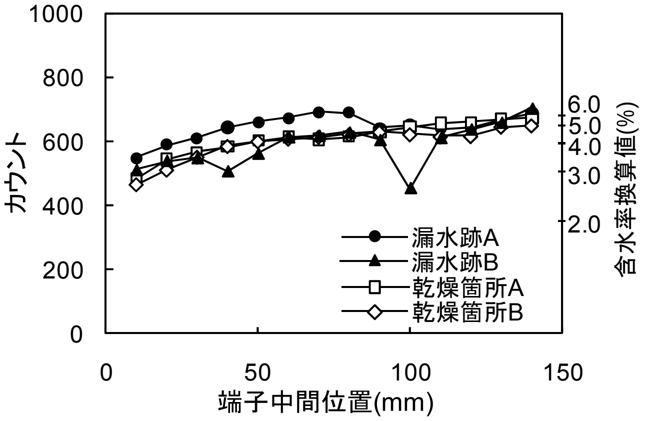


図 18　水分分布の測定結果（M 橋：橋脚）

(7) 鉄道橋（C 高架橋：橋脚）

この橋脚では，図 19 に示すように上部工からの漏水を生じている箇所，漏水はみられないが雨のあたる箇所（雨がかり箇所）および雨のあたらない箇所（乾燥箇所）がみられる．調査箇所周辺における調査前 7 日間の気温は-0.5～17.2℃の範囲であり，この期間の降雨は調査前日（測定の約 20 時間前）に時間雨量が最大で 15.5mm の比較的強い降雨を 1 回観測（のべ 30.5mm）しており，コンクリートは降雨の影響を受けていると推測される．水分分布の測定結果は図 20 に示す通りで，漏水箇所では深さ 10mm 付近でカウントがやや高いほかは深さ方向の違いは小さい．この箇所では，調査時にもコンクリート表面を上部工からの漏水が流れており，表面付近でカウントがやや高いのはこの影響とみられる．雨がかり箇所と乾燥箇所との違いは小さく，いずれも表面から深さ 40mm 付近までカウントが低くなっており，内部と比べて乾燥している．漏水箇所とその他の箇所との違いは，コンクリート表面から 40mm 付近までであることがわかる．この図から，雨がかりはあるが上部工からの漏水がみられない箇所の水分分布は，漏水がみられる箇所よりも乾燥箇所に近いことがわかる．

図 19　測定箇所（C 橋：橋脚）

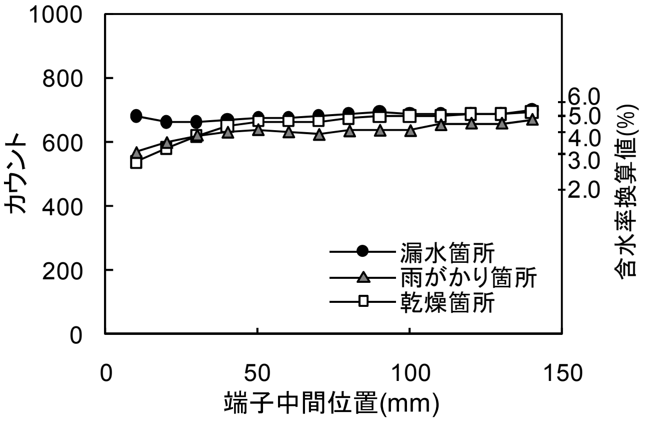


図 20　水分分布の測定結果（C 橋：橋脚）

4. 水分挙動に着目したコンクリート構造物の維持管理に関する検討

水分分布の測定結果から，漏水がかかり湿潤色を呈している箇所とその近傍で乾燥色を呈している箇所では，コンクリート表面付近の水分分布が異なることも多く，その範囲は表面から端子中間位置の深さが 40～50mm 付近までが多いことがわかった．上部工からの漏水が作用している箇所では，降雨から数日の経過時間があっても，漏水箇所と漏水のみられない箇所との間ではコンクリート表面付近の水分状態が異なることがあり，これは降雨が止んだ後でも上部工に溜まった水が排出されるまでに時間がかかることによると考えられる．実際に，晴天時でも上部工からの漏水が続いている例はよく見られる．したがって，漏水箇所では水が作用する時間が 1 日以上になることは一般的な現象であり，このような環境ではコンクリート表層から 40～50mm 程度の深さまで水分が浸透することは十分に考えられる．なお，漏水跡がみられる箇所でも乾燥色を呈する箇所と同様の水分分布を示す例もみられるが，これは漏水が降雨後に比較的早く終わったり，かつて漏水を生じていたが現在は漏水がみられなかったりすることによると考えられる．

雨がかかる部位でも上部工からの漏水が作用していない箇所では，コンクリート内部の水分分布は漏水箇所よりもむしろ乾燥箇所に近かった．雨がかかる箇所では降雨時に雨水がコンクリート内部に浸透するが，1 回の降雨時間は一般に数時間程度であり，24 時間以上降雨が続くことは多くない．したがって，コンクリート内部への水分浸透もコンクリート表面からわずかな範囲であり，降雨が止むとともにコンクリートは乾燥を始める．そのため，降雨から比較的短い時間で，降雨によって浸透した水分はコンクリート表面から蒸発するので，測定時には雨水の影響を受けていない乾燥箇所と同様の水分分布を示したと推定される．

したがって，コンクリート構造物への水の作用は，雨がかかる箇所とかからない箇所との違いに加え，上部工等からの漏水の有無による違いが大きいことがいえる．

コンクリート構造物の典型的な劣化現象である鉄筋腐食には，水の作用が大きく影響しているが，特に鉄筋のかぶりが不足している箇所における鉄筋腐食とかぶりコンクリートのはく離は，上部工からの漏水がみられる箇所で目立つ．これは，上部工からの漏水の作用時間が雨が直接かかる時間よりも長いことにより，コンクリート中への水分浸透深さが大きく，その深さまで乾燥湿潤を繰り返すことによると推定される．

地際付近の水分挙動については，K 高架橋でみられたように地際付近ではコンクリート表層の水分が多い傾向にあり，これは地中から水分を吸い上げていることによると推定される．実際に，鉄筋のかぶりが不足している箇所においては水分の多い箇所において鉄筋腐食が認められた．このことは，コンクリート構造物の維持管理をしていく上で，水の作用に着目すべきであることを裏付けている．

今後は，このような水の作用の違いに着目していくことが，より効果的な維持管理に繋がっていくものと考える．

5. おわりに

コンクリート構造物の長寿命化を図るためには，コンクリート構造物の劣化現象についてその本質を捉えていくことが求められる．コンクリート構造物にみられる劣化現象の多

くは水が関与しており，例えば鋼材腐食によるかぶりコンクリートのはく離は，雨水等の影響を受ける箇所で目立つことから，コンクリートの表層付近における水分挙動を知ることが必要である．本研究は，コンクリート構造物中の水分挙動に着目し，これを明らかにするための基礎的な検討として種々の経年を有する実構造物を対象とし，その表層付近における水分分布の特徴について検討したものである．得られた成果の概要は以下のとおりである．

(1)コンクリート構造物内部の水分分布を測定する手法の一つとして，コンクリート・モルタル水分計を応用した結果，測定手法や測定値の解釈に留意すべき点はあるものの，コンクリート構造物のマクロな水分分布を推定するのに有効であることがわかった．

(2)漏水がかかり湿潤色を呈している箇所とその近傍で乾燥色を呈している箇所では，コンクリート表面付近の水分分布が異なり，その範囲は表面から端子中間位置の深さが 40～50mm 付近までが多い．上部工からの漏水が作用している箇所では，降雨から数日の経過時間があっても，漏水箇所と漏水のみられない箇所との間ではコンクリート表層の水分挙動が異なる．

(3)雨が直接かかり降雨が止むと乾燥が始まる箇所と，上部工等から漏水が作用する箇所とでは，コンクリート表層の水分挙動が異なる．

(4)地表面から高さ 300mm 付近では，高さ 1,200mm 付近と比べてコンクリート内部の水分が多い傾向が認められ，地中から水分を吸い上げていることが推定される．

(5)コンクリート構造物の劣化予測や設計時の照査をする際には，乾湿繰り返し領域の深さに留意した体系にすることが求められる．

今後は，このようなコンクリート構造物内部の水分挙動を活用することによって，より良いコンクリート構造物の設計･施工･維持管理に繋げていくことができると考えられる．

調査の実施にあたっては，土木学会コンクリート委員会「歴代構造物品質評価／品質検査制度研究小委員会（216 委員会，委員長：岸利治東京大学教授）」の協力を得ました．ここに記して謝意を表します．

参考文献

1) 土木学会：2007 年制定 コンクリート標準示方書[維持管理編]，丸善（2008）

2) 石橋忠良，古谷時春，浜崎直行，鈴木博人：高架橋等からのコンクリート片剥落に関する調査研究，土木学会論文集，No.711/V-56，pp.125-134（2002）

3) 上田洋，玉井譲：コンクリート構造物の表層付近における水分分布の検討，「コンクリート構造物の表層品質評価と耐久性能検証」に関するシンポジウム講演概要集，土木学会，pp.113-120（2009）

4) 玉井譲，上田洋：外部環境がコンクリート構造物内部の含水状態に与える影響，土木学会第 64 回年次学術講演会，V-215，pp.427-428（2009）

「化学的侵食を生じたトンネル覆工コンクリートの維持管理」

1. はじめに

コンクリート構造物の維持管理においては，長い経年を有するコンクリート構造物でも，引き続き供用可能な時にはさらに供用することが社会資本の有効活用に繋がる．100年近い経年を有するコンクリート構造物が数多く残り，かつ現在も供用されている代表例として鉄道トンネルの覆工があり，この覆工コンクリートについても引き続き供用できるものは適切な維持管理の下で供用を続けることが有効である．鉄道トンネルの覆工コンクリートはその表層が侵食を受けていることも多いので，維持管理にあたってはその劣化機構を明らかにした上で，劣化機構に応じた対策を講じることが求められる．本検討では，先人らが行った研究および筆者らがこれまでに実施した研究をもとにして，トンネル覆工コンクリートの劣化機構を類型化するとともに，各劣化機構に応じた維持管理手法を提案することを目指した．なお，各劣化機構の詳細については，それぞれの文献を参照されたい．

2. 劣化の特徴と劣化機構の類型化

2.1 劣化の特徴

(1)既往の研究

(i)戦前の研究

覆工コンクリートの劣化について古くからみられる報告は，主に蒸気機関車の煤煙に関するもので，大正期には既に認識されていた．

1918（大正 7）年，鉄道院総裁官房研究所[1)]が発行した業務研究資料には，『隧道のセメントの硫化』と題して，『機関車の煙突より出づる硫黄と雖隧道内の通風良好ならざるときは此に説くが如き損害を与ふべきものとす』と記されている．鉄道省大臣官房研究所の技師であった張忠一が，1926 年に報告した文献の中でも，東海道本線逢坂山トンネルの上り線における覆工側壁の変状について述べている[2)]．

張は，1928 年に『コンクリートの腐蝕に就て』と題し，コンクリートの劣化に関する総説も記している[3)]．この総説は，昭和初期にコンクリートの劣化全般について広く記述された貴重な文献である．その中では，化学的侵食に関する内容として硫酸塩に関する報告もみられ，『コンクリートの表面にも同じ針状結晶の成生（=生成）による崩壊が認められる．これ等の場合に生ずる硫酸の複塩には Ca-Al-Sulphate がある．此の物に就て学問的には未だ充分な研究が出来て居らぬと思ふが，其の形は非常に纖細な針の如き結晶をしてゐるから一見して判断が出来る．其の成生する局所は水に近いか或は湿気の多い所にあるコンクリートの表面に近い組織の中である．勿論硫酸は初めから含まれて居つたか，或は後に順次浸入して来たものであるが，後者の例を挙げると隧道の附近では煤煙から来り，土壌の中にあるものでは土壌中に含まれて居た硫酸塩の浸入が原因となり，海水中に在るものでは海水中の硫酸塩の侵害を受けるのである』と述べている．この頃には，炭酸や有機物，温泉余土の影響について述べている文献もあるが，その因果関係については明らかではない．

(ii)戦後の研究

第二次世界大戦後は，劣化機構の解明よりも改築等に関する報告が目立つ．陸羽東線鳴

子トンネルでは，覆工コンクリートに劣化がみられたことから，注入コンクリートによる改築がなされている[4]．劣化の原因は，漏水による凍害と経年に伴う側壁コンクリートの弱化であると述べられている．蒸気機関車の煤煙による劣化と対策については，例えば呉線呉トンネルの例があり，河田[5]によって報告されている．このトンネルでは劣化部分を取り除き，モルタルを乾式で吹き付ける修繕が実施されている．半田ら[6]は，小海線第一広瀬トンネルにおいて，つららや側氷の膨張圧によりコンクリートが劣化したために改築を行ったと報告している．

五能線汐見崎トンネルでは,コンクリートブロックが劣化して剥落が甚だしいことから，プレパックドコンクリートを用いた改築がなされた[7]．江差線支瓜トンネル，北陸本線第二衣掛トンネル，土讃線山瀬トンネルでも覆工劣化等による改築がなされている[8]．1984年には，トンネル覆工が抜け落ちる事故が発生したという．このトンネルは 1947 年に建設されたもので，資材不足の時代であったこともあり，材質は非常に悪くかつ覆工厚が不足していたと報告されている[9]．

原田[9]は,国鉄におけるトンネル 3,640 箇所のうち,最も多いのは変状なし(全体の 62%)であり，次いで材質劣化（同 13%），つらら・結氷（同 12%），変形（同 8%），断面不足（同 6%）であると報告している．変状の定義や分類方法に不明な点もあるが，変状のないトンネルが圧倒的に多いこと，何らかの変状があるトンネルの中では材質劣化が多い点に特徴がある．飯田線城山トンネルでは，地形地質条件や施工上の問題点に加えて覆工の劣化がみられたことから，全断面改築が実施されている[10]．

トンネル覆工コンクリートの化学的侵食に関する研究は,主として戦前に行われており,戦後にこの分野で研究された事例は少ないが，筆者らの研究により，蒸気機関車の煤煙に起因した酸の作用や酸性地下水の作用による劣化，硫酸イオンを含む地下水の作用による劣化現象について，現地調査および採取試料の分析を通じて明らかにされた[11]．また，トンネル覆工の補修用に施工されたセメント系補修材が軟化を生じた事例について，その原因が Thaumasite の生成による劣化であることが明らかにされた[12]．さらに，セメントに火山灰や珪藻土等のいわゆるセメント代用品と呼ばれる物質が混和され，これに起因した劣化があることについても明らかにされた[13]．

(iii)鉄道構造物等維持管理標準・同解説における取扱い

2007（平成 19）年に刊行された『鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編 トンネル)』[14]では，山岳トンネルにおける変状とその原因について外因と内因とに分類している．外因は外力と環境とに分けられており，覆工コンクリートの劣化に関係がある環境については，①経年，②中性化，③有害水，④気温，⑤塩分，⑥煤煙，⑦地下水環境の変化があげられている．

内因については材料，施工，設計に分けられている．材料は，海砂の使用，アルカリ骨材反応，母材・目地の不良をあげている．施工は，打設不良と組立不良（ブロック積み覆工における畳築不良）に分けられ，設計は構造不良，防水不良，排水不良および断熱不良に分けられている．

2.2 劣化機構の類型化

次に，これまでの研究成果をもとにして，それぞれの劣化現象についてその機構と進行

性についてとりまとめた上で，トンネル覆工コンクリートの化学的侵食に関する劣化機構の類型化を試みる．

(1)酸の作用による劣化の機構と進行性

酸の作用による覆工コンクリートの劣化は，その多くが蒸気機関車が通過していた時代に排出された煤煙に起因した酸によるものである．この劣化は，古くから報告されているものである．一部の覆工コンクリートでは，酸性湧水（調査時は pH4～5 程度）の作用により侵食を生じている箇所がある．これらの酸がコンクリート表層に作用して細孔溶液の pH が低下し，セメント水和物が分解することによって表面側から軟化を生じる．軟化を生じた領域は白色を呈し，内側のコンクリートとの境界は明瞭である．その境界部分には褐色の層が確認され，褐色層付近では Fe，Al，Mg 等の濃縮を生じる[11]．これらの濃縮層は，細孔溶液の pH 分布を反映したものであり，それぞれの濃縮層から細孔溶液の pH 分布を推定すると，境界付近のごく微小な領域で大きく変化していることがわかる．

劣化の進行性について，蒸気機関車の煤煙に起因した酸の作用による劣化を生じたコンクリートでは，今後は煤煙が作用しないので新たな酸の供給はなく，細孔溶液の pH が低下することはないと考える.その一方で,酸性湧水による劣化を生じたコンクリートでは，今後とも徐々に劣化が進行する可能性がある．酸による劣化の進行性について，微視的な視点に基づく劣化予測は確立されておらず，巨視的な視点で侵食をモデル化した予測が提案されている[15,16]．これらの予測式をもとに考えると，漏水が pH4～5 程度ではコンクリートの侵食が進行する程度は小さいと推定される．ただし，微視的な観察によって得られたように，粗骨材周囲の遷移帯が侵食されていることもあるので，骨材のはく落に対しては考慮する必要がある．

(2)硫酸塩の作用による劣化の機構と進行性

硫酸塩の作用による覆工コンクリートの劣化は，漏水に含まれる SO_4^{2-}がコンクリートに浸透することによって生じる．コンクリート中に浸透した SO_4^{2-}が中性化域と未中性化域との境界付近に濃縮することによって ettringite 等を生成し，これらが膨張することによってひび割れが発生する．この劣化機構では，コンクリートの空隙中を SO_4^{2-}が通過する必要がある. SO_4^{2-}は他のイオンと難溶性の化合物を生成して沈殿しやすいため一般にコンクリート内部には拡散しにくい．ところが，コンクリートの中性化によって細孔溶液の pH が低下した領域では拡散しやすくなり，pH の変化点である中性化域と未中性化域との境界付近に濃縮する．濃縮した S は，化学反応により膨張性化合物を生成してコンクリートにひび割れを生じさせる．

硫酸塩による劣化の予測は確立されていないが，中性化域と未中性化域との境界付近に生じる pH 変化に起因した劣化については，簡易な方法に頼るとすれば，対象とするコンクリートにおける中性化の進行を予測することによって評価することができる．

(3)Thaumasite の生成による劣化の機構と進行性

Thaumasite の生成によるセメント系補修材の劣化（TSA）は，筆者らの研究事例[12]では SO_4^{2-}および CO_3^{2-}といった劣化因子を内在するものであった．したがって，水が供給さ

れかつ低温環境が保持されれば thaumasite を生成することが推定された．調査対象としたトンネルでは，覆工背面の漏水がレンガと目地材との界面を通じて補修材との界面に作用したため，母材と補修材との界面においてより多くの thaumasite が生成したと推定される．低温環境は，Si が 6 配位をとるために必要であるとされるので，化学反応に影響する因子として整理される．

調査対象箇所の周辺部位では，同じような低温環境が保持されると考えられるので，漏水が作用する箇所では今後とも thaumasite の生成による劣化が進行すると推定される．

(4)セメント代用品の使用に起因した劣化の機構と進行性

セメント代用品の使用に起因した覆工コンクリートの劣化は，その使用材料に由来しており，劣化の進行はコンクリートへの CO_2 の作用に起因することが推定された[13)]．すなわち，空隙中の CO_2 の浸透によって細孔溶液の pH 低下を生じ，この pH 低下が原因となってセメント水和物が分解し，コンクリートの軟化に至ったと推定される．この劣化では，中性化域の表面側が軟化しており，CO_2 の作用による細孔溶液の pH 低下からコンクリートの軟化までには時間がかかっている．正しい劣化予測を行うには，この点を考慮する必要もあるが，現状では予測手法は確立されていない．実務的には，軟化域の深さがコンクリートの中性化深さよりも小さいことを用いることにより，中性化深さを劣化の指標とすれば十分に安全側の評価となる．

(5)覆工コンクリートの劣化機構

これらの研究成果をもとに，化学的侵食を生じたトンネル覆工コンクリートの劣化機構は，以下のように分類することができる．

Type I：酸の作用による劣化
Type II：硫酸塩の作用による劣化（古典的硫酸塩劣化）
Type III：Thaumasite の生成による劣化（Thaumasite 硫酸塩劣化）
Type IV：セメント代用品の使用に起因した劣化

酸の作用による覆工コンクリートの劣化では，酸の生成原因として，蒸気機関車が運行されていた時代に排出された煤煙に起因した酸と酸性湧水の 2 つがあり，生成原因によって劣化を生じる箇所とその程度に違いがみられる．しかしながら，酸の作用が原因である点は同じであり，酸が作用した後の劣化機構も同じであることから，酸の作用による劣化としてまとめられる．

硫酸塩の作用による覆工コンクリートの劣化性状は，それぞれのトンネルによって異なるが，いずれも漏水に含まれる SO_4^{2-} がコンクリートに作用することによって劣化を生じたものであることから，硫酸塩の作用による劣化としてまとめられる．

Thaumasite の生成による覆工コンクリートの劣化は，広義には硫酸塩劣化に分類されるが，ここでは上述の硫酸塩劣化をいわゆる古典的硫酸塩劣化と認識し，thaumasite の生成による劣化はこれとは異なる劣化として捉えた．ここで，古典的硫酸塩劣化とは，Na，K，Mg，Ca の硫酸塩を含む土壌から地下水に硫酸塩が供給され，セメントペーストと反

応することで生じる劣化[17]を念頭においている．本検討の対象とした thaumasite の生成による劣化は，SO_4^{2-}を内在する補修材に生じたものであり，実務上からも古典的硫酸塩劣化とは異なる劣化として分類することが適切であろう．

セメント代用品の使用に起因した覆工コンクリートの劣化は，劣化機構からみれば CO_2 の作用による劣化ともいえるが，劣化がセメント代用品の使用に起因していることから，その本質は使用材料に由来するものである．そこで，ここでは CO_2 の作用による劣化とは呼ばずに，セメント代用品の使用に起因した劣化であるとした．この劣化を生じるコンクリートは配合が限定され，その配合が用いられた時代も限られると推定されることから，維持管理の実務においても本表現がわかりやすく，誤解も招きにくいといえる．

以上のように，本検討の範囲においては，鉄道トンネルの覆工コンクリートに生じた化学的侵食の劣化機構は大きく 4 種類に類型化することができると結論づけられる．

3. 検査の基本的な考え方

3.1 鉄道トンネルの検査

ここでは,化学的侵食を生じた覆工コンクリートに対する維持管理方法の検討に先立ち,鉄道トンネルの維持管理手法を概観する.

2007 年制定の土木学会コンクリート標準示方書[維持管理編][18]では，構造物の維持管理において,「点検」「劣化機構の推定および劣化予測」「性能の評価」を通じて対策の要否判定を行い，対策が必要であると判断された場合に対策を行うこととしている．

また，日本の鉄道トンネルでは,「施設及び車両の定期検査に関する告示」に基づき定期検査（「鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）トンネル」[14]における全般検査に相当する検査）を 2 年ごとに行うことを基本としており，検査基準日を定めて検査基準日の属する月の前後 1 ヶ月を含む 3 ヶ月の間に定期検査を実施することとしている．この検査を通常全般検査と呼び，主に目視にて調査を行う．

全般検査には，この他に特別全般検査と呼ばれる検査があり，原則として新幹線は 10 年を超えない期間ごと，新幹線以外では 20 年を超えない期間ごとに実施することとしている．この検査は，健全度判定の精度を高めることを目的として，検査精度を高めて実施するものであり，入念な目視や打音調査等によって検査を行うものである．

検査には，全般検査のほかに初回検査，随時検査および個別検査がある．初回検査は，新設構造物および改築・取替を行った構造物の初期の状態を把握することを目的として実施するものであり，随時検査は地震や大雨等により変状の発生もしくはそのおそれのある構造物を抽出することを目的として，必要に応じて実施するものである．個別検査は，全般検査もしくは随時検査の結果，詳細な検査が必要とされた構造物に対して，精度の高い健全度の判定を行うことを目的として実施するものである．

本研究で対象としたようなトンネル覆工コンクリートの劣化に対しては，全般検査によって変状を確認し,個別検査によって詳細な検査を実施することが一般的である.その後,対策（『鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）トンネル』では「措置」と呼んでいる）の要否やその方法について検討し，必要な対策を実施していくことになる．

次に，化学的侵食を生じたトンネル覆工コンクリートの検査について検討する．

3.2　覆工コンクリートの検査

(1)現場における劣化原因の簡易推定

トンネル覆工コンクリートの劣化機構を正しく推定して劣化の進行性を検討するには，コンクリート試料を採取して分析する等の詳細調査が欠かせない．しかしながら，維持管理の実務を考えると，現場において劣化原因の一次推定を行うことが非常に有用である．そこで，本項では化学的侵食を生じた覆工コンクリートに関して，現場における劣化原因の簡易推定について論じ，次項ではコンクリート試料を採取して分析する等の詳細調査によって劣化機構を推定することについて検討する．

現場における劣化原因の簡易推定では，検査の現状を鑑み，目視および打音調査を主体とした手法で実施できるようにした．図 1 は，トンネル覆工コンクリートの変状形態および劣化機構に関する知見をもとに，目視および打音調査で実施可能な劣化原因の簡易推定方法を示したものである．

蒸気機関車の煤煙に起因した酸の作用を受けたコンクリートは，煤の付着によってコンクリート表面が黒色を呈する.その内側はセメントペーストが侵食されて $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ とシリカゲルを生成し白色になる．この白色域と内側の健全なコンクリート（灰色域）との境界は褐色を呈している．この褐色層は，細孔溶液の pH が場所によって変化することに起因して生成するものであり，コンクリートが酸の作用を受けたことを示す指標になる．煤が付着した部分や白色に変質した部分がはく離したり漏水によって洗い流されたりすると，コンクリート表面が白色や褐色を呈する．この劣化は，一般に蒸気機関車の煙突直上に位置するアーチクラウン周辺で目立つ．酸性湧水が作用した時も，煤の付着こそないものの劣化機構は同じである．コンクリート表面がこのような状態になっていた場合には，蒸気機関車の煤煙や酸性湧水の作用等，酸の作用によって劣化したと推定することができる．

なお，蒸気機関車が通過していたトンネルでは，コンクリートが軟化を生じる原因が常に煤煙の影響によると解釈されることもしばしばあったが，ここに記した性状を示していない時には劣化原因を別途検討するべきである．

トンネル覆工コンクリートの軟化は，硫酸塩の作用によることもある．古典的な硫酸塩劣化では，コンクリート内部に ettringite 等が生成して膨張することによって，コンクリート表層がはく離し，はく離面等に ettringite 等が白色物質の付着としてみられることも多い．また，コンクリート表面に $Na_2SO_4 \cdot nH_2O$ 等の針状結晶が生成していたり，C-S-H が分解して白色を呈していたりすることもある．ただし，酸による劣化でみられた褐色層は生じない．このような性状を示すコンクリートでは，硫酸塩による侵食を受けている可能性がある．硫酸塩の影響を受けたコンクリートは劣化を防ぐことが困難なことも多いので，詳細な調査を行って対策を検討することが必要である．

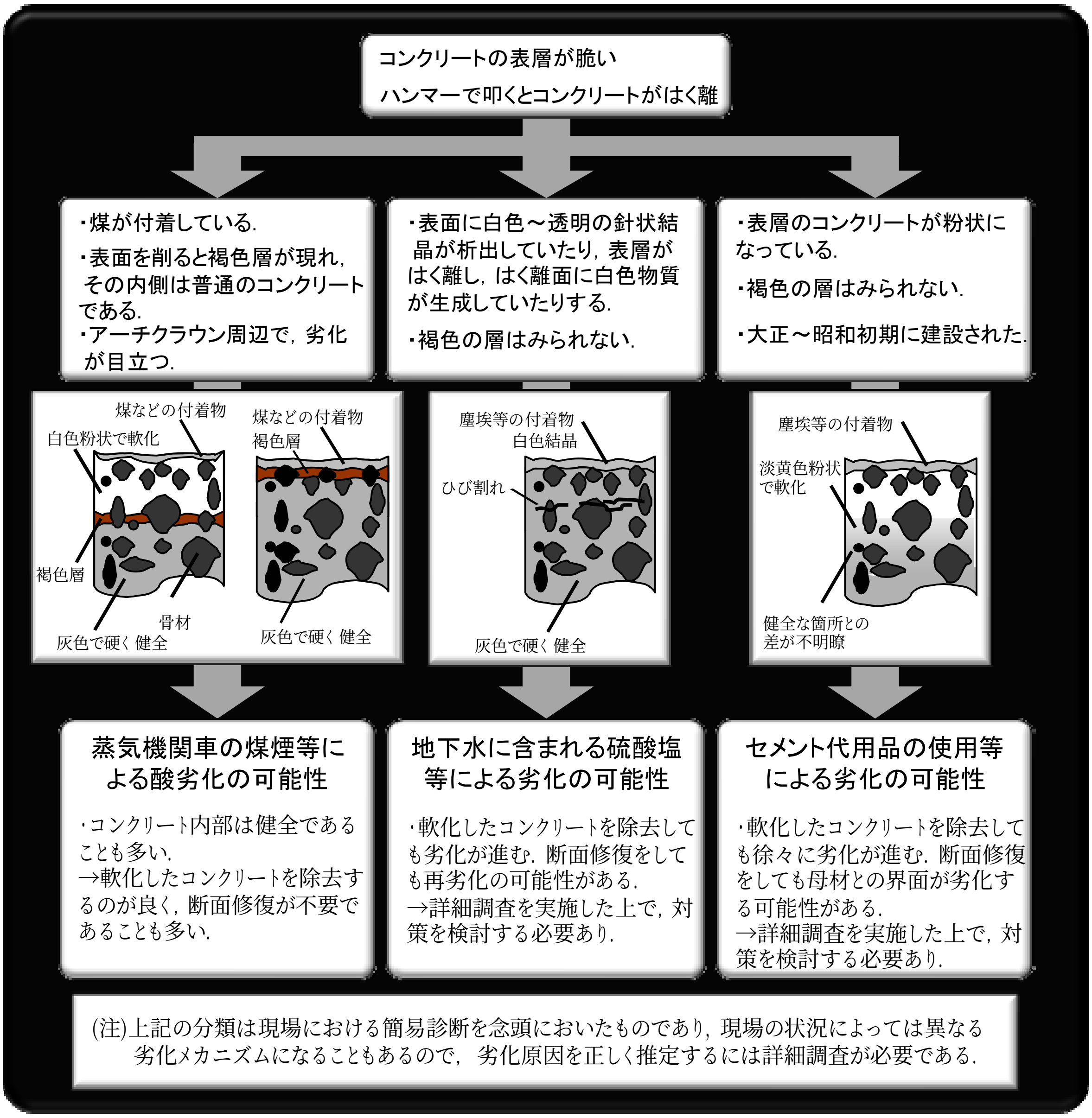


図1　現場における簡易な判定の目安

セメント代用品の使用に起因するコンクリートの劣化は，セメントペーストが固結力を失うことによるコンクリートの軟化として顕在化した．これは，例えば点検ハンマーでコンクリート覆工表面を叩いた時に，コンクリートが粉状になっていたり，細骨材や粗骨材が容易にはく離したりすることによって確認することができる．セメント代用品の使用に起因した劣化では，セメントペースト中の Fe が溶出するほど細孔溶液の pH が低下しないため，酸の作用でみられたような褐色層は生成しない．また，セメント代用品が使用されたのは主に大正から昭和初期にかけてであるから，当該コンクリートがこの時代に建設されたかどうかを確認することも一つの方法である．

Thaumasite の生成による劣化は，軟化した部分に白色物質が多量に生成する点に特徴があるが，古典的な硫酸塩劣化との区別を目視にてただちに行うことは現在の知識では困難であると考える．本研究で対象とした事例では，劣化が補修材に生じたことから図 1 のフローからは除外した．この劣化には補修材の成分が影響しているので，調査対象とする材料が SO_4^{2-}と CO_3^{2-}を含みかつ寒冷環境にあるかどうかを確認することも一つの方法であろう．

なお，上記の分類は現場における簡易診断を念頭においたものであり，現場の状況によっては異なる劣化原因に起因することもあるので，劣化原因を正しく推定するには詳細調査が必要である．

(2)詳細調査による劣化原因の推定

現場における劣化原因の簡易推定は，特に数多くのコンクリート構造物を保有する組織においては非常に有用であるが，効果的な対策に繋げていくには劣化機構を正しく推定することが必要であり，そのためには詳細調査による推定が有効である．

詳細調査は，現地の状況を細かく観察するとともに，コンクリート試料や漏水等を採取して分析を行うことも必要になろう．劣化機構の推定にあたっては，設計図書や使用材料，施工関連等の記録に環境条件を含めた検討を行うが [14)]，経年の長いトンネルではこれらの記録類が整備されていない箇所も多く，現場に存在するコンクリートおよび周辺環境から判断せざるを得ないことも多い．

化学的侵食を受けたコンクリートでは，侵食に伴ってコンクリート組織中の物質が変化するので，これらの物質を検出する手法が有効であり，本研究においても主としてこの手法を用いている．本研究で実施した手法をもとに考察すると，コンクリート表層が軟化を生じていた時には，軟化域の物質を採取して X 線回折法による分析や成分組成の分析等を通じて，軟化域の生成物を知ることができる．コンクリート表面等に析出物が存在する際は，この析出物を分析することで劣化機構解明の一助とすることができる．

酸の作用を受けたことが推測されるコンクリートでは，軟化域と硬い領域との境界付近において Fe，Al，Mg 等の濃縮を確認することが有効である．これらの濃縮は，細孔溶液の pH 変化を示しているので，酸の作用を受けたことを示す確実な手法である．硫酸塩の作用を受けたことが推測されるコンクリートでは，S を含む化合物を検出することで手がかりが得られる．ただし，表面付近に存在していなくても中性化域と未中性化域との境界付近に濃縮を生じていることもあるので，中性化域と未中性化域との境界付近にも着目した分析が必要である．なお，酸による劣化と硫酸塩による劣化とは可能な範囲で分けることが対策を検討する上で重要になるが，H_2SO_4による劣化を生じたコンクリートでは両方の作用を受けており，その影響度は作用する溶液の pH によって変化する．すなわち，pH が低い時には酸による影響が卓越し，弱酸のように pH が比較的高い時には SO_4^{2-}による影響が卓越する．この変化は連続的であるから，酸による劣化と硫酸塩による劣化とを明確に区別することが困難なこともある．硫酸塩による劣化のうち thaumasite の生成による劣化（TSA）を知るには，軟化を生じた箇所から試料を採取して分析することが有効である．セメント代用品の使用による劣化では，その混和をただちに判別できる手法は確立されていないが，前項で述べた変状や時代背景が合致しているのであれば，未中性化域にお

いて $Ca(OH)_2$ が見られないことが，検討を進める上でのきっかけになろう．その上で，採取したコンクリート試料の酸不溶解残分測定，重液分離試験，電子顕微鏡観察および偏光顕微鏡観察等を通じて推定することが有効であると考える．

3.3　性能の評価

トンネル覆工コンクリートに要求される性能が満足されない場合，あるいは満足されなくなる恐れがある場合には，性能の評価によって対策の要否を定めることが必要である．対策が必要な事象は主に 2 つに分けられる．一つは列車を通過させる空間を確保する覆工本来の機能に支障する場合であり，もう一つは覆工片のはく落もしくは覆工に設置されている添架物の落下により列車の運行等に支障する場合である．

覆工の機能に支障する事例のうち，偏圧がかかる等地山からの力が大きい箇所では覆工コンクリートの劣化にかかわらず変状を生じることが多いので，地圧対策として別途検討されることとなる．覆工コンクリートの劣化が原因となるのは，もともと覆工厚が小さい箇所に劣化を生じ，覆工コンクリートが小さな力に対しても抵抗できなくなり，地山が覆工を突き抜けてトンネル内に落下するような事例であろう．また，覆工の一部が著しく減少するようであれば，アーチアクションの確保という観点からも課題が残る．しかしながら，本研究の対象とした化学的侵食では，劣化したコンクリートの厚さは覆工全体からすれば小さいことが多く，この影響が大きいとすれば覆工厚がもともと小さいことに起因していることが多いと考える．したがって，覆工の機能に支障するような事例では，多くの場合その主因はコンクリートの劣化ではなく,覆工厚が小さいこと等によると整理される．

覆工コンクリートの劣化による影響が現れやすいのは，覆工片のはく落もしくは覆工に設置されている添架物の落下である．覆工コンクリートが劣化すると，覆工片のはく落に繋がりやすい．また，鉄道トンネルの覆工には，通信ケーブル等多くの付帯設備がアンカーボルト等により固定されているほか,電化区間では架線を支える下束も設置されている．覆工コンクリートが劣化することによってこれらを固定しているアンカーが効力を失えば，このような添架物の落下に繋がる．

4.　対策の基本的な考え方

4.1　対策の目的

対策の目的は，所要の性能を満足しない時に，その性能を満足させるようにすることである．すなわち，列車を通過させる空間を確保することと，覆工片のはく落もしくは覆工に設置されている添架物の落下を防止することである．覆工コンクリートの劣化による影響が現れやすいのは，覆工片のはく落もしくは覆工に設置されている添架物の落下であることから，対策はこの視点で行われることが多い．

4.2　対策の種類

覆工片のはく落を防ぐための対策は，はく落を生じるおそれのある箇所を事前に除去する方法と，はく離片が落下するのを防止するための材料を施工する方法が一般的である．はく落を生じるおそれのある箇所を事前に除去する方法には，浮きを生じた箇所の叩き落としや覆工表面の洗浄（写真 1 参照）等がある．はく離片が落下するのを防止するための

方法には，ネットや当て板の取り付け，吹き付け補修材等を用いた断面修復等がある．ネットの取り付けは，覆工表面に網目状の材料をアンカーボルト等で固定し，大きなはく離片が落下するのを防ぐものである．網目の寸法よりも小さな覆工片は，はく落を生じ得る．この工法は覆工片のはく落に対する応急対策にもしばしば用いられる．当て板は，板状の材料をアンカーボルト等で固定し，はく離片の落下を防ぐものである．ネットとは異なり小さなはく離片の落下も防ぐことができる長所を有するが，当て板を施工した箇所では覆工の状態が目視で確認できなくなる点に課題がある．そのため，透明な板を施工するといった工夫がなされている箇所もある．断面修復は，劣化した覆工コンクリートを除去し，その部分を補修材にて修復する方法である．断面修復材には主にセメント系材料が用いられ，吹き付け施工されることも多い．この他，コンクリートブロック造覆工のように目地を有しその劣化が進んでいる時には，目地の補修（ポインティング）もしばしば行われる．ポインティングは手間がかかることから，断面修復材が吹き付け施工されることも多い．

写真1　高圧水による除去作業[19)]

コンクリート表面が軟化しているものの，内部のコンクリートが健全な時には，高圧水等で軟化したコンクリートを除去する方法が有効である．

4.3　対策の基本方針

補修が必要なコンクリート構造物に対してその工法を選定するには，劣化の程度や劣化の範囲等を調査して劣化の現状を明らかにするとともに劣化原因を推定し，劣化の進行性を予測することが重要である．このことは，「2007年制定 コンクリート標準示方書［維持管理編］」[14)]にも謳われている．ここでは，他のコンクリート構造物との比較も交えながら，対策の基本方針を検討するのに必要なトンネル覆工コンクリートに生じた劣化の特徴について概観する．

(1)対策方針の基本的な考え方

図2は，コンクリート構造物の対策方針例について記したものである．この図では，コンクリート構造物の劣化を鋼材腐食とコンクリートの劣化とに分け，さらにそれぞれを外的要因と内的要因とに分けた．外的要因と内的要因への分類は，「2007年制定 コンクリー

ト標準示方書［維持管理編］」14)でも行われている方法である．鋼材腐食は，コンクリートが担っている役割の一つである鋼材を腐食から保護する機能が失われた時に生じるもので，中性化や塩害等があげられる．劣化因子がコンクリート外部から供給される外的要因には中性化や外的塩害があり，劣化因子がコンクリートに内在する内的要因としては内的塩害がある．劣化の進行に影響を及ぼす因子として，コンクリートに内在する内的因子と，コンクリートに外から作用する外的因子があり，内的因子にはコンクリートの品質やひび割れ等，外的因子には水の作用や温度・日照等がある．

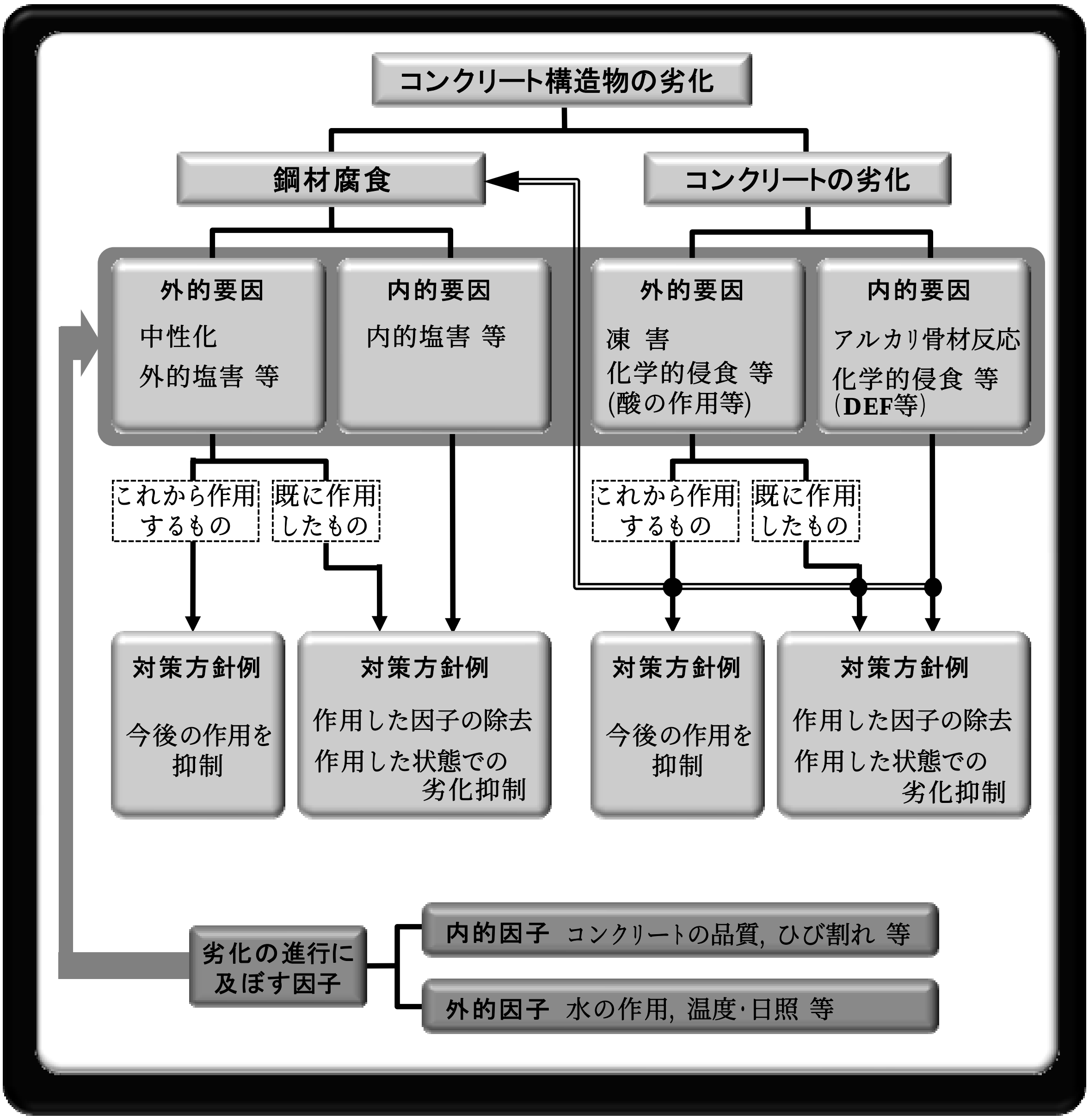


図2　コンクリート構造物の劣化と対策方針の基本的考え方

コンクリート自体の劣化が問題になる例として，凍害，アルカリ骨材反応，化学的侵食等がある．劣化因子が外部から供給される外的要因には，凍害や酸の作用による化学的侵食があり，内的要因にはアルカリ骨材反応や遅延 ettringite 生成（DEF）による化学的侵食がある．これらの劣化は，図中の二重線で示したように， RC，PC，PRC 造等の構造物では鋼材腐食に繋がることが多い．このことは，コンクリート自体の劣化が問題となる例でも実質的には鋼材腐食が問題となることが多いことを示しているといえよう．

劣化要因を外的要因と内的要因に分けたのは，対策方針に影響を与えるからである．例えば，外的要因でこれからコンクリート構造物に作用する因子に対しては，その作用を抑制する対策が主眼となる．例えば，中性化や塩化物イオンの浸透を抑制するための表面処理等が該当する．その一方で，内的要因ではコンクリートに劣化因子が内在していることから，この作用を抑制する努力が必要で，主な対策としては作用した因子の除去や作用した状態での劣化抑制がある．作用した因子を除去する例として，劣化した部分をはつり取って断面修復を行う方法がある．劣化因子が作用した状態での劣化抑制には，塩害を生じた構造物への電気防食工法の適用等がある．外的要因でも，既設構造物では既に劣化因子がコンクリート内部に浸透していることが多いので，既に作用した劣化因子については内的要因に準じた対策が必要となる．一般に，内的要因（外的要因で既に劣化因子がコンクリート内部に浸透している場合を含む）による劣化では対策が困難になることが多い．

(2)トンネル覆工コンクリートにおける対策の位置付け

以上の考え方を基本にして，本研究の対象とした長い経年を有するトンネル覆工コンクリートの劣化について検討する．対象となる覆工コンクリートは，そのほとんどが無筋コンクリートであることから，鋼材腐食に分岐する流れは一般に問題とならない．コンクリートの劣化で，しかも図中の二重線で示した鋼材腐食には繋がらない流れ（図の右半分）のみが対象となる．一般のコンクリート構造物では鋼材腐食が問題になる例が多いことから，トンネル覆工コンクリートにみられるこの流れは特徴的である．

トンネル覆工コンクリートの化学的侵食は，4 種類に類型化できることを示した．これらの各劣化を図 2 に照らしてみると以下のようになる．

酸の作用による劣化および硫酸塩の作用による劣化は，いずれも外的要因によるコンクリートの劣化である．セメント代用品の使用に起因する劣化も，その劣化には CO_2 の作用によるコンクリートの pH 低下が影響しているため外的要因であるといえる．これは，いわゆるコンクリートの中性化であるが，ここで問題となるのは中性化による鋼材腐食ではなくコンクリートの軟化であるため，化学的侵食に分類している．セメント代用品の使用は，図の下部に記した劣化の進行に影響を及ぼす因子のうち，コンクリートの品質に包含される．

Thaumasite の生成によるセメント系補修材の劣化は，内的要因によるコンクリートの劣化であった．通常の TSA は外来の SO_4^{2-} による劣化なので外的要因となるが，本研究で対象としたセメント系補修材の例では SO_4^{2-} が補修材に内在されることから内的要因となる点に特徴がある．次に，劣化原因ごとのこのような特徴を踏まえた上で，それぞれの劣化に対する対策の基本方針について考えてみたい．

4.4　酸の作用を受けた覆工コンクリートの対策

酸の作用によるコンクリートの劣化（図 3 参照）は，外的要因による劣化であった．外的要因による劣化はこれから作用する因子に関する対策と，既に作用した因子に関する対策とに分けられる．酸による覆工コンクリートの劣化で最も多い事例は，蒸気機関車の煤煙に含まれる酸によるものである．現在では，観光用の一部を除いて蒸気機関車は運行されていないので，今後煤煙が作用することはない．したがって，これから作用する因子に関する対策は必要ない．その一方で，既に作用した酸による劣化があり，軟化したコンクリート片のはく落が懸念されるので,はく落が許容されない場合はこの対策が必要である．既に作用した因子に関する主な対策方針は，作用した因子の除去もしくは劣化因子が作用した状態での劣化抑制である．作用した因子の除去は，軟化したコンクリートを除去することに該当する．劣化因子が作用した状態での劣化抑制は困難であるが，劣化抑制についてはく落抑制を含むものと広義に解釈すれば，ネットや当て板の施工等が該当する．

しかしながら，対策を実施する主な目的がはく落防止であることを考えると，ネットや当て板等の施工は本質的には好ましくない．何故ならば，ネットや当て板等は接着剤やアンカーボルト等で覆工表面に固定されるからである．接着剤を用いた施工では，何らかに理由により接着が効かなくなると，ネットや当て板が剥がれたり，落下したりするおそれがある．そのため，アンカーボルトが併用されることも多い．ところが，アンカーボルトについても漏水の影響等により腐食を生じ，やがて落下するおそれがある．落下しなくても,アンカーボルトが正常であるかを検査する必要があるので,検査項目の増加に繋がる．極言すれば，覆工片のはく落を防ぐために，落下する可能性のある材料を覆工に設置し，その落下を防ぐために落下する可能性のある別の部品をさらに設置し，その落下を防ぐためのための検査が増えるという悪循環に陥る．したがって，100 年を経過したコンクリートをさらに 100 年使うというような長期的な視点に立つのであれば，本質的な対策としては好ましくない．しかしながら，現場の状況から止むを得ず適用せざるを得ないことも多いと考えられる．その場合でも，当面の対策として位置付けることが適切である．

蒸気機関車の煤煙に起因した酸の作用による劣化は,表面付近に限定されることが多い．また，軟化した領域とその内側との境界は明瞭で，そこには褐色層の生成がみられる．褐色層の内側は健全であることが多い．このことは，濃縮層の存在から細孔溶液の pH を推定した結果からも明らかである．したがって，蒸気機関車の煤煙に起因した酸の作用による劣化に対しては，多くの場合褐色層付近までを除去することによって健全に供用することができる．すなわち，褐色層付近までの除去が対策の基本であると考える．

酸性湧水の作用により覆工背面から酸による侵食を受けたコンクリートに対しては，有効な対策は見出されていない．しかしながら，覆工厚に対して侵食深さがわずかである場合には，ただちに対策を講じる必要はないと考える．非常に強い酸の作用を常に受けるような場合には，覆工の打ち替えを含めた検討が必要になるが，本検討の範囲ではそのような事例は見られなかったことから，この点については言及しないこととする．

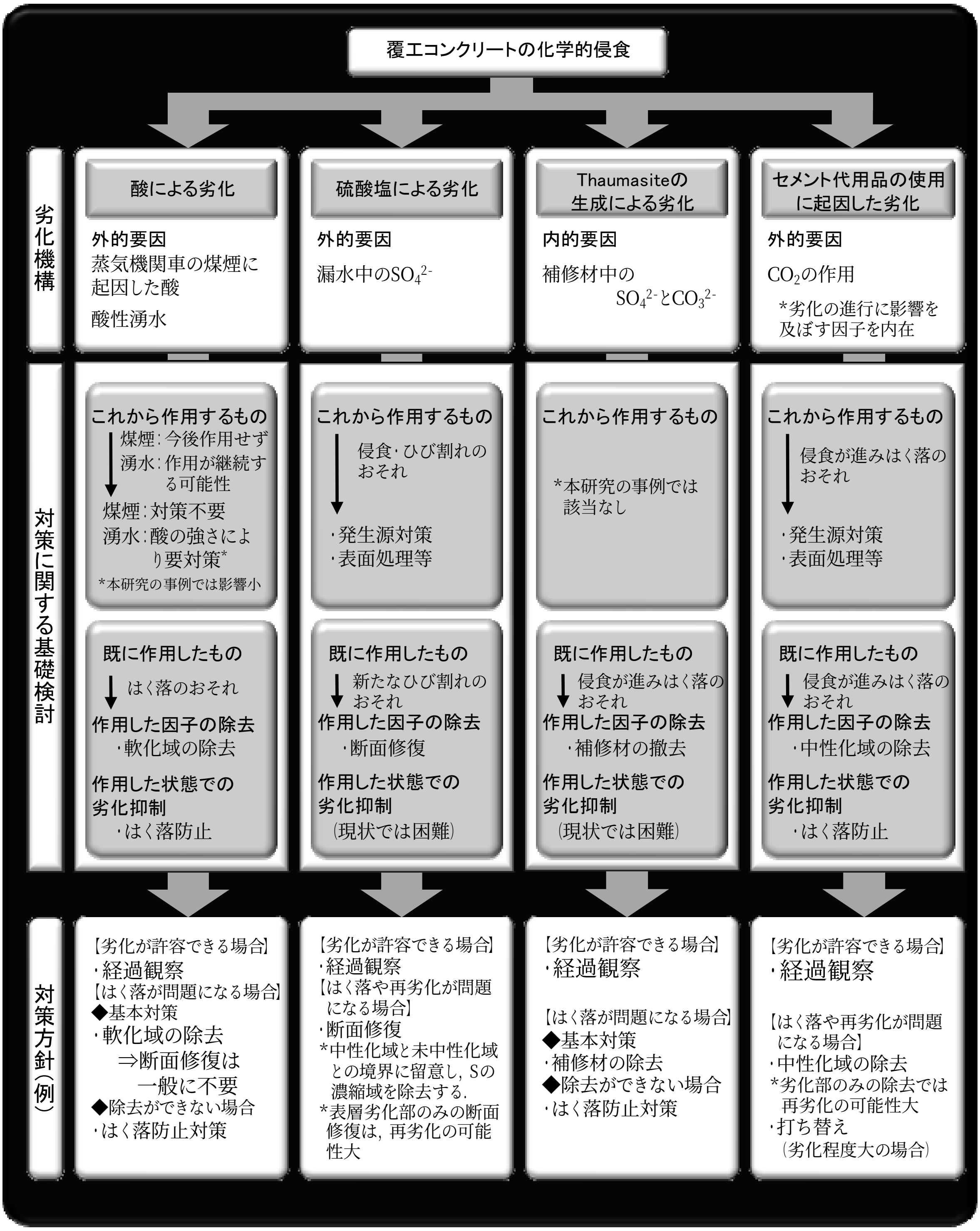


図3　化学的侵食を生じた覆工コンクリートの対策方針（例）

トンネル覆工コンクリート表層部の劣化に対する劣化部の除去という方法は，対策方針として非常に特徴的である．一般に，内的要因による劣化（外部から劣化因子が既に作用したものを含む）ではその対策は困難になることが多い．例えばアルカリ骨材反応を生じた構造物では，作用した因子を除去することはコンクリートを打ち替えることであり，容易ではない．そこで，水分供給を抑える等の手法によって劣化の進行を抑制することになるが，劣化を止めることは現在の技術では難しい．Cl^-がコンクリート内部に浸透した時も同様であり，Cl^-が浸透した箇所を全てはつり取ることが困難であることも多い．断面修復後に再劣化を生じることも懸念される．

しかしながら，蒸気機関車の煤煙に起因する酸の作用を受けたコンクリートでは，多くの場合覆工コンクリート全体からすればわずかな劣化部を除去することによって，健全な状態に戻すことが可能である．さらに，除去した部分は一般に修復によって原状回復をする必要がない．この考え方は，コンクリート構造物の維持管理の常識からすれば特徴的な考え方である．

RC，PC，PRC 造等の構造物では，劣化したコンクリートを除去するとかぶりが小さくなって鋼材を保護する性能が低下することもあり，一般に断面修復が行われる．しかしながら，蒸気機関車の煤煙に起因する酸の作用を受けた無筋コンクリートでは，劣化したコンクリートを除去した後の断面修復は一般に不要である．これは，覆工コンクリート全体に占める劣化部の比率が小さいことと無筋コンクリートであることが最大の理由であるが，対策の大きな目的が覆工片のはく落防止であることも大きな理由である．

覆工コンクリート表面への断面修復材の施工は，批判的に論じればはく落するおそれのある材料を覆工表面に付着させていることになる．覆工片のはく落に代わって，補修材のはく落を懸念する必要に迫られることになる．しかも，本研究で対象とするような劣化を生じたコンクリートでは，その表面は軟化しており，軟化域を完全に除去しないと補修材を覆工表面に確実に付着させることができない．したがって，補修材を施工するにあたっては下地処理を十分に行い，軟化域を除去する努力が必要である．しかしながら，軟化域が十分に除去されたのであれば，断面修復材を施工する必要はなくなる．

すなわち，酸の作用により劣化した覆工コンクリートの維持管理においては，軟化域を確実かつ効率的に除去する手法を見出すことが必要である．軟化域を確実に除去することができた時には，覆工厚が著しく小さいような場合を除き，断面修復による原状回復を実施しないことが恒久的な対策となる．これは不作為ではなく，最良のはく落対策である．

軟化した覆工コンクリートを除去する方法として一般的に用いられているのは，高圧水やウォータージェットのように水を噴射する方法である [20-22]．洗浄効果はノズルの形状や噴射角，ノズルと覆工との距離（スタンドオフ）や吐出量等に依存し，噴射方法によっては覆工表面の付着物を縞状に残してしまうので，均一に効率良く除去するための技術が必要である．また，圧力を高くしすぎると母材を損傷するおそれがあるほか，回収水の処理方法に課題があるといわれている．この他に，水を用いない方法として炭酸カルシウムやスポンジ，ドライアイスを吹き付ける方法についても試行されている [23]．劣化したコンクリートの除去は，覆工コンクリート表面を均一に効率よく除去することが重要であり，そのための技術開発が望まれる．

4.5　硫酸塩の作用を受けた覆工コンクリートの対策

硫酸塩の作用を受けて劣化した覆工コンクリートの対策（図3参照）は，酸による劣化に比べて困難である．今後作用する SO_4^{2-}に対しては，漏水が覆工表面に作用しないようにする等のいわゆる発生源対策や，SO_4^{2-}がコンクリート表面から作用する時には表面処理等の方法があるものの，既にコンクリート内部に浸透した SO_4^{2-}に対する有効な対策が少ないからである．コンクリート内部に浸透した SO_4^{2-}は，中性化域と未中性化域との境界付近に濃縮している．したがって，この濃縮域の SO_4^{2-}を除去しないと，表面処理や断面修復を行っても濃縮した SO_4^{2-}が原因となって再劣化を生じることに繋がる．すなわち，劣化因子が作用した状態での劣化抑制は困難である．硫酸塩の作用を受けて劣化した覆工コンクリートに対して対策を行うのであれば，現状では SO_4^{2-}を含む部分のコンクリートを全て撤去して作用した劣化因子を除去する以外にない．しかしながら，酸による劣化とは異なり，コンクリートが軟化を生じていない部分まで除去することになるので，はつり作業に大きな手間を要する．表層の劣化域を除去するだけでは対処できない点が，酸による劣化とは異なる．

覆工コンクリートに SO_4^{2-}が作用するような環境では，覆工背面からも SO_4^{2-}が作用し，ひび割れ等を通じてトンネル内空側に滲出することも多い．特に，コンクリートブロック造のトンネルでは物質移動抵抗性の観点から弱点部となる目地との界面を伝わって内空側に漏水となって現れやすい．このような時に，覆工コンクリート表面に断面修復を行うと，断面修復材の物質移動抵抗性が一般に比較的高いこともあり，背面から浸透した漏水は覆工表面に出にくくなり，覆工コンクリートと補修材との界面に滞留する（図4参照）．この時，界面では物質移動抵抗性が小さいことから，滞留した SO_4^{2-}を含む漏水は覆工コンクリートと補修材との界面に沿って広がると推定される．そのため，覆工コンクリートと補修材との界面において硫酸塩の作用による劣化が進むことになる．劣化の進行に伴って，覆工コンクリートと補修材との界面における接着力が低下し，やがて補修材のはく離・はく落に繋がる．

したがって，硫酸塩の作用による劣化を生じた覆工コンクリートにおいて断面修復を行うのであれば，背面からの漏水を極力止めた上で施工することが重要である．その一方で，劣化の進行が許容される程度であれば，観察を続ける方法もある．いずれにしても，硫酸塩による劣化を生じた覆工コンクリートに対しては，観察を続けるか大規模な補修を行うかの両視点を踏まえて十分に検討することが必要であり，中途半端な対策は意味をなさないことに留意すべきであろう．

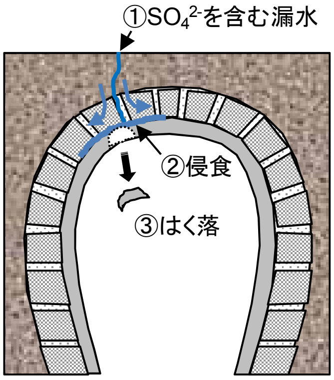


**図4　硫酸塩劣化を生じたコンクリートに
補修材を施工した時の再変状例**

4.6　Thaumasite の生成により劣化した覆工コンクリート用補修材の対策

筆者らの研究事例 12)では，一般的な TSA とは異なり内的要因によるものであった（図 3 参照）．すなわち，水と寒冷環境が整えば thaumasite が生成する．トンネルの覆工において，補修材が施工された箇所は一般に対策が必要とされた箇所である．このような箇所では漏水を生じていることも多く，背面からの水の供給を防ぐことは一般に困難である．このため，寒冷環境が保持される場所では thaumasite の生成を抑制することは困難であるといえる． この劣化は内的要因による劣化であることから，主な対策方法としては作用した劣化因子の除去もしくは劣化因子が作用した状態での劣化抑制があげられる．対象は覆工表面に施工された補修材であることから，作用した劣化因子の除去が基本的な対策となる.したがって,はく落が許容されない場合には補修材を順次撤去するのが良いと考える.特に，補修材のはく落を防止する観点から漏水が目立つ箇所を主にして補修材を撤去し，対策を別途検討することが望まれる．ただちに撤去することが困難である場合には，当面の対策としてネットや当て板等を施工してはく落を抑制することになろう.

今後，補修材を施工する箇所では，thaumasite の生成によるセメント系材料の劣化を防ぐためには SO_4^{2-}と CO_3^{2-}の供給を断つことが重要であり，特に水が供給されやすく，かつ低温環境が保持されやすい箇所においては，SO_4^{2-}と CO_3^{2-}をともに含むことのない補修材を適用することが望ましいと考える．本研究の事例に照らせば，$Al(SO_4)_3$ を主成分としたアルカリフリー型急結剤が用いられ,かつ粉体にフィラーもしくは骨材として $CaCO_3$ が用いられることがないようにすることである.

4.7　セメント代用品の使用に起因して劣化した覆工コンクリートの対策

セメント代用品の使用による劣化は，これまでこのような劣化の存在が全く知られていないこともあって，対策方法は検討されていない．劣化は外的要因に位置づけられる（図 3 参照）ので，これから作用する劣化因子に対してはその作用を抑制し，既に作用した劣化因子については作用した因子を除去するか，劣化因子が作用した状態での劣化抑制を図ることが主な対策となる．これから作用する劣化因子に対しては，表面処理によりその作

用は抑制できるが,コンクリート表層が軟化していることから恒久的な対策にはならない.コンクリート劣化の進行が緩やかであると推定されることから，当分の間は観察を続ける方法もある.

コンクリート表層の軟化によりはく落が問題となる箇所では,軟化域の除去が必要である.しかしながら，蒸気機関車の煤煙に起因した酸による劣化とは異なり，軟化域を除去したとしても劣化が時間とともに徐々に進行していく点に特徴がある．したがって，覆工片のはく落対策として軟化域を除去することは有効であるが，劣化の規模が大きい場合にはコンクリートの打ち替えも含めて十分に検討する必要があると考える.

5. まとめ

本検討によって得られた成果を以下に示す.

(1)鉄道トンネルの覆工コンクリートに生じる化学的侵食の劣化機構は,「酸の作用による劣化」「硫酸塩の作用による劣化（古典的硫酸塩劣化）」「Thaumasite の生成による硫酸塩劣化」および「セメント代用品の使用に起因した劣化」に類型化されることを示した.

(2)類型化されたそれぞれの劣化機構について,劣化因子の発生源や劣化の進行性等についてとりまとめた.

(3)実務において劣化原因の概略推定を行うことができるようにするため,現地における目視調査を主体とした劣化原因の簡易推定方法について提案した.

(4)対策の目的について整理した上で,それぞれの劣化機構に応じた維持管理手法を提案した．特に，蒸気機関車の煤煙による酸劣化を生じたコンクリートにおいては，はく落防止のために軟化した領域を除去することが有効であり，コンクリート構造物で一般的に行われる断面修復は必要とされないことを示した.

参考文献

1) 鉄道院総裁官房研究所：隧道のセメントの硫化，業務研究資料，6(7)，173-179，鉄道院総裁官房研究所 (1918)
2) 張忠一：逢坂山隧道内のコンクリート，モルタル及軌條の腐蝕に就て，業務研究資料,14(3), 163-179，鉄道省大臣官房研究所 (1926)
3) 張忠一:コンクリートの腐蝕について，業務研究資料, 16(9), 1340-1352，鉄道大臣官房研究所 (1928)
4) 日本国有鉄道盛岡工事事務所：陸羽東線鳴子ずい道覆工改築工事報告書 (1956)
5) 河田三朗：覆工が風化したトンネルの修繕，鉄道土木, 12(12), 767-770 (1970)
6) 半田義征，阿原孝之，土屋隆是，嶋崎繁一：活線施工によるトンネル改築，鉄道土木,20(9), 666-672 (1978)
7) 鎌田信夫，秋元新信：プレパックドコンクリートによるトンネル覆工改良，鉄道土木,26(12), 841-842 (1984)
8) 日本国有鉄道施設局土木課:最近のトンネル補修工事，鉄道土木, 27(5), 288-290 (1985)
9) 原田康朗:国鉄におけるトンネルの維持と保守，トンネルと地下, 15(5), 405-411 (1984)
10) 加藤武男，元島通夫：活線におけるトンネルの全断面改築，日本鉄道施設協会誌,37(11), 820-822 (1999)

11) 上田洋，松田芳範，西尾壮平，佐々木孝彦：トンネル覆工コンクリートの劣化について，コンクリート工学年次論文集, 26(1), 759-764 (2004)
12) 上田洋，西尾壮平，渡邉恭崇，一條健吾：Thaumasite の生成によるセメント系補修材の劣化，コンクリート工学年次論文集, 30(1), 687-692 (2008)
13) 上田洋，西尾壮平，松田芳範：セメント代用品を使用した覆工コンクリートの劣化に関する研究，トンネル工学論文集, 15, 99-105 (2005)
14) （財）鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編 トンネル）,丸善 (2007)
15) Pavlik, V. : Corrosion of Hardened Cement Paste by Acetic and Nitric Acids PART 3:Influence of Water/Cement Ratio, Cem.Concr.Res., 26(3), 475-490 (1996)
16) 上田洋，牛島栄，出頭圭三：酸性水の作用を受けたコンクリートの特性および劣化予測，土木学会論文集 E, 63(1), 27-41 (2007)
17) 土木学会コンクリート委員会化学的侵食・溶脱研究小委員会：コンクリート技術シリーズ 53, コンクリートの化学的侵食･溶脱に関する研究の現状, 土木学会 (2003)18) 土木学会：2007 年制定 コンクリート標準示方書[維持管理編] (2008)
19) 上田洋，松田芳範：トンネル覆工コンクリートの劣化について，SED, 東日本旅客鉄道， 15,66-73 (2000)
20) 須藤慧, 武井幸男：トンネル覆工洗浄・剥離除去装置の開発, 日本鉄道施設協会誌, (9), 679-681 (1997)
21) 樋口邦寛，岡村幹男，中西巧，丹間泰郎，鈴木繁：トンネル覆工コンクリート洗浄工法の検討，土木学会第 56 回年次学術講演会,6-304 (2001)
22) 山田啓介，在田浩之，高桑靖匡：煤煙が付着したトンネルの高圧水を利用した効率的な洗浄方法，土木学会第 60 回年次学術講演会,6-180,359-360 (2005)
23) 小林睦志，長田文博：環境に配慮した覆工表面等清掃方法の開発，日本鉄道施設協会誌, (4), 285-287 (2003)

(2) 施工後耐久性能検証システムの確立に向けた非破壊品質評価手法に関する検討とコンクリートの表層品質と耐久性の連関機構解明

RC橋脚，PC桁，トンネル覆工，カルバート，ならびにマスコンクリートなど，多様な部材形式の歴代コンクリート構造物を対象に，強度特性，物質移動抵抗性の非破壊評価法としてテストハンマー試験およびトレント法表層透気試験を実施した結果，両非破壊評価値は一対一の相関関係にはないことが明らかとなった。これは，コンクリート表層の物質移動抵抗性に及ぼす配合や施工品質の影響が強度特性への影響と等価ではないことを示すものであり，施工後耐久性能検証システムの導入に当たっては，強度特性の他に物質移動抵抗性の評価に有用な非破壊試験方法が必要であることが分かった。

供試体を用いた室内実験により，水セメント比は単位水量より透気性に与える影響が大きいこと，単位水量の増加は材料分離現象であるブリーディング現象を介して透気性に影響を与えていること，養生は単位水量，水セメント比によらず透気性への影響が大きいこと，以上の結果より，概ね養生，水セメント比，単位水量の順で透気性に及ぼす影響が大きいことを確認した。

さらに，フライアッシュコンクリートの遮塩性能について適切な評価を行うことを目的とし，過去に複数回調査された塩害環境下にある構造物に対して，追加の塩分浸透状況調査を行った。そして，塩分分布の測定と調査材齢ごとの拡散係数の計算から，少なくとも緻密なコンクリートで内部RH が高い状況では，拡散則では説明できない塩分浸透の停滞メカ ニズムが存在する可能性があることを示した。また，空隙構造および室内塩水浸せき試験と実環境の塩分浸透状況について比較を行った。

以上の成果について，次ページ以降，報告をまとめる。

＜検討A：実構造物表層コンクリートの物質移動抵抗性と強度特性の非破壊評価＞

RC橋脚，PC桁，トンネル覆工，カルバート，マスコンクリートなど，多様な部材形式の歴代コンクリート構造物を対象に表層コンクリートの非破壊品質評価を実施した．非破壊試験方法としては，表層コンクリートの強度特性評価において実績が豊富なテストハンマー試験，ならびに物質移動抵抗性の評価手法として期待されるトレント法表層透気試験をそれぞれ採用した．図2.1に示す両非破壊試験結果の対比において，構造物種類の違いに目を向けると，設計基準強度が比較的高いPC桁類が高い反発度および低い透気性を示す一方，圧縮強度がそれほど要求されない橋脚や覆工などでは反発度は低く，表層透気性が高い結果が得られ，測定部位間のばらつきが大きくなる傾向が見られた．これらの結果を総体的に捉えると，基準反発度が高いほど（表層コンクリートが硬いほど），表層透気係数が小さい（緻密である），右肩上がりの関係を確認できる．しかし，より詳細に見れば，同程度の基準反発度を示す構造物において，表層透気係数が3オーダー以上異なるものも存在し，両非破壊評価値は一対一の相関関係にはないことが明らかとなった．これらの調査結果は，コンクリート表層の物質移動抵抗性に及ぼす配合や施工品質の影響が強度特性への影響と必ずしも等価ではないことを示すものであり，竣工時耐久性能検証システムの導入に当たっては，物質移動抵抗性の評価に有用な非破壊試験方法が必要であることを示唆するものである．

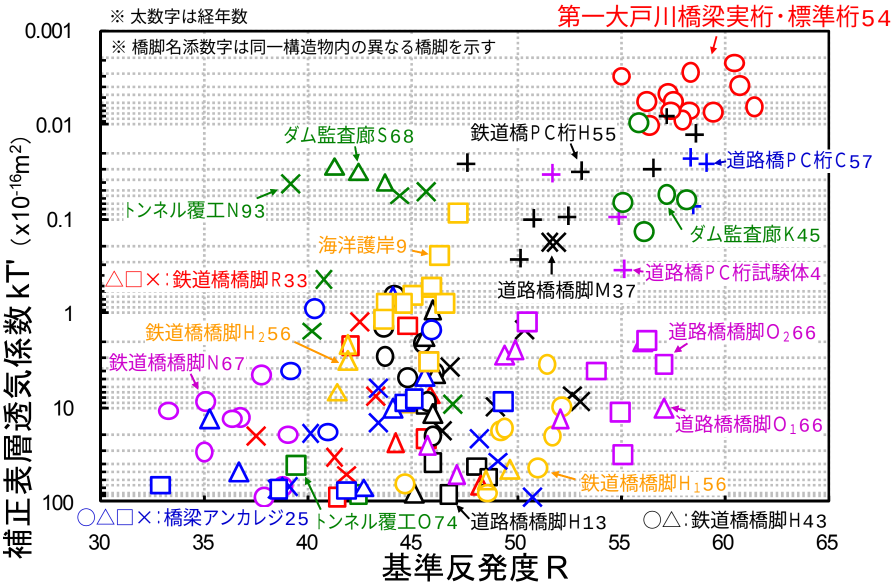


図2.1　実構造物（経年4～93年）の基準反発度と表層透気係数の関係

セメント種類や水セメント比といった配合要因や，脱型材齢や養生環境などの施工要因を評価パラメータとして供試体を作製し，テストハンマー試験およびトレント法表層透気試験を適用した結果，それぞれの非破壊試験方法の測定原理に従って，各種因子が表層コンクリートの強度特性および物質移動抵抗性に及ぼす影響を定量評価できることを明らかにした（図2.2）．

例えば，施工における脱型材齢の影響を着目した実験検討では，基準反発度や表層透気係数といた非破壊評価指標によって，品質の差異を検地することが可能であることが分かった（図2.3，2.4）．特に，表層透気試験は，脱型材齢が表層品質に及ぼす影響に敏感であり，脱型材齢など養生の良否を検査･判定する際の有効な指標となり得ることを示した．

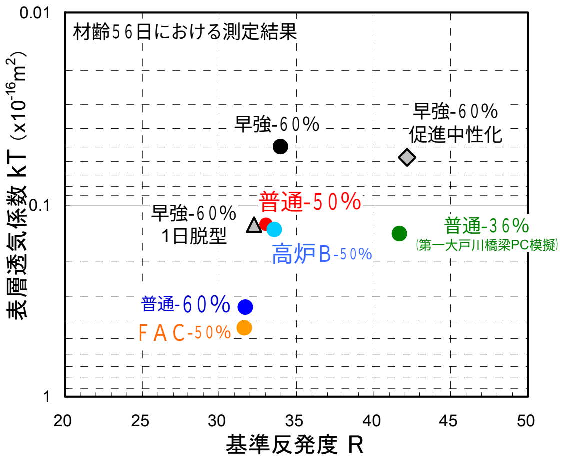


図2.2 各種供試体の基準反発度と表層透気係数の関係

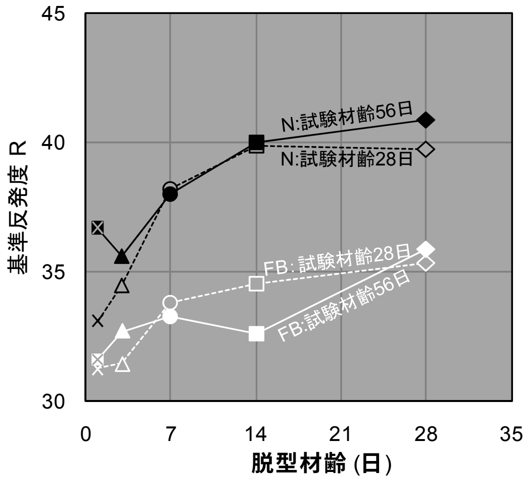


図2.3 脱型材齢が基準反発度に及ぼす影響

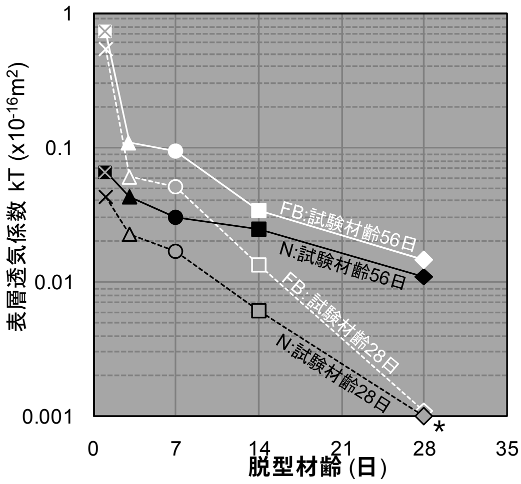


図2.4 脱型材齢が表層透気係数に及ぼす影響

＜検討B：養生が耐久性に及ぼす影響の定量評価＞

養生の良否によって表層コンクリートの品質が大きく変化し，それを非破壊試験によって定量評価できることは先に示したとおりであるが，この品質変化がコンクリート構造物の耐久性と如何に関連付けられるかが，竣工時耐久性能検証システムを構築するに当たって重要となる．同システムが適用される技術や環境が整えば，耐久性への影響を考慮した施工品質検査，ならびに耐久性能の竣工時把握による維持管理計画の合理的な策定が可能となるといった実務へのアウトカムが期待される．

このような視点から，同一配合のコンクリート（水セメント比50%普通ポルトランドセメントコンクリート）に対して異なる脱型材齢や曝露環境を設定し，養生の良否を模擬し

た供試体を作製し，促進中性化試験によって中性化抵抗性を比較評価した．一般に中性化深さは時間の平方根に比例して増加するが，早期脱型後乾燥環境に曝露された場合は時間とともに中性化深さの増加速度が小さくなる傾向を示した（図2.5）．これは，水分逸散による水和反応阻害に起因した硬化体組織の粗雑化の影響が，深部に向かって徐々に小さくなっていることを示唆するものである．つまり，一般的な√t則に従うものではなく，時間の累乗関数で近似するといった工夫により，養生の影響を受けて生じた品質分布を評価できることを示した（図2.6）．このような，養生の良否によって変化する表層コンクリートの中性化抵抗性は，Torrent法表層透気試験で非破壊測定される表層透気係数と強い相関が確認され（図2.7），実験データから回帰的に求めた表層透気試験を説明変数とした予測式によって中性化の進行を推定できることを明らかにした（図2.8）．

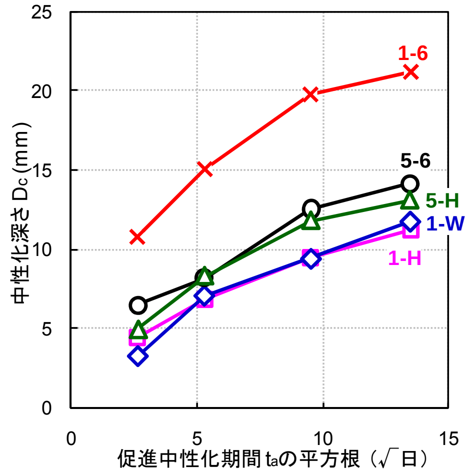


図2.5　養生条件が異なる供試体の促進中性化試験結果

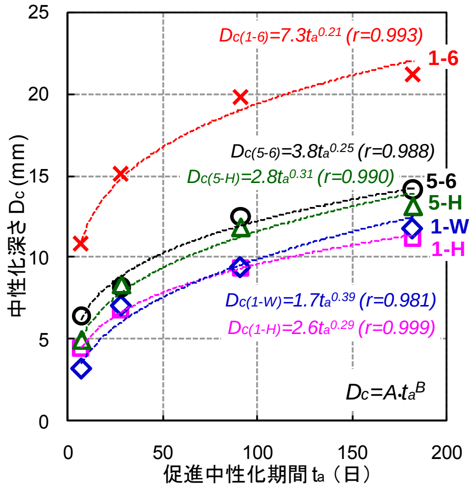


図2.6　促進中性化試験結果の回帰分析結果

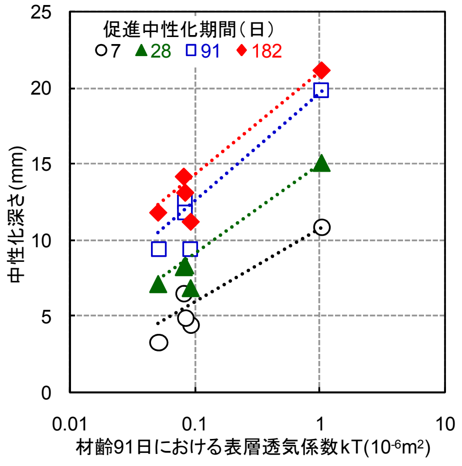


図2.7　材齢91日において測定した表層透気係数と中性化深さの関係

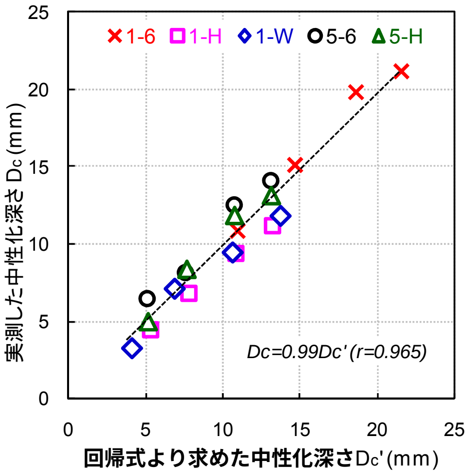


図2.8　表層透気係数を関数とした回帰式から算出した中性化深さと実測値の相関

他方，物質移動抵抗性と直接的な関連性は無いテストハンマー試験で得られる基準反発度も，中性化深さと強い相関が認められ，同一配合コンクリートに対して養生の良否の影響を判定する場合には，有用な非破壊検査方法として適用できる可能性を見出した（図2.9）．

＜検討C：竣工検査への表層透気試験の適用における課題の抽出＞

中性化抵抗性との強い相関が認められた表層透気係数であるが，この数値はコンクリートの材齢経過とともに増大することを明らかにした．これは，コンクリート中の水分の存在が透気現象を阻害することに起因し，乾燥とともに透気係数が見かけ上大きく評価されたものである．Torrentらは含水率を考慮した表層透気性の評価方法を提案しているが，これは限られた材料･配合のコンクリートを対象に行った実験の結果に基づいたものであり，より普遍的な評価方法が望まれる（図2.10）．また，降雨を受ける部位の測定では，含水の影響とともに，セメントの水和反応進行によって局部的に品質が向上する場合があるので，品質検査における測定部位の選定およびその結果の代表性については十分留意が必要である（図2.10）．

さらに，同一箇所における表層透気係数の連続測定も測定値に影響を及ぼすことを明らかにした．これは，表層透気試験によって生じたコンクリート内部の気圧分布の不均質性が，ごく短時間では回復しないことと併せ，コンクリート中に含まれる水分の移動も関与している可能性を指摘し，表層透気試験の測定時間間隔に注意を要することを示した（図2.11）．

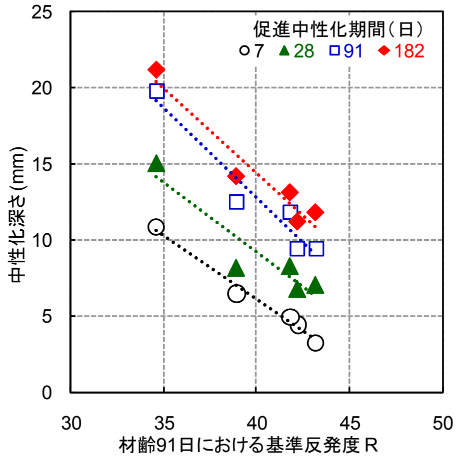


図2.9 材齢91日おいて測定した基準反発度と中性化深さの関係

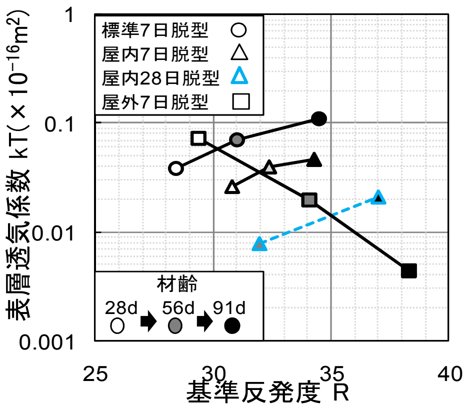


図2.10 異なる環境に曝露した供試体の基準反発度と表層透気係数の関係

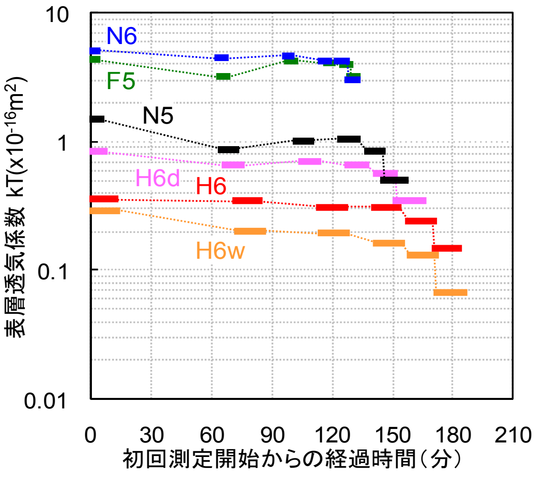


図2.11 表層透気試験の測定結果に及ぼす測定時間間隔の影響

＜検討E:フライアッシュコンクリートの塩分浸透状況調査と遮塩性能に関する検討＞

調査対象とした護岸構造物では，基本となるベース配合(B0-0P)，セメントの内割り置換で60kg/m^{3}のフライアッシュを混合した配合(F1-0P)，細骨材の一部との外割り置換として80kg/m^{3}のフライアッシュを混合した配合(F2-80P)の３種類のコンクリートを同一の護岸の一部として隣接したブロックに打設している．

この構造物では，材齢1年半，3年半，および材齢6年9ヶ月時点で塩分浸透状況に関する調査が実施されている．今回は，経年8年9ヶ月（8.75年）の時点でコアを採取し，全塩化物イオン量滴定試験を行った．護岸全体の幅は18.5mであるが，コアを採取したコンクリート壁自体の厚さは1.3mであり，壁の背面側は間詰材が充填されており直接外気に接していない．3配合それぞれについて3つの異なる高さ（high, middle, low）からコアを採取し，配合3種類×高さ3段階の計9本のコアについて比較検討を行った．最も低いlowの位置は，平均満潮面より約0.5m上方であり，middleはその1m上方，highは更に1m上方である．

全塩化物イオン量滴定試験はJCI-SC5に準拠して行った．測定結果を**図2.22**に示す．図には既往の研究で測定された1.5年と3.5年の結果も合わせて示している．

フライアッシュを混合したコンクリートにおいて,塩化物イオン浸透深さは非常に浅く,フライアッシュコンクリートの高い遮塩性能が確認できる．また，最も海水の接触が頻繁

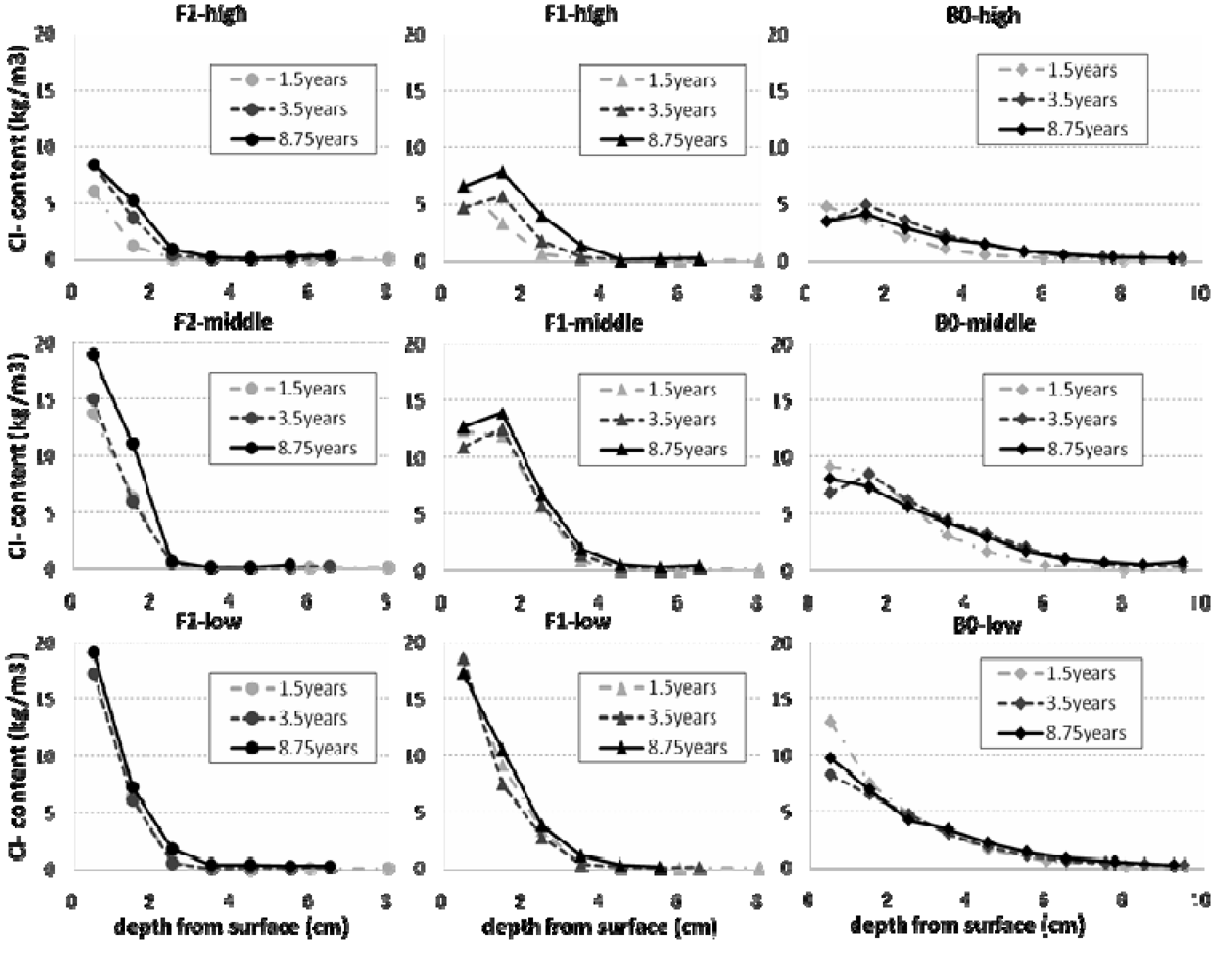


図2.22　コアの全塩化物イオン量分布

と考えられるlowの位置において特に顕著な傾向であるが，極めて興味深い特徴として，何れの配合においても全塩化物イオン濃度分布は調査時材齢によらずほぼ同じであり，構造物の深さ方向への浸透がほぼ停止しているように見受けられる．その次に海水の接触が頻繁と考えられるmiddleの位置においても，塩化物イオン浸透深さは調査時材齢によらずほぼ同一であり，構造物の深さ方向における浸透フロントの移動はほぼ停止しているように見受けられる．さらに，これらlowおよびmiddleの位置における塩化物イオンの浸透フロントの停滞位置は，高さ方向の位置の違いにもかかわらず配合ごとにほぼ同一であり，経年1.5年の時点でF2-80Pの配合で構造物表面から2~3cm，F1-60Pの配合で4~5cm，フライアッシュを混合していないB0-0Pの配合で8~10cmの地点まで塩化物イオンが浸透し，その後は浸透フロントはほとんど移動していないことが分かる．

次に，確認された全塩化物イオン量分布に対して，表面塩化物イオン濃度C_0および見かけの拡散係数D_aを，式(2.1)に示すC_0一定の境界条件下でのFickの拡散方程式の解析解を用いて回帰分析を行い，算出した．

$$C(x,t)-C_i=(C_0-C_i)\left\{1-erf\left(\frac{x}{2\sqrt{D_a\cdot t}}\right)\right\} \tag{2.1}$$

ここで，C(x,t)は深さx(cm)，時刻t(年)における全塩化物イオン濃度(kg/m^3)，C_iは初期含有全塩化物イオン濃度(kg/m^3)，C_0は表面塩化物イオン濃度(kg/m^3)，D_aは見かけの拡散係数(cm^2/年)，erf(s)は誤差関数である．

C_0およびD_aの算出結果を**図2.23**に示す．フライアッシュ混合量が増えるほどD_aは小さい値となり，コンクリートの遮塩性能が向上していることがわかる．また，算出されたD_aは調査時材齢の増加と共に減少する傾向を見せた．このように，見かけの拡散係数D_aが材齢の経過と共に小さくなる現象は，既往の研究による指摘を受けて一般にも徐々に認識されつつあるが，その原因としては，主に水和反応およびポゾラン反応の進行による空隙構造の緻密化によるものと捉えられている．しかし，塩化物イオンの浸透が移流によって初期に急速に進行するものの，その後の浸透は比較的早期に停滞する現象が存在するとすれば，ほぼ同じ塩化物イオン濃度分布に対して調査時材齢に応じて異なる経年数を用いて見かけの拡散係数D_aを算定することになり，結果として水和反応やポゾラン反応の進行がなくとも，材齢の増加に伴ってD_aが減少することになる．すなわち，緻密で遮塩抵抗性が高いコンクリートほど，比較的若材齢に調査を実施すればD_aを著しく過大に評価し，一方材齢が十分に経過していれば算定されるD_aは比較的小さくなるものの，調査時材齢よりも遥かに長期の浸透予測を行う場合にはそれでも過大といえる値を算出することになる．

以上の検討より，特筆すべき浸透性状として，ある材齢から深さ方向における塩化物イオン浸透がほぼ停止する現象を複数の配合および異なる高さにおける飛沫供給条件下において確認した．このような現象を呈し得る機構として，拡散則とは違った，液状水の浸潤限界に支配される塩化物イオン浸透メカニズムが存在する可能性が考えられる．

見かけの拡散係数が材齢の経過によって減少し，場合によっては塩化物イオンの浸透が停滞し得るにもかかわらず，見かけの拡散係数を一定として塩化物イオンの浸透予測を将来に亘って行うことは，予測結果と現実の浸透状況に無視し得ない差異をもたらす．特に，遮塩性の高いフライアッシュを混合したコンクリートの場合はその差が大きく，若材齢に

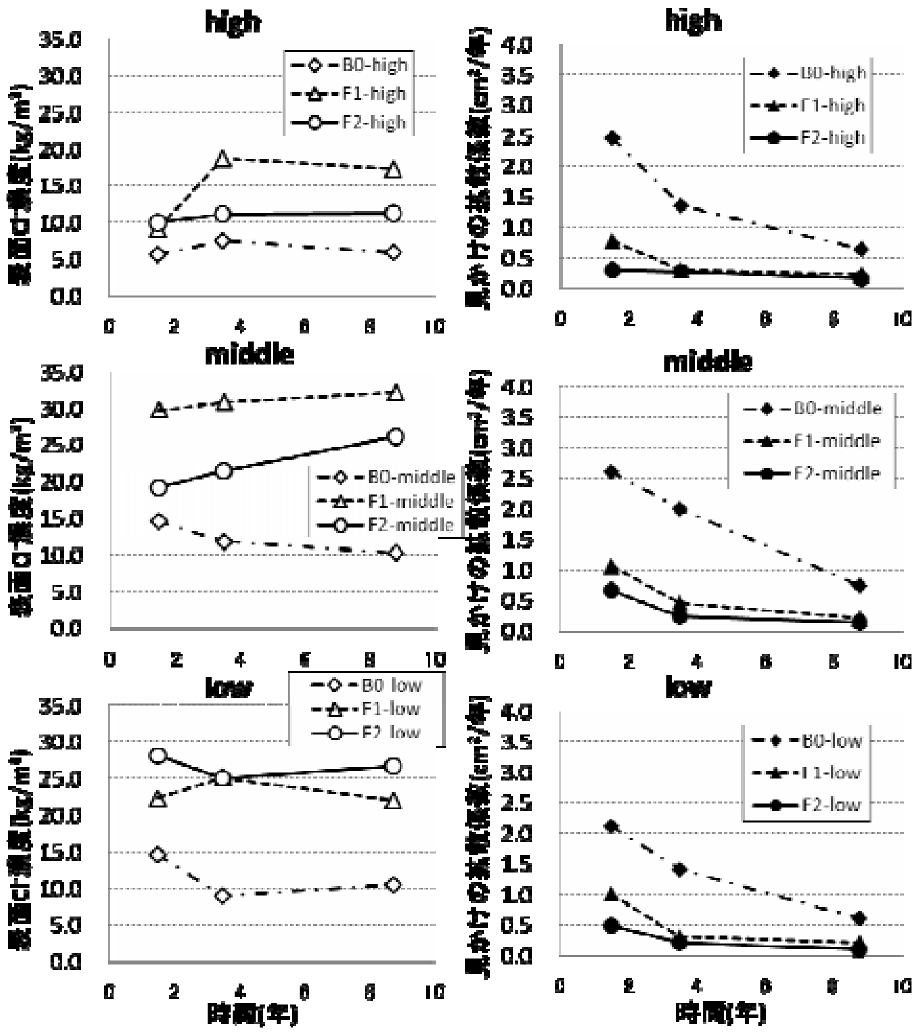


図2.23　C_0**および**D_a**の調査時材齢による変化**

おいて同定された比較的大きな見かけの拡散係数の値を用いて長期に亘る予測を行うと，塩分浸透を現実よりも著しく過大に見積もってしまい，過度に安全側（保守側）の設計・施工計画に繋がる恐れがある．このような機構を確実に知識化して，耐久性照査設計の合理化に役立てることが望まれる．

参考文献

1)　平成20年度　フライアッシュを利用するコンクリートの耐久性に関する調査研究　報告書，社団法人　土木学会　電力FAコンクリート研究会，pp44-54ほか，2009.3

2)　大城良信・仲本文範・山田義智・大城武：海洋環境下における石炭灰を使用したRC構造物の施工報告，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.1，pp.789-794，2002

3)　鈴木健太・杉山隆文・川北昌宏・志村和紀：フライアッシュコンクリートの塩分浸透性に関する実験的考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.1，pp849-854，2008

4)　（社）土木学会：2007年制定　コンクリート標準示方書「設計編」，pp119，2007.3

(3)　コンクリートの乾燥収縮挙動の把握と初期ひび割れ制御ならびに乾燥収縮が与える構造性能の影響に関する検討

①　コンクリート構造物の初期ひび割れ制御法構築に向けたRCラーメン高架橋の収縮挙動の把握

a）測定対象RCラーメン高架橋

測定を行ったのは，柱間隔が12mとした2線2柱式の3径間のRCラーメン高架橋である．施工は，2段階施工となっており，1期施工として1線1柱の3径間RCラーメンを構築後，列車を新設高架橋上を走行させる．その後，2期施工として，反対側の1線1柱RCラーメン高架橋を構築する．今回，測定器を設置したのは，このうち1期施工部分の1線1柱式高架橋の中央径間である．高架橋の諸元および測定器の設置位置を**図－1**に，高架橋周辺の状況を**図－2**に示す．

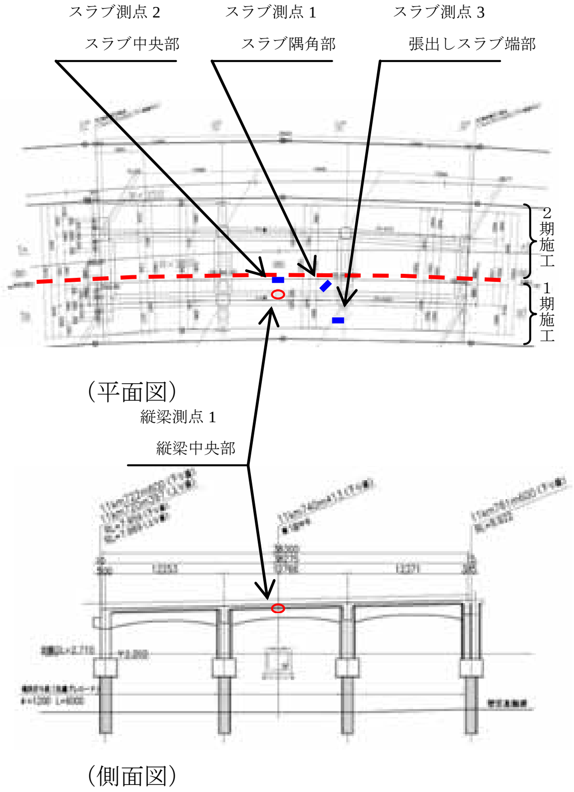


図-1　計測対象ＲＣラーメン高架橋　　　図-2　高架橋の周辺状況

b）計測概要

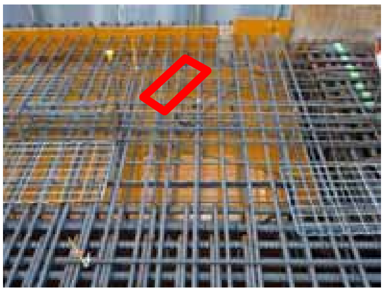
本高架橋は，橋軸方向をおおよそ南西から北東方向に向けて構築されている．

近隣の建物は高架橋から離れており，スラブ中央部では午前午後で日射量にはほとんど差が無いことを測定により確認している．

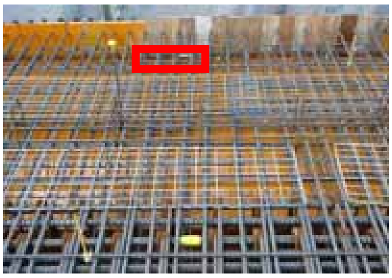
測定対象部材はコンクリートスラブとスラブを支持する縦梁とした．高架橋に設置した測定器は，コンクリートひずみ計，鉄筋ひずみゲージ，コンクリート温度計（ひずみ計の熱電対を用いた），コンクリート上面温度計（上面に熱電対を設置した），水分計である．同時に環境計測のため，気温計，相対湿度計，雨量計，日射計，を設置した．測定器の設置状況を**図－3**に示す．また測定器の仕様および設置位置を**表－**1に示す．

スラブ測点1は，隅角部に生じやすいひび割れを捕らえるため，スラブの隅角部に対して斜めに測定器を設置した．なおスラブのハンチが無い場所としている．スラブ測点2は，スラブ中央部で橋軸方向に測定器を設置している．なお，本高架橋は2段階施工のため，1期目を施工した段階では，スラブの端部から約30cmの位置に設置している．スラブ測点3は，橋脚近傍の張出しスラブ端部で橋軸方向に測定器を設置している．

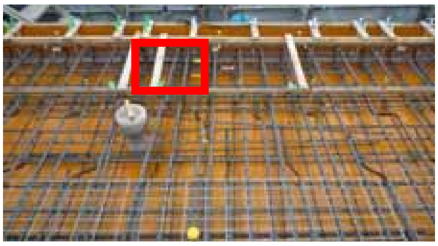
本高架橋の梁およびスラブに使用したコンクリートの標準配合表を**表－**2に，また生コンクリート打設時の現場試験結果を**表－**3に示す．コンクリート打設後の作業実績を**表－**4に示す．測定は自動計測で実施し，コンクリート打設から概ね材齢2ヶ月程度までは5分ピッチ，それ以降は10分ピッチで測定した．



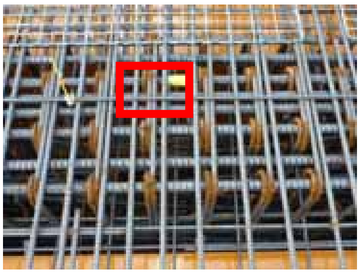
（スラブ測点 1）



（スラブ測点 2）



（スラブ測点 3）



（縦梁測点 1）

図－3　測定器取り付け状況（スラブ，梁断面図）

表－1　測定器の仕様

	測定範囲	測定器寸法(mm)	備考	設置位置
コンクリートひずみ計	±5000μ	φ20×100程度	熱電対あり	スラブ測点1~3
鉄筋ひずみゲージ	±5000μ	3×1.7		スラブ測点1~3 縦梁測点1
水分計	－	φ15×24程度	印加電圧方式	スラブ測点2
気温・相対湿度計	－40℃～＋50℃ 0%～100%RH	－	気温：白金抵抗 湿度：静電容量式薄膜センサー	高架橋近傍
雨量計	1mm (1転倒雨量)	－	転倒ます式	高架橋近傍
日射計	0～2kW/m²	－	太陽電池式	高架橋近傍

表－2　コンクリートの標準配合表

呼び強度	スランプ	粗骨材の最大寸法	セメントの種類	空気量	塩化物含有量		単位水量上限値
27	12	20	N	4.5%	0.3kg/m³以下		175
セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤	W/C	s/a	その他
340	170	812	994	3.4	50%	45.1%	合成短繊維
太平洋セメント(普通ポルトランドセメント)		相馬郡新地町　化学法A	利府町赤沼化学法A(密度2.63g/cm³絶乾、2.67g/cm³表乾)	ポゾリス15SC(AE減水剤 標準形Ⅰ)(密度2.66g/cm³表乾)			バルチップPW・Jr(1袋/m3=0.455kg)

表－3　生コンクリート打設時の現場試験結果

強度試験			単位水量(平均)	塩化物イオン
現場養生	20.7(4日目)	32.9(8日目)	160.07kg/m³	0.03%、0.051kg/m³
標準養生	33.4(7日目)	42.0(28日目)		
スランプ	空気量	コンクリート温度		
12.5	5.0%	16℃		

表－4　コンクリート打設時の作業実績

コンクリート打設	側型枠脱型開始,妻型枠脱型開始	底型枠脱型開始,支保工解体開始
材齢0日 (平成21年4月23日)	材齢4日	材齢9日

c）コンクリートスラブの測定結果

(ｉ)コンクリートひずみ

コンクリートのひずみはスラブ上にコンクリートを打設し終わった時点を測定の開始点として，そのときのひずみ計の測定値をゼロとした．

ひずみ計自体の温度変化により，測定されるひずみのゼロ点が若干ずれることが知られていることから，個々のひずみ計の公正係数を用いてゼロ点公正した．

また，コンクリート自体の温度変化による体積変化が生じることから，ひずみ計で測定されるひずみには温度ひずみが含まれている．一般に硬化コンクリートの線膨張係数は10×10^{-6}程度であるが，弱材齢時の線膨張係数はこれよりも小さい．本測定ではコンクリート温度およびコンクリートひずみの測定時間間隔が5分と短いため，測定結果から線膨張係数を求め，測定結果を用いて温度ひずみを補正することとした．ここで，任意の24時間では線膨張係数は変化しないと仮定し，ゼロ点公正されたひずみ測定値を24時間毎にまとめ，24時間でのコンクリート温度変化とそのとき測定されたひずみ変化量から線膨張係数を算出した．なおここで求めた線膨張係数には，鉄筋による拘束の影響が含まれており，拘束を受けないコンクリートの線膨張係数はこれよりも高くなると考えられる．

線膨張係数は，午前から夕方にかけての温度上昇期と，夕方から早朝にかけての温度下降期の2通り求めることができる．温度測定の結果から，温度上昇している時間は下降時間に比べて短く，温度変化が急激になる傾向あり，温度上昇時はひずみ－温度関係は非線形になっている．一方温度変化が緩やかな温度下降時はほぼ線形関係にあった．ここでは温度変化に対してコンクリート変形が十分に追従するように温度変化時間が長い温度下降期を用いて算出した．コンクリートひずみおよび温度の測定値は，18時頃最高値になり，翌朝9時頃に最低値を記録する傾向が見られたため，この時間の変化量から線膨張係数を求めることとした．求めた線膨張係数の径時変化を**図－4**に示す．

線膨張係数は，打設直後はばらつきが非常に大きいが，材齢7日以降は落ち着き，数値としての意味を持つようになったと考えられる．

材齢7日の線膨張係数は，5×10^{-6}（/℃）程度であり，材齢が進むにつれて増大傾向にある．材齢180日では　9×10^{-6}（/℃）程度になった．

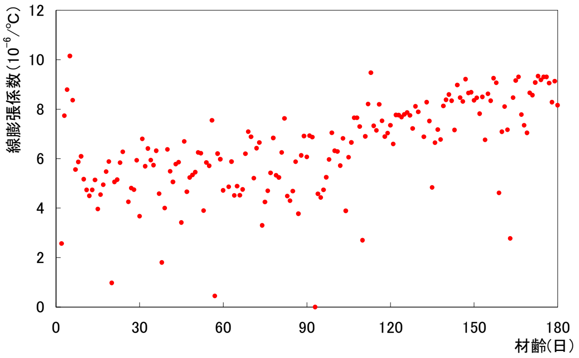
一方，鉄筋の線膨張係数は$11\sim12\times10^{-6}$（/℃）であり，弱材齢時ではコンクリートよりも高く，コンクリートと鉄筋にはひずみの差が生じたものと想定される．

ゼロ点公正および20℃相当に温度補正されたコンクリートひずみを**図－5**に示す．

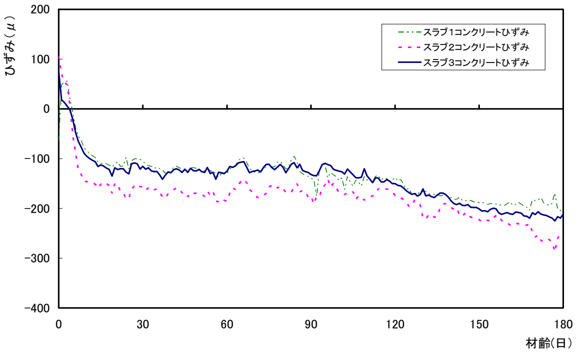
コンクリート打設直後のスラブのひずみは収縮・膨張の変動が見られるが，材齢7日頃から収縮傾向が顕著に現れており，この時点で-50μ～-120μ程度になった．

スラブ測点2（中間スラブ端部）のコンクリートひずみは，スラブ測点1（スラブ隅各部）のひずみやスラブ測点3（張出しスラブ端部）のひずみと比較し，大きな収縮を示した．材齢7日目でのひずみの差はほぼ50μとなり，その後はこの差をほぼ保っている．この差は温度収縮によるものとは考えられない．また，スラブ測点2および3は，両者ともにスラブ端部であり，乾燥条件にも大きな違いは無いと考えられる．このことから，材齢7日時点で収縮量に差が生じ初めたのは，鉄筋による内部拘束の影響によるものと考えられる．スラブ測点3（張出しスラブ端部）周辺にはひび割れ防止鉄筋が配置されており，スラブ測点2（中間スラブ端部）に比べて収縮測定方向に配置された鉄筋量が多くなっている．

ひずみは材齢15日から100日程度までは大きな変動は無く，-100μから-200μの値を示した．その後徐々に収縮ひずみが大きくなっている．



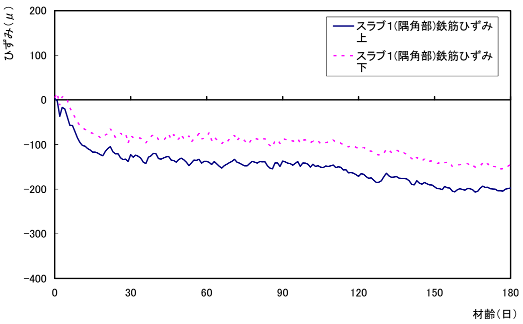
図－4　スラブの線膨張係数



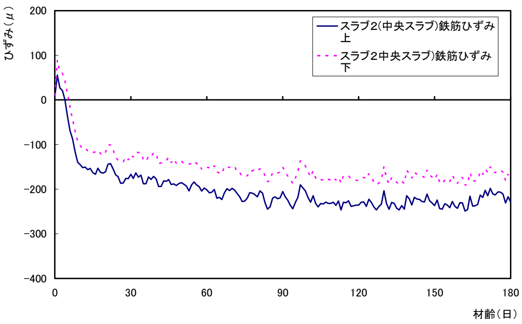
図－5　コンクリートスラブのひずみ

(ⅱ)鉄筋ひずみ

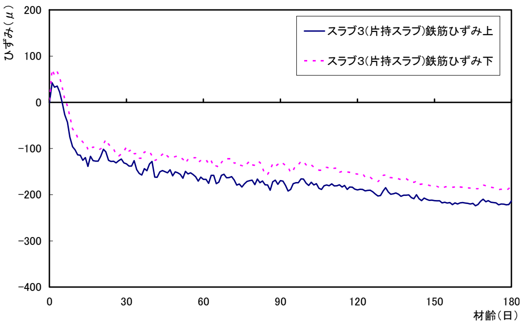
各位置における鉄筋ひずみの測定結果を**図－6～図－8**に示す．鉄筋ひずみは，コンクリート打設直後に引張・圧縮の変動が見られたが，材齢5日以降は圧縮傾向が顕著に見られた．各測定箇所とも，上側鉄筋の圧縮が大きく，下側鉄筋との差は50μ程度であった．



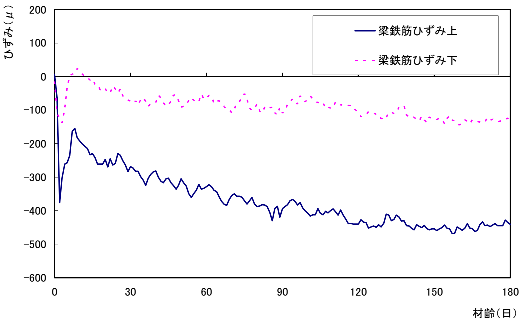
図－6　鉄筋ひずみ（スラブ測点 1）



図－7　鉄筋ひずみ（スラブ測点 2）



図－8　鉄筋ひずみ（スラブ測点 3）



図－9　鉄筋ひずみ（縦梁）

材齢180日時点の鉄筋ひずみは，スラブ測点2（中間スラブ端部）が最も大きい値を示した．これは鉄筋比の大小関係とも一致している．

d）縦梁の測定結果（鉄筋ひずみ）

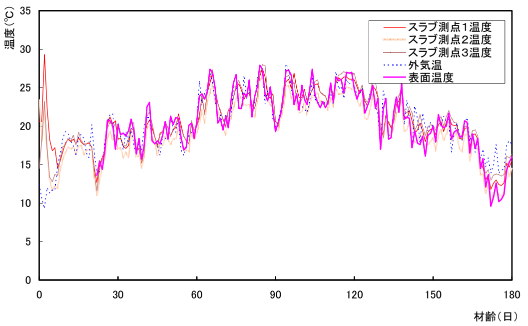
縦梁のスパン中心の鉄筋にひずみゲージを貼り付けている．梁のスパン中心にはコンクリートひずみ計は設置していないが，ひずみゲージからコンクリートのひずみを想定できる．

縦梁の鉄筋ひずみの測定結果を**図－9**に示す．縦梁の鉄筋ひずみは上部主鉄筋と下部主鉄筋で測定した．鉄筋ひずみ上下で大きく異なる値となった．コンクリート打設後，材齢7日までは圧縮・引張が生じ，その後は徐々に圧縮側のひずみが進展した．上部鉄筋は-400μ程度に対し，下部鉄筋は-100μとなった．梁の断面高さは1400mm程度あり，上部鉄筋には死荷重による圧縮が作用していると考えられる．

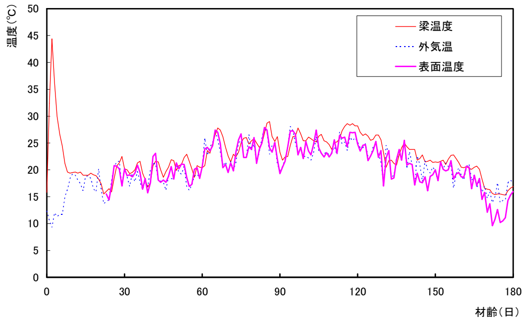
e）環境の測定結果

(ｉ)コンクリート温度の測定結果

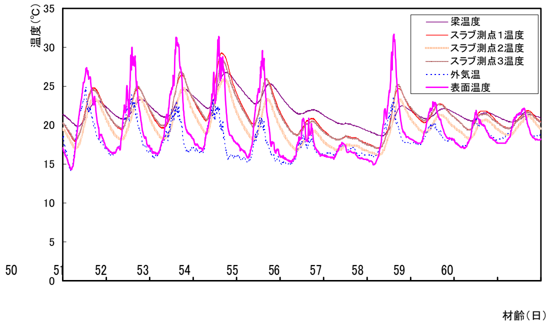
コンクリートスラブの温度および気温，表面温度を　**図－10**に，縦梁のコンクリート温度および気温，表面温度を**図－11**に示す．



図－10　コンクリートスラブ温度および気温



図－11　縦梁温度および気温



図－12　スラブ温度および気温(材齢 50 日付近)

高架橋の打設完了時間が16:00頃であり，この時点での温度は縦梁，スラブともに18～19℃であった．打設したコンクリートの荷卸時の温度が16℃と記録されていることから，この時点では水和熱はまだ卓越していない状態だと考えられる．

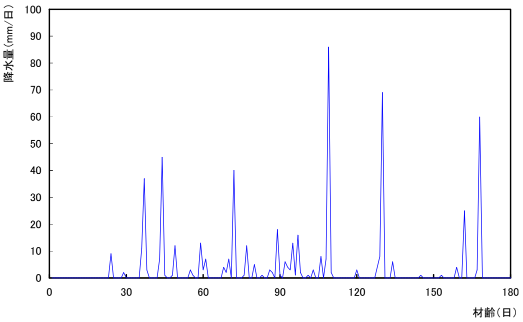
打設後の温度変化は縦梁とスラブで異なる．打設後の夜間にかけて気温低下とともにスラブ温度も一旦低下したが，縦梁温度は上昇し続け，ピーク時で約44℃となった．

スラブ測点1（スラブ隅各部）の温度は他のスラブ温度より若干高い傾向があり，ピークを超えたあとの下降も緩やかになっている．これはスラブ隅各部がスラブより温度が高い梁に近接する位置にあるためだと考えられる．材齢7日頃には各測定点のスラブ温度はほぼ同じ値となった．

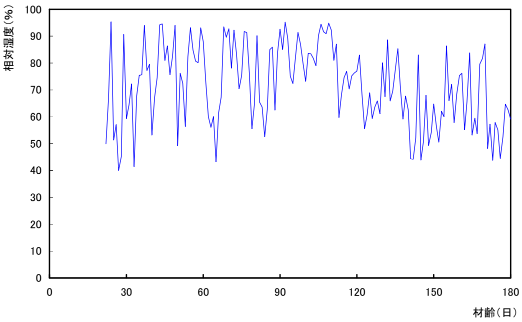
温度の測定結果のうち，材齢50日から7日間の温度変化を拡大したものを**図－12**に示す．材齢50日付近の測定結果から，24時間の中での温度変化を比較した．外気温とコンクリート表面温度を比較すると，温度がピークとなる時間はほぼ同じであった．スラブ温度は気温や表面温度のピークよりも少し遅れてピークを迎える．梁温度は，スラブよりもさらにピークの発生が遅れている．温度変化もスラブと比べて梁は緩やかであり，これはコンクリートボリュームが大きく，熱容量が大きいことが現れているものと考えられる．

これらの測定結果から，コンクリートスラブの表面と内部やスラブと梁の境界部で，温度差によるわずかなひずみ勾配が生じていることになる．

(ⅱ)日射量と降水量，相対湿度の測定結果

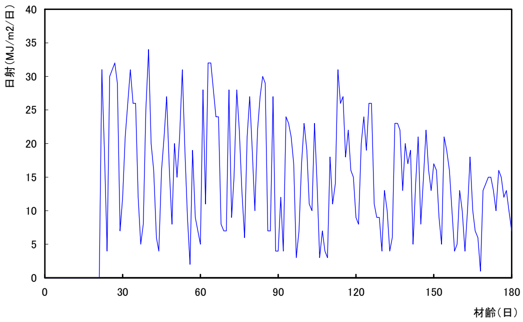


図－13　降水量



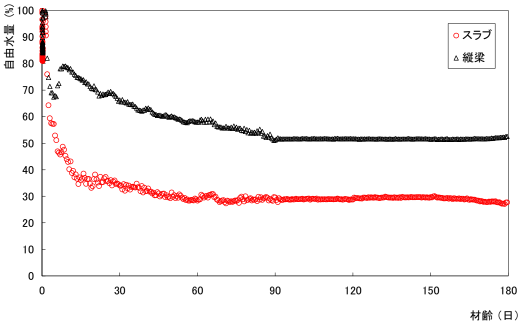
図－14　相対湿度

降水量を**図－13**に，相対湿度を**図－14**に，日射量を**図－15**にそれぞれ示す．なお雨量計，湿度計，日射計は材齢21日に設置している．雨量計を設置するまでの降水量データは，高架橋に近い気象庁の測定点の気象観測データを使用している．コンクリート中の自由水分量の測定結果を**図－16**に示す．なお自由水分量の測定結果は，打設時のコンクリート中の自由水量を100%とした百分率で表示している．また温度変化による変動を補正している．



図－15　日射量

水分量は徐々に減少したが，材齢90日以降は水分量の変化は小さかった．変動が小さくなってからの縦梁の水分量は打設時の50%程度なのに対し，スラブの水分量は30%程度まで低下しており，スラブは梁よりも乾燥状態にある．これはスラブの部材厚さが小さく，乾燥が進みやすい状況にあるためと考えられる．



図－16　自由水分量

降水量とスラブひずみや水分量との比較から，降雨によりコンクリートスラブのひずみ変化量はわずかであり，ひずみ計近傍に設置した水分量の変動も非常に小さかった．スラブ厚さの中央部までは降雨によるコンクリートの吸水の影響は顕著に現れないようである．

相対湿度と水分量とを比較した結果からも，相対湿度の変動がスラブ厚さの中央部での水分量はほとんど変動しなかった．

日射量は天候と連動しており，降雨が観測されるときの日射量は小さく，コンクリートの温度変化も小さい結果となる．

f）実RCラーメン高架橋での収縮挙動測定結果のまとめ

建設時のＲＣラーメン高架橋を対象として,コンクリートひずみや鉄筋ひずみを測定し,実構造物の乾燥収縮ひずみの大きさ等を調べ，以下の結果を得た.

ⅰ）コンクリートスラブの収縮ひずみは，材齢 7 日頃に顕著に進み，材齢 15 日以降は変動が小さくなった．材齢 15 日から 100 日にかけてのひずみは，-100μから-200μであり，中間スラブ端部（スラブ測点 2）の収縮が比較的大きかった.
ⅱ）スラブコンクリートにおいて，鉄筋比が大きいとコンクリートの収縮が小さくなる傾向が見られた.
ⅲ）鉄筋ひずみは，コンクリートの収縮の進展に伴い，圧縮ひずみが増加する傾向が見られた．また，スラブ，縦梁ともに，上側主鉄筋の圧縮ひずみが下側主鉄筋よりも大きい.
ⅳ）スラブや縦梁，気温の温度変化を測定した結果，それぞれにピーク温度が発生する時間にずれが見られ，これは部材断面寸法の影響と考えられる.
ⅴ）スラブ厚さの中央部で測定した結果，降雨によるコンクリートスラブのひずみ増分はわずかであった．また，コンクリート内の自由水分量の増分はほとんど見られなかった.
ⅵ）スラブは縦梁に比べて部材厚さが小さくなり，乾燥が進みやすい状況にある.

ｇ）コンクリート構造物収縮ひび割れ発生低減に向けたひび割れ発生評価法構築に向けて

高耐久性でＬＣＣが最小となるコンクリート構造物を作るためには，建設時に発生する有害な初期ひび割れの発生を無くする必要がある．様々な原因で発生するコンクリートのひび割れを無くすためには，設計，材料選定，施工にいたるプロセスの中で，高精度なひび割れ発生評価手法を確立する必要がある.

高精度なひび割れ発生手法が確立されれば，設計段階，材料選定段階，施工段階でチェックが可能となり，コンクリート構造物の建設に携わる技術者への技術サポートとして有用に活用されることになると思われるが，現状は研究開発段階となっており，早期の技術的な確立が望まれている.

コンクリートの乾燥収縮の予測技術に関しては，数多くの既往の研究成果が蓄積されているが，実構造物を対象とした研究はそれほど多くない．今後は，さらに実構造物のデータを蓄積し，信頼性の高いコンクリート構造物の構築システム技術構築に向けた研究開発が必要となると思われる.

現時点において，ＲＣラーメン高架橋の設計施工システムにおける，初期ひび割れ制御手法構築に向けた研究の方向性について**図-16**に概要を示す.

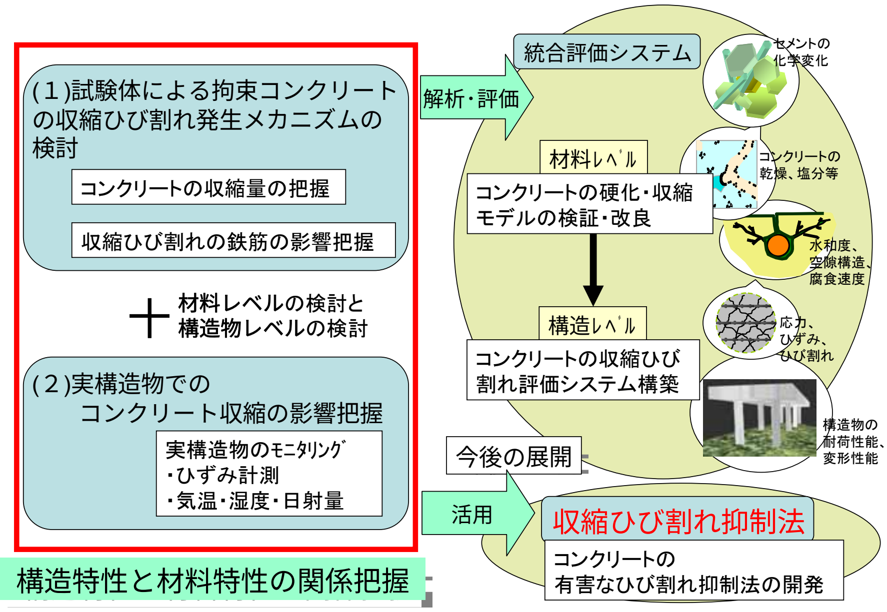


図-16　初期ひび割れ制御法構築に向けた研究の方向性

② 乾燥収縮が与える RC ラーメン高架橋の構造性能への影響に関する検討

a）検討対象ＲＣラーメン高架橋の概要

本検討において，検討対象とした7径間の高架構造の一般形状を例として**図-17**に示す．本高架構造は，起点側，終点側ともにゲルバー桁による接続形式を想定した．柱間隔は10mを標準とし，線路方向を3～7径間に設定し，線路直角方向1径間の複線構造とした．フーチング上端からスラブ上端までの高さを約8.0m程度とした．柱断面は，800mm×800mmで，軸方向鉄筋量はD32が24本配置とし，このときの高架構造モデルの降伏震度は0.38となっている．

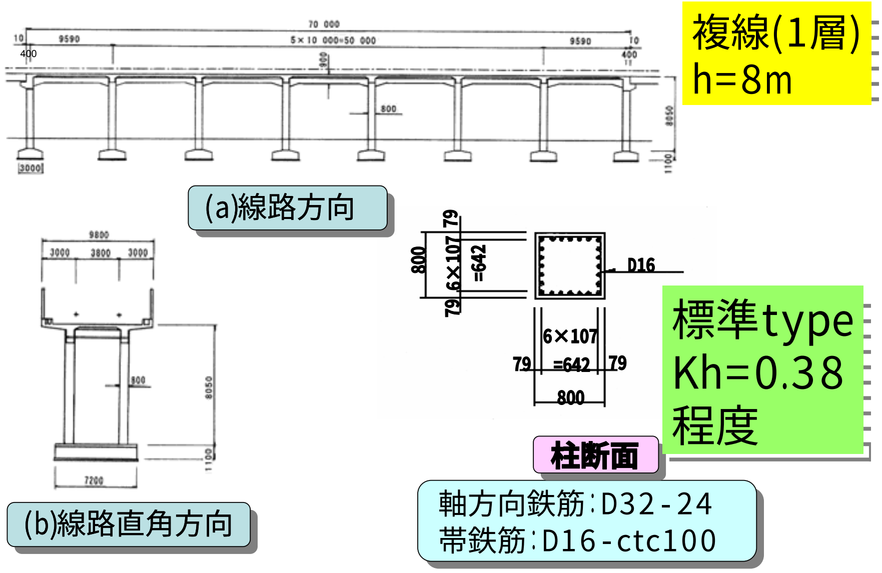


図-17　検討対象ラーメン高架橋の一般形状

b）解析的検討の概要

本解析では，線材モデルを用いて解析を行った．解析手順としては，上層梁に任意の収縮量を与えて初期応力を計算したあとに，地震波が作用して動的解析が行われるようにした．**図-18**に，本解析で設定した構造モデルの径間数と収縮度，解析の手順の概要を示す．

図-19に，解析に用いた地震波を示す．地震波は，鉄道の耐震標準で普通地盤の地表面地震動として定義されているG３地盤の地震動を用いた．G3地盤の地震波は，地盤の卓越周期0.25～0.5秒に対応した地震動で，地表面設計地震動の弾性加速度応答スペクトルで周期0.3～1.0秒間で1800galの応答にフィッテングした地震動となっている．

・径間数（3、5、7）
・収縮影響量の変化(0、150、250μ)

径間数	収縮量(μ)
3	0
	150
	250
5	0
	150
	250
7	0
	150
	250

解析手順
①上層梁に収縮の影響量を与え初期応力状態計算

②地震応答解析（鉄道耐震標準準拠波形G3地盤（普通地盤））

図-18　解析パラメータと解析手順の概要

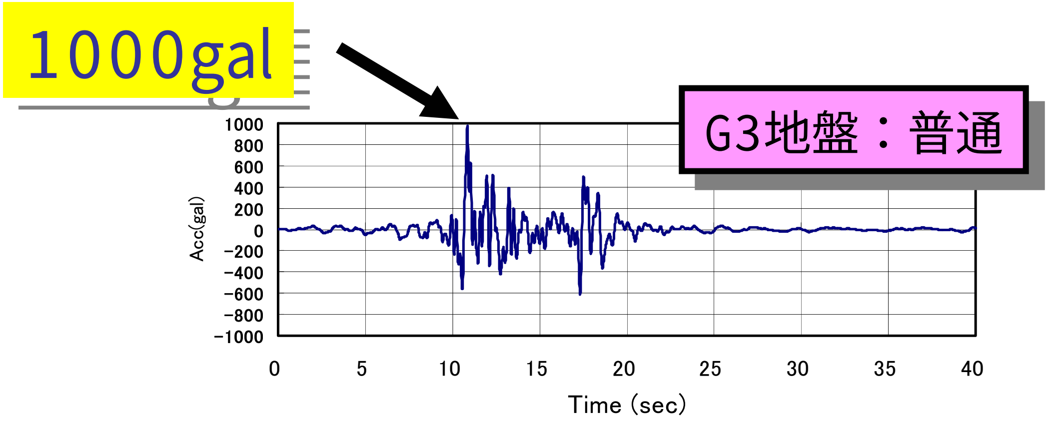


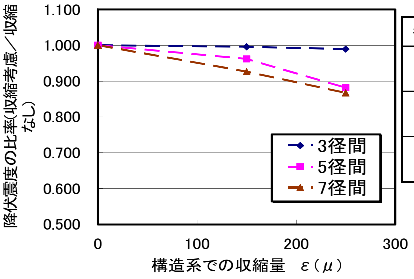
図-19　解析に用いた地震波形

c）地震応答解析の概要

静的非線形解析結果を**図-20**に示す．静的非線形解析結果からは，ＲＣラーメン高架橋の径間数，設定した収縮量の増加に伴い降伏震度の低下が見られた．７径間のＲＣラーメン高架橋の降伏震度は，250μの収縮量の場合で収縮がないとした場合の約0.87倍程度となっており，収縮に伴う所期応力の影響が顕著となっていた．

地震解析結果の一例を**図-21，22**に示す．**図-21**は上層位置での応答変位波形を，図-22は5径間モデルでの端部柱部材の回転角と曲げモーメントの履歴図を例示したものである．収縮量を大きくすると上層位置での最大応答変位はそれほど大きな増加は見られないが，

残留変位を見ると顕著な違いが生じているのがわかる．また，部材回転角と曲げモーメントの履歴においても，最大部材角はそれほど顕著な違いが見られないが，地震波の終わり付近での履歴特性に顕著な違いが見られ，それが残留変位量に影響しているものと想定される．



径間数	収縮量(μ)	降伏震度	比率(収縮考慮／収縮なし)
3	0	0.463	1.000
	150	0.461	0.996
	250	0.458	0.989
5	0	0.472	1.000
	150	0.454	0.962
	250	0.416	0.881
7	0	0.474	1.000
	150	0.439	0.926
	250	0.411	0.867

降伏震度への収縮の影響

・ブロック長（径間数）が大きくなると収縮による降伏震度の低減率が大きくなる。

・ε=250μ　5径間→12%程度　7径間→13%程度

図-20　静的非線形解析結果（降伏震度）のまとめ

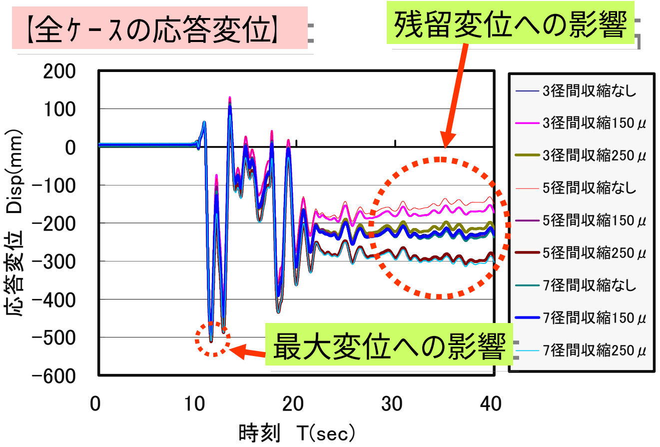


図-21　上層位置での応答変位波形のまとめ

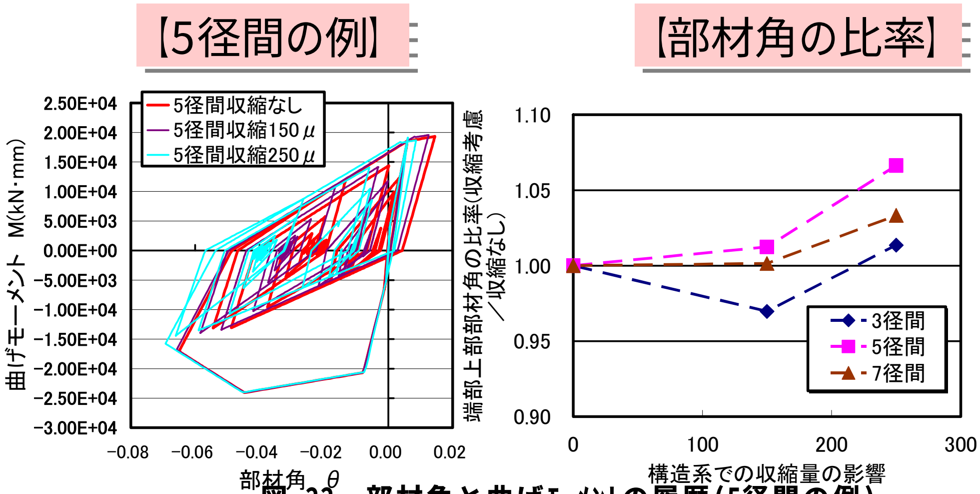


図-22　部材角と曲げﾓｰﾒﾝﾄの履歴(5径間の例)

d）まとめ

本検討結果のまとめを以下に示す.

(1) 設定した収縮量の範囲では，最大応答変位，最大応答部材角に顕著な違いが見られなかった.

(2) 設定した収縮量の範囲において，残留変位，地震動の終わり付近での部材回転角の履歴性状に違いが見られた.

③フライアッシュコンクリートのひび割れ抵抗性に及ぼす脱型材齢の影響評価

産業副産物の有効利用やCO_2排出削減を目的に利用拡大が望まれているフライアッシュに着目し，フライアッシュコンクリートの乾燥収縮特性や強度発現性に及ぼす脱型材齢の影響を調べ，フライアッシュコンクリートのひび割れ抵抗性を定量評価した．これらの検討により，フライアッシュ置換による乾燥収縮の低減効果を定量的に示すとともに，所要のひび割れ抵抗性を確保するためには施工における脱型材齢の影響，特に表層コンクリートの引張強度に及ぼす影響を適確に考慮する必要があることを明らかにした．これらの成果は，現象メカニズムの数理モデル化に基づいた数値計算技術の高度化に寄与するものであり，ひび割れ発生評価技術の発展とともにフライアッシュの利用拡大が今後期待される．以下，研究の内容および成果の詳細について個別具体的に説明を加える.

普通ポルトランドセメントを用いた水結合材比50%のコンクリートと比較し，フライアッシュを20%内割置換使用した場合，乾燥収縮ひずみの増加割合が小さくなることが分かった．また，脱型の時期を遅らせることも乾燥収縮ひずみを低減することに有効であり，この傾向は特にフライアッシュコンクリートで顕著であることが明らかになった（図3.1）．乾燥収縮ひずみは，セメント硬化からの水分逸散時に発生する収縮力に起因するが，フライアッシュ置換や脱型材齢に応じて空隙構造等の組織性状が変化し，水分逸散量当たりの収縮ひずみの増分に差異が生じていることが確かめられた（図3.2）.

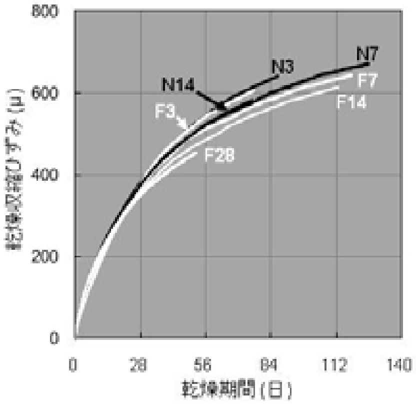


図3.1 乾燥期間と
乾燥収縮ひずみの関係

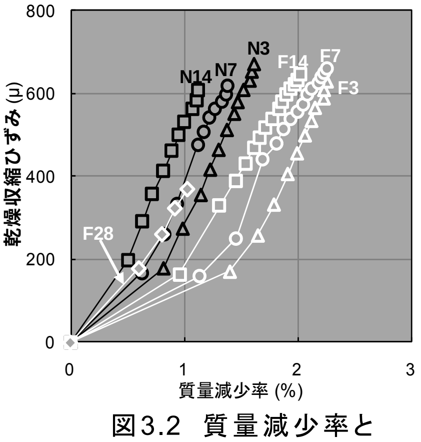


図3.2 質量減少率と
乾燥収縮ひずみの関係

一方，ひび割れの発生は，拘束度や弾性係数，クリープ係数に応じて生ずる引張応力と，それに抵抗する引張強度の大小関係で基本的には決定される．普通コンクリート，フライアッシュコンクリートともに，脱型までの材齢をより長く確保することは，乾燥収縮による引張応力が増大する時期を結果的に遅らせることにつながり，引張強度の十分な発現によりひび割れ発生に対する抵抗力の増大を期待できることが示唆された（図3.3，3.4）.

このようなひび割れ抵抗性を定量的に比較評価するた

めに，収縮ひずみに対する拘束度が完全な状態を想定した場合の引張応力と引張強度の比を下記式に基づき算定した（図3.3～3.5）．

収縮ひび割れ抵抗性指数＝引張強度$(N/mm^2) \times 10^3$

／（脱型後の収縮ひずみ$(\mu) \times$静弾性係数(kN/mm^2)）

その結果，脱型材齢がひび割れ発生に対する危険性に及ぼす影響が定量的に提示され，コンクリート標準示方書［施工編］に示されている標準的な湿潤養生期間よりも早期の脱型が，ひび割れ抵抗性の大幅な低下を招くことが示され，脱型までの期間を十分に確保することが，特に材齢初期のひび割れ発生に対して効果的な抑制対策となることを明らかにした（図3.6）．

上記検討は，乾燥収縮性状と強度発現性の対比によるひび割れ抵抗性の定量評価を目的とした気温20℃，相対湿度60%の実験室雰囲気における実験結果であるが，実構造物が曝される環境には温湿度の変化が存在する．この影響を調べるため，降雨の影響が無い雰囲気

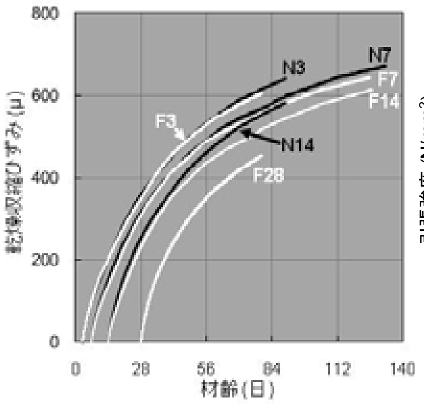


図3.3　材齢と乾燥収縮ひずみの関係

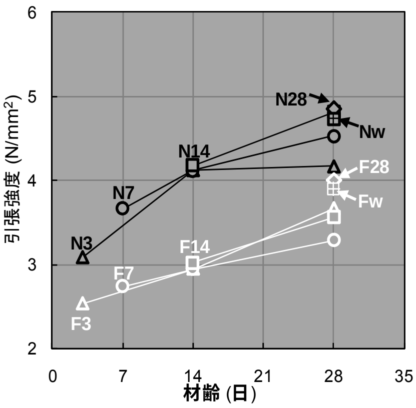


図3.4　引張強度の経時変化

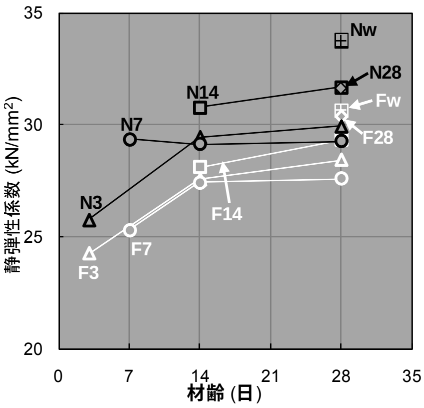


図3.5　静弾性係数の経時変化

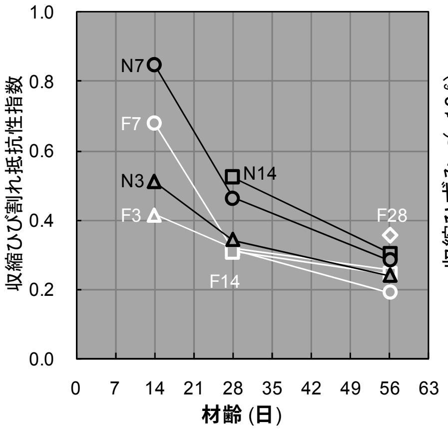


図3.6　収縮ひび割れ抵抗性指数の経時変化

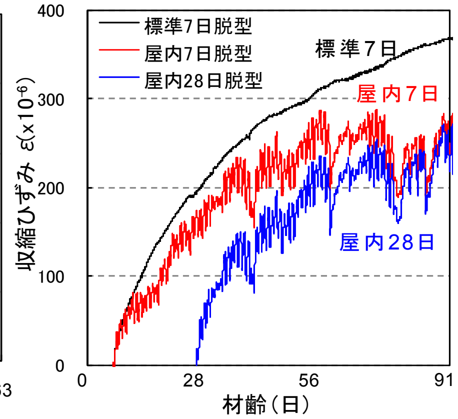


図3.7　温湿度変動雰囲気における乾燥収縮ひずみの変化

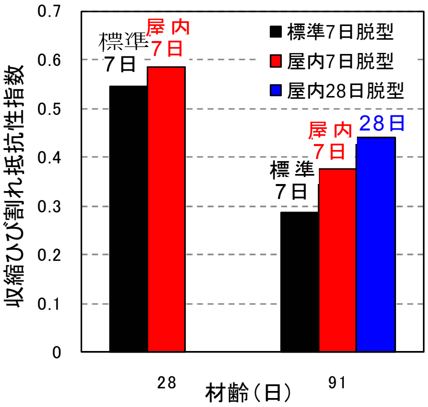


図3.8　ひび割れ抵抗性に及ぼす暴露環境の影響

気に冬季間コンクリートを曝露し（平均気温9.0℃，平均相対湿度51.2%），そのひび割れ抵抗性を調べた．その結果，使用材料，配合，養生といったコンクリートに係わる要因とともに，実環境における温湿度の長･短期的な変動の影響も，ひび割れ抵抗性の評価におい

て十分に考慮する必要があることが分かった（図3.7，3.8）．

④乾燥収縮が与えるコンクリート構造物のせん断耐力への影響

実験概要：コンクリートの配合

RCはり供試体に乾燥収縮による収縮ひび割れを発生させるため，配合および使用材料によって乾燥収縮量を変化させたコンクリートを製造した．単位水量315kg/m^{3}と大きくし，圧縮強度を約30N/mm^{2}とした．単位水量の増大に伴うブリーディングの発生を，石灰石微粉末を細骨材に置換するとともに，分離低減剤を混入することによって抑制させた．配合は**表－1**に示す全4種類である．配合A，Bでは，2種類の収縮量が比較的大きいとされる粗骨材を使用した．配合Cでは，同一配合に対して膨張材20kg/m^{3}をセメントに置換することで，ひび割れの発生が懸念される材齢初期の急激な乾燥収縮を，初期膨張により低減した．配合Dでは，膨張材と収縮低減剤により，乾燥収縮を抑制させた．なお，配合C，Dの粗骨材には，一般的なものを用いた．

表－1　コンクリートの配合

配合名	W/B (%)	単位量（kg/m^3）										
		水 W	セメント C	膨張材 Ex	石灰石微粉末 L	細骨材 S	粗骨材 G1	粗骨材 G2	粗骨材 G3	収縮低減剤 SRA	分離低減剤 V	AE剤
A	60	315	525	—	200	350	682	—	—	—	2	0.16
B	60	315	525	—	200	350	—	692	—	—	2	0.16
C	60	315	505	20	200	350	—	—	735	—	2	0.16
D	60	299	505	20	200	350	—	—	735	16	2	0.26

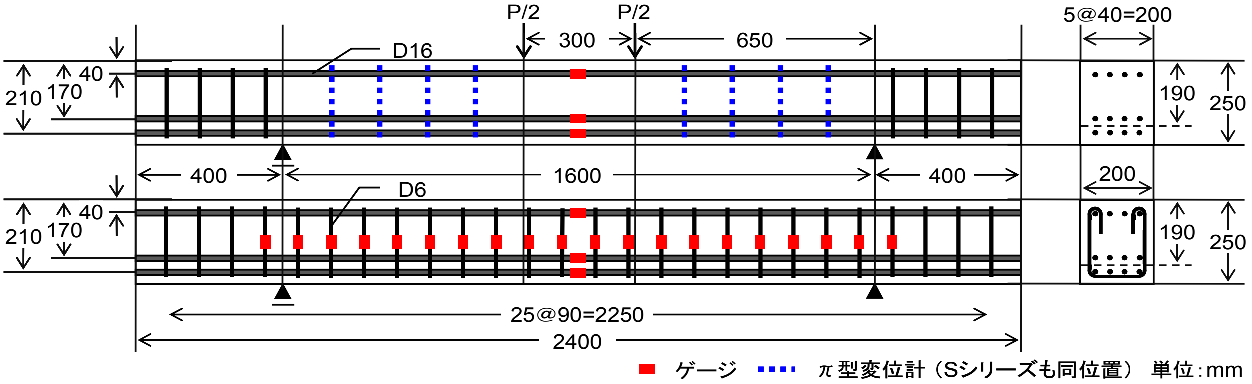
実験概要：供試体概要

(1) RC はり供試体

RCはりの供試体諸元を**表－2**に，供試体の形状寸法を**図－1**に示す．作製したRCはり供試体は，せん断補強筋のないRCはり供試体（N）と，せん断補強筋を有する供試体（S）の2種類である．せん断補強筋の有無のRCはり供試体それぞれについて，7体ずつ，合計14体作製した．供試体名は，せん断補強筋の無有（N，S），配合（A，B，C，D），同一条件供試体の分類（1，2）を順に示している．

表－2　RCはり供試体の諸元

供試体シリーズ	軸方向鉄筋（D16）			せん断補強筋（D6）			設計荷重			
	降伏強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	引張鉄筋比 (%)	降伏強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	せん断補強筋比 (%)	曲げひび割れ発生荷重 (kN)	斜めひび割れ発生荷重 (kN)	せん断補強筋降伏荷重 (kN)	曲げ破壊荷重 (kN)
N	1039	175	4.18	357	190	—	29	134	—	340
S	1039	175	4.18	357	190	0.29	29	134	217	340



図－1　RCはり供試体の形状寸法

載荷前の供試体に及ぼす収縮の影響を把握するため，コンクリートの打込み直後を原点として，載荷試験までの軸方向鉄筋およびせん断補強筋のひずみの経時変化を，**図－1**に示す位置において測定した．なお，ひずみの計測には，自己温度補償型のひずみゲージを用いた．

作製したRCはり供試体は，打込み終了後，打込み面をラップフィルムで覆って封緘状態とした．24時間後に全面を脱型し，室内環境において気乾養生を行なった．なお，養生中の自重による拘束の影響を緩和するため，供試体の下面にコロを設置し，床との摩擦を低減させた．

(2) 無拘束角柱供試体

コンクリートの自由収縮ひずみを測定するため，100×100×400mmの無拘束角柱供試体を，各RCはり供試体の作製に合わせて3体ずつ作製した．RCはり供試体と同じ養生を行い，脱型を行った材齢24時間後から，コンタクトゲージ法（JIS A 1129-2）により自由収縮ひずみを測定した．無拘束角柱供試体は，RCはり供試体と体積および比表面積が異なるため，収縮量の直接的な比較はできないが，材料特性の把握を目的として計測した．

(3) 強度試験用供試体

載荷時の圧縮強度および割裂引張強度を測定するため，直径100mm，高さ200mmの円柱供試体を，各試験用に3体，合計6体を，それぞれ各RCはり供試体とともに作製した．養生はRCはり供試体と同じとした．

実験概要：載荷試験方法

RCはり供試体の載荷試験は，**図－1**に示すように2点集中荷重による静的載荷とした．載荷試験中は，荷重，スパン中央部のたわみ，各種鉄筋ひずみを計測するとともに，ひび割れ進展状況についても目視で観察した．

実験結果：コンクリートの強度特性

RCはり供試体の載荷試験材齢におけるコンクリートの圧縮強度，ヤング係数，割裂引張強度を**表－3**に示す．これらの値は，同程度であり，供試体間のばらつきは小さい．したがって，以下のRCはり供試体の載荷試験の議論では，同等の強度レベルのコンクリートを用いた供試体の検討を行うことになる．

表－3　コンクリートの強度特性

供試体名	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	割裂引張強度 (N/mm^2)
NA1	110	30.2	19.0	2.58
NA2	109	30.8	18.8	2.60
NB1	101	29.7	17.5	2.59
NC1	64	29.5	20.8	2.57
NC2	59	28.1	19.8	2.57
ND1	28	26.8	19.7	2.41
ND2	35	30.4	19.7	2.44
SA1	111	29.5	19.0	2.47
SA2	108	29.8	18.6	2.69
SB1	102	29.1	18.6	2.52
SC1	65	29.1	20.5	2.41
SC2	60	27.2	18.2	2.48
SD1	29	27.1	18.4	2.27
SD2	37	29.7	19.7	2.28

表－4　載荷試験直前の各鉄筋ひずみ・収縮応力

供試体名	上段鉄筋ひずみ ($\times10^{-6}$)	中段鉄筋ひずみ ($\times10^{-6}$)	下段鉄筋ひずみ ($\times10^{-6}$)	補強筋ひずみ ($\times10^{-6}$)	引張縁収縮応力 (N/mm^2)	鉛直方向収縮応力 (N/mm^2)
NA1	-199	-128	-101	—	3.26※	—
NA2	-183	-132	-131	—	3.40※	—
NB1	-203	-130	-118	—	3.54※	—
NC1	-103	-105	-101	—	2.32※	—
NC2	-124	-97	-79	—	2.26※	—
ND1	16	25	23	—	-0.43	—
ND2	19	2	-4	—	-0.14	—
SA1	-181	-133	-134	-284	3.41※	0.19
SA2	-204	-141	-96	-326	3.34※	0.22
SB1	-187	-127	-103	-283	3.16※	0.19
SC1	-126	-97	-98	-86	2.44※	0.06
SC2	-126	-78	-67	-79	2.07※	0.05
SD1	16	21	16	105	-0.40	-0.07
SD2	10	7	-7	149	-0.07	-0.10

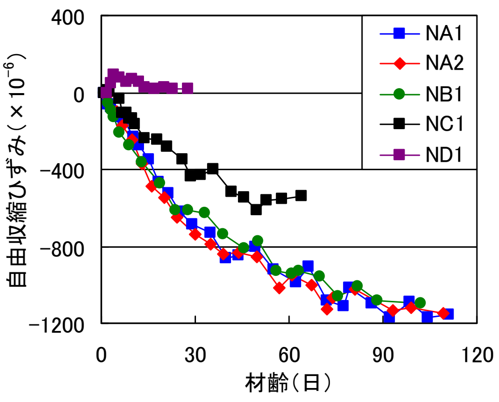
※ひび割れの発生が確認されたので参考値とする

実験結果：養生期間中に生じたひずみ

無拘束角柱供試体に生じた自由収縮ひずみの経時変化の代表例を**図－2**に，載荷試験開始直前の各鉄筋ひずみの値を**表－4**に示す．

無拘束供試体で計測したコンクリートの自由収縮ひずみの最終値は，A，Bシリーズでは，いずれにおいても1000×10^{-6}以上の大きな収縮ひずみとなった．Cシリーズでは，膨張材による初期膨張を示した後，乾燥収縮が進行したため，間接的に収縮ひずみが低減された．そして，Dシリーズでは，膨張材と収縮低減剤の効果により，ほぼ無収縮となった．なお，C，Dシリーズでは，材齢1日までの膨張量は含まれていない．

各位置の鉄筋ひずみに関しても，配合によるコンクリートの収縮の違いが同様に確認された．なお，収縮ひび割れ発生時の鉄筋ひずみの変化は明確ではなかった．



図－2　自由収縮ひずみの経時変化

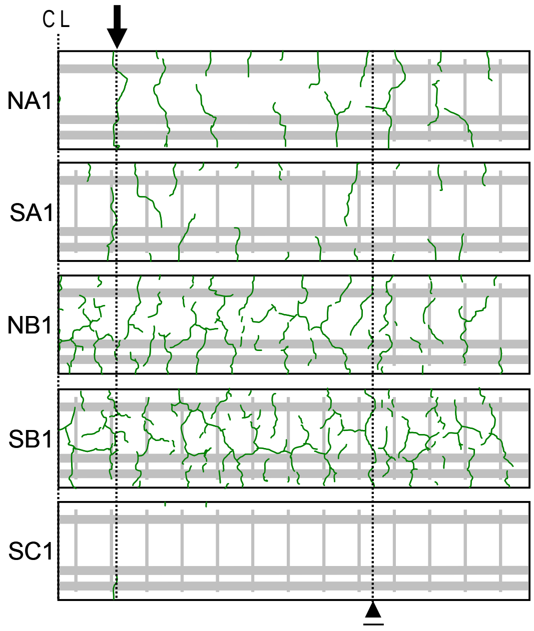
実験結果：収縮応力と収縮ひび割れの関係

各RCはり供試体の載荷試験開始直前の各鉄筋ひずみより求めた収縮応力の値を**表－4**に，養生期間中に収縮ひび割れの生じたA,B,Cシリーズのひび割れ図の代表例を**図－3**に示す．ここで，引張縁の収縮応力は，軸方向鉄筋ひずみの実測値から全断面有効の平面保持を仮定し，軸方向の力の釣合いから算出した．A，B，Cシリーズではひび割れが生じたため，参考値である．鉛直方向の収縮応力は，せん断補強筋とコンクリートの鉛直方向の力の釣合いから求めた．

A，Bシリーズでは，引張縁において引張強度を上回る収縮応力を生じ，多数のひび割れが確認された．収縮応力やひび割れ分布から判断し，鉛直方向のひび割れは幅方向に貫通しているものと考えられる．また，特にA2，Bシリーズでは，鉛直方向のひび割れのみならず，横方向や斜め方向への収縮ひび割れの進展も確認された．これは，脱型時の室内の相対湿度が低かったため，材齢初期からの急激な乾燥により表層の乾燥収縮が大きくなり，コンクリートの内部拘束によって,表層部分にひび割れが発生したものと思われる.なお，せん断補強筋に約300×10^{-6}と大きな収縮ひずみが生じているが，せん断補強筋比が軸方向鉄筋比に比べ小さいため，収縮応力はほとんど生じていない．そのため，せん断補強筋の有無によるひび割れの進展への影響は見られなかった．

Cシリーズは，A，Bシリーズよりも収縮応力が低減されたが，収縮ひび割れがわずかながら確認された．ただし，ひび割れは上下縁に留まって進展はほとんど確認されず，また本数も少ないことから，斜めひび割れの発生に影響はほとんど無いと考えられる．

Dシリーズでは，載荷直前の軸方向鉄筋ひずみが小さく，コンクリートにもほとんど応力が生じなった．ひび割れの発生も確認されなかった．



図－3　収縮ひび割れ図

表－5　載荷試験結果一覧

供試体名	斜めひび割れ発生荷重 Pvc 実験値 (kN)	計算値 (kN)	実験値/計算値	収縮考慮計算値 (kN)	実験値/収縮考慮計算値	最大荷重 Pmax (kN)	Pmax-Pvc (kN)
NA1	112	134	0.84	116	0.97	151	39
NA2	96	135	0.71	118	0.81	167	71
NB1	97	133	0.73	115	0.84	133	36
NC1	125	133	0.94	122	1.02	170	45
NC2	123	131	0.94	119	1.03	157	34
ND1	124	129	0.96	131	0.95	218	94
ND2	131	134	0.98	136	0.96	162	31
SA1	110	133	0.83	116	0.95	255	145
SA2	100	133	0.75	115	0.87	260	160
SB1	102	132	0.77	115	0.89	258	156
SC1	122	132	0.92	120	1.02	283	161
SC2	117	129	0.91	118	0.99	267	150
SD1	129	129	1.00	131	0.98	281	152
SD2	136	133	1.02	134	1.01	297	160

実験結果：RC はり供試体の載荷試験結果

(1) **荷重とたわみの関係**

荷重とスパン中央部のたわみの関係の代表例を**図－4**に，載荷試験の結果一覧を**表－5**に示す．図中には，二羽式による斜めひび割れ発生荷重の計算値と修正トラス理論によるSシリーズの最大荷重の計算値を示した．

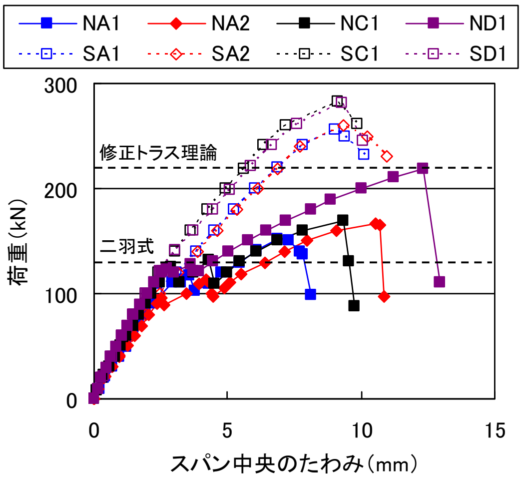
Nシリーズでは，斜めひび割れ発生に伴う急激な荷重の低下後，数回の荷重の増減を経た後に最大荷重が計測され，破壊に至った．Sシリーズでは，斜めひび割れ発生に伴う急激な荷重低下は起きず，斜めひび割れにかかるせん断補強筋の降伏後，破壊に至った．

(2) **斜めひび割れ発生荷重**

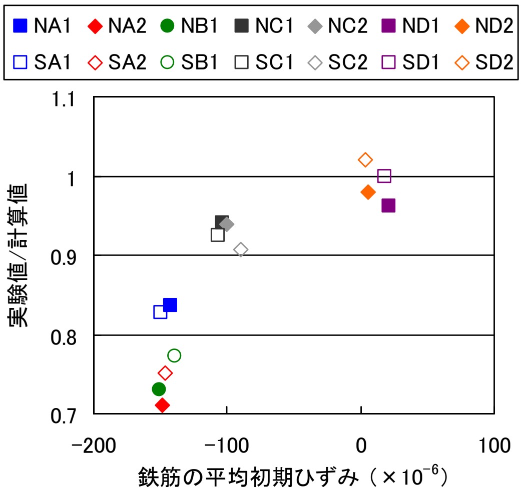
各供試体の軸方向鉄筋の平均初期ひずみに対する，斜めひび割れ発生荷重の計算値と実験値の比を**図－5**に，Nシリーズにおける各供試体の終局時の破壊側スパンのひび割れ進展

状況を**図－6**に示す．

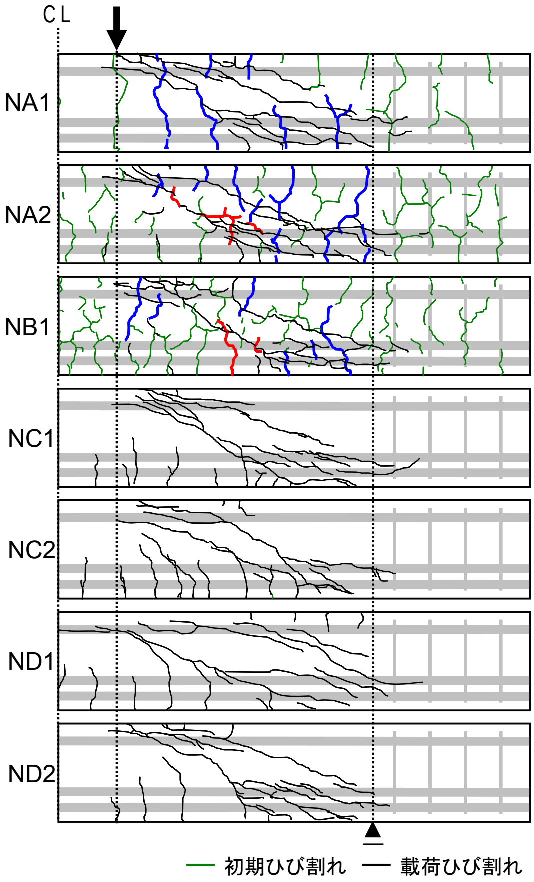
図－5より，無収縮供試体であるDシリーズの斜めひび割れ発生荷重がほぼ計算値と一致しているのに対し，鉄筋の収縮ひずみが大きい供試体ほど実験値が低下していることがわかる．これは収縮による体積変化を鉄筋が拘束することによって生じた収縮応力および収縮ひび割れによるものと考えられる．また，収縮ひび割れの生じたA，Bシリーズでは，斜めひび割れ発生荷重のばらつきが他よりも大きかった．このばらつきは，収縮ひび割れの方向の違いによるものである．低下割合の大きいNA2，SA2，NB1，SB1では，収縮ひび割れが横および斜め方向に生じていたことで**図－6**中の赤線に示す収縮ひび割れが斜めひび割れを誘発したと考えられる．



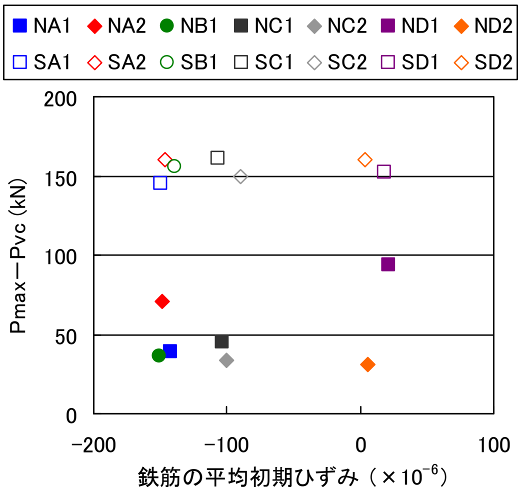
図－4　荷重とスパン中央部のたわみの関係



図－5　斜めひび割れ発生荷重の計算値に対する実験値の比



図－6　終局時のひび割れ進展状況（Nシリーズ破壊側）



図－7　斜めひび割れ発生後の荷重の増加

(3) 斜めひび割れ発生後の荷重の増加量

図－7に，軸方向鉄筋の平均初期ひずみに対する，斜めひび割れ発生荷重（Pvc）後から最大荷重（Pmax）までの荷重の増加（Pmax-Pvc）を示す．せん断補強筋のない供試体（N）の無収縮供試体であるDシリーズにおいては，斜めひび割れが載荷点下に進展し，タイドアーチを形成し，荷重が増加した．また，ND1とND2では，荷重の増加量にばらつきが見られ

た．これは，ND2において斜めひび割れ発生後，タイドアーチを形成したが，新たに生じた斜めひび割れが載荷点上に貫通し，斜め引張破壊のような破壊形態に遷移したためである．

次に，収縮応力の生じたCシリーズでは，いずれもせん断圧縮破壊であったが，荷重の増加量がDシリーズよりも低下する傾向を示した．これは，**図－6**の斜めひび割れの載荷点下に潜り込む角度が，収縮応力により増大した結果，せん断力に抵抗する圧縮部コンクリート面積が小さくなるとともに，斜めひび割れ部のかみ合い作用による抵抗が減少したことが，最大荷重の低下につながったと考えられる．

一方，収縮ひび割れの生じていたA･Bシリーズは斜め引張破壊であったが，せん断圧縮破壊であるC･Dシリーズと同等かそれ以上にまで荷重の増加が見られた．これは**図－6**中の青線で示す鉛直方向に伸びた収縮ひび割れが，斜めひび割れの進展を阻害することで進展が遅くなり，斜めひび割れ発生後の耐力の増加につながったと思われる．なお，耐力増加量のばらつきは，鉛直方向に進展した収縮ひび割れの本数に依存するものと思われる．

せん断補強筋を有する供試体（S）の斜めひび割れ発生後の荷重の増加分は，収縮ひずみの違いによらずほぼ同等であった．これは，斜めひび割れの発生によってせん断補強筋に蓄積されていた応力が解放され，せん断補強筋が受け持つ荷重の負担分が，斜めひび割れ発生後は同等であったためと考えられる．これは，自己収縮の影響を検討した既往の研究[2)]においても確認されている．したがって，せん断補強筋を有する供試体の収縮によるせん断耐力への影響は，斜めひび割れ発生時に生じた収縮応力による低下分および，収縮ひび割れによる斜めひび割れの誘発による低下分のみであると考えられる．

収縮を考慮した斜めひび割れ発生荷重の算定式

高強度コンクリートに生じる自己収縮による体積変化の影響を考慮した斜めひび割れ発生強度の算定式が河金らによって提案されている．ここでは，せん断抵抗要素である，圧縮部コンクリート，ひび割れ面でのかみ合い，ダウエル作用の影響を総合的に評価し得る指標のひとつとして，引張鉄筋比に着目している．すなわち，引張鉄筋ひずみ変化量が収縮によって大きくなることでひび割れ幅が増大することは，機能的には，引張鉄筋比が小さいことでひび割れ幅が大きくなることと等価であるとし，せん断ひび割れ発生強度の影響を式(1)で示す等価引張鉄筋比の概念を用いて評価している．

$$P_{s,e} = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_s - \varepsilon_{s0,def}} P_s \qquad (1)$$

ここで，ε_s：斜めひび割れに発達する曲げひび割れ発生断面における，コンクリート引張部を無視した曲げ理論を用いて求めた斜めひび割れ発生時の引張鉄筋ひずみ，$\varepsilon_{s0,def}$：引張鉄筋位置でのコンクリート応力がゼロ状態の時の引張鉄筋ひずみ，である．

なお，斜めひび割れに発達する曲げひび割れ発生断面は，本研究の実験結果も踏まえ，河金らの研究と同様に載荷位置から1.5d（有効高さ）離れた断面を用いた．また，$\varepsilon_{s0,def}$の具体的な計算方法も，河金らの研究に従った．

この等価引張鉄筋比を，今回の実験の強度レベルを対象に含む二羽式に組み込み，乾燥収縮による影響を考慮したせん断ひび割れ発生強度を，式(2)で計算した．

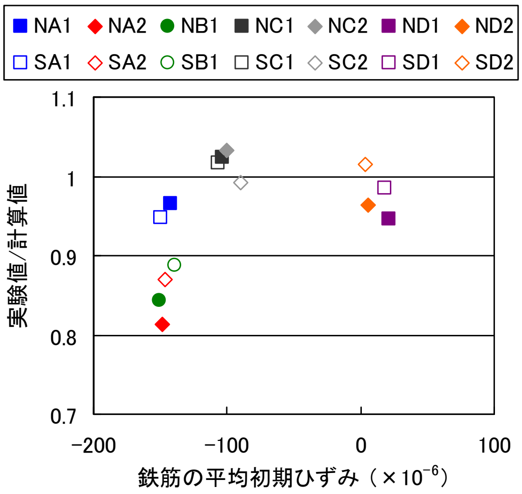
$$\tau_C = 0.2 f_C'^{1/3} \left(100 p_{s,e}\right)^{1/3} \left(d/10^3\right)^{-1/4} \left(0.75 + 1.4/(a/d)\right) \qquad (2)$$

式(2)による計算結果一覧を**表－5**に，軸方向鉄筋の平均初期ひずみごとに，斜めひび割れ発生荷重の収縮の影響を考慮した計算値に対する実験値の比を**図－8**に示す．

図－8より，収縮の影響を考慮することで，収縮ひび割れの影響のないC，Dシリーズの斜めひび割れ発生荷重がほぼ計算値と一致した．一方，収縮ひび割れが生じたA，Bシリーズでは，実験値が大きいA1では計算値と近い値となったが，A2，B1シリーズでは計算値よりも最大で2割程度小さくなった．

これらより，収縮応力を受ける普通強度のRCはり供試体の斜めひび割れ発生荷重は，斜めひび割れを誘発するような収縮ひび割れを生じていない場合には，等価引張鉄筋比の概念を二羽式に用いることで，評価可能であると考えられる．一方，斜めひび割れを誘発するような収縮ひび割れを生じている場合には，過小評価するため注意が必要である．

なお，本研究で用いたRCはり供試体の有効高さは190mmの1種類のみである．寸法効果を含めた適用性については，今後の検討課題である．



図－8　収縮の影響を考慮した斜めひび割れ発生荷重の計算値に対する実験値の比

まとめ

本研究では，乾燥収縮によって発生した収縮応力および収縮ひび割れを導入したRCはり供試体の載荷試験を行い，収縮応力および収縮ひび割れがせん断耐力に及ぼす影響を検討した．本実験の範囲内において得られた知見を以下に示す．

1) 乾燥収縮による収縮応力の増加によって，斜めひび割れ発生荷重が低下した．収縮ひび割れが生じた場合には，ひび割れの進展状況によって斜めひび割れを誘発することがあり，斜めひび割れ発生荷重のばらつきが大きくなった．
2) 鉛直方向に収縮ひび割れが存在する場合，せん断補強筋のない供試体では，斜めひび割れ発生後に収縮ひび割れが斜めひび割れの進展を阻害し，最大耐力が増加した．
3) せん断補強筋を有する供試体の斜めひび割れ発生後の荷重の増加分は，収縮の大小に

よらずほぼ同等であった.

4）斜めひび割れ発生荷重の低下は，収縮ひび割れが生じない範囲では，既存の等価引張鉄筋比の概念を二羽式に用いることで，比較的精度よく評価できることを確認した．斜めひび割れを誘発するような収縮ひび割れが生じた場合には，過小評価した.

⑤高温履歴を受ける高炉スラグコンクリートに発生する微細損傷機構の解明

若材齢のコンクリートが硬化過程において高温履歴を受けると，粗骨材とモルタルの体積変化の不適合により微視的温度応力が生じ，モルタルに微細損傷が発生することにより，コンクリートの力学的特性が低下することを示した。

アコースティック・エミッション（AE）は，材料の亀裂の発生や進展などの破壊に伴って発生する弾性波である。AE法を活用すれば，高温履歴を受けるコンクリート中に発生する微細損傷の発生時期や，亀裂の大きさや形態を分析できる可能性がある。

AE法をコンクリートに適用した事例は数多いが，打込み直後から高温履歴を受けた硬化過程にあるコンクリートに適用された事例は皆無であった。計測にあたっては，2つの困難があった。1つは，打込み直後からのAEを計測するため，コンクリートに直接AEセンサーを設置できないことであり，もう1つはノイズの除去である。

1つ目の問題は，ウェーブガイドを用いて解決した。図1に示すステンレス製のウェーブガイドを作製した。25mm径のステンレス鋼材から，AEセンサーを乗せて固定するイスの部分を除いて直径が4mmになるまで切削した。直径が4mmの部分をコンクリートに埋め込んでウェーブガイドとした。事前の検討により，異形鉄筋などをウェーブガイドとして使用すると，コンクリートの体積変化をウェーブガイドが拘束して，ひび割れが発生することによりAEが発生することも明らかとなっていた。

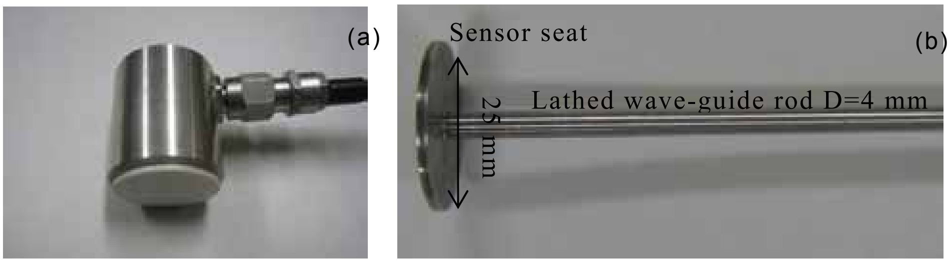


図1 (a) AEセンサーと(b)ウェーブガイド

2つ目の問題はノイズであった。高温履歴を与える手法はいくつかあるが，温度制御装置内にブリキ製の型枠に打込んだコンクリートを静置して高温履歴を与えた。型枠とコンクリートの間にはテフロンシートを配置し，型枠とコンクリートの摩擦を軽減した。温度制御装置の動力部から伝わる振動を除去するため，型枠の下にクッション材を置いた。AEのしきい値を40dBとすることで，ノイズをほぼ除去できた。

表1　コンクリートおよびモルタルの使用材料と配合

Mixture	Water (kg/m^3)	OPC (kg/m^3)	GGBFS (kg/m^3)	Pit-sand (kg/m^3)	Fine LWA (kg/m^3)	Coarse aggregate (limestone) (kg/m^3)	Coarse aggregate (andesite) (kg/m^3)	SP (kg/m^3)	w/b ratio
M-O-30	256	853	-	1214	-	-	-	3.4	0.3
M-S-30	256	427	427	1158	-	-	-	3.4	0.3
M-S-LWA-30	256 (84)	427	427	384	613	-	-	4.3	0.3
C-O-L20-30	170	567	-	806	-	836**	-	4.0	0.3
C-S-L10-30	170	283	283	796	-	825*	-	3.7	0.3
C-S-L20-30	170	283	283	796	-	825**	-	4.0	0.3
C-S-L20-LWA -30	170 (56)	283	283	255	407	825**	-	4.3	0.3
C-S-A10-30	170	283	283	796	-	-	783*	3.7	0.3
C-S-A20-30	170	283	283	796	-	-	783**	4.0	0.3
C-S-A40-30	170	283	283	796	-	-	783***	4.3	0.3
C-O-L20-50	170	340	-	900	-	933**	-	0.0	0.5
C-S-L20-50	170	170	170	893	-	926**	-	0.0	0.5

() Internal curing water (calculated per proposal of Bentz (2005))

* Dmax=9.5mm; ** Dmax=19mm; *** Dmax=37.5mm

表1に，コンクリートおよびモルタルの配合，使用材料の情報をまとめた。水結合材比は2種類であるが主として30%の場合について検討した。高炉スラグ微粉末（比表面積4320cm^2/g）で普通セメントの50%を置換し，スラグコンクリートおよびスラグモルタルを作製した。内部養生効果を期待して，軽量細骨材も使用した。粗骨材の最大径が微細損傷の程度に影響するため，最大径もパラメータとした。粗骨材の熱膨張係数にも着目し，石灰石砕石（熱膨張係数6.1×10^{-6}／℃）と安山岩砕石（熱膨張係数12.2×10^{-6}／℃）の2種類の粗骨材を使用した。

図2と**式**1～4に，上記の実験パラメータを決定する根拠としたモデルを示した。無限体のマトリックス中に1個のインクルージョンが存在する場合を仮定した，弾性理論から求められる半径方向応力（σ_r）と接線方向応力（σ_t）である。半径方向の引張応力が大きくなれば，マトリックスが粗骨材から剥離する現象が起こり，接線方向の引張応力が大きくなると，粗骨材周囲に放射状のひび割れが発生すると考えている。後述するように高温履歴中に温度が硬化するときにAEが多発することから，微細損傷の主要因は，以下の4つであると考えている。

1）粗骨材とマトリックスの熱膨張係数の差

2）温度降下時のマトリックスの収縮（熱収縮と自己収縮）

3） 粗骨材の最大寸法
4） マトリックスのひび割れ抵抗性（ヤング係数，引張強度，伸び能力など諸要素を含む）

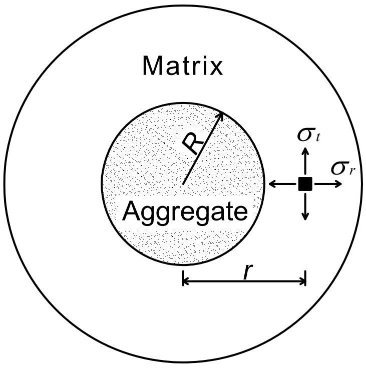


図2 粗骨材周囲の微視的温度応力のモデル

$$\sigma_r = P\left(R/r\right)^3 \qquad \text{（式1）}$$

$$\sigma_r = -P\left(R/r\right)^3 \qquad \text{（式2）}$$

ここに，R：粗骨材の半径，r：粗骨材の中心からの距離，Pは以下の式であらされる。

$$P = \frac{\Delta D_t + S_m}{\frac{1+\nu_m}{E_m} + \frac{1-2\nu_a}{E_a}} \qquad \text{（式3）}$$

$$\Delta D_t = \left(\alpha_m - \alpha_a\right)\Delta T \qquad \text{（式4）}$$

ここに，⊗Tは温度差，α：熱膨張係数，E：ヤング係数，ν：ポアソン比，S_m：マトリックスの自己収縮である。m，aはマトリックスと粗骨材の添字である。

図3に温度制御装置内の温度履歴を示した。配合により水和熱の程度が異なり，予備試験においてコンクリートおよびモルタル中の温度は若干異なった。配合ごとに，温度制御装置の温度履歴を微調整し，各供試体の最高温度が61±1℃となるようにした。

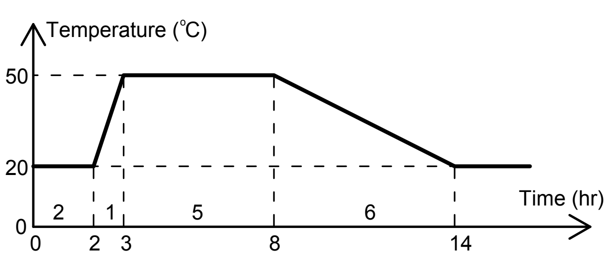


図3 温度制御装置内の温度履歴

図4に，打込み後に計測されたAEヒットを示す。水結合材比が30%の方が50%の場合よりもAEヒット数が多いことがわかる。大半のAEは温度降下時に発生している。水結合材比が30%の場合にAEヒット数が多いのは，スラグを含む場合で，石灰石粗骨材を用いた場合である。モルタルの熱膨張係数がスラグを含む場合にスラグを含まない場合よりも大きくなり，石灰石粗骨材の熱膨張係数との差が大きくなることが一因である。また，スラグを含む場合に，熱膨張係数が大きいだけでなく，自己収縮も加わって，温度降下時の収縮量が大きくなる結果も得られた。

図4を見ると, モルタルとの熱膨張係数の差がより小さくなる安山岩砕石を使用した場合にAEヒット数が小さくなることが分かる。また，内部養生効果を期待して使用した軽量細骨材を使用した場合は，AEヒット数が著しく軽減されている。

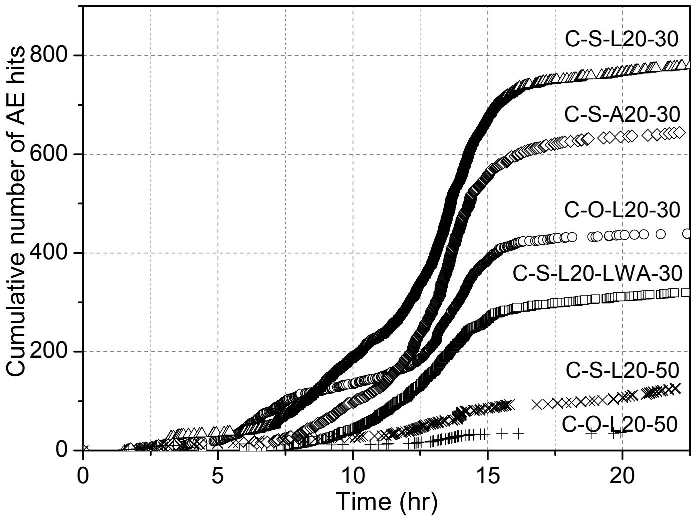


図4　累積のAEヒット数

図5には，累積AEヒット数と，引張強度の低下率との関係を示した。引張強度の低下率とは，同じ高温履歴を受けたコンクリートとモルタルの強度差から求めた指標である。モルタルにおいても細骨材の周囲に微細損傷は発生していると考えているが, 図2のモデルからも，骨材の径が大きいほど損傷の程度は大きくなると考えられる。モルタルの引張強度をマトリックスの持つ本来の引張強度に近いと考え，粗骨材が加えられたときの引張強度の低下により損傷の程度を分析しようとしたのである。

累積AEヒット数の大きいものほどモルタルと比較したときのコンクリートの引張強度の低下が大きくなっている。石灰石砕石を用い，高炉スラグを含む場合は，強度低下が30%を超えている。軽量細骨材の内部養生効果により損傷が抑制されたものについては，コンクリートがモルタルの引張強度をわずかながら上回っている。

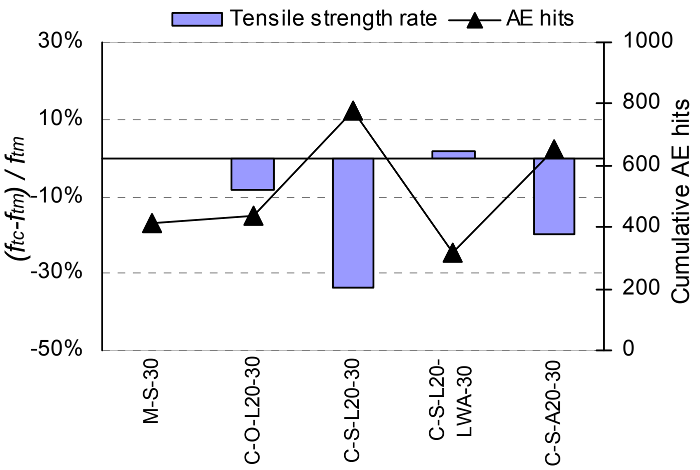


図5　累積AEヒット数と引張強度低下の関係（直接引張強度）

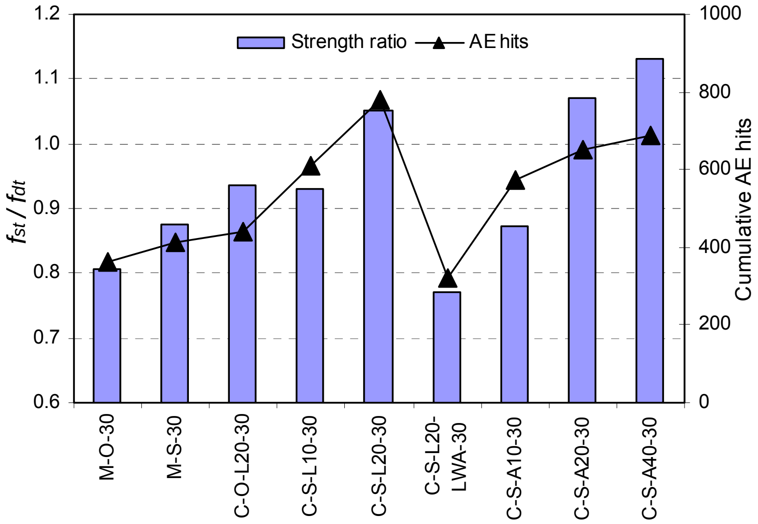


図6　累積AEヒット数と引張強度低下の関係（直接引張強度）

図6には，累積AEヒット数と，割裂引張強度と直接引張強度の比を示した。両者には明らかに相関が見られる。累積AEヒット数が多い場合，直接引張強度が割裂引張強度に比べて相対的に小さくなる傾向が明瞭に認められる。

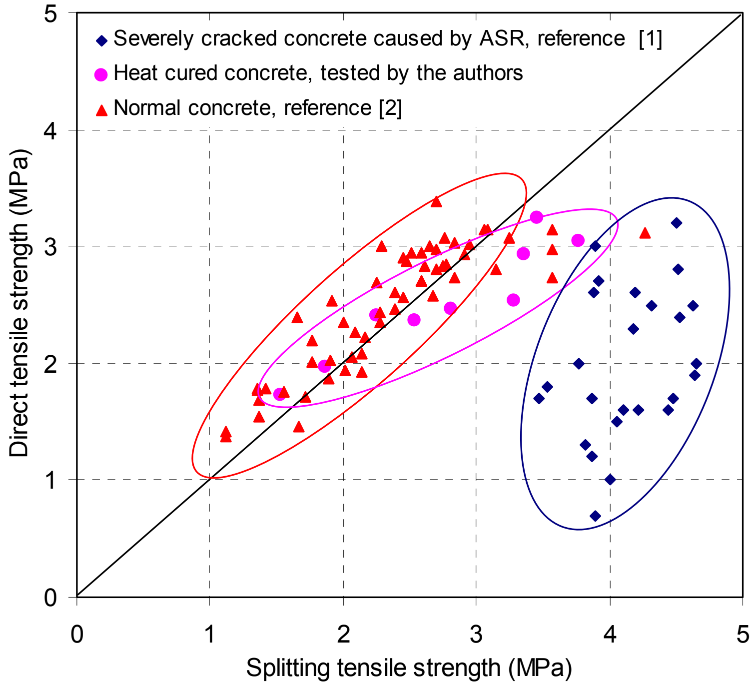


図7　各種条件における割裂引張強度と直接引張強度の関係

図7には，他の研究者の結果も含み，割裂引張強度と直接引張強度の関係を示したものである。ASRにより著しいひび割れが発生した実構造物から採取した75mmの直径のコアから得られた結果も示されている。引張強度試験前に著しいひび割れが発生している場合，割裂引張強度が直接引張強度を大きく上回る傾向が見られる。本稿で説明している筆者らが実施した高温履歴を与えた実験についても，ASRの事例ほどではないが，割裂引張強度が直接引張強度を上回る領域の結果を示している。

実構造物に発生するひび割れの発生機構は，割裂引張よりも直接引張に近いと思われる。温度応力解析の研究においては，正確に応力を計算するための研究が精力的になされているが，引張強度に関する研究も重要となるであろう。実構造物におけるひび割れを抑制する際にも，ここで述べた微細損傷に関する観点が一助となることを期待したい。

参考文献

1) Son, H.N. and Hosoda, A., “Detection of microcracking in concrete subjected to elevated temperature at very early age by acoustic emission”, 2010, Accepted for publication in Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 8, No.2

2) Son, H.N., Hosoda, A. and Watanabe, T., “Characterization of microcracking in very early age concrete subjected to elevated temperature by AE”, 2010, Accepted for publication in Proceeding of JCI Annual Convention.

（4） 合理的な構造細目の提案

現状の構造細目内の各規定のつながりについて調査を行い，仕様規定的な扱いの項目を，合理的なものに改善していくための一手を提示する．

そこでまず，現示方書の構造細目の各規定の関係性を探り，構造化することをその目的とし整理する．さらに，新たな構造細目規定の立案に資するため，新たな定着工法として使用の広がっている機械式定着具の，軸方向鉄筋定着部としての柱梁接合部への適用を目指す．ここでは，適用にあたり懸念事項として挙げられる，かぶりが薄い箇所での挙動，多方向から損傷を受けた後の性能，という2点に焦点を絞り，基礎的な検討を行った．

4-1　現示方書の構造細目の各規定の関係性の調査

1. 概要

コンクリート構造物に関わる設計基準体系が性能照査型へと移行する中，鉄筋のかぶりや配置を規定するコンクリート標準示方書の構造細目に関しては依然として仕様規定に近い項目が多く残されている．しかし構造細目に関しては，近年新たな定着具や継ぎ手工法の開発が行われる一方で，定着長やあき等の設計基準を見直すための研究は行われていない．今後これらの研究をすすめていくにあたり，①これまで不明瞭であった根拠を明確にすること，②長年に渡る改訂の中での構造細目の数値や基準の変遷を調査すること，③構造細目内での数値や基準の関係性を明らかにすること，の以上 3 点が必要である．

本章では③の目的を果たすために構造細目の中の各項目がどの規定に影響を与えるかを知る連関図を作成し，考察した．連関図とは，例えば，耐久性上かぶりの値を半分にする技術が開発された場合に，構造細目の中でどの規定に影響を与えるか，その影響を調節するためにどの値を変更する必要があるかなどが容易に分かるためのものである．この連関図は構造細目の改善を試みる際にも影響範囲の把握に有用である．

なお，本研究ではこの連関図を“構造細目曼荼羅”と名付ける．

2.　曼荼羅の作成方法

「2007 年制定　コンクリート標準示方書　設計編」内の構造細目から連関図を作成することとする．構造細目については示方書内で，本編と 5 編に記されている．「5 編　配筋詳細」の中の基準は本編の構造細目の具体例を示したものであるので，今回の調査では「本編　13 章　鉄筋に関する構造細目」，「本編　14 章　その他の構造細目」を対象として連関図を作成する．

次に本編 13 章，14 章の記述より，各規定がどのような項目から構成されているかを整理する．なお本報告書では，「かぶり」「あき」といった 13 章，14 章で 13.1，13.2，・・・と節に分けて記されているそれぞれ構造細目を 1 つの“規定”と定義し，また各規定内に記述された材料や構造の特性，また施工性や設計条件などを“項目”と定義する．

13 章中の「13.2　かぶり」を例にとると規定と項目は以下のようになる．

13.2　かぶり（本文：2007 年制定　コンクリート標準示方書　p186）
かぶりは，コンクリート構造物の性能照査の前提である付着強度を

確保するとともに，要求される耐火性，耐久性，構造物の重要度，施工誤差等を考慮して定めなければならない．ただし，かぶりは鉄筋の直径に施工誤差を加えた値よりも小さい値としてはならない．

規定：かぶり
項目：付着強度，耐火性，重要度，施工誤差，鉄筋の直径（鉄筋径）

さらにこれらの項目を「設計条件」「施工」「材料特性」「構造特性」に仕分けし，1 つの規定がどのような特性を持った項目から構成されているかを整理する．13.2 かぶり，13.3 あきについて整理すると以下の図 1，図 2 のようになる．

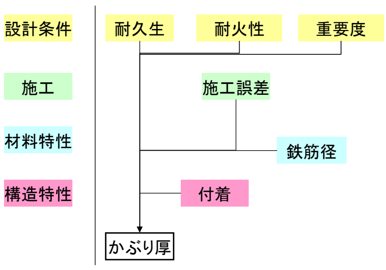


図 1　13.2 かぶり

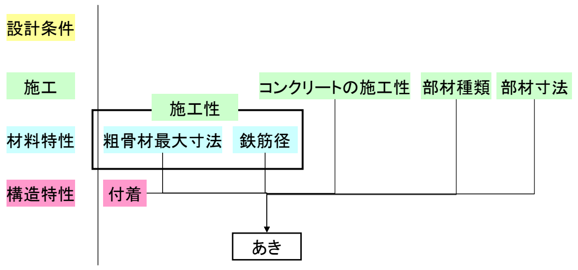


図 2　13.3 あき

上記のようにそれぞれの規定を整理したものを，重ね合わせて最終的な曼荼羅を作成する．このとき縦軸は図 1 と同じよう特性軸として，また横軸は Scale 軸とし，図 3 のようにまとめる．

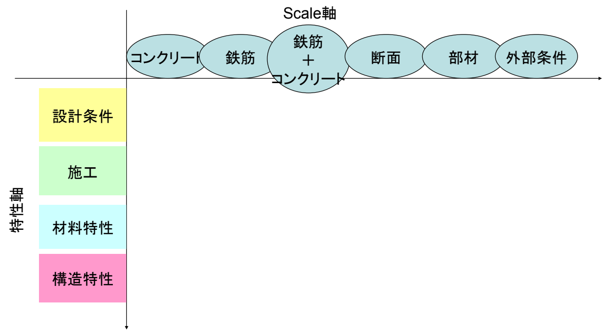


図 3　連関図の整理

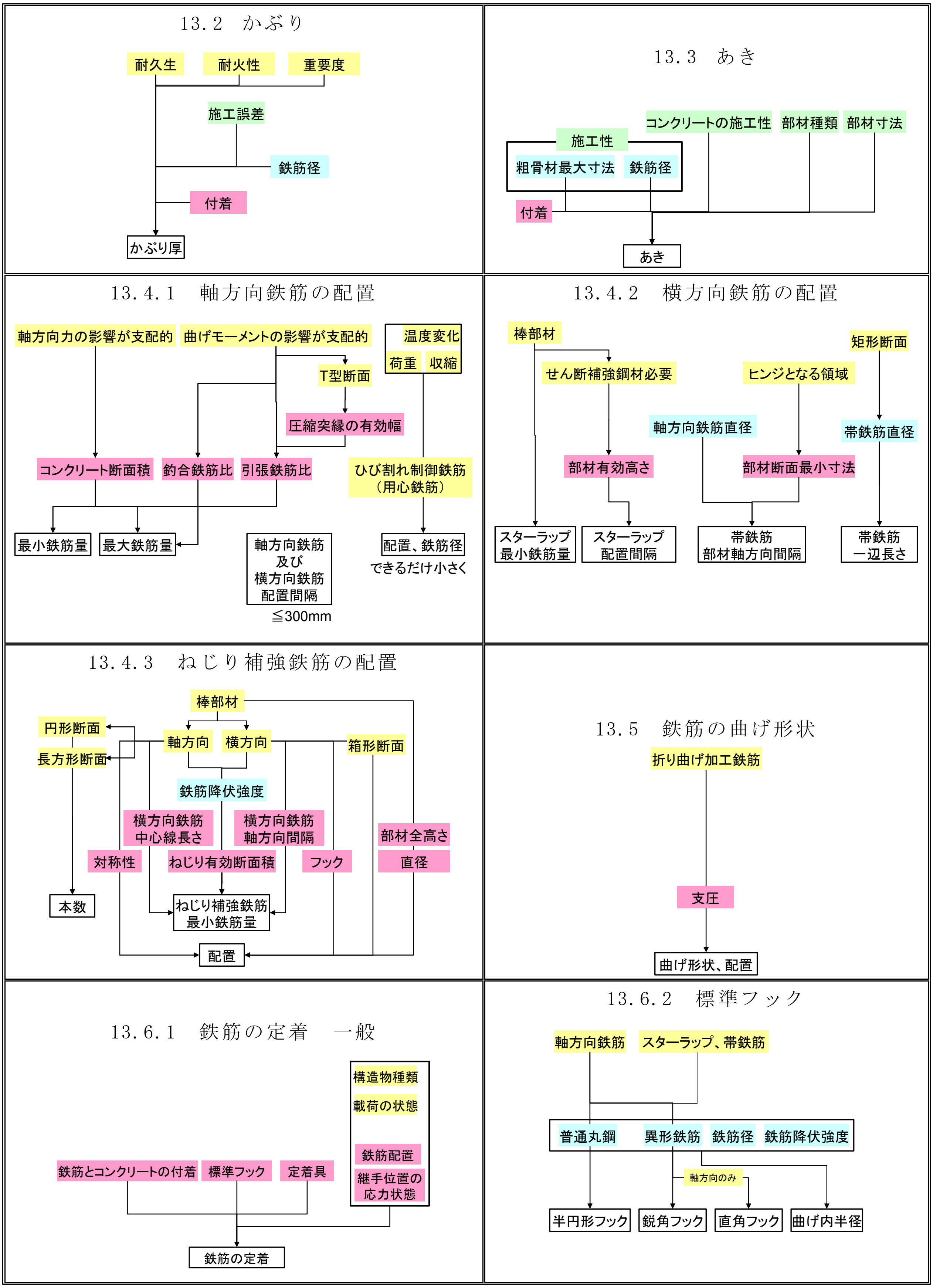
3.　構造細目曼荼羅

本節では 13 章及び 14 章の各規定を「設計条件」「施工」「材料特性」「構造特性」に仕分けし整理したものを表 1 表 2 に示す．

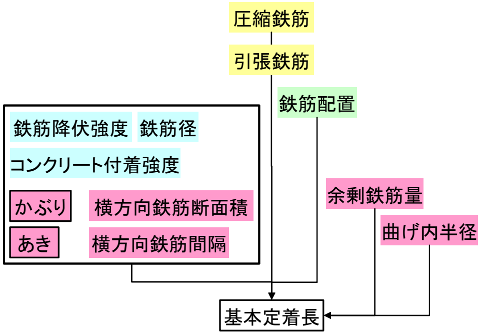
さらに図 3 に従い各規定を重ね合わせて作成した連関図を記す．なお曼荼羅では各規定の色を統一して整理している．

図 4 は 13.4 の鉄筋の配置を除いたもの，図 5 は 13.4.3 のねじり補強鉄筋の配置を除いたもの，図 6 は 13 章をまとめたもの，図 7 は 14 章をまとめたものである．

表 1　13 章各規定の整理



13.6.3 鉄筋の定着



13.7　鉄筋の継手

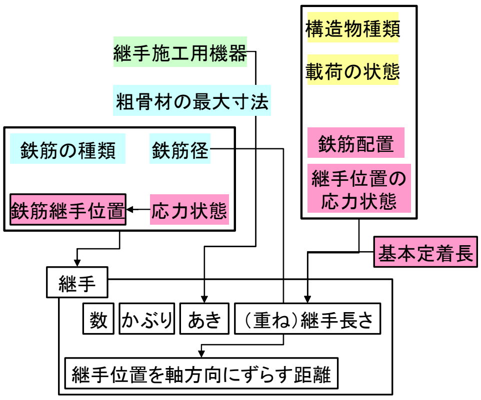
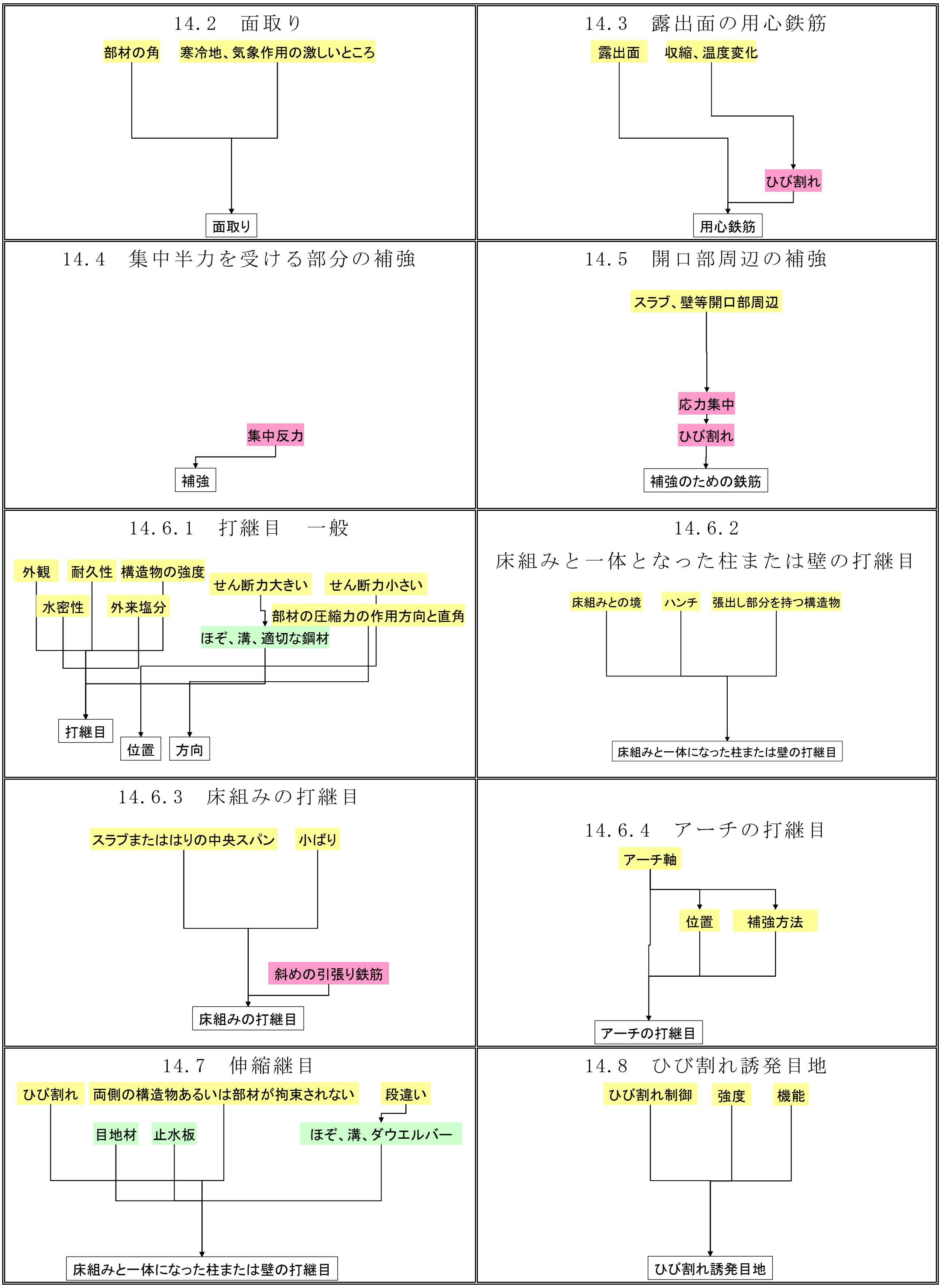
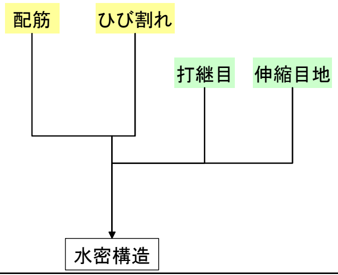


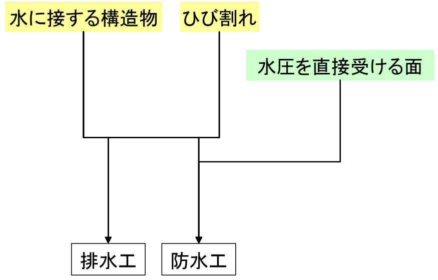
表 2　14 章各規定の整理



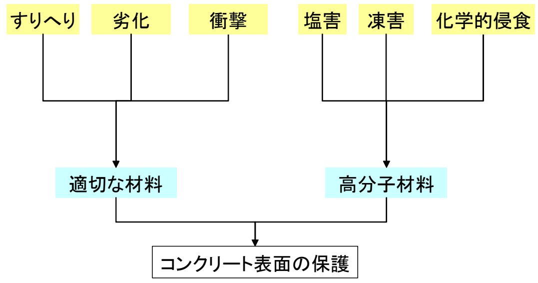
14.9　水密構造



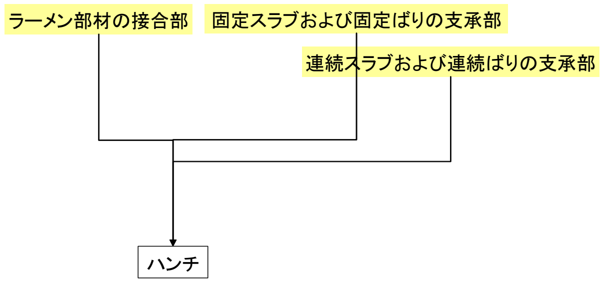
14.10　排水工および防水工



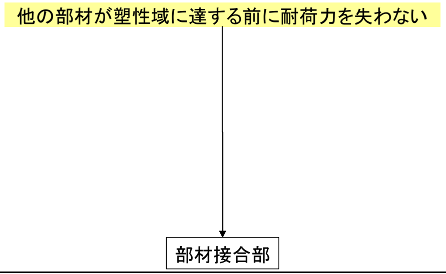
14.11　コンクリート表面の保護



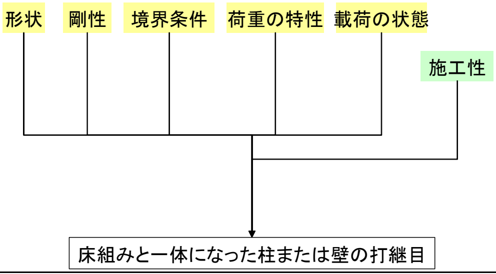
14.12　ハンチ



14.13　部材接合部



14.14　部材の構造細目



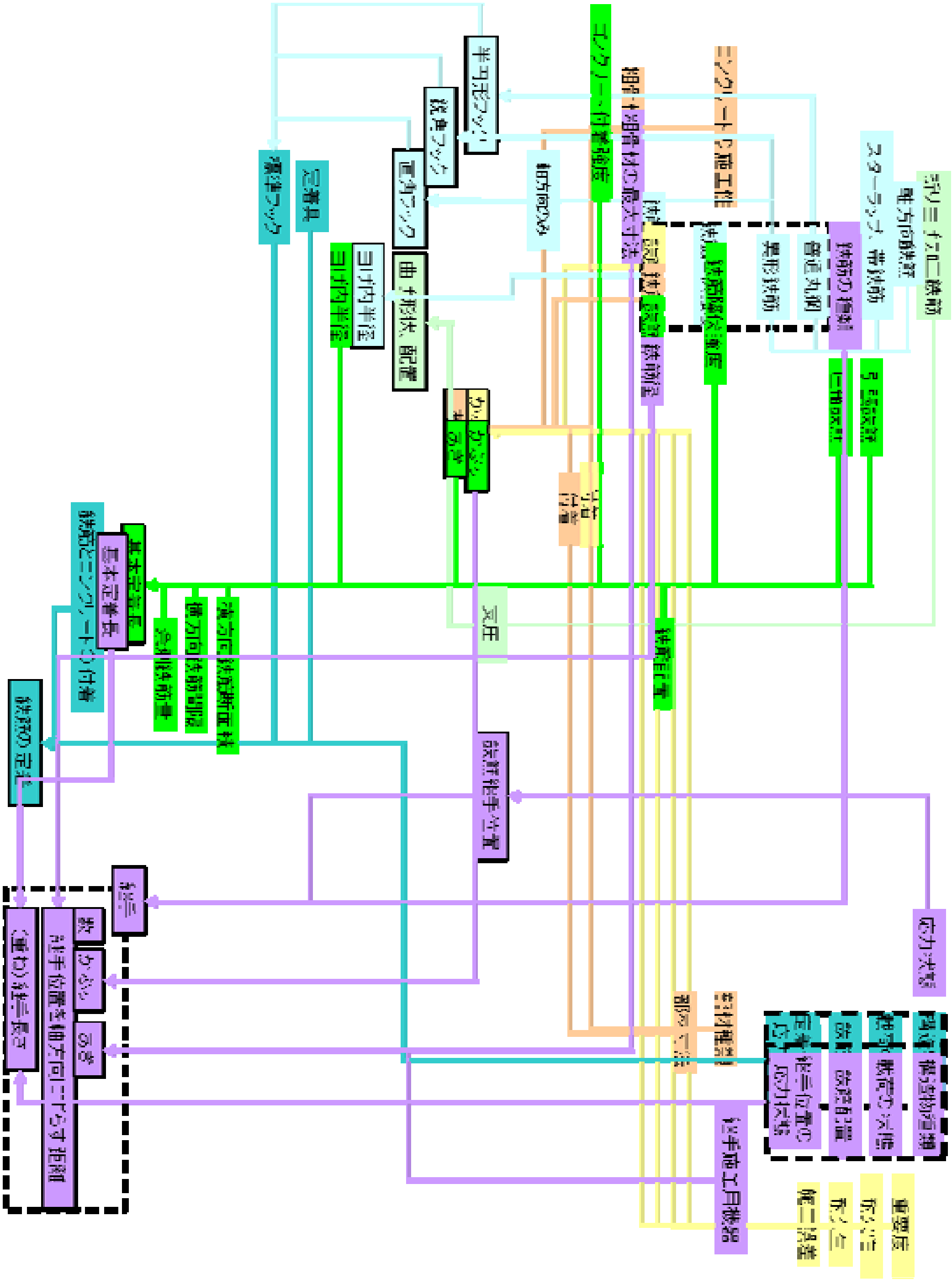


図 4　13 章構造細目曼荼羅（13.4 鉄筋の配置を除く）

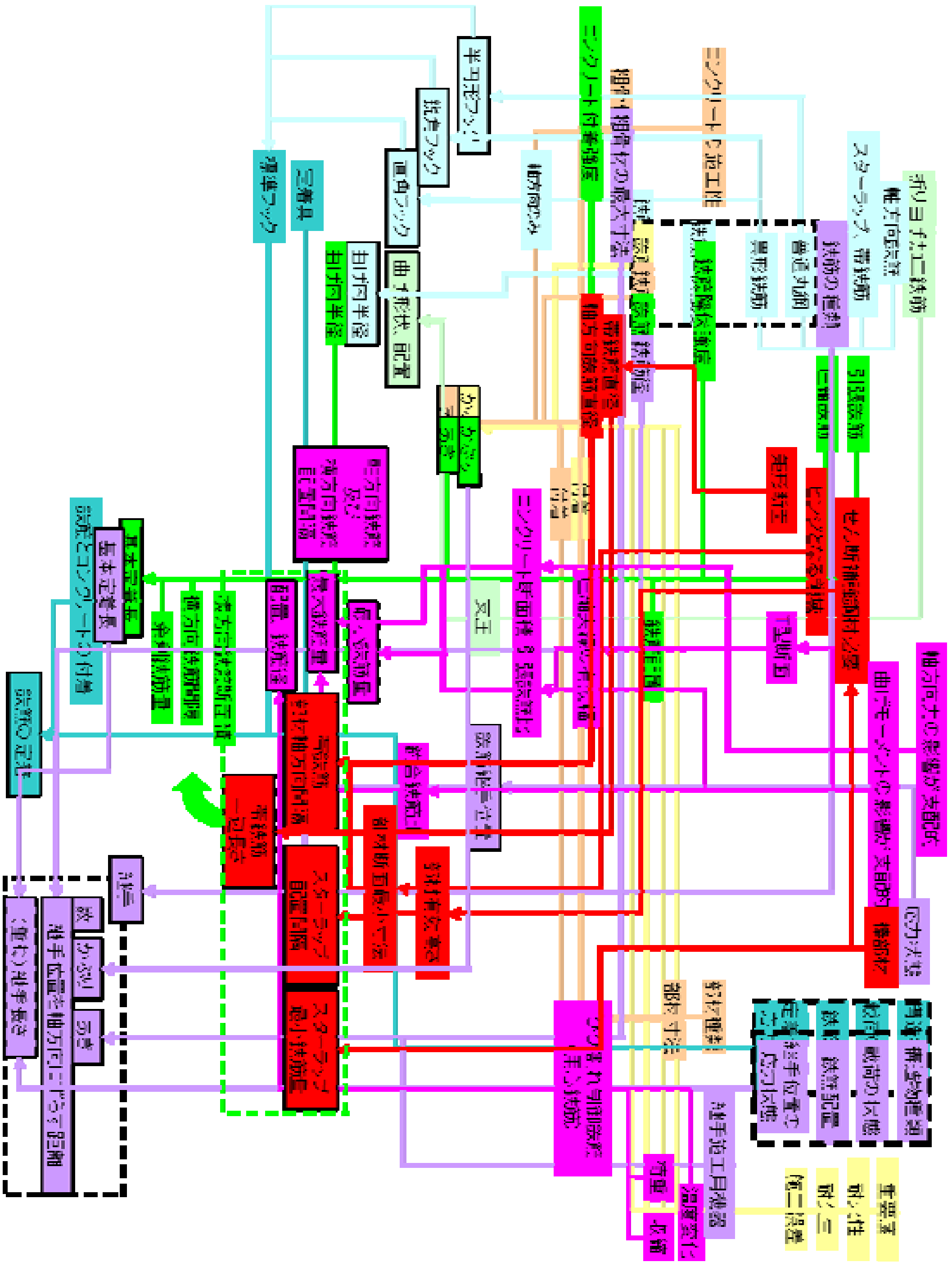


図 5　13 章構造細目曼荼羅（13.4.3 ねじり補強鉄筋の配置を除く）

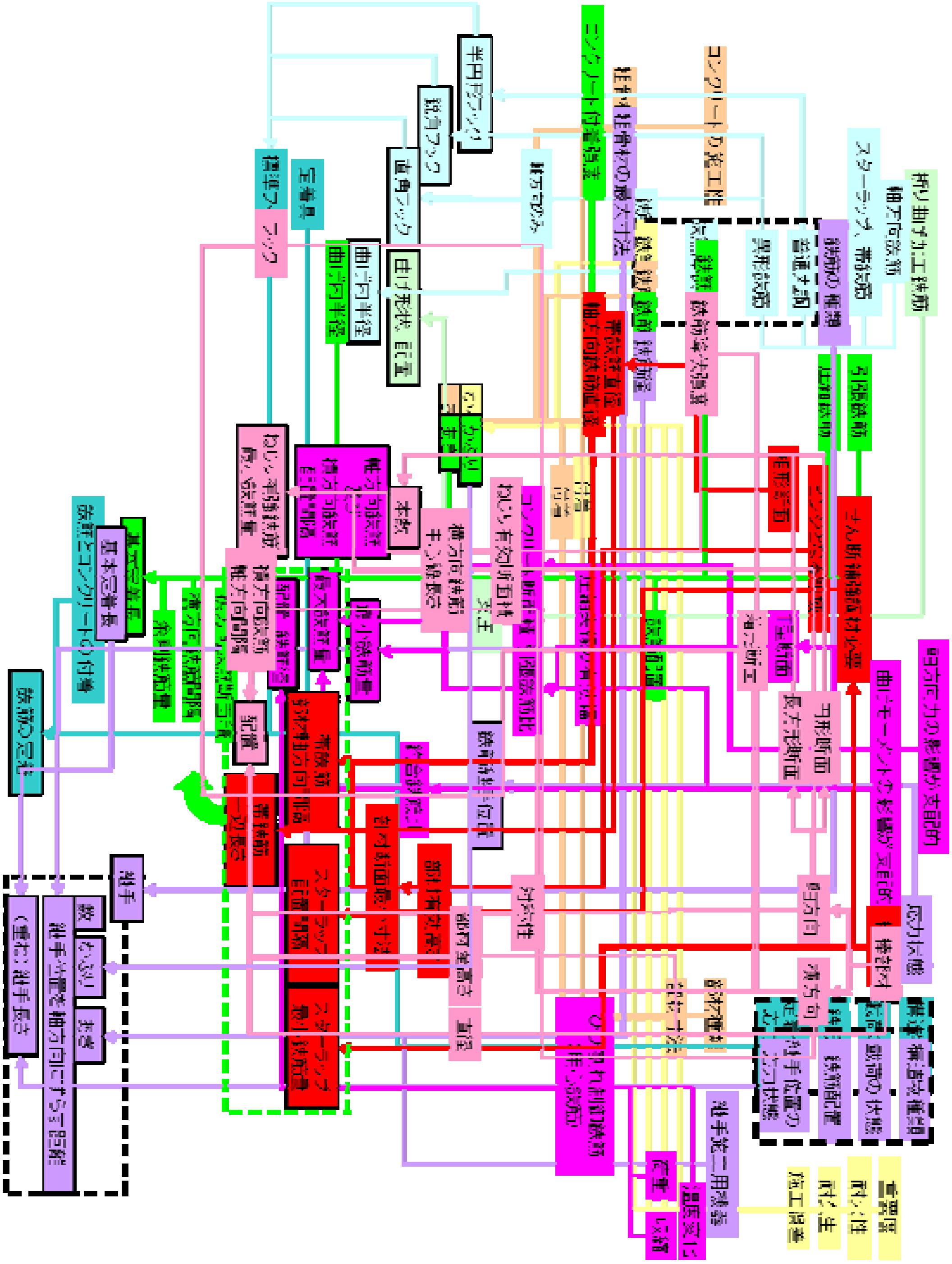


図６　13章構造細目曼荼羅

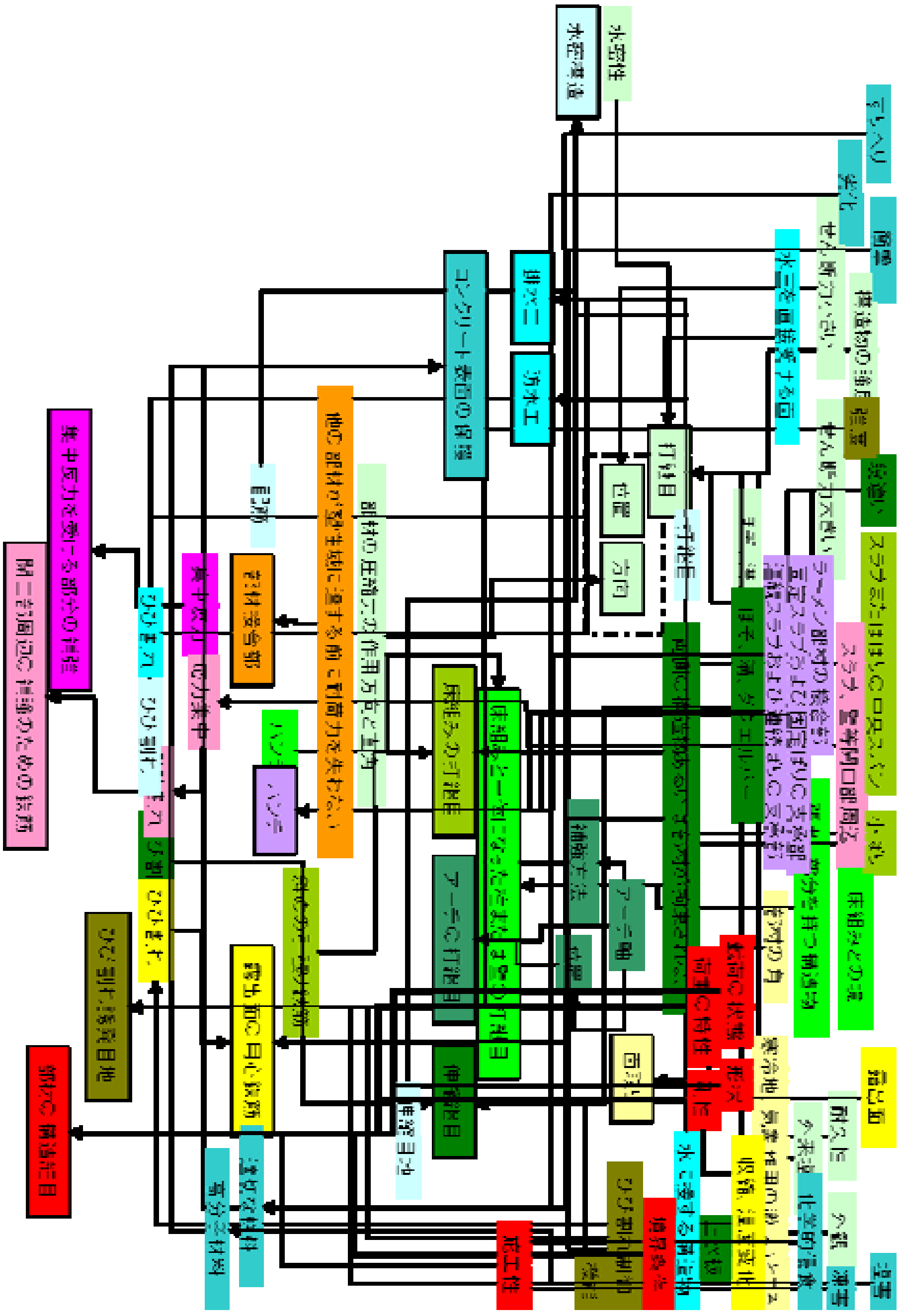


図 7　14 章構造細目曼荼羅

結論

13 章，14 章ともに各規定，各項目を構造的に視覚化することができた．しかし一見してわかるようにどれも複雑に入り組んでおり，それぞれの規定が相互に影響してあっているのがわかる．

13 章の中では，かぶり，あき，鉄筋の配置といった鉄筋の位置を決める条件をはじめに定めた上で，標準フックを含めて鉄筋の定着が決定され，その後継手が決まるという流れになっており，細目の中での記述もこの順序になっている．図 5 の曼荼羅からも，定着や継手といった構造特性は他のものが決まった後に決められることがわかる．これより 13 章の構造細目は鉄筋の定着を定めるための一連の流れを作っていると推測できる．

ここで作成した曼荼羅は，例えばかぶりの規定を変更した場合，基本定着長に与える影響がある，などの各項目の関係を一目で見るために有用である．しかし先に述べたように各項目は複雑に影響しあっており，影響範囲の広い項目を改定するには，深い検討が必要となる．本研究で作成した構造細目曼荼羅は，項目の改定の可能性を検討するために有用である．

4-2 機械式定着具を用いた定着部の損傷時における静的定着性能

1. はじめに

本研究では機械式定着具の基礎的な定着性能として，かぶりが薄い場合に定着部に損傷を受けた場合の残存引張定着性能を，定着具を用いないケースと比較検討することで評価することを実験により試みた。なお本実験では地震動のような高応力が定着部に作用した場合を想定しているが，実現象で想定される損傷のパターンは複雑であるため，最も基本的なケースとして，**図－1**のように鉄筋軸に沿ったひび割れを損傷として導入し，静的引張試験により残存定着性能を検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体

本研究ではかぶりが薄い箇所に機械式定着具が配置され損傷が与えられた場合を想定し実験を行う。損傷は曲げ載荷により鉄筋軸に沿ったひび割れを試験区間に導入した。また定着長を長く確保した定着具のない試験体の一軸引張試験を同様に行い，定着部の静的引張特性について比較検討した。

試験体の形状の例を**図－2**に示す。試験体の寸法は定着具のない場合は600×600×150mm，ある場合は350×600×150mmである。一軸引張試験には直径25mm（D25）の鉄筋を用い，かぶりを40mmとした。ねじ節鉄筋を用い側面にひずみゲージを張ることで，ゲージの存在による付着力低減を可能な限り避けた。機械式定着具には清水建設の開発したTヘッドバーを用いた（**写真－1**）。拡径部の直径は63mm（=2.5φ，φ：定着される鉄筋径），厚さ25mm（=1φ）である。鉄筋の埋め込み長さの決定には，定着具が無い場合に対し，土木学会標準示方書に示される定着長算定式の基であるOrangunらの提案式を用い，鉄筋の降伏強度を330N/mm^{2}として算出した値を参考に450mmとした。試験に用いた鉄筋降伏強度は，破壊形態

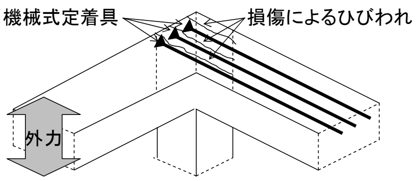
を検討するために，後述のようにこれより高強度（SD490）である。定着具がある場合は指針に従いこれより10φを減じて200mmとした。載荷端近傍の拘束条件の影響をなくすために，鉄筋を粘土で覆い機械的な付着と化学的な付着を除去した150mmの非定着区間を設けた。この鉄筋と直交するようにD13の横方向鉄筋を100mm間隔で配置した。また，初期損傷を与える際にせん断破壊を防ぐためにD6のせん断補強鉄筋をせん断スパン内に50mm間隔で配置した。使用した鉄筋の材質はD25，D13，D6それぞれSD490，SD345，SD295Aであり，試験に使用した鉄筋と同じロッドの直接引張試験による降伏強度は547N/mm^2，397N/mm^2，374N/mm^{2}であり，D25のヤング係数は190kN/mm^{2}であった。コンクリートはW/C=51%で設計し，圧縮強度は52N/mm^2，割裂引張強度は3.7N/mm^{2}であった。

2.2 載荷方法

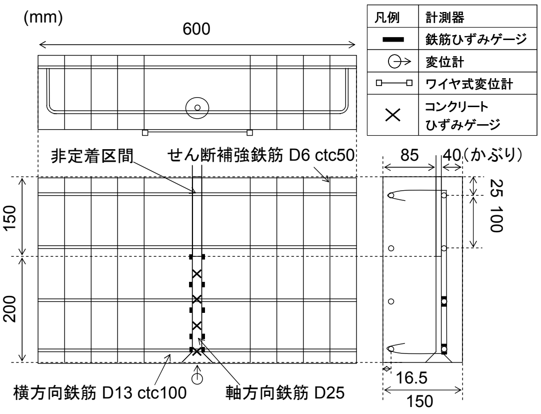
損傷を与える試験体（S8，T5，T15）にはまず**図－3**のように曲げ載荷によりひびわれを導入した。引張試験を行う鉄筋が下面にくるように試験体をセットし，純曲げ区間を200mmとし変位制御で約0.2mm/minのスピードで載荷した。下面のコンクリートに設置したワイヤ式の変位計により平均ひずみを確認しながら所定の損傷を与え，除荷した。導入するひび割れが鉄筋軸直下かつ平行となる位置にくるように，損傷を与える試験体には厚さ1mmのテフロンシートを用いて鉄筋直下のかぶり40mm側のコンクリートに高さ1cmのノッチを導入した。初期載荷では曲げ区間内にはノッチから発生した鉄筋直下のひび割れ以外に，ひび割れは確認されなかった。損傷後の引張載荷は，**図－4**に示すように鉄筋軸方向にセットした手動のセンターホール型油圧ジャッキにより約10kN/minで行い，適宜，除荷および再載荷した。

2.3 試験パラメータおよび計測事項

本研究では初期損傷載荷の曲げ区間200mmのコンクリート表面に設置したワイヤ式変位計により計測したコンクリート表面ひずみによって表現される損傷の程度と定着具の有無をパラメータとして実験を行った。試験体一覧を**表－1**に示す。曲げ区間には鉄筋軸直下以外にひび割れが確認されなかったので，変形をひび割れ幅に換算した値も合わせて示す。本実験では鉄筋位置でのひび割れ幅を直接計測していないが，梁高が小さいことを勘案すると，鉄筋位置でのひび割れ幅はコンクリート表面のおよそ半分であると推定される。
計測は引抜き荷重，抜出し変位，鉄筋ひずみ，試験体表面のコンクリートひずみについて行った。抜出し変位は定着具端部または鉄筋端部で計測した。引抜き鉄筋（軸方向鉄筋）にはひずみゲージを横方向鉄筋と直角方向に対して左右に50mm間隔で設置した。なお定着具がある場合は端部で計測できないため端部より25mmの位置で計測した。また定着区間の横方向鉄筋には軸方向鉄筋との交差位置に，軸方向鉄筋直角方向に対して左右にひずみゲージを張り，横方向鉄筋の挙動を計測した。コンクリートひずみは軸方向鉄筋に沿って端部から25mmの位置を起点として50mm毎の4点に軸方向鉄筋軸方向にゲージ長30mmのひずみゲージを用いて計測した。

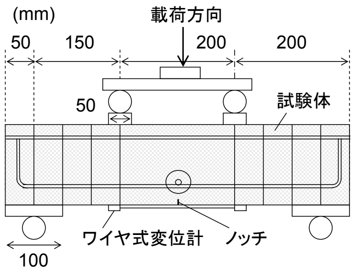


図－1　実験で想定している柱梁接合部の損傷

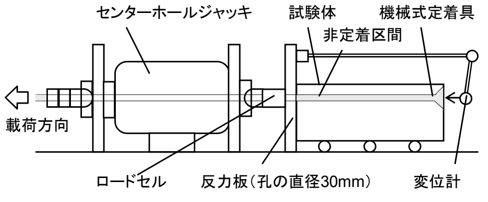


図－2　試験体形状（定着具ありのケース）

写真－1　機械式定着具（Tヘッドバー）



図－3　損傷を与える曲げ載荷



図－4　一軸引張試験の載荷装置

表－1　試験体一覧

case	定着具	下面ひずみ (μ)	ひび割れ幅 (mm)	
			最大	除荷後
S0	なし	0(損傷なし)	0	0
S8	なし	8248	1.75	1.18
T0	あり	0(損傷なし)	0	0
T5	あり	5202	1.04	0.63
T15	あり	15248	3.00	2.52

3. 実験結果

3.1 全体挙動と引張鉄筋ひずみ分布

引抜き試験により計測された，引抜き荷重と鉄筋端部または定着具端部の抜出し量の関係を，定着具がない場合とある場合についてそれぞれ**図－5**及び**図－6**に示す。また最大引抜き荷重と破壊形態を**表－2**に示す。定着具の有無に関わらず，損傷がある場合，引抜きの最大荷重及び初期剛性が低下した。即ち，定着のかぶり側のコンクリートに鉄筋軸と平行にひび割れが入った場合，定着具の静的定着性能が低下することが示された。なお，材料試験により得られた引張鉄筋の降伏荷重は268kNであったのに対し，S0の最大荷重は258kNであるが，ジャッキにより引抜き量を増加させても端部抜出しが変化しなかったため鉄筋降伏と判定した。一方T0は降伏していた可能性があるが端部の抜出しが増加し続け，破壊パターンも他の定着具ありの試験体と同様であったためコーン破壊と判定した。なお本研究では定着具端部よりかぶり方向に斜めひび割れが入る破壊パターンをコーン破壊と定義した。ひび割れパターンを**写真－2**及び**写真－3**に示す。赤線は曲げ載荷による初期損傷ひび割れであり，引張引抜き試験により生じたひび割れは黒線で示されている。定着具がない場合では，鉄筋の抜け出しによる鉄筋軸方向のひび割れと，付随した斜め方向のひび割れが確認された。一方，定着具を用いたいずれのケースも，**写真－3**のように定着具付近からかぶり方向に斜めひび割れが発生しコーン破壊に至った。

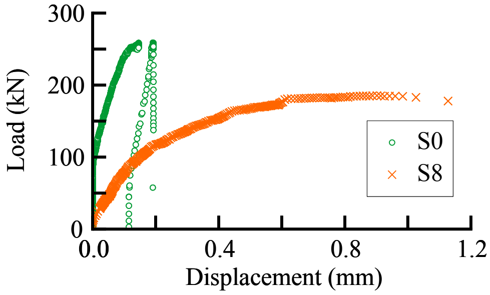
図－7に，導入した損傷程度と最大引抜き荷重の関係を示す。本実験のようにかぶりが薄く損傷程度が大きい場合，損傷度が大きいほうが荷重が低下し，本実験の範囲では30%もの低下が生じ，その程度は定着具を用いない場合のほうが大きいことが示された。

この定着性能の低下を検証するために軸方向鉄筋のひずみの進展を分析する。**図－8**に定着具が無い試験体における軸方向鉄筋のひずみの変化を自由端からの距離ごとに示す。なお，本論文でのひずみデータの左右の定義は，かぶり側から軸方向鉄筋をみて載荷端を上とした左右のデータである。S0の場合，荷重の増加に伴い載荷端に近い箇所から順に鉄筋左右のひずみが順に増加し進展していることが確認される。損傷を与えたS8でも同様に荷重の増加と共にひずみが自由端に向かい進展するが，それはS0に比べ早い。これは初期損傷ひび割れにより鉄筋とコンクリートの付着が破壊され付着力が低下しているためであり，

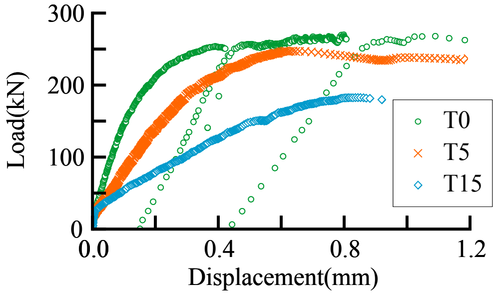
これが引抜き荷重－抜出し変位の初期剛性と引抜け耐力の低下の原因である。ここで左右のひずみの値について考察を加える。曲げ載荷においては下縁から発生したひび割れが鉄筋に達した時，左右どちらかにひび割れが進み付着が破壊されひび割れが開口する。S8においては自由端においては左側にひび割れが確認された。鉄筋全長に渡って左右どちらかにひび割れが進展したかは不明であるが，進展しなかった側の付着は健全であったと推定される。しかし，ひずみのデータではこの差異は確認されず，片側の付着が破壊されても本実験における鉄筋径の引張試験においてはひずみの偏心は小さく，付着力低下は鉄筋全体が平均的に伸びることで表されることが分かった。

図－9に定着具がある場合(T0, T5, T15)の軸方向鉄筋の左右に付けたひずみの変化を定着具からの距離毎に示す。損傷を与えないT0の場合，定着具を用いない場合と同様に載荷端に近い箇所から順にひずみが増加し，定着具までひずみが達する。一方損傷があるT5, T15の場合，定着具に近い軸方向鉄筋のひずみが左右で大きく異なる。いずれの場合も鉄筋右側のひずみの増加が遅れており，左側の増加は損傷が大きいほど速い。定着具から遠い200mm～100mmのひずみは左右で大きな差はない。初期載荷によるひび割れはT5, T15いずれも定着具の右側に確認されており，この付着破壊のために自由端に近い位置の右側のひずみは増加せず自由端の抜出しが生じていると考えられる。一方，健全な付着力の残る左側はひずみが増加しており，その結果，定着具近傍で鉄筋断面にひずみ分布が生じ曲げ応力が発生している。定着具により定着を確保する場合，設計において定着長を短くするため定着端部にまでひずみが達するので，本実験のような損傷が生じた場合，定着具に曲げ応力が発生する可能性があるが，その疲労性能は明らかにされておらず，今後検証が必要であると考えられる。

図－10に試験体T0, S0のコンクリート表面に軸方向鉄筋と平行に貼付したひずみゲージの引抜き荷重25kN毎に250kNまでの値を示す。S0ではコンクリート表面の圧縮ひずみは引抜き荷重250kN以下ではほとんど変化していない。S0に代表される定着具のない場合では鉄筋からコンクリートに伝達される応力は比較的小さいために，鉄筋の降伏や鉄筋コンクリート間の付着破壊による抜出しといった破壊形態になると考えられる。一方T0のケースでは引抜き荷重が150kNとなる辺りから，端部から75mmおよび175mmでのコンクリート表面の圧縮ひずみが大きくなり，250kN時には500μを越える箇所も存在する。定着具がある場合では定着具からコンクリートへコーン状の応力が伝達され，その影響範囲である定着体が形成される。この定着体の定量的な大きさは明らかにされていないが，本研究の試験体のひずみのデータでは，かぶり40mmの位置で，圧縮ひずみが局所的に大きくなっている75mm～175mmに定着体の存在が確認された。なお，自由端付近では，引張ひずみが確認された。これは定着体の形成により，かぶりコンクリート表面に対し面外方向にはらみ出した部分に対し，定着体と自由端の間で引張ひずみが発生していると考えられる。



図－5　引抜き荷重―抜出し変位関係
（定着具なし）



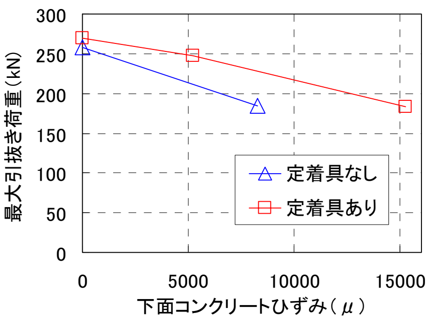
図－6　引抜き荷重―抜出し変位関係
（定着具あり）

写真－2　破壊時の様子
（左：S8，右：T15）

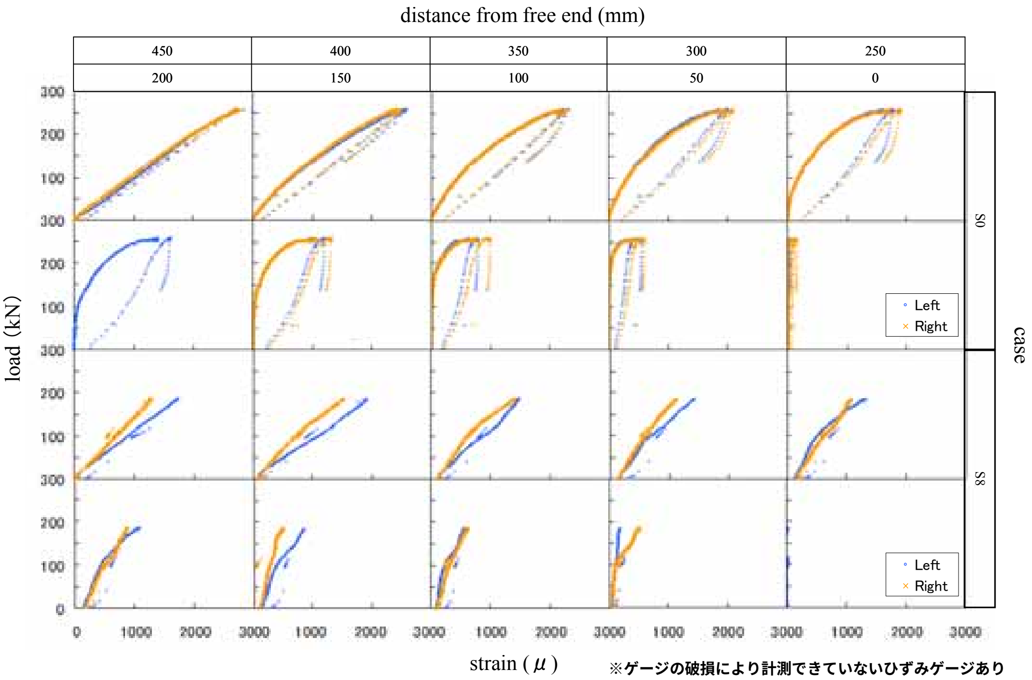
写真－3　定着具周辺の破壊の様子
（左：T0，右：T15）

表－2　最大引抜き荷重と破壊形態

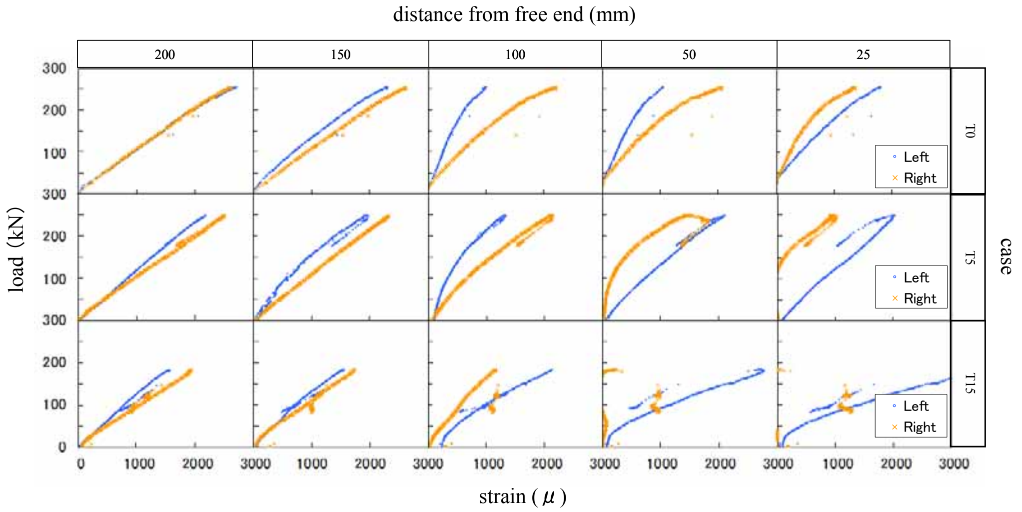
case	最大荷重 (kN)	破壊形態
T0	270	コーン破壊
T5	247	コーン破壊
T15	183	コーン破壊
S0	258	鉄筋降伏
S8	185	鉄筋抜出し



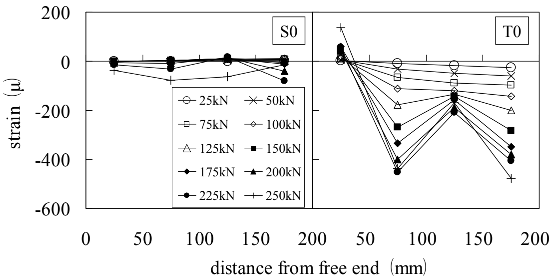
図－7　最大引抜き荷重の比較



図－8　引抜き荷重と軸方向鉄筋ひずみの関係（定着具なし）



図－9　引抜き荷重と軸方向鉄筋ひずみの関係（定着具あり）



図－10　25kN 毎のコンクリート表面のひずみ

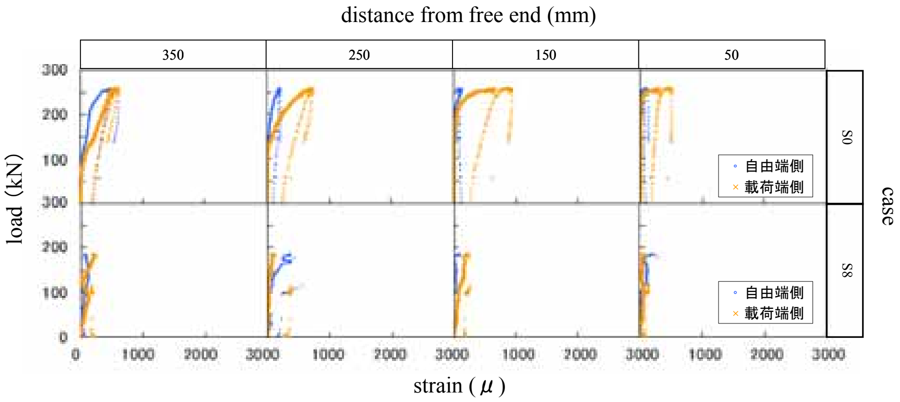
3.2 横方向鉄筋の影響

本研究における実験では，曲げ載荷により引張鉄筋軸沿いに損傷ひび割れを導入しており，これにより引抜け耐力が低下することが確認された。このとき損傷ひび割れを抑制しうる横方向鉄筋の影響が大きいと考えられるため，ここでは計測されたひずみから拘束効果について考察する。

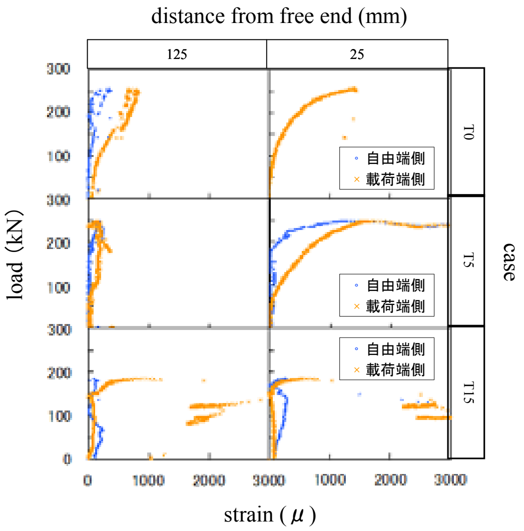
図－11に定着具がない場合の横方向鉄筋のひずみの変化を抜出し端部からの距離ごとに示す。ここでひずみの値は曲げ載荷後の引抜き載荷時に初期化し0としている。S0では横方向鉄筋のひずみの増加が引抜け端部から遠い350mmから始まり（約100kN），引抜き荷重の増加と共に引抜け端部に近づいていく。これは載荷端から順に引抜け端部まで軸方向鉄筋とコンクリートの付着が切れ，横方向鉄筋による抜出しに対する拘束が発生していることを示している。一方，損傷を与えたS8のケースでは引抜き荷重に関わらず横方向鉄筋のひずみが小さく，軸方向鉄筋が抜出す際の横方向鉄筋による拘束効果は非常に小さい。即ち，初期損傷ひび割れが更に開口することなく鉄筋は抜出し破壊に至っており，定着具がない場合では軸方向鉄筋と平行にひび割れが入り軸方向鉄筋とコンクリートの間の付着が破壊された場合，横方向鉄筋による拘束が小さいことが確認された。

図－12に定着具がある場合の横方向鉄筋のひずみの値を定着具なしの場合と同様に引抜き試験開始時のひずみを0と補正した値を用いて示す。定着具を用い損傷がないT0では定着具付近の横方向鉄筋のひずみが引抜き荷重と共に増加しており，ひび割れ開口を抑制する応力が発生していることが確認できる。定着具がない場合の引抜け端部付近に発生する拘束応力に比較してこの値は大きく，横方向鉄筋の効果は大きい。定着具から遠い125mmの鉄筋では25mmの鉄筋と比較しひずみの値は小さく拘束力は働いておらず，定着具近傍の横方向鉄筋の影響が大きいことが分かる。損傷を与えたT5も25mm位置の鉄筋のひずみが増加しひび割れ開口を抑制している。初期損傷ひび割れにより引抜き荷重－抜出し変位の初期剛性は低下するが，横方向鉄筋のひび割れ開口により耐力の低下が抑えられたと考えられる。一方，損傷の大きいT15の場合は，引抜き荷重ピーク付近までひずみの増加は確認されず，ひび割れ開口効果は他のケースに比べ小さく，引抜き荷重－抜出し変位の初期剛性が低下すると共に，耐力も大幅に低下する。即ち，軸方向鉄筋に平行なひび割れが大きい場合は横方向鉄筋の拘束効果が低下する可能性があるといえる。

以上より，定着具の有無と初期損傷程度により横方向鉄筋の挙動は異なり，定着具がある場合はその近傍の横方向鉄筋によるひび割れ抑制効果が引張定着性能に影響を与えていると考えられる。



図－11　横方向鉄筋のひずみ（定着具なし）



※ゲージの破損により計測できていないひずみゲージあり

図－12　横方向鉄筋のひずみ（定着具あり）

4. 結論

機械式定着具を用いた定着部に軸方向鉄筋と平行に損傷が与えられた際の静的定着性能を検討した本研究より得られた知見を以下に纏める。

(1) 機械式定着具の有無に関わらず，鉄筋と平行に損傷ひび割れが入った場合，引抜きの初期剛性及び静的定着耐力は低下する。

(2) 損傷により鉄筋とコンクリートの付着力が低下し，ひずみの自由端への進展が早いことが計測から確認された。また，損傷による鉄筋左右の付着力低下の違いによるひずみ増加の偏心は定着具付近以外は小さく，付着力低下は平均的に表される。定着具近傍では偏心が大きく，そこでは鉄筋に曲げ応力が発生するため，疲労性能を含め更なる検証が必要であることを指摘した。

(3) 機械式定着具の有無によりかぶり側のコンクリートに作用する応力が異なり，その結果，破壊形態が異なることをひずみゲージの値より示した。

横方向鉄筋のひび割れ開口拘束効果は機械式定着具がある場合に定着具付近にて大きい。また，損傷が与えられた場合では，定着具がない場合では横方向鉄筋の効果は小さく，定

着具がある場合でも損傷が大きくなるとその効果は小さくなることが確認された。

参考文献

1) 土木学会：コンクリート標準示方書・設計編【2007年制定】，2007
2) 土木学会：コンクリート標準示方書の役割と将来像，コンクリート技術シリーズ 68，2005
3) 土木学会：鉄筋定着・継手指針【2007年度版】，コンクリートライブラリー126，2007
4) 田所敏弥，谷村幸裕，徳永光宏，米田大樹：高架橋接合部における機械式定着具を用いた定着部の静的引張特性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.31，No.2，pp.691-696，2009
5) 塩谷俊幸，中澤春生，長澤保紀，高岸正章：T ヘッドバー工法の開発，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.22，No.3，pp.1291-1296，2000
6) Orangun, C.O.,Jirsa,J.O.and Breen, J.E.:A Reevalation of Test Data on Development Length and Splices, Journal of ACI, Proceedings Vol.74,No.3,pp.114-122, 1977.3
7) 島弘，周礼良，岡村甫：マッシブなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力－すべり－ひずみ関係，土木学会論文集　第 378 号，V-6，pp.165-174，1987.2

4-3 機械式定着具からの応力伝達に着目した破壊形態及び定着体の検討

1. はじめに

機械式定着具を用いた定着部の破壊形態と，その応力伝達範囲である定着体を，定着具を用いないケースと比較検討することで評価することを，実験及び2次元RBSM解析により試みた。実験ではかぶりが薄い円柱型のコンクリート試験体の中心に配した鉄筋の静的引張試験を行い，鉄筋とコンクリート表面のひずみを計測し，さらに解析では円柱型試験体を擬似的に3次元化することで表現した上で，鉄筋のひずみの伝達と機械式定着具からの応力伝達の再現を試み，破壊形態と定着体について検討を行った。

2. 実験

2.1 実験方法

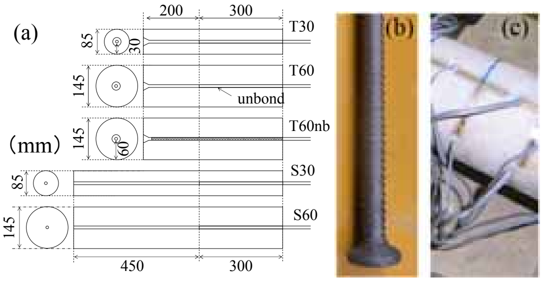
本研究では定着体の範囲を推定するために，機械式定着具を用いた定着部を有するかぶりが薄い試験体の一軸静的引張試験を行い鉄筋とコンクリート表面のひずみを計測した。また定着具なしの試験体の引張試験も同様に行い，定着体の範囲について検討した。

試験体の形状を**図－1**(a)に，また一覧を**表－1**に示す。コンクリート表面のひずみを計測するために試験体は鉄筋を中心とした円柱型とし，かぶりは30mmまたは60mmとした。一軸引張試験には直径25mm（D25）のねじ節鉄筋を用い，側面にひずみゲージを張る事で付着力低減を可能な限り避けた。機械式定着具として拡径部の直径63mm（=2.5φ，φ：定着される鉄筋径），厚さ25mm（=1φ）の清水建設の開発したTヘッドバーを用いた（**図－1**(b)）。定着具がない場合，鉄筋の埋め込み長さは450mmとした。定着具がある場合は指針に従いこ

れより10φ減じて200mmとした。載荷端近傍の拘束条件の影響をなくすために鉄筋を粘土で覆い機械的な付着と化学的な付着を除去した300mmの非定着区間を設けた。型枠にはアクリルパイプを用い未充填の部分がないように確認しながら打設を行った。

使用した鉄筋の材質はD25でSD490であり，降伏強度は547 N/mm^2，弾性係数は190 kN/mm^{2}であった。かぶり60mmの試験体のコンクリートの圧縮強度は52 N/mm^2，割裂引張強度は3.7 N/mm^{2}であり， かぶり30mmの試験体のコンクリートの圧縮強度は25N/mm^2，割裂引張強度は2.4N/mm^{2}であった。

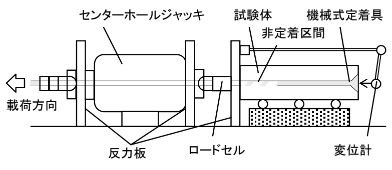
載荷は鉄筋軸方向にセットした手動のセンターホール型油圧ジャッキにより鉄筋に一軸引張力を加えた。試験装置を**図－2**に示す。載荷速度は荷重制御で約15kN/minとした。計測は引抜き荷重，抜出し変位，鉄筋ひずみ，試験体表面のコンクリートひずみについて行った。抜出し変位は定着具端部または鉄筋端部で計測した。鉄筋には引抜き方向と平行に左右に50mm間隔でひずみゲージを貼付した。なお定着具がある場合は端部で計測できないため端部より25mmの位置で計測した。コンクリートひずみは**図－1(c)**のように鉄筋軸に沿って25mmの位置を起点として定着区間内の50mm毎に，定着具がある場合は4箇所，ない場合は9箇所の引張鉄筋軸方向とそれに垂直な方向の2方向のひずみを計測した。



図－1 (a)試験体形状，(b)T ヘッドバー，(c)コンクリート表面のひずみゲージ

表‐1 実験ケース一覧

試験体	定着具	かぶり（mm）
T30	あり	30
T60	あり	60
T60nb	あり	60（鉄筋付着なし）
S30	なし	30
S60	なし	60



図－2 一軸引張試験の載荷装置

2.2 実験結果

引抜き試験により計測された引抜き荷重と鉄筋端部または定着具端部の抜出し量の関係を**図－3**に示す。かぶりが薄い30mmの試験体の引抜き荷重は定着具の有無に関わらずかぶり60mmと比較し低い値となった。鉄筋付着を除いたT60nbは抜出しが早いためT60より初期剛性が低下した。また定着具なしの場合に初期剛性が高いのは定着長が長いためである。最大引抜き荷重と破壊形態を**表－2**に，破壊時の様子を**写真－1**に示す。定着具がない場合ではかぶりの大きさに関わらず付着破壊に起因した鉄筋抜出し破壊となり割裂ひび割れが生じた。一方定着具がある場合では，かぶりが30mmの場合は定着区間のコンクリートの圧縮破壊，60mmの場合は定着具からの応力によるコンクリートのコーン破壊に至った。なお定着具あり，かぶり30mm，コンクリートの圧縮強度52 N/mm^{2}の供試体の引抜き試験を同様に行ったところ定着区間の圧縮破壊となったため，破壊パターンの違いは強度ではなくかぶり厚に起因するものである。

この破壊形態をより検討するために軸方向鉄筋のひずみの進展を分析する。**図－4**に軸方向鉄筋の左右のひずみゲージの平均値を，かぶり30mmの場合は10kN毎，かぶり60mmの場合は25kN毎に記したひずみ分布を示す。定着具がないS30およびS60どちらの試験体も載荷端の近くから順に鉄筋ひずみの増加がはじまり，引抜き荷重に伴い進展していることが確認できる。最大荷重付近で自由端までひずみが急速に進展し付着応力が小さくなり，抜出し破壊に至ることが確認された。定着具がある試験体（T30，T60）の軸方向鉄筋のひずみ分布によると，ひずみは定着具がない場合と同様に載荷端に近い箇所から順にひずみが進展し，定着具に達した後，定着域全長に渡りひずみが増加した。

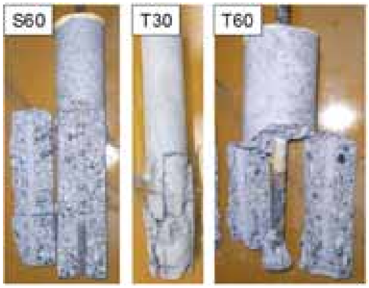
図－5，図－6に各試験体のコンクリート表面の引張鉄筋軸方向及びその直角軸方向に貼付したひずみ分布の変化を示す。定着具がないS30，S60ではひずみはいずれの方向にも載荷端付近から進展し，最大荷重時には急速に鉄筋軸方向の圧縮ひずみが増加し抜出し破壊に至っている。ひずみレベルはS30の方が高く，鉄筋からの応力が表面まで伝わっていることがわかる。一方定着具のある場合，ひずみは定着具付近にまで分布している。T30では軸方向のひずみが全長に渡って大きくなり，コンクリートの圧縮破壊に至っている。局所的な破壊となるため鉄筋軸と垂直なひずみは一部で減少に転じている。T60の軸方向のひずみはT30に比べて増加していないが，鉄筋軸と垂直なひずみは引抜き荷重に伴い増加し，コーン破壊に至っている。

コンクリート表面のひずみ分布より定着体の検討を行う。かぶり30mmの場合，かぶり60mmと比較して**図－5**の軸方向の表面ひずみレベルは高く，鉄筋からの応力が大きい。また定着具があるT30では，自由端付近の鉄筋軸方向及び軸方向と垂直なひずみがS30より大きく，かぶり30mmの位置では特に定着具付近に定着体が存在すると考えられるが，試験体の破壊は鉄筋定着区間でのコンクリートの圧縮破壊であるので，定着具からの応力はかぶり部全体に渡っていると推定される。軸方向鉄筋の付着を除去したT60nbの**図－6**で示した軸方向と垂直なひずみは自由端より75mm(載荷端より19D)で局所的に大きくなっており，鉄筋の定着を除いた定着具自体からの応力伝達の方向は鉄筋軸に対しておよそ40度方向であったと推定される。一方，付着のあるT60の**図－6**に示される鉄筋軸と垂直なひずみの分布は，定着具のないS60の載荷端からのひずみ分布（12～20D）と比較し大きな差はなく，定着具か

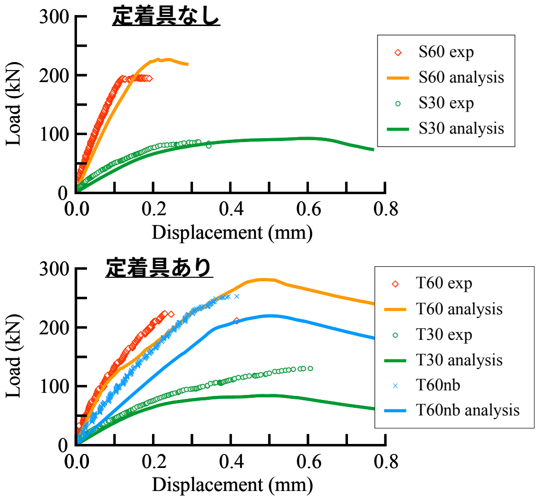
らの明らかな応力伝達は確認さなかった。定着体は付着のある鉄筋近傍と定着具付近で構成されるため，定着具からの応力伝達はT60nbと比較しかぶり表面には顕著に現れない。このように定着体の推定には鉄筋の付着と定着具からの応力を把握する必要があるため，数値解析による再現を試みた。

表－2　試験結果一覧

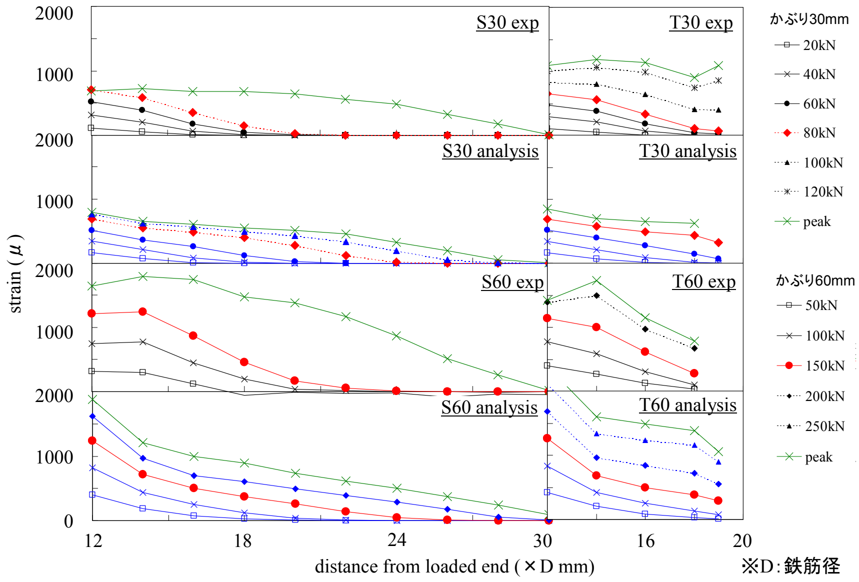
ケース	最大荷重(kN)	破壊形態
T30	130	圧縮破壊
T60	223	コーン破壊
T60nb	252	コーン破壊
S30	86	鉄筋抜出し
S60	196	鉄筋抜出し



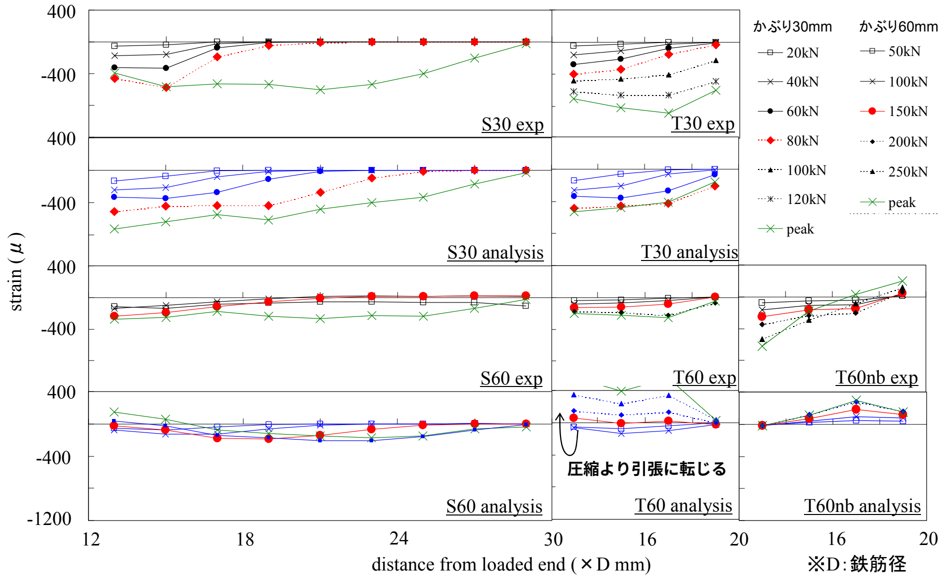
写真－1　破壊時の様子



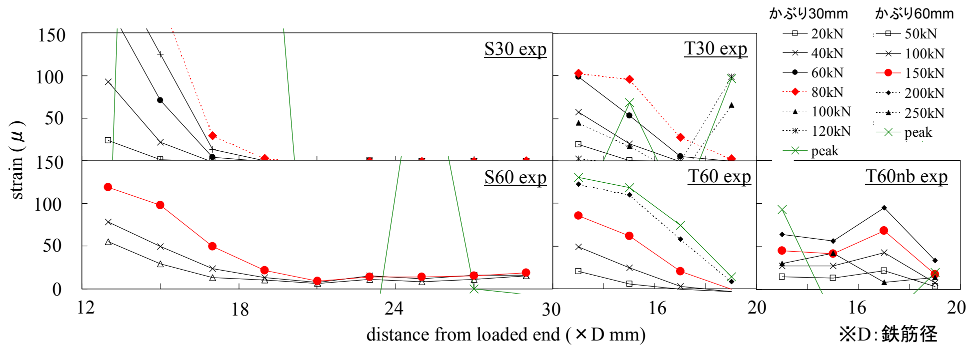
図－3　引抜き荷重－抜出し変位関係



図－4　軸方向鉄筋のひずみ分布



図－5　コンクリート表面の引張鉄筋軸方向ひずみ分布



図－6　コンクリート表面の引張鉄筋と直角軸方向のひずみ分布

3. 数値シミュレーション

3.1 解析手法

ひび割れの進展および応力の伝達を表現することに適した離散解析手法を用いて定着体の検討を行う。解析には川井により開発された剛体ばねモデル（RBSM）を用いる。これは離散化された要素間に設定したバネにより応力を伝える手法であり，長井らはこの手法を用いコンクリートの微視的破壊メカニズムを数値的に再現した。鉄筋や定着具の形状をモデル化したRBSM微細構造解析には武藤ら，小倉らによる既往の研究があるが，マッシブなコンクリート中における挙動に関するもので，かぶりの薄い場合の挙動に関する研究はない。本研究では長井らが構築した解析システムを，鉄筋要素を加えた一軸引張試験に適用するために，以下の変更を行った。1）要素に作用するモーメントを表現するため，要素の境界面の垂直方向，せん断方向それぞれ2つずつバネを要素の4等分点のうち中点を除いた箇所に設置した（**図－7(a)**），2）2次元の剛体ばねモデルを用いて円柱型の鉄筋コンクリートの3次元構造を仮想的にモデル化するため，武藤らと同様に，鉄筋中心－各要素中心間の距離を半径としたときの円周長さを，各要素に連結したバネの弾性係数に乗じた。

コンクリートの垂直ばねおよびせん断ばねの構成則を**図－7 (b)，(c)，(d)**に示す。垂直ばねは圧縮領域で弾性挙動を示し，引張領域では要素の引張強度までは弾性挙動，その後はひび割れ幅で制御した。なお，w_{max}は0.03mm，f_c，f_tはそれぞれ実験で計測されたコンクリートの圧縮強度と引張強度である。また弾性係数は圧縮強度より算定し，ポアソン比は0.18とした．せん断強度は武藤らの用いたモール・クーロン型の破壊基準を参考に式(1)で算出されるものと仮定した。なおϕ=37°，c= f_t（1-tanϕ）とした。

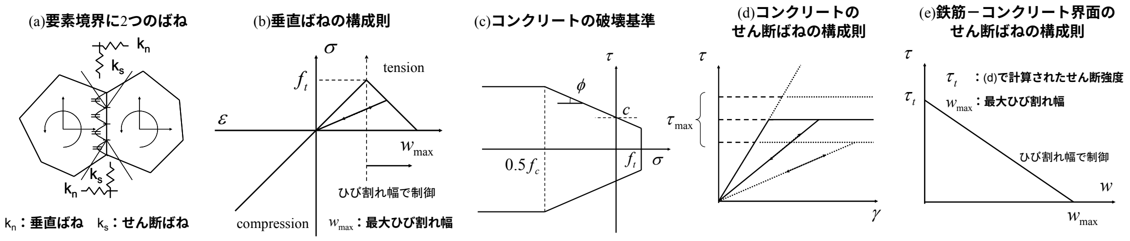
$$\tau = \begin{cases} (f_t - \sigma)\tan\phi + f_t & (\sigma \geq 0.5 f_c) \\ (f_t - 0.5 f_c)\tan\phi + f_t & (\sigma < 0.5 f_c) \end{cases} \qquad (1)$$

鉄筋の垂直ばね及びせん断ばねは弾性挙動を示すものとし，弾性係数は実験値，ポアソン比は0.30とした。

鉄筋－コンクリート界面の垂直ばねはコンクリートと同じ**図‐7(b)**の構成則を用い，f_tはコンクリートの引張強度とした。せん断ばねは圧縮領域で弾性挙動，引張領域では，τ_{max}をコンクリートの引張強度の半分として**図－7(d)**と同様の弾塑性モデルにより計算したτ_tから，**図－7(e)**に示すひび割れ幅に応じせん断強度を線形に低下させるモデルを，w_{max}を0.01mmとして使用した。以上解析に用いた入力値一覧を**表－3**に示す。

3.2 解析モデル

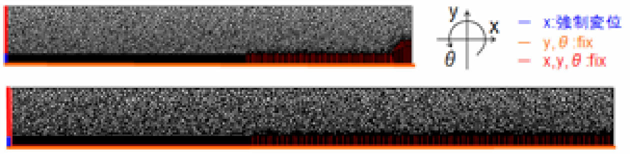
本研究で用いた解析モデルの例と，境界条件を**図－8**に示す。本研究では各要素がコンクリートを平均的に表現したものとし，サイズが2mm～4mmとなるようVoronoi分割によりランダムに要素を分割し，実験と同サイズの5ケースのモデルを作成した。**図‐8**の黒い部分は非定着区間の鉄筋要素である。またD25の異形鉄筋および機械式定着具の形状を**図－9**に示す。



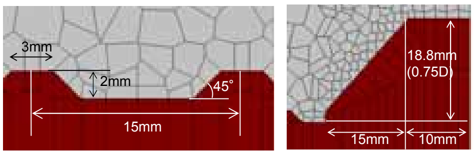
図－7　要素境界のばねと構成則

表－3　解析入力値一覧

case	fc (N/mm^2)	ft (N/mm^2)	Ec (kN/mm^2)	ポアソン比(コンクリート)	Es (kN/mm^2)	ポアソン比(鉄筋)
S30	25	2.4	25	0.18	190	0.30
S60	52	3.7	33	0.18	190	0.30
T30	25	2.4	25	0.18	190	0.30
T60	52	3.7	33	0.18	190	0.30
T60nb	52	3.7	33	0.18	190	0.30



図－8　解析モデルと境界条件（上：T60，下 S60）



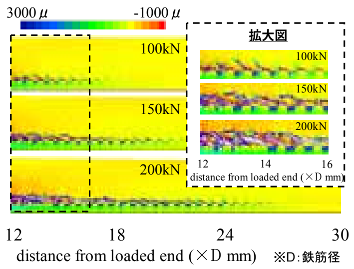
図－9　節と定着具の形状

3.3 解析結果

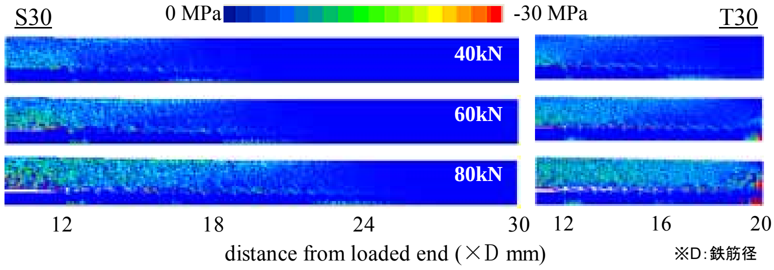
解析結果より得られた引抜き荷重と鉄筋端部の抜出し量の関係を**図－3**に，軸方向鉄筋のひずみ分布を**図－4**に，コンクリート表面の鉄筋軸方向のひずみ分布を**図－5**に，それぞれ実験結果と合わせて示す。引抜き荷重は定着具がない場合，S60の最大耐力が実験に比べて約15％過大評価しているが，実験値と同等の引抜き荷重－抜出し変位の初期剛性を再現できた。終局時に発生する割裂ひび割れを表現できていないため，ピーク荷重と終局破壊形態については議論を残している。**図－10**にS60の各要素間のバネの垂直ひずみの値を引抜き荷重50kN毎に示す。荷重増加とともに鉄筋のふしから発生する応力により，鉄筋軸から斜め方向にひび割れが入りながら，ひずみが自由端まで進展していくことが確認できる。**図－4**からも同様に，定着具がないS30及びS60の軸方向鉄筋のひずみが載荷端近辺より徐々に進展していき，自由端端部に達していることが確認できるが，S30及びS60それぞれのケースで，解析のほうが低い荷重ステップでひずみが進展している。本研究の2次元RBSM解析では，円周面外方向に変位が生じた際に受ける円周方向の応力を考慮していないために，かぶり側のコンクリートがY方向に動きやすくなっており，ひび割れが入り始めると，ひずみの進展が速くなると考えられる。定着具がある場合，T30，T60の引抜き荷重－抜出し変位の初期剛性は解析で表現できているが，T30の場合は約60kN以降，T60の場合は約120kN以降で剛性が実験値より低下し，この荷重レベルで**図－4**の軸方向鉄筋の自由端に近いひずみは増加し始めている。**図－5**のT60の鉄筋軸方向のコンクリート表面のひずみを見ると，100kN以下では圧縮側だが，この荷重レベルより引張側に転じ始めている。即ちひずみが定着具まで達すると定着具からの応力を受け，コンクリートが円周面外にはらみだすのである。

定着具がない場合に比べこのはらみだしは大きい。T60nbでは載荷初期から顕著で，コンクリート表面が載荷初期から引張側となり初期剛性も実験より低い。かぶりが薄い円柱型の試験体の解析を2次元解析で行う際には，円周方向の応力の考慮が必要である。

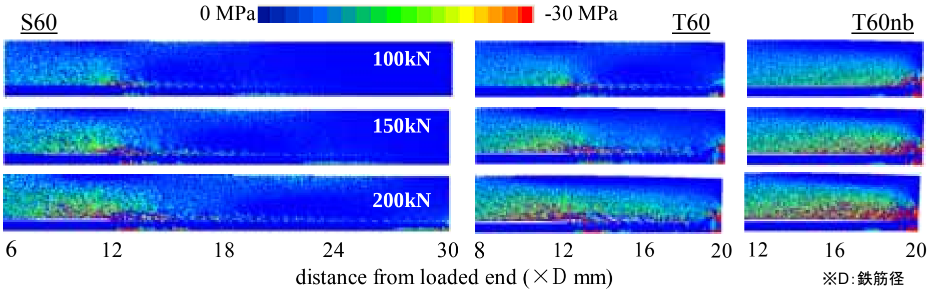
今回の解析シミュレーションの範囲内で，応力伝達に着目し，定着体の検討を行う。**図－11**にかぶりが30mmのS30，T30の引抜き荷重20kN毎と最大荷重時の各要素間のバネの垂直応力の分布を示す。荷重の増加に伴い，応力がかぶり部全体に広がり，**図－5**のコンクリート表面のひずみは，かぶりが30mmの場合，圧縮側に増加していることが確認できる。また80kN時の応力分布では，S30の場合，ひずみが進展した鉄筋から応力が発生し，一方T30では鉄筋と定着具の両方から応力が発生しており，定着具の有無で定着体の形状に違いがあることが示された。**図－12**にS60，T60，T60nbの引抜き荷重50kN毎と最大荷重時の各要素間のバネの垂直応力の分布を，かぶり30mmの場合と同様に示す。S60ではS30と同様に鉄筋ひずみの進展と共にコンクリートに応力伝達がなされるが，かぶり全厚に渡り応力が広がるS30と異なり，表面への影響は小さい。T60では100kNまでは定着鉄筋による定着体が形成されているが，150kN以降に定着具からの応力が増加していき，定着鉄筋および定着具それぞれの応力により定着体が形成されていく。軸方向鉄筋の付着を除去したT60nbでは載荷初期から定着具から応力が発生し，荷重増加と共に定着体が広がることが確認された。しかし解析ではコンクリート部がはらみだすため，主応力の角度は実験と一致せず，定量的な定着体の把握には至らなかった。S60，T60，T60nbを同じ荷重レベルで比較すると，S60では鉄筋近傍を応力の伝達範囲である定着体が進展するのに対し，T60では定着具からの応力も加わり，定着体は大きくなる。T60nbでは引抜け荷重が全て定着具に伝わるため定着具からの応力が大きくなり，結果として定着体はS60，T60より局所化されて大きくなる。このように定着具及び付着の有無で定着体の形状及び形成プロセスに違いがあることが数値解析により確認できた。



図－10　50kN 毎のひずみの進展図（S60）



図－11　50kN 毎の応力分布（左：S30，右：T30）



図－12　50kN 毎の応力分布（左：S60，中央：T60，右：T60nb）

4. 結論

機械式定着具を用いた円柱型試験体の軸方向鉄筋のひずみ分布およびコンクリート表面のひずみ分布を，静的引張試験とRBSM解析により検討した本研究より得られた知見を以下に纏める。

（1） 機械式定着具の定着具のかぶりが非常に薄い場合，定着具からの応力によりコンクリートが圧縮破壊する可能性があることを確認した。

（2） 鉄筋の付着がない場合の実験より，本実験で使用した形状の定着具から発生する応力により形成される主応力方向は，定着具より鉄筋軸方向におよそ 40 度であることが確認された。

（3） 機械式定着具及び定着鉄筋の付着の有無により定着体の形状や形成プロセスは異なり，定着具があると定着体が大きくなることが数値解析により示された。

（4） RBSM の 2 次元解析手法を用い，かぶりが薄い場合の引抜け端からのひずみの進展を実験と同様にシミュレーションすることができた。また定着体の推定には数値解析が有用であることを示した。しかしその定量的な評価には，試験体円周方向に生じる応力を考慮し割裂破壊まで表現することが必要である。

参考文献

1) 土木学会：鉄筋定着・継手指針【2007 年度版】，コンクリートライブラリー126，2007
2) 田所敏弥，谷村幸裕，徳永光宏，米田大樹：高架橋接合部における機械式定着具を用いた定着部の静的引張特性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.31, No.2, pp.691-696, 2009
3) 大森慎也，内田祐市：鉄筋の機械式定着の側面剥離破壊に関する研究，土木学会第 64 回年次学術講演会，pp987-988，V，2009
4) 日本建築総合試験所：機械式鉄筋定着工法設計指針，機械式鉄筋定着工法研究委員会，2006
5) 塩谷俊幸，中澤春生，長澤保紀，高岸正章：T ヘッドバー工法の開発，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.22，No.3，pp.1291-1296，2000
6) 島弘，周礼良，岡村甫：マッシブなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力ーすべりーひずみ関係，土木学会論文集　第 378 号，V-6，pp.165-174，1987.2
7) Kawai, T. : New Discrete Models and Their Application to Seismic Response Analysis of Structures, Nuclear Engineering Design, 48, pp.207-229, 1978
8) Nagai, K., Sato, Y., Ueda, T. : Mesoscopic Simulation of Failure of Mortar and Concrete by Failure of Mortar and Concrete by 2D RBSM, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.2, No.3, pp.359-374, 2004.10
9) 武藤信太郎，Worapong Srisoros，中村光，国枝稔：メゾスケール解析による異形鉄筋の付着挙動解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol27，No.2，pp763-768，2005
10) 小倉大季，吉武謙二，小川晃，前之園司：T ヘッド鉄筋の定着具形状が高応力繰返し性能に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol31，No.2，pp649-654，2009
11) 岡村甫，前田詔一：鉄筋コンクリート工学，市ヶ谷出版，1987

付録

山陰地方構造物調査レポート

平成２１年2月２８日（土）～３月３日（火）

九州北部地方構造物調査レポート

平成２２年３月６日（土）～３月１０日（水）

耐久的な鉄筋コンクリート構造物を実現するうえで，長期にわたり供用を経た構造物の現状を把握することは極めて重要である．様々な外力や環境作用を受けたコンクリート構造物の姿を眼前で観察し，産官学の様々な分野から構成されるメンバーが一同に介して，信頼性の高い構造物を実現する次世代のあるべき示方書の姿について議論した．当時の構造物の設計思想，施工方法の推定，またこれまでの維持管理手法について意見交換を行いながら，現状に至る様々な要因について理解の深化を深めたものである．以下，付録として，山陰地方ならびに九州北部地方にて調査を行った構造物群のデータをまとめる．

調査箇所及び調査日

山陰地方

平成２１年２月２８日（土）～３月３日（火）

調査箇所数：９ヶ所

1） 羽尾坂トンネル

2） 餘部橋梁

3） 矢田橋

4） 大乗寺橋

5） 島田川橋梁

6） 千本堰堤

7） 今福線（未完）構造物群

8） 惣郷川橋梁

9） 溝内川橋梁

調査対象：	羽尾坂トンネル（はねおざかとんねる）
No.1	

所在地・完成年等	構造形式
●所在地：鳥取県岩美郡岩美町 ●完成年：1972年 ●特記：	●種別：隧道 ●延長：150.0m ●形式：

【報告】

鳥取県岩美町の国道178号線にあるトンネル（**写真**1ー1）で、坑口には亀甲状のひび割れが認められた。ひび割れはコンクリートが水を多く含みやすい箇所に目立っており、トンネル内では確認されなかった。これらの性状から、このトンネルの坑口に生じた変状はAARによる劣化であると推定される。坑口にはコアを採取した形跡があり、調査が実施された可能性もある。現在は、注入による補修がなされていた（**写真**1ー2）。

写真1ー1　トンネル坑口（出口側）

写真1ー2　ひび割れ

トンネル側面にまわり観察すると、ごく一部に補修されていない元の状態をみつけることができた（**写真**1ー3）。トンネル内部には剥落防止工が設置されている（**写真**1ー4）。

写真1ー3　トンネル側面

写真1ー4　剥落防止工

<table>
<tr><td>調査対象：
No.2</td><td colspan="2">山陰線・餘部橋梁（あまるべきょうりょう）</td></tr>
<tr><td colspan="2">所在地・完成年等</td><td>構造形式</td></tr>
<tr><td colspan="2">●所在地：兵庫県美方郡香美町
●完成年：1912年
●特記：</td><td>●種別：橋梁
●橋長：310.59m
●高さ：41.45m
●径間：
●形式：トレッスル</td></tr>
</table>

【報告】

山陰本線（鎧・餘部間、兵庫県香美町）に架設されたトレッスル橋脚を有する橋りょうで、1912（明治45）年の開通時から使用されている。現在は架け替え工事が行われている（**写真**2－1）。絶好の撮影スポットとして人気を集めていた展望部分は工事区域となり、立ち入り禁止になっていた。駅ホームから橋梁を観察しながら下っていくと、橋脚土台の一部は石積みであることに気がついた（**写真**2－2）。

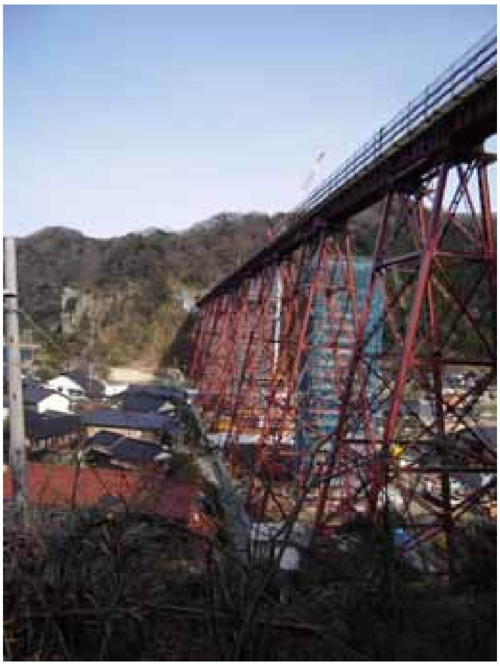


写真2－1　餘部橋梁

写真2－2　土台

地上まで降り立つと、橋脚の一部がガラスケースに囲われるようにして残されていた（**写真2－3**）。錆がひどく、断面欠損が認められる。この橋梁は日本海のすぐ近くにあり、塩による被害が大きいことを実感させられた。

写真2－3　橋脚

調査対象： No.3	矢田橋（やだばし）
所在地・完成年等	構造形式
●所在地：兵庫県香美町矢田川 ●完成年： ●特記：	●種別：橋梁 ●橋長： ●径間： ●形式：

【報告】

兵庫県香美町の矢田川に架設されている橋（**写真**3ー1）で、橋梁には昭和28年9月竣功と記されていた。橋の下流側はすぐ日本海である（**写真**3ー2）。

写真3－1　矢田橋

写真3－2　下流側を望む

一般に塩害環境と言われる箇所であるが、コンクリートの変状は少なく、梁端部下側の一部に浮きやひび割れを生じている（**写真**3ー3）ほか、かぶりが不足しておりかつ水が回っている箇所での鋼材露出が見られる（**写真**3ー4）程度であった。

写真3－3　梁端部の浮きとひび割れ

写真3－4　床版下面の鋼材露出

調査対象： No.4	大乗寺橋（だいじょうじばし）
所在地・完成年等	構造形式
●所在地：兵庫県香美町矢田川 ●完成年： ●特記：	●種別：橋梁 ●橋長： ●径間： ●形式：

【報告】

兵庫県香美町の矢田川に架設されている橋（**写真**4ー1）で、調査構造物No.3の上流側に位置する。この橋は、コンクリートのかぶりが不足している箇所が多く、鋼材露出が目立っていた（**写真**4ー2）。**写真**4ー3は、床版下面における鋼材露出の状況である。コンクリートには水切りが施工されているが、その内側に水が回っている箇所で鋼材露出を生じていることがよくわかる。

写真4－1　大乗寺橋

写真4－2　かぶり不足による鋼材露出

写真4－3　床版下面の鋼材露出

調査対象： No.5	島田川橋梁（しまだがわきょうりょう）
所在地・完成年等	構造形式
●所在地：島根県安来市 ●完成年： ●特記：	●種別：橋梁 ●橋長： ●径間： ●形式：

【報告】

山陰本線（米子・安来間、島根県安来市）に架設された橋梁で、1908（明治41）年の開通時から使用されている日本最初のRC鉄道橋である。この橋梁は、その存在を知っていなければ間違いなく通りすぎてしまうだろう。田んぼの用水路に潜むように存在していた（**写真5－1**）。予想していたよりもずっと小さく、立てば天頂部に頭がつき、両腕を水平に伸ばせばちょうど側面に手のひらがつくほどの大きさである。コンクリートという材料が信用されていない時代に造られたため、石造りを模擬したという。観察するとコンクリートを細い棒のようなもので削り、石を使ったようにみせる工夫がされていた（**写真5－2**）。

写真5－1　島田川橋梁

写真5－2　入口上部

ハンマーによる打音検査ではとても硬く、高い音がした。経年数に関わらず非常に上質なコンクリートであることが推察される。

<table>
<tr><td>調査対象：</td><td colspan="2" rowspan="2">千本堰堤（せんぼんぜきてい）</td></tr>
<tr><td>No.6</td></tr>
<tr><td colspan="2">所在地・完成年等</td><td>構造形式</td></tr>
<tr><td colspan="2">●所在地：島根県松江市
●完成年：大正8年
●特記：</td><td>●種別：ダム
●貯水量：37万8,919m^3
●高さ：15.76m
●長さ：109.09m
●形式：溢流式直線重力粗石コンクリート</td></tr>
</table>

【報告】

1914（大正3）年に着工された堰堤（島根県松江市）で、現在も松江市民の水がめとして使用されている。土木遺産ということもあり、写真では見たことがあったが訪れたのは初めてだった。横にそびえる壁は遠目では鉛直直立のように見えたが、近づいてみると曲線であった（**写真6－2**）。

写真6－1

水が砕けて散る白い飛沫が非常に美しい（**写真**6－3）

写真6－2

写真6－3

敷地内にあった水路橋は、島田川橋梁と同様に石造りを模したコンクリート造であった。

調査対象：	今福線(未完)構造物群（いまふくせんこうぞうぐん）
No.7	

所在地・完成年等	構造形式
●所在地：島根県浜田市 ●完成年：昭和12年着工、同15年中止 ●特記：	●種別：鉄道構造物 ●延長：

【報告】

浜田と広島方面とを結ぶ計画で建設された路線だが、未完成のまま現在に至っている。調査は島根県浜田市内で、浜田方から調査を行った。最初に見つけた構造物はトンネルだった（**写真**7－1）。これも打音検査で硬く、高い音を発し、非常に品質の良いコンクリートであることがわかった。トンネルの入り口両側の壁には岩積みであり（**写真**7－2）、当時の一帯が非常に硬い岩であったこと、建設コストの工夫が見られた。

写真7－1

写真7－2

最初のトンネルから間もなく、次のトンネルが見えた（**写真**7－3）。こちらは構造が異なり、両側に壁がなく、トンネル本体を造ってから埋設されたことが入口付近の形から読み取れる。またこのトンネルに至る小さな橋には枕木の名残が確認できた（**写真**7－4）。

写真7－3

写真7－4

川沿いに車を走らせると、曲りくねった川を串刺しにするかのような線形で次々と構造物が現れた。未完成の区間では橋脚のみが存在**（写真**7－5**）。**中には近づくことの出来るものもあり、観察すると肉眼で型枠の跡がはっきりと認められた**（写真**7－6**）。**

写真7－5

写真7－6

建設の際には数々の工夫がみられた。コンクリートアーチ橋梁では脚、アーチ部にリブが設けられ、力の集中伝達がされないよう考慮されている（**写真**7－7）。施工には手間がかかるが、長い供用期間を見据えた設計がこの時代になされていたことがわかる。またトンネルにおいて、頑丈な岩盤を利用しコストを下げる工夫もみられた（**写真**7－8）。

1径間のアーチ橋では、目立った変状もなく健全であったが、打継ぎ箇所からエフロレッセンスの発生がみられた（**写真**7－7）。打継ぎ界面において水分移動に対する抵抗性が小さいことを物語っている。

写真7－7

写真7－8

写真7－9

<table>
<tr><td>調査対象：</td><td colspan="2" rowspan="2">惣郷川橋梁（そうごうがわきょうりょう）</td></tr>
<tr><td>No.8</td></tr>
<tr><td colspan="2">所在地・完成年等</td><td>構造形式</td></tr>
<tr><td colspan="2">●所在地：山口県阿武郡阿武町
●完成年：1932年
●特記：</td><td>●種別：鉄道橋
●橋長：
●径間：
●形式：ラーメン構造</td></tr>
</table>

【報告】

山陰本線（須佐・宇田郷間、山口県県阿武町）に位置するRC橋梁である（**写真**8－1）。

写真8－1

塩害について非常に厳しい環境にある。橋脚土台には常に飛沫があり、ときに直接波が押し寄せる。潮が強く、橋下に広がる一面の石はすべて角が取れ丸くなったものばかりであった。防潮部のコンクリートの一部は既に波にさらわれてしまっていた（**写真**8－2）。

写真8－2　　　　　　　　**写真8－3**

全体に塗膜は施されていたが、剥がれた箇所もあり。保線用の点検通路は下から見上げると、鋼材が腐食し見るも無残な状態であった（**写真**8－3）。

調査対象： No.9	山陰線溝内川橋梁（みぞうちがわきょうりょう）

所在地・完成年等	構造形式
●所在地： ●完成年： ●特記：	●種別：橋梁 ●橋長： ●径間： ●形式：

【報告】

まさに海の際であり、潮が引かなければ真下に入れない。調査時間帯は引き潮ではあったが、完全には引いていなかったため橋梁の最も海側の面を観察することはできなかった。この橋梁は全体を4ブロックに区切り、実験的にそれぞれ異なる方法で電気防食が実施。下から観察すると4種4様の状況となっている（**写真**9－1）。

写真9－1

残念ながら組み合わせはわかっていないが、目視では海側の向かって右において一番被害が深刻であるといえる。

九州北部地方
平成２２年３月６日（土）～３月１０日（水）
調査箇所数：２０ヶ所

1）姶良橋
2）天保山橋
3）通潤橋
4）白水（溜池）堰堤
5）（旧）明治橋
6）安政橋（仮屋橋）
7）乙原貯水池
8）別府明礬橋
9）鳥居橋
10）潜り橋（名称不明）
11）耶馬溪橋（オランダ橋）
12）羅漢寺橋
13）佐井川橋
14）内田三連橋
15）中津原橋
16）栗木野橋梁
17）第二大行司橋梁
18）宝珠橋梁
19）（廃）幸野川橋梁
20）（廃）姫井橋

<table>
<tr><td>調査対象：</td><td colspan="2" rowspan="2">姶良橋（あいらばし）</td></tr>
<tr><td>No.1</td></tr>
<tr><td colspan="2">所在地・完成年等</td><td>構造形式</td></tr>
<tr><td colspan="2">●所在地：鹿児島県姶良町東餅田
～加治木町木田
●完成年：1932年
●特記：</td><td>●種別：橋梁
●橋長：150.0m
●幅員：5.7m
●径間：15.0m
●形式：RC桁、RC中抜き式橋脚
重力式橋</td></tr>
</table>

【報告】

別府川にかかる（**写真1-1**）。現在相互一車線であるが、建設当時はすれ違いを目的としない片側車線であったものと思われる。歩道はない。車と人がそれぞれすれ違い通行をするようになり、交通事故が多発するのか、橋の傍に地蔵が見られた。

片側、ちょうど**写真1-1**に写る側に多くの苔が生していたため、こちらが北側と思われる。対して、反対側は苔が非常に少ない。**写真1-2**、矢印で示す部分にのみ苔が見られ、どうやら自然の水切りとして機能しているようだ。方角によって異なる表情を見せ、コンクリートは、①自然環境、②水、この2つの要素に左右される良い例である。

写真1-1　姶良橋

写真1-2　側面（南側）

また、自然環境という点で、当該位置は潮の影響を受ける。橋脚を含め、複数個所で塩害と思われるかぶり剥落が見られた。しかし、いずれも軽度である。これまでに補修したらしき形跡も見られなかった。

横桁がなく、シュウはベタ置きで設置されている（**写真1-3**）。シュウは縁が切れてさえいればいいとの考えから、境界には油紙を用いたものと思われる。また、1つ1つにシュウ隠しが施されていた（**写真1-3丸部**）。これはシュウを見せないことで、橋が一体化していないとの人々の不安を拭うため、全体の連続性を重視したものと推察される。

写真1-3

写真1-4は、シュウ隠しが施された箇所の橋上の様子である。欄干が少し膨らんだようになっていた。同じ構造で一部欠けたものを観察すると、桁の端部同士を覆う構造になっているらしいことがわかった（**写真1-5**）。さらに調査すると、すべて剛結されているのではなく、向かって左側のみコンクリート以外の材料により縁が切ってあった。これはこの部分において桁の伸縮をとろうという意図があったと思われる。

写真1-4

写真1-5

<table>
<tr><td>調査対象：
No.2</td><td colspan="2">天保山橋（てんぽうざんばし）</td></tr>
<tr><td colspan="2">所在地・完成年等</td><td>構造形式</td></tr>
<tr><td colspan="2">●所在地：鹿児島県鹿児島市　甲突川
●完成年：1935年
1998年架替
●　特記：旧橋は H5 年
災害復旧工事の際に撤去</td><td>●種別：橋梁
●橋長：112.0m
●径間：
●形式：4径間連続PC桁橋</td></tr>
</table>

【報告】

鹿児島市内、甲突川にかかる橋（**写真2-1**）。旧RC橋は平成5年の災害復旧工事に伴い撤去され、現在は新しい橋である。親柱や欄干は撤去された旧橋のものを使用。旧橋の雰囲気を残そうと試みたと思われるが、事前に見た旧橋の写真とは異なり、いかにも現代の橋といった印象を受けた。当該位置は潮の影響を受けるが橋全体において塩害対策は見られず、一部でサビも確認された。

写真2－1　天保山橋

　欄干の柱には中心線がずれているものが複数見られた（**写真2-2**）。旧橋の部材を用いるにあたり、少なからず損傷があったことがうかがえる。橋上を一通り歩いてから橋脚部を改めて見なおすと味気無さが目立つ（**写真2-3**）。化粧パネルを施した橋上部との一体化を目指すのなら、橋脚周囲を石積造とし中空部にコンクリートを打設するのも一案だと考える。しかし、この工法を採用する場合、別途中性化に留意が必要である。

写真2-2

写真2-3

調査対象： No.3	通潤橋（つうじゅんきょう）
所在地・完成年等	構造形式
●所在地：熊本県上益城郡山都町長原 ●完成年：1854年 ●特記：土、日、祝の正午より放水 国の重要文化財指定	●種別：水路橋 ●橋長：75.6m ●高さ：20.2m ●石管長さ：126.9m ●形式：単一石造アーチ

【報告】

通潤橋は周囲を深い谷で囲まれ、水の乏しい白糸大地に水を引くために建設された水路橋である（**写真3-1**）。何度か石管や放水口の杭の交換、補修がなされ、今なお現役で水を供給している。

写真3-1　通潤橋

通潤橋は2つの地区を結んでいるが、いずれの地区も橋より高い位置にある。水を送る際には逆サイフォンの原理が用いられている。過去、実際に使用された石造りの導水管が建設中の勤労銘とともに橋のふもとに遺されていた（**写真3-2**、**3-3**）。**写真3-2**より、導水管に溝が彫られているのがわかる。この溝に特殊な漆喰を詰めて導水管同士を繋ぎ、逆サイフォンの圧に耐えるだけのものを造りあげている先人たちの知恵、創意工夫には頭が下がる。

写真3-2　導水管　　　　**写真3-3　勤労銘**

建設にあたってはアーチ型の支保工を設置した上に石を積み、水路を設置、橋を完成させた後に支保工を撤去する方法で行われた。支保工の模型、建設資料等が資料館に保管されている（**写真3-4**）。資料館から少し登ったところに小さな神社があった。ここには通潤橋の建設を指揮した布田保之助が奉られている。

写真3-4　支保工模型　　　　**写真3-5　円形分水**

通潤橋に分水している円形分水も合わせて視察した（**写真3-5**）。この分水は円を区切ることで割合を決定している。実に明解な原理である。しかし、この原理を成立させるためには、①真円であること、②正確に円の中心から水が湧くこと、2つの条件が必須である。この円形分水だけで技術力の高さがうかがえる。

<table>
<tr><td>調査対象：</td><td colspan="2" rowspan="2">白水堰堤（はくすいえんてい）</td></tr>
<tr><td>No.4</td></tr>
<tr><td colspan="2">所在地・完成年等</td><td>構造形式</td></tr>
<tr><td colspan="2">●所在地：大分県竹田市大字次倉
●完成年：1938年
●特記：国指定重要文化財</td><td>●種別：堰堤
●堤高：14.1m
●堤頂長：87.26m
●形式：重力式割石コンクリート</td></tr>
</table>

【報告】

白水ダムは田畑に配水するための農業用取水ダムである（**写真4-1**）。山中に位置し、曲がりくねった細い農道が続くため大型車では駐車場までもたどり着くのは不可能である。本調査では山のふもとに車を止め、徒歩で現地を目指した。所要時間は30～40分といったところだろうか。農道からダムへと下る道が非常に分かりにくい。

写真4-1　白水堰堤

小型のダムのため、堰堤部の曲線が強調され丸みのある印象を受けた。調査時は流量が少なく、日本一との呼び声もある一面の転波は見られなかったが、堰堤の曲線と白いしぶきが美しい。

設計者は小野安夫である。流速を制限するため、左右、中央で曲線の組み合わせが異なる。側壁は水圧で傷みやすいため、左岸は階段状の石壁（**写真4-2**）、右岸は円周上を曲線状の石積みで仕上げている（**写真4-3**）。増水の際には左・右岸に沿って流れる水が、正面を流れる落ちる水の勢いを弱めるよう工夫がなされている。

左：写真4-2　左岸
右：写真4-3　右岸

調査対象：	（旧）明治橋（めいじばし）
No.5	

所在地・完成年等	構造形式
●所在地：大分県臼杵市野津町　野津川 ●完成年：1902年 ●特記：県指定有形文化財 　　　　土木学会推奨土木遺産	●種別：道路橋 ●橋長：32.5m ●形式：単純鋼2主ばん桁橋 　　　　合成床版

【報告】

臼杵市内、野津川にかかる橋（**写真5-1**）。鋼・コンクリート合成床版の最古とのいわれあり。橋脚は石積みである。かつては幹線道路であったが、昭和36年に新橋が隣接されてからは車両の通行が禁止されている。

波型鋼板の上にコンクリートを打設したものと思われるが、鋼板は朽失（**写真5-2**）。

写真5-1　(旧)明治橋

写真5-2　合成床版部

鋼ばん桁部には、英国式の曲がったスティフナー鋼が用いられている。これはアングルを避ける意図があったものと思われる。よく見ると溶接方向も一方向ではない。

調査対象： No.6	安政橋（仮屋橋）（あんせいばし）
所在地・完成年等	構造形式
●所在地：大分県臼杵市野津町　野津川 ●完成年：1917年 ●特記：市指定有形文化財 　　　　県指定有形文化財	●種別：水路併設橋 ●橋長：29.3m ●幅： ●形式：石積みアーチ

【報告】

明治橋の上流約100mに架かる（**写真6-1**）。別名、仮屋橋。名前のとおり安政7年（1860年）に架けられたが、石組みの緩みで大正5年に崩壊。翌6年に再架設され現在に至る。

非常に珍しい水路併設橋である（**写真6-2**）。

写真6-1　安政橋

写真6-2　歩道と水路

調査対象：	乙原貯水地、堰堤、取水塔（おとばるちょすいち）
No.7	

所在地・完成年等	構造形式
●所在地：大分県別府市乙原字向ヶ原間 朝日川水系乙原川 ●完成年：1917年 ●特記：水道100選	●種別：堰堤 ●総貯水容量：5千立方メートル ●堤高：16.4m ●堤頂長：60.6m ●形式：重力式コンクリート

【報告】

大分県下では最も古い貯水地（**写真7-1**）。現在、施設への立ち入りは許可を受けない限り禁止である。今回の調査では、管理者である別府市のご好意で敷地内に入れて頂いた。

写真7-1　乙原貯水地

写真7-2　堰堤上面路面

堤体上面路面の壁は積石構造になっている（**写真7-2**）。色・質感から判断すると、外側の赤いフレーム部が焼入れ煉瓦、積石部分は日干煉瓦もしくはモルタルブロックだと思われる。一部に欠け、ひび割れが見られる（**写真7-3**）。フレーム部には芯材らしき鋼材が埋め込まれていた。

当時の総工事費は、現在では考えられないほど高額であったという。現在では市の80%は大分川からの取水となっており、このダムが占める割合は5%ほどであるが、90年経ってなお現役の構造物である。

写真7-3

<table>
<tr><td>調査対象：</td><td colspan="2" rowspan="2">別府明礬橋（べっぷみょうばんきょう）</td></tr>
<tr><td>No.8</td></tr>
<tr><td colspan="2">所在地・完成年等</td><td>構造形式</td></tr>
<tr><td colspan="2">●所在地：大分県別府市大字鶴見
●完成年：1989年
●特記：土木学会田中賞</td><td>●種別：道路橋
●橋長：411.0m
●アーチ支間：235.0m
●形式：RCアーチ</td></tr>
</table>

【報告】

別府八湯の1つ、明礬温泉に近接するRCアーチ橋である（**写真8-1**）。

写真8-1　別府明礬橋

温泉源への影響、温泉による腐食、施工性、経済性、景観等の点から総合してRCアーチ形式が採用された。

温泉による腐食は特に気をつかうところであり、部分的な増厚、コールドジョイントの防止、ひび割れを抑制するため一度の打設量を制限するなどの工夫がなされている。

当時、施工を前に、コンクリート供試体の現地暴露試験が行われた。今回の調査で暴露場を訪れてみたが、ここが暴露場かと首を傾げるほどに供試体の形が確認できなかった。かろうじて発見したのは、平らな地面に不自然に散らばった塊であり（写真8-2）拾い上げて力を込めると砕ける状態であった。

写真8－2　暴露供試体

調査対象： No.9	鳥居橋（とりいばし）
所在地・完成年等	構造形式
●所在地：大分県宇佐市院内町香下 ●完成年：1916年 ●特記：県指定有形文化財	●種別：橋梁 ●橋長：55.15m ●橋高：14.05m ●形式：5連石造アーチ（凝灰岩）

【報告】

「石橋の町」といわれる宇佐市院内町の恵良川にかかる（**写真9-1**）。「石橋の貴婦人」とも呼ばれる。

写真9-1　鳥居橋

名工松田新之助によって施工された。5連のアーチは地盤や水流に応じ、それぞれスパン長や橋の厚みが違う設計となっている。橋の厚みだけとっても、中央の3連に比べて両側のアーチ上が厚いことがわかる。

昭和26年10月、この地をルース台風が襲った。水かさは12mに達し町内242戸の家屋が全壊流出、鉄道橋までもが流出したなか、鳥居橋は悠々と残ったという。

<table>
<tr><td>調査対象：</td><td rowspan="2" colspan="2">名称不明（　　　　　）</td></tr>
<tr><td>No.10</td></tr>
<tr><td colspan="2">所在地・完成年等</td><td>構造形式</td></tr>
<tr><td colspan="2">●所在地：大分県宇佐市院内町香下
●完成年：不明
●特記：</td><td>●種別：橋梁
●橋長：
●橋高：
●形式：</td></tr>
</table>

【報告】

鳥居橋から数百m下流に位置する潜り橋である（**写真10-1**）。

写真10-1　潜り橋

足元を見ると、路面の色・質が異なることに気が付いた（**写真10-2**）。おそらく元の路面は向かって右半分であり、左半分は拡幅のため、後にコンクリートを打ち継いだものと思われる。打ち継ぎ部にはアルカリ骨材反応と見られる損傷が確認できた。骨材は石灰岩を使用していると見られる。

橋脚は川の流れを考慮して施工されたと思われる。流れに対し、流れを分けるように橋脚が先の尖った三角形をしていた（**写真10-3**）。

写真10-2

写真10-3　橋脚部

<table>
<tr><td>調査対象：
No.11</td><td colspan="2">耶馬渓橋（オランダ橋）（やばけいばし）</td></tr>
<tr><td colspan="2">所在地・完成年等</td><td>構造形式</td></tr>
<tr><td colspan="2">●所在地：大分県中津市本耶馬渓町曽木樋田
●完成年：1923年
●特記：県指定有形文化財</td><td>●種別：橋梁
●橋長：116.0m
●幅：4.1m
●形式：8連石造アーチ</td></tr>
</table>

【報告】

山国川にかかる石橋（**写真11-1**）。橋長は石造アーチとして国内最大の116.0m、8連の石造アーチ橋は国内唯一である。

写真11−1　耶馬渓橋

優美というよりは圧倒的な存在感を感じさせる。昭和19年の水害で被害を受け、一部をコンクリートで復旧（**写真11-2**）。よく見ると円弧が連続でない。

写真11-2　復旧部

<table>
<tr><td>調査対象：</td><td colspan="2" rowspan="2">羅漢寺橋（らかんじばし）</td></tr>
<tr><td>No.12</td></tr>
<tr><td colspan="2">所在地・完成年等</td><td>構造形式</td></tr>
<tr><td colspan="2">●所在地：大分県中津市本耶馬渓町曽木
山国川
●完成年：1920年
●特記：県指定有形文化財</td><td>●種別：橋梁
●橋長：91.0m
●幅：4.5m
●径間：26.25m
●形式：3連石造アーチ</td></tr>
</table>

【報告】

通常の石橋に比べ、扁平なアーチが特徴的な橋である（**写真12-1**）。径間と高さの比は5.0であり、応力調整が非常に難しく、名工松田新之助らにかかっても完成までに2度の崩壊があったという。

写真12-1　羅漢寺橋

平成15年11月に補強修復工事に着工、翌16年に竣工している。欄干の目地に補修の跡が見られた（**写真12-2**）。明るい白の補修材が用いられており、石造の欄干から浮き出すように見える。橋全体の調和を考えると残念な形の補修である。

橋の下に潜って見上げると、非常にきれいに石材の形・大きさが揃っていることがわかる（**写真12-3**）。当時、いかに石材を厳選し、こだわりをもって施工が行われたかが垣間見える。

写真12-2　欄干補修状況

写真12-3　橋下より

調査対象： No.13	佐井川橋（さいかわばし）
所在地・完成年等	構造形式
●所在地：福岡県築上郡吉富町 ●完成年：1920年 ●特記：RC初期	●種別：道路橋 ●橋長：81.0m ●幅：6.0m ●形式：RC桁

【報告】

佐井川河口に架かる橋（**写真13-1**）。旧国道35号線である。

写真13-1　佐井川橋

1944年に橋脚減少とのことだが、これは堤防建設のためかと思われる。通常両側に存在するはずの親柱が片側では見られず、桁を切断し後に継いだ跡が見受けられた（**写真13-2**）。

当該位置は潮の影響を受ける。全体に塩害と見られる損傷が見られたが軽度である。風向は河口方から上流方であった。橋の下に潜るとコンクリート調査の跡が認められた（**写真13-3**）。はつり跡、コア採取跡ともに比較的新しいもののようである。

写真13-2　継ぎ部　　**写真13-3　調査跡**

橋脚の柱4本に対し、桁は5本であった。横桁に連結する格好になっている（**写真13-4**）。

写真13-4　橋下より

調査対象：No.14	内田川橋梁（うちだがわきょうりょう）

所在地・完成年等	構造形式
●所在地：福岡県田川郡赤村大字内田 平成筑豊鉄道 ●完成年：1895年 ●特記：経済産業省近代化産業遺産	●種別：鉄道橋 ●橋長：13.0m ●形式：煉瓦きょう渠

【報告】

面によって全く異なる表情を見せる。東側は切石積みの壁で、ちなみにこちらが完成形である（写真14-1）。アーチ脚部と東側の壁は石積みで、アーチは煉瓦で組まれているのがわかる。

写真14-1　内田川橋梁（東側）

反対側の面はイギリス式の煉瓦壁である（写真14-2）。煉瓦の長辺と短辺を交互に組み合わせ、深さ方向を考慮してあるものと思われる。将来、路線の複線化を行う際に、煉瓦を継ぎ足して組めるように凹凸のある仕上げとしていた（写真14-3）。

しかし、結局複線化はなされず、凹凸のある煉瓦壁がデザインとして現在まで残ることとなった。

写真14-2

写真14-3

調査対象：	中津原橋梁（なかつばるきょうりょう）
No.15	

所在地・完成年等	構造形式
●所在地：福岡県田川郡香春町大字中津原 平成筑豊鉄道 ●完成年：1895年 ●特記：	●種別：鉄道橋 ●橋長：10.62m ●形式：煉瓦きょう渠

【報告】

写真15-1　中津原橋梁

<table>
<tr><td>調査対象：
No.16</td><td colspan="2">日田彦山線橋梁群（ひたひこさんせんきょうりょうぐん）</td></tr>
<tr><td colspan="2">所在地・完成年等</td><td>構造形式</td></tr>
<tr><td colspan="2">●所在地：福岡県朝倉郡東峰村
JR日田彦山線
●完成年：1938年
●特記：経済産業省近代化産業遺産
（宝珠山橋梁）</td><td>●種別：鉄道橋
●形式：無筋コンクリート充腹アーチ</td></tr>
</table>

【報告】

現在も現役の鉄道橋梁群である（**写真16-1**）。

写真16-1　栗木野橋梁

形式は無筋コンクリート充腹アーチであり、アーチ部には土が充填されている。降雨などにより土が含んだ水を排出するために、橋脚部に水抜きが施されていた（**写真16-2**）。アーチ部からの水もれはほとんど見られない。橋梁によって、橋脚において繊維シートのトライアルの様子が確認できるものもあった（**写真16-2**）。

道路の上を超える個所については、落下防止工が施されているようだった。

写真16-2　水抜き

写真16-3　繊維シート

<table>
<tr><td>調査対象：
No.17</td><td colspan="2">（廃）幸野川橋梁（こうのがわきょうりょう）</td></tr>
<tr><td colspan="2">所在地・完成年等</td><td>構造形式</td></tr>
<tr><td colspan="2">●所在地：熊本県阿蘇郡小国町
大字北里字西村
（廃）宮原線
●完成年：1939年
●特記：竹筋とのいわれ有り</td><td>●種別：鉄道橋
●形式：コンクリート中開アーチ橋</td></tr>
</table>

【報告】

（廃）宮原線にあるアーチ橋（写真17-1）。のどかな農村風景のなかに突然現れる、径間の大きな6連アーチに圧倒される。

写真17-1　幸野川橋梁

あいにくの雪模様であったが、竹筋コンクリートとのいわれがある本橋梁を目にした意義は大きい。橋脚部、アーチ部を近くに行ける範囲で観察したところ、錆汁のようなものは見られなかった。竹筋の期待が残る。鉄筋探査等の本格調査を行ってみたい対象である。

アーチ間の壁には透かしのようなデザインがあり、軽やかな印象を演出している（写真17-2）。

写真17-2　透かし部

<table>
<tr><td>調査対象：
No.18</td><td colspan="2">（廃）姫井橋（ひめいばし）</td></tr>
<tr><td colspan="2">所在地・完成年等</td><td>構造形式</td></tr>
<tr><td colspan="2">●所在地：熊本県菊池市旭志
　　　　　県道、合志川
●完成年：1925年
●特記：土木学会推奨土木遺産</td><td>●種別：道路橋
●橋長：18.0m
●径間：17.0m
●形式：RCタイドアーチ橋
　　　　メラン式、下路</td></tr>
</table>

【報告】

農村のなかにポツンと現れる。日本初の鉄筋コンクリートタイドアーチである（写真18-1）。気を抜くと通り過ぎてしまいそうなくらい、その場にあることが自然で溶け込んでいる印象を受けた。

写真18-1　姫井橋

小ぶりで可愛らしい橋梁である。現在はすぐ隣に車両用の橋が架けられており、歩道橋として地元の方に利用されている。撤去の予定もあったが、地元の要望で保存されているという。調査中、偶然年配の住民の方に話を聞くことができた。小さいころに荷馬車が通った、橋で遊んだなどの話を実に楽しそうに話して頂いた。土木学会の推奨土木遺産に選出されたときは、学会の意味はわからなかったものの、橋がこの先も残るということが嬉しかったという。

規模の大小に関わらず、ここまで地元に愛される構造物になれば土木の世界に生きる者として本望であろう。

8．研究成果の刊行に関する一覧表

刊行書籍又は雑誌名（雑誌のときは雑誌名、巻号数、論文名）	刊行年月日	刊行書店名	執筆者氏名
土木学会第64回年次学術講演会、V-215、pp.427-428、外部環境がコンクリート構造物内部の含水状態に与える影響	平成21年9月	(社)土木学会	玉井譲、上田洋
歴代構造物品質評価／品質検査制度研究小委員会(216委員会)成果報告書およびシンポジウム講演概要集、pp.113-120、コンクリート構造物の表層付近における水分分布の検討	平成21年11月17日	(社)土木学会	上田洋、玉井譲
コンクリート工学協会年次論文報告集, Vol.32, 実構造物調査に基づく中性化に与えるセメントおよび水分の影響	平成22年7月	日本コンクリート工学協会	松田芳範, 上田洋, 石田哲也, 岸利治
コンクリート工学協会年次論文報告集, Vol.32, 機械式定着具を用いた定着部の損傷時における静的定着性能	平成22年7月	日本コンクリート工学協会	長井宏平, 大胡賢一
コンクリート工学協会年次論文報告集, Vol.32, 機械式定着具からの応力伝達に着目した破壊形態及び定着体の検討	平成22年7月	日本コンクリート工学協会	大胡賢一, 長井宏平
電力中央研究所報告, 研究報告: N08081, 放射性廃棄物処分施設におけるセメント系材料の品質検査システムの構築(その1)ーコンクリート表層の反発度ならびに透気性の非破壊評価ー	平成21年8月	電力中央研究所	蔵重勲, 廣永道彦, 松田芳範, 岸利治
コンクリート工学協会年次論文報告集, Vol.32, 脱型材齢や曝露環境がコンクリートの強度特性や表層透気性ならびに中性化抵抗性に及ぼす影響の実験的評価	平成22年7月	日本コンクリート工学協会	蔵重勲, 廣永道彦
Proceedings of the 6th International Conference on Concrete under Severe Conditions of Environment and Loading, CONSEC'10, Nondestructive quality evaluation of surface concrete with various curing conditions	平成22年6月	CONSEC10	Isao Kurashige and Michihiko Hironaga

第65回土木学会年次学術講演会講演概要集，フライアッシュコンクリートの乾燥収縮および強度発現に及ぼす脱型材齢の影響	平成22年9月（予定）	土木学会	下村和也，蔵重勲，西田孝弘，仲亮介，石川弘毅
第65回土木学会年次学術講演会講演概要集，屋内外に曝露したコンクリートの反発度と表層透気係数の推移	平成22年9月（予定）	土木学会	仲亮介，蔵重勲，西田孝弘，下村和也，石川弘毅
第65回土木学会年次学術講演会講演概要集，脱型材齢の異なるコンクリートの圧縮･引張･曲げ強度および反発度との比較	平成22年9月（予定）	土木学会	西田孝弘，蔵重勲，下村和也，仲亮介，石川弘毅
第65回土木学会年次学術講演会講演概要集，温湿度履歴が異なる環境に曝露したコンクリートの乾燥収縮および強度発現	平成22年9月（予定）	土木学会	行平訓規，蔵重勲，西田孝弘，仲亮介，下村和也，石川弘毅
第65回土木学会年次学術講演会講演概要集，養生条件が異なるコンクリートの促進中性化速度係数と非破壊測定した表層透気係数の相関	平成22年9月（予定）	土木学会	蔵重勲，廣永道彦
第64回年次学術講演会第Ｖ部門講演概要集,V-217，pp.431-432，配合と養生がコンクリート表層の透気性に及ぼす影響程度に関する一考察	平成21年9月	土木学会	松崎晋一朗，吉田亮，岸利治
コンクリート中の鋼材の腐食性評価と防食技術に関するシンポジウム論文集，コンクリート技術シリーズNo.86，pp.425-432，フライアッシュを含む護岸コンクリートの塩化物イオン浸透性状と見かけの拡散係数の調査時材齢による相違	平成21年10月	土木学会	高橋佑弥，岸利治，山田義智，岡本賢志
コンクリート工学協会年次論文報告集，Vol.32，実構造物中のフライアッシュコンクリートへの塩分浸透性状と調査時材齢の影響に関する研究	平成22年7月	日本コンクリート工学協会	高橋佑弥，井上翔，秋山仁志，岸利治
Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.8, No.2, Detection of microcracking in concrete subjected to elevated temperature at very early age by acoustic emission	平成22年6月（予定）	日本コンクリート工学協会	Ha Ngoc Son, Akira Hosoda
コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.1，pp.1567-1572，高温履歴を受ける高炉スラグ微粉末含有コンクリートの拘束ひび割れ抵抗性	平成21年7月	日本コンクリート工学協会	石渡大嗣，細田暁，栖原健太郎

コンクリート工学協会年次論文報告集，Vol.32，Characterization of microcracking in very early age concrete subjected to elevated temperature by AE	平成22年7月	日本コンクリート工学協会	Ha Ngoc Son, Akira Hosoda, Takeshi Watanabe
コンクリート工学協会年次論文報告集, Vol.32, 収縮応力および収縮ひび割れがRCはりのせん断耐力に及ぼす影響	平成22年7月	日本コンクリート工学協会	森戸重光･半井健一郎
第64回年次学術講演会第Ⅴ部門講演概要集,V-539, pp.1075-1076, 乾燥収縮がRC ラーメン高架橋の地震応答特性に及ぼす影響の一考察	平成21年9月	土木学会	小林薫, 鈴木雄大
コンクリート工学協会年次論文報告集, Vol.32, 鉄筋コンクリート高架橋の乾燥収縮ひずみの測定	平成22年7月	日本コンクリート工学協会	鈴木雄大，小林薫, 鈴木慎一
第65回土木学会年次学術講演会講演概要集, 環境条件を変化させたRC高架橋スラブ供試体の乾燥収縮の測定	平成22年9月（予定）	土木学会	小林薫, 鈴木雄大
コンクリート工学協会年次論文報告集, Vol.32, Autogenous shrinkage of mortars made with different types of slag cement	平成22年7月	日本コンクリート工学協会	Januarti Jaya EKAPUTRI, Tetsuya ISHIDA, Koichi MAEKAWA
第65回土木学会年次学術講演会講演概要集, 熱力学境界条件の操作によるコンクリート構造の時間依存変形制御	平成22年9月（予定）	土木学会	山本聖輝, 石田哲也

9．研究成果による知的財産権の出願・取得状況

知的財産権の内容	知的財産権の種類、番号	出願年月日	取得年月日	権利者名

10．成果の実用化の見通し

本研究で得られた成果は，次期改訂のコンクリート標準示方書に反映することを検討している．また，鉄道構造物における材料仕様の改訂，ならびに維持管理指針の策定について検討する予定である．

11．その他

特になし