

自由断面掘削機の振動データを利用した地山評価法の開発

塚本耕治* 浜田 元* 蛭子清二*
 栗本雅裕* 寺田道直* 清水顕誠**

1. まえがき

トンネルは線状構造物であるため、地山全体にわたって詳細な地質構造を把握することは困難である。そのため、施工中に得られる計測データや切羽の観察記録などの情報を十分に活用し、地山状況の変化に対応させて必要な対策を実施することがトンネルを安全かつ経済的に施工する上で重要である。近年、掘削機械の高性能化のほか、住宅地や構造物近傍の施工による騒音や振動などの環境条件の制約もあり、自由断面掘削機を適用する機会が増加している。自由断面掘削機（ブーム掘削機）^{1),2)}は、機体前方のブーム先端に取り付けられた多数のビットを持つカッターヘッドを回転させながら岩盤表面に押付けて地山を掘削する掘削機である。

本研究では、このカッターヘッドの押付力やブーム振動などの地山に対する掘削機械の応答情報（機械データと呼ぶ）には切羽位置の地山物性が反映されているという観点から、機械データを利用して地山状態を客観的に評価する方法の開発を進めている³⁾。トンネル現場の自由断面掘削機に自動計測システムを搭載して機械データを収録した。計測した機械データのうち、ブーム振動の振幅値と日本道路公団が導入している切羽評価点⁴⁾を対比した結果、両者の間には高い相関関係があることを見出した。さらに、自由断面掘削機の機械データと岩石の圧縮強度との基礎的な関係を明らかにするため、モルタル試験体を用いた実機による掘削実験を実施した。

ここでは、このような地山評価法の開発の一環として進めている地山評価システムの概要、トンネル現場への適用結果および模型岩盤を用いた掘削実験の結果について述べる。

2. 地山評価システム

2.1 機械データによる地山評価

機械データを用いた地山評価法における情報の関連性を図-1に示す。この評価法には、次のような特徴がある。

- (i) 観察者の個人差が入らない客観的、定量的な地山評価を行える
- (ii) トンネル全長にわたる連続的な評価が可能である
- (iii) 掘削サイクルと競合することなく、リアルタイムな評価が可能である
- (iv) 実務経験者と同程度の精度で、地山評価ができる

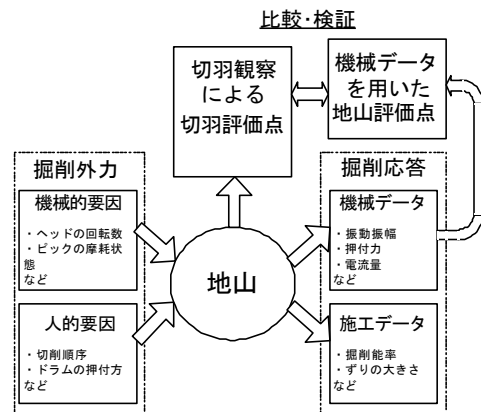


図-1 機械データを利用した地山評価

2.2 計測システム

計測システムの概要を図-2に示す。上下、左右方向のブーム振動を計測するため、ブームの上部および側部に加速度センサー(写真-1)を固定して防護カバーで覆った。カッターヘッドの押付力を計測するため、油圧配管に油圧センサー(写真-2)を取り付けた。制御・送信装置(写真-3)は各センサーから計測データを集め、一次処理したのち無線で送信する。後方に設置した受信・収録装置(写真-4)は、これを受信して

*技術研究所 **東京支社土木部

パソコン画面上に計測データを表示すると同時にメモリーカードに記録する。さらに、掘削終了時には地山評価点の算定を行い、結果をパソコン画面に表示する。また、2週間に1度の頻度で回収したメモリーカードのデータは、現場事務所において印刷出力される。

計測した機械データの処理フローを図-3に示す。掘削位置、切削モータの電圧および電流値、カッタヘッドの押付力の計測は1～10Hzでサンプリングを行い、ブーム振動の計測は1kHzでサンプリングを行った。信号変換部ではアナログ信号をAD変換し、演算処理部では1秒間ごとのデータを平均処理(振動データは振幅の絶対値を平均)して送信部の無線機から1回/秒の頻度で送信する。後方の受信装置では、これを受信して、事前に求めていた地山評価点と機械データの関係式からその位置の評価点を算出する。この関係式は、データの累積量を見て適宜更新される。

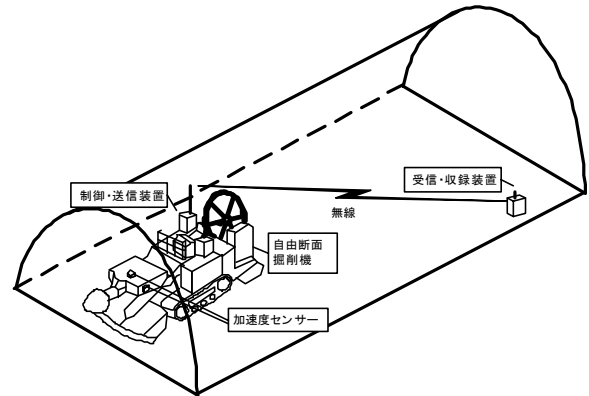


図-2 計測システムの概要

2.3 計測データの一次処理

受信・収録装置に保存された機械データには、地山を掘削していない時のデータも含まれている。そのため、掘削時の機械データを以下の方法で抽出した。

図-4(a)は一切羽分の切削モータ電流値の時刻歴を示す。地山を掘削していない時の電流値は120A(この値は掘削機で異なる)であり、地山を掘削するとモータに負荷が加わり、電流値は上昇する。このことから電流値が120A以上になる時の機械データを抽出して処理の対象とした。図-4(b)および図-4(c)は処理後の電流値、カッタヘッドの押付力の時刻歴、図-4(d)はサンプリング周波数1kHzで計測した加速度データから計算した1秒ごとの平均加速度振幅の時刻歴を示す。図-4(e)のブーム上下角の値から区分した押し込み掘削(カッタヘッドを前方に移動させて踏前を掘削する)の部分と払い掘削(ブームを左右に移動させてカッタヘッドの側面を地山に押し当てながら地山を掘削する)の部分を図中に矢印で示した。

押し込み掘削と払い掘削の区別は、現場観察の結果からブームの上下角が下向き5°より下方を掘削する場合は押し込み掘削、これより上方を掘削する場合は払い掘削とした。押し込み掘削は払い掘削の場合と比較して押付力が平均的に大きい、平均加速度振幅は逆に小さくなる。これは、押し込み掘削ではカッタヘッドの全周が地山に接触しているのに対して、払い掘削ではカッタヘッドの一部のみが地山と接するため、カッタ

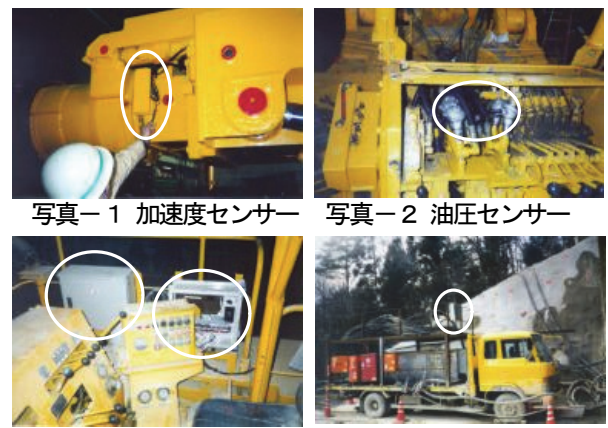


写真-1 加速度センサー

写真-2 油圧センサー

写真-3 制御・送信装置

写真-4 受信・収録装置

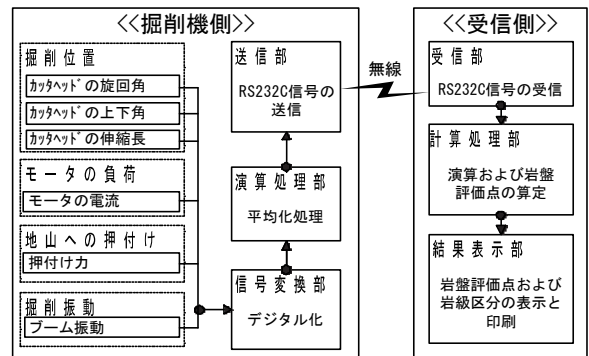


図-3 データ処理フロー

ヘッドに対する地山の拘束が弱くなる。このため、払い掘削ではブームの平均振幅値が大きくなったと考えられる。また、機種によるビットの配置や形状の違いや操作員によるカッタヘッドの地山への押付け方によってブームの振動の振幅値は大きく影響を受けると予想されたので、操作員による影響の少ない押し込み掘削時の機械データのみを分析の対象とした。

2.4 切羽評価点と切羽の機械データ

日本道路公団が導入している切羽評価点法⁴⁾では、切羽断面を天端中央部と左右両側部に3分割して、圧縮強度、風化変質、割れ目の間隔、割れ目の状態、走向傾斜を主な観察項目としてそれぞれ評価した点数を加重平均（左肩部+天端部×2+右肩部）÷4する。評価点が高いほど地山状態は良好であると判断される。

切羽観察は通常1回/日の頻度で実施され、進行2～4サイクルの区間に対して1つの評価点を与えられる。この評価点と一進行分の機械データの代表値を対応させるために、相関分析を行うことにした。代表値は一次処理した一進行分の機械データから求めた計測項目ごとの平均値（一次処理した機械データの積分値を掘削時間で除した値）とした。

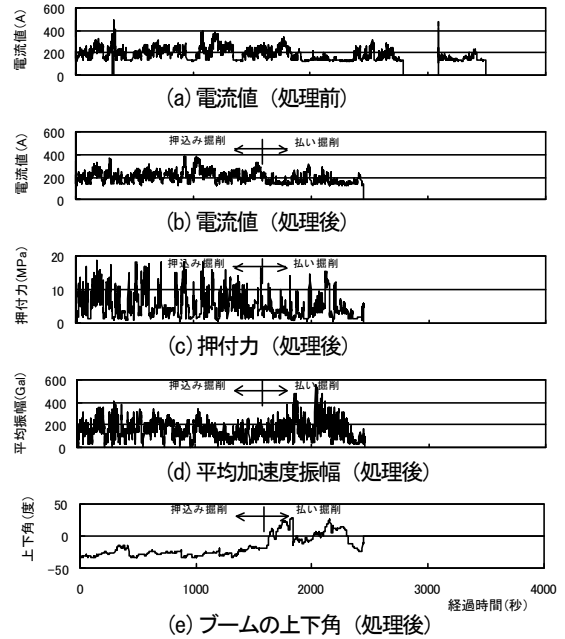


図-4 計測データの一次処理

3. 現場計測

3.1 適用トンネルと地質概要

山形自動車道の山家トンネル(延長 479m)、高原トンネル(延長 341m)、青野トンネル(延長 545m)の3本のトンネルが現場計測の対象である。高原トンネルおよび山家トンネルを掘削した RH-8J(日本鋳機製)と青野トンネルを掘削した S-200(三井三池製)の2種類の自由断面掘削機(表-1)に地山評価システムを搭載した。

地質は、新第三紀中新世の流紋岩質凝灰岩類と流紋岩が主体である。流紋岩の岩片自体は比較的硬質であるが、亀裂の発達している部分が比較的多い。熱水作用や風化作用を受けた凝灰岩類は、亀裂に粘土を挟んで脆弱である。

3.2 切羽評価点との比較

高原トンネルにおける切削モータの消費電力量と切羽評価点の距離分布を対比した結果を図-5に示す。両者の分布傾向は類似しているが、消費電力量は局部的な変動が大きい。これに対して、平均加速度振幅と切羽評価点の距離分布を対比した結果を図-6に示す。振幅と評価点の分布形は図-5の場合よりも類似した傾向を示している。また、相関分析の結果からも、ブーム振動の平均振幅は、消費電力量に比べて切羽評価点とより高い相関を示す。

同様に、青野トンネルと山家トンネルの平均加速度

表-1 掘削機のおもな仕様

掘削機	全長(m)	総重量(tf)	モータ出力(kW)
S-200	11.5	46	200
RH-8J	12.5	54	240

振幅と切羽評価点の距離分布を対比した結果を図-7、図-8に示す。両者は分布形が一致しない区間もあるが、全体的には同じ変動傾向を示している。

同じ掘削機(RH-8J)を用いた高原トンネルと山家トンネルの平均加速度振幅と切羽評価点の相関関係を図-9に示す。平均振幅と評価点の間には正の相関が見られる。すなわち、平均振幅が大きくなると地山状態は良いと判定されている。また、プロットの分布はトンネルごとに2つのグループ(○で囲む部分)に分かれて、平均振幅は山家トンネルの方が大きくなった。

一進行の掘削にかかった時間と平均加速度振幅の関係を図-10に示す。掘削時間と平均振幅には正の相関が見られる。プロットの分布は同様にトンネルごとに分かれて、掘削時間は山家トンネルの方が大きい。一般的に、岩石が硬く、亀裂の頻度が低くなるほど、掘削時間が長くなると考えられることから、平均振幅が大きいことは岩石強度が高く亀裂が少ない地山である可能性を示している。平均加速度振幅とそれと同じ切羽から採取した岩石の一軸圧縮強度(ポイントロード試験)の関係を図-11に示す。サンプル数は少ないが、山家トンネルの岩石強度は高原トンネルよりも

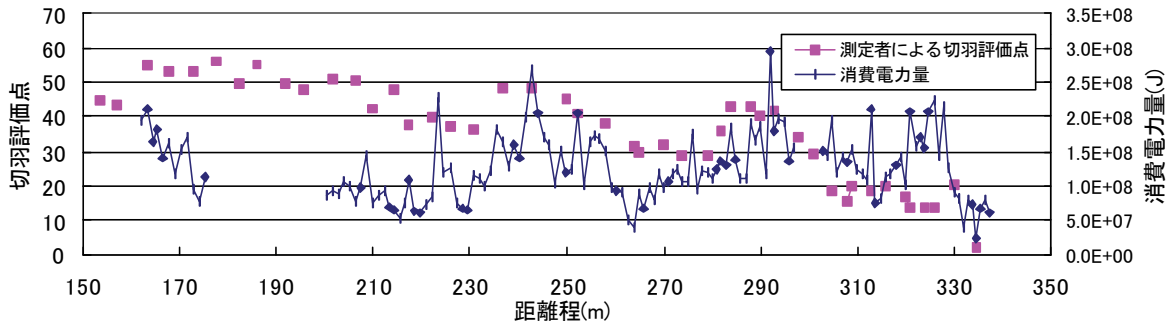


図-5 消費電力量と切羽評価点 (高原トンネル)

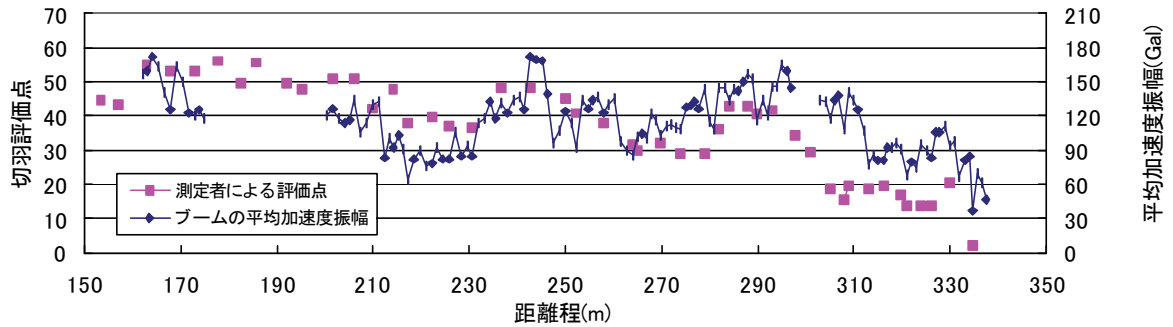


図-6 平均加速度振幅と切羽評価点 (高原トンネル)

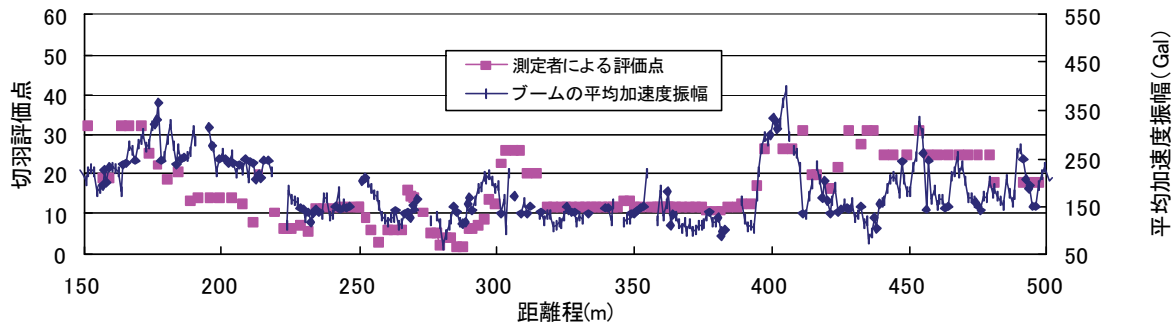


図-7 平均加速度振幅と切羽評価点 (青野トンネル)

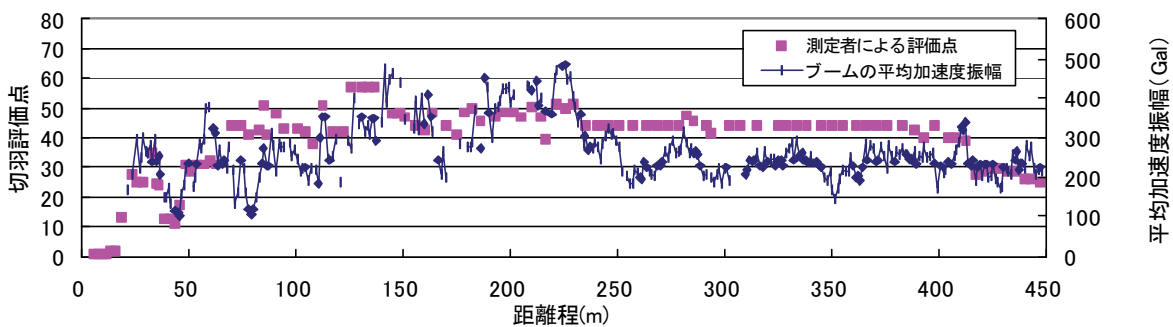


図-8 平均加速度振幅と切羽評価点 (山家トンネル)

相対的に高く、平均振幅との間に比例関係があることがわかる。同じ圧縮強度でも山家トンネルの平均振幅の方が大きいのは、亀裂の影響が反映された結果であると考えられる。

山家トンネルの岩石強度が高原トンネルより相対的

に大きいにも関わらず、切羽評価点に大きな差が見られなかったのは、山家トンネルでは亀裂に関する評価点が全体的に小さく、亀裂が地山に及ぼす影響をより大きく評価したからと考えられる。このように、2つのトンネルには評価の違いが見られ、切羽評価点に測

定上の個人差が入りやすいことは留意すべきである。
 この場合、ブーム振動の平均振幅を使えば客観的な地山評価が可能であることが示された。

4. 掘削実験

4.1 実験の概要

切羽評価点では圧縮強度の観察項目に対する配点が相対的に大きいことから、強度の異なるモルタル試験体を用いた掘削実験を行い、ブーム振動と強度の基礎的な相関関係について調べた。

試験体は図-12 に示す大きさ (2m×2m×1m) で設計強度が 10、30、60MPa である 3 体と設計強度が 60MPa で厚さ 9mm、幅 1.2m、奥行き 0.8m のスリットを鉛直方向に入れた 1 体の合計 4 体である。試験体の物性値を表-2 に示す。

実験では、図-13 のように H 鋼を介して PC 鋼棒で試験体を反力壁、および反力床に固定してブーム掘削機 S-65 (三井三池製、全長 11.3m、総重量 22tf、モータ出力 65kW) を用いて掘削した。掘削手順は押し込み掘削を 2 回に分けて行い、その後、払い掘削をそれぞれ左方向および右方向に 1 回ずつ行った。計測は 2.2 の計測システムを用いて行い、計測データは 2.3 の手順で処理した。

4.2 実験結果と考察

実験中の押付圧は常にリリース状態 (一定以上の圧力が作用しない状態) になり、カッタヘッドの押付力は 14.4kN で一定となった。切削モータの電流値は 1 秒ごとの平均値を、さらに 1 回の掘削分について平均化処理を行った。

図-14 は、単位掘削体積あたりの消費電力量と試験体の圧縮強度の関係である。圧縮強度が大きな場合に掘削速度が小さくなり、掘削時間が極端に長くなる。圧縮強度 60MPa の第 1 回押し込み掘削は掘削機械の能力を超えて岩盤を掘削する場合に相当し、通常の現場施工では現れない異常な機械データと見られる。各試験体の 1 回目の押し込み掘削における平均加速度振幅と圧縮強度の関係を図-15 に示す。圧縮強度が 10MPa から 30MPa と大きくなると平均振幅も大きくなるが、圧縮強度 60MPa を掘削する際の平均振幅は逆に小さくなる。この傾向は水平方向より鉛直方向の平均振幅の方がより明瞭に現れ、2 回目の押し込み掘削の場合も同様

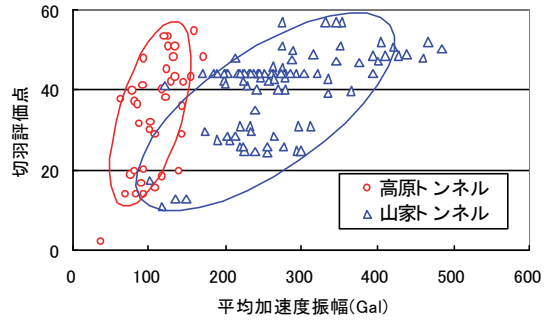


図-9 切羽評価点と平均加速度振幅の関係

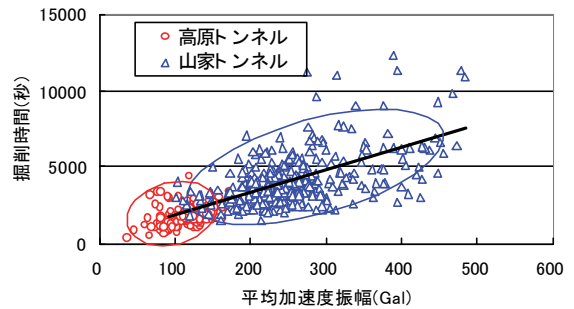


図-10 掘削時間と平均加速度振幅の関係

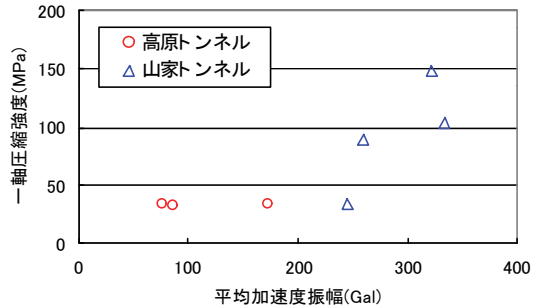


図-11 一軸圧縮強度 (ポイントロード試験) と平均加速度振幅の関係

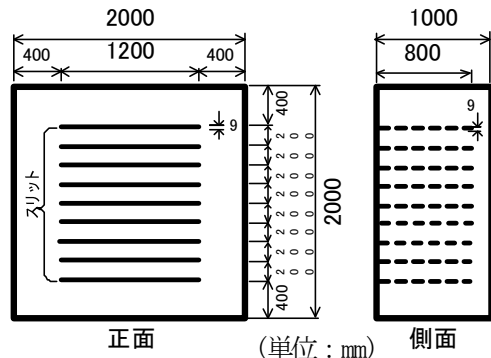


図-12 試験体の寸法 (スリットがある場合)

表-2 試験体の物性値

試験体番号	密度 γ_t (Mg/m ³)	一軸圧縮強度 σ_c (MPa)	弾性係数 E (GPa)	弾性波速度 Vp (m/s)	スリット
試験体1 (10MPa)*	2.0	12.8	12.9	1529.6	なし
試験体2 (30MPa)*	2.1	38.5	20.4	1957.2	なし
試験体3 (60MPa)*	2.3	63.3	27.6	2102.1	なし
試験体4 (60MPa)*	2.3	63.3	27.6	2102.1	あり

* ()内は目標強度を示す

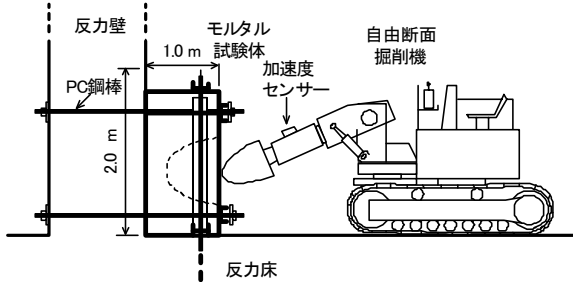


図-13 実験の配置図

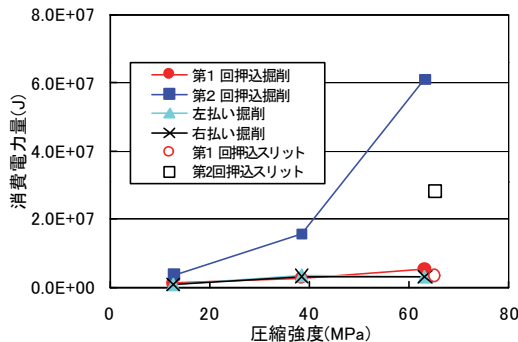


図-14 消費電力量と圧縮強度

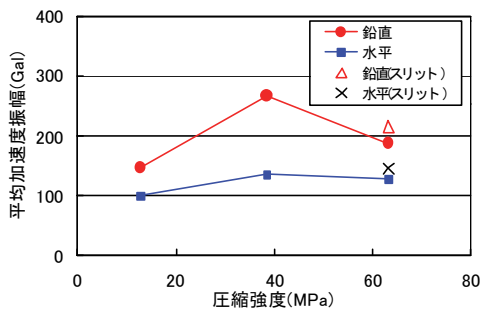


図-15 平均加速度振幅と圧縮強度

であった。通常、圧縮強度に対して掘削性能がある掘削機を用いて大きな押付力と切削力で掘削する場合には、圧縮強度が大きくなると平均振幅は大きくなる。

これは、切羽の岩盤が硬くなると、掘削機の振動が大きくなるという作業員のもつ感覚と一致している。一方、掘削機がもつ効率的な掘削の限界を超えるような圧縮強度が大きい場合は、強度に対して押付力や切削力が小さいため、ビットが地山に切込む深さを十分

に確保できず掘削効率が低下して平均振幅は小さくなる。60MPa の試験体の掘削がこの場合であり、掘削の進行に伴って切削モータの出力が掘削に消費されなくなる。ビットの切込み量が小さく電流値は減少するのに対して掘削時間は長くなり、結果として消費電力量が大きくなったと考えられる。

図-14 および図-15 にはスリットのある試験体の押し掘削の結果も同時に示す。スリットのない場合に比較して、平均振幅は1割程度増加するが、消費電力量は半減している。圧縮強度が大きくても試験体にスリットなどの不連続面が含まれていれば、ある程度の切込みが確保できて効率よく掘削できることがわかる。

以上のように、10MPa と 30MPa の試験体の場合には、圧縮強度と平均振幅に比例関係があること、また、スリットがあると平均振幅は少し大きくなり、掘削効率が向上することが示された。

5. あとがき

機械データは、地山状況の変化に応じた適切な支保パターンを選定する際の判断資料として役立てることができる。現場適用する場合には、初期のキャリブレーションの段階で平均加速度振幅と切羽評価点の関係式を求めておき、切羽評価点の施工実績からこの関係式を適宜更新するようにしている。今後、振動以外の機械データと組み合わせることで、精度を向上したいと考えている。

山口大学工学部の中川浩二教授には本研究を進めるにあたり、貴重な御助言と御指導をいただいた。ここに記して感謝の意を表す。

【参考文献】

- 1) 大久保誠介、「掘削機械」、資源と素材、Vol. 116、No. 3、pp. 224-232、2000. 3
- 2) 大山宏、「1500kg/cm²の壁は厚いか?」、建設機械、Vol. 37、No. 4、pp. 56-65、2001. 4
- 3) 塚本耕治ほか、「自由断面掘削機の機械データを用いた地山評価法の基礎的研究」、第 11 回岩の力学国内シンポジウム、2002. 2
- 4) 中田雅博ほか、「新しい切羽観察手法」、ハイウェイ技術、No. 9、pp. 41-49、1997.

二次覆工省略型小口径RCセグメントの開発

福居雅也* 荒川賢治*
柳原純夫** 奥野三郎**

1. まえがき

仕上り内径 3000 mm以下のシールドトンネルでは、通常、鋼製セグメント+二次覆工コンクリートでトンネル構築が行われている。これは、仕上り内径 3000 mm以下のシールドトンネルでは鋼製セグメントがRCセグメントに比べ廉価であること、小口径トンネル内のセグメント搬送や組立て時の施工性が良好でセグメントの割れ・欠けの懸念がないこと等のためである。

一方、小口径トンネルにおいてトンネル施工費の低減を図るために、二次覆工を省略すればトンネル径が縮小できる(図-1)。二次覆工を省略する場合、鋼製セグメントでは防錆上の問題から適用が困難であるため、RCセグメントの適用が前提となる。しかも覆工内面に継手用のボルトボックス等がなく平滑であるRCセグメントが望まれている。

これらを背景に、内面が平滑で二次覆工省略に適したRCセグメントとしてすでに実用化している『ハニカムセグメント¹⁾(写真-1)』を基本に、新しいピン式継手を用いた『二次覆工省略型小口径ハニカムセグメント』の開発を行った。このセグメントは経済性を考慮して分割数を4に限定し、仕上り内径 3000 mm以下(適用最小内径 2000 mm)を対象としている。



写真-1 ハニカムセグメント出来形状況

2. 二次覆工省略型小口径ハニカムセグメントの概要

小口径用ハニカムセグメントは図-2、3に示すよ

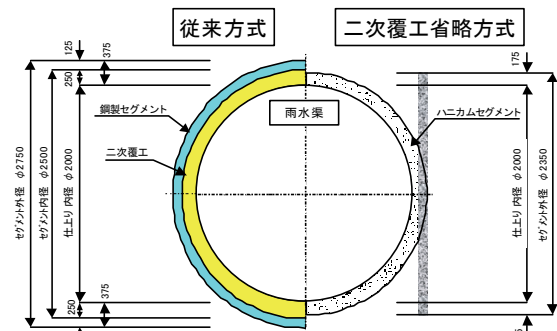


図-1 従来方式と二次覆工省略方式との比較

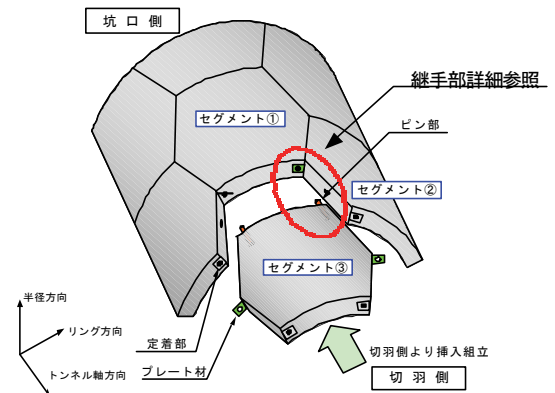


図-2 二次覆工省略型小口径ハニカムセグメント組立概念

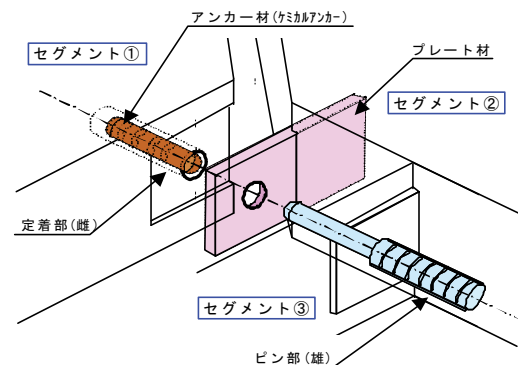


図-3 継手部詳細

*技術本部技術開発部 **技術本部土木部

うにセグメントを軸方向に挿入して組立てられ、六角形の頂部に取付けたプレートを軸方向にピン継手で挟込む連結構造(図-3)である。

ピン継手は定着部にアンカー材(エポキシ樹脂系ケミカルアンカー)をあらかじめ挿入し、ピンでアンカー材を押潰して定着させ、継手に曲げモーメントが作用してもピンで連結されたプレートが、曲げ引張り作用による継手の目開き変形を抑制する。

3. 新継手方式(ピン式継手)の開発

3.1 ピン式継手要素試験

a. 試験概要

ケミカルアンカーを用いたセグメント用のピン継手は、我が国でも初めての試みであり、基本的な引抜き耐力や地震時の検討に必要なばね定数を検証する目的で、写真-2に示す試験用の供試体を万能試験機を用いて、低荷重レベルから徐々に荷重を増加させ、荷重載荷と除荷を繰り返す引抜き試験を行った。

供試体にはM18(定着長約10cm、20cm)のねじ切りピンを用い、定着部は径φ22mmの鋼管を用いた。また、ピンの形式には耐震性を考慮し、ピン継手のばね定数が小さいと考えられる図-4に示す二重管タイプのピン継手の繰り返し引抜き試験もあわせて実施した。

b. 試験結果

引抜き耐力は定着面積と図-5に示すように高い相関があり、定着面積あたり9N/mm²である結果が得られた。ピン継手1箇所あたり(定着長10cmの場合)の最大引抜き耐力は約100kN/本であり、この値は計算上のコンクリートの極限引抜き耐力に相当している。

図-6に示すようにピンの繰り返し载荷により残留変位はあるものの、最大引抜き荷重の低下は小さい。また、図-4に示した二重管タイプのピン継手はねじ切りピン継手に対して、50%以下のばね定数となった。

c. トンネル軸方向の耐震性能評価

前項の試験結果よりセグメントリング間の継手ばね定数を設定し、レベル2地震動に対する安全性について確認した。また、従来の標準的な継手(鋼板+短ボルト)を用いたRCセグメントとの相違を把握した。

(a) 計算方法

下記の指針および計算例に拠った。

i. 「下水道施設の耐震対策指針と解説-1997年

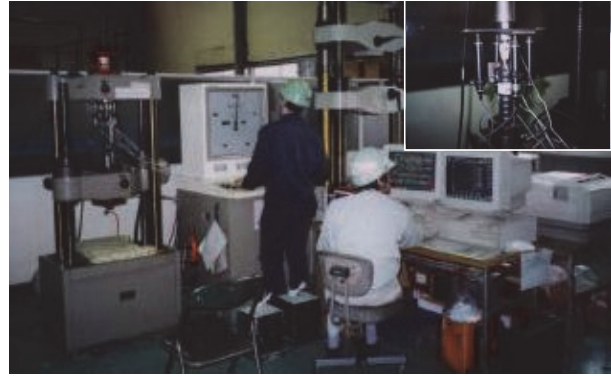


写真-2 継手要素試験状況 (右上: 近景)

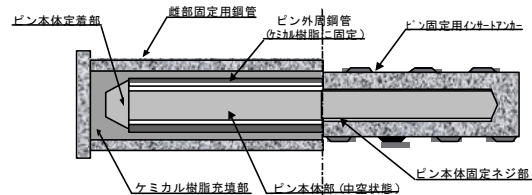


図-4 二重管タイプ継手の概念

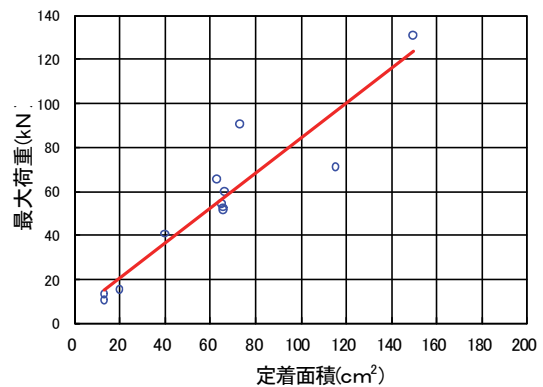


図-5 定着面積-最大荷重の相関

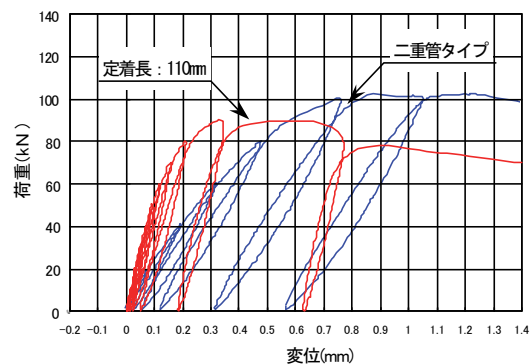


図-6 荷重-変位の相関

版)、(社)日本下水道協会

ii. 「下水道施設耐震計算例-管路施設編-平成13年4月」、(社)日本下水道協会

(b) 計算条件

トンネル位置および地盤条件を図-7に示す。地盤は「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」(平成8年

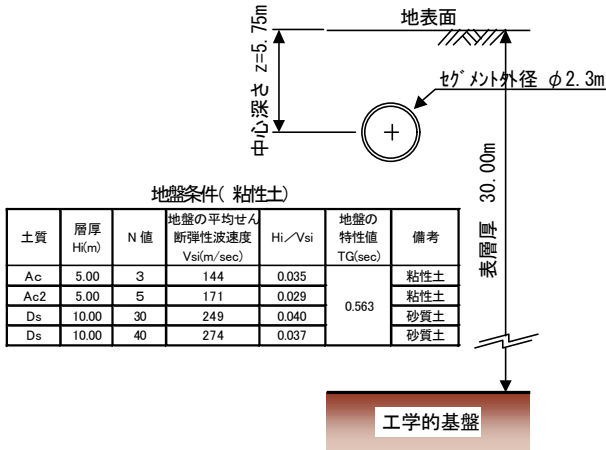


図-7 トンネル位置および地盤条件

12月、(社)日本道路協会)で示される地盤種別II種を目安として多層地盤を設定した。なお、検討対象地盤は粘性土および砂質土について実施した。本稿では粘性土について以下に報告する。

セグメントは外径 2.3m、内径 2.0m、幅 1.0m とし、ピン式継手の定着長は 110mm、225mm および 130mm (二重管タイプ) とした。

(c) 地盤変位の設定

応答変位法の外力として入力される地盤変位は、一次元地盤応答解析プログラム「shake」により算定した。地盤のせん断弾性係数、減衰定数の歪み依存特性(非線形性)は、等価線形化法により考慮している。入力地震動は、減衰定数 15%における速度応答スペクトルが「下水道施設の耐震対策指針と解説」で示されるL2地震用設計用速度応答スペクトルに一致するように振幅特性を繰返し計算により調整した模擬地震波を用いた。位相特性(波形特性)は1985年兵庫県南部地震においてポートアイランドのGL-83mで観測されたNS成分波を使用した。目標応答スペクトル(日本下水道協会、設計用速度応答スペクトル)と入力地震動(shake入力)の速度応答スペクトルを図-8に示す。また、入力地震動の加速度波形(最大加速度 465Gal、継続時間 20秒)および解析に用いたせん断弾性係数、減衰定数の歪み依存特性をそれぞれ図-9、図-10に示す。

(d) 計算結果

「shake」により算定した地盤の水平変位分布を図-11に示す。ここに示される変位分布は動的応答解析により求まる各時刻の変位分布結果のうち、管路中心における変位が最大となる時刻における水平変位を

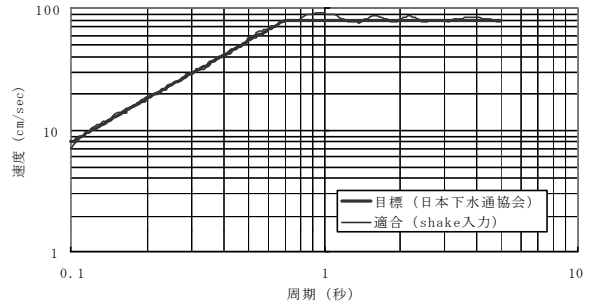


図-8 入力地震動速度応答スペクトル

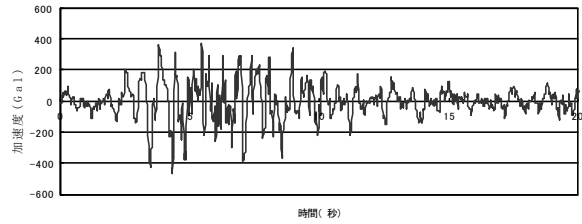


図-9 入力地震動加速度波形

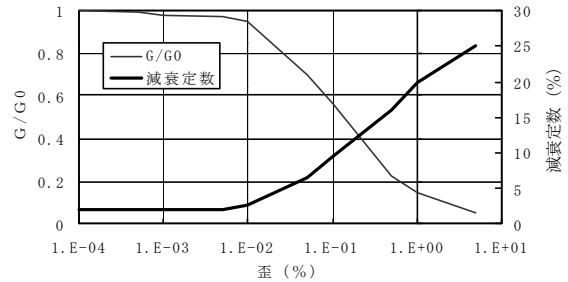


図-10 地盤歪み依存特性

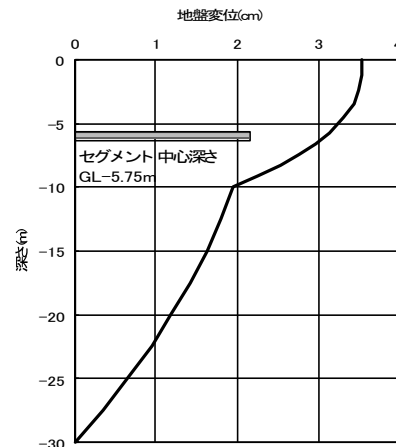


図-11 地盤水平変位分布

抽出したものである。地中管路構造物の軸方向応答は管路中心位置における地盤変位に大きな影響を受ける。計算の結果、地表変位が 3.5cm、管路中心位置における変位が 3.1cm となった。

図-12 に粘性土におけるアンカー定着長 110mm および二重管タイプのケースの応答解析結果を示す。計算の結果、以下のことを確認した。

- i. アンカー定着長 100mm の場合、L2 地震動に対する応答値は実験最大荷重（コンクリート圧縮破壊荷重）の 80% 程度となる
- ii. 二重管タイプの場合、L2 地震動に対する応答値は実験最大荷重の 20% 程度となる
- iii. 継手部の変位は 0.1mm 程度と微小であり、今回設定した地盤条件よりさらに軟弱な地盤への適用も可能である
- iv. 鋼板+短ボルトのばね定数は二重管タイプとほぼ同様であるが、発生軸力は二重管タイプに比べ大きい

以上より、標準的な沖積地盤ではアンカー定着長 100mm 程度の継手が、また、超軟弱地盤あるいは地層境界の局所的に地盤歪みが急増する箇所等では二重管タイプの継手がそれぞれ適しているものと考えられる。

3.2 継手曲げ試験

a. 試験目的

試験では、変形特性の把握、継手部の目開き量や回転ばね定数の把握および継手の破壊荷重や破壊形態の把握を目的とした。

b. 試験方法

試験は軸力（リングあたり 50kN、100kN、135kN）を導入した継手曲げ試験および軸力を解除した破壊曲げ試験を実施した。また、供試体は平板形状で 2 リング幅分とし、桁厚は 150mm とした（写真-3）。

荷重導入は図-13 に示すようにトンネル軸方向の変位を拘束した状態で、所定の軸力を導入した後、ローディングビームを介し 2 点载荷により曲げモーメントを導入した。計測項目を表-1 に示す。

c. 試験結果

(a) 変形特性

図-14 に継手部曲げモーメント M_j と本体中央部の変位量 d の相関を示す。同図には各軸力レベルの許容曲げモーメント (Ma) および剛性一様と仮定した場合の計算上の変位量をあわせて示している。

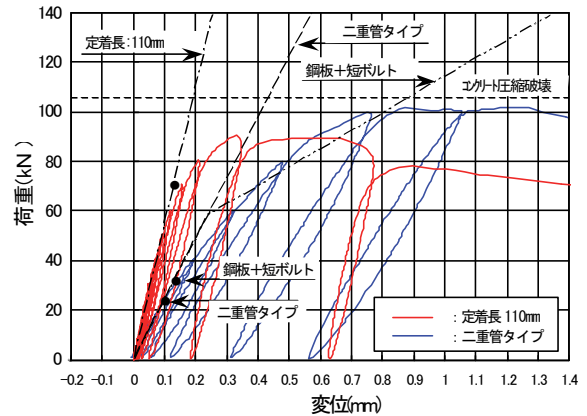


図-12 計算結果

図-14 から、許容曲げモーメント付近を変曲点としてバイリニア的な挙動を示し、許容曲げモーメントレベルでの変位量は各軸力とも 4mm 以下であった。また、曲げ剛性有効率（剛性一様と仮定した場合の計算変位量/測定変位量）は各軸力とも 0.7 程度であった。

(b) 継手部の目開き量および回転ばね定数

図-15 に継手部曲げモーメント M_j と継手目開き量 δ の相関を示す。同図から、許容曲げモーメント作用時の継手の目開き量は各軸力とも 0.2mm 以下と微小であり、その際の継手回転ばね定数は軸力 100kN、135kN で 22000kN・m/rad/ring 程度であった。

(c) 継手の破壊荷重および破壊形態

継手の破壊時の曲げモーメントは許容曲げモーメント ($Ma = 9.8\text{kN}\cdot\text{m}/\text{ring}$) の 3.12 倍であり、シールド工事用標準セグメント（桁厚 150mm の鋼板+短ボルト

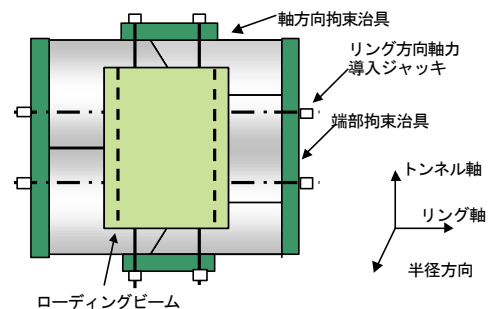


図-13 平板载荷継手曲げ試験装置概念



写真-3 継手曲げ試験状況

表-1 計測項目一覧

計測項目	使用計器	計測点数
継手目開き	クリップ型変位計	リング方向 3x2=6 点
変位	高感度変位計	内空鉛直変位 1 点
	CDPタイプ ストローク50~100mm	支承鉛直変位 4 点 計 5 点
コンクリート歪み	歪みゲージPL-60	リング方向 5 点 斜辺面桁高方向 2 点 計 7 点
プレート歪み	歪みゲージKGF-1	9 点

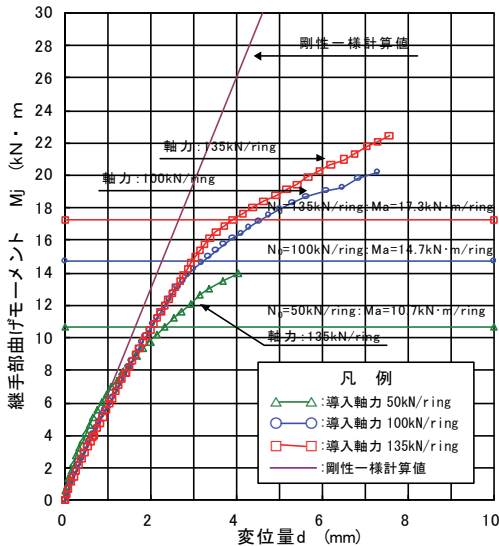


図-14 曲げモーメント-本体中央部変位量の相関

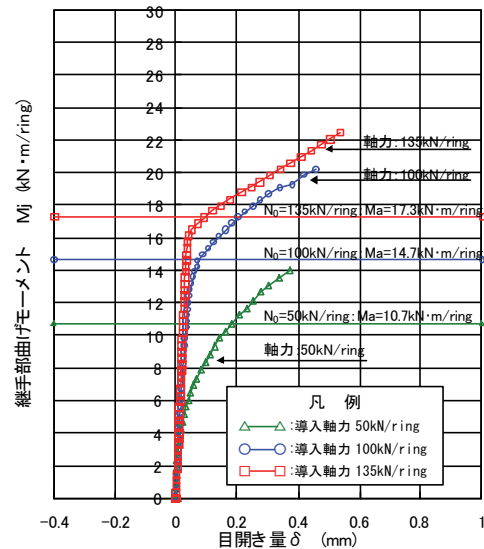


図-15 曲げモーメント-継手目開き量の相関

のRCセグメント)の継手破壊曲げモーメント 21kN·m/ring~27kN·m/ring と比べても同程度の強度を有していること、また、写真-4に示すように破壊形態は本体コンクリートのプレート定着部の引張り、せん断破壊が複合した状態であることがわかった。

4. シールド機械設備

小口径シールドトンネルの内空断面は図-16に示すように非常に狭隘なスペースとなる。

RCセグメントの割れ欠けを考慮し、シールド機械設備についても検討を実施した。検討にあたっては、作業スペースに制約の多い泥土圧シールドを対象に、仕上り内径φ2000mm、桁厚175mmで4分割のハニカムセグメントの条件でシールド機の試設計を行った。

4.1 基本的な考え方

試設計における基本的な考え方を以下に示す。

- i. セグメント分割数：4分割（経済性を考慮）
- ii. 止水シール：セグメント内外面の2条貼付
- iii. セグメント組立時の機械設備との離隔：50mm
- iv. 曲線施工を考慮

4.2 ハニカムセグメントの特長

六角形の同一形状をしたハニカムセグメントは通常の矩形セグメント（継手形式：鋼板+短ボルト）と比較して以下のような特長を有している。

- i. 腐食性環境下での二次覆工省略を考慮してセグメント内面の鉄筋かぶり 35mm^φを確保した場合においても、最小桁厚 150mm まで適用可能



写真-4 継手部の破壊状況

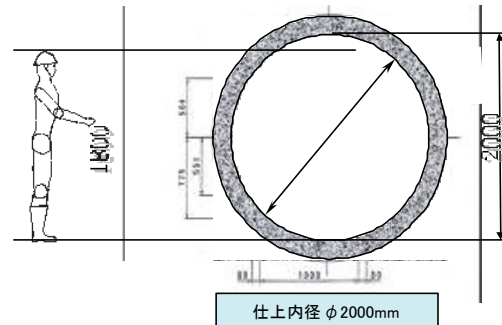


図-16 小口径シールドトンネルにおける内空断面概念

- ii. セグメント組立の際に六角形の斜辺角度に応じセグメントを回転し、見かけ上の弦長を小さくする（約10%減）ことにより挿入時のシールドジャッキとの離隔確保が可能（図-17）

4.3 シールド機の試設計

小口径ハニカムセグメント対応型シールド機の試設計を行い以下のことを確認した（図-18参照）。

- i. 22.5° 回転・挿入により、仕上り内径2000mmで4分割セグメントの搬入と組立が可能
- ii. スクリュコンベアを屈曲方式とすることで泥土圧シールドでも施工可能

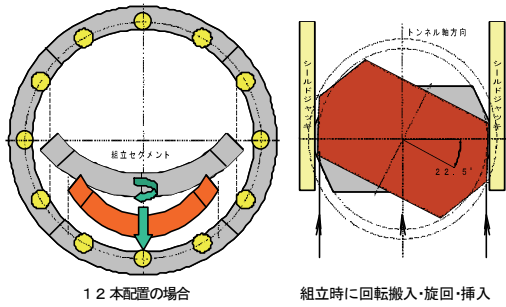


図-17 4分割ハニカムセグメントの組立概念

- iii. セグメント搬入はインバート部にオートキャリアを採用することによりエレクタまで搬送可能
- iv. 中折れ装置により半径30mまで曲線施工が可能

5. 適用範囲

通常の斜ボルト方式のハニカムセグメント、内水圧対抗型ハニカムセグメントおよび二次覆工省略型小口径ハニカムセグメントの適用範囲を整理したものを表-2に示す。

シールド工事前標準セグメント²⁾の規定によれば、二次覆工を前提にセグメント外径3350mm(仕上り内径2600mm)までがセグメント分割数5であり、外径3550mm(同2800mm)以上では6分割とされている。

ハニカムセグメントにおいては分割数が偶数分割となることから、通常型ハニカムセグメント(内水圧対抗型を含む)の最小分割数はセグメント外径3350mm

表-2 小口径シールドトンネルにおけるハニカムセグメントの適用一覧

	継手形式	分割数	幅(m)	最小折厚(mm)	適用仕上り内径 [※] (m)						組立方式	
					~2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0~		
通常型ハニカムセグメント	斜辺継手ボルト(2本/ピース)	4, 6, 8, 10	1.0~1.5	175		2400~∞	2800~∞					ボルト自動締結装置標準装備
内水圧対抗型ハニカムセグメント	斜辺継手ボルト(2本/ピース)+内圧対抗嵌合継手(ハニカムロックポイント)	4, 6, 8, 10	1.0~1.5	175		2400~∞	2800~∞					ボルト自動締結装置標準装備
二次覆工省略型小口径ハニカムセグメント	ピン式継手	4分割のみ	1.0~1.2	150			2000~2400					回転挿入方式
					同時施工適用せず							

※: 適用仕上り内径の下限は『同時施工』の適用範囲を示す。

(仕上り内径2600mm)以下で4分割とした。また、最小仕上り内径は鉄筋と継手ボルトシース管との離隔を十分に確保するために2400mmとした。

一方、二次覆工省略型小口径ハニカムセグメントは4分割に限定して考え、通常型ハニカムセグメントとの適用区分から、適用範囲は仕上り内径2000mm~2400mmとした。

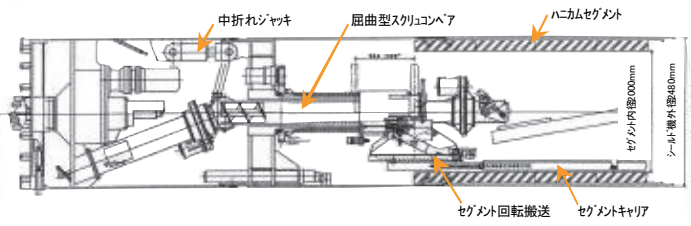


図-18 小口径ハニカムセグメント対応型シールド機(試設計)

6. あとがき

小口径シールドトンネルを対象に、二次覆工省略型RCセグメントを開発した。小口径トンネルに対応して従来の長ボルトの継手に替えてボルト締結が不要なピン式継手を考案し、継手曲げ試験等を行い実用性と強度を確認した。また、レベル2地震動を対象とした耐震検討においても、二重管タイプのピン継手を併用することによりトンネル縦断方向の引張り力に対して柔軟に対応可能であることを確認した。

さらに、狭隘な小口径トンネルでのセグメントの円滑な搬入や組立てを可能とするシールド機械設備についても六角形状に対応した独自の搬入・組立て方式を開発し、実用化への目処がついた。試算の結果、経済性については通常の鋼製セグメント+二次覆工コンクリートと比較して径別に数%~10%程度のコスト低減が可能であることがわかった。

なお、本研究開発のうちセグメント関係は石川島建材工業㈱との共同開発であり、シールド機械設備については奥村機械製作㈱に協力願った。また、開発全般にわたり早稲田大学理工学部小泉淳教授に技術指導をいただいた。最後に、本研究開発にあたりご指導、ご協力いただいた関係各位に感謝の意を表す。

【参考文献】

- 1) 株奥村組・石川島建材工業㈱、「先端建設技術・技術審査証明報告書 ハニカムセグメント」、(財)先端建設技術センター、1997.3
- 2) ㈱土木学会・㈱日本下水道協会共編、「シールド工事前標準セグメント-下水道シールド工事前セグメント-(JSWAS A-3, 4-2001)」、(社)日本下水道協会、2001.7

ラッピング工法の開発

畑山栄一* 三澤孝史*
 福居雅也** 竹本光慶***

1. はじめに

シールドトンネルは、地下構造物の輻輳化によりますます大深度化する傾向にあり、高水圧に対応する止水技術が求められている。また、海底部や湾岸部では、塩害や腐食性環境下の地盤におけるセグメントの劣化を抑制する技術が求められている。これらの課題を解決することを目的に、シールドトンネル施工時にセグメント外周を止水性と耐久性に優れた防水シート（以下、シート）で覆うラッピング工法（外周被覆工法）を開発した。トンネルと地盤をシートで遮断することで、大深度の高水圧下における止水性の向上とトンネルの長寿命化を図ることができる。

また、ラッピング工法の付加技術として、その止水性を活かして施工性、経済性に優れたラッピング工法用可とうセグメントの開発も併せて行った。

2. ラッピング工法の概要

2.1 施工法

ラッピング工法の施工概念を図-1に示す。シールド

ト機テール部に装備したラッピング装置により、掘進中にセグメント1リング分のシートを巻立てて溶着する。掘進およびシートの巻立・溶着を終了すると、セグメントの組立を行う。以後、『掘進・シート巻立の同時施工』と『セグメント組立』を順次行い、トンネル全体をシートで覆う。施工サイクルタイムは従来のシールド工法と同じである。セグメントを覆ったシート外側への裏込注入は掘進中にシールド機から行う。

なお、セグメントリング間の約30m毎のシートに罫状の隔壁であるセーフティバリアを設けることで、万一、シートが破損しても区間を限定することで漏水箇所の発見と補修を容易に行うことができる。

2.2 特長

ラッピング工法の特長を以下に示す。

- i. トンネル全体をシートで覆うため、長期間にわたって地下水の漏水を防止できる
- ii. 耐久性に優れたシートでセグメントを土と水から遮断するため、トンネルの長寿命化が図れる
- iii. 塩害などの厳しい条件下でも二次覆工の省略が可能となり、大幅な工期短縮が図れる
- iv. 二次覆工省略の場合の工事コストダウンはもと

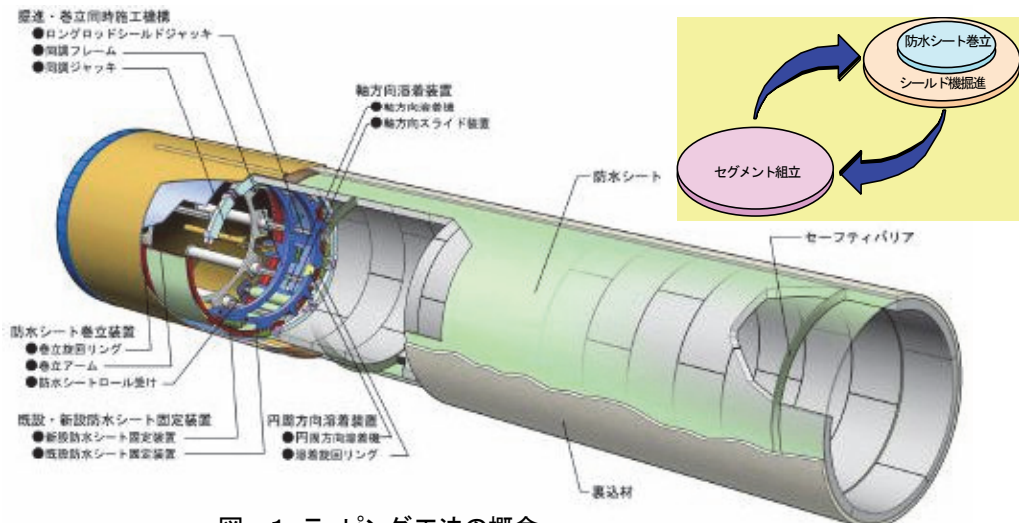


図-1 ラッピング工法の概念

*技術研究所 **技術本部技術開発部 ***東京支社土木部

より、供用中の排水処理など、ランニングコストが削減できる

- v. 止水性能が高いため地下水の変動や地盤沈下など、環境に対しての影響を防止できる

2.3 シート

シートは厚さ2mm以上のポリエチレンを使用する。材料の選定にあたっては、施工性、溶着性、経済性、耐久性を考慮した。なお、耐水圧性については、溶着部の接合強度によることから、シート接合部の耐水圧試験を実施し、2.0MPa以上の耐水圧性があることを確認した。

施工時におけるシートの巻立形状を図-2に示す。

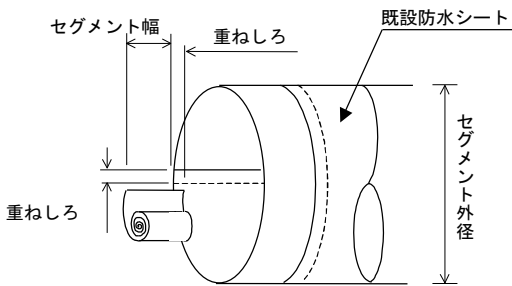


図-2 シートの巻立形状

2.4 ラッピング装置

ラッピング装置の構成を以下に示す(図-1参照)。掘進中にシートの巻立位置を既設シートに対して定位置に保つように掘進・巻立同時施工機構を組み込んだ。

- ①掘進・巻立同時施工機構
- ②防水シート巻立装置
- ③新設・既設防水シート固定装置
- ④円周方向溶着装置
- ⑤軸方向溶着装置
- ⑥防水シート破損防止機構

2.5 施工手順

施工手順を以下に述べる(図-3参照)。円筒形のアンビルの内径とセグメント外径を同じにすることで、セグメント外径と同じ径のシートの巻立が可能になる。

- ①掘進と同時に、防水シートロール受けにセットした新設シートの端部を巻立アームに把持し、巻立旋回リングを回転させてシートを巻き立てる
- ②新設・既設防水シート固定装置でシートをアンビル内面に押し付けて固定する(写真-1参照)
- ③既設シートと新設シートの重ね合わせ部に円周方向溶着機をセットし、溶着旋回リングを旋回さ

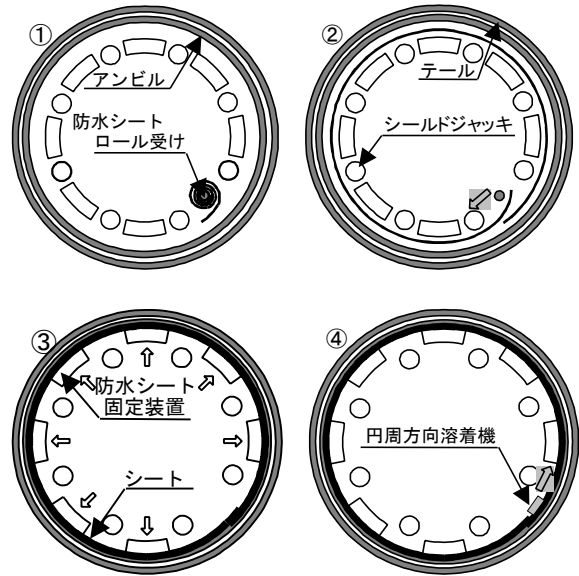


図-3 シート巻立手順



写真-1 新設防水シート固定装置

せて円周方向の溶着を行う

- ④新設シートの重ね合わせ部に軸方向溶着機をセットし、軸方向スライド装置で走行させ、軸方向の溶着を行う
- ⑤掘進およびシートの巻立と溶着が完了した後、シートの内側にセグメントを組み立てる

3. 総合実験

3.1 実験目的

外径 3478mm のシールド実験機を用いて屋外で総合実験を行い、施工性、シートの巻立精度、接合部の溶着強度(以下、接合部強さ)を調べる。

3.2 実験装置および実験方法

実験装置の仕様を表-1に示す。実験では、実施工と同じ手順で『シールド掘進・シート巻立』と『セグメント組立』作業を交互に行った(写真-2参照、セグメント12リング組立、R:50mの曲線部含む)。

なお、シートは表-2に示す厚さ2mmのポリエチレンシートを使用した。

表-1 実験装置の仕様

シールド機	外径	φ3478mm
	シールドジャッキ	ロングロッドシールドジャッキ 100kN×1450mm×10本 スプレッド(フリーロック装置)
	テールシール	ワイヤーブラシ2段
	防水シート高速被覆システム	同調フレーム/ガイドロッド 防水シート巻立装置 既設防水シート固定装置 新設防水シート固定装置 円周方向溶着装置/軸方向溶着装置
	シートプロテクタ	超高分子量ポリエチレン
セグメント	種類	スチール製/5分割/軸挿入式
防水シート	外径/内径/幅	φ3350mm/φ3050mm/900mm
	材質/厚さ	ポリエチレン/2.0mm

表-2 シートの物性

試験項目	単位	試験値	試験方法
比重	—	0.903	JIS K 6773
硬さ	—	97	JIS K 6773
厚さ	mm	2.09	JIS K 6008
引張り強さ	20℃	N/mm ²	JIS K 6773
	10℃		
伸び	20℃	%	
	10℃		
引裂強さ	N/mm	95	JIS K 6252 準拠
耐薬品性 質量変化率	アルカリ	±0.0	JIS K 6773 準拠
	酸	±0.0	
	食塩水	±0.0	



写真-2 総合実験状況

3.3 実験結果

a. シートの巻立

総合実験の前にシート巻立長と溶着の出来形を調べる要素実験を行った。実験結果から、シートをアンビル内周長よりも短く巻立てることで溶着に不具合(シートのしわやズレ)が生じないことがわかった。

この結果をもとに、シート巻立とセグメント組立の総合実験を行った。シート巻立結果を図-4に示す。シート巻立長はすべてアンビル内周長(10536mm)より約0.6%短くなり、溶着不良の発生も見られなかった。このことから、実施工においても溶着不良を発生させることなくシートの巻立が可能であることを確認した。

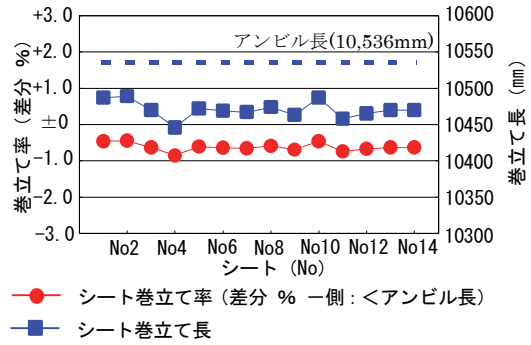


図-4 シート巻立て結果

b. シートの溶着

円周方向および軸方向のシート重ね合わせ部の接合は熱コテ(以下、ウェッジ)式の溶着装置を用いた。溶着装置の仕様を表-3に示す。

円周方向溶着装置を図-5、溶着状況を図-6に示す。ウェッジ、押圧ローラ、押圧ジャッキは一体構造で、溶着旋回リングに取り付けた。溶着方法は、新設シートと既設シートの間にはウェッジを挿入し、旋回しながらシートを溶かし、その後から押圧ローラでシートを押し付けて溶着接合する方法である。この時の溶着部の接合部強さは、溶着速度、溶着温度、押圧力の3要素に影響を受ける。

実験では、円周方向の溶着速度を2.5m/min、軸方向の溶着速度を1.0m/minで行った。円周方向溶着時のウェッジ温度および押圧力とシートの接合部強さの関係を図-7に示す。溶着温度460~520℃、押付力600~1000Nの範囲での接合部強さは約20N/mmである。シートの接合部強さの規格値は、「山岳トンネル工法における防水工指針」¹⁾によると6.3N/mmであり、溶着温度、および押付力の設定値に幅があっても、規格値以上の接合部強さを有することがわかった。

また、軸方向についても、溶着速度1.0m/minに

表-3 溶着装置の仕様

装置の種類	仕様
円周方向溶着装置 ・円周方向溶着機	AC100V、1.3kW 溶着温度：130~560℃ 溶着速度：~3m/min 旋回速度：4m/min
・溶着旋回リング	
軸方向溶着装置 ・軸方向溶着機	AC100V、1.3kW 溶着温度：130~560℃ 溶着速度：~2m/min 旋回速度：3m/min
・軸方向スライド装置	

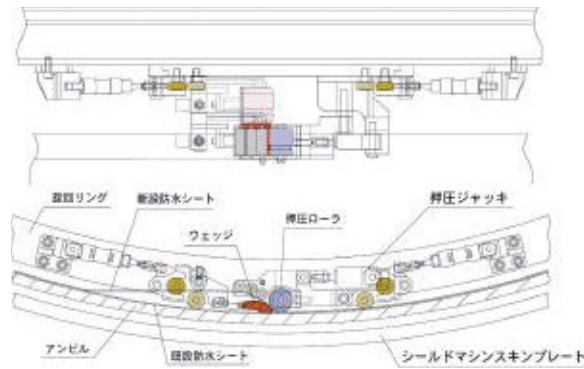


図-5 円周方向溶着装置

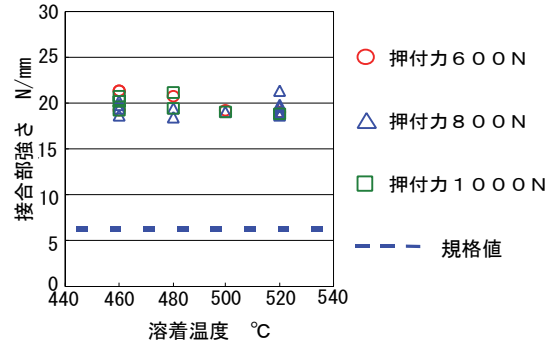


図-7 溶着温度と接合部強さの関係

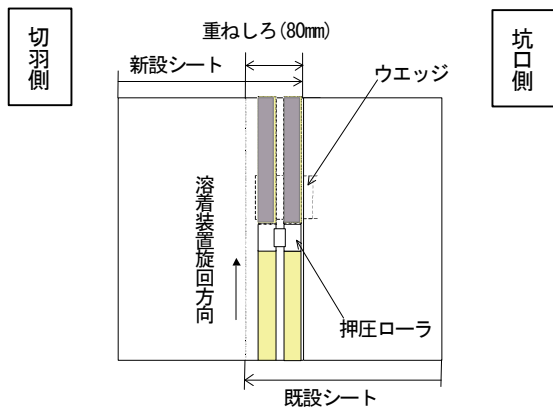


図-6 円周方向の溶着状況

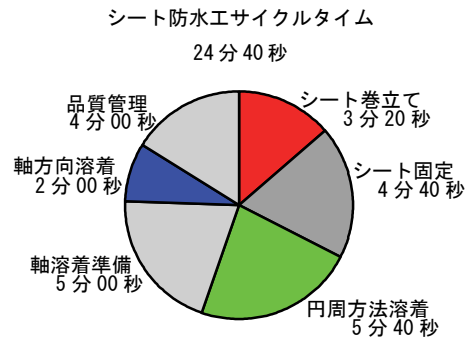


図-8 サイクルタイム

対して、溶着温度 370~430°C、押付力 600~1000N の範囲の中で同様の強度を有することがわかった。

このことから、シート溶着の施工管理が容易であることが確認できた。

c. サイクルタイム

シート1リングの施工サイクルタイムは 24 分 40 秒である。各作業の内訳を図-8に示す。実験結果をもとに、中口径から大口径までのシート防水工のサイクルタイムを試算すると、すべて各シールド機外径毎の掘進時間内に収まり、シールド掘進とシート巻立・溶着の同時施工が可能であることが確認できた。

4. ラッピング工法用可とうセグメントの開発

4.1 概要

開発したラッピング工法用可とうセグメント²⁾は、ラッピング工法の付加技術として、ラッピング工法の高い止水性を活かし、施工性、経済性に優れた可とうセグメントである。

本可とうセグメントは、ラッピング工法により構築

されたシールドトンネルの地震や不等沈下等により発生する応力や変位を吸収するものである。

写真-3にラッピング工法用可とうセグメントを示す。本可とうセグメントは、地震時等に変位を吸収する緩衝ゴムを、左右の外枠セグメント（鋼製）に取り付けている。ラッピング工法によりセグメント外周に被覆されたシートにより止水性を確保する構造であるので、従来の可とうセグメントのように止水性を確保するための止水ゴムの機内における設置、接続作業が不要である。

図-9に可とう部の構造を示す。図-10に緩衝ゴムの断面形状を示す。各部の役割を以下に述べる。

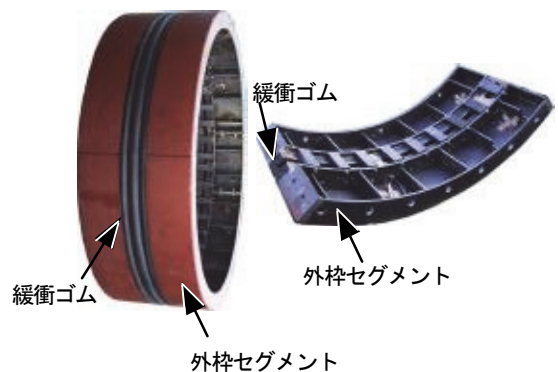
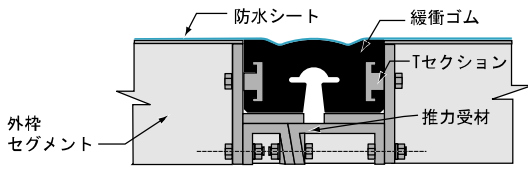


写真-3 ラッピング工法用可とうセグメント

シールド推力影響圏



シールド推力影響圏

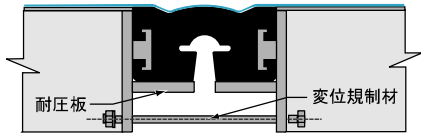


図-9 可とう部の構造

緩衝ゴムは、地震時等にトンネル変位を吸収する部材であり、土水圧に耐え、土水圧を耐圧板に伝達する。

引張り応力が生じないように、許容引張り変位量(20mm)分を予め圧縮しておく。また、シートの背面を保護する間詰め材的な役割もする。要素試験により、2.0MPa までの耐圧を確認している。

耐圧板は、緩衝ゴムを介して作用する土水圧に対抗する。

Tセクションは、緩衝ゴムを外枠セグメントに取り付けるT型金具である。

推力受材は、セグメントピースの時点で緩衝ゴム幅を所定の長さ(195mm)に保つとともに、シールド推力により可とう部が圧縮されないように推力を伝達する。

変位規制材は、可とう部が許容変位量を超えないように規制する部材。シールド推力の影響が無くなった時点で、推力受材を撤去し、取り付ける。

表-4に、本可とうセグメントの設計値を示す。許容変位量は従来の可とうセグメントを使用した工事実績や防水シートの弾性変形量を考慮して決定した。

4.2 適用箇所

適用箇所は図-11に示すように、従来の可とうセグメントと同様に、立坑とトンネルの接合部や地盤条件変化部等である。

4.3 特長

本可とうセグメントの特長を以下に示す。

a. 構造の簡素化

外周に被覆されたシートが止水性を確保し、変位吸収性能を有する緩衝ゴムと耐圧板のみで、土水圧を支えるシンプルな構造である。

b. 優れた施工性

ピースの分割形状と1リングの組立方法は一般セグ

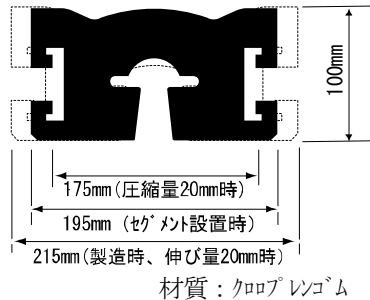


図-10 緩衝ゴムの外形寸法

表-4 開発目標性能

許容圧縮量	20mm
許容引張り量	20mm
許容偏心量	30mm
許容土水圧	1.0MPa (安全率2)

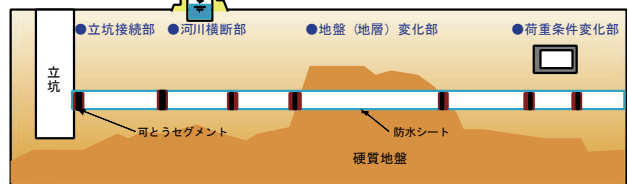


図-11 適用箇所

メントと同じである。従来の可とうセグメントのように止水ゴムの取付・接続等を行う必要がないため、施工サイクルに影響を与えない。

c. 優れた経済性

シンプルな構造と優れた施工性により大幅にコストを削減する。必要変位量が性能を超える場合、複数回使用しても経済的である。

4.4 性能確認実験³⁾

a. 実験目的

実大規模の試験体(外径φ2,800mm)を用いた性能確認実験により、開発した可とうセグメントの性能を確認する。

b. 実験方法

実験ケースを表-5に示す。外圧負荷実験は、外圧を作用させて、圧縮、伸び、偏心の各変形、偏心と圧縮・伸びを組み合わせた変形、および屈曲角(今回の試験体での値)について許容変位量まで与えた。外圧は、シート外周に設置した外筒管に注水加圧することにより0.5MPaまで作用させた。写真-4にシート設置状況、写真-5に実験状況を示す。

外圧無負荷実験は、緩衝ゴムの変形状態を確認するために、シートを設置する前に、外圧を作用させずに行った(写真-6参照)。また、変形裕度確認実験として、許容変位量の2倍近くまでの変形性能の余裕度の確認も行った。

計測項目は、荷重、変位、緩衝ゴムを外枠セグメントに固定する鋼材(Tセクション、耐圧板)に作用する圧力ひずみ、Tセクション固定ボルトの軸力および外圧(注水

表-5 実験ケース一覧表

実験名	実験内容						最大外圧
	圧縮	伸び	偏心	偏心+圧縮	偏心+伸び	屈曲角	
外圧負荷実験	0~20	0~20	0~30	偏30+圧0~20	偏30+伸0~20	0.8°	0.5MPa
外圧無負荷実験	0~20	0~20	0~30	偏30+圧0~20	偏30+伸0~20	0.8°	無し
変形裕度確認実験	0~30	0~40	—	—	偏0~60+伸20	1.6°	無し

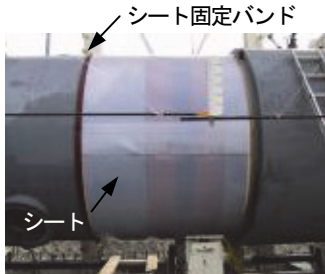


写真-4 シート設置状況



写真-5 外圧負荷実験状況

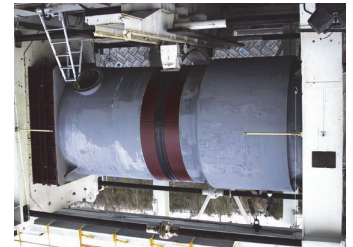


写真-6 外圧無負荷実験状況

圧)である。

c. 実験結果

i. 変形性能

外圧負荷実験より、最大外圧 0.5MPa 作用下において、許容変位量まで、全て問題なく変形することを確認した。また、本可とうセグメントの可とう部に使用している緩衝ゴムは、従来の可とうセグメントに使用される止水ゴムに比べ肉厚である。しかし、その作動抵抗力(剛性)は十分に小さく、可とう性に影響を及ぼすものではなかった。

緩衝ゴムの変形状態の一例として、写真-7に変形裕度確認実験における変形状況を示す。許容変位量の2倍程度まで変形させた変形裕度確認実験においても、ピース間の突き合わせ部も含め、問題となるような変形挙動は見られなかった。



写真-7 変形状況

ii. 止水性

外圧負荷実験より、外圧 0.5MPa 作用下においても漏水は見られなかった。これより、本可とうセグメントは、外周に敷設したシートの止水性に悪影響を与えることなく変形性能を発揮することを確認できた。

iii. 緩衝ゴム取付部材

全実験ケースにおいて、緩衝ゴムを外枠セグメントに固定する鋼材(Tセクション、Tセクション固定ボルト)および緩衝ゴムを介して土水圧に対抗する耐圧板に作用した応力は小さく、特に問題となるような応力は生じなかった。

5. おわりに

外周被覆工法であるメンブレンラッピング工法⁴⁾とラッピングシールド工法⁵⁾の技術を融合し、新たにラッピング工法を大成建設(株)、五洋建設(株)、日立建機(株)、石川島播磨重工業(株)との5社共同で開発した。総合実験を行って、巻立精度、溶着強度、施工サイクルなどを検証し、実用化の見通しを得ることができた。

また、本工法の特長を活かしたラッピング工法用可とうセグメントを大成建設(株)、五洋建設(株)と共同開発した。今後は、さらなる技術の向上を図り、実工事への適用を図る予定である。

【参考文献】

- 1) (社)日本トンネル技術協会、「山岳トンネル工法における防水工指針」、pp. 50~61、1996. 2
- 2) 島田他、「ラッピング工法用可とうセグメントの開発(その1)」、土木学会第57回年次学術講演会、第VI部門投稿中
- 3) 三澤他、「ラッピング工法用可とうセグメントの開発(その2)」、土木学会第57回年次学術講演会、第VI部門投稿中
- 4) 三島、畑山、「管被膜工法の開発(第2報)」、奥村組技術研究年報、No. 14、pp. 97~102、1988
- 5) 山本、中嶋他、「ラッピングシールド工法を重要構造物直下に採用」、トンネルと地下、2002. 1、pp. 37~44

シリカ薄液による液状化対策工法の開発

日下部 伸* 高橋一成** 古賀 明**
 柳原純夫*** 森尾 敏****

1. まえがき

兵庫県南部地震（阪神・淡路大震災:1995年）以来、さまざまな耐震設計基準が見直されてきた。また、地震時の地盤災害から社会資本を守るため、種々の液状化対策も実施されてきた。既設構造物直下や構造物周辺地盤の場合、その対策工法は限定され、せん断変形抑制工法、注入固化工法、間隙水圧消散工法、地下水位低下工法などが用いられている。その中において、従来の注入固化工法は、施工性に優れ適用範囲が広いものの、経済性に劣るという欠点があった。

今回、既設構造物直下、及び周辺地盤の液状化対策として、経済性・施工性に優れた新しい浸透注入固化工法を開発した。この工法では、注入薬液として溶液型超微粒子シリカを低濃度の薄液状態で用い、薬液コストを抑え、低い注入圧力で周辺構造物への悪影響を無くし、高速注入による迅速な施工を特長としている。

本研究では、東京湾沿岸の埋立て地盤において、現場施工実験を行い、施工能力、出来形管理、シリカ薄液による改良砂の液状化抵抗などについて開発技術を実証した。さらに、有効応力法に基づく液状化解析プログラム FLIP を用いて改良効果について解析的にも検討を加えた。以下に、その概要を報告する。

2. 溶液型超微粒子シリカと改良土の特長

本工法で用いる注入薬液は、水ガラスのアルカリをイオン交換法によって除去した純粋なシリカからなり、固結後は溶脱が少なく耐久性に優れている。また、超微粒子（平均粒子径 5nm、粘土・超微粒子セメントの1/1000）であるため、優れた浸透性を発揮し、**図-1**に示すように従来の注入工法に比べて改良径が大きく工期・工費が大幅に改善される。改良砂は、サンドゲル化開始直後に中性域に入り、薬液の構成成分も全て

無機質であるため、環境保全性に優れている。

さらに、室内配合試験の研究成果^{1)~4)}により、シリカ薄液で改良された土は、小さな一軸圧縮強さ（15kPa 以下）でも優れた液状化抵抗性と靱性を発揮することが実証されている。その結果、低濃度の薬液で改良が可能であり、材料費を大幅に低減できる。

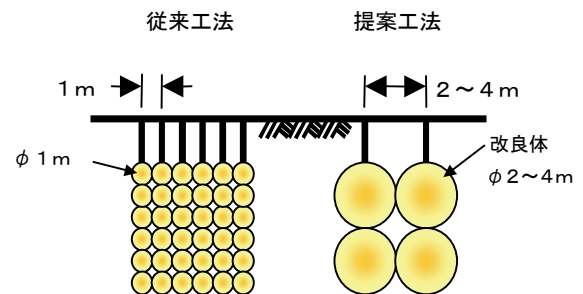


図-1 大口径改良体の概念

3. 低圧・高速注入パッカーの開発と注入速度試験

低圧・高速注入を行うため、長尺ストレーナ構造を採用し、注入開口面積の増大をはかった。逸出防止にはシールグラウトの代わりに特殊な注入パッカーを開発した。パッカー注入材が外部地盤に浸透する構造にし、パッカーを膨張させるとともに、孔壁地盤の強度増加をはかる構造とした。高効率注入パッカーの概念を**図-2**に示す。このパッカーの注入効率の向上効果を確認するために、水を使用した注入速度試験を行った。従来工法「二重管ダブルパッカー」との注入速度-注入圧力の比較を**図-3**に示す。開発した注入パッカーは注入速度を大きくしても注入圧は低く抑えられることがわかる。低圧(0.1MPa 程度)の一定圧力の浸透注入を考えれば、従来工法の2~3倍の高速注入が可能になる。

*技術研究所 **東京支社土木設計部 ***技術本部土木部 ****舞鶴工業高等専門学校

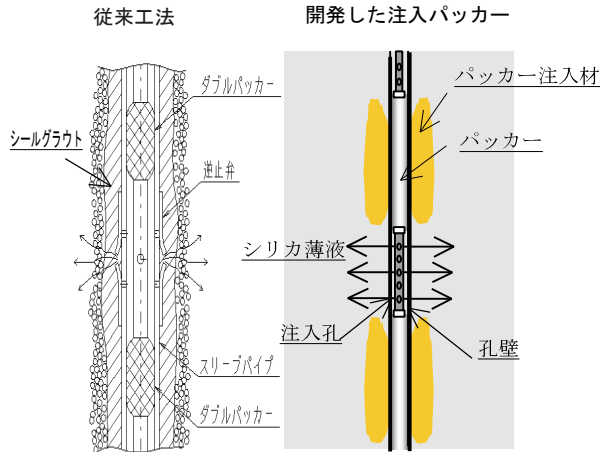


図-2 注入パッカーの比較

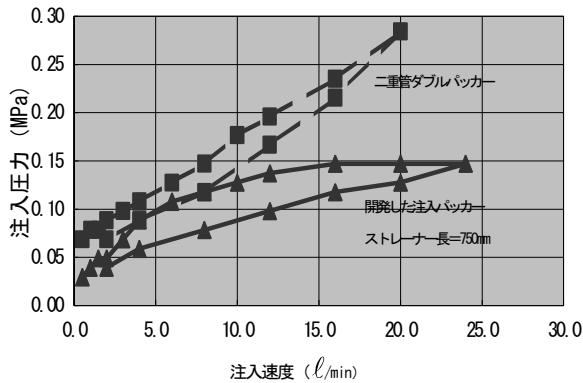


図-3 注入速度試験

4. 現場施工実験の概要と注入範囲の確認方法

実験を行った埋立て地盤は、緩い細砂で構成されており、地下水位はGL-3mである。対象地盤の物性値を表-1に、施工実験の注入諸元を表-2に示す。

表-1 対象地盤の物性値

土粒子の密度 (g/cm ³)	2.719
間隙比	0.967
細粒分含有率 (%)	8.8
均等係数	2.14
現場透水係数試験 (cm/sec)	2.26 × 10 ⁻³

表-2 注入諸元

ケース	1	2	3	4	5
シリカ濃度	4.5%	4.5%	2.25%	4.5%	4.5%
注入速度	30 l/min	20 l/min	20 l/min	20 l/min	20 l/min
注入直径	2m	2m	3m	4m	2m 2段
注入量	1.8m ³	1.7m ³	6.2m ³	14.7m ³	1.8 m ³ ×2

注入速度は従来の注入速度の 2~2.5 倍の速度を設定した。表-2に示すケース4の注入量は、従来注入の標準径を 1.0m とすると、その 64 倍の注入量であった。薬液の逸出も無く、低圧力で施工できた。ケース3では薬液費の削減を図るため、原液を2倍希釈した低濃度のシリカ薄液を注入しており、一軸圧縮強さは 15~50kPa 程度である。そのため、提案工法を実現場に適用するには、低強度の改良体を現場で適切に評価する必要がある。ここでは、注入範囲を明確に特定できる電気比抵抗コーン試験結果について述べる。

電気比抵抗試験は、コーン先端ロッド部に電極を設け、地盤の電気比抵抗を図-4に示すように、深さ方向に連続的に計測する試験である。図-5は、表-2のケース3について、注入中心から 50cm 離れた位置で実施した注入前後の計測結果の比較を示している。同図から読み取れるように、注入前の原地盤では比抵抗値は 10~30Ωm 程度の値を示す。それに対し、注入後は 5 Ωm まで値が低下し、深さ方向にほぼ一定値を示す範囲が見られ、薬液が注入された範囲を明確に特定できる。

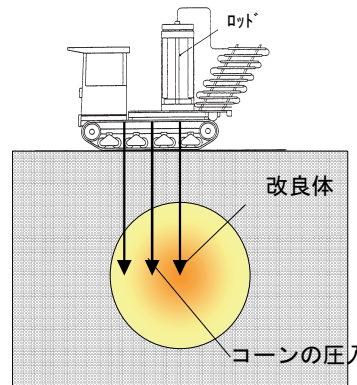


図-4 電気比抵抗試験

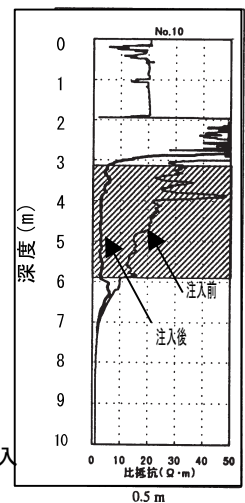


図-5 試験結果

さらに、注入中心を原点に直交する2方向に合計 14 箇所測定を行い、比抵抗値が小さい範囲をプロットしたものが図-6である。注入ストレーナを中心に球状浸透していることがわかり、理論解から得られる範囲とほぼ一致していた。電気比抵抗を測定することで、薬液が浸透した位置、範囲を明確に知ることができ、出来形管理が容易に行えることがわかった。

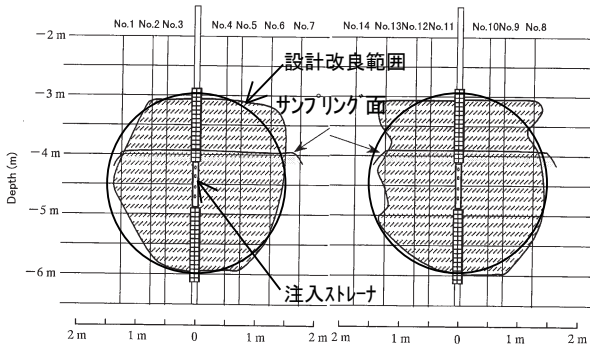


図-6 改良範囲の推測

5. 試掘による改良体の確認と液状化抵抗の実証

写真-1 にケース3の試掘状況を示す。一軸圧縮強さは15kPaと小さいものの、不透水性を発揮し、水洗いにより改良体を確認することができた。改良体の形状は、電気比抵抗コーン試験による推定と一致し、直径約3mの球体であった。

改良体からブロックサンプリングで供試体を取り出し、液状化強度試験を実施した。試験結果の一例を図-7に示す。未改良部では繰返し载荷により急激にひずみが増大する、いわゆる液状化破壊を呈している。一方、改良部はひずみが徐々に増加するものの、優れた靱性を発揮し、液状化破壊しないことがわかる。液状化強度比(繰返し回数20回、せん断ひずみが両振幅で7.5%になるせん断応力比)を求め、注入中心からの分布を描くと図-8のようになる。液状化強度比は未改良砂で0.25だが、改良部では最大0.5程度を示し、液状化に対する抵抗性が大きくなっていることが確認できた。シリカ濃度が低い場合でも、注入中心から離れても、液状化強度比は急減することなく、広い範囲で液状化抵抗を維持できていることがわかった。



写真-1 改良体の試掘(ケース3)

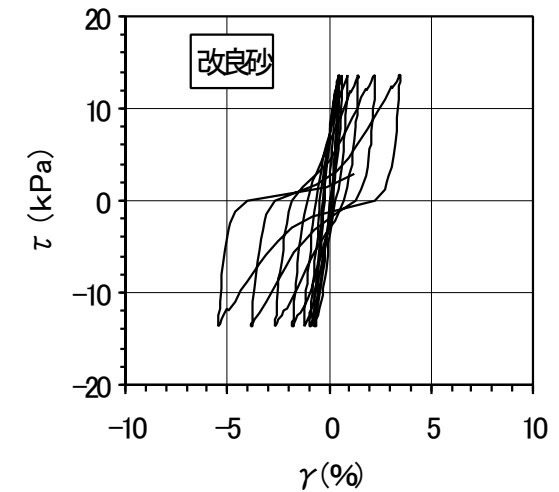
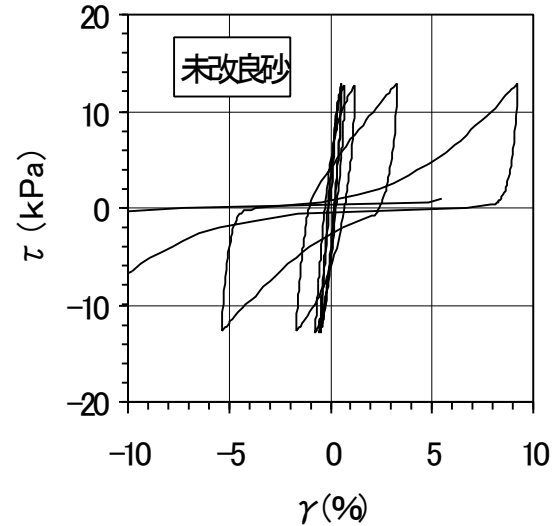


図-7 せん断応力～せん断ひずみ関係

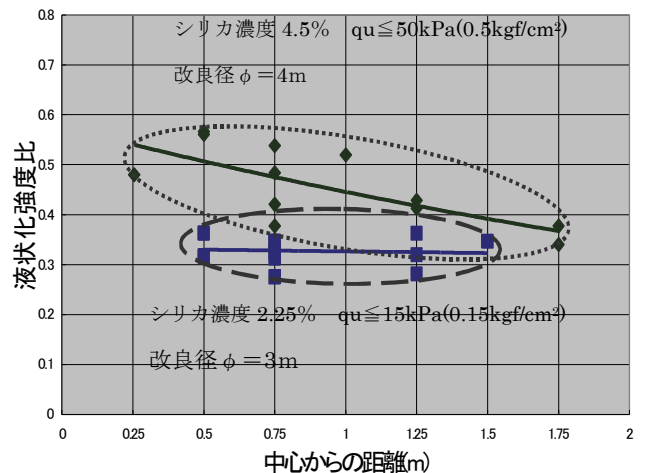


図-8 液状化強度比の分布

6. 改良土の耐震性能に関する一次元液状化解析

シリカ薄液注入による改良土の耐震性能を一次元の液状化解析を通して解析的に検討した。対象地盤は、兵庫県南部地震において鉛直アレー観測が実施されたポートアイランド地盤とした。解析には、有効応力法に基づく液状化解析プログラム FLIP を用いた。使用する構成式は、いわゆる全ひずみ型のモデルで、せん断挙動と体積ひずみ挙動が分離されたものである。せん断に関しては、多重せん断ばねモデルが用いられ、主応力軸の回転も含めた任意方向のせん断の評価が可能である。個々のせん断ばねには双曲線モデルが、この履歴特性には修正した Masing 則が適用される。修正した Masing 則とは、せん断ひずみ振幅に応じて履歴ループの大きさ（減衰定数）を調整したものである。体積ひずみに関しては、せん断仕事モデルが用いられる。塑性せん断仕事と一般化したせん断応力に基づいて液状化フロントと状態変数を定め、この状態変数から塑性体積ひずみを決定している。

解析対象地盤を図-9に示す。ポートアイランド地盤では、GL-0~-18m の埋土に六甲まさ土が使用されている。本解析では、まさ土の代わりにシリカ薄液の現場注入実験を行った地盤（未改良富津砂）を用いた場合と改良砂（6倍希釈と2倍希釈）を用いた場合の違いを調べる。未改良富津砂と改良砂のパラメーターを表-3に、液状化強度曲線を図-10に示す。入力地震動は、アレー観測におけるGL-32.4mでの加速度記録（NS成分）を図-9の砂れき層下端から地中振幅（E+F）として入力する。

最大絶対加速度、最大相対変位、最大せん断ひずみの深さ方向分布を図-11、12、13に示す。地表面の最大加速度は2倍希釈の場合が最も小さい。これは、埋土の強度を高めることで図-13にみられるように下部のMa13にせん断ひずみが集中し、地表への波動伝播が抑えられたためであろう。地表面の最大変位は、2倍希釈の場合が最小（27cm）で、未改良と6倍希釈は同程度（約40cm）である。

図-14に地表面の相対変位時刻歴を示す。この解析は、地震動の20秒以降の加速度をゼロとして、残留変形量をみたものである。未改良では10cm程度の残留変形が生じているのに対し、2倍希釈と6倍希釈の残留変形はほぼゼロである。6倍希釈の場合、一軸

圧縮強さは13kPa程度である。この程度の値であっても、液状化が進行した後のねばりにより残留せん断ひずみが抑えられ、残留変形が低下したものである。

L2 地震動による地盤の耐震性能を検討するとき、土のねばりが重要である。6倍希釈改良土の液状化強度は未改良土と大差ないが、有効応力が低下した後のねばりがあり、優れた変形性能を有する。

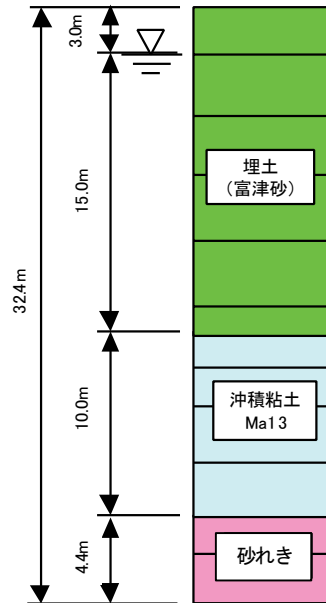


図-9 解析モデル

表-3 パラメーター

パラメーター	未改良	6倍希釈	2倍希釈
σ_r (kPa)	98	98	98
G (kPa)	112400	112400	112400
K (kPa)	299700	299700	299700
ϕ (deg.)	37	37	41
ϕ_m (deg.)	28	28	30
S1	0.005	0.005	0.005
W1	7.0	8.5	10.0
P1	0.5	0.5	0.5
P2	1.3	1.0	0.8
C1	4.0	4.0	6.0

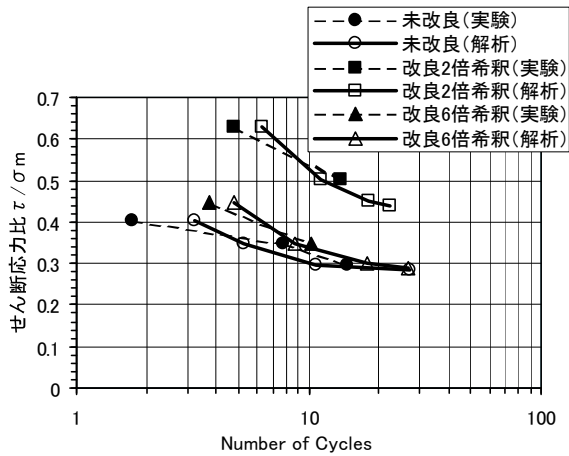


図-10 液状化強度曲線

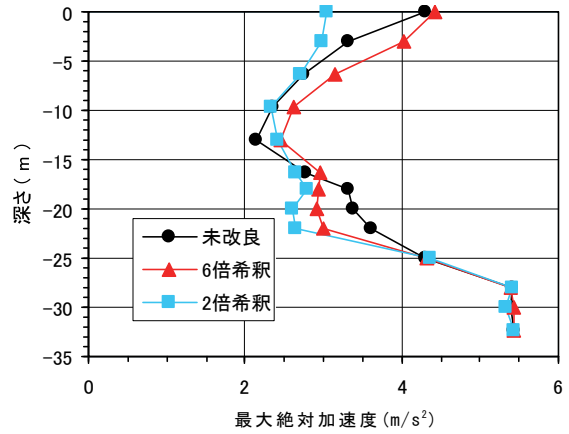


図-11 最大絶対加速度の深度分布

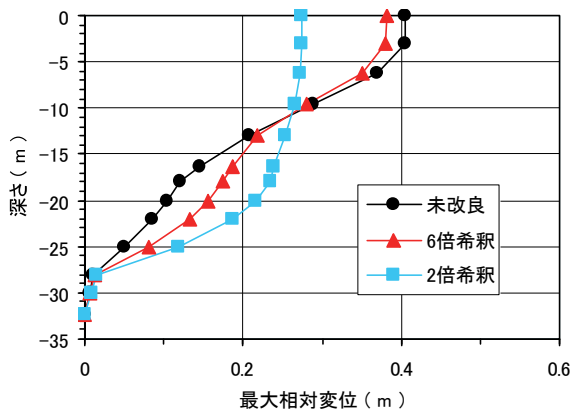


図-12 最大相対変位の深度分布

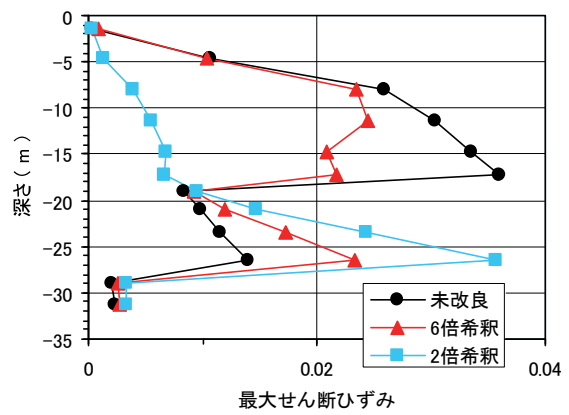


図-13 最大せん断ひずみの深度分布

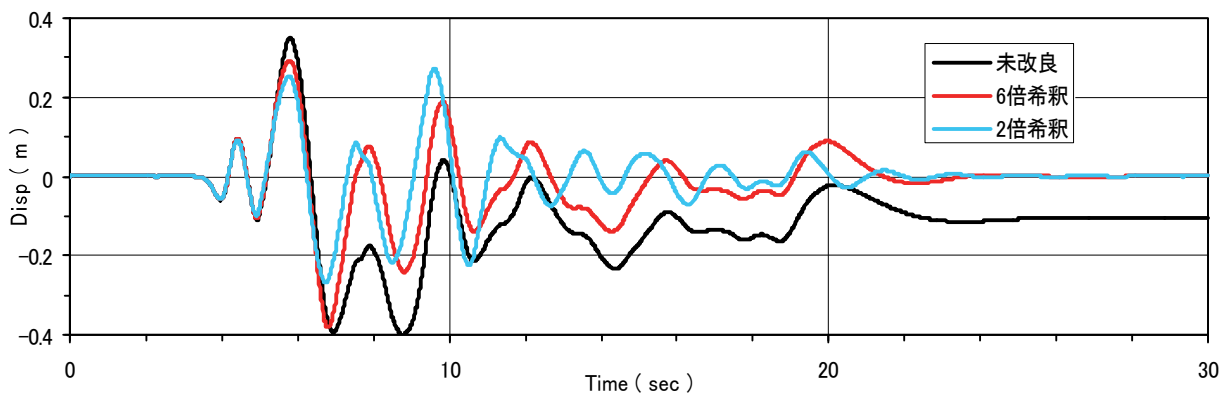


図-14 地表面の相対変位時刻歴

7. 開発工法の特長

開発工法の特長を以下にまとめる。

- i. 低濃度で高い液状化抵抗性を示し、材料費を低減することができる
- ii. 電気比抵抗の測定により、改良範囲を明確にすることができる
- iii. 低い圧力(従来工法の 1/2 程度)で注入が可能で、周辺構造物への影響を抑制できる(図-15 参照)
- iv. 優れた浸透性を発揮するため改良半径が従来の注入固化の 2~4 倍程度となり、注入管の削孔本数が大幅に減少し、工費・工期の縮減が可能である
- v. 改良径 $\phi 1m$ の高強度注入固化工法との比較(一軸圧縮強さ $\geq 1000kPa$) では最大 40%のコストダウン、約 55%の工期短縮が可能である
- vi. 薬液は無機質材料で構成されており、耐久性に優れ、環境保全性に優れている
- vii. 注入設備は小型機械で構成されているため、施工性に優れている

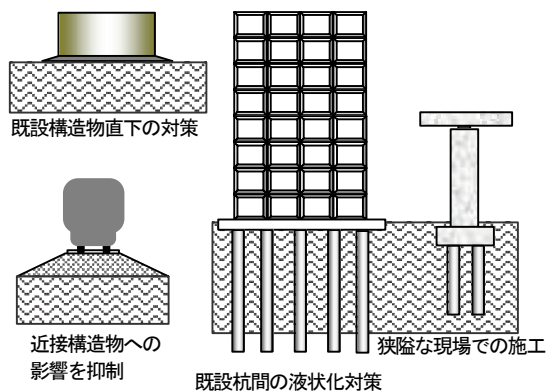


図-15 開発工法の適用

8. あとがき

液状化対策工を計画・設計するにあたり、液状化する・しないの判定については、事業者の各種基準等で定められている。しかし、液状化対策の具体的な設計方法は定められておらず、施工方法を検討しながら設計することが多い。本開発工法の適用に際しても、改良範囲、改良率、液状化強度比等を決定する必要がある。新しい工法が開発されても、これらの設計方法に

より経済性は大きく左右される。当社においては工法開発と同時に、超微粒子シリカの動的特性が反映できる有効応力法の有限要素解析による設計が可能になっている。ソフト・ハードの両面から、合理的な液状化対策工が提案できると考えている。

【参考文献】

- 1) 日下部他、「薬液注入による低強度改良砂の液状化抵抗」、地盤工学会、第 33 回地盤工学研究発表会、pp.87~88、1998.
- 2) 日下部他、「薬液注入による低強度改良砂の動的挙動」、土木学会、第 53 回年次学術講演会、pp.226~227、1998.
- 3) 日下部他、「シリカ薄液による改良砂の液状化抵抗の評価」、地盤工学会、第 34 回地盤工学研究発表会、pp.1009~1010、1999.
- 4) 日下部他、「大ひずみ履歴がシリカ薄液改良砂の液状化抵抗に与える影響」、土木学会、第 54 回年次学術講演会、pp.160~161、1999.

コンクリート構造物耐久性診断システムの開発

東 邦和* 栗本雅裕* 白石文雄*
石井敏之* 廣中哲也*

1. まえがき

トンネル覆工および高架橋のコンクリート片落下事故をきっかけに、コンクリートの耐久性の不足が社会問題として大きく取り上げられるようになった。種々の調査が行われコンクリート構造物の劣化の実態が次第に明らかにされつつある。また、急速な経済発展とともに整備されてきた社会資本の基盤であるコンクリート構造物の長寿命化および維持管理の重要性が認識されるようになってきた。このような社会的な背景から、コンクリートの耐久性および劣化に関する研究^{1), 2)}が活発に行われている。また、コンクリート標準示方書もこの状況に対処するため、耐久性評価および劣化予測に関して大幅に改定された³⁾。

劣化の中でも、深刻な問題とされているのが塩害、中性化による早期の鉄筋腐食である。この鉄筋腐食により、RC構造物にはひび割れ、錆汁等が発生し、美観・景観上の問題が生じる。さらに劣化が進行すると、コンクリートの剥離・剥落、構造物の耐荷力不足といった劣化現象により、第三者への影響、安全性、使用性といった機能に問題が現れてくる。

これらのことからコンクリート構造物の長寿命化、最適な維持管理を目的としてコンクリート構造物の診断・評価システムを開発した。診断・評価システムは目視観察による評価、塩害・中性化の予測および補修した場合の劣化進行の予測およびライフサイクルコストを考慮した最適な維持補修計画の作成等の機能を有している。本報告ではこれらの機能について簡単に概要を紹介する。

2. 診断・評価システムの概要

本システムでは、コンクリート構造物の劣化程度と

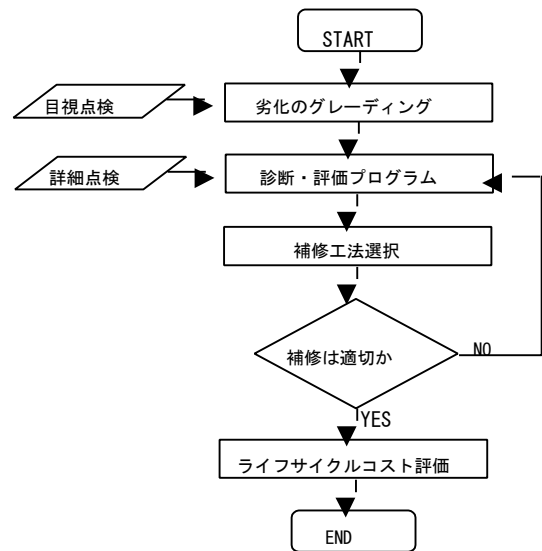


図-1 診断・評価の流れ

将来の劣化進行の予測を診断・評価することができる。診断・評価のフローを図-1に示す。

診断の流れは、①目視観察による劣化のグレーディング、②劣化予測を目的とした診断評価プログラム、③ライフサイクルコスト評価に分けられている。特長および用途を次に示す。

a. 特長

- ① 劣化のグレーディング、診断・評価、ライフサイクルコスト、補修工法の選定を含めて、トータルな検討が可能
- ② 逆解析による測定データからの塩化物イオンの拡散係数の推定
- ③ 補修後の塩化物イオンの浸透予測
- ④ 炭酸ガスと水酸化カルシウムの反応モデルによる中性化進行の予測

b. 用途

- ① 劣化して補修が必要な構造物の劣化程度の把握
- ② 新設構造物の塩害・中性化の予測
- ③ 補修工法の選択とライフサイクルコスト評価

*技術研究所

3. グレーディング

RC構造物の維持管理のために適切な対策（補修・補強）を行うには、劣化の現状（劣化原因、劣化度）を把握することが重要である。劣化のグレーディングは、土木学会基準³⁾に準拠したものであり目視観察によるデータを入力することにより劣化原因を推定することができる。劣化機構としては、中性化、塩害、凍害、化学的侵食、アルカリ骨材反応、床板の疲労を対象としている。

例として、塩害の劣化グレーディングを図-2に示す。劣化グレーディングは潜伏期、進展期、加速期および劣化期に分けられている。潜伏期は塩化物がコンクリート内に浸透し、進展期において鋼材の腐食が始まる。また、加速期ではコンクリートに腐食ひび割れが始まり、劣化期において剥離・剥落が発生する。

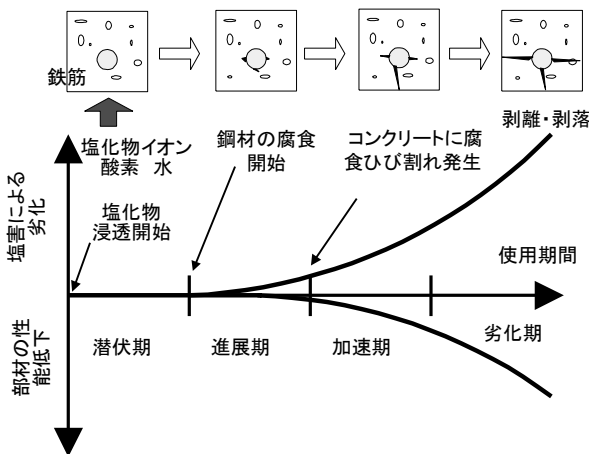


図-2 劣化グレーディング

写真-1に示す構造物を対象とした劣化原因推定シートの回答項目の一部を表-1に示す。調査にしたがって表に示す項目を選ぶことにより、構造物の主な劣化原因が推定できる。

4. 診断・評価プログラム

4.1 塩化物イオンの浸透解析

コンクリート中の鉄筋は不動態皮膜で保護されている。この不動態皮膜は塩化物イオンがコンクリート中に存在すると破壊され鉄筋の腐食が始まる。発錆によりコンクリートにひび割れが生じさらに鉄筋の腐食が加速する。塩害は塩化物イオンを原因とした鉄筋の錆



写真-1 塩害劣化による橋の腐食

表-1 劣化原因推定シート

コンクリート構造物の劣化状況シート
環境条件、使用条件、劣化状況および劣化グレードについて以下の質問に回答ください

回答日： 年 月 日

(1) 対象構造物についてご記入下さい。

1.1 構造物の種類 :

1.2 施工年 (西暦でお答えください)

1.3 状況調査年 (西暦でお答えください)

(2) 外的劣化要因についてお答えください
《環境条件に関する質問です》 (a～cでお答え下さい)

2.1 塩分の供給について (海岸からの距離)

a. ①海岸からの距離が500m以上または
②海岸からの距離が100～500mで途中に遮蔽物がある
b. 海岸からの距離が100～500mで途中に遮蔽物がない
c. 海岸からの距離が100m以内

2.2 地域による凍害危険度ランク

a. ①凍結融解作用はないか、ほとんど考えられない、or
②凍結融解作用を受けるが水の供給はない
b. 凍結融解作用を受けしかも水の供給がある
c. 凍結融解作用が頻繁に起こり、しかも水の供給がある

2.3 温泉地域

a. 化学作用はないか、ほとんど考えられない
b. 化学作用を受けるが常時ではない
c. 温泉や酸性河川などに接しており、常に化学作用を受ける
《使用条件に関する質問です》 (a～cでお答え下さい)

2.4 乾湿繰り返し

によるコンクリートのひび割れ、剥離、鋼材の断面減少を引き起こす劣化現象である。

塩化物イオンには「初期塩分」と「外来塩分」がある。初期塩分は硬化促進剤として用いられた塩化ナトリウムや海砂の不純物としてコンクリートに混入されたものである。また外来塩分はコンクリートの硬化後に潮風、海水飛沫などから供給されコンクリート表面から浸透したものである。

塩化物イオンの拡散の予測には、式(1)の Fick の拡散方程式を適用した。

$$\frac{\partial C}{\partial t} = Dc \left(\frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \right) \dots \dots \dots (1)$$

ここに

C : 塩化物イオン濃度(kg/m³)
 D_c : 拡散係数 (cm²/day)
 x : コンクリート表面からの距離(cm)
 t : 時間(day)

塩害に関する基礎データを得ることを目的に実施した暴露試験における塩化物イオン濃度を図-3に示す。普通ポルトランドセメント(水セメント比 50%)の海水飛沫があたる環境下での計測結果である。また、暴露期間は 32 ヶ月である。コンクリート表面の塩化物イオン濃度は 4.8~7kg/m³ でコンクリート標準示方書に示されている 9~13kg/m³ に比較して小さい値であった。また暴露期間が長くなるにしたがってコンクリート内の塩化物イオン濃度が高くなっている。

次に、図-3に示した 20 ヶ月の計測結果と式(1)を適用して求めた塩化物イオン濃度分布の比較を図-4に示す。この結果は逆解析を適用して計測値から拡散係数を同定し、その拡散係数を用いて濃度分布を求めたものである。計測値を良好に近似している

また、標準示方書では式(2)を適用して拡散係数を算定する。

$$\log D = 4.5(W/C)^2 + 0.14(W/C) - 8.47 \dots (2)$$

ここに D : 拡散係数 (cm²/day)

W/C : 水セメント比

式(2)より求めた拡散係数は 0.00459cm²/day、同定結果は 0.00346cm²/day であった。

同定した拡散係数を用い 50 年後までの塩化物イオン濃度を予測した結果を図-5に示す。コンクリート表面から 2~12cm までの位置での濃度分布の経時変化を示したものである。また図中の限界濃度はコンクリート標準示方書において示されている鉄筋の発錆限界濃度である。深さ 4cm では約 4 年後、6cm では 9 年後に限界濃度に達している。

この結果に対して 8 年後に補修した場合の検討を行う。補修はコンクリート表面からの塩分浸透を遮断する表面被覆、鉄筋位置までのコンクリートを撤去し新しいコンクリートに打ち替える断面修復および表面被覆と断面修復の 2 工法を同時に施工した場合の 3 種類である。断面修復工の概念を図-6に示す。断面修復工は図に示すように塩化物イオン濃度が高い部分のコンクリートを撤去し新しいコンクリートに置き換える。補修部分のコンクリートは塩化物イオンを含まない状態であり、その後コンクリート表面および補修部分よ

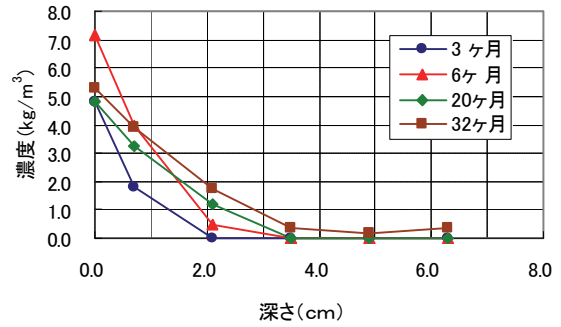


図-3 塩化物イオン濃度分布(暴露試験結果)

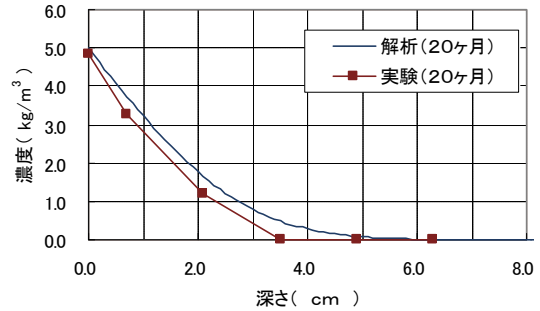


図-4 塩化物イオン濃度分布(解析結果の比較)

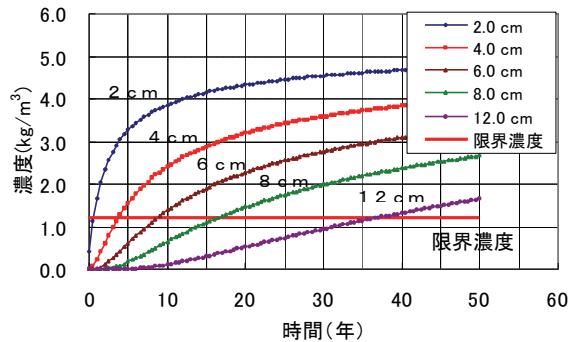


図-5 塩化物イオン濃度分布予測結果

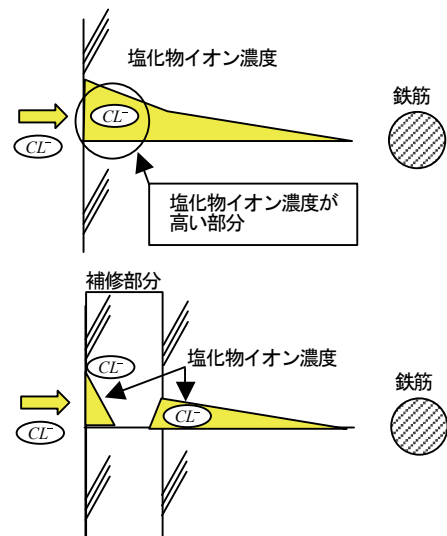


図-6 断面修復工の概念

り深い位置に存在する塩化物イオンの補修部分への浸透が始まることになる。したがって塩化物イオン濃度が鉄筋の発錆限界濃度に達する時間を遅らせることができる。

補修を行った場合の塩化物イオン濃度の変化を図-7に示す。鉄筋のかぶりを4 cm と想定して、コンクリート表面からの深さが4 cm の位置の濃度変化を示した。補修は8年後に行い、その時の塩化物イオン濃度は0 kg/m³にもどっている。また、表面被覆工法の場合は新設時に行ったとして解析した。

補修をしない場合は4年後、表面被覆は13年後、断面修復は15年後、断面修復と表面被覆を同時に施工した場合は24年後に鉄筋の発錆限界濃度1.2kg/m³に達している。補修を行わない場合の8年目には鉄筋に錆を生じさせていることになる。この時点で錆を除去して、断面修復と表面被覆を同時に施工した場合には発生限界濃度に再び到達するのは24年となり、16年間耐用年数を延ばすことができることになる。高塩分環境下では塩化物イオンの浸透は早く、構造物新設時に塩害対策を検討しておく必要がある。

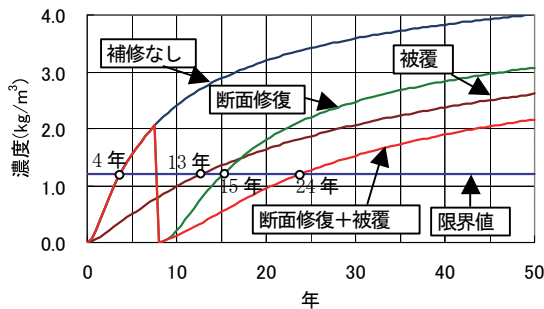


図-7 補修した場合の塩化物イオン濃度

4.2 中性化の進行の解析

コンクリートの中性化は大気中の二酸化炭素が表面から内部に浸透・拡散しコンクリート中の水酸化カルシウムと反応して炭酸カルシウムとなりコンクリートがアルカリ性から中性となって鉄筋の防錆性が失われる現象である。したがって、コンクリートの中性化は鉄筋を腐食させる要因として鉄筋コンクリートの耐久性に極めて重要な影響を持ち、多くの実験的あるいは理論的な研究が行われてきた^{1), 2)}。

中性化深さは、二酸化炭素の拡散が Fick の拡散方程式に従うとして中性化期間 (T) 中性化深さ (X) との間に $X = A\sqrt{T}$ の関係 (A : 中性化速度係数) が成り立つとして多くの場合検討されている。

また、中性化は一般に式(3)に示される化学反応式によって表される。



式(3)に基づいて本報告では式(4)、式(5)で中性化の検討を行う。式(4)は二酸化炭素の拡散、式(5)は水酸化カルシウムの減少量を示している。また式(4)の右辺第2項は二酸化炭素と水酸化カルシウムの反応による二酸化炭素の減少量で反応速度はアレニウスの式^{1), 2)}に従うと仮定した。

$$\frac{\partial C_o}{\partial t} = \frac{\partial^2 C_o}{\partial x^2} - kC_oC_a \cdots \cdots (4)$$

$$\frac{\partial C_a}{\partial t} = -kC_oC_a \cdots \cdots (5)$$

ここに C_o : 二酸化炭素濃度(kg/m³)
 C_a : 水酸化カルシウム濃度(kg/m³)
 k : 反応速度定数(1/day)

式(4)、式(5)を適用した中性化解析の妥当性を検証するため促進中性化試験を実施した。促進試験の配合ケースを表-2に示す。水セメント比を50、60、70%とした。

表-2 配合ケース

水セメント比 W/C (%)	単位量(kg/m ³)				混和剤 (セメント量×%)
	水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	
50	185	370	767	977	0.25
60	185	308	790	1006	0.25
70	185	264	806	1027	0.25

促進中性化試験の一例を写真-2に示す。写真の側部白色部分が中性化している領域である。このようなデータから中性化深さを測定した結果を図-8に示す。図中の実線は解析結果を示しており、実験結果を近似できている。水セメント比が大きいほど中性化の進行が速く、促進中性化期間が6ヶ月の場合では、水セメント比が70%の場合は50%に比較して中性化深さは7倍程度となっている。

次に、図-8に示した中性化深さの算定方法について述べる。コンクリートがアルカリ性から中性に変化する状況を水酸化カルシウムの減少量で判定している。この水酸化カルシウム濃度の分布を水セメント比が60、70%の場合について図-9に示す。市販されている普通ポルトランドセメント中のけい酸三カルシウム

およびけい酸二カルシウムの比率の平均は約 50%および 26%であり、普通ポルトランドセメントの水和率が 100%の場合、セメント単体量あたりの水酸化カルシウムの量は約 30%となる。ここでは水和率を 80%として初期の水酸化カルシウム量とした。したがって、水セメント比が 60%、70%の場合にそれぞれ 74kg/m^3 、 63kg/m^3 となる。また、図中の中性化判定濃度はコンクリートの pH が 12.5 を示す水酸化カルシウム濃度 1.3kg/m^3 である。水セメント比が 70%の場合促進中性化期間 3ヶ月でコンクリート表面から 1cm まで中性化判定濃度以下になっており、中性化と判定した。また、水セメント比が 60%の場合は 0.5cm で、中性化の速度は水セメント比 70%に比較して 1/2 程度を示している。図-8 に示した中性化深さの解析結果は上述した方法で求めたものである。

中性化に対する補修効果に関する計算例を図-10 に示す。無補修の場合に中性化深さが 3.8cm となっており、鉄筋のかぶりを 4cm と仮定し 30 年で表面被覆および断面修復工を施工した計算例である。表面被覆の場合はコンクリート表面において二酸化炭素を遮断するため 30 年以降は中性化速度が急激に小さくなっている。また、断面修復した場合は 4cm までのコンクリートが打ち替えられるため中性化は再びコンクリート表面から始まることになる。また、断面修復工に使用したコンクリートは既設のコンクリートより水セメント比が小さいものであるため、中性化の進行も若干遅くなっており 100 年後でも中性化深さは 4cm に達していない。

5. ライフサイクルコスト

LCC (ライフサイクルコスト) は、構造物の効用の大と総費用の削減を検討するために、構造物の供用期間中に発生する騒音、大気汚染等による損失、環境対策、構造物の利便性による便益と、構造物の計画・設計から建設、維持管理、廃棄までにかかる総費用を含めたものである。

LCC は、土木構造物にとって馴染みのうすいものであり、また損失や便益といったものを貨幣価値に置き換えることが難しい問題を含んでいる。しかし、現在の社会情勢において、RC 構造物の供用期間での機能確保や延命化には、多額の維持管理費用や更新費用

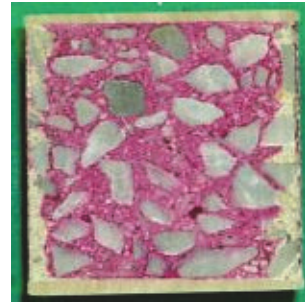


写真-2 中性化試験結果

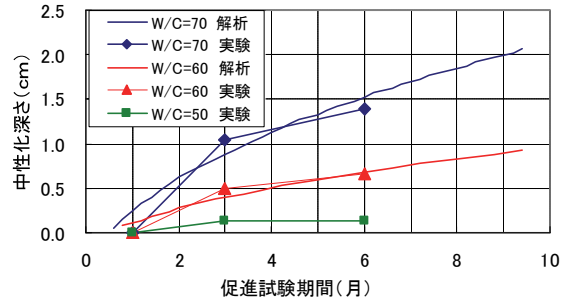


図-8 促進中性化試験結果

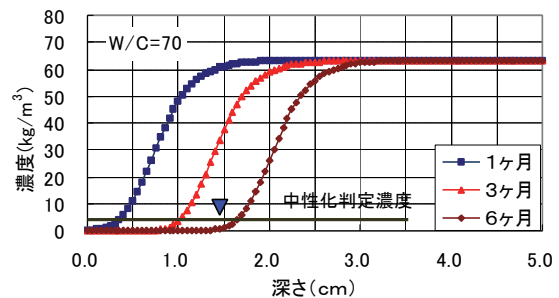
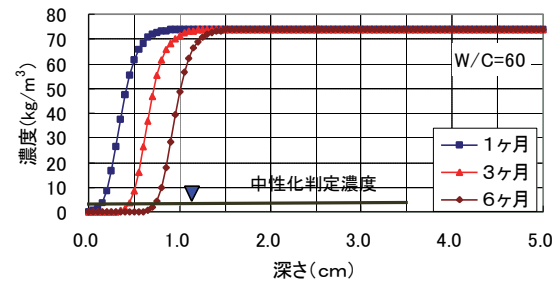


図-9 水酸化カルシウム濃度分布の変化

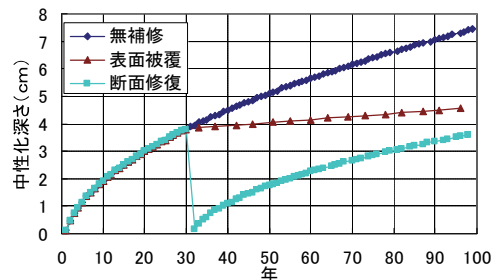


図-10 補修の有無による中性化深さ

が必要であるため、これら費用を含めて社会資本施設の整備を合理的に行う必要性に迫られている。

今回、LCCの定義を「構造物に必要とされる費用を初期投資費用（計画、設計、施工）、維持管理費用（点検、評価、対策）、廃棄・更新費用（解体、処分）の総計として、現在の価値に等価換算したもの」として、表-3に示す条件を設定してLCCを算出することとした。ただし、現在検討できる劣化機構は塩害のみで、補修は鋼材腐食前に実施するという制約条件を設けている。また、計算は①コンクリートの拡散係数、②鋼材位置での塩化物イオン濃度、③構造物の耐用年数、④補修工法有無による構造物のLCC、の4項目である。検討年数100年で、補修無しと補修として表面保護と断面修復を行った場合のLCCの計算結果を表-4と図-11に示す。

LCCは補修無し>表面保護>断面修復の順となり、このケースでは断面修復による構造物の維持管理計画がより適切な方法であることがわかる。また、検討年数100年での維持管理費用は初期投資費用よりも大きくなり、LCCの削減には維持管理費用の低減、つまりより適切な維持管理計画を選定していく必要がある。

表-3 LCC算出の条件設定

条件設定項目		算出方法
構造物寿命		法定耐用年数 鋼材腐食断面減少率
劣化判定	コンクリート	劣化の評価・診断 コンクリート標準示方書
	補修後	劣化の評価・診断 補修毎に設定
費用	初期投資	建設費のみ
	維持管理	点検費と補修費の合計 点検は初期、日常、定期の選択 補修は表面保護、断面修復、防錆の選択
	廃棄	解体・処分費のみ
経済動向	物価上昇・金利は考慮しない	
技術動向	進歩によるノウハウは考慮しない	
社会状況	使用・環境条件変動は考慮しない	

表-4 LCC算出結果 (単位百万円)

	初期	維持	廃棄	計	備考
補修無し	440	81	250	771	点検種類減
表面保護	220	293	0	513	補修8回
断面修復	220	240	0	460	補修4回

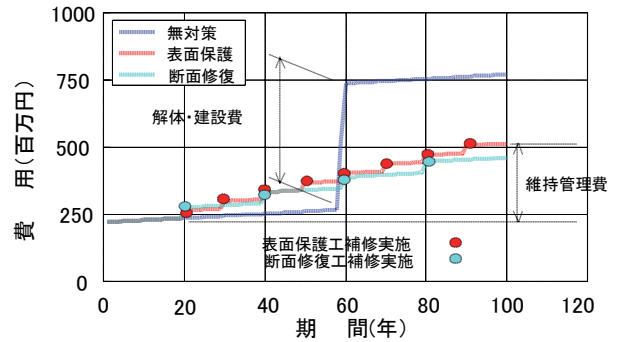


図-11 ライフサイクルコストの比較

6. 結論

新規の建設需要が停滞する中で、建設市場全体に占めるリニューアル（維持修繕）工事の割合が増加している。コンクリート構造物の長寿命化、最適な維持管理を目的としてコンクリート構造物の診断・評価システムを開発し、実際のリニューアル工事に適用し、次の結果が得られた。

- ① 劣化原因推定システムを使うことにより、熟練者でなくても構造物のグレーディングが可能である
- ② 塩害・中性化の診断評価手法は実験結果を良好に近似し劣化予測に適用することができる
- ③ 評価診断手法は補修を含めた形での劣化予測が可能で最適な補修工法の選択ができる
- ④ 構造物のライフサイクルコストを評価することにより構造物の総合的な維持管理計画の提案ができる

【参考文献】

- 1) 日本コンクリート工学協会、「コンクリートの長期耐久性に関する研究委員会報告書」、2000年5月
- 2) 日本コンクリート工学協会、「複合劣化コンクリート構造物の評価と維持管理計画研究委員会報告書」、2001年5月
- 3) 土木学会、「コンクリート標準示方書」、平成11年版(1999)および2002年版

フレッシュコンクリートの単位水量測定方法に関する研究

河野政典* 上西 隆** 起橋孝徳*

1. はじめに

コンクリートの品質は様々な要因の影響を受け、特に水量は構造体コンクリートの品質を大きく左右する。このため、製造時には練混ぜ水量の管理を十分に行うとともに、出荷時または荷卸し時にはフレッシュコンクリートの水量を精度良く測定管理し、品質の安定化を図る必要がある。単位水量の測定方法には、高周波加熱乾燥法¹⁾をはじめとして塩水濃度差比重計法¹⁾や静電容量法²⁾など幾つか提案されているが、なかでも高周波加熱乾燥法は最も簡便で汎用性も高い手法である。しかし、測定誤差に影響を及ぼす要因も多く、このため測定精度の向上が望まれている。

本研究は高周波加熱乾燥法の測定精度の向上を図ることを目的として、まず室内実験で測定誤差に及ぼす要因を検討し、その結果をもとに単位水量の推定式を作成した。次に実機実験において推定式の適用性と測定精度を確認し、実用化の可能性について検証した。

2. 室内実験

2.1 実験目的

高周波加熱乾燥法は、試験精度を上げるためにコンクリートをウェットスクリーニングしたモルタルで試験を行うことになっているが、単位水量測定をより精度よく行うためには、ウェットスクリーニングの際に生じる誤差を補正する必要がある。また、高周波加熱乾燥では、試料が高温となるため、細骨材等の質量変化についても考慮する必要があると考えられる。

本報では、モルタルの成分がウェットスクリーニングによって調合計画値からどの程度変化するのか、高周波加熱乾燥によってどの程度骨材の質量変化が生じるかを把握し、コンクリートの単位水量計測の精度を向上させることを目的とした。

2.2 実験計画

ウェットスクリーニングによる影響を把握するため、調合の異なるコンクリートを試験室で製造し、これを手ふるい、棒バイブレータ、振動ふるい試験器の3通りの方法でウェットスクリーニングしてモルタル試料を採取し、洗い試験と高周波加熱乾燥試験を行った。使用材料を表-1に、調合を表-2に、ウェットスクリーニング方法を表-3に示す。単位水量の推定に必要である結合水率は、高周波加熱乾燥試験後の試料を用いて、400℃~800℃の熱減量試験を行い求めた。

表-1 使用材料

ウェットスクリーニング 実験	セメント	普通ポルトランドセメント (S社製) 密度:3.16g/cm ³
	細骨材	君津産陸砂、表乾密度:2.57g/cm ³ 、吸水率:2.16% 5mmふるいを通過する割合:99.2%
	粗骨材	岩瀬産硬質砂岩、表乾密度:2.66g/cm ³ 、吸水率:0.75% 実積率:60.1%、5mmふるいを通過する割合:1.5%
	混和剤	AE 減水剤 (S社製) ポリカルボン酸塩+リソニルホ酸、固形分率:15% SP 高性能AE減水剤 (P社製) ポリカルボン酸系、固形分率:17%
骨材 熱減量 試験	細骨材	室木沖海砂、表乾密度2.57g/cm ³ 、吸水率1.81% 西島産砕砂、表乾密度2.60g/cm ³ 、吸水率1.40% 鹿島産山砂、表乾密度2.63g/cm ³ 、吸水率0.83% 葛生産石灰砕砂、表乾密度2.58g/cm ³ 、吸水率1.67%
	粗骨材 微粉末	硬質砂岩、密度2.72g/cm ³ 比表面積2500cm ² /g

表-2 コンクリート調合

No.	W/C (%)	目標スラブ ¹⁾ (スラブ厚)	単位量 (kg/m ³)				混和剤 (Cx%)		
			W	C	S	G	AE	SP	
1	60	15cm	166	277	828	1011	0.7	-	
2		18cm	175	292	849	952	0.9		
3		21cm	187	312	857	896	1.0		
4	50	15cm	168	336	774	1011	0.7		
5		18cm	176	352	787	963	0.9		
6		21cm	189	378	789	904	1.0		
7	40	(40cm)	170	425	831	912	-		1.15
8		(50cm)							1.30
9		(60cm)							1.50
10	30	(40cm)	170	567	746	880	-		1.30
11		(50cm)							1.45
12		(60cm)							1.65

*技術研究所 **技術本部建築部

高周波加熱乾燥による骨材の質量減少の影響を把握するため、数種の骨材について熱減量試験を行った。細骨材の他、ウェットスクリーニング後のモルタルには、ふるいを通過する粗骨材が含まれるため、粗骨材微粉末についても試験した。表-1に熱減量試験に用いた細骨材および粗骨材微粉末を併せて示す。

2.3 試験方法

a. 洗い試験

計量したモルタル試料を、0.075 mm ふるいの上で水洗いしてセメントペースト分を除去した後、乾燥炉で絶乾状態にして再度計量し、洗いによって失われる量や吸水率の補正を行って試料中に含まれる骨材量を算出し、ウェットスクリーニングによる細骨材量の変化を確認した。

b. 高周波加熱乾燥試験

加熱乾燥には電子レンジ (200 V、1600 W) を使用した。蒸発皿は磁製とし、容量 400 ml、外径 150 mm のものを使用した。約 600 g の試料を磁製蒸発皿に採取して電子レンジで5分加熱し、加熱前後の質量から単位水量を算出した。なお、事前に8分まで加熱を行ったが、5分以降の質量減少はほとんどなかった。

c. 熱減量試験

熱減量試験には電気炉を使用した。容量 15 ml の磁製のつぼに試料を入れ、所定温度で 30 分間加熱し、質量を量った。結合水率の算定においては、高周波加熱乾燥試験後の試料を用いて、400℃~800℃の熱減量を測定した。細骨材および粗骨材微粉末の熱減量は、高周波加熱乾燥試験における加熱中のモルタル試料表面の温度が 300℃を超えていたため、絶乾~400℃までの熱減量を測定した。また、結合水率の算定における骨材の熱減量を考慮するため、400℃~800℃までの熱減量も測定した。

2.4 実験結果

a. ウェットスクリーニングによる骨材量の割合変動

洗い試験結果を表-4に、ウェットスクリーニングによる骨材増加率とコンクリートのスランプフローおよび調合単位水量との関係を図-1に示す。モルタル中の骨材量のウェットスクリーニングによる変化の割合は、スランプフロー試験の結果とは関連が見られなかった。しかし、単位水量が多くなるほど骨材量は多くなる傾向にあった。ここから、今回設定したウェットスクリーニング方法によるモルタル中の骨材量は、

表-3 ウェットスクリーニング方法

記号	ウェットスクリーニング方法	時間	量	ふるい加減
H	手ふるい(丸形篩)	1分	約1kg	手動による振動攪拌
V	棒パイプ(箱篩)	1分	約6kg	棒パイプによる振動攪拌
T	振動ふるい試験器	1分	約1kg	—

表-4 洗い試験結果

調合No.	スランプ (cm)	スランプフロー (cm)	空気量 (%)	ウェットスクリーニングによる骨材増加率		
				H	V	T
1	15.0	23.3	4.3	8.3%	7.4%	4.7%
2	19.0	29.5	5.1	9.5%	7.8%	7.9%
3	22.0	37.8	4.4	11.0%	9.2%	6.6%
4	16.0	25.3	4.1	8.7%	4.5%	3.3%
5	20.0	31.3	4.6	12.3%	8.4%	6.1%
6	22.5	38.8	3.8	10.7%	9.6%	5.8%
7	—	38.0	4.4	7.9%	5.7%	4.0%
8	—	50.0	4.2	7.6%	5.3%	4.7%
9	—	65.0	3.3	8.1%	4.7%	4.9%
10	—	36.0	3.6	7.8%	4.5%	3.9%
11	—	47.0	3.4	8.5%	4.9%	3.5%
12	—	76.0	2.3	7.1%	5.7%	-1.2%
平均		41.5	4.0	9.0%	6.5%	4.5%

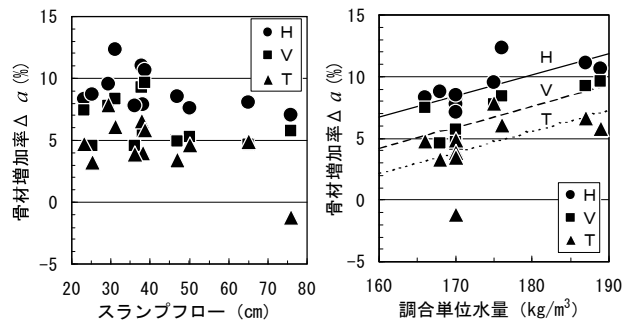


図-1 骨材増加率とスランプフロー・単位水量の関係

表-5 骨材熱減量試験結果

骨材種類		熱減量率 (%)	
		20℃絶乾~400℃	400℃~800℃
細骨材	君津産陸砂	0.621	0.531
	室木沖海砂	0.293	0.954
	西島産砕砂	0.491	0.964
	鹿島産山砂	0.351	0.797
	葛生産石灰砕砂	0.185	9.585
岩瀬産硬質砂岩(5mm under)		0.451	1.014
粗骨材微粉末		0.776	4.396

調合時の骨材量に 5mm ふるいを通過する割合と、以下の式(1)~(3)で補正を加えることで、近似的に算出できると考えられる。

$$\text{手ふるい} : \Delta a = 0.17 \times W_0 - 20.5 \quad \dots (1)$$

$$\text{棒パイプ} : \Delta a = 0.17 \times W_0 - 23.0 \quad \dots (2)$$

$$\text{振動ふるい試験器} : \Delta a = 0.17 \times W_0 - 25.0 \quad \dots (3)$$

ここに、 Δa : ウェットスクリーニングによるモルタル単位容積当たりの骨材増加率 (%)
 W_0 : 調合表より求めた単位水量 (kg/m³)

b. 骨材の熱減量と結合水率

骨材の熱減量試験結果として、絶乾状態の質量に対する質量減少の割合（以下、骨材熱減量率と略す）を表-5に示す。骨材種類によって、骨材熱減量率は異なっており、今回用いた細骨材のなかでは、絶乾～400℃の骨材熱減量率は君津産陸砂が最も大きかった。絶乾～400℃の骨材熱減量率は、高周波加熱乾燥試験から推定する単位水量に影響し、例えば、君津産陸砂（骨材熱減量率 0.62%）で単位細骨材量 800 kg/m³の調査の場合、約 5 kg/m³の単位水量の誤差が生じるこ

ととなる。したがって、単位水量の推定精度を向上するためには、骨材の熱減量を補正する必要があると考えられる。

結合水率の算定にあたっては、ウェットスクリーニングによる組成成分の割合変動の補正の他、絶乾～800℃における骨材の熱減量の補正を加える必要があると考えられる。そのため、結合水率は式(4)から求めることとした。なお、加熱によるセメントの質量変化はないものとした。ウェットスクリーニングに関する実験に用いたセメントの結合水率を表-6に示す。

$$X = \frac{dW}{C} = \frac{(w_{400} - w_{800}) - da_{400-800}}{C} \dots \dots \dots (4)$$

$$C = \frac{w_{800} \times C'}{C' + a'(1 - d_{20-800}) + A_m}$$

$$C' = \frac{\left(W_0 + \frac{C_0}{\rho_C} - a \times \frac{\Delta a}{\rho} \right) \times C_0}{W_0 + \frac{C_0}{\rho_C}}, \quad a' = a \times (1 + \Delta a), \quad a = (S_0 \times (1 - \delta S) + G_0 \times \delta G), \quad A_m = C' (A_{m1} \times A_{m2}),$$

$$d_{20-800} = \frac{ds_{20-800} \times \left(\frac{1}{1 + p_S} \right) \times S_0 \times (1 - \delta S) + dG_{20-800} \times \left(\frac{1}{1 + p_G} \right) \times G_0 \times \delta G}{a}, \quad \rho = \frac{\rho_S \times S_0 \times (1 - \delta S) + \rho_G \times G_0 \times \delta G}{a},$$

$$da_{400-800} = \frac{W_{800} \times a' \times d_{400-800}}{C' + a'(1 - d_{20-800}) + A_m}, \quad d_{400-800} = \frac{ds_{400-800} \times \left(\frac{1}{1 + p_S} \right) \times S_0 \times (1 - \delta S) + dG_{400-800} \times \left(\frac{1}{1 + p_G} \right) \times G_0 \times \delta G}{a}$$

ここに、 X ：結合水率、 dW ：試料中の結合水量(g)、 C ：試料中のセメント量(g)、 w_{400} ：400℃での試料質量(g)、 w_{800} ：800℃での試料質量(g)、 $da_{400-800}$ ：400～800℃での試料中の骨材熱減量(g)、 C' ：ウェットスクリーニングしたモルタルの単位セメント量(kg/m³)、 C_0 ：調査表から求めた単位セメント量(kg/m³)、 S_0 ：調査表から求めた単位細骨材量(表乾) (kg/m³)、 δS ：細骨材の5mmふるいを通る割合、 G_0 ：調査表から求めた単位粗骨材量(表乾) (kg/m³)、 δG ：粗骨材の5mmふるいを通る割合、 Δa ：ウェットスクリーニングによる骨材増加率、 a' ：ウェットスクリーニングしたモルタルの単位骨材量(kg/m³)、 a ：調査表から求めた5mmふるいを通る骨材の単位量(kg/m³)、 d_{20-800} ：5mmふるいを通る骨材の絶乾～800℃の熱減量率、 $d_{400-800}$ ：5mmふるいを通る骨材の400～800℃の熱減量率、 ds_{20-800} ：細骨材の絶乾～800℃の熱減量率、 dG_{20-800} ：粗骨材の絶乾～800℃の熱減量率、 $ds_{400-800}$ ：細骨材の400～800℃の熱減量率、 $dG_{400-800}$ ：粗骨材の400～800℃の熱減量率、 ρ_C ：セメントの密度(g/cm³)、 ρ ：5mmふるいを通る骨材の密度(g/cm³)、 ρ_S ：細骨材の密度(g/cm³)、 ρ_G ：粗骨材の密度(g/cm³)、 p_S ：細骨材の吸水率、 p_G ：粗骨材の吸水率、 A_m ：混和剤の固形分量(g)、 A_{m1} ：混和剤の添加率、 A_{m2} ：混和剤の固形分率

$$W = \frac{(w_1 - w_2) \times (1 + \alpha)}{w_1} \times (C_0 + W_0 + S_0) + \frac{X}{100} \times C_0 - \frac{p}{1 + p} \times S_0 \dots \dots \dots (5)^{1)}$$

ここに、 w_1 ：採取した試料の質量(g)、 w_2 ：乾燥後の試料の質量(g)、 W_0 ：調査表から求めた単位水量 (kg/m³)、 α ：試験法による係数($\alpha = 0.02$)、 X ：セメント質量に対する結合水量の比率($X = 1.4$)

$$W = \left(\frac{w_1 - w_2}{w_1} \times (W' + C' + a') + (X + A_m) \times C' - \left(\frac{p}{1 + p} + d_{20-400} \right) \times a' \right) \times \frac{W_0}{W'} \dots \dots \dots (6)$$

$$W' = \frac{W_0 + \frac{C_0}{\rho_C} - a \times \frac{\Delta a}{\rho}}{1 + \frac{C_0}{W_0 \times \rho_C}}, \quad p = \frac{p_S \times S_0 \times (1 - \delta S) + p_G \times G_0 \times \delta G}{a},$$

$$d_{20-400} = \frac{ds_{400-800} \times \left(\frac{1}{1 + p_S} \right) \times S_0 \times (1 - \delta S) + dG_{400-800} \times \left(\frac{1}{1 + p_G} \right) \times G_0 \times \delta G}{a}$$

ここに、 d_{20-400} ：5mmふるいを通る骨材の絶乾～400℃の熱減量率、 ds_{20-400} ：細骨材の絶乾～400℃熱減量率、 dG_{20-400} ：5mmふるいを通る粗骨材の絶乾～400℃熱減量率、 X ：結合水率(式(4))

c. 単位水量の推定

単位水量推定式としては、式(5)¹⁾に示す既往の式(以下、学会式と略す)に、細骨材の5mmふるいとどまる量や粗骨材の5mmふるいを通過する量、混和剤の固形分量を補正するほか、単位水量をより精度よく算定するために、ウェットスクリーニングによるモルタル中の骨材量の割合変動と、電子レンジ加熱による骨材熱減量の補正を加えた式(6)を使用することとした(以下、提案式と称す)。骨材熱減量率、および混和剤の固形分率を表-6に示す。

学会式と提案式で得られた単位水量と水セメント比の推定値と調合計画値との差を図-2、3に示す。また、この時の誤差の平均と標準偏差を表-7に示す。提案式による推定単位水量は、調合計画値よりも若干大きく出る結果となったが、学会式で測定誤差が大きい傾向にあった水セメント比の大きい調合および単位水量の多い調合では、測定誤差を小さくすることができた。そのため、学会式でみられた水セメント比毎の測定誤差の違いは、提案式では小さく、調合による測定結果の偏りを抑えることができた。振動ふるい試験器でウェットスクリーニングした場合の測定結果は若干ばらつきが大きくなったが、これは、ふるい試験器の形状によりふるいを通過した後のモルタルも振動を受け続けたために分離してしまい、均質な試料が採取しづらかったためと考えられる。これを除くと、提案式による水セメント比の測定誤差の標準偏差は1%未満であり、学会式に比べて高い精度で推定できる事が確認できた。

2.5 まとめ

コンクリートをウェットスクリーニングしてモルタル試料を採取する際に生じる、モルタルに含まれる骨材量の割合の変化を、ウェットスクリーニング方法毎に計画単位水量を変数とした関数で近似的に表せることがわかった。これを踏まえ、ウェットスクリーニングによる影響と、電子レンジの加熱により骨材が減少する量を加味した単位水量の推定式を提案した。本提案式で、より高い精度で単位水量や水セメント比の推定ができた。

表-6 材料試験結果

結合水率	2.0%	
骨材熱減量率(絶乾~400°C)	0.62%(細骨材)	0.45%(粗骨材)
混和剤固形分率	13%(AE)	20%(SP)

3. 実機検証実験

3.1 実験目的

実際に生コン工場から出荷されるコンクリートを対象として、単位水量の推定を提案式で行い、実機レベルにおける本測定方法の適用性について確認することを実験目的とした。

3.2 実験計画

実験は、都内の工事現場で打設されるコンクリートを対象とし、生コン工場における試し練り試験(以下、プラント室内試験と称す)と、コンクリート荷卸し時の受入れ試験(以下、現場受入れ試験と称す)を実施した。なお、実験はA、Bの2工場について行った。

a. プラント室内試験

プラント室内試験では、提案式を用いた測定方法を生コン工場試験室で練混ぜたコンクリートに適用し、

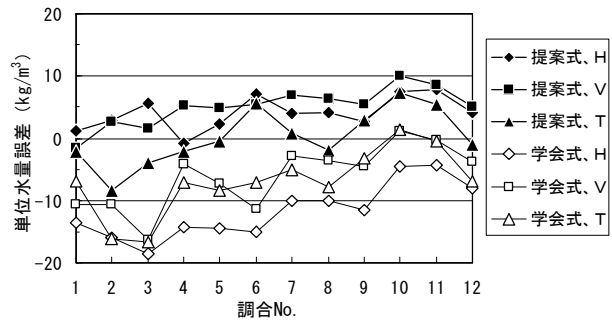


図-2 単位水量の推定誤差

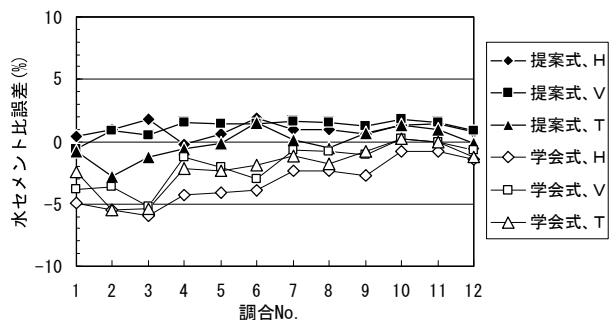


図-3 水セメント比の推定誤差

表-7 単位水量・水セメント比の誤差平均と標準偏差

算定式	ウェットスクリーニング方法	単位水量(kg/m³)		水セメント比(%)	
		平均	標準偏差	平均	標準偏差
学会式*	H	-11.7	4.5	-3.3	1.8
	V	-6.2	5.1	-1.8	1.7
	T	-7.0	5.3	-2.0	1.8
提案式	H	4.0	2.6	1.0	0.6
	V	5.0	3.1	1.1	0.7
	T	0.2	4.5	-0.1	1.2

*: 試験法による係数αは0.0、結合水率Xは1.4%とした。

その測定精度を確認した。ウェットスクリーニング方法には、棒バイブレータ（記号：V）式を適用した。

b. 現場受け入れ試験

現場受け入れ試験では、単位水量の測定を行うとともに、同一試料より採取した供試体の圧縮強度試験を実施した。試験は現場受け入れ時に実施することとし、各生コン工場とも1日に受入れた生コン車のうち15台を対象として、1台につき1回、計15回実施した。試験方法は、プラント室内試験と同様とした。

c. 対象コンクリート

実験対象としたコンクリートの使用材料ならびに調合を表-8、表-9に示す。骨材の熱減量率ならびに結合水率は熱減量試験により求めた。ただし、粗骨材の5mmふるいを通過するものについては、表-5に示す値を用いた。

3.3 実験結果

a. 熱減量率および結合水率

骨材の熱減量率を表-10に、結合水率を表-11に示す。B工場の細骨材2は石灰砕砂であり、表-5に示す結果と同様に、その他の細骨材に比べ400℃～800℃の熱減量率が非常に大きな値となった。

b. プラント室内試験結果

プラント室内試験におけるフレッシュコンクリートの試験結果を表-12に、単位水量測定結果を表-13に示す。単位水量の調合計画値と測定値の差は、両工場とも表-7に示す測定誤差（平均5.0 kg/m³）より小さい値となった。水セメント比についても同様であり、提案式による測定方法が、生コンプラントにおける使用材料および調合においても適用できるものと判断された。

c. 現場受け入れ試験結果

(a)フレッシュコンクリート

スランプは、A工場が平均20.1cm、B工場が平均20.6cmで、計画値の18.0cmよりも若干柔らかいものが多かったが、材料分離等は認められない良好な性状であった。空気量は、A工場が平均4.9%、B工場が平均4.0%であった。なお、出荷から受け入れ試験までの平均経過時間は、A工場が約70分、B工場が約60分であった。

(b)単位水量測定結果

単位水量測定結果を表-14に、単位水量の調合計画値と測定値の差および圧縮強度の日内推移を図-4

表-8 使用材料

工場	セメント	普通ポルトランドセメント (S社製) 密度:3.15g/cm ³
	A工場	細骨材1
粗骨材		八戸産砕石、表乾密度:2.70g/cm ³ 、吸水率:0.44%、実積率:59.9%、5mmふるいを通過する割合:8%
水		工業用水
混和剤		高性能AE減水剤 (P社製) ポリカルボキシル系、固形分率:17%
B工場	セメント	普通ポルトランドセメント (H社製) 密度:3.15g/cm ³
	細骨材1	鹿島産陸砂、表乾密度:2.60g/cm ³ 、吸水率:1.64%、5mmふるいを通過する割合:96%
	細骨材2	葛生産砕砂、表乾密度:2.67g/cm ³ 、吸水率:1.63%、5mmふるいを通過する割合:94%
	粗骨材	葛生産石灰砕石、表乾密度:2.70g/cm ³ 、吸水率:1.30%、実積率:57.7%、5mmふるいを通過する割合:7%
	水	工業用水
	混和剤	高性能AE減水剤 (P社製) ポリカルボキシル系、固形分率:17%

表-9 コンクリート調合

工場	スランプ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)					混和剤 (Cx%)
					W	C	S1	S2	G	
A	18.0	4.5	43.0	43.0	170	396	739	—	1016	1.0~1.1
B			40.0	41.4	165	413	465	251	1043	0.95

表-10 骨材の熱減量率

工場	骨材種類	熱減量率 (%)	
		20℃絶乾～400℃	400℃～800℃
A	細骨材1 富津産山砂	0.609	0.747
B	細骨材1 鹿島産陸砂	0.633	0.777
	細骨材2 葛生産砕砂	0.310	4.289
	粗骨材 (5mm under)	0.451	1.014

表-11 結合水率

工場	セメント種類	結合水率 (%)
A	S社製 普通ポルトランドセメント	0.74
B	H社製 普通ポルトランドセメント	1.99

表-12 フレッシュコンクリートと圧縮強度試験結果 (プラント室内試験)

工場	フレッシュ試験結果			
	スランプ (cm)	スランプフロー (cm)	空気量 (%)	コンクリート温度 (℃)
A	20.5	32.0×33.0	5.2	16.0
B	21.5	38.5×38.5	4.5	17.0

表-13 単位水量測定結果 (プラント室内試験)

工場	計画値		調合値と測定値の差 (測定値-計画値)	
	単位水量 (kg/m ³)	水セメント比 (%)	単位水量 (kg/m ³)	水セメント比 (%)
A	170	43.0	+2.66	+0.60
B	165	40.0	+1.57	+0.33

に示す。また表-14 には、圧縮強度の平均値も併せて示す。ここで、圧縮強度と単位水量の関係を厳密に検討するため、圧縮強度に対して空気量の補正を行った。現場受入れ試験における圧縮強度と空気量の試験結果から両者の関係式を求め、圧縮強度の補正にはこの関係式を用いた。

単位水量の調合計画値との差は、両生コン工場とも平均で-5 kg/m³ 程度あり、調合水量より少ない結果となった。図-4 より、ばらつきはあるものの、単位水量の調合計画値と測定値の差および、圧縮強度は類似した推移を示しており、圧縮強度の変動が、単位水量の変動にある程度影響を受けていることが推測できる。
(c)セメント水比と圧縮強度の関係

単位水量測定結果から算出したセメント水比と圧縮強度の関係を図-5 に示す。図中には、計画セメント水比を併せて示す。現場受入れ試験時の測定セメント水比と圧縮強度の相関係数は、A工場が 0.584、B工場が 0.518 であり、ある程度相関が認められ、セメント水比の微小な変化を表しているものと考えられる。

3.4 まとめ

実証実験により、生コン工場においても提案式を用いた本単位水量測定方法を適用できることが確認できた。また、現場受入れ試験では、単位水量の日内変化を捉えることができ、実機レベルにおいて適用可能であることが確認できた。

4. おわりに

一連の実験が、既往の推定式に比べて、より精度の高い推定式を提案するとともに、実際の工事において適用できることが確認できた。現場受入れでの水量の測定結果を工場にフィードバックすることにより、表面水率の設定値を適切な値にすること、日間変動を小さくすることが可能と考えられる。今後、骨材熱減量や結合水率など、提案式における補正項目に必要な諸物性についてデータの蓄積を図り、現場適用に備えたい。

なお、本研究は、(株)奥村組、(株)鴻池組、(株)銭高組の3社が共同で行ったものである。また、今回の実機検証実験を実施するにあたり御協力いただいた、吉田建材株式会社東京若洲工場ならびに日立コンクリート株式会社押上工場の関係各位に感謝の意を表す。

表-14 単位水量測定結果(現場受入れ試験)

工場	調合値と測定値の差 (測定値-調合値)						材齢 28 日 圧縮強度平均 (N/mm ²)
	単位水量 (kg/m ³)			水セメント比 (%)			
	平均	最大	最小	平均	最大	最小	
A	-5.29	0.50	-9.90	-1.41	0.05	-2.57	49.4
B	-5.06	1.01	-8.22	-1.27	0.20	-2.04	58.8

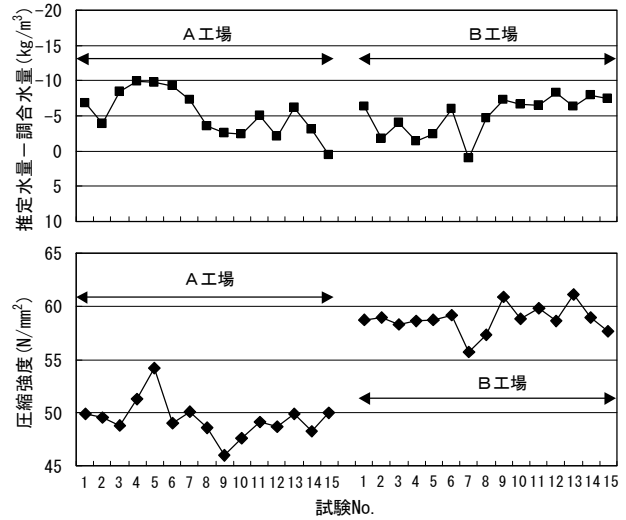


図-4 単位水量の調合値と測定値の差および圧縮強度の日内推移(現場受入れ試験)

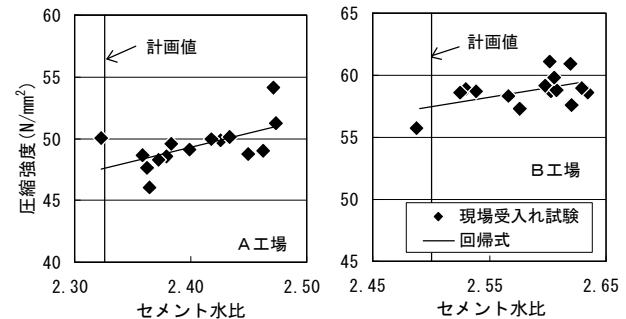


図-5 セメント水比と圧縮強度の関係(現場受入れ試験)

【参考文献】

- 1) 日本建築学会、「高性能 AE 減水剤コンクリートの調合・製造および施工指針・同解説」、付3. フレッシュコンクリートの単位水量推定試験方法、1999. 2
- 2) 斎充他、「静電容量型水分計によるフレッシュコンクリートの単位水量推定」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 20, No. 2, pp. 307~312、1998. 6

EG 定着板を用いた機械式定着工法の開発

— L 形柱梁接合部の構造性能 —

岸本 剛* 早川邦夫* 細矢 博*

1. まえがき

鉄筋コンクリート造建物において、柱梁接合部（以下、接合部）への主筋定着は、一般に梁主筋は折り曲げ定着、最上階柱主筋は 180° フックが用いられている。しかし接合部内の配筋が複雑になるため、また架構のプレキャスト（PCa）化に伴い、最近では主筋定着に機械式定着が多用されるようになってきた。

鉄筋に摩擦圧接されたねじに円形定着板を締め込む機械式定着工法（EG 定着板工法）を提案し、昨年度、実際の接合部の応力状態を模擬した引き抜き試験により、提案されている実用的な耐力式¹⁾で本工法を評価できることを確認した²⁾。また、一般階外周部柱梁接合部（T 形接合部）の梁主筋に適用した場合の構造性能を T 形部分架構実験により検証し、接合部せん断耐力や梁の変形性能において折り曲げ定着と同等以上であることを確認した²⁾。

平成 13 年度は主に最上階柱頭部を対象とした接合部の柱・梁主筋の定着に EG 定着板工法を適用した場合の構造性能を把握するため実験を実施した。その結果、L 形接合部に EG 定着板工法を適用した場合においても、靱性保証型設計指針の耐力式³⁾による接合部せん断耐力以上を確保できること、また梁曲げ降伏後、十分な変形性能を確保できることが確認できた。本報では L 形部分架構実験の結果および得られた知見について報告する。

2. 実験計画

2.1 試験体及び材料特性

図 1 に試験体形状を、表 1 に試験体諸元を、及び表 2 に材料試験結果を示す。試験体は梁曲げ破壊型 7 体と接合部せん断破壊型 4 体の 11 体で計画し、実験因子は主にコンクリート強度、接合部横補強筋量、

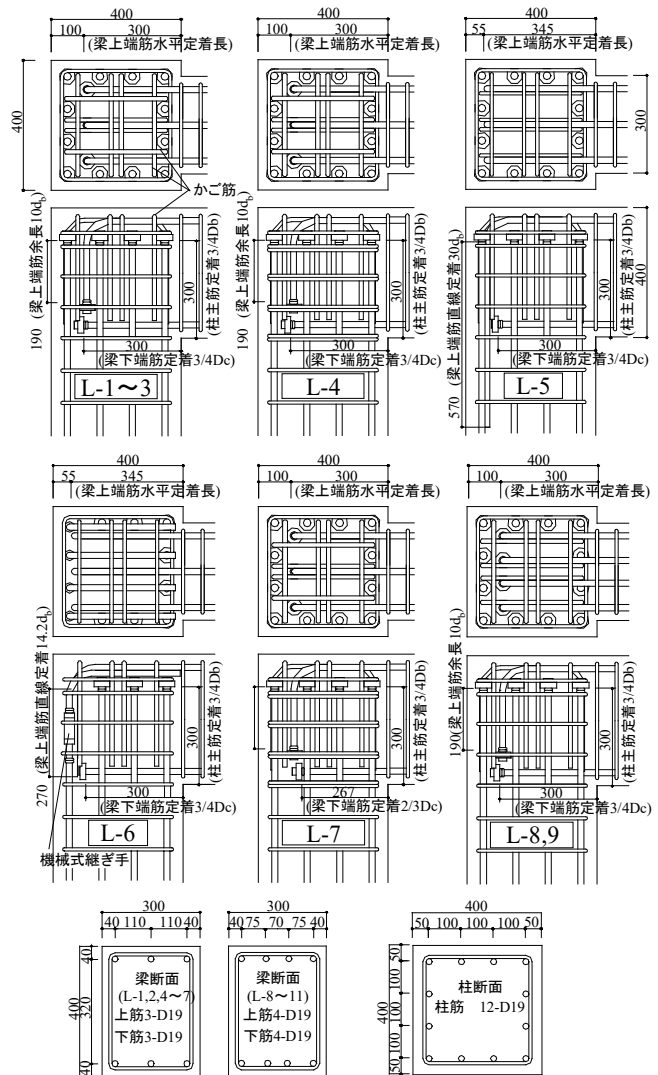


図 1 試験体形状

主筋の定着方法及び長さとした。L-1,8 はそれぞれ梁曲げ破壊型及び接合部せん断破壊型の基準試験体で、柱主筋の先端には EG 定着板を取り付け、定着長を $3/4 \cdot D_b$ (D_b : 梁せい) とし、梁上端筋は水平定着長 $3/4 \cdot D_c$ (D_c : 柱せい) の折り曲げ定着で先端に EG 定着板を取り付けた。梁下端筋は先端に EG 定着板を取り付けた直線定着で、定着長を $3/4 \cdot D_c$ とした。架構の PCa 化を見据えて主筋の定着は接合部内に収まるようにし

*技術研究所

表一 1 試験体諸元

No	F _c (N/mm ²)	柱主筋				梁主筋				接合部補強筋 ^{*1}		計画時接合部せん断余裕度 ^{*2}		実験因子										
		定着		配筋		上端筋定着		下端筋定着		配筋(上下共)		正載荷	負載荷											
		方法	定着長	主筋	鋼種	方法	定着長	方法	定着長	主筋	鋼種													
L-1	42	直線+定着板	0.75Db	12-D19 2.15%	SD390	折り曲げ+定着板	0.75Dc	0.75Dc	3-D19 0.8%	SD345	2-D10@100 pw=0.36%	SD390	1.25	2.37	基準試験体									
L-2	60				SD490					SD685		1.25	2.46	コンクリート強度大										
L-3	24				SD295A					SD295A		1.16	2.08	コンクリート強度小										
L-4	42				折り曲げ ^{*3}					SD390		折り曲げ	0.86Dc	直線+定着板	0.66Dc	3-D19 0.8%	SD345	2-D10@100 pw=0.36%	SD390	1.25	2.37	接合部横補強筋量大		
L-5																				1.25	2.37	梁上端筋折り曲げ定着		
L-6																				1.25	2.37	出隅側柱主筋継ぎ手+折り曲げ		
L-7	42				直線+定着板					0.75Db		12-D19 2.15%	折り曲げ+定着板	0.75Dc	0.66Dc	4-D19 1.07%	SD685	2-D10@100 pw=0.36%	SD390	1.17	1.98	梁下筋定着2/3D		
L-8	42																			0.60	0.76	基準試験体		
L-9	60																			SD685	SD685	0.70	0.93	コンクリート強度大
L-10	42																			4-D10@100 pw=0.72%	SD390	0.60	0.76	接合部補強筋量大
L-11	42				0.54					0.67		接合部補強筋量大 梁下筋定着2/3D												

ている。定着方法による違いを検証するためL-5は梁上端筋を折り曲げ後、直線定着(30d_b、d_b:鉄筋径)に、L-6は出隅側の柱主筋に機械式継手を使用した折り曲げ定着に、L-7、11は梁下端筋のみ定着長を2/3・Dcとした。また、接合部横補強筋の効果を検証するためL-4、10、11は横補強筋量を2倍とした。各試験体には出隅部のひび割れ防止と接合部の靱性能確保を目的として、梁主筋方向と直交方向に柱頭補強筋(以下かご筋)を配置した。かご筋は、D13を用い接合部横補強筋の内側に沿って逆U字型に配筋した。

2.2 荷重方法

図一2に荷重方法を示す。荷重は試験体の梁の反曲点部分に鋼管柱と油圧ジャッキをピンで連結した3ヒンジラーメン形式とし、この梁反曲点部分から油圧ジャッキにより漸増繰り返し水平力を与える方法とした。荷重は柱、梁の反曲点間に取り付けた変位計の計測値より算出した層間変形角(R)により制御した。

梁曲げ破壊型試験体の層間変形角は、R=±1/400、1/200、1/100、1/67、1/50、1/33、1/25 radを2サイクルずつ繰り返し、その後R=+1/10 radまでの一方向荷重とした。接合部せん断破壊試験体の層間変形角は、R=±1/400、1/200、1/100、1/67、1/50、1/33 radを2サイクルずつ繰り返し、その後R=+1/12.5 radまでの一方向荷重とした。

3. 実験結果

3.1 ひび割れ及び性状

図一3にL-1,3の+1/25 rad時とL-8の+1/33 rad

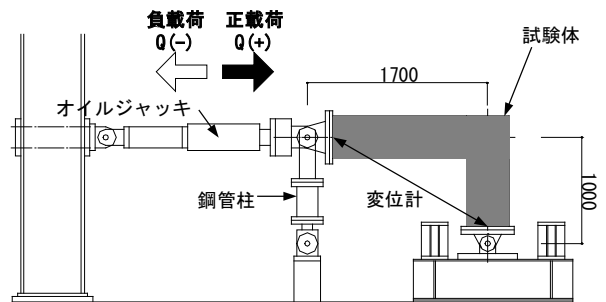
- *1 L-4, 10, 11はダブルフープ
 - *2 接合部せん断余裕度 = $\frac{\text{靱性保証型設計指針による接合部せん断耐力計算値}}{\text{e 開数法による梁曲げ耐力計算値}}$ で接合部せん断破壊時の軸力考慮
 - *3 L-6の柱筋折り曲げ定着は出隅側4本のみ
- <共通事項>
- ・かご筋は梁主筋水平方向・直交方向ともD13 SD295A (ただし、L-6は直交方向のみ)
 - ・断面形状 梁: Bb×Db=300×400mm、柱: Bc×Dc=400×400mm
 - ・横補強筋 梁: 2-D10@60(pw=0.79%)、柱: 2-D10@100(pw=0.36%) (柱梁とも材質はSD685)

表一 2 コンクリート試験結果

設計基準強度 F _c (MPa)	圧縮強度 σ _B (N/mm ²)	圧縮強度時ひずみ度 ε _{co} (×10 ⁻³)	ヤング係数 E _c (N/mm ²)	引張強度 σ _t (N/mm ²)
24	26.0	1.97	24.6	2.71
42	55.4	2.56	31.7	4.45
60	72.0	2.59	35.1	4.94

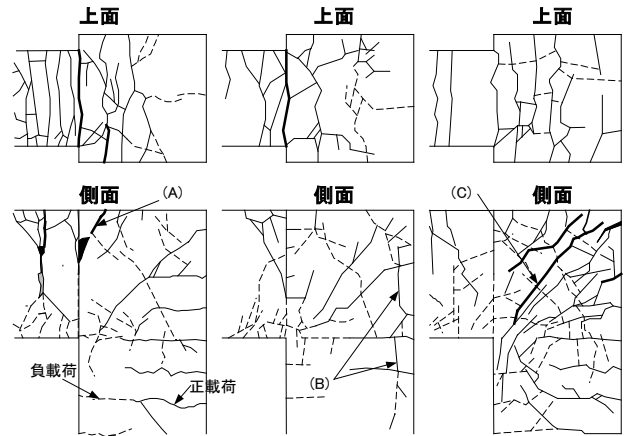
表一 3 鉄筋引張試験結果

鉄筋呼び名	種類	降伏強度	引張強度	降伏ひずみ度	伸び (%)
		σ _y (N/mm ²)	σ _u (N/mm ²)	ε _y (μ)	
D10	SD295A	370	498	2152	26
	SD390	425	570	2567	25
	SD685	780	975	4223	18
D13	SD295A	342	484	2015	30
D16	SD295A	365	515	1993	27
D19	SD295A	347	511	2068	26
	SD345	370	557	2197	26
	SD390	437	609	2501	23
	SD490	538	693	2941	19
	SD685	712	971	3949	12



図一 2 荷重装置

時のひび割れ図を示す。L-1 は正負荷ともに 1/200 ~1/140 rad で梁主筋が降伏し、それ以降梁の危険断面位置より 1.0Db の範囲でひび割れが進展した。柱梁接合部のひび割れは軽微なものであった。+1/25 rad 以降梁の危険断面位置上部のひび割れ(A)が進展したがそれに伴う耐力低下は見られなかった。他の梁曲げ破壊型試験体も同様のひび割れ性状を示したが L-3 のみ接合部のひび割れ(B)が柱位置まで進展した。L-8 は約±1/160 rad で接合部にせん断ひび割れが発生し、その後、変形の増加に伴い進展した。+1/50 rad 以降接合部出隅側の柱主筋定着板の近傍から入り隅側にかけてひび割れ(C)が急増し背面のコンクリートがはらみだし、さらに+1/33 rad 手前で耐力が急激に低下した。他の接合部せん断破壊型試験体も同様の性状を示した。いずれの試験体も接合部において側面剥離破壊等の定着破壊はみられなかった。



L-1 R=1/25 [rad] L-3 R=1/25 [rad] L-8 R=1/33 [rad]

図-3 ひび割れ性状

表-4 最大耐力一覧

試験体	破壊形式 ^{*1}	最大耐力実験値		曲げ耐力計算値 ^{*2}		せん断耐力計算値 ^{*3}	実験値/計算値			
		Qmax(kN)		bQmu(kN)			Qbj(kN)	曲げ耐力		せん断耐力
		正(A)	負(B)	正(C)	負(D)	(E)		(A)/(C)	(B)/(D)	(A)/(E)
L-1	B	213	128	167	100	210	1.28	1.28	1.01	0.61
L-2	B	234	146	198	121	253	1.18	1.21	0.92	0.58
L-3	B	125	78	107	69	124	1.17	1.13	1.01	0.63
L-4	B	213	127	167	100	210	1.28	1.27	1.01	0.60
L-5	B	195	128	164	100	210	1.19	1.28	0.93	0.61
L-6	B	209	125	166	101	210	1.26	1.24	1.00	0.60
L-7	B	209	130	166	100	186	1.26	1.30	1.12	0.70
L-8	J	388	233	381	270	210	1.02	0.86	1.85	1.11
L-9	J	422	266	392	265	253	1.08	1.00	1.67	1.05
L-10	J	408	253	390	268	210	1.05	0.94	1.94	1.20
L-11	J	407	256	385	265	186	1.06	0.97	2.19	1.38

実験値及び計算値は層せん断力換算値
^{*1} B: 梁曲げ破壊型、J: 柱梁接合部せん断破壊型
^{*2} e 関数法による梁曲げ耐力で最大耐力時の梁軸力を考慮した計算値
^{*3} 靱性保証型設計指針による計算値

3.2 履歴性状及び最大耐力

表-4 に最大耐力一覧を示す。最大耐力の実験値及び計算値は層せん断力表示である。計算値は荷重方法による梁の軸力を考慮し算出している。最大耐力はいずれの試験体も正荷重時が大きい結果となった。梁曲げ破壊型試験体において計算値との比(Qmax/bQmu)は 1.13~1.30 ですべて計算値を上回った。コンクリート強度の同じ試験体を比較すると最大耐力は同程度で実験因子による顕著な差はみられなかった。接合部せん断破壊型試験体においては、正荷重時は靱性保証型設計指針による計算値を大きく上回り最終的に梁主筋が降伏する結果となり、計算値との比(Qmax/Qbj)は 1.67~2.19 であった。同様に負荷時にも計算値を上回り 1.05~1.38 となった。また、接合部横補強筋量を増した L-10,11 は正負荷時とも耐力は L-8 より若干増加した。

図-4 に各試験体の層せん断力(Q)一層間変形角(R)の関係を示す。梁曲げ破壊型試験体(L-1~7)は、梁主筋降伏後も耐力低下は見られず、正荷重時は 1/11 ~1/10 rad で、負荷時は 1/25 rad で最大耐力となった。また繰り返しによる耐力低下はみられなかった。また、L-4~7 は L-1 と同様の履歴性状を示し、梁主筋の定着方法、定着長さ及び接合部横補強筋量による差異はみられなかった。接合部せん断破壊型試験体(L-8~11)においては、正荷重時は接合部せん断耐力計算値に達した後も層せん断力は上昇し、1/67~

1/50 rad で梁上端筋が引張降伏した。その後 1/33 rad 手前で出隅側から入隅側にかけての接合部せん断ひび割れが大きく開き、それに伴い耐力は急激に低下した。負荷時は接合部せん断耐力の計算値に達した後も、1/50~1/40 rad で梁下端筋は引張降伏したが 1/33 rad まで耐力低下はみられなかった。L-8 に対し接合部横補強筋を 2 倍とした L-10,11 においては、最大耐力が若干増加したものの履歴特性に差はみられなかった。また梁下端筋の定着長が短い L-11 との違いも顕著ではなかった。

3.3 接合部せん断変形角

図-5 に各試験体の接合部せん断変形角(γ)一層間変形角(R)の関係を示す。接合部せん断変形角は接合部パネルを対角方向に直接計測した値を用いて算出している。梁曲げ降伏した試験体 L-1~7 の接合部せん断変形角は接合部のひび割れがあまり進展しなかった

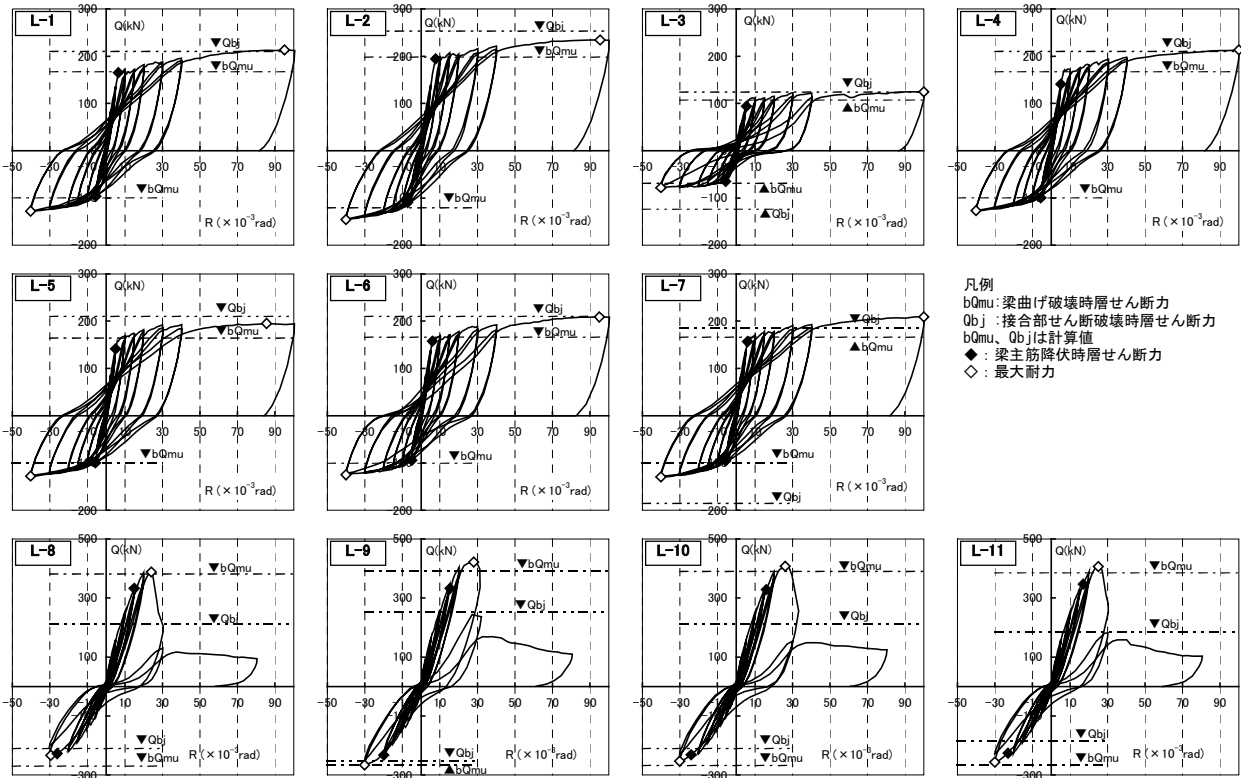


図-4 層せん断力(Q)－層間変形角(R)関係

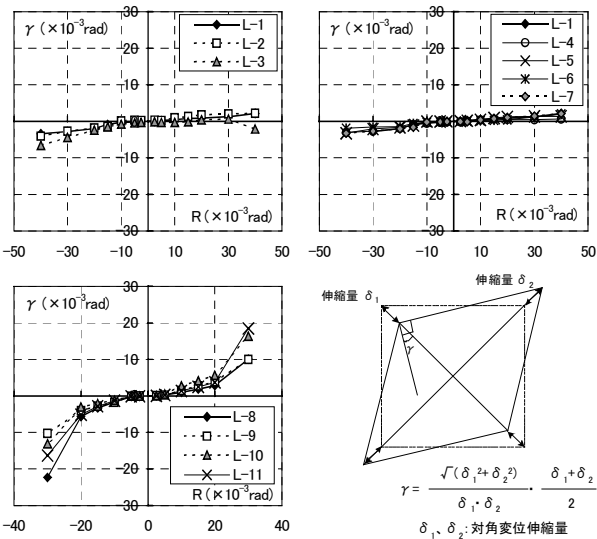


図-5 接合部せん断変形角(γ)－層間変形角(R)関係

ため正負荷荷時のいずれも小さく、層間変形角 $\pm 1/33$ rad 時では 5×10^{-3} rad 以下であった。L-3 はその後ひび割れの進展に伴い負荷荷時に他の試験体より大きい値を示した。定着方法及び接合部横補強筋量の違う試験体 (L-4~7) の接合部せん断変形角は試験体 L-1 と同程度で、これらの因子による差はみられなかった。接合部せん断破壊した L8~11 では層間変形角 $\pm 1/50$ rad までは 5×10^{-3} rad 程度であるが、それ

以降ひび割れの進展に伴い急激に増加した。

3.4 梁主筋のひずみ度分布

図-6に試験体L-1,8の梁主筋ひずみ度分布を示す。上端筋は正載荷時、下端筋は負載荷時での各変形角におけるピーク時の値を示す。L-1 は、上端筋は正載荷

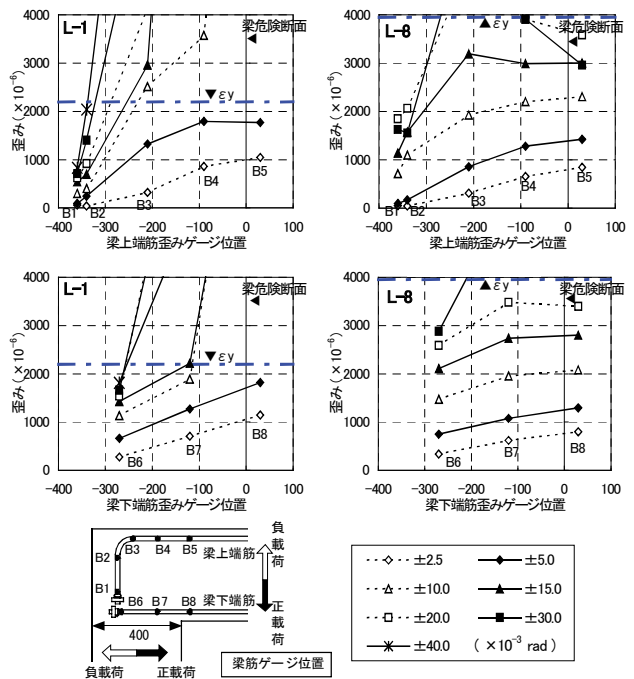


図-6 梁主筋ひずみ度分布

時において+1/100 rad で折り曲げ部までの水平部(B3～5)は降伏しているが、折り曲げ端以降は+1/25radでも降伏しておらず定着板近傍(B1)は降伏ひずみ度の半分程度だった。下端筋は負荷荷時において-1/100 rad までに梁端側(B8)は降伏ひずみ度に達したが、定着板近傍(B6)は-1/25 rad まで降伏ひずみ度には達しなかった。L-8 は接合部耐力の上昇に伴い梁上端筋は+1/50 rad で、水平部(B3,4)が降伏ひずみ度に達し、梁下端筋は危険断面位置において-1/33rad で降伏ひずみ度に達した。ただし、L-1 と同様に定着板近傍は±1/30 rad 時においても降伏ひずみ度には達しておらず、接合部せん断破壊した試験体においても定着部の破壊が先行するようなことはなかった。

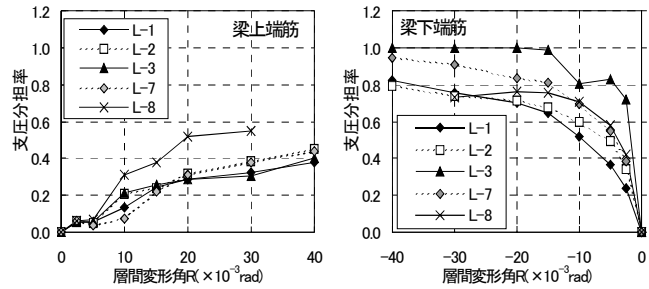
3.5 定着板の分担率および支圧応力度比

図一七に試験体 L-1～3,7,8 の梁主筋に使用したEG定着板の支圧分担率を示す。EG定着板の支圧分担率は、梁主筋の危険断面位置における引き抜き力に対する、定着板近傍の主筋の引き抜き力の比とした。引き抜き力は鉄筋のひずみ度より算出した。梁上端筋は主筋を折り曲げ後、EG定着板を取り付けているため、定着板分担率は小さく、梁曲げ破壊型試験体において1/25rad 時では0.4程度だった。直線定着である梁下端筋は-1/200～-1/100 rad において支圧分担率はL-3を除き、0.7以下であった。L-3は他の試験体よりも大きく、定着板分担率は0.8程度となった。定着長さの異なるL-1とL-7を比較すると、定着長さの短いL-7は支圧分担率が大きい結果となった。

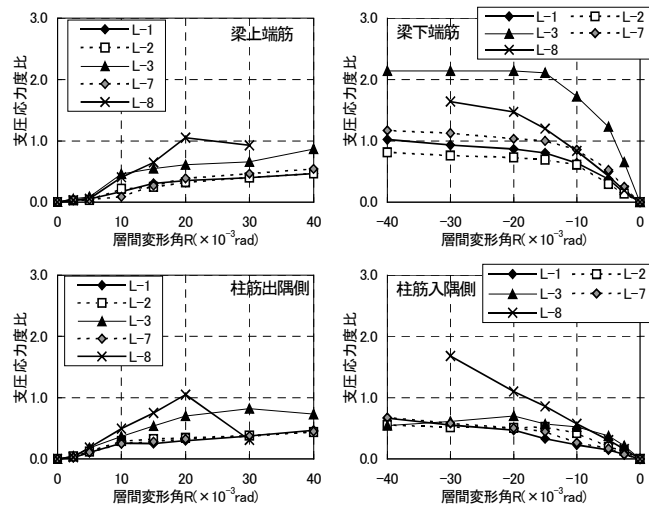
図一八に試験体 L-1～3,7,8 のEG定着板における支圧応力度比(支圧応力度/コンクリート圧縮強度)を示す。支圧応力度は定着板近傍のひずみ度より求めた引き抜き力をEG定着板の有効断面積(定着板の面積-主筋の公称断面積)で除したものである。主筋が直線定着で先端にEG定着板を取り付けた梁下端筋と柱主筋の最大支圧応力度を比較すると、各試験体とも概ね、梁下端筋における支圧応力度比が柱主筋よりも大きい結果となった。

3.6 かが筋のひずみ度

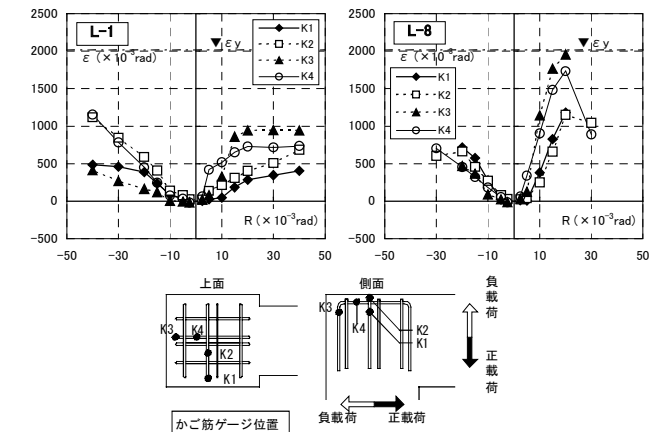
図一九にかご筋ひずみ度(ε)-層間変形角(R)関係を示す。ひずみ度は各層間変形角における第1サイクルピーク時の値である。試験体L-1は、正載荷時は梁主筋と平行に配置したかが筋のひずみ度(K3,4)が、負載荷時には接合部上面のひずみ度(K2,4)が増大する傾



図一七 支圧分担率



図一八 定着板の支圧応力度比



図一九 かが筋ひずみ度分布

向がみられた。かが筋は±1/25 rad まで降伏ひずみ度に達しない。試験体L-8は、正載荷時においていづれのかご筋のひずみ度も大きく増加し、特にK3及びK4位置で+1/50 rad になると降伏ひずみ度近くになった。これらよりかが筋はせん断ひび割れ幅拡大を抑制する効果があると考えられる。正載荷+1/33 rad 時に一部かが筋のひずみ度が低下するのは耐力低下に伴う接合部の損傷のためであると考えられる。

4. 接合部せん断強度

図-10 に接合部せん断破壊型試験体における正負荷荷時の接合部せん断強度の実験値と計算値の比較を示す。計算値は靱性保証型指針式にて算出し、実験値は接合部せん断力を接合部有効幅及び接合部有効せいで除して算出した。図には併せて機械式定着を使用し、接合部せん断破壊した既往の研究(14 体)についても示す。正負荷荷とも概ね実験値は計算値を上回る結果となっている。EG 定着板を使用し、かご筋を配置した今回の実験に着目すると、正載荷時では実験値/計算値は 1.67~2.19、負載荷時では 1.05~1.38 となり、靱性保証型設計指針式により接合部せん断強度を安全に評価できることが分かる。

5. まとめ

柱梁主筋端部にEG 定着板を用いた最上階の外周部柱梁接合部(L形接合部)の構造実験を行った結果以下のことが分かった。

- ① 梁曲げ破壊型試験体は変形角の増加に伴う接合部のひび割れの進展はあまりなかったが、接合部せん断破壊型試験体は主に出隅部から入隅部へかけての進展が顕著であった
- ② 各試験体とも最大耐力は負載荷時より正載荷時の方が大きい結果となり、それぞれ計算値を上回った
- ③ コンクリート強度が同じで梁主筋の定着方法、定着長さが異なる試験体を比較すると、ひび割れ性状、最大耐力における顕著な差はみられなかった
- ④ 梁曲げ破壊型試験体では主筋降伏後も耐力低下はみられず十分な変形性能を示した
- ⑤ かご筋は接合部のせん断ひび割れを抑制し、せん断耐力及び変形性能確保に効果があるといえる
- ⑥ 主筋にEG 定着板を使用し、かご筋を配置したL形接合部は靱性保証型設計指針による接合部せん断耐力式により安全側に評価できた

6. あとがき

本実験結果より、EG 定着板工法がL形接合部へ適用可能であることが確認できた。なお、本工法の開発

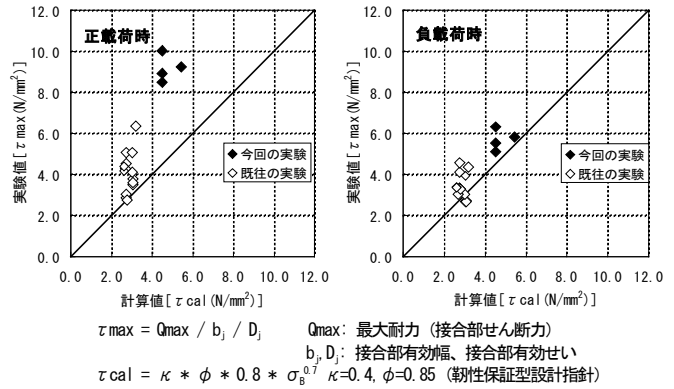


図-10 接合部せん断強度の実験値及び計算値の比較

は4社(株奥村組、合同製鐵株、五洋建設株、鉄建建設株)の共同研究であり、本実験は日本建築総合試験所に委託して実施したものである。

本研究を進めるにあたり、ご指導を頂いた東京理科大学 松崎教授ならびに(財)日本建築総合試験所 益尾部長に深く感謝の意を表す。

【参考文献】

- 1) 村上、窪田他、「引き抜き試験によるはり主筋の機械式定着耐力の評価」、コンクリート工学論文集、第8巻第2号、pp. 1-10、1997.7
- 2) 中村他、「円形定着板を用いた機械式定着工法の開発(その1~4)」、建築学会学術講演梗概集、pp. 107-114、2001
- 3) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」、1999
- 4) 崔、藤井他、「L字形及びT字形接合部のせん断耐力に及ぼす接合部の配筋ディテールの影響」、コンクリート工学年次論文集、Vol. 23、No. 3、pp. 397-402、2001
- 5) 田畑他、「RC 造ト・T・L形柱梁接合部のせん断及び定着性状」、コンクリート工学年次論文集、Vol. 23、No. 3、pp. 373-378、2001
- 6) 青田他、「最上階柱梁接合部におけるプレート定着工法に関する研究」、コンクリート工学年次論文集、Vol. 23、No. 3、pp. 391-396、2001
- 7) 大和田他、「機械式定着金物を柱頭主筋の定着に使用したL字形、T字形接合部の耐力と変形性能(No. 12)」、建築学会学術講演梗概集、pp. 257-258、2001

金属製転がり支承（CRB）の開発とその適用

舟木秀尊* 川井伸泰** 舟山勇司**

1. はじめに

近年、建物に要求される性能は高度化しており大地震においても建物の損傷を防止する免震建物の需要が高まっている。その中で従来の免震部材では免震化が難しかった建物についても免震化が望まれる場面が出てきた。そこで、これらに対応する方法として金属製転がり支承（Cylindrical Roller Bearing：以下CRB）と積層ゴム系支承を併用したハイブリッド型免震構法（図-1：CRBと積層ゴム系支承の組合せ）の適用を検討した。これにより積層ゴム系支承を単独で使用する一般の免震構法に比べて建物の固有周期をより長くすることが可能となり免震性能の向上と適用場面の拡大が図れる。本報ではCRBの概要と一連の性能確認試験及び建物への適用事例について報告する。

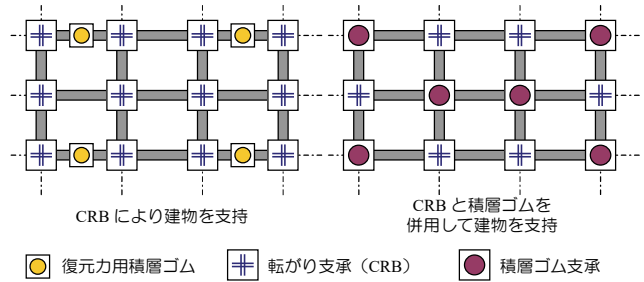


図-1 CRBと積層ゴム系支承の組合せ



写真-1 CRB支承

2. CRBの概要

金属製転がり支承であるCRBは2本のローラーとこれを挟むレールを、中間プレートを介して直交2段重ねにしており、水平面内のあらゆる方向に移動できる。高い支圧力を受けるローラーとレールには高硬度特殊ステンレス鋼を採用しており、積層ゴムと同等以上の荷重支持能力を有する。また、上・中・下段プレートの材料にはSS400を使用している。ローラーの端部にはピニオンとローラー同士を繋ぐ連結プレートを配してローラーのずれを防ぐ構造となっている。

常時の荷重が11.7 MNの支承を写真-1に、形状を表-1に示す。支承の形状は支持能力と変形能力によって決められている。転がり試験結果の一例を図-2に示す。支持機構のレールは形状が平面で復元力がないため積層ゴム系支承と組合せて建物に適用する。発生する摩擦抵抗力は摩擦係数に換算すると1/1000程度と非常に小さく、滑らかな水平移動を実現する。

表-1 CRB-11.7 MN 支承の形状

ローラー	本数(本/段)	2	
	径 (mm)	φ104	
長さ (mm)	730	*1	
	幅 (mm)	730	*1
厚さ (mm)	35		
	幅 (mm)	1000	*1
上下プレート	厚さ (mm)	70	
	幅 (mm)	1000	*1
中間プレート	厚さ (mm)	175	

*1: 数値は最大変位±50cmの場合、最大±75cmまで可能

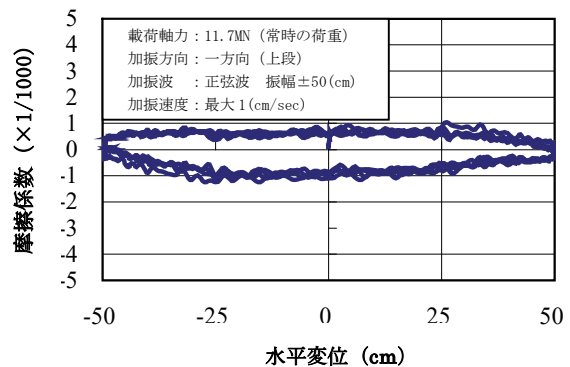


図-2 転がり試験結果 (11.7 MN 支承)

*技術研究所 **東京支社建築設計部

3. ローラー・レールの性能確認試験

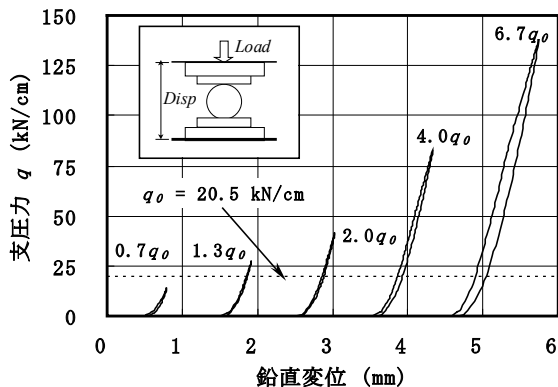
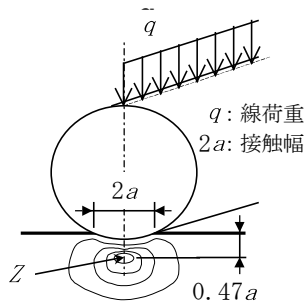
3.1 接触機構

円柱を平面に押付けた場合、図-3のように接触部は最初に弾性変形を生じる。弾性範囲を超えて荷重を増加させると、まず内部のせん断応力が最大となる点Zにおいて塑性変形が始まる。さらに増加させると塑性化がこの点から広がり、荷重を除去しても支痕が残るようになる。このような状態が生じる降伏荷重は、内部において最初の塑性化が始まる荷重よりも遙かに大きいことが既往の文献¹⁾から知られている。

3.2 ローラー・レールの圧縮試験

金属製転がり支承のローラー・レールに使用する材料は、防錆を考慮すると従来より道路橋のローラー支承に用いられている特殊ステンレス鋼(C-13B)が最適である。この特殊ステンレス鋼に熱処理を行うことにより硬度を高めて支圧強度を上昇させている。

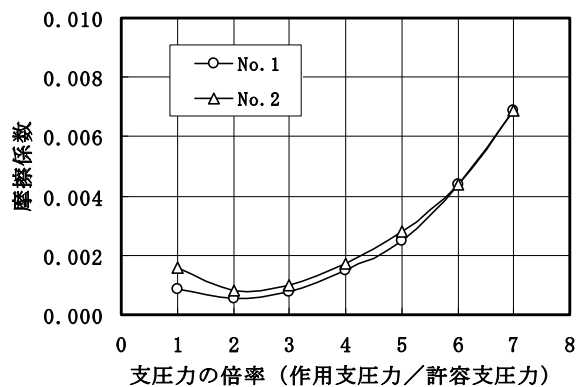
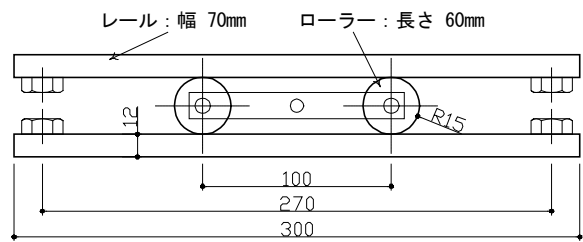
ローラー・レールの支持能力を確認するために圧縮試験を行った。試験体はローラー(直径 40mm、長さ 100mm)とその上下に位置するレール(幅 80mm、長さ 100mm、厚さ 25mm)から構成されている。圧縮試験には 2000 kN アムスラー型万能試験機を用いた。支圧力は道路橋支承便覧¹⁾により求められる許容支圧力 q_0 ($q = 20.45 \text{ kN/cm}$) を基準として、基準値のおよそ 0.7 倍



～6.7 倍の支圧力を作用させた。試験の結果を図-4に示す。支圧力と鉛直変位との関係は、支圧力が許容支圧力 q_0 の 4 倍になっても、大きな剛性低下などは生じなかった。支圧力が基準値の 5 倍を超えると、若干ではあるが剛性が低下し、支圧力により降伏領域が拡大している様子が見え始めた。

3.3 ローラー・レールの転がり試験

免震部材としての金属製転がり支承に求められる機能は、支持能力と滑らかに水平移動する作動性である。そこで、水平方向に強制変位を与える転がり試験により、許容支圧力 q_0 を超える支圧力を作用させた場合の転がり摩擦係数を調べた。試験体の形状を図-5に示す。試験体は上下のレールの間に 2 つのローラーを設置し、それぞれを連結棒で結び間隔を保持させたものである。試験体は 2 体とし、所定の鉛直荷重を載荷した後、水平方向に強制変位を与え、その時に生じる水平方向の反力を測定した。所定の鉛直荷重は許容支圧力 q_0 を基準として 7 倍まで与えた。水平方向の強制変位は、各鉛直荷重において最大変位量 $\pm 40 \text{ mm}$ として 100 サイクルの繰返しを行った。転がり摩擦係数と鉛直荷重との関係を図-6に示す。鉛直荷重の増大とともに転がり摩擦係数も増加した。しかし、許容支圧力の 6 倍をこえる鉛直荷重を作用させた状態においても、転がり摩擦係数は 7/1000 以下であった。



3.4 CRBの転がり試験

ローラー・レールが直交2段で構成される実機支承について作動性と基本特性を確認する目的で転がり試験を実施した。試験に使用したCRB-1.6 MN 支承の概要を図-7に示す。支承の耐力はローラー・レールの性能と支承内部の応力伝達を考慮して決定している。試験は载荷軸力が常時の荷重 1.6 MN (N_0) を基本に $0.01 \sim 2.0N_0$ 、加振方向は支承の水平軸に対して 0° と 45° 方向、加振速度は $1 \sim 50(\text{cm}/\text{s}^2)$ について実施した。1.6 MN を载荷して上下段が作動する 45° 方向の向きに加振した転がり試験結果を図-8に示す。上下段のローラーは滑らかに作動し摩擦抵抗力から換算した摩擦係数は $1/1000$ 以下であった。また、载荷軸力を 3.2 MN ($2.0N_0$) とした同様試験の摩擦係数は $3/1000$ 以下で十分に小さい値となった。一方、摩擦係数の速度依存性は確認されなかった。

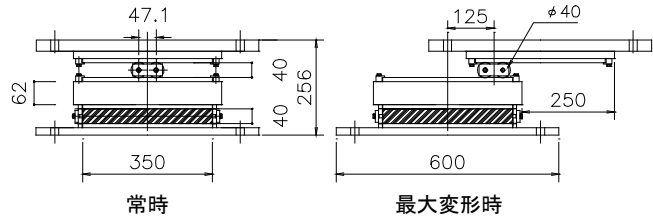


図-7 試験体の概要 (CRB-1.6 MN 支承)

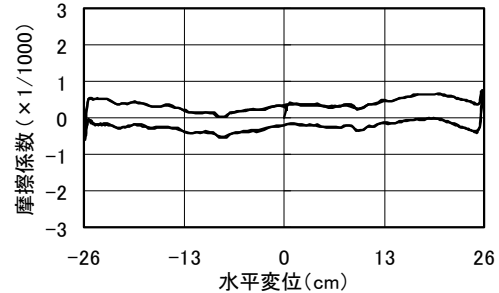


図-8 転がり試験結果 (1.6 MN 支承、 45° 方向)

4. 免震支承架台の性能確認実験

4.1 実験の概要

CRBが受ける荷重は、図-9に示すようにローラーを介して伝達されるため、支承を挟む上下の免震支承架台には集中的な線上の荷重が作用する。免震支承架台のコンクリートに対し、圧縮強度を超える支圧応力の発生が想定されたことから、支圧力に対する架台の補強方法を検討する必要が生じた。発生する支圧力に対する免震支承架台の補強方法及び耐力の関係を検討するために载荷実験を行った。

4.2 試験体

試験体は免震支承架台及びCRBを模擬したRC躯体部、取付けプレート、レールプレート及びローラープレートからなり、RC躯体部は実際に適用される免震支承の上部架台を対象とした $1/2.6$ 縮小モデルである。材料一覧を表-2に、実験因子を表-3に示す。また、試験体の概要を図-10に示す。RC躯体部の配筋はいずれの試験体も躯体中央に配した柱主筋と柱帯筋及び躯体外周部を取り囲むかご筋から構成される。試験体はかご筋量、中子筋量、柱主筋量、及びRC躯体表面の高強度グラウトモルタルの有無を実験因子とした計5体である。高強度グラウトモルタル(表-3のNo.5)は局部支圧を受ける免震支承設置表面の支圧耐力を上げる補強案で内部に溶接金網を配している。

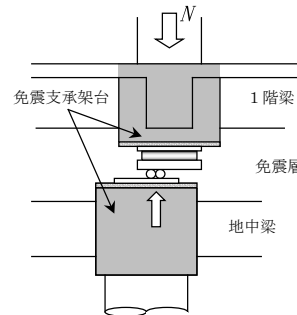


図-9 CRB設置部分

表-2 材料一覧

a) コンクリート・グラウトモルタル			
種別	対象試験体	σ_B (MPa)	E_c (GPa)
コンクリート	No. 1~5	28.6	28.6
グラウトモルタル	No. 5	63.3	22.0

b) 鉄筋・鋼板		
種別	材質	材質
鉄筋	D6	SD295-A
	D10, D16, D19	SD345
取付プレート	PL-600×600×12	SS400
模擬ローラー	PL-400×400×40	S45C-N
レールプレート	PL-145×50×45	

表-3 実験因子

試験体	かご筋 ($\rho s1$)	中子筋 ($\rho s2$)	柱帯筋 ($\rho s3$)	横補強筋 (ρs)	柱主筋 (ρg)	高強度モルタル
No. 1	D6@100mm (0.11%)	無	D10@100mm (0.24%)	0.35%	20-D16 (1.1%)	無
No. 2	D10@100mm (0.24%)	D10@100mm (0.24%)		0.72%		
No. 3			1.18%			
No. 4	D10@50mm (0.47%)	D10@50mm (0.47%)	D10@50mm (0.47%)	1.41%	20-D16+12-D19 (2.1%)	有
No. 5			D10@100mm (0.24%)	1.18%	20-D16 (1.1%)	

・ $\rho s1 = a s1 / (B \cdot s)$ 、 $\rho s2 = a s2 / (B \cdot s)$ 、 $\rho s3 = a s3 / (B \cdot s)$: かご筋及び中子筋の補強筋比、 $\rho s = \rho s1 + \rho s2 + \rho s3$
 ・ $\rho g = a g / (B \cdot D)$: RC躯体部断面積に対する柱主筋全断面積の比
 ここに、 B, D : RC躯体部の幅、せい、 s : かご筋、中子筋、柱帯筋のピッチ
 $a s1, a s2, a s3$: 1組のかご筋、中子筋、柱帯筋の断面積
 ・ 高強度モルタル: RC躯体と支承の接地面に厚さ35mmのグラウトモルタルを敷設、溶接金網 $\phi 4 @ 50$ を配筋

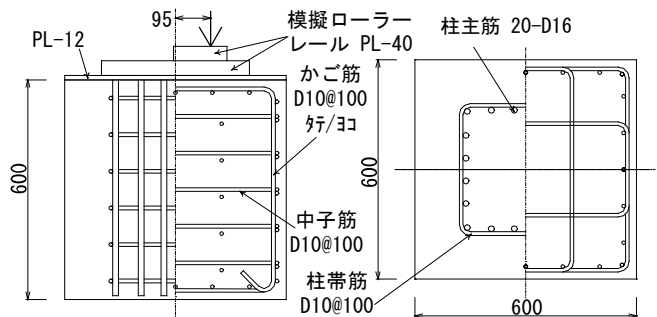


図-10 試験体の概要 (No.2)

4.3 試験方法

架台への加力は、CRB最大変位時を想定したRC躯体部に対する偏心荷重とし、模擬ローラーレールプレートを通じて10 MN 構造物試験機（圧縮試験機）による単調載荷を行った。変位量の測定項目は取付けプレート及びレールプレートにおける面外変形量とした。また、鉄筋ひずみ量の測定位置はかご横筋、中子筋、かご上面筋、柱主筋、柱帯筋とし、平面内と深さ方向について各補強筋の効果を確認できる配置とした。

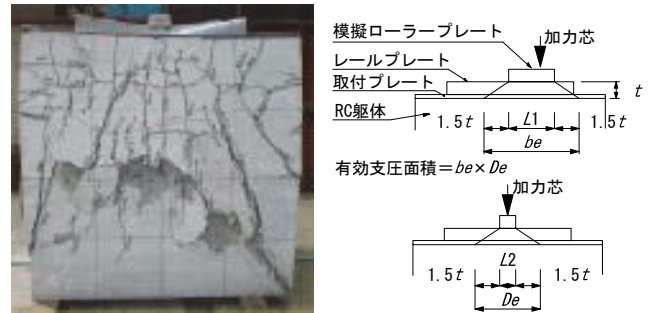


写真-2 試験後の状況 (No. 2) 図-11 支圧面積の考え方

4.4 実験結果

a. 破壊性状

各試験体ともRC躯体正面（写真-2）の加力芯近傍で1.5 MN 載荷時に縦ひび割れ（幅 0.04mm）、3.0～3.5MN 時に両側面で縦ひび割れ、3.5～4.0 MN 時に正面と側面で水平方向ひび割れが躯体上面より $H/6$ 付近（ H : 試験体高さ）で発生し、その後は徐々に本数と幅が増大した。No. 5では、3.0～3.5 MN 時にコンクリートとモルタル界面にひび割れが発生した。破壊性状はNo. 1が躯体脚部で圧壊し、No. 2～No. 5は正面中央部がはらみだした。

b. 初期剛性

模擬ローラーから伝達された荷重を受けるRC表面の有効支圧面積の考え方を図-11 に示す。本報では鉛直荷重を有効支圧面積で除したものを支圧力と称している。支圧力がコンクリート強度となる1.77 MN を載荷した各試験体は加力芯近傍にヘアクラックが生じたが、図-12 に示すように鉛直荷重と鉛直変位の関係において比例限度内であった。初期剛性に着目すると横補強筋比を2倍にすることで6%程度、No. 4 のように柱主筋の内側に芯筋を配すること（柱主筋比2倍）により18%程度の剛性上昇が見られた。

c. 鉄筋の降伏と支圧耐力

鉛直荷重と鉛直変位の関係を図-13 に示す。各試験体とも柱帯筋降伏、かご筋降伏の後、剛性を急激に低下させ大きな変位を生じて最大耐力に至った。また、横補強筋（かご筋・柱帯筋・中子筋）が降伏を開始する3.3～4.2 MN を載荷した時の支圧力は、No. 1を除いてコンクリート強度の2倍以上であった。高強度グラウトモルタルによる補強効果は殆ど見られなかった。鉄筋の降伏荷重及び支圧耐力と横補強筋比に着目すると、図-14 に示すように両者には比例関係があることがわかった。

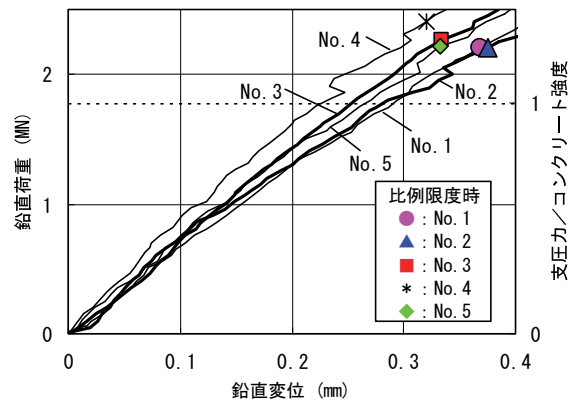


図-12 比例限度時の比較

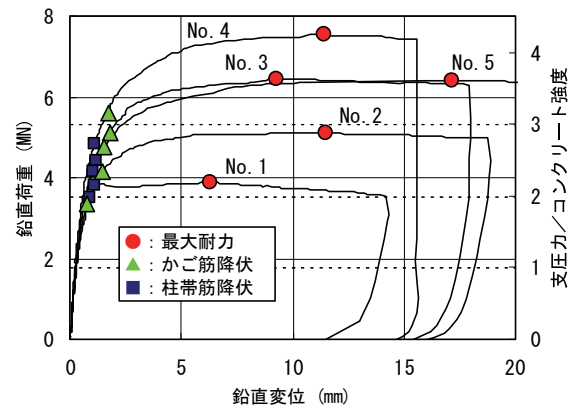


図-13 鉛直荷重と鉛直変位の関係

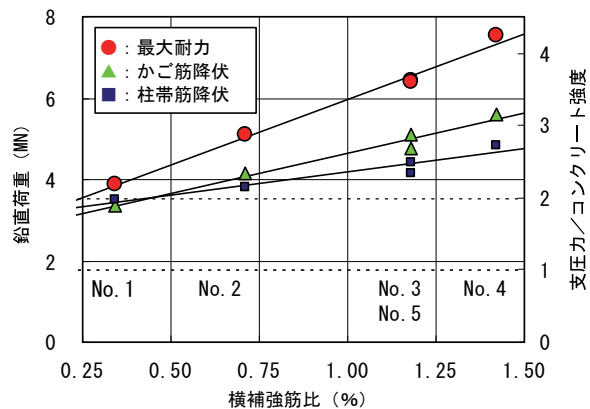


図-14 鉛直荷重と横補強筋比の関係

5. CRBの建物への適用

5.1 建物概要

CRBを適用する建物の外観パースを図-15に、建物概要の一覧を表-4に示す。対象建物は地上17階建てであり、用途は1階と2階の一部が店舗・共用スペース、2階から17階までが分譲住宅となっている。建物の平面形状はL型となっており、東棟および南棟の3スパンが接続している。構造形式はX方向およびY方向ともにRC造の耐震壁付きラーメン構造とした。

免震支承の配置を図-16に示す。免震部材には、復元力とダンパー機能を有する鉛入り積層ゴム支承（以下LRB）を11基、CRBを6基用いた。建物形状が不整形であるため、各階の偏心率はX方向で0.16~0.55、Y方向で0.05~0.38と0.15を大きく上回る値となっていた。そのため、免震層において偏心が十分に小さくなるように留意して支承を配置し（偏心率：0.012程度）、地震時における上部構造のねじれ振動の励起を防いでいる。また、敷地条件から免震支承の変形能力を±50cmとし、建物と擁壁との間隔も50cmとした。基礎構造はGL-2.25m以深の礫層（平均N値48）を支持地盤とする直接基礎とした。

5.2 免震性能

地震応答解析により建物の免震性能を調べた結果の一例を図-17に示す。検討に用いた地震波はレベル2の極めて希に発生する地震動（震度VI強~VII）であり、建設地周辺における活断層を考慮して作成した模擬地震波および観測地震波を増幅したものとした。解析の結果、建物の応答加速度は最大330~510cm/sec²の入力加速度に対して12層から上層で若干大きくなるものの、概ね1/3~1/2に低減されることがわかった。また、各層の層間変形は2~3mm程度と非常に小さな値に抑えることができた。

免震建物では、支承に引抜き力を発生させないことが設計の基本となっている。支承に作用する軸力は、地震動の水平成分による変動軸力に加えて、鉛直成分による軸力を震度0.3として求めた。検討の結果、いずれの地震波に対しても支承に引抜き力が発生しないことが確認された。また、地震波を水平方向と鉛直方向に同時に入力した解析によっても、同様の結果が得られた。



図-15 CRB適用建物の外観パース

表-4 建物概要の一覧

建築面積	760.43m ²
延べ床面積	9014.99m ²
基準階面積	553.33m ²
階数	地上17階 塔屋1階
軒高	51.05m
基礎底深さ	5.50m
構造種別	RC造
基礎形式	直接基礎（べた基礎）
免震部材	鉛入り積層ゴム（角形） 転がり支承

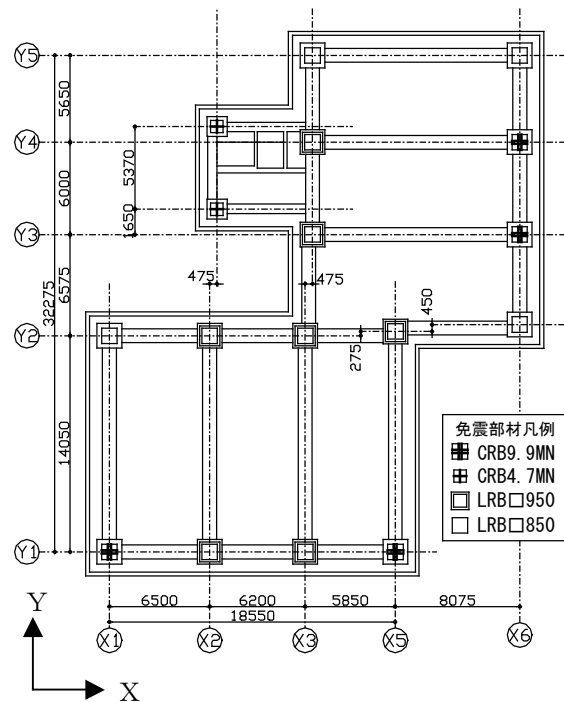


図-16 免震支承の配置

5.3 支承の組合せの検討

この建物に用いるCRBの数をパラメータとして、0、6、10、12 基を適用した場合の地震応答解析を行い、免震性能の比較を行った。免震層の相対変位が30cm 時の固有周期の比較を図-18 に示す。CRBの数を増やしてLRBの割合を減らすことで免震建物の長周期化を実現できる。実際の設計では極めて稀に発生する地震動に対して免震層の応答変位が可動範囲内となるようにCRBを6基、LRBを11基とした。

1階での層せん断力係数および支承に発生する最小軸力の比較を図-19 に示す。CRBを多く用いることにより1階における層せん断力係数は小さくなり支承に生じる最小軸力は高くなることわかった。

6. まとめ

CRBの開発に伴う一連の性能確認試験と建物への適用の結果、以下のことが確かめられた。

- i. 高硬度特殊ステンレス鋼のローラーとレールで構成されるCRBが、高い荷重支持能力を持ち、滑らかな水平移動を実現できることが実証できた
- ii. 免震支承架台の支圧耐力と横補強筋比には比例関係があることがわかった
- iii. CRBの架台に必要な補強筋量と配筋方法を概ね把握することができた
- iv. 支圧耐力は最大耐力ではなくRC躯体の破壊性状や横補強筋の降伏荷重で評価する必要がある
- v. CRBとLRBと併用することにより地震時においても支承に引抜き力を生じさせない免震建物を設計することができた
- vi. CRBをより多く用いるとともに免震層の可動範囲を広げることで、従来の積層ゴム支承では得られなかった免震効果を得ることができる

7. おわりに

今回、常時の荷重で1.6 MNから11.7 MNまで11タイプのCRBが建物に適用できるようになった。今後はCRBのさらなる高軸力化によって超高層免震への適用を目指すとともに、それに伴う風荷重対策の検討にも取り組む予定である。なお、CRBの開発はオイス工業株式会社と共同で実施したものである。

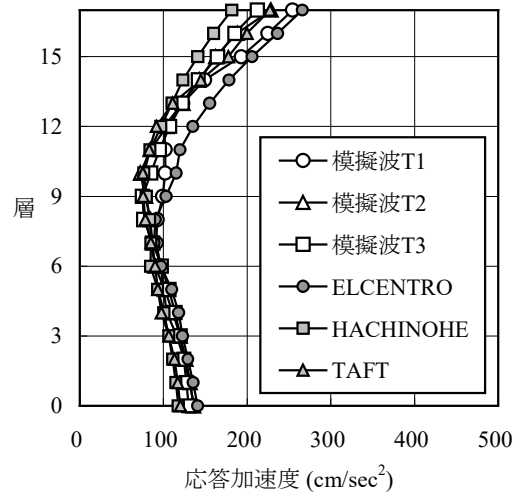


図-17 最大応答加速度の分布

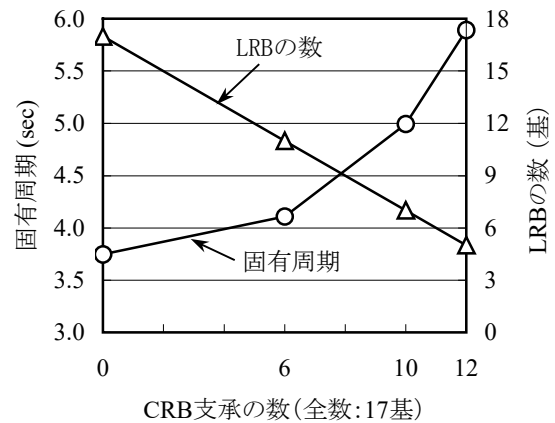


図-18 固有周期の比較

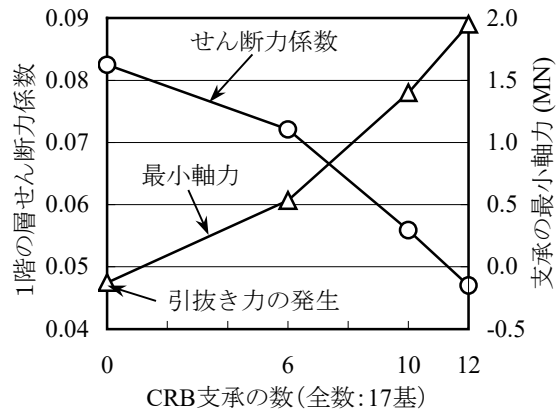


図-19 免震性能の比較

本研究にあたり、東京大学生産技術研究所・藤田隆史教授にご指導を賜った。ここに記して感謝の意を表する。

【参考文献】

- 1) (社) 日本道路協会、「道路橋支承便覧」、1991年
- 2) (社) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料」、1987年

室内化学汚染対策技術の研究

－換気システムの性能とホルムアルデヒド吸着剤の効果－

茂木正史* 小河義郎*

1. はじめに

近年、室内における有害な化学物質の発生量の増加や高断熱・高気密化にともなう換気量の減少等を起因として、室内化学汚染が問題となり、大きな社会的関心を呼んでいる。この問題に対処すべく、国をはじめとして建設会社、住宅メーカー、建材メーカー等において種々の取り組みが実施されている。厚生労働省では、ホルムアルデヒドの室内濃度指針値を皮切りに、トルエン、キシレン、エチルベンゼンと次々に指針値を公表し、その化学物質の種類を増やしている。国土交通省では、住宅性能表示制度の中で、ホルムアルデヒドの放散量対策等級として、JIS（日本工業規格）や JAS（日本農林規格）で規定された材料の使用を定めている他、ホルムアルデヒドや4種類の揮発性有機化合物（トルエン、キシレン、エチルベンゼン、スチレン）の濃度を測定し表示する制度も定めている。

一方、室内化学汚染の低減を目的に種々の具体的な対策方法が検討されている。室内で汚染を発生させないための材料選定法、室内で発生した汚染を除去するための換気方法や、室内温度を高めて材料中の汚染物質を強制的に排除するベークアウトなどが代表的な例である。このような状況の中、換気システムとホルムアルデヒド吸着剤について検討を行った。換気システムでは、一般的な24時間換気システムにおいて、居室と廊下の壁にファンを設けることにより、より安定した換気量が得られることを解析と実験で確かめた。ホルムアルデヒド吸着剤については、ホルムアルデヒド放散量の低減率、その効果の持続性について十分な性能を有していることを検証した。

2. 居室の壁にファンを設けた換気システムの性能

一般に用いられている換気システムは、居室から自

然給気しサニタリーから排気する、排気セントラル換気システムであるが以下のような問題がある。

- i. 各すきまの大きさにより各室の換気風量が定まることが、居室に必要な換気量を得るためのすきまのコントロールがむずかしい
- ii. 気密性の悪い玄関ドアを用いている場合など、玄関から入ってサニタリーから排出される流れが主流になり、居室に十分な換気が得られない
- iii. ある居室のドアを開けると、その部屋の換気量が増加するが、これにともなって他室の換気量が減少する

これらの問題を解決するために、居室と廊下の壁にファンを設ける方法について検討した。

2.1 解析による検討

a. 解析概要

(a) 開口を通過する風量の設定

計算に用いたのは多数室換気計算プログラム COMIS Ver3.0¹⁾である。COMIS では開口を通過する風量は次式で表わし、 C_s と n を入力項目としている。

$$m = C_s P^n \quad \dots\dots\dots (1)$$

m : 風量(kg/s)

C_s : 1Pa の圧力差の時の流量(kg/s/Pa)

P : すきま両側の圧力差(Pa)

n : すきま特性によるべき数

一方、一般に開口を通過する風量は(2)式でも表わされる。

$$m = \alpha A \sqrt{2\rho P} \quad \dots\dots\dots (2)$$

m : 風量(kg/s)

α : 流量係数

A : 有効開口面積(m²)

ρ : 空気密度(kg/m³)

P : 開口両側の圧力差(Pa)

(2)式は

$$m = \alpha A \sqrt{2\rho P}^{0.5} \quad \dots\dots\dots (3)$$

*技術研究所

と変形できるので、(1)式におけるプログラム入力値にそれぞれ次の値を入れる。

$$Cs : \alpha A \sqrt{2\rho}$$

$$N : 0.5$$

(b) 解析ケース

以下の項目について性能確認のための解析を行った。

- i. 1室のファンの風量を変化させた場合の各室の風量変化
- ii. 居室のドアを開け放した場合の風量の制御性
- iii. 外部に大きな開口（すきま）がある場合の風量の制御性

(c) 解析モデル

解析モデルを図-1に示す。また解析モデルにおける基本条件を表-1に示す。モデルは排気セントラル換気システムを単純化したものである。室容積はA、B室がともに 50 m³、共有部を 20 m³ と想定した。住戸全体の換気回数 0.5 回/h として排気ファンは 60 m³/h とし、壁ファンはケーススタディで変更するものの居室の換気回数 0.5 回/h に相当する 25 m³/h を基本の風量として設定した。表-2にホルムアルデヒド放散量を示す。ホルムアルデヒドは 0.04 mg/m³h の放散速度で床部より発生するものと仮定した。

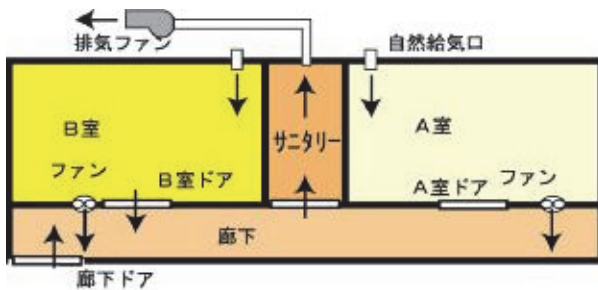


図-1 解析モデル

表-1 解析モデルの基本条件

室名	部位	面積 (m ²)	流量係数Cs (kg/s/Pa)	換気回数n (回/h)	備考
A室	ドアすきま	0.008	0.0087	0.5	アンダーカット10mm
	給気口	0.011	0.0123	0.5	φ 120
B室	ドアすきま	0.008	0.0087	0.5	アンダーカット10mm
	給気	0.011	0.0123	0.5	φ 120
サニタリー	ドアすきま	0.011	0.0217	-	
玄関	ドアすきま	-	0.0011	-	JIS A-3相当
排気fan風量			60	m ³ /h	換気回数0.5回/h
壁fan風量			25	m ³ /h	基本風量

表-2 各室からのホルムアルデヒド放散量

	単位面積当り放散量	床面積	総放散量
	mg/m ² h	m ²	mg/s
A室	0.04	20	0.000222
B室	0.04	20	0.000222
廊下	0.04	10	0.000111

b. 解析結果

(a) 壁ファンの風量と各部風量

図-2にA、B室に同一風量の壁ファンを設置し、その風量を変化させた場合の給気風量、ドア下部風量および居室内のホルムアルデヒド濃度を示す。壁ファン風量の増加に伴って、外部からの給気風量は増加し、ドア下部を通過して居室から廊下に流れる風量は減少する。表-1の解析条件に示すように、給気口の面積の方がドアすきまの面積よりも大きく抵抗が小さいにもかかわらず、ファン風量の増加に伴う風量の変化は給気口の方がドアすきまよりも小さくなっている。これは、壁ファンにより廊下側に送風した分、廊下の圧力が増加し、外気-居室間の差圧（給気風量に影響）よりも、居室-廊下間の差圧の変化が大きくなるためである。また、ファン風量が 0 m³/h から 25 m³/h までの間では、ドアすきまを通る風の流れは居室から廊下に排出する方向であるが、30 m³/h まで壁ファンの風量を増加させると、ドアすきまを通過して廊下から居室への逆流が生じている。一方、居室内のホルムアルデヒド濃度は、換気ファンの風量が 25 m³/h 以下では、ファン風量の増加に従って減少するが、ファン風量が 30 m³/h となり、ドアすきまを通過して廊下から居室に逆流すると増加するようになる。

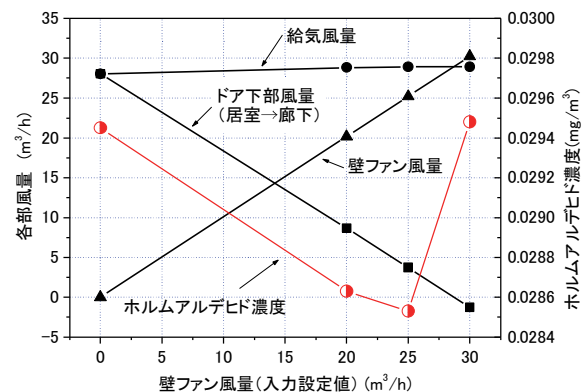


図-2 壁ファン風量と各部風量およびホルムアルデヒド濃度

以上のことから、サンタリーに設ける排気ファンと壁ファンの風量のバランスは、外部からサンタリーに向って順に圧力が低くなるような圧力状態を維持するように定めなければならない。そのためには、居室の換気回数が住戸全体の換気回数に等しくなるような換気量に合わせて、壁ファンの風量を設定すれば良い。

(b) 他室ドア開放時の壁ファンの効果

図-3に、A室のドアを開いた際の壁ファンの有無と給気風量、図-4にA室のドアを開いた際の壁ファンの有無とホルムアルデヒド濃度を示す。壁ファンが無い場合には、A室ドアを開くことによりA室への給気量が増加し、その分B室の給気量が減少する。これに応じて室のホルムアルデヒド濃度もA室は小さくB室は大きい。一方両室の壁ファンを稼働させると、A室ドアを開いても両室の風量の違いは少なく、ホルムアルデヒド濃度も差が小さくなっている。一般に、在室時にはドアは閉めておくが、壁ファンが無い場合は、ドアを開放すると在室者が居るB室のホルムアルデヒド

ド濃度が増加することになる。壁ファンによってこの現象を防ぐことができる。ドアの開放は極端な例であるが、すべてのドアが閉じられていてもドアアンダーカット部の面積が居室容積に対応して設定され、各室の換気回数が等しくなるような設計施工は困難である。しかし、壁ファンの設置によりドアのすきまとは独立して各室の換気回数を定めることができる。

(c) 外部ドア開放時の壁ファンの効果

図-5、図-6に外部ドア開放時の給気風量とホルムアルデヒド濃度を壁ファンの有無で比較する。外部ドアが開くと、外部—廊下間差圧が0に近づくので、外部ファンが無い場合の居室の換気量は非常に小さくなる。一方、壁ファンが稼働すると給気が増加するが、ドアすきまを通じては、廊下から居室への流れが発生する。換気ファンが無い場合、ホルムアルデヒド濃度は0.38 mg/m³と、労働厚生省指針値(0.1 mg/m³)の3倍を超えるが、換気ファンにより1/7程度に減少する。換気ファンを稼働した場合、居室には廊下からの

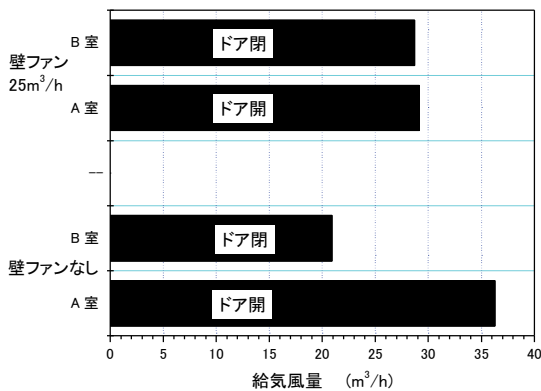


図-3 壁ファンの有無と給気風量

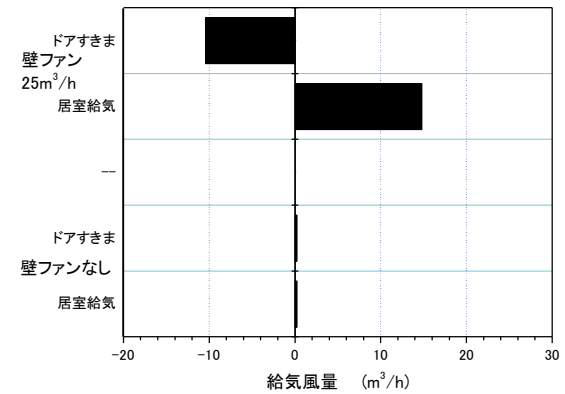


図-5 壁ファンの有無と外部ドア開放時の給気風量

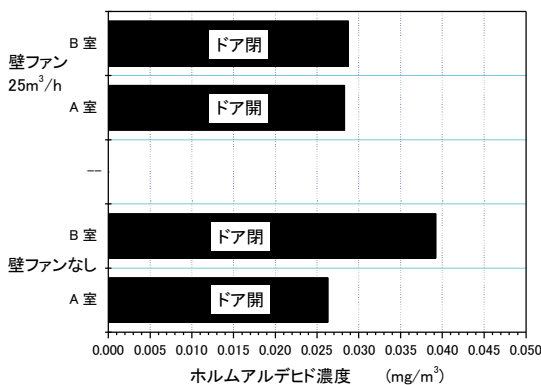


図-4 壁ファンの有無とホルムアルデヒド濃度

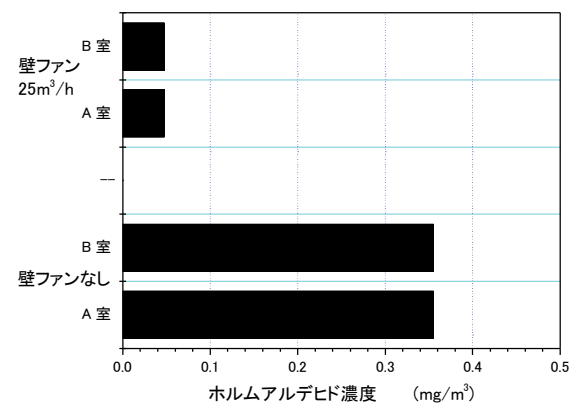


図-6 外部ドア開放時のホルムアルデヒド濃度

空気の進入があるが、外部ドアを通じて廊下に入る外気成分が多いため、ホルムアルデヒド濃度が低く抑えられていると考えられる。また、ドアすきまを通じた廊下から居室への風量は、給気口よりドアすきまの抵抗を大きくすると減少する。従って、壁ファンを設置した場合には、ドアアンダーカット面積を最小限にすべきと考えられる。

2.2 実験による検討

a. 実験概要

解析と同様な室構成の実験モデルによって壁ファンの効果を確認した。図-7に実験モデルを、表-3に実験モデルの諸元を示す。壁ファンはA室のみに設置した。A室ドアにアンダーカットは設けなかった。壁ファンはファン風量の影響を調べるために大、中、小の3種類を用いた。ファンの仕様を表-4に示す。

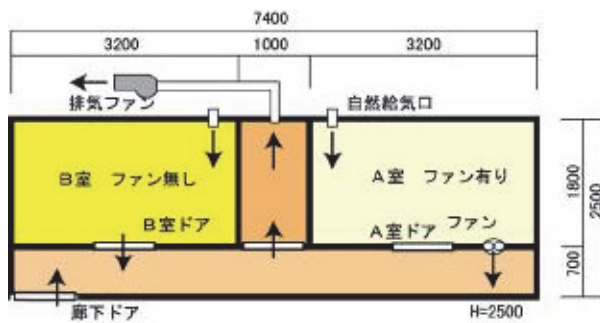


図-7 実験モデル

表-3 実験モデルの諸元

室名	面積(m ²)	容積(m ³)
A室	5.76	14.40
B室	5.76	14.40
サニタリー	1.80	4.50
廊下	5.18	12.95

表-4 ファンの仕様

ファンの種類	最大風量(m ³ /h)
排気ファン	110.0
壁ファン(小)	21.0
壁ファン(中)	48.0
壁ファン(大)	72.0

測定項目は、給気風量、ドアアンダーカット風量、壁ファン風量、排気ファン風量、炭酸ガス濃度である。

b. 実験結果

(a) 他室ドア開放時の壁ファンの効果

図-8に、A室は壁ファンを設置、B室は壁ファン無しで、A、B室のドアを開いた時の各室給気風量を示す。A室のドアを開けた場合、A室の給気風量がファンの無いB室より多く、その差は 23m³/h になった。A室で換気ファンが稼働している場合はB室のドアを開けても、両者の給気風量の差は6m³/h である。このように、ファンが無い一般の 24 時間換気システムで生活上のドア開閉などによって居室への新鮮空気導入量に変化するが、壁ファンによってその変化を小さくすることができる。

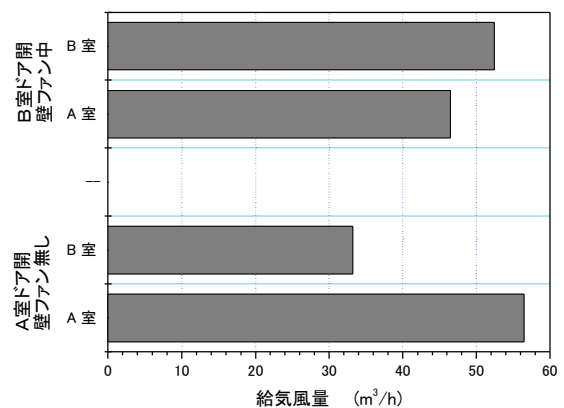


図-8 他室ドア開放時の壁ファンの風量制御性

(b) 廊下ドア開放時の壁ファンの効果

廊下ドアを空けると廊下の室圧が上昇し、外気に近づくので、壁ファンが無ければ外気と廊下の差圧が駆動力となって行われる居室への給気量が少なくなる。図-9に廊下ドアを開放した場合の二酸化炭素濃度を示す。壁ファンのあるA室は順次濃度が減衰してゆく。

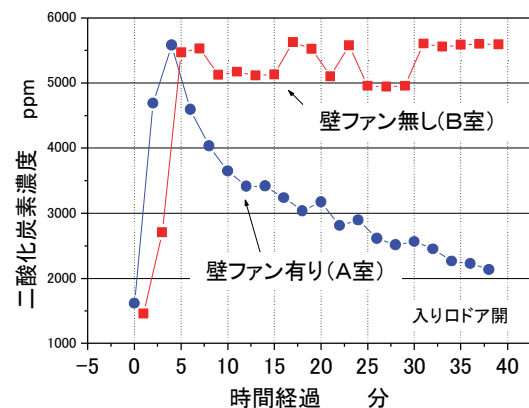


図-9 廊下ドアを開放時の二酸化炭素濃度

ファンの設置されていないB室では炭酸ガスが停滞をつづけている。解析でも同様の結果が得られた。玄関ドアなどの気密性が悪い場合に、廊下への新鮮空気導入が多くなり居室の換気量が減る問題が、壁ファンを稼働させることによって解決できる。

3. ホルムアルデヒド吸着剤の検討

3.1 吸着剤の概要と実験ケース

検討に用いた吸着剤は以下の特徴を有している。

- i. ホルムアルデヒド、アセトアルデヒドを選択的に吸着する
- ii. アルデヒド類を化学結合により捕捉するため、一旦吸着したアルデヒドを離す（リリース）ことはない
- iii. 吸着量が化学当量計算によって求められる、吸着剤 1 g あたり約 0.3~0.4 g のホルムアルデヒドを吸着する
- iv. 水系、溶剤系いずれの液性にも使用可能
- v. 安全性の高い化合物である

当該吸着剤の性能を把握するために以下の検証実験を行った

- i. 材料レベルの（持続性を含む）効果の検証
- ii. 実大モデルにおける効果の検証
- iii. 塗布後に後処理を行った影響の検討

3.2 材料レベルの（持続性を含む）効果の検証

a. 試験方法

試験体は、JAS 規格の Fc0 合板、Fc2 合板、および F3 合板（旧 JAS 規格）とそれらに吸着剤を塗布したものである。測定は精密法（JAS デシケータ法）と簡易法（検知管法）による。デシケータ法では、デシケータ内で試験片（15cm×5cm）から放出されるホルムアルデヒドを蒸留水に吸収させ試料溶液とし、その溶液の濃度で評価した。検知管法では、デシケータに試験片（15cm×5cm）を入れ 300ml/min の換気量で換気しながら検知管でホルムアルデヒド気中濃度を測定した。なお、持続性の試験は簡易法で測定し、測定時以外の試験体は室温で保管した。

b. 試験結果

図-10 に精密法による試験結果を示す。Fc2 合板は吸着剤塗布により、放散量がもとの 4%まで低減し、Fc0 の 1/8 まで低減した。F3 合板は吸着剤塗布により、

放散量がもとの 16%まで低減した。

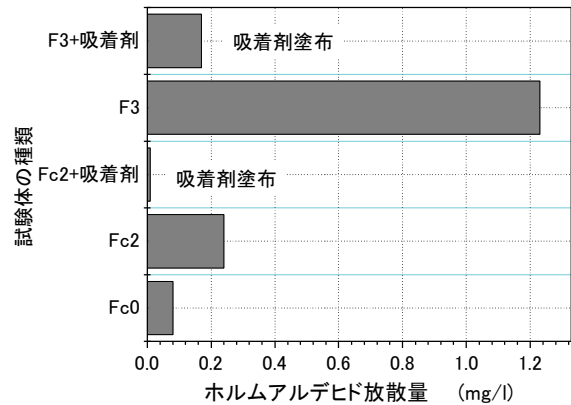


図-10 吸着剤の効果（精密法）

図-11 に約 300 日経過後までの各試験体のデシケータ内ホルムアルデヒド濃度を示す。Fc2 合板に吸着剤を塗布することにより、300 日経過後まで Fc0 レベルの放散量を維持している。F3 合板に吸着剤を塗布することにより 300 日経過後まで Fc2 レベルの放散量性能を維持している。F3 合板をはじめ各合板は 300 日経過しても、ほぼもとの放散量を維持している。

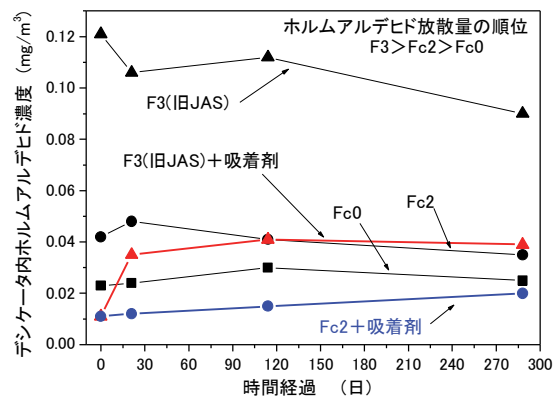


図-11 吸着剤の持続性効果確認試験結果

3.3 実大モデルにおける効果の検証

a. 試験方法

図-7 に示した実大のモデル（Fc1 の合板を用いて製作）を用いて、吸着剤の効果を検証した。A室は前面に吸着剤を塗布しB室には吸着剤を使用していない。ホルムアルデヒドの測定は 30 分間換気後 5 時間閉鎖して、検知管で両室同時に行った。

b. 試験結果

試験結果を図-12 に示す。吸着剤を塗布した室内は、塗布しない室の 18%程度までホルムアルデヒド濃度が低減している。2日目に測定した結果も同様であった。2日目に若干濃度が高くなっているのは室温が高くなったためと考えられる。

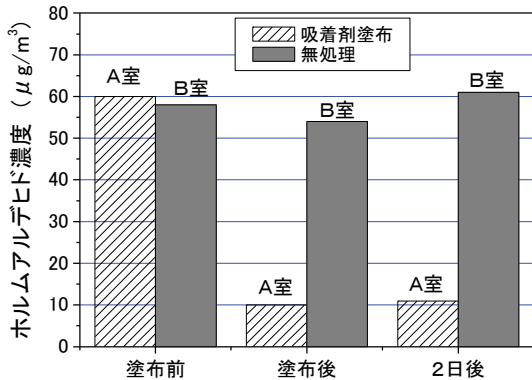


図-12 実大モデルによる吸着剤の効果確認

3.4 塗布後に後処理を行った影響の検討

吸着剤を塗布した建材表面は乾燥すると表面に吸着剤が粉状で残留する可能性がある。そこで、フローリング材に吸着剤を塗布後、後処理を行った場合の吸着剤の効果を確認した。

処理の方法は次の5種類である。

- i. 目地のみ塗布、後処理無し
- ii. 乾燥後ワックスかけ
- iii. 乾燥後水拭き
- iv. 乾燥後空拭き
- v. 塗布後 10 分で空拭き

a. 試験方法

各処理の影響を評価するために、写真-1 に示す容器内のホルムアルデヒド濃度を検知管法で測定した。

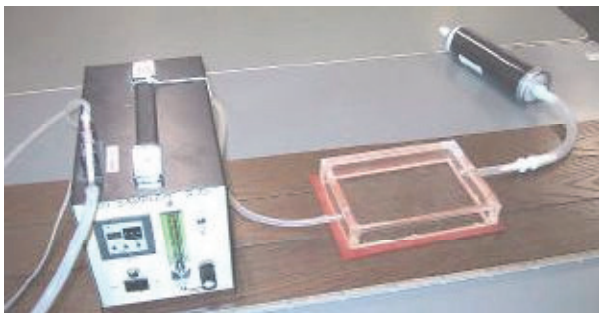


写真-1 後処理後の吸着剤効果測定状況

b. 試験結果

後処理を行った場合の試験結果を図-13 に示す。10 分後に空拭きしたものがもっとも低い濃度を示しているが、どの方法による後処理を行っても放散量低減効果は維持されている。

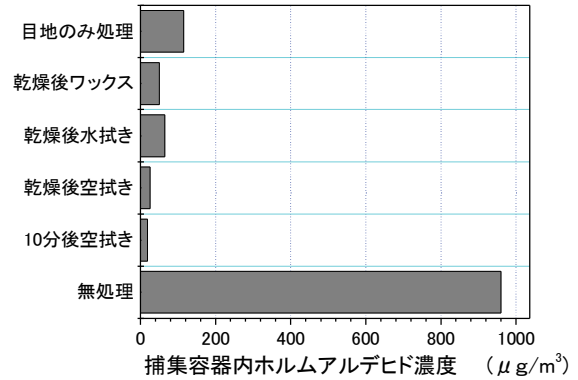


図-13 吸着剤塗布後の後処理方法とホルムアルデヒド濃度

4. おわりに

室内化学汚染対策のための換気システムとホルムアルデヒド吸着剤について検討した。

換気システムでは、一般的な排気セントラル換気システムにおいて廊下と居室の壁にファンを設けるシステムについて検討し、従来システムにおいて、他室のドア開放、外部ドア開放により換気量が変化する、極端な問題にも対応でき、各室に安定して換気量が得られることを確認した。また、ファンの容量が過大になると逆効果となるので、住戸全体の換気回数に合わせた居室の換気回数分の風量を設定すれば良いことがわかった。

化学吸着型のホルムアルデヒド吸着剤の基本的効果、効果の持続性、実大モデルでの効果、後処理の影響を調べ、吸着剤塗布により合板からの放散量が4%~16%まで減少する、300日経過後まで効果が持続するなどの結果を得た。これより、吸着剤がホルムアルデヒド低減に有効であることを確認した。

【参考文献】

- 1) 内海他、「多数室換気量計算モデル COMIS with IISiBat の開発研究」、日本建築学会学術講演梗概集、1997

遮音性能評価システムの改良

稲留康一* 萩原武典** 梅谷正彦***

1. まえがき

音に係わらず、人間の五感で感じる建築物の性能については、パンフレットやモデルルームで見聞きして得た建物性能のイメージと現実性能との乖離が問題になることが多い。なかでも音環境性能については、個人の解釈がかなり異なる。例えば、風鈴などの音を風流と感じる人もいれば騒音と感じる人もいるなど、個人の感性や心理状態、周辺住人との関係などにも依存するといった複雑な問題を抱えている。そのような中で、音環境性能は数値として示されることが多く、その数値に対する意味を個人が勝手に解釈し過度な期待を抱くことも多々ある。

こうした問題を解決するために、予測計算や実測により求められた値を用いて、対象となる騒音データを個人の感性をも含んだかたちで評価が行えるように開発したのが“遮音性能評価システム”である¹⁾。本稿では、既に開発した遮音性能評価システムに、開発後に研究開発した予測・対策技術を新たな機能として追加し拡充を行ったので、その概要を述べる。また、近年、超高層集合住宅の外壁部材として用いられることが多いALC版の外壁固体伝搬音の影響に関する実験結果と同システムへの適用について報告する。

2. 遮音性能評価システムの概要

遮音性能評価システムは、これまで理解しにくかった音環境性能の予測結果や実測結果を数値ではなく聴感的に表現することで、誰でもが理解できるようになることを目的としたシステムである。本システムでは、外部騒音、隣室騒音、床衝撃音、設備系騒音など主に集合住宅で問題となりやすい騒音源を対象としているが、ホテル、事務所、複合施設などの音環境評価にも適用できる。これらの騒音源に対する建物各部の遮音

性能の予測計算には、これまで音響実験施設や現場実験を通じて収集したデータ、研究開発してきた予測手法を適用している。

3. 改良遮音性能評価システムについて

3.1 システムの構成

遮音性能評価システムは、場所を選ばずどこでも音環境評価を行えるように可搬性を重視している。そのため、評価を行う場所（部屋）の音響特性を可能な限り無視できるように、密閉式の耳覆い形ヘッドホンを使用している。なお、本システムでは、ヘッドホン再生を前提としたシステムではあるが、室内の残響特性を無視できるような場合には、試聴を行う室内の受音位置で基準再生のレベルを設定することで、スピーカによる試聴音の再生も可能となっている。システムの写真を写真-1、システム構成を図-1に示す。改良したシステムは、これまでのシステムよりコンパクトな形状となっている。

遮音性能の予測計算および試聴音の作成はノート型コンピュータで行い、オーディオインターフェイスを介してヘッドホンで試聴音を再生する。使用しているハードウェア（ノート型コンピュータ）は Windows98



写真-1 遮音性能評価システム

*技術研究所 **東京支社建築設計部 ***関西支社建築設計部

以上の OS を搭載し USB 端子を有するパソコンであれば動作可能となっている。また、単一人ではなく、同時に複数の人が音環境の評価を行えるように、ヘッドホンを最大5個連結することができる。

試聴音の再生レベルは、実際に聞こえる騒音のレベルに近似させるため、音響実験施設の無響室において、①基準再生音に対するダミーヘッド実験、②スピーカおよびヘッドホンによる被験者実験により検証を行っている。

3.2 ソフトウェアの構成

ソフトウェア全体構成を図-2に示す。ソフトウェアは建物各部の音環境性能（遮音性能）の予測計算部と試聴音の再生部で構成されている。予測計算部と試聴音の再生部は独立しており、予測計算部を設計時に使用することを可能とした。

3.3 対象騒音源と予測法の概要

各騒音源に対する予測方法の概要を以下に示す。

a. 外部騒音

建物外部の道路交通、鉄道、工場などの騒音源に対する建物外周壁（外壁、開口部）の遮音性能を予測する。また、集合住宅やホテル客室では、自然給気口が設置されることが多い。これについても給気口の音響透過損失を定義することで考慮可能となっている。

b. 隣室騒音

隣接した2室間について、図-3に示すような各伝搬経路の影響を含んだ遮音性能を予測する。これまでの遮音設計では、図-3中の戸境壁の直接透過音のみを対象としていた。実際には、窓からの廻り込み音や外壁固体伝搬音などの側路伝搬音の影響により、期待していた戸境壁の遮音性能が得られないことが多い。そのため、当社では、音響実験施設内の側路伝搬音実験室²⁾において、これら側路伝搬音の影響に対する予測手法^{3), 4)}を研究し、窓からの廻り込み音や外壁固体伝搬音を定量的に把握することができるようになってきている。本システムでは、これら側路伝搬音の影響を考慮した総合的な遮音性能を解析することによって、精度の高い予測計算が可能となっている。

c. 床衝撃音（標準加振源）

床衝撃音の評価に用いる標準加振源（重量：バングマシン、軽量：タッピングマシン）による床衝撃音遮断性能を予測する。また、近年採用されることが多くなってきた大型スラブ（ボイドスラブ）や、重量

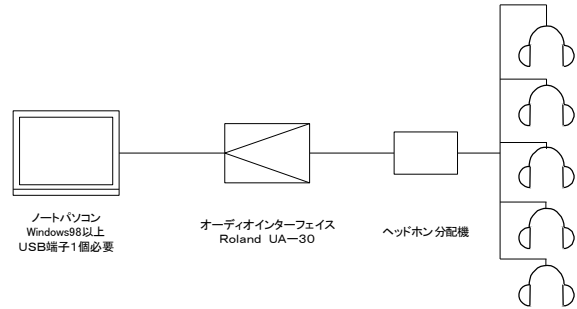


図-1 システム構成

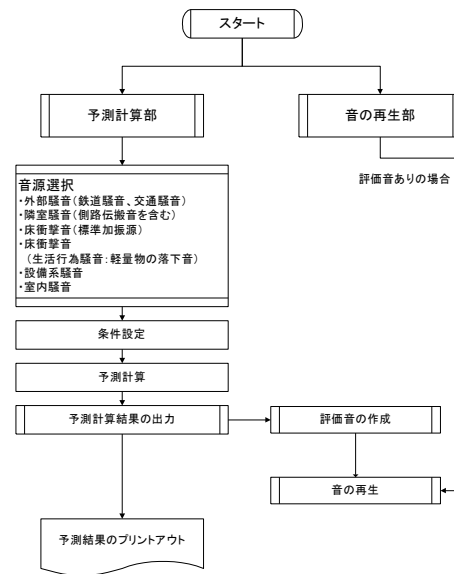


図-2 ソフトウェアの概要

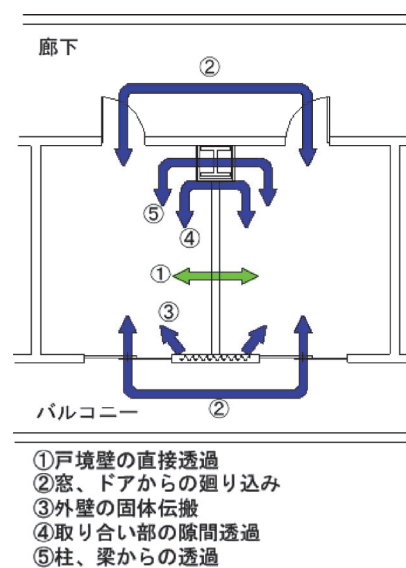


図-3 2室間の音の伝搬経路

加振源で床衝撃音レベルを増幅する要因となることが多い天井懐を持った仕上げ天井の影響を考慮した予測計算も可能となっている。

d. 床衝撃音（軽量物の落下音）

前記した床衝撃音レベルは建物の音環境性能を示す一般的な指標値であるが、実際に問題となる子どもの走り回る音や食器などが床に落下したときの床衝撃音遮断性能を予測する。

そのために、一般的に使用される各種床下地構造（直貼り床、発泡プラスチック床、乾式遮音二重床）に対して、当社音響実験施設内の床衝撃音実験室に前記した各種床仕上げを施工し実験を行った。実験状況を写真-2に示す。ゴルフボールやスプーンなどの軽量物が落下する場合について、床仕上げ施工前（裸スラブ）と床仕上げ施工後の床衝撃音レベルを測定し、床衝撃音レベル低減量（床材での対策効果）を実験で求めた。裸スラブと仕上げ後の床衝撃音レベルの差（床衝撃音レベル低減量）について、軽量床衝撃音発生源（タッピングマシン）と実衝撃源（ゴルフボール）での床衝撃音レベル低減量の差を比較した結果の一例を図-4に示す。直貼り床では、軽量床衝撃源でのレベル低減量が実衝撃源に比べ大きくなっていることがわかる。さらに、同様な実験を実現現場でも行っており、これらの実験結果をもとに実衝撃源に対する試聴音の予測計算を行っている。なお、軽量物落下音に対する床材の床衝撃音レベル低減量については、

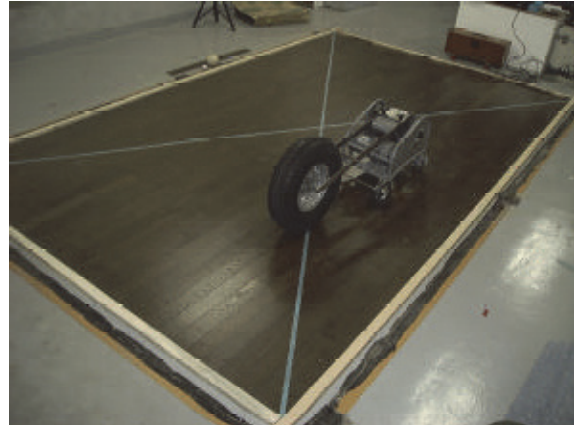


写真-2 床仕上げの影響に関する実験状況

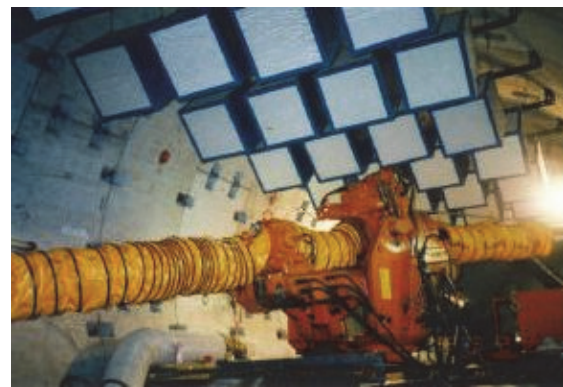


写真-3 吊り下げ吸音体
（シールドトンネル内施工例）

今後も継続して実験を行いデータの充実を図っていく予定である。

e. 室内騒音

工場の機械音など室内で発生する騒音に対して音圧レベルを予測する。工場内の吸音対策効果や吊り下げ吸音体⁵⁾（写真-3）を用いた場合の効果を聴感的に確認することができる。

3.4 試聴音の作成

予測した結果をもとに、対象となる各部の減衰量に応じた周波数ごとのバンドパスフィルターを作成し、それらを合成することにより FIR フィルター係数を求める。体験したい騒音源データを選択し、騒音源データ（波形）と FIR フィルター係数の畳み込み演算により試聴音を作成する。

3.5 試聴音の再生

作成した試聴音データは、図-5に示す画面で単独もしくは組み合わせを選択して試聴することができる。事務室や会議室では、空調騒音と他の騒音の組み合わせ、集合住宅では、外部騒音と床、隣室などの騒音を

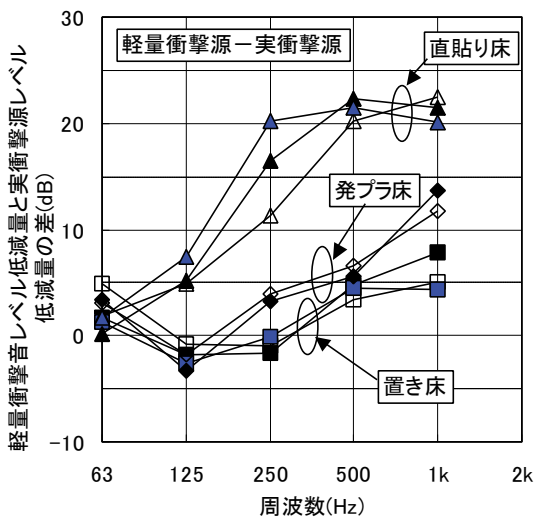


図-4 軽量衝撃源によるレベル低減量と実衝撃源によるレベル低減量の差の一例



図-5 試験音の選択画面

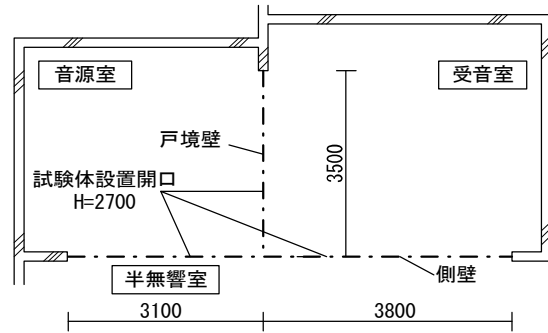


図-6 実験室の概要

組み合わせて評価することにより、対象室内もしくは周辺環境の影響を含んだ現実的な評価を可能とした。

4. 外壁固体音の実験結果とシステムへの適用^{4), 6)}

近年、超高層集合住宅では、外壁部材にALC版を採用することが多い。この場合、3.3節bに示した隣室騒音の伝搬経路の中でも外壁を振動伝搬し室内で放射する外壁固体伝搬音(図-3の③)の影響が大きくなる懸念されるため、外壁固体音に対する対策法を詳細に検討する必要がある。

そこで、外壁がALC版である場合における外壁固体音の影響について、外壁側内装壁下地仕様の違いに着目した遮音性能の測定例を用いて、本システムでは、これらの仕様の違いを試聴できるようにした。本章では、外壁固体伝搬音の影響度合いについての実験結果について述べる。

4.1 実験概要

図-6に示す実験室²⁾に外壁(ALC版100mm厚)、戸境壁(自立型乾式遮音二重壁(カタログ性能:Rr-55相当))からなる試験体を製作し実験を行った³⁾。この試験体の内装下地には、ALC版(100mm厚)に現場発泡ウレタンを20mm吹き付け後、図-7に示すような直貼り工法(Type1)、木下地(Type2)、軽量鉄骨下地(Type3、Type4)といった実施工でよく用いられるものを施工した⁴⁾。なお、Type4の改良型スタッドとは、ALC版の変形に追従できる特殊な鋼製下地である。音源室および受信室に対する内装下地の組み合わせを表-1に示す。

4.2 遮音性能の測定結果

表-1に示した各Caseにおける室間音圧レベル差の測定結果を図-8(Case1~Case4)、図-9(Case5、6)に示す。なお、図中には、内装壁未施工時(ウレ

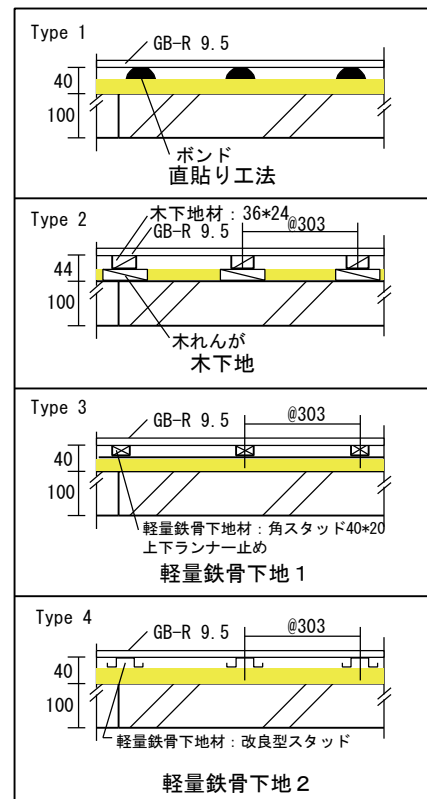


図-7 試験体の概要

表-1 試験体の組み合わせ

	音源室	受信室
Case1	Type1 直貼り工法	Type1 直貼り工法
Case2	Type2 木下地	Type1 直貼り工法
Case3	Type3 軽量鉄骨下地1	Type1 直貼り工法
Case4	Type4 軽量鉄骨下地2	Type1 直貼り工法
Case5	type2 木下地	type2 木下地
Case6	Type3 軽量鉄骨下地1	Type3 軽量鉄骨下地1

タンは施工済み) およびCase1 に石こうボード9.5mmを増し貼りした場合の遮音性能測定結果を併せて示した。

まず、**図-8**の音源室の内装壁下地を変化させた場合の結果をみると、内装壁未施工時と比べ、Case1 では外壁固体音の影響により遮音等級で1ランク性能が低下している。音源室側に石こうボードを増し貼りした場合には、若干の効果は現れているものの、遮音等級を改善するには至ってはならず、片側だけの増し貼りでは有効な対策とは言えない。しかし、音源室側を直貼り工法から他の内装下地に変更 (Case 2~Case 4) すると、直貼り工法で遮音欠損が生じていた250Hz、500Hz 帯域および1kHz 帯域での遮音性能が改善されるようになる。直貼り工法に比べ遮音等級では1ランクの改善となっており、内装材未施工時と同程度まで改善されている。

つぎに、両室内を直貼り工法から他の下地に変更した場合 (**図-9**) では、**図-8**に示した結果よりも、500Hz 帯域ではさらに遮音性能を改善することができる。直貼り工法 (Case1) の両室に増し貼りをした場合でも、他の Case に比べれば改善効果は若干劣るものの遮音等級で1ランク程度の改善は期待できそうである。

4.3 外壁ALC版をカットした場合の効果

外壁ALC版の界壁部分 (T字交差部分) をカットしたことによる効果を示す。カットは、ALC版が設置された状態で行い、丸鋸 (カッター幅2mm) にて切断した。なお、ALC設置用に設けられる上下のLアングルについてはカットしていない。カット幅は2mmと40mmとし、40mmの場合にはスリット部分にグラスウールを充填し、表面をシール処理した。**図-10** にALC版カット部の詳細を示す。

Case1 (両室直貼り工法) における外壁ALC版の戸境壁付近の振動測定結果を**図-11** に示す。カットしなくても戸境壁と外壁の交差部分では、戸境壁へのエネルギー伝達 (交差減衰) や、外壁ALC版の剛性が低いため戸境壁が支点として作用していることなどが要因と考えられるレベル差が生じている (250Hz で10dB程度、500Hz で5dB程度)。ALC版をカットした効果は、2mmカット、40mmカットの双方で得られており、2mmカットでも250Hz で7dB、500Hz、1kHz で5dB程度ある。

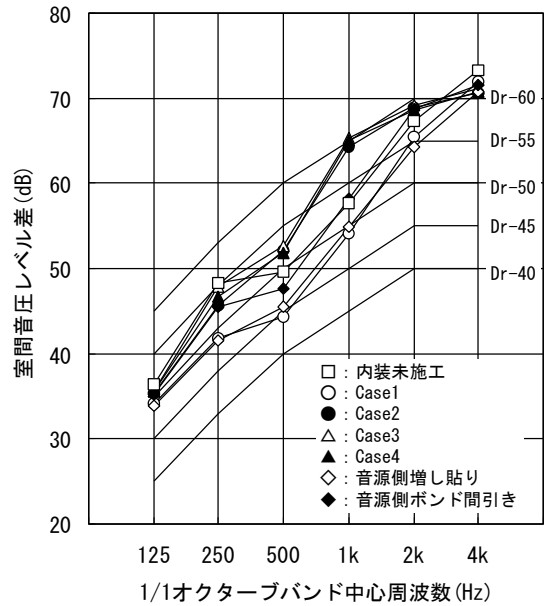


図-8 実験結果 (Case1 から Case4)

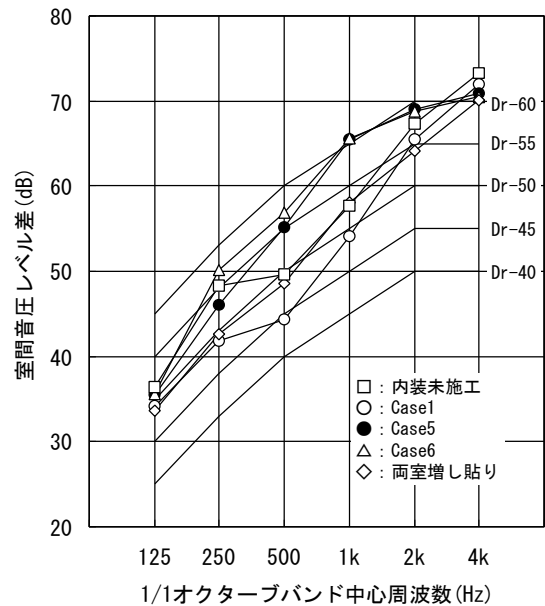


図-9 実験結果 (Case5、Case6)

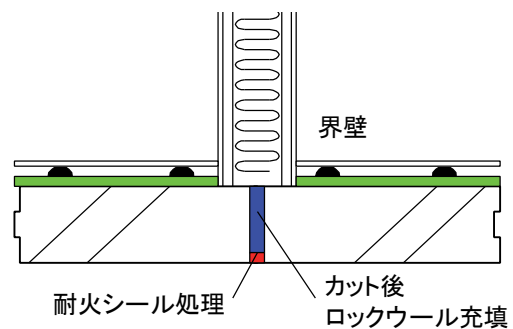


図-10 カット部の概要

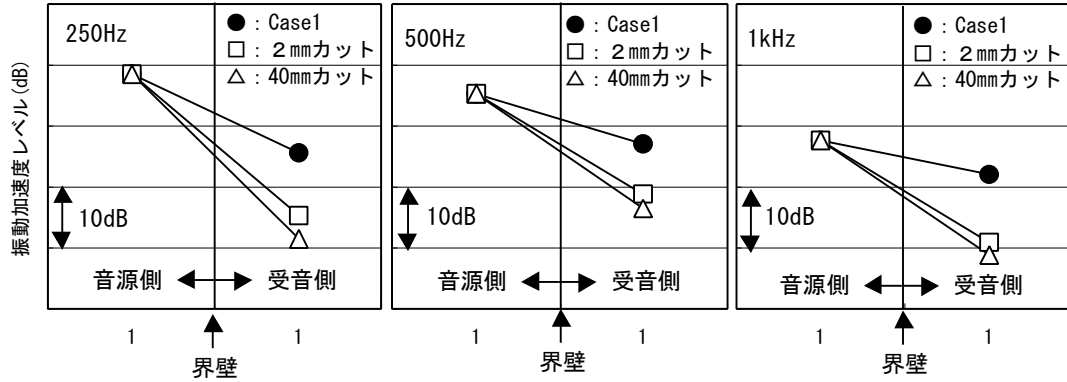


図-11 カット部における振動測定結果

カット後における遮音性能測定結果を図-12 に示す。受音室に伝搬する振動が少なくなるため、室間音圧レベル差は向上している。無対策時とカット後のレベル差（対策効果）は、図-11 に示した外壁ALC版での振動低下量と同程度であり、2mm程度のカットでも遮音等級で1ランク程度の改善が図られている。

4.4 本システムへの適用

遮音性能評価システムでは、図-3 に示した側路伝搬音を考慮した予測を行うことができる。当社の予測手法では、各伝搬経路の影響を分割して計算するため、本章に示した測定例を用いて、外壁固体伝搬音に対する外壁側内装下地仕様の違いを聴き比べることが可能である。

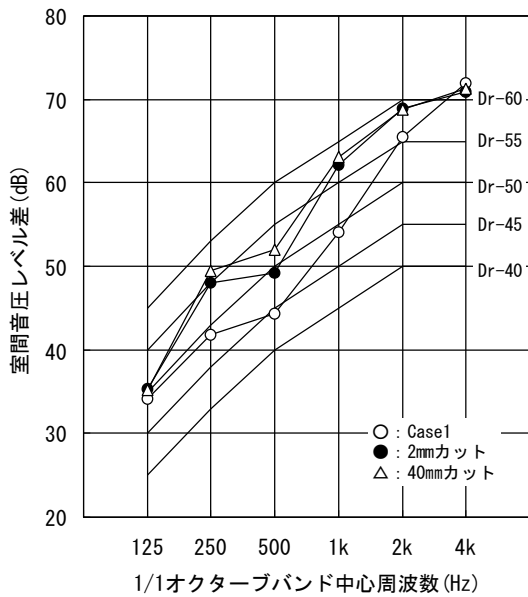


図-12 カット後の遮音性能測定結果

5. あとがき

本稿では、今回改良した遮音性能評価システムについて報告した。実務において、本システムは以下の場面に適用が可能であると考えられる。

- ① 建物の基本計画および実施設計における音環境性能の確認
- ② 専門的知識を持たない方への音環境性能のプレゼンテーション
- ③ 仕様変更時など提案仕様の妥当性検討およびプレゼンテーション

さらに、音の再生時に動画を組み合わせて、物が落下する様子をビジュアルに表現することも検討中であり、わかりやすく騒音の影響をプレゼンテーションできるツールとなるように改良を進めていく予定である。

【参考文献】

- 1) 飛松、稲留ほか、「遮音性能評価システムの開発」、奥村組技術研究年報、1997
- 2) 飛松ほか、「音響実験棟の音響性能」、奥村組技術研究年報、1993
- 3) 稲留、飛松、「側路伝搬音の予測手法に関する研究—その1 窓からの廻り込み音の予測手法—」、奥村組技術研究年報、2000年
- 4) 稲留、飛松、「側路伝搬音の予測手法に関する研究—その2 外壁固体音の入射・放射面積と対策法に関する研究—」、奥村組技術研究年報、2001年
- 5) 飛松、稲留ほか、「吊り下げ吸音体の開発」、奥村組技術研究年報、1995
- 6) 稲留ほか、「外壁側内装壁下地仕様の違いによる遮音性能測定例」、日本騒音制御工学会研究発表会、2000.9

外壁塗装仕上げの素地による影響に関する研究

—素地水分やシーリング材による塗膜への影響について—

起橋孝徳*

1. はじめに

塗装仕上げは、素地の状態や材質による影響を受けることで、耐久性が低下したり外観の美観を損ねるなどの障害を生じる場合がある。本研究では、塗装が素地の水分やシーリング材によってどのような影響を受けているか確認することを目的とした。

2. 半乾燥状態の素地に施工した塗料についての実験

2.1 実験概要

コンクリートやモルタル素地に各種塗装仕上げを行う際には、表面含水率が10%以下になっていることが建築工事標準仕様書¹⁾や塗料メーカーのカタログなどに記載されている。ここでは、下地の乾燥度が塗装仕上げにどのような悪影響を及ぼすのかを調査するために、半乾燥状態の素地に施工した薄膜塗料と仕上塗料の付着強度試験や曝露試験を行い、半乾燥状態の素地に施工した場合の塗膜性能の劣化度合いを試験した。また、素地の乾燥度合いの管理値は高周波容量式的水分計によるが、その測定値が、絶乾法による重量含水率とどのような関係にあるかを実験で確認した。

2.2 薄膜塗料の付着性能試験

a. 試験方法

試験項目は、付着力試験、耐水性試験、温冷繰り返し試験とした。付着力試験は仕上げ施工から28日以上養生した後、耐水性試験は仕上げ施工10日後から7日間浸水させた後、また、温冷繰り返し試験は仕上げ施工10日後から浸水～20℃～50℃の温冷繰り返し10サイクルに掛けた後、それぞれ養生室で乾燥させて塗膜のふくれなどの異常の有無を観察して建研式付着力試験器によって付着強度を測定した。下塗材には、通常よく用いられるものと、湿潤状態の下地にも適用できるものについて、水系と溶剤系のものを用意した。

上塗材には、水系と溶剤系のものについて、それぞれ艶のあるものと無いものを用意した。塗料種類、およびその組み合わせを表-1、2に示す。素地には、当初は左官工事に通常使用する調合のモルタルを用いたが、付着力試験ではほとんどのものがモルタル基盤で破断する結果となり、塗膜の付着強度が素地の引張強度を上回ることが確認できたものの、塗膜が素地の水分によって受ける影響による差はみられなかったため、表-2の2重丸のものについて、素地に高強度コンクリートを用いて再度試験を行った。コンクリートの調合を表-3に示す。

表-1 試験に用いた塗料種類

塗料種類		記号
下塗材	水系クリヤーシーラー	ES
	溶剤系クリヤーシーラー	SS
	水系耐水性下塗材	EF
	溶剤系湿潤面用下塗材	SF
	塗床用下地急速処理材	SQ
上塗材	水系アクリル樹脂エナメル (艶有)	EG
	水系アクリル樹脂仕上塗材 (艶無)	EM
	溶剤系アクリル樹脂エナメル (艶有)	SG
	溶剤系2液形ウレタン樹脂エナメル (艶有)	UG
	弱溶剤系アクリル樹脂塗料 (艶無)	SM

表-2 塗料実験時組合せ

下塗材 \ 上塗材	水系		溶剤系		
	EG	EM	SG	UG	SM
水系クリヤーシーラー	◎	◎	—	—	—
溶剤系クリヤーシーラー	◎	◎	◎	○	◎
水系耐水性下塗材	◎	◎	◎	—	◎
溶剤系湿潤面用下塗材	◎	◎	◎	○	◎
塗床用下地急速処理材 I	—	—	○	—	○
塗床用下地急速処理材 II	—	—	○	—	○

表-3 試験体素地コンクリート調合

W/C(%)	単位量 (kg/m ³)			
	W	C	S	G
35.0	175	500	833	853

*技術研究所

試験体形状は、厚さ 150 mm 程度の壁を模擬することを意図して厚さ 70 mm で作成し、浸水させるもの以外は型枠を取り外さないか、もしくは塗装面以外をエポキシ樹脂でシールした。塗装施工時の素地の状態は湿潤状態と乾燥状態の2水準に設定し、湿潤状態のものはコンクリート打設の翌日に、乾燥状態のものはコンクリート打設7日後にそれぞれ施工した。型枠の脱型はいずれもコンクリート打設の翌日とした。翌日施工のものは脱型直後から水中に浸漬して仕上げ施工直前に表面をウェスで拭う程度の十分な湿潤状態に置いて施工し、7日後施工のものについては乾燥状態をより確実にするため、材齢5、6日の2日間は乾燥炉に入れて乾燥させた後に常温に戻して施工した。

b. 試験結果

付着力試験、耐水性試験、温冷繰り返し試験の各試験の結果、付着強度は半乾燥の素地に施工した場合であっても、いずれも JIS A 6909-2000 に規定されている値「標準状態で 0.5 N/mm² 以上」を大きく上回る結果が得られた。付着強度試験結果を図-1、2に示す。

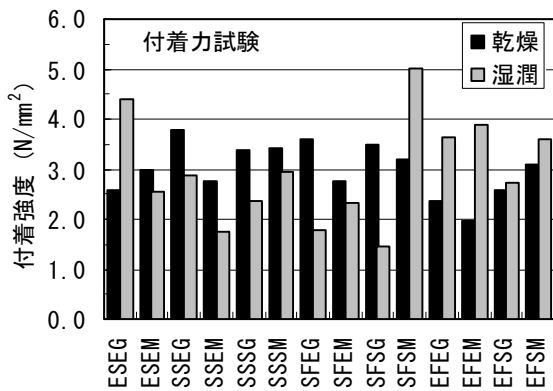


図-1 付着力試験結果

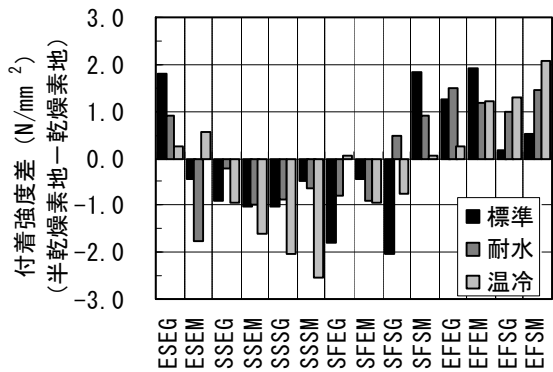


図-2 素地状態による付着強度の変化

各種試験結果から以下のことがわかった。

- ・上塗材が水系である場合と溶剤系である場合に違いは無い
- ・上塗材の艶の有無は、素地の水分による影響の現れ方との関係は無い
- ・下塗材として溶剤系クリアシーラーを半乾燥の素地に用いた場合は、乾燥状態の素地に施工した場合と比較して一様に付着強度が小さくなる
- ・下塗材として水系耐水性下塗材を半乾燥の素地に用いた場合は、乾燥状態の素地に施工した場合よりも一様に付着強度が大きくなる
- ・耐水性試験、温冷繰り返し試験の各試験体の表面観察の結果では、溶剤系クリアシーラーを施工した場合のみひび割れが発生し、この下塗材は半乾燥状態の素地に対しては適していない

乾燥状態の素地に施工したものの多くは素地が破断したのに対して、湿潤状態の素地に施工したものの多くは下塗材の界面で破断していた。このことから塗膜が素地水分によって劣化したことが連想されるが、湿潤状態の素地に施工したもので下塗り位置が破断している場合でも、乾燥状態の素地に施工したもので素地が破断した場合よりも高い強度を示している場合があった。この破断位置の違いについては、塗膜がコンクリート表面を湿潤状態に養生することで、素地自体が強度増進したためと考えられる。

2.3 仕上塗材の耐候性能試験

a. 試験方法

屋外曝露試験に用いる塗料種類は JIS A 6909 建築用仕上塗材の分類に基づき、それぞれ下塗材と仕上塗材を組み替えて表-4、5の様に設定した。試験体の曝露方法は、JIS K 5400 に準拠して行うこととし、曝露期間は1年半とした。

表-4 塗料一覧 (JIS区分)

JIS分類	下塗り	中塗り	仕上げ塗り	
複層塗材E	TEM	j	EM	AE
	PS		EU	UE
防水形複層塗材E	SP	dj	DEM	DE
	PS		EU	UE
防水形外装薄塗材E	SP	-	-	V
	SW			
外装薄塗材E	PS	-	-	L
	PW			
外装厚塗材E	NS	-	-	S
	TEM			

b. 試験結果

曝露後の表面観察結果を表-6に示す。曝露した試験体の内、湿潤状態で施工した塗材の一部では、曝露初期から顕著なふくれや泡が塗膜に観察され、材料による差が見られた。一方、曝露しないものについては塗膜の劣化は観察されなかった。下地の水分による影響が顕著になるのは、日射などによって塗膜裏面の水蒸気圧が高くなる場合に限られると考えられる。色差や光沢の測定結果では、下地の乾湿による差は見られなかった。付着試験結果を図-3、4に示す。付着力試験の結果は、乾燥湿潤の何れの素地に施工した場合でも JIS の規定値の2倍以上の値が得られ、素地の水分の有無と付着強度の間に、関係は見られなかった。しかし、破断面の観察で乾燥素地に施工した場合には主材層や素地での破断が多く、湿潤素地に施工した場合には主材と下塗材の界面での破断が多くなっている。このことから、素地の水分によって主に、主材と下塗材の界面の強度が低下すると推測される。

表-5 塗料一覧 (塗料種類)

塗料種類		記号
下塗材	下塗り無し	NS
	水系クリヤーシーラー	TEM
	水系クリヤーシーラー	SP
	水系白色シーラー	SW
	溶剤系クリヤーシーラー	PS
	溶剤系白色シーラー	PW
中塗材	水系硬質タイル	j
	水系弾性タイル	dj
仕上げ塗材	水系アクリル樹脂エナメル	EM
	溶剤系アクリル樹脂エナメル	AE
	水系弾性ウレタン樹脂エナメル	EU
	溶剤系弾性2液形ウレタン樹脂エナメル	UE
	水系弾性アクリル樹脂エナメル	DEM
	溶剤系弾性アクリル樹脂エナメル	DE
	単層弾性仕上塗材	V
	水系アクリルリシン	L
	水系アクリルスタッコ	S

表-6 曝露後表面観察結果

JIS分類	試験体記号	半乾燥素地施工	
		白色	黒色
複層塗材	TEMjEM	×-ふくれ	○
	TEMjEU	×-ふくれ	○
	TEMjAE	○	△-ひび割
	TEMjUE	○	○
	PSjEM	○	○
	PSjEU	△-ふくれ	○
	PSjAE	○	△-ひび割
	PSjUE	○	○
防水形複層塗材	SPdjDEM	○	○
	SPdjEU	○	○
	SPdjDE	×-発泡	○
	SPdjUE	○	○
	PSdjDEM	×-ふくれ	×-ふくれ
	PSdjEU	×-ふくれ	○
	PSdjDE	×-発泡	XX-発泡
	PSdjUE	○	×-発泡
防水形外装薄塗材	SPV	○	△-ふくれ
	PSV	□-起伏	□-起伏
	SWV	-	×-ふくれ
	PVV	-	□-起伏
外装薄塗材	NSL	○	○
	TEML	○	○
外装厚塗材	TEMS	△-ひび割	△-ひび割

評価：XX<×<△<□<○(Good)

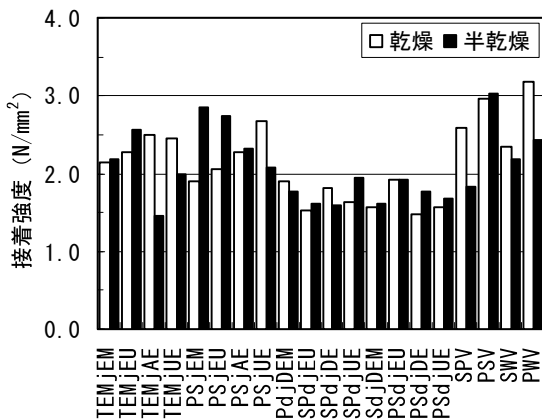


図-3 付着力試験結果 (曝露試験体)

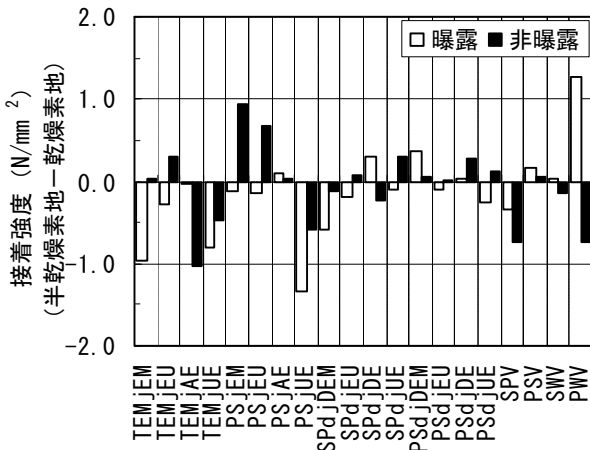


図-4 素地状態による付着強度の変化

2.4 素地の含水率測定に関する実験

表面含水率の管理値¹⁾(10%)は、市販の高周波容量式水分計(以下、K水分計と称す)の計測値を採用することが一般に認められている。しかし、単位水量が175 kg/m³で密度が2.3 t/m³のコンクリートの重量

含水率は、骨材の含水を考慮しても混練した時点で9%弱であるが、K水分計では12%以上の値を示す。

K水分計の表示値が、乾燥炉で乾燥させる前後の重量差から算出した含水率（以下、重量含水率と称す）とどのような関係にあるかを確認するとともに、モルタルやコンクリートの乾燥の進行状況を観察した。

a. K水分計による計測値の検証

試験体は水セメント比 55.4%のモルタルで、側面および底面をアルミ粘着テープで封緘して上面以外からの水分蒸発を防いだ寸法 10cm の直方体とした。養生は、気温 20℃、湿度 60%の環境に置いた標準養生と、表面をアイランプで連続照射して乾燥を促進させた促進養生の2通りとした。重量含水率とK水分計によるモルタル含水率を比較したものを図-5に示す。この実験結果から以下のことが分かった。

- ・水セメント比 55.4%のモルタルにおいては、K水分計による測定値が 10%を越える場合でも、重量含水率に置き換えると 8%程度である
- ・K水分計によるモルタル含水率は、重量含水率が5～7%の範囲ではほぼ同じ傾向の値を示すが、重量含水率が5%以下の場合には実際よりもやや小さめの値となり、重量含水率が8%以上の場合には過大な値を示す
- ・調合や実際の重量含水率が同じであっても、養生方法によって内部の水分分布傾向が異なる場合には、K水分計による計測値は異なる値を示す

b. 素地表面の乾燥進行傾向

上記モルタル試験体の重量含水率分布の経時変化の測定結果を図-6に示す。重量含水率は、材齢7日までの間に特に表層部で大きく低下するが、8日以降の低下量は小さい。促進養生では表面から深さ2cm程度までは乾燥が促進されるが、それよりも深い位置では乾燥促進の効果は見られない。

現場で打設した高強度コンクリートの表面含水率をK水分計で計測した結果を図-7に示す。ここから、以下のことがわかった。

- ・表面の乾燥は、コンクリート強度によって進行の速さが異なり、呼び強度が高いコンクリートほど早く乾燥する傾向がある
- ・高強度コンクリートにおける表面含水率は、K水分計による測定値では、打設翌日の10～12%から2日目には5～7%と急激に減少する

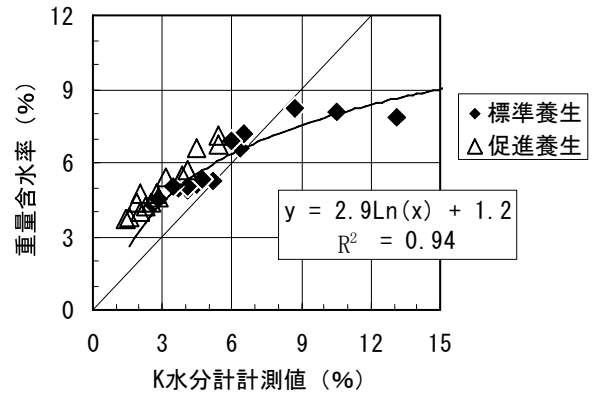


図-5 K水分計計測値と重量含水率の比較

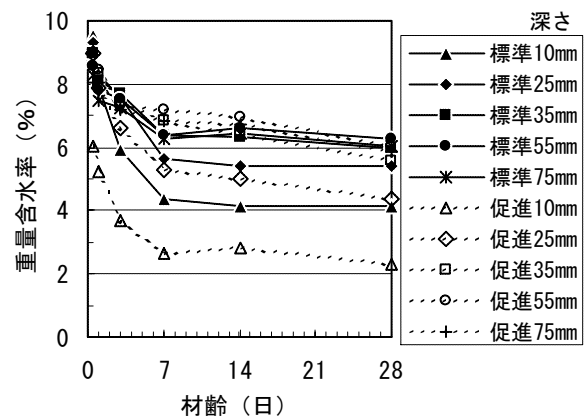


図-6 モルタル重量含水率の経時変化

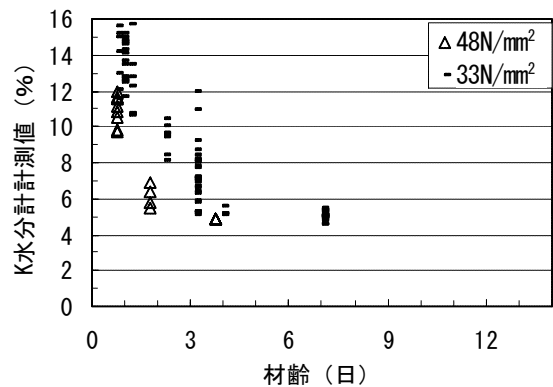


図-7 高強度コンクリート表面含水率の経時変化

3. シーリング材と塗料の組み合わせについての実験

3.1 実験目的

外壁コンクリートの目地やクラック補修部分では、シーリング材とその上に施工した塗料との間に生じる化学反応によって、当該部分で色むらや汚れが目立ち

クレームになることがある。この対策として、シーリング材メーカーからは「ノンブリードタイプ」のシーリング材が、塗料メーカーからは「バリアプライマー」がそれぞれ市販されている。しかし、塗料と組み合わせた際の個別の性能差はわからない。このため、シーリング材を施した上に塗装する際に、美観を損なわないような材料の組み合わせを把握するために、各種材料を組み合わせて施工したものの曝露試験を行って確認した。

3.2 実験計画

各水準のシーリング材を施工し、その1週間後に各種塗料をこの上に施工した。塗装施工後は2週間の養生期間においてシーリング材の初期の肉痩せ状態を観察し、その後4ヶ月の曝露試験を行った。基板には厚さ9mmのスレート板を用い、基板1枚に8本の目地を設けた。1本の目地に1種類のシーリング材を施工することとし、2枚の基板で1セット16種類のシーリング材を施工した。この試験体を目地と直交方向に3つの領域に分け、バリアプライマー2種類と塗装前処理なしの3通りに塗り分けた。塗料は18種類とし、各塗料の種類毎に試験体1セットを用いた。試験対象とした塗料を表-7、8に、試験対象としたシーリング材材料を表-9に、試験体形状を図-8に示す。

表-9 シーリング材タイプ一覧

No.	タイプ	
1	ポリウレタン系 2成分形	ノンブリードタイプ
2		
3		
4		
5		
6		
7	アクリルウレタン系 2成分形	通常タイプ
8	ポリイソブチレン系 2成分形	
9	ポリウレタン系 1成分形	
10	アクリルウレタン系 1成分形	
11	ポリサルファイド系 1成分形	
12	ポリサルファイド系 2成分形	
13		
14		
15		
16		

表-7 塗料一覧

類型		記号
バリアプライマー	A type	PA
	B type	PB
下塗材	水系クリヤーシーラー	ES
	水系白色シーラー	EW
	水系微弾性フィラー	EF
	溶剤系クリヤーシーラー	SS
	溶剤系白色シーラー	SW
上塗材	水系ウレタン樹脂エナメル	EU
	弱溶剤系2液形ウレタン樹脂エナメル	WU
	防水形外装薄塗材E (単層弾性仕上塗材)	V
	複層塗材E (上塗り: EU)	JU
	可とう形外装薄塗材E	L

表-8 塗料組合せ

上塗材 \ 下塗材	EU	WU	V	JU	L
ES	①				⑭
EW	②		⑨	⑫	⑮
EF	③	⑥	⑩		⑯
SS	④	⑦			⑰
SW	⑤	⑧	⑪	⑬	⑱

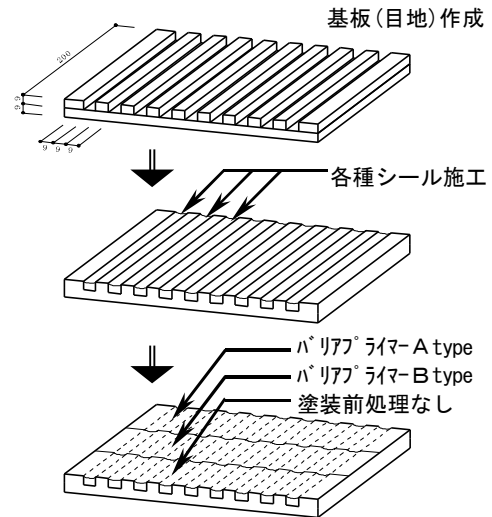


図-8 試験体作成手順

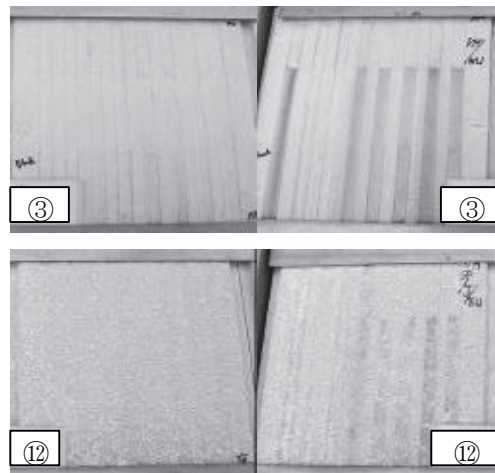


写真-1 曝露後試験体状況 (例)

3.3 実験結果

曝露した試験体の例を写真-1に、シーリング材の肉痩せの観察結果と、バリアプライマーを用いない場合の曝露試験結果を表-10に示す。また、バリアプライマーを用いることによる汚染防止の効果について表-11に示す。ここから、以下のことがわかった。

- ・ノンブリードタイプの1成分形のシーリング材 No.10, 11 は肉痩せが著しいため、一般の目地には使用可能だが、ひび割れ部分補修には適していない
- ・低汚染型と称するシーリング材であっても、水系や弱溶剤系の塗料との組合せによって表面の汚染が進むものや、例えばシーリング材 No. 9の様に通常のポリサルファイド系のものと変わらない製品がある
- ・バリアプライマーAtype を使用した場合は、一定の汚れ防止効果が見られるが、水系仕上塗材や弱溶剤系仕上塗材との組合せによっては汚染が観察されるため、組合せには注意を要する
- ・バリアプライマーAtype を使用した場合にはシーリング材と基板の境界面に幅の狭い汚れが認められるものがあり、下地の肉痩せなどによる変形が大きい場合には、バリアプライマー層がひび割れ、そこから可塑剤が漏出することが考えられる
- ・バリアプライマーBtype は、もともと軽微な汚染が生じる組み合わせの場合しか効果が得られないため、ポリサルファイド系シーリング材の汚れ対策としての使用は不相当である

4. まとめ

塗装仕上げが下地から受ける影響について、素地の水分による影響と、シーリング材による影響についてそれぞれ実験を行い、障害の発生しない材料や、材料の組み合わせについて確認し、素地状態の管理方法についての知見が得られた。

5. おわりに

今回の実験に用いた試料は、数多い塗料の中では一部の限られた材料ではあるが、実務に役立つ資料としていきたい。なお、実験にあたって御協力いただいたスズカファイン株式会社の関係各位に感謝の意を表する。

表-10 肉痩せ及び曝露試験後の観察結果

塗料種類	ノンブリードタイプ											通常タイプ						
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16		
									瘦	瘦	瘦							
①			△		△	△			×		△	△	×	×	×	×		
②									×			×	×	×	×	×		
③					△	△			×		△	△	×	×	×	×		
④				△	△	△			×			△	×	×	×	×		
⑤					△				×			△	×	×	×	×		
⑥					△	△			×			×	×	×	×	×		
⑦									×			×	×	×	×	×		
⑧									×			×	×	×	×	×		
⑨									△			×	△	△	×	×		
⑩												×	△	△	△	△		
⑪												×			×	△		
⑫									△			△	△	△	×	△		
⑬									△			△	△	△	×	×		
⑭																△	△	
⑮																	△	△
⑯																	△	△
⑰																	△	△
⑱																	△	

無印：汚染の無いもの
 △：軽微な汚染が生じるもの
 ×：著しい汚染が生じるもの

表-11 バリアプライマーによる改善効果のあるもの

塗料種類	ノンブリードタイプ											通常タイプ					
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
①			○		○	○			A		○	×	A	A	a	A	
②									A			a	a	a	a	a	
③					○	○			A		○	×	A	A	a	A	
④				○	A	○			A			×	A	A	a	A	
⑤					○				A			×	a	a	a	a	
⑥					○	○			A			A	A	A	a	A	
⑦									A			×	A	A	a	A	
⑧									A			A	A	A	a	A	
⑨									○			A	○	○	A	A	
⑩												A	○	○	A	○	
⑪												A			○	○	
⑫									A			A	A	A	A	A	
⑬									A			A	A	A	A	A	
⑭																A	○
⑮																A	○
⑯																A	
⑰																A	○
⑱																A	

無印：バリアプライマーが無くても汚染の無いもの
 ○：何れのバリアプライマーでも汚染を止められるもの
 A：Atypeのみ汚染を止められるもの
 a：Atypeのみ汚染を低減できるもの
 ×：何れのバリアプライマーでも汚染を低減できないもの

【参考文献】

1) 日本建築学会、「建築工事標準仕様書・同解説」
 「JASS18 塗装工事」、「JASS23 吹付け工事」

電波吸収パネルの開発

中村裕介* 浅野芳伸**

1. まえがき

本研究開発は、建物を建設することにより発生する「テレビ電波反射障害」と、電磁波に関する研究・計測のための「電波暗室」を対象に、新しい電波吸収材とその使用方法を考案・実用化したものである。

「テレビ電波障害」対策にはCATV化が一般的だが、対策住戸が多い場合に補償費が高くなることや、障害エリア境界線付近での対策の要否をめぐる住民トラブルが起りやすいことから、近年の高層建物では電波吸収壁で建物の反射障害をなくす方法がとられることがある。具体的には電波吸収体であるフェライトタイルを、外装材背後に電波の磁界方向に連続させて配置するが、仕上げ材やコンクリートとの付着性能が悪く、位置保持や剥落防止のために複雑な納まりとなり、多大な労力・コストが掛かっている。

また、近年の電子製品・OA機器の進歩は著しく、普及は拡大しているが、その一方で機器からの電磁波が原因で起こる誤動作障害は、大きな課題となっている。そこで、これら電子機器に対するEMC（電磁波を出す側と受ける側の両立性）対策を行うことは必須である。これまで電子機器の測定評価は、屋外のオープンサイトで行っていたが、測定場を取り巻く電磁環境の変化や天候に左右されるため、現在では「電波暗室」の需要が非常に高い。ただし、室内全面にフェライトタイルを張る場合、フェライトタイル間の隙間による電波吸収性能の低下やタイルを一枚ずつ張る施工の煩わしさが問題となっている。

そこで、平成 12 年度より 2 年間、これら諸問題を解決する電波吸収パネルの開発を行ってきた。その結果、価格が従来品よりも 2 割程度安価で、自由度の高い形状や厚さのフェライトタイルを成形することができた。また、建物外観上の制約を受けないように、3 タイプの実大電波吸収パネル（4

章に各タイプ詳細を示す）を製作し、その施工性と電波吸収性能を確認することができた。

2. 電波吸収体および電波吸収パネルの開発概要

電波吸収体の開発にあたり検討した項目と実施内容を表 1 に示す。また、電波吸収パネルの開発工程を図 1 に示す。

前述の適用場面における対象周波数帯域は、30MHz ~ 1 GHz 程度であるので、入手できる原料の中から Ni-Zn 系ソフトフェライト仮焼品（平均粒径 80~150 μm）を選定した。これをプレス成形して、焼結したものが酸化鉄の一種であるフェライトタイルとなる。

開発したフェライトタイルの特徴は、凹凸を付けてコンクリートとの付着力を高めたことや、表面を加工して、それ自身が仕上げ材として成型できること、複数枚を連結ユニット化することである。これは、フェライトタイルどうしの接触箇所の不具合による性能低下の防止や、電波吸収パネル製作作業の省略化、パネル構成の簡素化によるコストを低減させる効果がある。

表 1 電波吸収体の開発検討項目

検討項目	実施内容
吸収体材料および製作方法の検討	調査、考案
吸収体の試作	試験体の製作実施
電波吸収性能試験	同軸管による性能試験
吸収体の形状・品質検討 壁面取り付け方法の検討	調査、考案
躯体コンクリートとの一体性	付着試験体製作
耐久性、耐候性検討	促進劣化試験

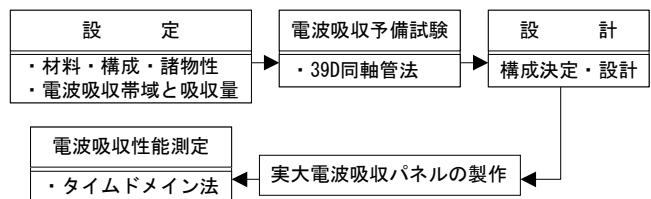


図 1 電波吸収パネルの開発工程

*技術研究所 **技術本部技術開発部

テレビ電波障害対策に必要なフェライトタイトルの電波吸収性能は、一般に 13~14dB 程度である。これは、NHKが障害予測を行うときに目安とする、**図-2**に示す、反射障害発生範囲の境界線となるDU比¹⁾(直接波と反射波のレベル差)から求められる。例えば、直接波と反射波の遅延時間が 1.5 μ s (距離差 450m) の場合、DU比 23dB 以上で障害は起こらないと予測できる。さらに反射波の距離減衰や反射壁面での拡散、周囲の建物による減衰などを考慮すると、反射壁面で必要な電波吸収性能は 10 数 dB となることが多い。

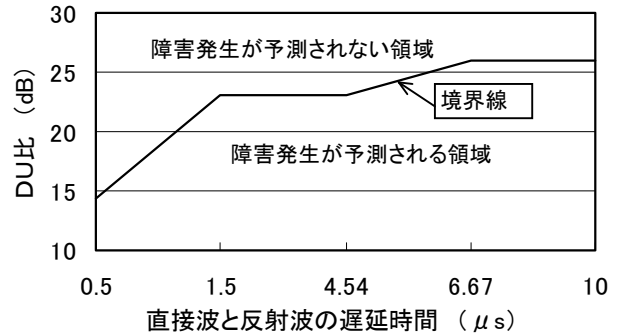


図-2 反射障害発生範囲の予測モデル¹⁾

3. 電波吸収性能および建材としての性能評価

3.1 予備試験概要

パネルの構成を決定するため、小供試体を用いる電波吸収性能確認予備試験を行った。測定は、**写真-1**に示す 39D同軸管とネットワークアナライザを用いた。供試体の一例を**写真-2**に示す。

測定は、フェライトタイトル単体およびフェライトタイトルの前後に外装材やコンクリートが配置される複層体における、各層の厚みと電界方向のギャップ率、磁界方向のスリット有無などをパラメータとして行った。

フェライトタイトル単体の焼成温度の違いによる吸収性能を**図-3**に、厚さの違いによる吸収性能を**図-4**に、吸収性能の算定に必要な材料定数を**図-5**に示す。

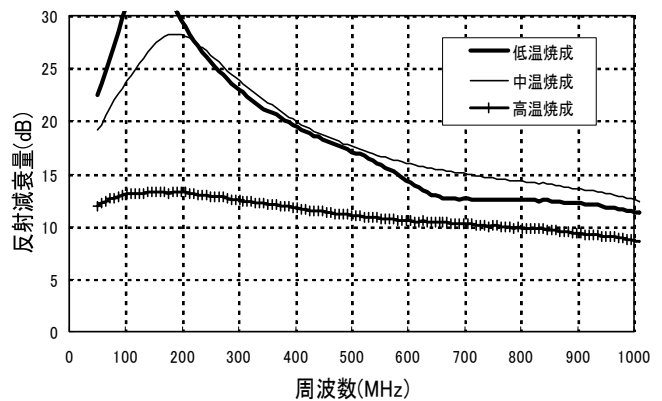


図-3 焼成温度による電波吸収性能の差

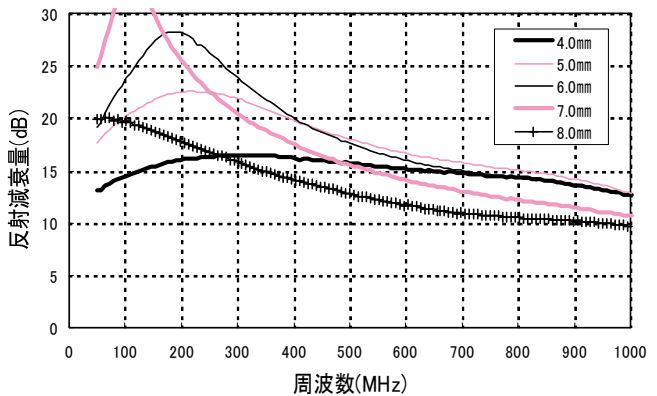


図-4 厚さによる電波吸収性能の差



写真-1 予備試験測定系全景 (39D 同軸管)

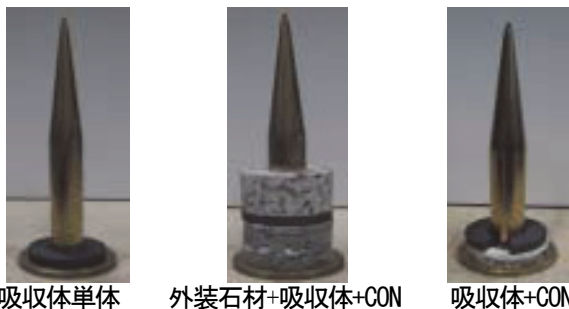


写真-2 同軸管供試体例

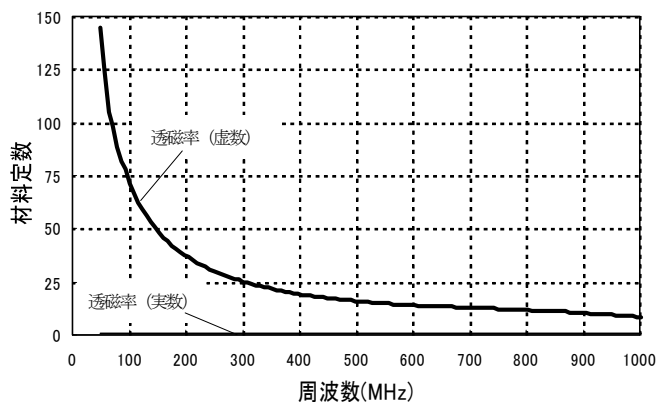


図-5 フェライトタイトルの材料定数

表-2 各電波吸収パネル用フェライトタイトルの建材試験

	試験項目	試験方法	試験結果
外装兼用タイプ フェライトタイト およびパネル (4.1に掲載)	曲げ試験	JIS A 5209-1994	幅1cm当たりの曲げ破壊荷重 80N/cm以上(厚5.5mm以上)
	線膨張係数	JIS A 1325-1995	$7.1 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$
	耐薬品性試験	JIS A 5209-1994	異常なし
	磨耗試験	JIS A 5209-1994	磨耗減量0.1g以下
	凍結融解試験	JIS A 1435 気中凍結水中融解法	300サイクルで釉薬タイル異常なし
	温冷繰り返し試験	都市公団タイルモルタル性能試験方法	モデル試験体温冷繰り返し後、 接着強度0.6N/mm ² 以上
	接着性試験	建研式接着試験機による	0.6N/mm ² 以上
外装材裏接着タイプ フェライトタイト およびパネル (4.2に掲載)	曲げ試験	JIS A 5209-1994	曲げ強さ25N/mm ² 以上
	磨耗試験	JIS A 5209-1994	磨耗減量0.1g以下
	温冷繰り返し試験	都市公団タイルモルタル性能試験方法	モデル試験体温冷繰り返し後、 外装タイトルの接着強度0.6N/mm ² 以上
	接着性試験	建研式接着試験機による	0.6N/mm ² 以上
電波暗室タイプ フェライトタイト (4.3に掲載)	曲げ試験	JIS A 5209-1994	曲げ強さ35N/mm ² 以上
各タイプ共通	かさ比重	JIS A 5209-1994	5.0~5.3
	吸水率	JIS A 5209-1994	0.1%以下

3.2 実大試験概要

前述の予備試験では小試験体を用いるため、壁の目地処理等が含まれない。また、電波の垂直入射のみの性能評価であるため、斜入射時の評価も必要となる。そこで、実大パネルによる電波吸収性能試験を、図-6に示すタイムドメイン法²⁾によって行った。

測定手順は、はじめに電波吸収パネルの上面を金属シートで覆った全反射時の反射波強度をリファレンス値として測定する。次に、金属シートを取り除いたときの反射波強度を測定し、両者の差をパネルの吸収性能とする。入射角度は、垂直入射と30、40°斜入射とした。各試験体の大きさは、電波の電界方向となる地平方向を3.0m、電波磁界方向となる鉛直方向を4.0mとして電波の1波長以上となるように設定した。

3.3 建材としての性能試験

開発した各電波吸収パネルに使用するフェライトタイトが建材として必要な性能を満たすことができるか確認するために行った試験項目と結果を表-2に示す。どのタイプのフェライトタイトも、一般建材としての使用に支障はないものと判断することができた。

4. 各電波吸収パネルの概要

4.1 吸収体外装兼用タイプ

これまででは、フェライトタイトに色付けし、外装材として使用することはできなかったが、メーカーのもつ施釉技術により可能となった。また、電波入射面の最前面に吸収体を配置することができるため、高い吸収性能が期待できる。図-7に、外装兼用タイプの電波吸収パネルの概要を示す。

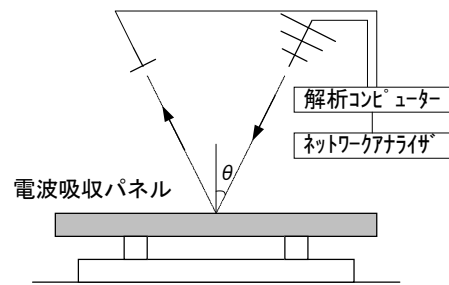


図-6 電波吸収性能試験概要 (タイムドメイン法)²⁾

a. パネルの設計

本パネルの製作にあたり設定した材料と構成および吸収量とその周波数帯域の目標は次の通りである。

- i. 外装材兼電波吸収材として45二丁掛けの施釉フェライトタイトを目地幅5mmで使用する(磁界方向の不連続は電波吸収材の面積比10%)
- ii. 磁界方向の不連続性を補うため、磁界方向に連続する幅の狭いフェライト補助板を使用する
- iii. 反射率が98%以上となるように反射筋を径6mm、磁界方向@50mm、電界方向@100mmとする
- iv. 電波吸収量目標は15dB以上とする

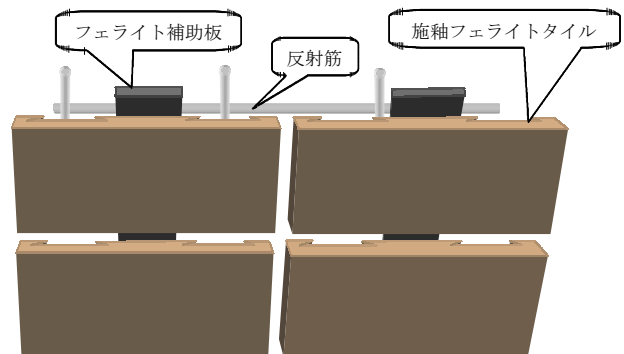


図-7 吸収体外装兼用タイプの構成概要

b. 吸収性能予備試験結果

- i. 厚さ6mmの施釉フェライト板で磁界方向連続と不連続性10%の場合で電波吸収量を測定した結果(図-8)から、不連続の場合、高周波帯域に電波吸収が移行することが分かった
- ii. 磁界方向の不連続性を補うため、施釉フェライト板厚さ5.5mm、補助板厚さ5mm及びコンクリート厚さ10mmの複層とし、補助板外径φ21、26、30mm(施釉フェライトタイル幅95mmに対してそれぞれ幅12mm、31mm、50mmに相当)の場合と、さらに、施釉フェライトタイルと補助板を離した場合の電波吸収量は、図-9に示すように、補助板の幅が大きくなるほどピークは高周波側へ移動することが分かった

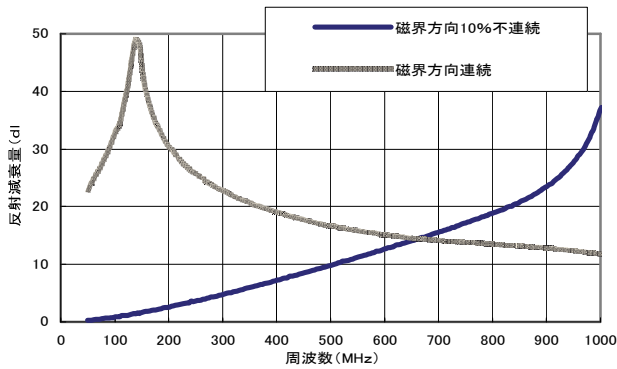


図-8 磁界方向連続性による電波吸収量の比較

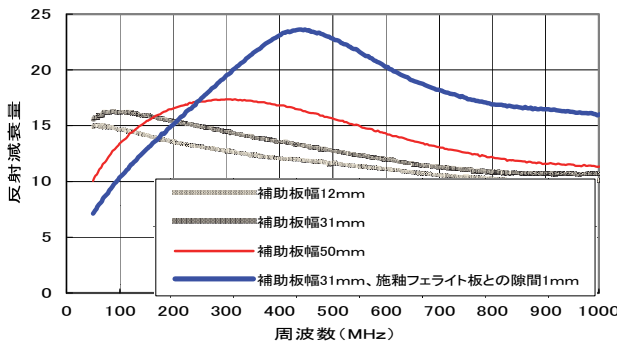


図-9 補助板の違いによる電波吸収量の比較

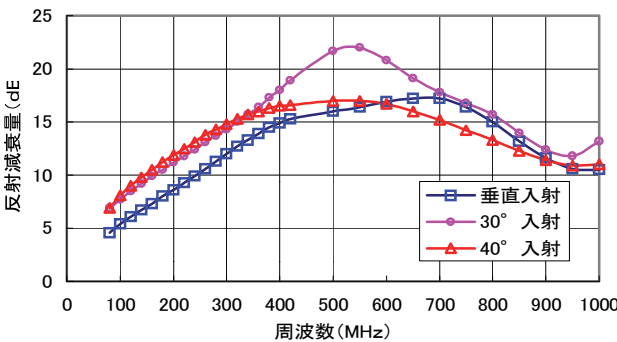


図-10 実大電波吸収パネルの吸収量

c. 実大電波吸収パネルの製作

パネルの製作手順は、①外装材として 300 mm×300 mmにユニット化した施釉フェライトタイルを敷き並べ、②その裏面に接着剤で幅 25 mmの補助板をセット、③反射筋および構造鉄筋セット、④軽量1種コンクリートを打設、⑤蒸気養生後、強度を確認して脱型する。

d. 電波吸収性能の測定結果

図-10 に 3.0m×4.0m の実大パネルをタイムドメイン法で測定した結果を示す。UHF 帯 (470~770MHz) で目標の 15dB 以上の吸収性能があることを確認した。

e. まとめ

外装兼用パネルの特長である、①外観が磁器タイルと同じで外装材および壁としての性能を有する事、②電波吸収体としての垂直・斜入射に対して材料・構成を変えることなく安定した吸収性能が得られることを確認した。従って、パネルの製作工程が簡略化できる。

今後の課題として、外装兼用タイルとその背後に配置する補助板が密着しないと、低周波帯域に対応できないことが判明したため、製作時の施工管理方法を確立させ、VHF 帯 (90~222MHz) にも対応させたい。

4.2 吸収体内蔵タイプ

建物外観のデザイン上から石材や磁器タイルなどを外装材とした場合の電波吸収パネルの開発を目的として、フェライトタイルを連結板によりユニット化したものを外装材の直裏に接着した吸収体内蔵タイプの電波吸収パネルを開発した。外装材に石材を使用した場合のパネルの断面構成例を図-11 に示す。

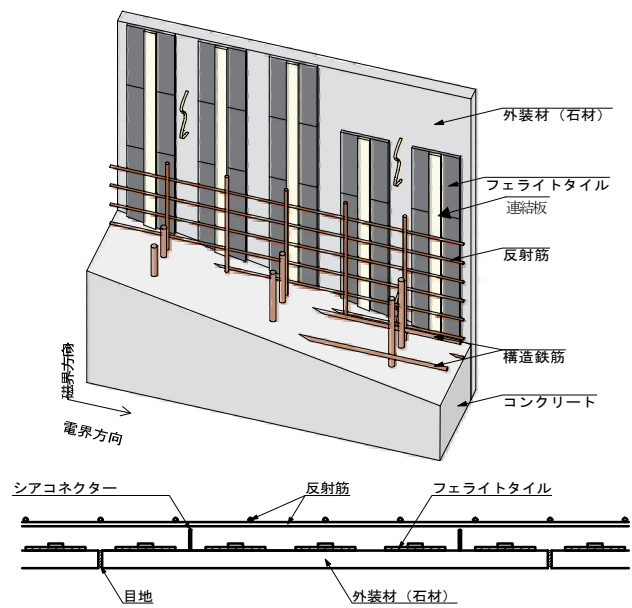


図-11 石仕上吸収体内蔵タイプの構成概要

a. パネルの設計

パネルの設計するにあたり、設定および目標とした条件は次の通りである。

- i. 外装材は石材（御影石、厚さ 25mm）とする
- ii. テレビ電波吸収の対象周波数帯域は VHF 帯域（90～222MHz）とする
- iii. 電波吸収性能は 15dB 以上を確保する

b. 吸収性能予備試験結果

目標とする電波吸収性能を確保するためのフェライトタイル厚さを確定するため、実際の電波吸収パネルを想定して、白御影石の厚さ 25mm、フェライトから反射筋までの離隔距離（コンクリート部分）を 30mm とし、フェライトタイルの厚さを 2, 4, 5, 6mm とした場合の電波吸収量を 39D 同軸管試験により測定した。測定結果を図-12 に示す。その結果、フェライトタイルの厚さを 5mm とした場合、VHF 帯域において目標とする 15dB 以上の電波吸収性能を得ることが確認できた。よって、電波吸収パネルの製作実験では厚さ 5mm のフェライトタイルを使用した。

c. 実大電波吸収パネルの製作

3.0m×4.0m のパネル製作にあたり、39D同軸管試験で確認したフェライト厚さ 5mm およびフェライトから

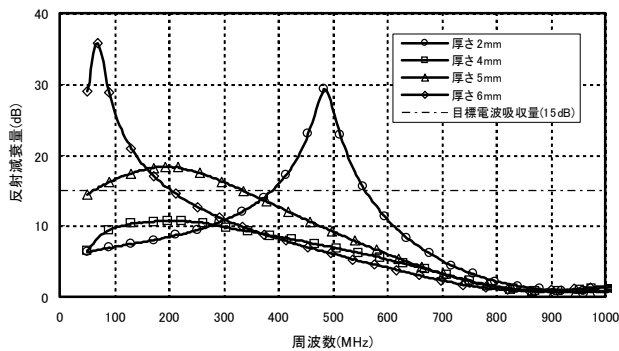


図-12 フェライト厚さの違いによる電波吸収性能

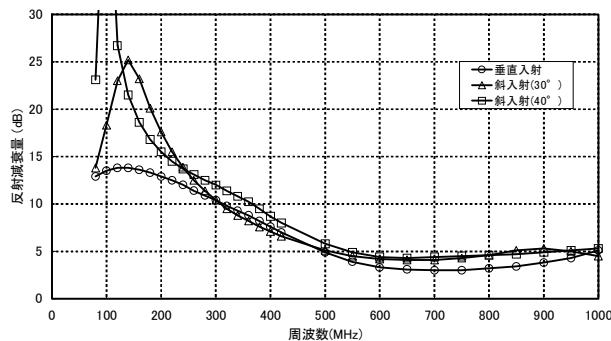


図-13 外装材裏接着タイプ電波吸収パネルの電波吸収性能（外装材に石材を使用した場合）

反射筋までの離隔距離 30mm により製作した。なお、ギャップ率は 33% とした。

パネルの製作手順例を次に示す。①石材をセットし、裏面処理剤の塗布、②石材の直上にフェライトタイルユニットを敷設、（敷設状況は写真-3参照）、③反射筋をフェライトタイルから所定の離隔距離を保持してセット、④構造鉄筋を所定の位置へセット、⑤軽量コンクリートを打設、⑥蒸気養生を行って所定の強度を發揮したことを確認後脱型

この結果、フェライトタイルをユニット化したことで、フェライト間の突合せ数が減り、磁界方向の連続性を確保するための作業手間が削減できた。

d. 電波吸収性能の測定結果

図-13 に、3.0m×4.0m の実大パネルをタイムドメイン法で測定した結果を示す。

測定の結果、VHF 帯の吸収性能は、垂直入射時で 12dB となり、目標値を満足できなかったが、斜入射時においては目標の吸収性能がほぼ得られたため、フェライトタイルの厚さを厚くすることにより、15dB 以上を十分確保できると思われる。また、実際の電波吸収パネルを想定して行った 39D 同軸管試験結果よりも若干電波吸収性能が劣ったが、フェライトタイル厚さおよびフェライトタイルから反射筋までの離隔距離の選択に再検討の余地がある。

e. まとめ

外装材の直裏に電波吸収体を配置した電波吸収パネルの製作方法と電波吸収性能を確認した。本パネルの特徴は次の通りである。①石材や磁器タイルといった外装仕上げ材に適用可能。②補強連結材を用いてフェライトタイルをユニット化することにより、磁界方向の連続性の確保が容易となり、施工性が向上する。③フェライトタイルの厚さやフェライトタイルから反射筋までの離隔距離を変えることで、周波数帯域と吸収性能を変化させることが可能である。



写真-3 フェライトタイルユニット敷設状況

4.3 電波暗室タイプ

電波暗室は室全面に隙間なく電波吸収体を張り付ける必要がある。そこで、従来の施工手間を大きく省略することができ、また、施工誤差や寸法精度から生じるフェライトタイル間の隙間による吸収性能低下を防止することを目的としたユニットパネルを開発した。パネルの断面構成例を図-14に示す。

a. ユニットパネルの設計

パネルの設計にあたり、設定した条件を次に示す。

- i. 対象周波数を広帯域の80MHz～1,000MHzとする
- ii. 電波吸収性能は、15dB以上を確保する
- iii. 1人で組立て可能な大きさ、重量とする

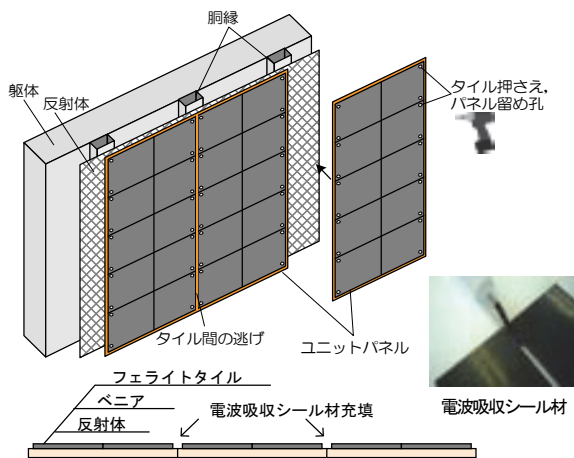


図-14 電波暗室タイプの構成概要

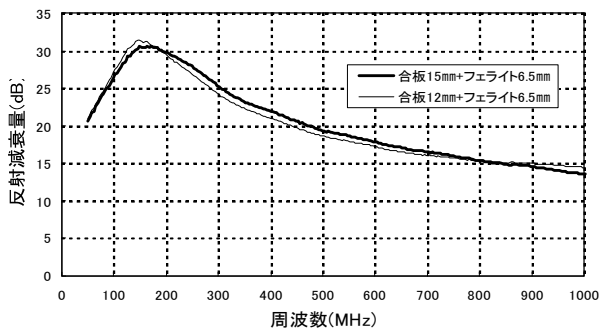


図-15 フェライトタイルパネルの吸収性能

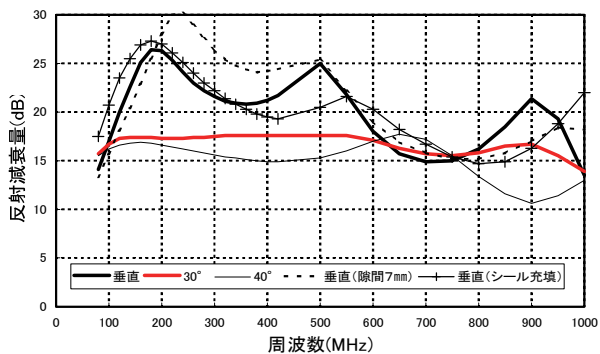


図-16 フェライトタイルパネルの吸収性能

b. 吸収性能予備試験結果

フェライトタイルと合板の複層時の吸収特性を図-15に示す。合板厚さの影響は少ないと判断できる。

c. 電波吸収ユニットパネルの製作と現場施工法

パネルの製作は、フェライトタイルの突き合わせ部分に隙間や不陸が無いように、精度よく成型したものを配置して、合板に接着する。

予備試験結果からフェライト厚さは6.5mm、合板9mmとし、大きさは通常用いられる胴縁ピッチに適合するように、W×H=330mm×810mmとした。ユニットパネルは1枚10kgとなった。

現場施工法として、胴縁に本パネルをビス留めすることを想定し、フェライトタイルにビス穴を設けることができる。また、合板は、フェライトタイルよりも若干大きくすることにより、搬送時のタイルの欠けを防ぐことができ、本パネル組み立て後にタイル間の目地となる。この部分にフェライト粒子含有のシール材を充填することで、吸収性能を確保することができる。

d. 電波吸収性能の測定結果

本パネルを3.0×4.0mに敷設して、タイムドメイン法で測定した結果を図-16に示す。垂直および斜入射で、高い吸収性能を得ることができた。また、パネル間に隙間を設けた場合の性能は低下したが、前述のシール材により、補償できることが分かった。

e. まとめ

フェライトタイル全面張りの場合、本パネルを用いることにより、従来の施工手間を大幅に削減できることが確認できた。また、目標とした電波吸収性能を確保していることを確認した。

5. あとがき

電波吸収体および電波吸収パネルに関する技術資料と設計・施工マニュアルを作成した。電波吸収が必要な場面での適用を検討したい。なお、本研究は当社と五洋建設、銭高組、大末建設、松村組、三井建設およびニッコーとの共同研究として実施した。

【参考文献】

- 1) NHK営業総局受信技術センター、「建造物障害予測の手引き」、日本CATV技術協会、p.36、1995
- 2) 日本建築学会、「電磁環境と建築設計」、丸善、p.121、2000