

山岳トンネルのプレキャスト覆工に関する研究

須田博幸* 松田敦夫** 井上直樹***
 奥野三郎**** 岡村正典**** 下村行男*****

1. まえがき

一般の山陽新幹線福岡トンネルのコンクリート片はく落事故をはじめ、相次いだトンネル覆工コンクリート片はく落事故以来、改めてコンクリート構造物の安全性がクローズアップされ、トンネル覆工の品質や維持管理の重要性が広く認識されるようになってきている。

NATM で施工された山岳トンネルは、構造上支保工と覆工により構成される。支保工は、鋼製支保工、吹付けコンクリート、ロックボルト、あるいはその他の補強材により構成されトンネル周辺地山の安定を確保し、変形を抑制する機能を有する。一般的に、覆工には力学的機能は要求されず、供用上必要な機能と支保工の品質の不均一性や経時劣化、地山性状のばらつきや経時劣化、緩みなど将来問題が生じるかもしれない不確定要素に対する安全率増加として施工されている。

現在のトンネル覆工は、大型の移動式セントルを用いた現場打ちコンクリートによる覆工（以下、「標準覆工」）が一般的である。このような従来式の覆工コンクリート打設方法では、その施工上あるいは工程上の制約から、コールドジョイントやひび割れ等の発生による品質低下を招くことが懸念されている。

山岳トンネル用のプレキャストライニング版は、製造工場の優れた品質管理のもとで製造され、品質が安定し高品質であることが最大の特長といえるが、高価であるという側面を持ち合わせている。プレキャストライニング版による覆工の現状は、覆工修繕や断面拡幅などの改築を目的としたリニューアル工事がほとんどであり、新設トンネルでの採用事例は極めて少ない。

一方、国際化や構造の多様化への対応、新技術の活用、維持管理や耐久性の重視、コスト削減が叫ばれる現在の社会情勢のなか、設計の自由度が高まる性能規定化は避けてとおれない時代の流れとなりつつある。

こうした背景を踏まえ、本研究課題では、既存のトンネル設計法にとらわれることなく、将来の性能規定化を視野に入れ、新設トンネルにおける従来式の現場打ちコンクリート覆工に代わる薄肉プレキャスト版による覆工方法（以下、「プレキャスト覆工」）の提案を目的とし、コストを含めた調査・研究を行った。本報では、その概要を報告する。

2. プレキャスト覆工の位置付け

将来、設計の性能規定化が進めば、支保工は永久構造物としての機能が加味され、錆びないロックボルトや高品質吹付けコンクリートを使用したシングルシェル構造のトンネルも施工されるようになるかと推測される。こうしたトンネルの覆工には、安全率増加機能は求められず、例えば化粧といった供用上必要な機能のみが求められる。また、プレキャスト覆工には、高品質な覆工の実現や覆工厚低減による掘削断面積の低減なども期待できる。今後の性能規定化を睨んだ将来技術として、プレキャスト覆工は有効な覆工方法の一つであるといえる（図-1参照）。

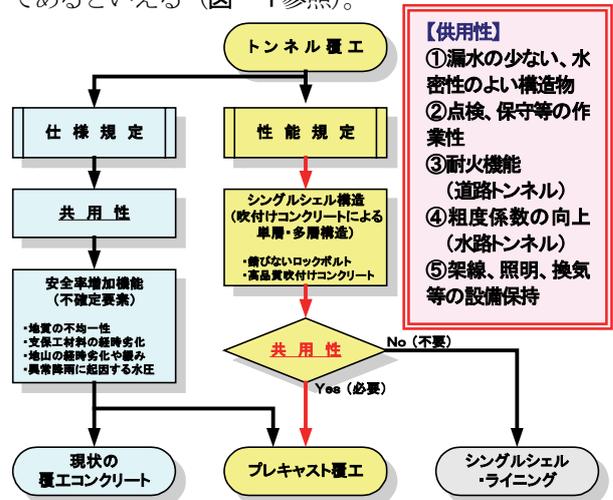


図-1 プレキャスト覆工の位置付け

*技術本部技術開発部 **技術研究所 ***技術本部土木部 ****関西支社土木技術部 *****東京支社土木部

3. 基本方針・前提条件

研究するプレキャスト覆工は、現状の標準覆工の考え方に従い、道路トンネルや鉄道トンネルで採用されている厚さ 30 cm の無筋覆工コンクリートと同等の耐荷力を有し、コスト的には同等に近いレベルで、各種機関の技術基準にできるだけ対応可能な構造・施工方法を目標とした。

また、一般的に工場製造のプレキャスト製品は優れた品質管理体制で製造され、品質が安定し高品質であることが最大の特長といえるが、高価であるという側面をもっていることから、本研究ではプレキャスト覆工のコストダウンに重点をおき、下記の4項目によりコストダウンを図ることを特徴としている。

- ① プレキャスト版を現場作業員が現場で製造することにより、管理費および運搬費を削減する
- ② プレキャスト版の厚さを薄くすることで、材料費を低減するとともに軽量化を図る
- ③ 継手構造、固定方法などを単純な構造とすることで、現場製造をできるだけ容易にするとともに、施工性の向上を図る
- ④ 効率的な組立方法を考案することで、工期短縮を図る

ただし、現場でのプレキャスト版の製造、養生、ストックに要する必要スペースの確保が可能であることを前提条件とする。

4. 工法の概要

ケーススタディーとして、図-2に示すトンネル断面を想定し、はりばねモデルを用いた骨組構造解析による応力度照査を行い、プレキャスト版の構造等、覆工構造および施工方法を検討した。

4.1 ケーススタディー用想定トンネル諸元

- (1) 地 山：中・硬岩
(日本道路公団地山等級：B、C I 程度)
- (2) 断面形状：2車線道路トンネル (3種4級)
- (3) 覆工巻厚 (標準覆工)：30 cm
- (4) 覆工コンクリート (標準覆工) の
設計基準強度：18 N/mm² (無筋コンクリート)
- (5) トンネル延長：250 m、500 m、1,000 m

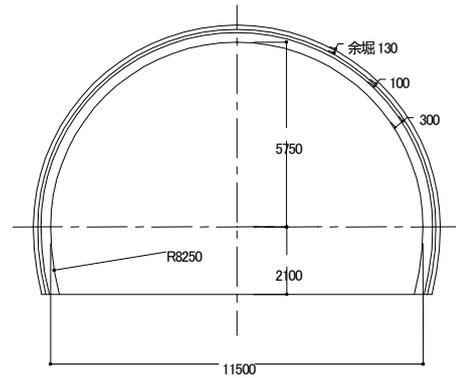


図-2 想定トンネル断面 (標準覆工)

4.2 プレキャスト覆工構造の検討

プレキャスト覆工の構造検討は、はりばねモデルによる骨組構造解析を行い、以下のステップで行った。

表-1に解析諸元、図-3に検討フロー、図-4に解析モデル、表-2に解析に用いた各定数を示す。

- (1) 想定トンネルにおける標準覆工が耐え得る天端荷重：P の計算
- (2) 求めた天端荷重：P に耐え得る RC 構造の検討
- (3) 組立完了時における検討 (自重のみ考慮)

表-1 解析諸元

項目	内容
解析手法	骨組構造解析
モデル	はりばねモデル
作用荷重	覆工コンクリート自重
	鉛直荷重 水平荷重
その他	・吹付けコンクリートは無視して、覆工の応力状態のみによる検討 ・覆工コンクリートの打設長をL=10.5mに設定

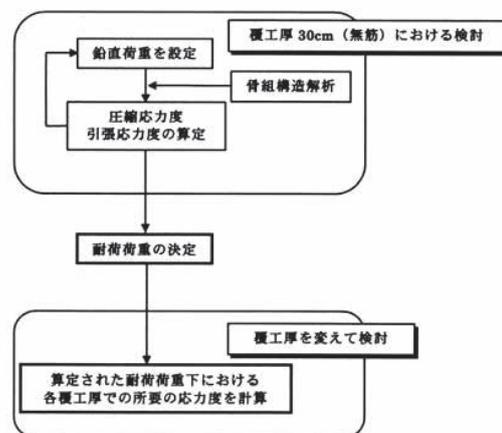


図-3 検討フロー

- (4) 裏込め注入時における検討（自重および注入圧を考慮）
- (5) プレキャスト覆工完成時における検討（自重および土圧を考慮）
- (6) 運搬時、仮置き時、組立時における検討（部材分割仕様、支持点箇所の検討）
- (7) 継手構造の検討
- (8) 裏込め注入材の検討

4.3 プレキャスト覆工構造の提案

提案するプレキャスト覆工は、施工性から現場打ちの基礎コンクリート（厚さ 20 cm）を施工し、その上にプレキャスト版を組立て、組立後プレキャスト版背面に裏込め注入を行い覆工を構築する方法である。

a. 分割数

分割数および継手位置等については、以下の点を考慮して1断面3分割とした。

- ① 想定トンネル断面において、数値解析から応力的に最も有利な箇所（両肩部）に継手（剛結）を設置
- ② 仮置き時、運搬時、組立時における支持箇所
- ③ 施工性

図-5にプレキャスト覆工の構造例を、図-6に天端ピースの構造例を示す。

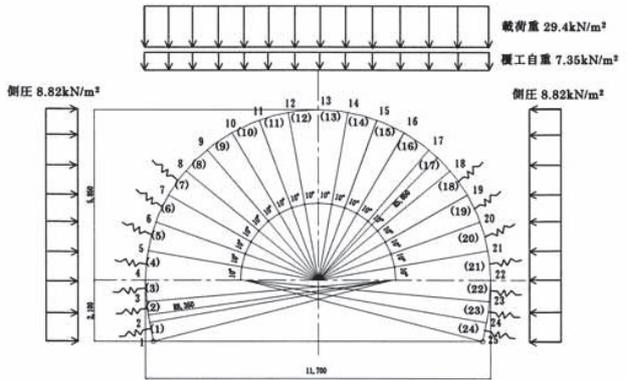


図-4 解析モデル

表-2 解析に用いた定数

項目	数値	
コンクリート	設計基準強度	18N/mm ²
	弾性係数	2.4 × 10 ⁷ kN/m ²
	許容応力度（圧縮）	5,880kN/m ² (60kgf/cm ²)
	許容応力度（引張）	294kN/m ² (3kgf/cm ²)
岩盤	単位体積重量	2.5t/m ³
	弾性係数	1.96 × 10 ⁶ kN/m ² (20,000kgf/cm ²)
	ポアソン比	0.25

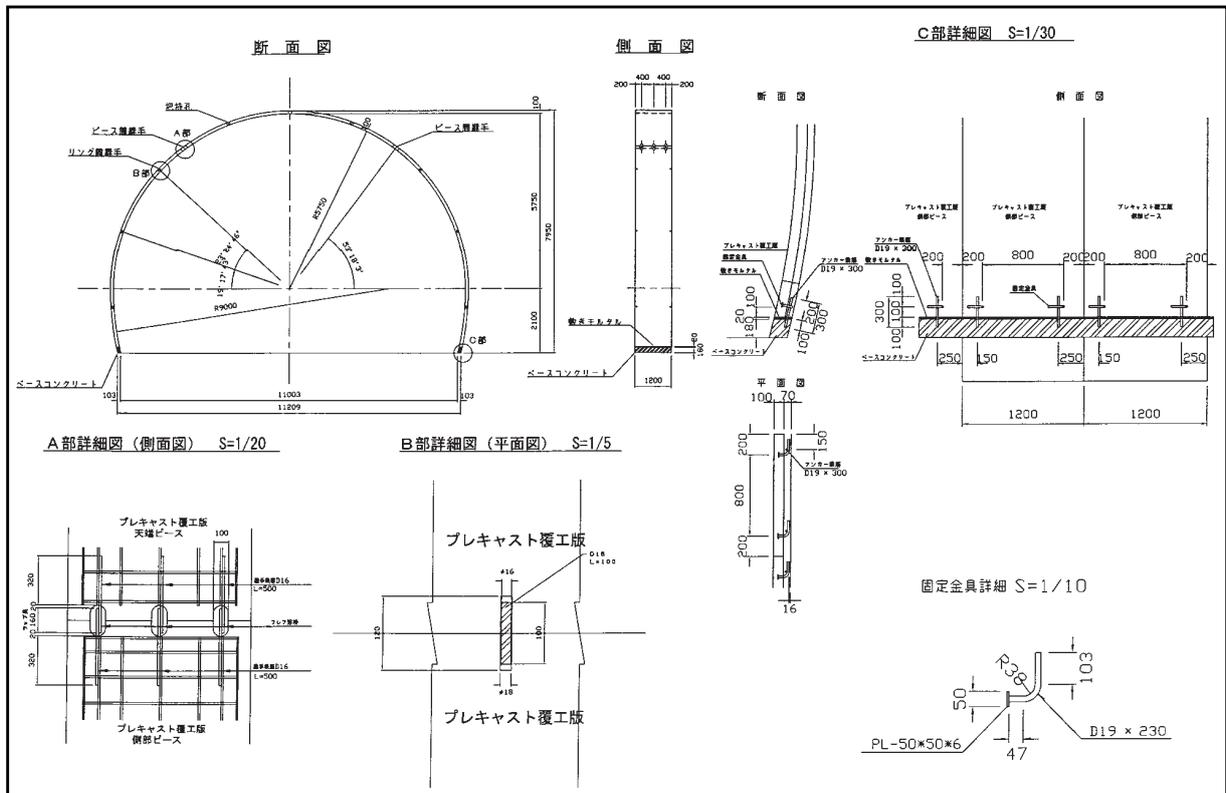


図-5 プレキャスト覆工 構造例

20 m² であり、製造・養生に必要なスペースは 360 m² となる。

b. ストックススペース

横置き6段重ねでストックしたとすると、6ピース当たりの必要面積は 2 m×10 m=20 m² である。縦置き6ピース並列でストックしたとしても、必要面積は同じである。

プレキャスト版製造開始時期とトンネル延長の条件によりストックスペースは変化する。今回の設定条件は、準備期間3ヶ月でバッチャープラントを組立、さらに2ヶ月後切羽が150 m進捗した段階でプレキャスト覆工組立開始とした。トンネル延長別に必要スペースを以下に示す。

- トンネル延長：L= 250m 1,620m² (126リング分)
- トンネル延長：L= 500m 2,860m² (250リング分)
- トンネル延長：L=1,000m 5,360m² (500リング分)

4.5 プレキャスト覆工施工方法の検討・提案

a. 施工方法の特徴

既設の山岳トンネルの改修、拡張等のリニューアル工事にプレキャスト版が用いられる事例が見られるが、プレキャストコンクリートライニング工法等では、厚さは20 cm以上あり、1ピースずつ直接フォークリフトやクレーンで組立てている。このような方法では、コストも高く、作業効率も悪いため、新設のトンネル工事には採用されにくい。コストダウンと作業性向上(効率化)を主眼に施工方法を考案した(特許出願中)。以下に本施工方法の特徴を示す。

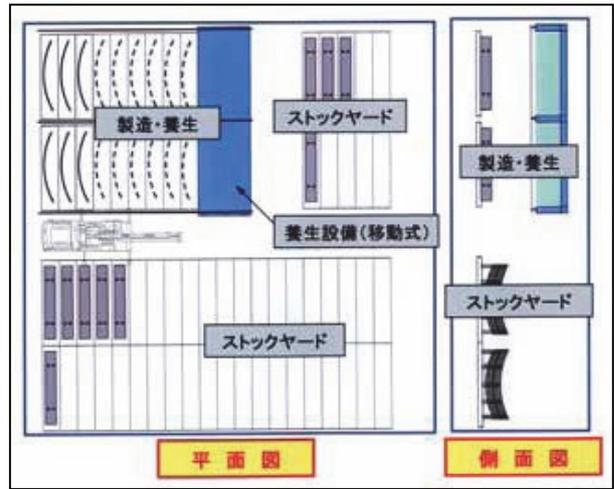


図-7 現場製造の概念図

- ① プレキャスト版が薄いので、運搬時や組立時の欠けや割れを防ぐために専用の運搬組立台車と運搬組立用補助枠(図-8)を使用する
- ② 1リング3分割のプレキャスト版を、各々の分割ピース毎に5リング分を坑外で連結して組立、運搬組立用補助枠に固定し、運搬組立台車で坑内に運搬し、一度に5リング分を組立てることで作業効率の向上と組立精度の向上を図る
- ③ プレキャスト版背面の裏込め充填注入時は、プレキャスト版背面に圧力が作用する。注入材が硬化するまでは、運搬組立用補助枠をアーチ状の支保工として残置し、アーチ効果により注入圧に耐えさせる

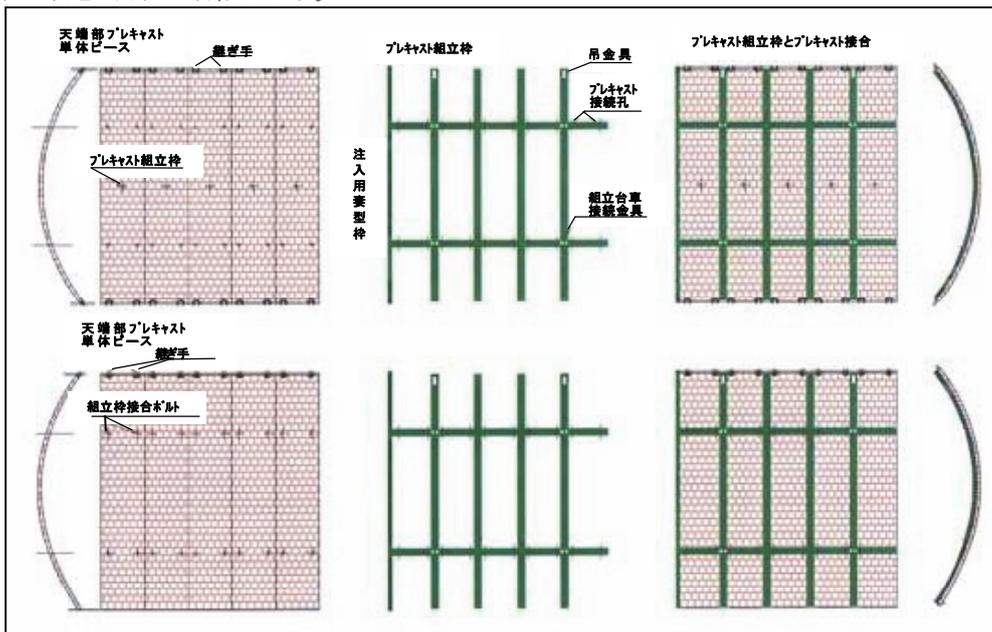


図-8 プレキャスト版運搬組立補助枠

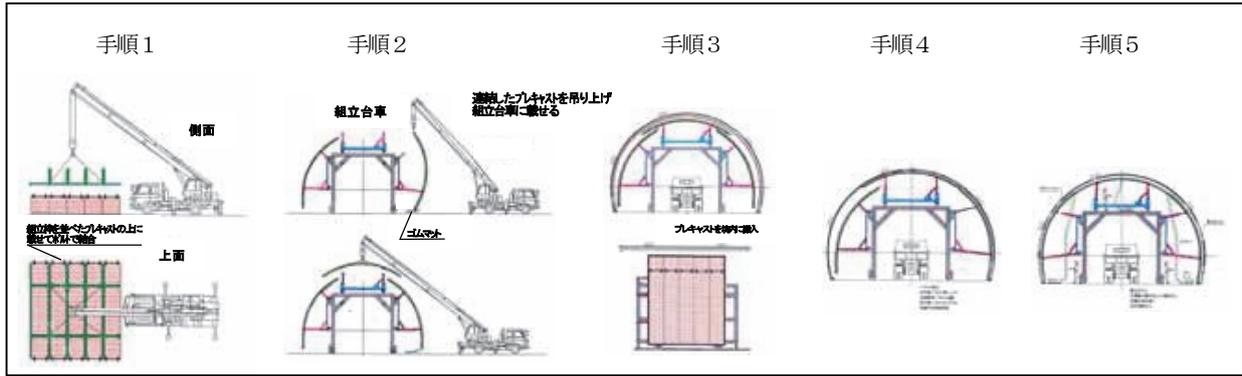


図-9 プレキャスト覆工 施工手順概要図

b. 施工手順

図-9に、プレキャスト版と運搬組立用補助枠の接合一体化からプレキャスト版背面裏込め充填注入後の養生までの作業手順を示す。

- 手順1：上部、左側部、右側部の3ピースに分割されたプレキャスト版を各々の部分ピース毎に5リング分を坑外で連結して組立、運搬組立用補助枠を取り付ける。
- 手順2：プレキャスト版を取り付けた運搬組立用補助枠を専用の運搬組立台車に固定する。
- 手順3：運搬組立台車でプレキャスト版を坑内の設置箇所に運搬する。
- 手順4：一度に5リング（6m）分のプレキャスト版を組立、組立完了後にプレキャスト版背面に裏込め充填注入をする。
- 手順5：この状態で裏込め注入養生し、養生後に運搬組立用補助枠をプレキャスト版から外して覆工を完了する。

型枠数を増やす必要があると同時に用地費が増加するためである。プレキャスト版製造費内訳の割合を図-10に示す。

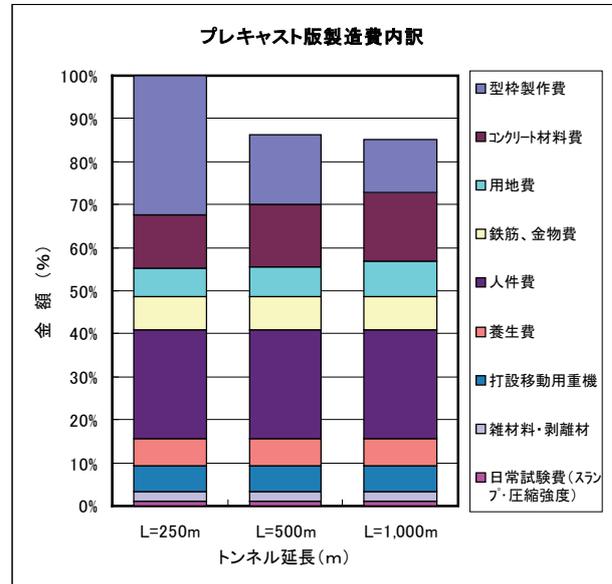


図-10 プレキャスト版製造費内訳比率

4.6 施工コスト

ケーススタディーとして、想定トンネルにおける標準覆工とプレキャスト覆工のトンネルm当たり概算工事費を比較した結果を表-3に示す。トンネル延長500 m以下の2車線道路トンネルの場合、標準覆工よりコスト的に有利になる試算である。

表-3 概算工事費比較 (トンネルm当たり)

トンネル延長 (m)	標準覆工 (%)	プレキャスト覆工 (%)
250m	100.0%	90.5% (-9.5%)
500m	100.0%	98.5% (-1.5%)
1,000m	100.0%	109.4% (+9.4%)

トンネル延長が1,000 mでもコストが大きく下らない要因は、型枠が高額であることと、転用回数から

5. あとがき

実施工段階までには、実物大製造試験、組立試験等の実証実験が必要であり解決しなければならない課題が残されているが、実プロで対応したいと考えている。

本研究結果では、トンネル延長500 m以下のトンネルで、現状の標準覆工よりコスト的に有利となる試算である。更なるコストダウンを図るためには型枠コストを低減させることが大きな要因である。

冒頭でも述べたように、現状の設計の考え方が仕様規定から性能規定へ変化していくことで、将来技術としてプレキャスト覆工は有効な覆工方法の一つといえる。これらの課題への取り組みは、今後の社会の流れをにらみ、実施工での対応に備えていきたい。

電気集じん機を用いたトンネル換気集じんシステムの開発

浜田 元* 萩森健治** 横山哲哉**
 水原憲三*** 須田博幸** 清水智明*

1. まえがき

山岳トンネル工事における粉じん障害防止対策の一層の充実を図ることを目的として、厚生労働省より、ずい道等建設工事における粉じん対策に関するガイドライン^{1), 2)} (以下、ガイドラインと呼ぶ) が策定された。同ガイドラインの策定以降、コンクリート吹付け時の発生粉じん抑制対策や風管換気と大型集じん機を組合せた粉じん低減対策など、坑内作業環境の改善対策が、これまで以上に積極的に進められている。

筆者らは、供用中のトンネルで実績のある電気集じん技術³⁾を応用したトンネル工事用電気集じん機を開発している^{4), 5)}。同集じん機は軽量・コンパクトな大風量機器であり、すでに数十件のトンネル現場で採用され粉じん対策に効果をあげている。

一般に、集じん機は、切羽作業に支障のない切羽後方70～100 m付近に設置される。この場合、集じん機後方では粉じん濃度を1 mg/m³程度にまで大幅に低減できるが、前方の切羽側の区間では粉じん濃度をガイドラインで規定の3 mg/m³以下とすることは困難な場合が多い。

そこで、筆者らは、電気集じん機を用いた切羽近傍での集じん方法を開発し、現場実験からガイドラインで規定の目標レベルをクリアできることを確認した。ここでは、開発した集じん方法と実験結果を報告する。

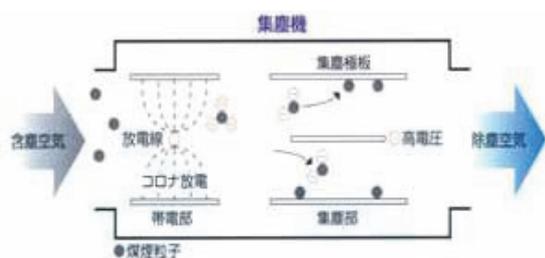


図-1 集じん原理

2. トンネル工事用電気集じん機

2.1 集じん原理と特徴

電気集じん機の集じん原理を図-1に示す。同図の集じん機に吸引される空気中の粉じんや煤じんが帯電して集じん極板上に捕集される。

帯電部では放電線に高電圧を印加し、コロナ放電空間を形成する。含じん空気がこの空間を通過する時に空気中の粉じんや煤じんが帯電する。次の集じん部では荷電極板に高電圧を印加し、荷電極板と集じん極板との間に電界空間を形成する。帯電した粉じんや煤じんはクーロン力を受けて集じん極板上に捕集される。

電気集じん機は、内部の極板が平行平板構造であるため空気の流れがスムーズで、風速が9～10 m/secと大きくても高い集じん効率が維持される。また、粒径7～10 μm以下の浮遊粒子に対し集じん効率が低い。

2.2 搭載形式と仕様

実験現場で採用されたトンネル工事用電気集じん機には、集じん機本体の搭載形式により、4 t車搭載型（以下、車載型と呼ぶ）とクローラ台車搭載型（以下、クローラ型と呼ぶ）がある。なお、いずれの形式も処理風量2,000 m³/minの集じん機を搭載した。

車載型電気集じん機を例として、その外形を図-2に示す。集じん機本体、送風機（ファン）、高圧発生盤、制御盤、ダクトなどで構成されている。

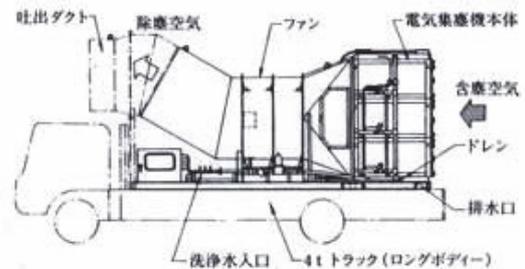


図-2 トンネル工事用電気集じん機

*技術研究所 **技術本部技術開発部 ***技術本部

3. 切羽近傍での集じん方法

以下に、開発した切羽近傍での集じん方法を示す。

3.1 分離幕を併用する方法

電気集じん機の側面に沿ってトンネル延長方向に天端より幕（以下、分離幕と呼ぶ）を設置する方法である。集じん機側（以下、分離幕内側と呼ぶ）の前方では分離幕とトンネル側壁により大口径で延長の長い吸込みダクトが形成される。

分離幕により形成される吸込みダクトは、断面積がトンネル断面の 1/4~1/5 であり、集じん機の吸込み口面積に比べ 3~4 倍と大きい。吸込み面積の拡大により、切羽近傍の広い範囲を対象に粉じん空気を効率良く吸込むことが期待できる。また、吸込みダクトの延長は集じん機の機長に比べ約 2.5 倍と長い。集じん処理の区間長が延伸されることにより、集じん効果の向上が期待できる。なお、分離幕には軽量のシートを用いており、設置、撤去は比較的容易である。

3.2 クローラ型電気集じん機による方法

クローラ台車に搭載することにより、電気集じん機を切羽近傍へ配置する方法である。クローラ型集じん機は、作業に応じ切羽近傍へ比較的容易に移動できるよう開発したものであり、写真-1に概観を示す。

本機は軽量・小型であり、走行時の安定性や機動性に優れている。コンクリート吹付け時には切羽後方 20~30 m 付近へ容易に配置でき、コンクリート吹付け後には切羽作業に支障のない後方まで容易に移動できる。走行操作はリモートコントロール方式である。

切羽近傍へ集じん機を配置することにより効率的な集じんが期待できる。

3.3 遮風シートを併用する方法

集じん機の吸込み口付近にトンネル横断方向に広がる遮風シートを設置する方法である。遮風シートは集

じん機にあらかじめ装備された形となっており、拡張・収納は容易である。

遮風シートを設置することで集じん機による集じん範囲が拡大され、粉じん空気を効率良く吸込むことが期待できる。本方法を先述の 2つの方法と組み合わせることで集じん効果の更なる向上を期待できる。

4. 切羽近傍集じん実験の方法

4.1 現場概要と換気条件

前章に示した集じん方法について、奈良県下にある 2箇所のトンネル工事現場で実験を行った。

両トンネルの概要を表-1に示す。換気条件は両トンネルとも風管換気法による送気方式である。コントラファンや風管の仕様は両トンネルとも同じであるが、送風風管の設置位置が異なる。風管は、Aトンネルではトンネル中央の天端部に、Bトンネルでは切羽に向かって左側のトンネル肩部に設置された。

導入された電気集じん機は、両トンネルとも処理風量 2,000 m³/min の機器であるが、Aトンネルは車載型、Bトンネルはクローラ型である。集じん機は、両トンネルとも切羽に向かって左側（以下、トンネル左側と呼ぶ）に配置された。

以下、文中の左右は切羽に向かった時の方向とする。

4.2 実験ケース

実験ケースを表-2、3に示す。表-2にはAトンネル、表-3にはBトンネルの実験ケースを示した。

Aトンネルの実験状況を写真-2、3に示す。写真-2には分離幕の設置状況を、写真-3には遮風シートの設置状況を示した。実験では、集じん機と切羽の距離をほぼ一定とした条件で、分離幕や遮風シートの併用による切羽近傍での集じん効果を確認した。



写真-1 クローラ型電気集じん機

表-1 実験現場の概要と換気条件

諸元	Aトンネル (複線鉄道トンネル)	Bトンネル (2車線道路トンネル)
地質	花崗岩主体	花崗片麻岩主体
掘削延長	1,939m	1,827m
掘削断面積	58~80m ²	58~77m ²
施工方法	発破NATM	発破NATM
換気方式	送気方式	送気方式
換気設備	800~1,500m ³ /min	800~1,500m ³ /min
	80kW×2台	80kW×2台
	風管径1,400mm	風管径1,400mm
	風管位置：中央	風管位置：左
集じん機	2,000m ³ /min 車載型	2,000m ³ /min クローラ型

Bトンネルの実験で用いたクローラ型集じん機は先の写真-1に示した。実験では集じん機の配置条件を変えて切羽近傍での集じん効果を確認した。

4.3 計測概要

計測項目と計測機器の一覧を表-4に示す。

風向風速および粉じん濃度は、トンネル軸方向に中央・左右の3測線を設け5~10m 間隔を基本に計測した。左右の測線は中央からの離隔が 2.5~3 m である。

風向風速の計測は掘削路盤を基準に高さ1m と3mで行い、計測時間は各計測点で30秒間とした。

粉じん濃度の計測はコンクリート吹付け時を対象に実施した。計測は掘削路盤を基準に高さ1mで行い、各計測点で1分法により3~4回の計測とした。

粉じん濃度は、相対濃度で示された計測値にガイドラインで規定の質量濃度変換係数を乗じて算出した。

集じん効率は電気集じん機の吸込み口とダクト吐出し口で計測された粉じん濃度の比率から算出した。計測はコンクリート吹付け作業中、連続して行った。

5. 実験結果と考察

5.1 Aトンネルでの実験

実験結果の一例を図-3~6に示す。図-3および図-5は集じん機を切羽後方 55 m 付近に配置したケースA2の結果、図-4および図-6は分離幕と遮風シートを併用したケースA2(ab)の結果である。

図-3に示したケースA2の粉じん濃度分布をみると、集じん機後方で粉じん濃度は 1.5mg/m³ 程度にまで低減している。また、トンネルの中央・左右で粉じん濃度を比較すると、ほぼ同じ値である。送風風管が中央に配置されたことにより、空気の流れがトンネル横断面方向で一様化され、粉じん濃度が断面内のいずれの測線でもほぼ同じ値になったと考えられる。

一方、図-5に示した同ケースの風向風速分布をみると、切羽~切羽後方 50 m 付近の区間では、切羽から坑口方向に向う空気の流れが確認される。中央に設置された送風風管からの空気が切羽で反転して坑口方向に流れたものである。また、集じん機吐出し口の後方約 30m地点では、空気の流れが切羽方向へ反転する様子がみられる。この反転流は集じん機吸込み口付近まで到達しているが、集じん機吸込み口より前方には現れていない。この反転流は粉じん空気とともに集

ん機に再び吸込まれるものと考えられる。

図-4に示したケースA2(ab)の粉じん濃度分布を

表-2 実験ケース (Aトンネル)

試験ケース	集じん機		分離幕	遮風シート
	稼働状態	位置		
A 1	停止	—	—	—
A 2	運転	57m	—	—
A 2 (a)	運転	51m	有	—
A 2 (b)	運転	56m	—	有
A 2 (ab)	運転	52m	有	有

表-3 実験ケース (Bトンネル)

試験ケース	集じん機		遮風シート
	稼働状態	位置	
B 1	停止	—	—
B 2	運転	84m	—
B 3	運転	37m	—
B 3 (a)	運転	47m	—
B 4	運転	28m	有



写真-2 分離幕の設置状況



写真-3 遮風シートの設置状況

表-4 計測項目と計測機器

計測項目	計測機器
風向風速	3次元超音波式風向風速計 KAIJO製マイクロニックWA-590
粉じん濃度	光散乱式デジタル粉じん計 柴田科学製P-5L2型 (粉じんガイドラインの指定機器) (質量濃度変換係数K=0.04)
集じん効率	光散乱式デジタル粉じん計 柴田科学製AP-632T型

みると、切羽後方 50 m 付近の粉じん濃度は、分離幕外側（図中の右側）で $2\text{mg}/\text{m}^3$ 程度と低くガイドラインの目標レベル以下である。一方、分離幕内側（図中の左側）では粉じん濃度が $4\text{mg}/\text{m}^3$ 程度であり、分離幕外側に比べて高い。また、切羽後方 10~30 m 区間をみると、ケース A 2 に比べ粉じん濃度が低くなる。

一方、図-6 に示した同ケースの風向風速分布をみると、集じん機吐出し口の后方約 30 m 地点では空気が切羽方向へ反転する様子がみられ、この反転流は分離幕外側を通過し分離幕の切羽側先端部まで到達している。分離幕外側から切羽近傍へ後方の粉じん濃度の低い空気が供給されている。また、切羽から分離幕内側の先端部に向う空気の流れがみられる。

ケース A 2 (ab) の粉じん濃度が切羽後方 10~30 m 区間でケース A 2 に比べて低くなったのは、分離幕外側から切羽近傍へ供給される粉じん濃度の低い空気と送風風管からの新鮮な空気とが合流して切羽の粉じんを希釈したためと考えられる。また、分離幕外側では切羽方向に向う粉じん濃度の低い空気によりエアーカーテンが形成され、粉じん空気が分離幕内側へ効率良く吸込まれたことにより、ケース A 2 よりも粉じん濃度が低下したと考えられる。

分離幕と遮風シートを併用した方法では、粉じん空気と清浄な空気の流れを分離し、双方ができるだけ混

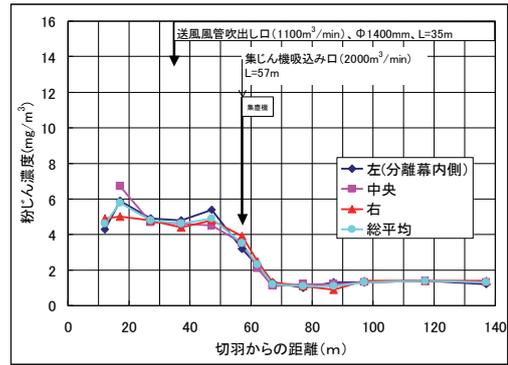


図-3 粉じん濃度計測結果（ケース A 2）

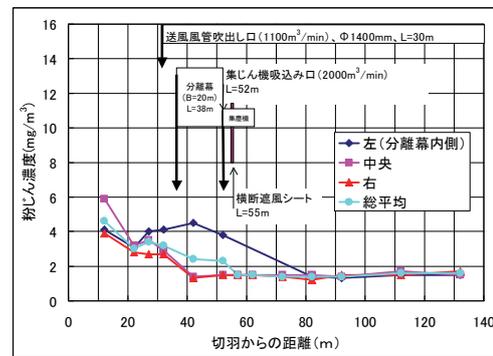


図-4 粉じん濃度計測結果（ケース A 2 (ab)）

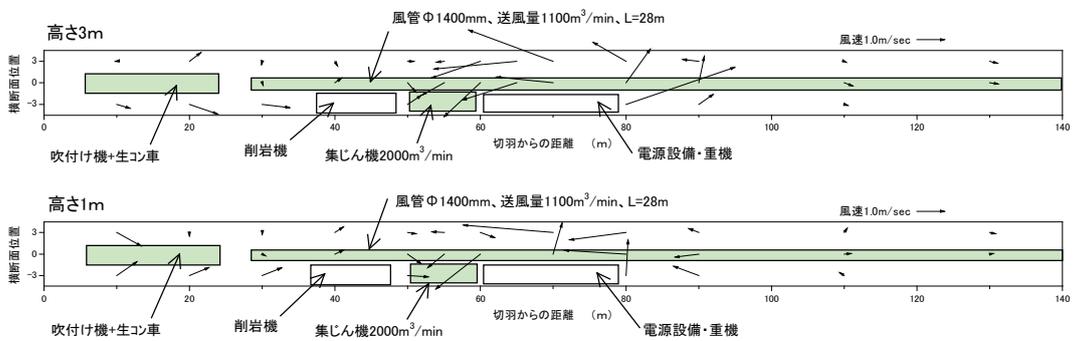


図-5 風向風速計測結果（ケース A 2）

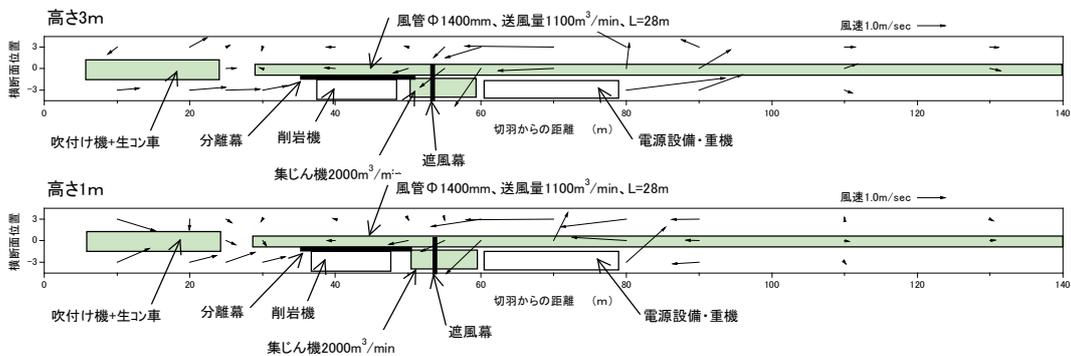


図-6 風向風速計測結果（ケース A 2 (ab)）

合しないようスムーズな流れを形成できたことが、切羽近傍での効率的な集じんに繋がったと考えられる。

5.2 Bトンネルでの実験

実験結果の一例を図-7~11に示す。図-7は集じん機を切羽後方85m付近に配置したケースB2の結果、図-8および図-10は集じん機を切羽後方35~40m付近に配置したケースB3の結果、図-9および図-11は集じん機を切羽後方25~30m付近に配置したケースB4の結果である。

図-7に示したケースB2の粉じん濃度分布をみると、集じん機後方で $1\text{mg}/\text{m}^3$ 程度にまで低減している。また、トンネルの中央・左右で粉じん濃度を比較すると、右側が高い値である。送風風管が左側に設置されたことにより新鮮な空気が左側を切羽方向へ流れ、粉じん空気が右側を坑口方向へ流れたためと考えられる。

図-8に示したケースB3の粉じん濃度分布をみると、切羽後方50m付近では粉じん濃度が $2\text{mg}/\text{m}^3$ 程度であり、ガイドラインの目標レベル以下である。また、切羽後方10~20m区間では粉じん濃度がケースB2とほぼ同じ値である。

一方、図-10に示した同ケースの風向風速分布をみると、切羽~切羽後方35mの区間では、左側で切羽方向に向う空気の流れが、右側で坑口方向に向う空気の流れがみられる。また、集じん機吐出し口の后方約20m地点では、空気の流れが切羽方向へ反転する様子がみられる。この反転流は、集じん機吸込み口付近まで到達しており、粉じん空気とともに集じん機に再び吸込まれるものと考えられる。

図-9に示したケースB4の粉じん濃度分布をみると、切羽後方50m付近では粉じん濃度が $2\text{mg}/\text{m}^3$ 程度であり、ガイドラインの目標レベル以下である。一方、切羽後方10~20m区間ではケースB2、B3と比べて粉じん濃度は高い値となっている。

一方、図-11に示した同ケースの風向風速分布をみると、切羽~集じん機前方の区間では切羽方向に向う空気が送風風管の設置側と逆の右側を流れ、坑口方向に向う空気が左側を流れている。ケースB3の空気の流れとは逆である。また、集じん機吸込み口~后方20mの区間では、空気の流れが複雑で、ケースB3でみられた集じん機による反転流はみられない。坑口方向に向う集じん機からの吐出し風と切羽方向に向う送風風管からの吹出し風が干渉したため、集じん機前

方の区間では送風風管の逆側を切羽方向に空気が流れ、集じん機後方では複雑な空気の流れが形成されたと考えられる。

ケースB4の粉じん濃度が切羽後方10~20m区間でケースB2、B3と比べて高い値となった理由は以下のように推定される。切羽近傍の粉じん空気は坑口方向に流れ集じん機へ吸込まれるが、一部は集じん機に吸込まれず後方へ通過する。一方、集じん機後方では複雑な空気の流れによりエアーカーテンが形成され、粉じん空気が切羽側に滞留する。滞留した粉じん空気は送風風管からの吹出し風と合流して切羽へと供給され、切羽の粉じん濃度を高めたものと考えられる。

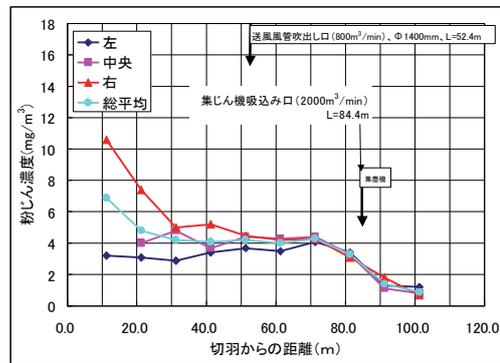


図-7 粉じん濃度計測結果 (ケースB2)

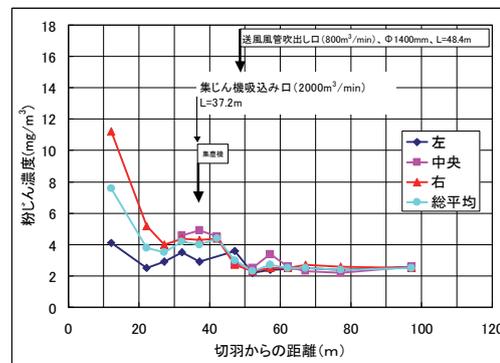


図-8 粉じん濃度計測結果 (ケースB3)

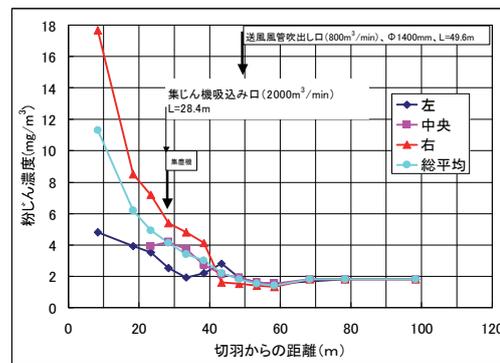


図-9 粉じん濃度計測結果 (ケースB4)

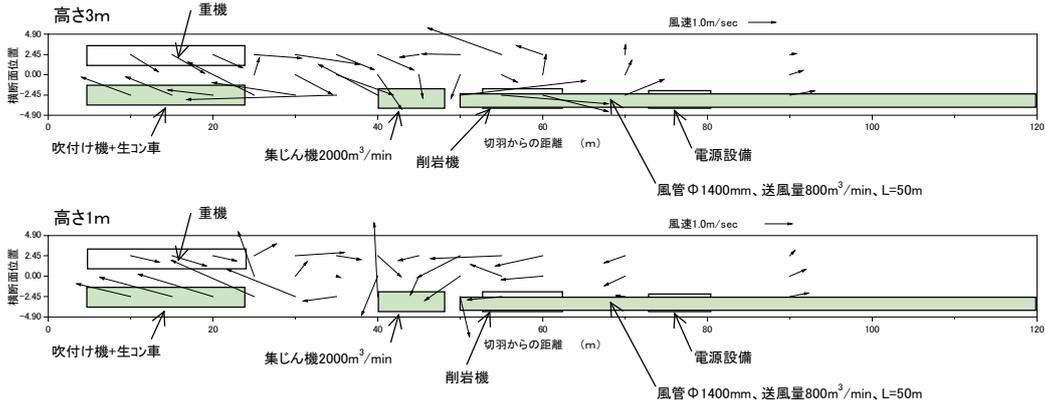


図-10 風向風速計測結果 (ケースB3)

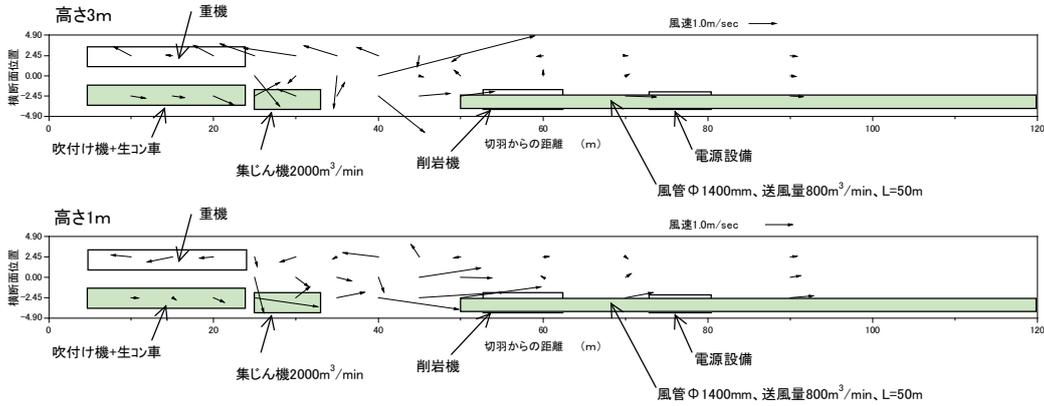


図-11 風向風速計測結果 (ケースB4)

切羽近傍にクローラ型集じん機を配置する方法により、粉じんガイドラインで規定の目標レベルをクリアできた。しかし、送風風管や集じん機の位置関係によっては粉じん空気を切羽側に滞留させ、切羽環境の悪化を招く。送風風管や集じん機の適切な配置が重要であることが示された。

5.3 集じん効率

集じん効率は、A、Bトンネルとも 82～86%と同程度であり、高い集じん性能が確認された。

6. あとがき

本報では、分離幕と遮風シートを併用する方法、クローラ型集じん機による方法に関する現場実験の結果を述べた。開発したいずれの方法ともガイドラインで規定の目標レベルをクリアできることを確認した。

今後は現場展開を更に進め、合理的な集じん機配置について知見を深めたい。なお、本開発は、松下エコシステムズ(株)、(株)エムシーエムとの共同研究の成果である。最後に、本開発にあたり終始ご指導いただいた

(株)コンテクの定塚正行社長、ならびに現場実験にご協力をいただいた工事所の関係各位に感謝の意を表す。

【参考文献】

- 1) 厚生労働省環境改善室・建設業労働災害防止協会、「ずい道等建設工事における粉じん対策に関するガイドラインの解説」、2001. 3
- 2) 建設業労働災害防止協会、「改訂 ずい道工事等における換気技術指針〈設計及び粉じん等の測定〉」、2002. 3
- 3) 井伊谷鋼一、「集じん装置の性能」、産業技術センター、1976. 10
- 4) 萩森健治・酒井喜久雄・片谷篤史・村中浩昭、「車載型電気集じん機を用いたトンネル工事換気システムの開発」、建設の機械化 No. 608, pp. 21～27、2000. 10
- 5) 浜田元・萩森健治・阿久津秋秀・茂木正史・畑山栄一、「電気集じん機を用いた坑内集じんシステムの開発」、奥村組技術研究年報 No. 27, pp. 7～12、2001. 10

Non-SC 型泥土圧シールド機の開発

—新排土システムの実証—

三澤孝史* 畑山栄一** 佐々木 猛***
佐々木健一**** 村中浩昭*****

1. まえがき

泥土圧シールドは、「トンネル標準示方書 シールド工法編」¹⁾によれば、『添加材を注入しながら回転カッターヘッドで掘削した土砂と添加材を強制的に攪拌して土砂を塑性流動化させ、土圧シールドと同様に切羽の安定を図りながら、スクリュコンベヤ等で排土するシールドである。』と定義されている。しかし、中小口径断面ではスクリュコンベヤのサイズはシールド機長に比べ長く、これがシールド機後方の作業性を著しく悪くしており、初期掘進時や急曲線施工時の施工性も悪くしている。

このような状況を改善するために、スクリュコンベヤ(SC)を使用しない新しい排土システム(以下、新排土システムという)を備えた「Non-SC 型泥土圧シールド機」の開発を行った。

新排土システムについて、各種の実験によりその性能を確認した後、泥土圧シールドの工事現場に適用し、最終的な検証を行った。

その結果、セグメントの搬入・組立作業が改善されて作業性が向上することが明らかになった。また、初期掘進時における施工性も向上することが明らかになり、これらより、新排土システムの有用性を実証することができたと考える。

本報では、新排土システムの概要、各種の性能確認実験結果および現場適用結果について示す。

2. 新排土システムの概要

2.1 開発目標

泥土圧シールド工法の坑内作業環境の改善と生産性の向上を目的として開発を行った。

開発目標を以下に示す。

- ① 切羽の土圧管理が可能
- ② 圧送距離は、後続台車までの約 40 m のパイプ搬送が可能
- ③ 適用地盤は、粘性土から 50 mm 程度の礫を含む砂質土までの適用が可能

2.2 新排土システムの機内設備

新排土システムは、スクリュコンベヤに代わりミキシング装置と土砂搬送装置から構成されている。

図-1 に新排土システムのシールド機内設備例を示す。また、図-2 に従来形式のスクリュコンベヤ設備例を示す。

図-1、2を比較すると、新排土システムではスクリュコンベヤが無くなることにより機内作業スペースが大幅に広がっていることがわかる。

a. ミキシング装置

写真-1にミキシング装置を示す。ミキシング装置は水平2軸の強制攪拌式で、各軸は独立して油圧モーターで駆動することができ、無段階変速である。

この装置は、掘削土をスライス、粉碎、ミキシングすることで、パイプ搬送を行いやすい性状に改質する。一般の強制攪拌機より高回転数、高軸トルクであるので、粉碎能力が高い。要素実験では、一軸圧縮強度 20 N/mm²の固結物の粉碎も可能であった。

b. 土砂搬送装置

土砂搬送装置を写真-2に示す。本装置は、搬送材の粘性性と回転するディスク板の摩擦力、および微小の遠心力で搬送する。そのため、装置内部を通過する搬送材の流れがスムーズで急激な速度変化を伴わない。従来、搬送が困難とされていた高粘性の搬送材を搬送することができる。

作動原理は、二つの円盤を平行に繋げたディスク板が回転を始めると、ディスク板と接している搬送材も、搬送材とディスク板との摩擦力により回転を始め

*技術研究所 **技術本部技術開発部 ***技術本部環境プロジェクト部 ****関西支社土木部

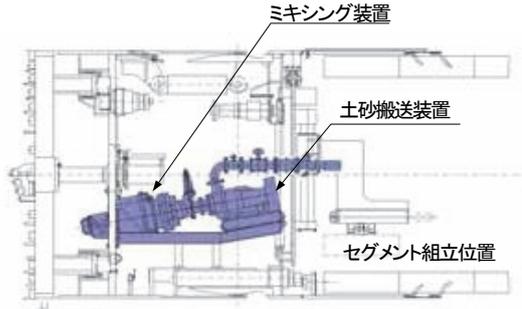


図-1 新排土システムのシールド機内設備例

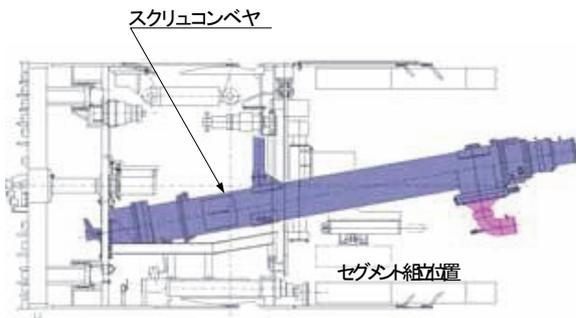


図-2 従来形式のシールド機内設備例



写真-1 ミキシング装置



写真-2 土砂搬送装置

る。搬送材はディスク板に近いほど速く回転し、速度は次々に隣り合う層に伝達していく。ディスク板から遠い中央部も次第に回転速度が増加していき、搬送材は遠心力によりディスク板の外側へと排出される。

2.3 新排土システムの特長

本システムの特長を以下に示す。

- ① シールド機内の作業空間が広く、セグメント搬入・組立や測量の作業性が向上する
- ② シールド初期掘進時の施工性が向上する
- ③ スクリュコンベヤとセグメントの干渉がなくなり、急曲線施工への対応が可能である

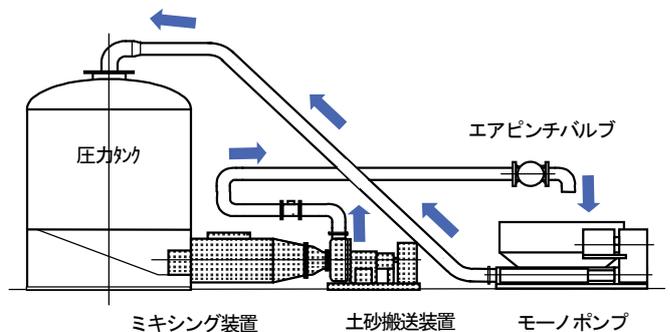


図-3 搬送予備実験装置の概念図

3. 性能確認実験

新排土システムの開発にあたり、ミキシング装置および土砂搬送装置単体について要素試験により性能を確認した後、性能確認実験によりシステムとしての性能を確認した。

性能確認実験の主な目的は、切羽土圧を制御しながら、40 m 以上の搬送が可能であることを確認することである。

実験は、最初に搬送予備実験として循環実験を

行った後、搬送実験を行った。

3.1 搬送予備実験

a. 搬送予備実験の概要

搬送予備実験では、新排土システムの切羽土圧制御性を確認することを目的に行った。

実験装置の概念図を図-3に示す。

実験は、モノポンプにより、想定したシールド機の掘削速度に合わせた流量の搬送土を圧力タンク（シ

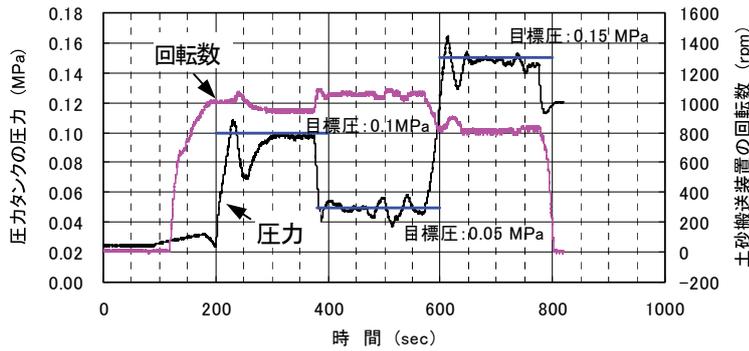


図-4 搬送予備実験結果の一例

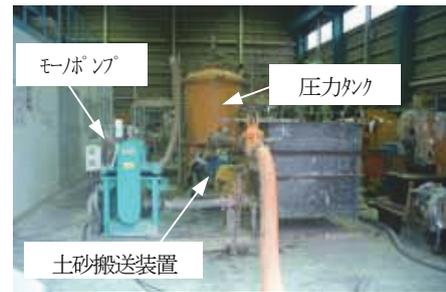


写真-3 搬送実験状況

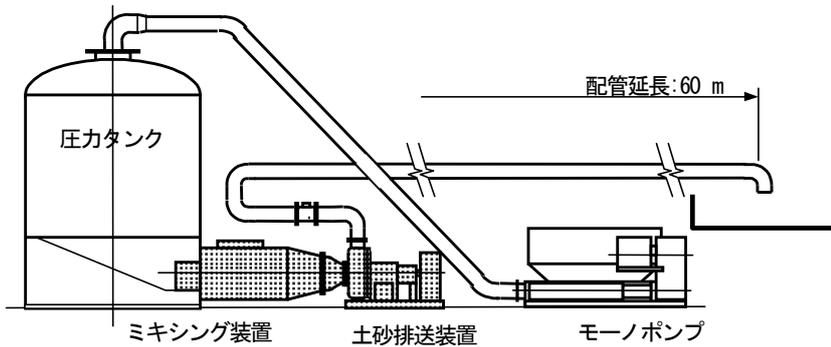


図-5 搬送実験装置

表-1 搬送実験に用いた掘削土の粒度分布

粘土分 (5 μm 未満) %	シルト分 (5~75 μm) %	砂分 (75 μm~2mm) %	礫分 (2~75mm) %	最大粒径 mm
49	42	9	0	0.425

表-2 搬送実験に用いた掘削土の物性

湿潤密度 ρ_t g/cm ³	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	自然含水比 %	間隙比 e	飽和度 S_r %
1.746	1.233	2.671	41.6	1.166	95.3

ールド機のチャンバーを模擬) に送り、そのタンク内の圧力(切羽土圧に相当)を土砂搬送装置のディスク板の回転数により制御しながら、再びモノポンプの土砂ホッパー内に循環させた。

実験は、掘進速度(流量)を一定として、1ケースの中で目標切羽土圧を0.10→0.05→0.15MPaと変化させて、土砂搬送装置の切羽土圧制御性を確認した。また、開発目標の搬送距離に相当する搬送抵抗をエアピンチバルブに圧力をかけることにより模擬的に表現した。

b. 搬送予備実験結果

搬送予備実験結果の一例として、掘進速度3cm/min、エアピンチ圧0.3MPaとした場合の圧力タンクの圧力と土砂搬送装置のディスク板の回転数を図-4に示す。

図より、目標圧力に対して、初期は比較的変動が大きいですが、即時に目標値に収束し、一旦収束してからの圧力変化は小さく安定している。

また、土砂搬送装置のディスク板の回転数は、目標圧力を0.05~0.15MPaまで変化させるのに、800~1100rpmの範囲で制御が行われている。

以上のように、新排土システムにより、切羽土圧を制御可能であることを確認した。



写真-4 排土状況
(圧送距離 40m 地点)



写真-5 排土状況
(圧送距離 60m 地点)

3.2 搬送実験

a. 搬送実験の概要

搬送実験状況を写真-3に、実験装置を図-5に示す。実験は、搬送予備実験と同様にモノポンプにより、掘進速度に相当する掘削土をタンクに送り、目標切羽土圧を維持するように土砂搬送装置の回転数で制御しながら 60m (4 吋管) 圧送した。掘進速度は 1 cm/min から 5 cm/min まで段階的に変化させて行った。

搬送土は、シールド工事現場の掘削土を用いた。表-1、2に、実験に用いた掘削土の粒度および物性を示す。

b. 搬送実験結果

写真-4、5に、配管延長 40m 地点および 60m 地点における排土状況を示す。圧送距離 60m においても圧送距離 40m と同様に良好な排土状況であった。また、搬送土のスランプは、最小が 13.5cm であった。

切羽土圧の制御性に関しては、目標切羽土圧 0.05MPa とした場合において、切羽土圧 (タンク内の圧力) は 0.03~0.05 MPa であった。

4. 現場適用

4.1 概要

新排土システムを下記のシールド工事現場に適用し、システムの最終的な検証を行った。

表-3 新排土システムの仕様

ミキシング装置	
形式	2軸強制攪拌ミキサー
回転数	0~60rpm
駆動トルク	No.1軸 1.9N・m×21MPa
	No.2軸 1.9N・m×9MPa
土砂搬送装置	
形式	ディスク回転型
電動機	37kW×4P×440V
回転制御	インバータ制御
搬送量	48m ³ /hr

[工事概要]

シールド外径：φ3,290mm

セグメント内径：φ2,600mm

土質：砂質土 (砂分率 60~70%)

初期掘進区間の約 45m に新排土システムを適用した。以降の本掘進では、従来のスクリュコンベヤに入れ替えている。

4.2 適用した新排土システム

新排土システムの設備配置を図-6に、同システムの仕様を表-3に示す。

4.3 適用結果

a. 施工性・作業性

写真-6に新排土システムの機内設備状況を、写真-7に初期掘進区間以降にスクリュコンベヤに入れ替えた後の機内設備状況を示す。

写真からもわかるように、新排土システムではセグメント搬入・組立等のシールド機テール部の作業空間が大幅に改善されている。

b. 土砂の搬送性

新排土システムにおける排土状況を写真-8に、搬送土の性状を写真-9に示す。表-4に搬送土の粒度および物性を示す。

適用した初期掘進区間における最大搬送距離は 45m 程度であったが、従来形式と比べ、加泥率等をほとんど変えることなく土砂の搬送が可能であった。

c. 切羽土圧制御

施工データの一例として、新排土システムの掘進 1 リング中の切羽土圧および掘進速度を図-7に、スクリュコンベヤを使用した場合を図-8に示す。切羽土圧制御については、土砂搬送装置の回転数を調整す

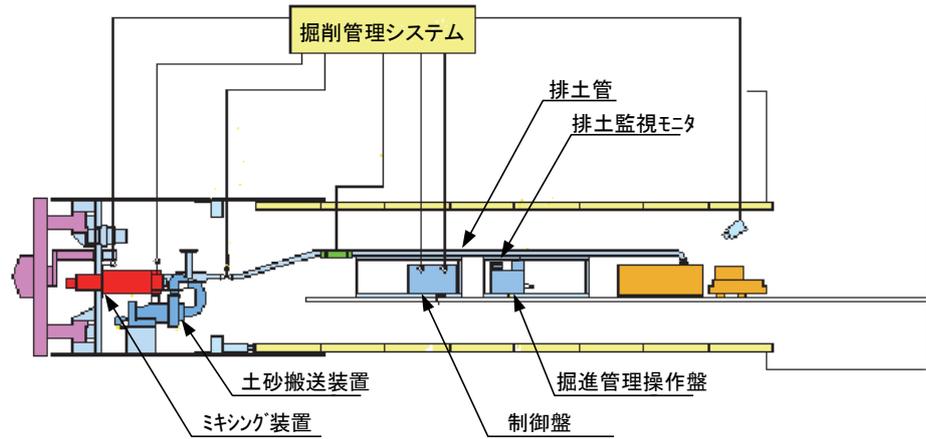


図-6 新排土システムの設備配置



写真-6 新排土システムの機内設備状況



写真-7 スクリュコンベヤの機内設備状況



写真-8 排土状況



写真-9 搬送土の性状
(スランプ: 11cm)

ることにより、スクリュコンベヤによる従来システムとほぼ同等であることが確認できた。

5. まとめ

今回開発した泥土圧シールド機用新排土システムは、

ミキシング装置と土砂搬送装置から構成された新たなシステムであり、スクリュコンベヤを使用しないことが大きな特長になっている。φ2.0 m 級のシールド機でも機内にコンパクトに収納できるため作業空間が広くなり、作業性が向上する。

ミキシング装置は、掘削土砂のスライス、粉碎、

表-4 搬送土の粒度および物性

リング No.	粘土分 (5 μ m未満) %	シルト分 (5~75 μ m) %	砂分 (75 μ m~2mm) %	礫分 (2~75mm) %	最大粒径 mm	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	自然含水比 %
8	14.0	29.1	56.4	0.5	4.75	2.681	32.2
15	9.9	24.5	53.4	12.2	9.5	2.696	31.4

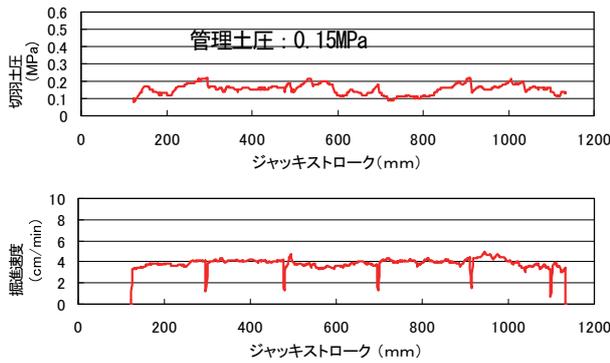


図-7 新排土システムの施工データ

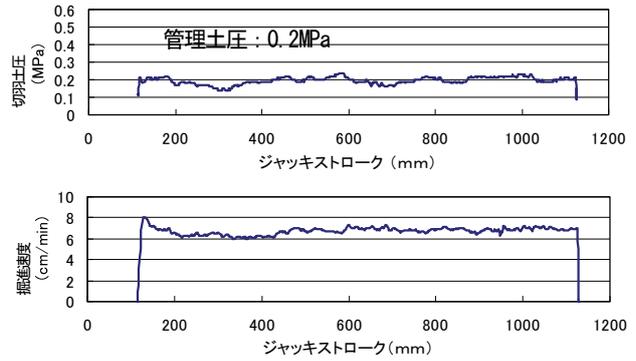


図-8 スクリュコンベヤの施工データ

ミキシングを行う役割があり、掘削土を均一に混練することで塑性流動化を促進させることができる。これにより土砂搬送装置による土砂のパイプ搬送性も向上する。また、土砂搬送装置の回転数制御により、安定した切羽土圧の管理ができる。

現場適用の結果、確かめられたことを以下にまとめて示す。

- ① シールド機内の施工性や作業性が大幅に改善された
- ② スクリュコンベヤを使用した従来機と同様に切羽土圧制御が可能であった
- ③ 加泥材濃度と加泥率は、従来機とほとんど変わらなかった

今後、新排土システムを装備した「Non-SC型泥土圧シールド機」の特長を活かせる工事への適用を図っていきたいと考えている。

最後に開発に際し多くの方々から貴重なご意見、ご指導を頂いた。関係各位に深甚の謝意を表す。

【参考文献】

- 1) 土木学会、「トンネル標準示方書シールド工法編・同解説(平成8年版)」、p. 20

油汚染土壌の洗浄浄化処理

今井亮介* 小西正郎* 亀田 茂*
 中木秀一** 寺川隆彦*** 森田芳樹****

1. まえがき

土壌汚染の起因物質には、重金属類、揮発性有機化合物(VOCs)、油類、残留性有機化合物(POPs)など様々なものがある。この中で重金属と VOCs については1991年に土壌環境基準が定められ、2003年2月にはこれら26物質を対象とした土壌汚染対策法が施行された。一方、石油依存社会であり潜在的汚染事例が非常に多いと推定される油汚染については、ベンゼンを除いては基準化されていないのが現状である。しかし、独、蘭ではすでに基準化されていることや、わが国でも健康影響に関する検討が進められている状況から、今後、油汚染対策技術の必要性が大きくなると推測される。

油汚染土壌の浄化対策には、熱分解、洗浄処理、バイオレメディエーション、土壌ガス吸引など様々な技術がある。どの技術にも油の種類、土質、地層構成、その他現場の条件によって、その適用性に限界があり、技術の選択にあたっては条件を吟味した上で適用を決定しなければならない。

この中で洗浄処理技術には比較的炭素数の大きい重質油系の油や高濃度の油への適用性が高いこと、バイオレメディエーション等他の技術との組み合わせによる高度処理が可能なこと等の特徴があり、分離した油分・土を再利用する可能性を広げることが出来る¹⁾。そのため同技術の研究が行われ、近年、オンサイトまたは場外での洗浄処理プラントが多く開発・建造されている^{2)、3)、4)}。

ここで浄化コストについて考慮すると、比較的小規模な汚染サイト(5000m³程度以下)に特殊な処理プラントを適用した場合、その設置費用等が全浄化費用に与える影響が大きくなる可能性がある。また場外プラントによる浄化については、サイトの場所により土砂の

運搬費がコストに影響を与える。

原位置でコストを抑えて浄化する方法として、アジテータ車輛や振動ふるい等、汎用性の高い機械を組み合わせた洗浄プラントを用いることが考えられる。このようなプラントの能力・適用性を把握するために、攪拌による洗浄効果を室内試験で評価し、実規模の実証試験を行い洗浄能力の確認を行った。

また、環境に影響を与えることの少ない天然の有機質を洗浄剤として用い、その効果を確認した。

本報告では、室内試験と実証試験の結果およびその適用性について述べる。

2. 実験供試土壌

2.1 汚染土壌の物性

実験には工場跡地などより採取した3種類の実汚染土を用いた。表-1に供試土壌の物性を、図-1に粒径加積曲線を示す。H土壌及びI土壌はシルト分の少ない砂質土であり、M土壌はシルト分の多い砂質土である。

表-1 供試土壌の物性

試料名	H土壌	M土壌	I土壌
自然含水比 %	8.9	31.4	19.6
石分(75mm以上) %	—	—	—
礫分(2~75mm) %	12.6	7.1	0.8
砂分(0.075~2mm) %	66.1	41.3	68.1
シルト・粘土分(0.075mm未満) %	21.3	51.6	31.1
分類名	礫まじり 細粒分質 砂	礫まじり 細粒分質 砂	細粒分質 砂
分類記号	SF-G	SF-G	SF

*技術研究所 **技術本部環境プロジェクト部 ***関西支社環境プロジェクト部 ****東京支社機械部

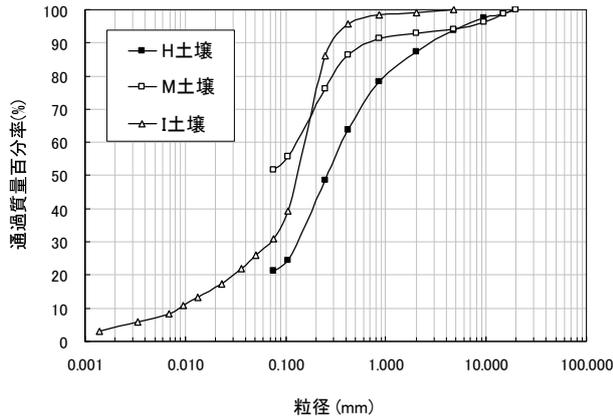


図-1 供試土壌粒径加積曲線

2.2 汚染油種および濃度

供試土壌の汚染油種は、ジエチルエーテル抽出物のガスクロマトグラフィによる定性分析より同定した。同定結果を以下に示す。また、各汚染土壌のクロマトグラムを図-2に、参考とした石油系油類のパターン分析結果を図-3に示す。

油分含有量は、赤外線吸収法（抽出溶媒：ポリクロロトリフルオロエチレン）により定量した。なお、I土壌は濃度の異なる2種類の土壌を実験供試土壌とした。それぞれの含有量を表-2に示す。

a. H土壌

保持時間5～13分（100～180℃）に若干のピークと15～35分（200～400℃）にピークが検出された。図-3との照査により、微量の灯油を含むが潤滑油が主成分と同定した。

b. M土壌

油分量が少ないため顕著ではないが、保持時間10～16分（150～210℃）にわずかに観察されるピークより、灯油または軽油を微量含むと同定した。

c. I土壌

保持時間2～17分（70～220℃）に若干のピークが検出され、保持時間15～35分（200～400℃）に大きなピークが検出された。潤滑油が主成分と同定した。

3. 試験方法

3.1 室内試験方法

a. 洗浄水量試験

中濃度I土壌を用いて、汚染土と洗浄水（水道水）の

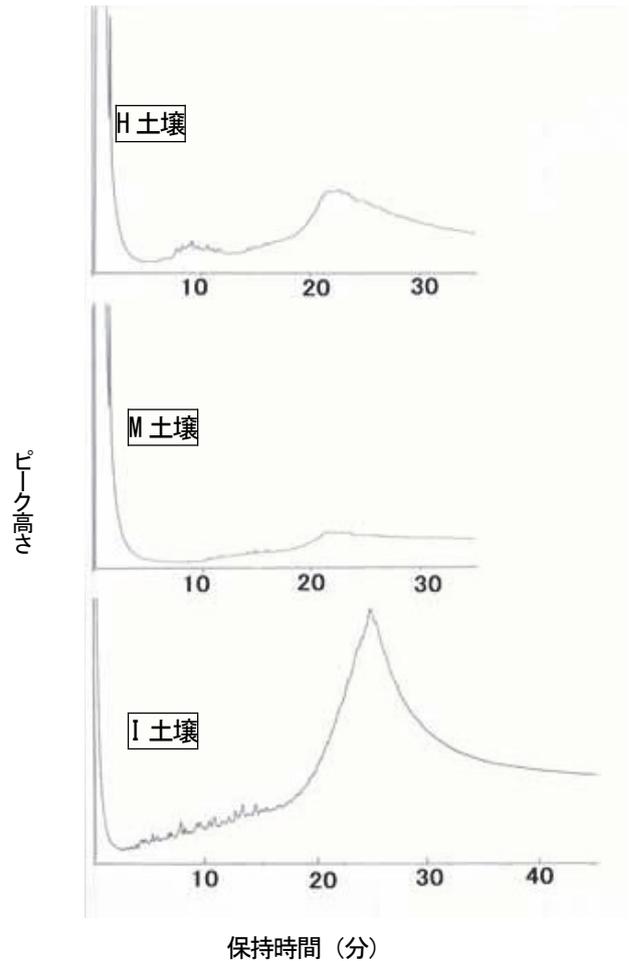


図-2 汚染土壌クロマトグラム

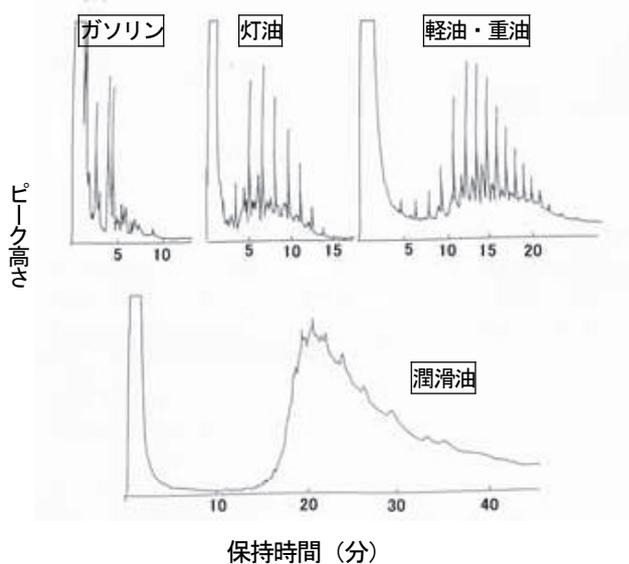


図-3 石油系油類パターン分析結果

表一 2 汚染土油分含有量測定結果

試料採取場所	汚染油種	油分含有量(mg/kg)
H 土壌	灯油+潤滑油	5100
M 土壌	灯油 or 軽油	710
中濃度 I 土壌	潤滑油	1500~3500
高濃度 I 土壌		14000

重量固液比（以下、固液比と記す）を 1 : 1、1 : 1.25、1 : 2 とした 3 ケースについて洗浄効果を確認した。汚染土と洗浄水を混合し、振とう装置を用い 200rpm にて 15 分間振とうし、洗浄後の土壌油分含有量を測定した。

b. 洗浄時間試験

高濃度 I 土壌を用いて、汚染土 100g と洗浄水（水道水）100g を混合し、1、5、15、30 分の振とう時間別による洗浄効果を確認した。

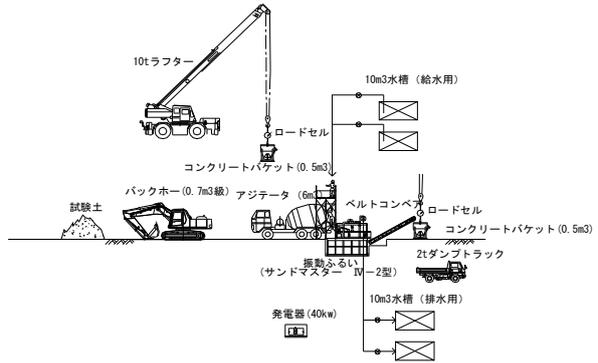
c. 洗浄剤を用いた洗浄試験

3 種類の汚染土壌（H 土壌、M 土壌、中濃度 I 土壌）を用い、水道水での洗浄試験を行うと共に、枯葉の抽出液を洗浄剤に用いて洗浄効果を確認した。枯葉の抽出液は分散作用や界面活性作用を持つフミン質を多く含む。フミン質とは植物が細菌やバクテリアによって分解された結果生じた褐色のフミン酸、フルボ酸等の腐植質である^{5) 6)}。汚染土 160g と水道水またはフミン質溶液 200ml を混合し、15 分間振とうした後の土壌油分含有量を測定した。

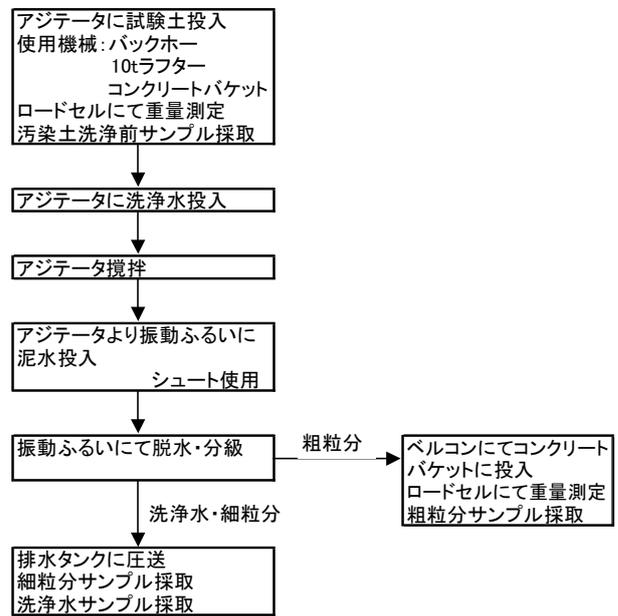
3.2 実証試験方法

室内試験の結果を考慮して、攪拌時間 15 分、固液比 1 : 1 を基本的な洗浄方法とし、I サイト中濃度汚染土を用いたアジテータ車輻による洗浄実証試験を行った。試験は現地で採取した汚染土 2m³ と洗浄水をアジテータに投入して攪拌を行った後に排出し、排出土壌は振動ふるい（処理能力：0.7m³/min、サイクロン併用）によって脱水を行う方法とした。図一 4 に試験設備概要、図一 5 に試験フロー、写真一 1 に試験状況を示す。

使用する洗浄水は水道水を用いたものと洗浄剤に枯葉抽出液（フミン質）とフミン酸試薬を用いたケースを設けた。その他、汚染土と洗浄水の固液比、攪拌時間をパラメータとして設定した。表一 3 に試験ケース一覧を示す。



図一 4 試験設備概要



図一 5 試験フロー



写真一 1 試験状況

表-3 実証試験ケース

ケース	攪拌時間(分)	固液比	洗浄剤
CASE-1	15	1:1	無
CASE-2	30	1:1	無
CASE-3	15	1:0.5	無
CASE-4	15	1:1	フミン酸試薬 1%
CASE-5	15	1:1	枯葉抽出液
CASE-6	15	1:0.5	枯葉抽出液

油分含有量は振動ふるいにより脱水された粗粒分と濁水中の細粒分について測定した。また、標準となるケース (CASE-1) では油分の成分別定量分析を二硫化炭素抽出物のガスクロマトグラフィによって行った。

浄化土壌の回収率は、洗浄処理前後の土壌重量の測定結果より算定した。

4. 試験結果及び考察

4.1 室内試験結果

a. 洗浄水量試験

洗浄水量による洗浄効果の試験結果を図-6に示す。洗浄水量による効果の違いは認められず、汚染土と洗浄水の固液比は1:1で十分な効果が得られると考えられる。また、さらに洗浄水を減量出来る可能性が示唆された。

b. 洗浄時間試験

洗浄時間と洗浄効果の関係に関する試験結果を図-7に示す。振とう時間を長くすると共に油分含有量は減少するが15分で収束する結果が得られた。このことより、有効な洗浄時間は15分程度であると考えられる。

c. 洗浄剤を用いた洗浄試験

3種類の実サイト汚染土を用い、水道水及びフミン質溶液による洗浄試験結果を図-8に示す。初期の油分含有量が多いほど洗浄効果が高いという結果が得られ、Hサイト及びIサイト汚染土について50~70%の油分除去が確認された。

フミン質を用いた洗浄はMサイト汚染土に対し効果が確認できた。汚染土壌の油種や環境履歴により洗浄剤の効果は異なると考えられる。

4.2 実証試験結果

a. 洗浄効果

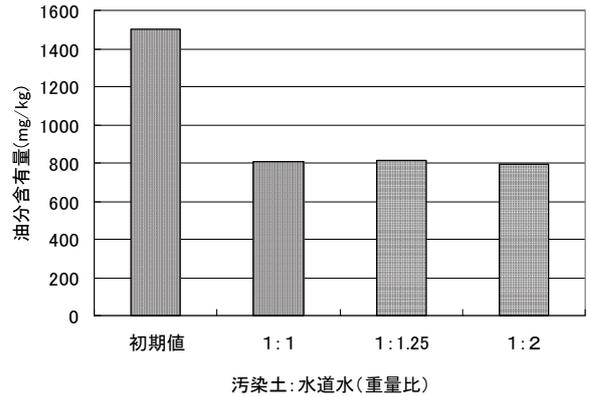


図-6 洗浄水量試験結果 (供試土壌：中濃度I土壌)

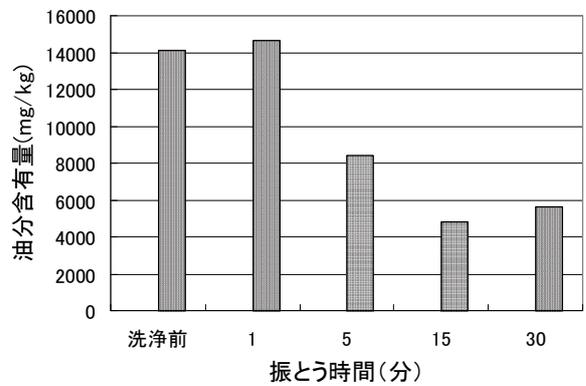


図-7 洗浄時間試験結果 (供試土壌：高濃度I土壌)

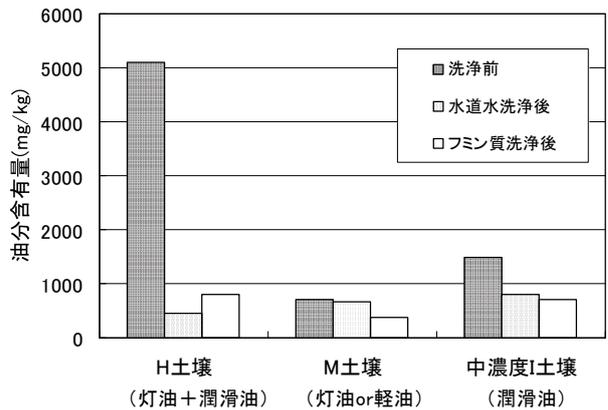


図-8 洗浄剤試験結果

図-9に赤外線吸収法による油分含有量測定結果を示す。また、その結果から求めた油分の除去率と粗粒分の回収率を表-4に示す。全ケースにおいて、粗粒分・細粒分共に70~80%の油分除去率が確認された。

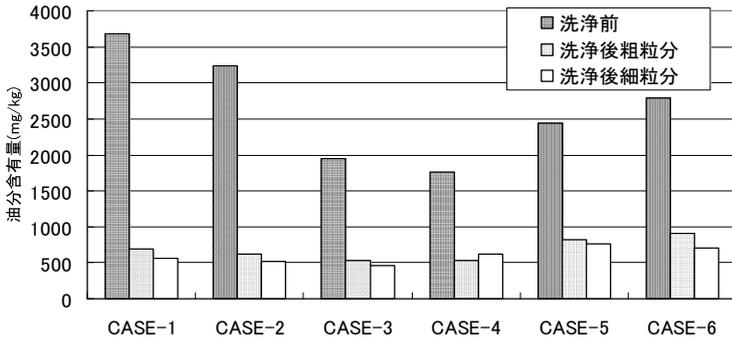


図-9 実証試験油分含有量測定結果

また、CASE-1 のガスクロマトグラフィによる成分別定量分析結果を図-10 に示す。C10-28 (軽油相当) と C28-44 (潤滑油相当) の各成分に対し同等の除去効果が得られている。この結果より、炭素数 44 以下の油種であれば浄化可能であると考えられる。

攪拌時間については 15 分を基本とし、30 分のケース (CASE-2) との比較を行ったが、洗浄効果に大きな違いは見られなかった。室内試験と同様の結果であり、洗浄時間は 15 分が妥当だと考えられる。

固液比については、基本となる汚染土と洗浄水の重量比が 1 : 1 のケースで若干高い除去率を示したが、洗浄水を半分に減らしたケース (CASE-3) でもほぼ同様の洗浄効果が得られた。攪拌中に土粒子間の摩擦による物理的な洗浄効果が得られ、このような結果になったと推定される。洗浄後発生する濁水の処理コストを考慮すると、少ない洗浄水での洗浄がより実用的であり、1 : 0.5 の固液比が妥当と考えられる。

洗浄剤については、室内試験の結果と同様に、フミン酸試薬及び枯葉抽出液を用いたケース (CASE-4, 5, 6) で有意な効果は認められなかった。

b. 浄化土壌の回収率

表-4 に示す再生利用の対象となる粗粒分の回収率の平均値が 65%であった。図-1 に示す I サイト汚染土の粒径加積曲線と比較すると、概ね 100 μm 以上の土粒子が回収されたといえる。

濁水中の細粒分はフィルタープレス等により脱水され、一般的には産業廃棄処分の対象となる。しかし、当試験では粗粒分と同等の洗浄結果が得られた。サイクロン通過等の脱水処理過程により付帯的な洗浄効果が得られたと推定できる。このことより、状況によっては細粒分の再利用が可能であると考えられる。

表-4 油分除去率及び粗粒分回収率

ケース	油分除去率(%)		粗粒分回収率(%)
	粗粒分	細粒分	
CASE-1	81	85	58
CASE-2	81	84	79
CASE-3	73	76	39
CASE-4	69	65	100
ASE-5	67	68	81
CASE-6	67	74	30

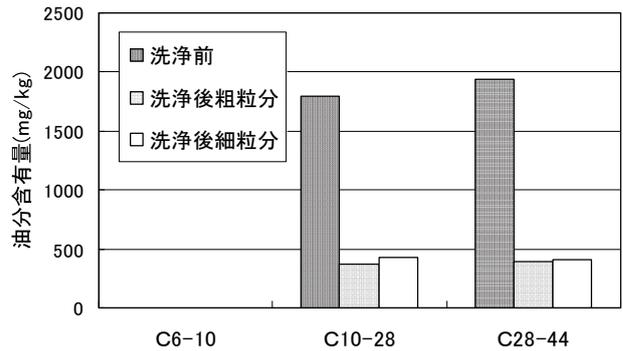


図-10 ガスクロマトグラフィ分析結果 (CASE-1)

c. 室内試験との比較

I サイト汚染土の洗浄について、室内試験と実証試験の結果を比較してみる。室内試験の油分除去率が 50%程度であることに対し、実証試験での除去率が 70%以上得られている。アジテータ回転による土粒子間の摩擦等で油分が剥離する挙動がより強く発生しており、ピーカー及び振とう器による攪拌に比べ、アジテータを用いた攪拌が同等以上の洗浄能力を有していると考えられる。

また、トリータビリティテストを行うことによって、実施工における浄化効果を概ね推定できると考えられる。

4.3 アジテータ洗浄における油汚染適用条件

実証試験結果より、潤滑油汚染土壌はアジテータ洗浄により浄化できることが分かった。一般に炭素数の少ない油ほど粘性や付着力が低く¹⁾、潤滑油より炭素数の少ない油種 (ガソリン、軽油、重油等) については浄化可能であると推定できる。ただし、揮発性の高いガソリン等の高濃度汚染土については爆発に対する検討が必要である¹⁾。

汚染濃度については現在基準化されていない (ベン

ゼンを除く) 状況であるが、諸外国の基準化の動向より鉱物油の基準を 1000~2000mg/kg 程度と仮定すると、水道水を用いた攪拌洗浄の適用範囲は概ね 8000mg/kg 以下であるといえる。それ以上高濃度の汚染土に対しては、2次洗浄を行う、バイオレメディエーションとの併用等の高度処理が必要と考えられる。

対象媒体は設備の特性上、礫質または砂質土が適用対象であると考えられる。表-5に既存の報告書¹⁾と本実験を基に想定した汚染土壌の適用条件を示す。

表-5 汚染土壌適用条件

適用条件		適用度	
対象物質	石油系	ガソリン	△※
		軽油	○
		重油	○
		潤滑油	○
		スラッジ・タール	×
対象濃度		8000mg/kg 以下	
対象媒体	礫	○	
	砂	○	
	シルト・粘土	×	

凡例 ○：可 △：一部可 ×：不可
 ※高濃度の場合、爆発性に対する検討が必要

5. まとめ

油汚染土壌の洗浄処理についてアジテータ他汎用機器を用いた簡易プラントを想定し、その性能を試験により評価した。その結果を以下にまとめる

- i. 水道水を用いたアジテータ洗浄により、70~80%の油分除去が行える
- ii. 同方法において、浄化が可能となる汚染土の油分含有量は8000mg/kg 程度以下である
- iii. シルト分が多く灯油系で汚染した土壌では、添加剤（フミン質）の使用が有効になる場合がある
- iv. 有効な攪拌洗浄時間は15分程度である
- v. 洗浄水量については、汚染土と洗浄水の固液重量比1：0.5程度で十分な洗浄効果が得られる
- vi. アジテータ及び振動ふるいを用いた浄化設備は、砂質系の汚染土壌を対象とし、100μm以上の土粒子が再生利用土として回収でき、また、100μm

以下の細粒分も浄化可能であり、状況に応じて再利用が検討できる

- vii. 汚染油種及び汚染後の期間等の履歴により、洗浄効果は異なるが、トリータビリティテストを行うことにより、実施工における浄化効果を推定できる

以上の試験結果より汎用機器を用いた簡易プラントによる油汚染土の洗浄処理は実用可能であると考ええる。

しかし、その適用範囲には限界があることと、実サイトにおける汚染土壌は油種汚染後の期間等の条件より洗浄効果が異なることがわかった。今後、そのメカニズムを調査して適用範囲の拡大につなげたいと考える。

現場実証試験により貴重な知見を多く得ることができた。これも試験に際して関係各位の多大な協力を賜ったおかげである。紙面を借りてここに深謝の意を表す。

【参考文献】

- 1). (社) 土壌環境センター、「油による土壌・地下水汚染の調査・対策技術」、pp. 1-130、2000
- 2). 渡辺輝文他、「種々の油汚染土壌における摩砕処理の洗浄性能について」、廃棄物学会、第13回研究発表会講演論文集、pp. 1122~1123、2002 など
- 3). 佐藤亜紀子他、「気泡連行法による油汚染土壌浄化技術の研究」、土木学会、第54回年次学術講演会、pp. 534~535、2001 など
- 4). 笹本譲他、「汚染土壌の洗浄・熱脱着による浄化システムの開発」、鴻池組技術研究報告、pp. 17~23、2002
- 5). 化学大事典編集委員会、「化学大事典」、共立出版株式会社、第7巻、pp. 802、1964
- 6). 清水芳久、「土壌・地下水の汚染機構とその修復技術」、(社) 環境科学会、第11回環境科学会セミナー講演要旨集、pp. 58~69、2000

微生物分解による油汚染土壌の浄化

木村啓一郎* 埜本雅春* 今西雅義*
 小西正郎** 白石祐彰** 武笠伯太郎***

1. まえがき

近年、各方面で土壌の油汚染が顕在化している。油汚染は植物の成長の妨げや油臭の発生、あるいは多環芳香族炭化水素類による発ガン性など、汚染によって様々な障害を引き起こす可能性があるが、油汚染に対する法的規制はごく一部の規程に留まっている。

油汚染土壌の処理に際して、ある機関の集計によると、実際の処理工事で採用した方法のうち、除去や封じ込めといった方法が約 73%を占め、洗浄や熱処理、微生物分解処理といった“浄化方法”は僅か 27%程度であったというのが日本の現状である¹⁾。また各機関から微生物分解の実験結果が報告されているが、実汚染サイトでの実証試験結果の報告例は少ない。

このような背景から著者らはC重油模擬汚染土、潤滑油系油及び灯油系油で汚染された実土壌を用いた微生物分解による浄化について、トリータビリティー試験、小規模実証試験、原位置実規模浄化試験と順を追って行った。

上記の試験より得られた油の濃度・種類の相違、また浄化期間の相違等による浄化効果をまとめたのでここに報告する。

2. 試験土壌について

試験等に用いた土壌の物性を表-1に示す。

表-1 試験土壌の物性値

項目	試験名 土壌種類	トリータビリティー 小規模実証			
		模擬土壌試験 C重油 模擬汚染土	低濃度潤滑 油系汚染土	高濃度潤滑 油系汚染土	浄化事業B 灯油系 汚染土
土粒子密度 ρ_s g/cm ³		2.50	2.68	2.67	-
自然含水比 w_n %		11.1	22.2	19.6	31.4
石分(75mm以上) %		0	0	0	0
礫分(2~75mm) %		85	21.9	34.9	7.1
砂分(0.075~2mm) %		15	42.3	43.6	40.3
シルト分(0.005~0.075mm) %		-	21.1	14.1	51.6
粘土分(0.005mm未満) %		-	14.7	7.4	-
分類名		砂まじり礫 (川砂)	細粒分質礫 質砂	細粒分質礫 質砂	礫まじり細粒 分質砂
分類記号		G-S	SFG	SFG	SF-G

次にそれぞれの土壌の油分含有量初期値を表-2に示す。表に示すように汚染土壌の油種はC重油、潤滑油及び灯油の3種類である。C重油模擬汚染土は川砂とC重油を用い7%程度の油汚染となるように作製した²⁾。

表-2 試験土壌の油分測定値(初期値)

項目	土壌種類	C重油 模擬汚染土	低濃度潤滑 油系汚染土	高濃度潤滑 油系汚染土	灯油系 汚染土
油分濃度(S316) mg/kg		41000	7800	43800	870
油分濃度(n-Hex) mg/kg		1900	3900	21700	213
TPH (C ₉ -C ₁₀) mg/kg		1730	38	1320	20
" (C ₁₀ -C ₂₈) mg/kg		19600	1150	27600	1150
" (C ₂₈ -C ₄₄) mg/kg		7080	924	28200	53
イアトロスキャン(飽和分) %		9.6	73.3	83.1	-
" (芳香族分) %		60.9	16.3	15.6	-
" (ジソ分) %		17.4	8.8	1.6	-
" (7&7アルケン分) %		12.1	1.6	0	-

※C₉-C₁₀:ガソリン相当分、C₁₀-C₂₈:軽質油相当分、C₂₈-C₄₄:重質油・潤滑油相当分

ここに油分は S316 (ポリクロロトリフルオロエチレン) で抽出して赤外線吸光法で測定したもの、ノルマルヘキサンによるソックスレー抽出物を公定法で測定したもの (n-Hex)、二硫化炭素抽出物のガスクロマト分析結果から測定した値 (TPH)、及び4種類の展開液による薄層クロマトグラフィー分析結果 (イアトロスキャン) で得られた値を示す。また、油種の判定は、ノルマルヘキサン抽出物をガスクロマトグラフィーで定性分析した結果に基づいた。

3. 試験方法

3.1 トリータビリティー試験の方法

トリータビリティー試験は、低濃度潤滑油系汚染土とC重油模擬汚染土の2種類の土壌と平底の容器を用いて実施した。低濃度潤滑油系汚染土壌の試験は4.75 mmふるいにかけて通過した土壌約 10 kg を用い、微生物活性剤を 0.8 wt%及び 0.4 wt%添加し、2~3日に1回程度の頻度で攪拌し、3週間後に浄化状況を測定した。

*東京支社環境プロジェクト部 **技術研究所 ***東京支社土木部

C重油模擬汚染土は微生物活性剤を 0.8wt%添加したケース、0.8wt%+N (250 mg/kg) +P (50mg/kg) を添加したケース、及び攪拌のみとするケースを実施した。この攪拌頻度は当初2ヶ月間では2週間に1回程度とし、その後は放置した。

3.2 小規模実証試験の方法

小規模実証試験は、屋外において低濃度潤滑油系土壌 (約 1m³) を用いて実施した。試験ケースは微生物活性剤を 0.8wt%添加したケース、及び攪拌のみとするケースを実施した。この攪拌頻度は2週間に1回を原則としてミニバックホウで攪拌を行った (写真-1 参照)。



写真-1 小規模実証実験の攪拌状況

試験は6月中旬から9月末の約3ヶ月間とし、赤外線吸光法による油分含有量測定の外に生菌数を評価するためにATPを測定した。

ATPとはアデノシン三リン酸のことで細菌が必ず持つエネルギー貯蔵物質のことである。菌が死滅すれば細胞内の分解酵素によりATPは急速に分解されるためATP濃度を測定すれば生菌数だけを算出することが可能とされている³⁾。

3.3 実規模浄化試験の方法

実規模浄化試験における汚染土壌は約 6,000 m³ であり、汚染物質は潤滑油系油である。そこで高さ1mのパイル (野積みした状態)⁴⁾ を形成し微生物分解による土壌の浄化を7月から約4ヶ月間に亘って行った。

このうち、浄化試験は低濃度潤滑油系土壌 (200 m³ 規模) と高濃度潤滑油系土壌 (100m³ 規模) の2ブロックで行い、それぞれ微生物活性剤を 0.8wt%添加し、3日に1回の頻度で重機攪拌する方法で実施した。

また、別のサイトでは灯油系油で汚染した土壌 (約 100 m³) を対象とし、1月末～3月末の約2ヶ月間、同様の方法 (微生物活性剤 0.8wt%を添加して重機攪拌) で実証試験を行った。

3.4 高濃度汚染土壌を用いた活性剤増量試験の方法

実規模浄化試験のうち高濃度潤滑油系土壌 (100 m³ 規模) においては図-1に示すように更に約 20 m³ ずつ5ケースに分割し、微生物活性剤等を追添加して油分含有量及びATPを測定した。

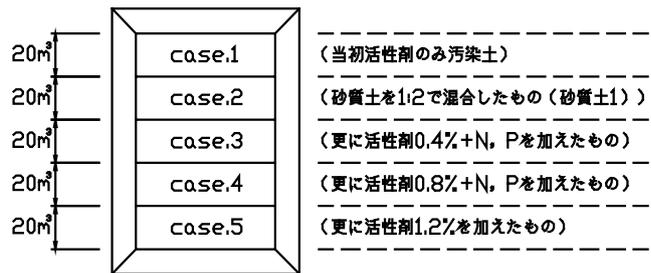


図-1 試験ブロックとケース

case.1 については深度方向の浄化効果確認を行うため、図-2に示すように30 cm毎に合計4点の油分濃度の確認を行った。

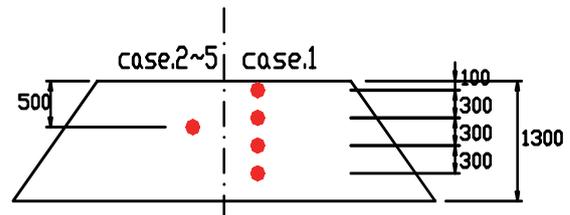


図-2 サンプル位置標準断面

また、同時に油臭を測定することによって油分含有量との相関関係を調べた。油臭の測定機械としては高感度酸化錫 (SnO₂) 系熱線型焼結半導体を利用したポータブル臭いセンサーを使用し、油臭は相対値ながら0~2,000の値として出力される。

4. 試験結果と考察

4.1 トリータビリティ試験の結果

a. 低濃度潤滑油系油汚染土壌における試験結果

トリータビリティ試験の3週間後の油分濃度測定結果を図-3に示す。

どちらのケースにおいても初期濃度 1,100 mg/kg の

低濃度潤滑油系油汚染土壌が3週間後には200 mg/kg以下に低減している。微生物活性剤添加率0.4wt%という少量においても浄化効果がある結果が得られたが、これは土壌量が少なく攪拌効果が十分に発揮されたことに起因していると考えられる。

次に油成分別の変化量を図-4に示す。

図より、ガソリン相当成分はもとより軽油相当成分、潤滑油相当成分も大きく低減していることがわかる。この試験結果も微生物活性剤添加による浄化方法が潤滑油系油にも適用できることを示している。

以上の結果から、低濃度潤滑油系油で汚染された土壌サイトの浄化をする際は、微生物活性剤の添加とパイルを作成しての重機攪拌による分解処理の適用が可能であると判断できる。また、十分な攪拌が実現できる場合には、微生物活性剤の添加量は0.4wt%でも支障はないと考えられる。しかし、実サイトへの適用時は、攪拌混合性の低下を考慮して0.8wt%程度を選択することが望ましいと考えられる。

b. C重油模擬汚染土壌の試験結果

C重油模擬汚染土壌によるトリータビリティー試験結果を図-5に示す。

どのケースにおいても緩やかな油分含有量の低下が見受けられ、また活性剤等の添加効果も確認できる。

しかし浄化率について、どの結果も1年間で25%~55%程度であり、低濃度潤滑油系油汚染土壌におけるトリータビリティー試験と比較して満足のいく結果とは言い難い。

これは、実際の汚染土壌が自然環境下に長期間存在しているのに対して、自然条件を受けにくい環境にあった事と攪拌曝気作業が最初の2ヶ月間だけであり微生物が好む好気性の状態を持続的に形成できなかったことが一因であると推測される。

4.2 小規模実証試験の結果

小規模実証試験における油分含有量の試験結果を図-6に示す。

図より、どちらのケースも開始6週間までに急激な油分含有量の減少が見受けられる。

微生物活性剤の添加無しではほぼ満足できる程度の浄化まで6週間かかり、14週経過時点で初期値7,800mg/kgが685mg/kgまで油分含有量が減少している。

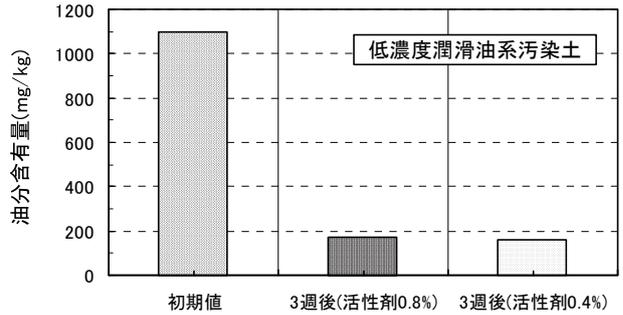


図-3 トリータビリティー試験における油分含有量の変化

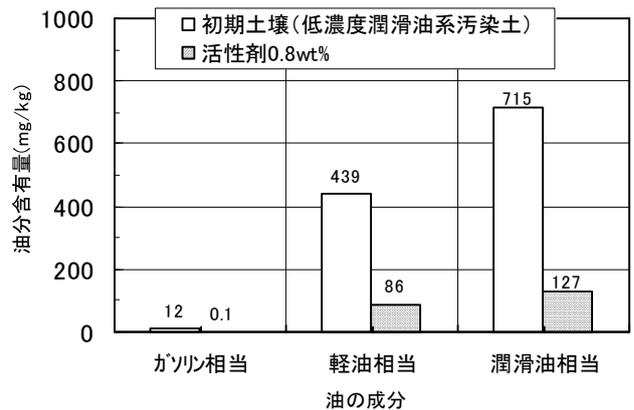


図-4 トリータビリティー試験における油成分の変化

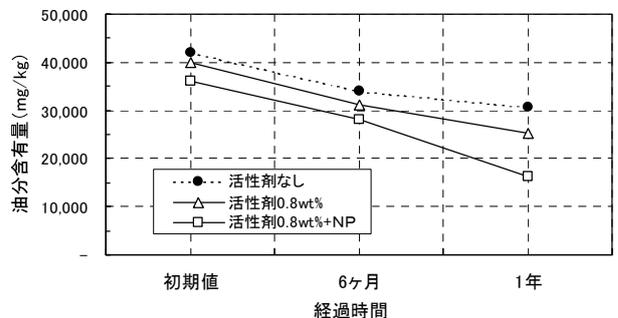


図-5 C重油模擬汚染土壌試験における油分含有量の推移

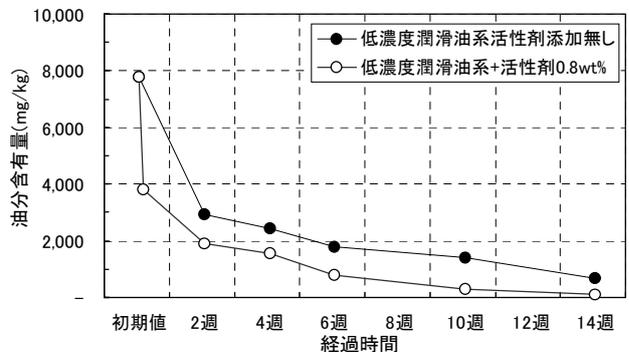


図-6 小規模実証試験における油分含有量の推移

一方、微生物活性剤を添加したケースでは急速に 3,800mg/kg まで低下し、2週間でほぼ満足できる程度まで浄化が進んでいる。また、14週目の計測では 123mg/kg まで油分含有量が減少した。

次にATPの測定結果を図-7に示す。

微生物活性剤を添加したケースではバラツキが大きいものの、分解促進が得られた4週までは添加無しのケースよりも大きな値を示し、分解時に微生物活動が活発化したことを反映した結果と推測される。

以上の結果から、低濃度潤滑油系油汚染土壌において微生物活性剤の添加と攪拌曝気作業は油成分分解の進行を促し、浄化速度を促進させる効果があると言える。

4.3 実規模浄化試験の結果

a. 潤滑油系汚染土壌サイトの試験結果

原位置で実施した実規模の潤滑油系汚染土壌浄化試験結果を図-8に示す。

図より、初期値が20,000mg/kgを下回るような低濃度潤滑油系油汚染土壌に対しては6~8週間で満足できる程度まで浄化が進んでおり、その後も僅かにはあるが浄化が進行している。

しかし、初期値が30,000mg/kgを超えるような高濃度潤滑油系油汚染土では6~8週間で20,000mg/kg程度まで浄化するものの、その後の変化はあまり無く、この浄化条件下での浄化は難しいと考えられる。

このような、高濃度潤滑油系汚染土壌に対して活性剤を増量した試験結果を図-9~11に示す。

まず、case. 1における深度別の油含有量の変化を図-9に示す。ここで、GL-90cm及びGL-120cmのデータが3週で途切れているのは、4週目に浄化ヤードを拡張して汚染土壌を薄く広げたことにより汚染土壌の厚みが70cm程度となったためである。

図より、各深度とも同様の油含有量の低下傾向が見受けられ、深度による油含有量の違いは無いと考えられる。この結果、パイル作成による攪拌曝気作業が円滑に行われ、深度方向における浄化は均一に効果をあげていることがわかった。

次に case. 1~5の油含有量の経時変化を図-10に示す。

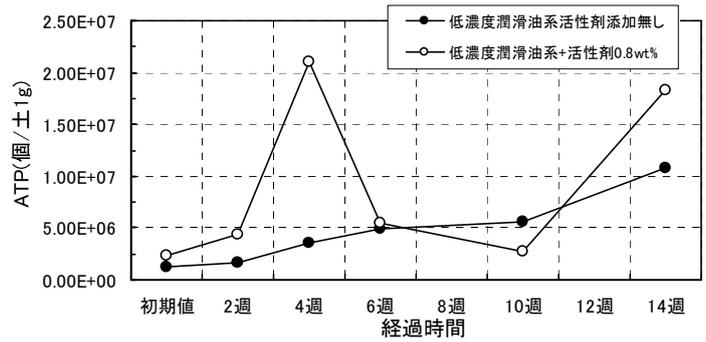


図-7 小規模実証試験におけるATPの推移

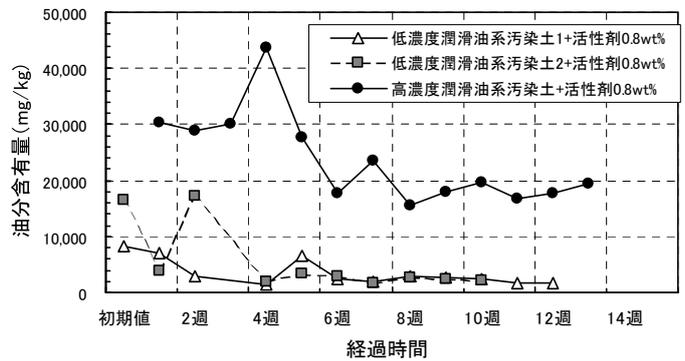


図-8 実規模浄化試験における潤滑油系油含有量の推移

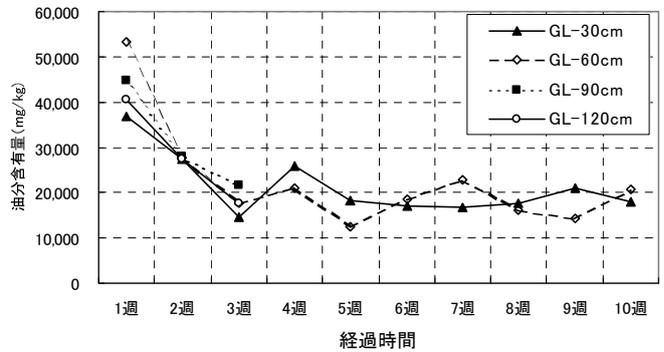


図-9 高濃度潤滑油系汚染土壌における深度別油含有量の推移

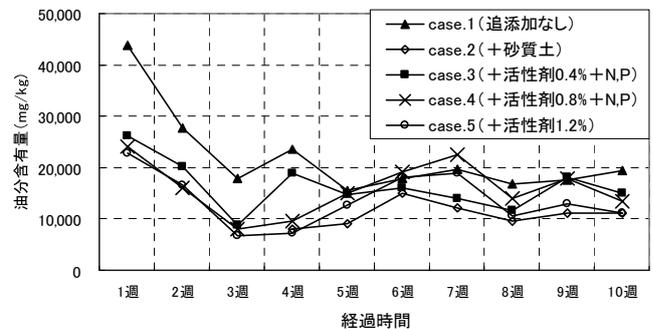


図-10 高濃度潤滑油系汚染土壌における油含有量の推移

図より、僅かではあるが case. 2 (砂質土を混合したもの) 及び case. 5 (活性剤 1.2%追添加したもの) の油分減少量が大きく、浄化に有効であることが読み取れるがその傾向は顕著ではない。どのケースにおいても初期値 43,800mg/kg が3~5週間で10,000~20,000mg/kg に減少しただけでその後は低下傾向が現れているとは言い難い。同様にATP測定値の経時変化を図-11に示す。バラツキはあるものの全体の傾向としては、追添加後一度減少しその後増加するという現象を示しているが、8週間前後からまた減少しはじめるという複雑な挙動が確認された。追添加なしの場合と比較し菌体数の増加が大きかったのは、case. 2 (砂質土を混合したもの) 及び case. 5 (活性剤 1.2%追添加したもの) であった。case. 2 については、砂質土の混合による好気性状態の持続が要因であり、また、case. 5 についてはやはり微生物活性剤の増量が要因であると考えられる。

この2つの試験結果から、case. 2 及び case. 5 の条件が浄化に対して有効であることがわかったがその有効性は他のケースと比較してさほど大きなものではなく、微生物活性剤の追添加が有効であると結論付けるまでには至らなかった。

以上のことから、高濃度潤滑油汚染土に対して微生物活性剤を増量すれば一定の浄化までは至るが、10週程度で十分な浄化を達成するのは困難であり、更に長期的な処理等が必要になると考えられる。

b. 灯油系汚染土壌の試験結果

灯油系油汚染土壌約 100 m³ を対象とした浄化処理結果を図-12に示す。

図より、僅か1週間で初期濃度 600mg/kg の灯油系汚染土壌が86mg/kg まで浄化されており、灯油系油に対しても活性剤添加と攪拌による浄化手法が有効であると言える。

また、活性剤添加後灯油系の油臭が急激に軽減されたことから、油臭の低減という観点からも微生物活性剤は有効であると考えられる。

4.4 高濃度汚染土壌を用いた活性剤増量試験の結果

臭気センサーによる臭気測定値を図-13に示す。

油臭については case. 5(活性剤 1.2%追添加したもの) の減少量が一番大きく、次いで case. 4 (活性剤 0.8%+N、Pを追添加したもの)、case. 3 (活性剤 0.4%+N、Pを追添加したもの) の順となった。

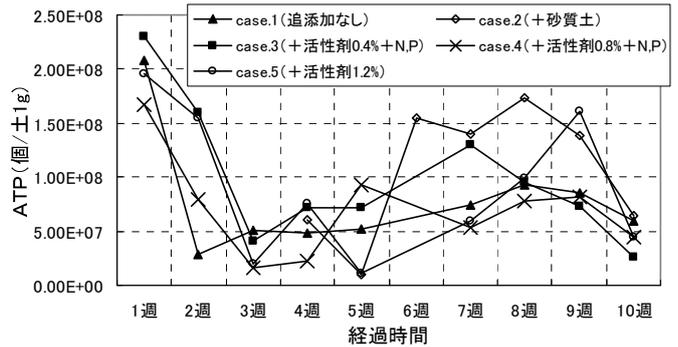


図-11 高濃度潤滑油系汚染土壌におけるATPの推移

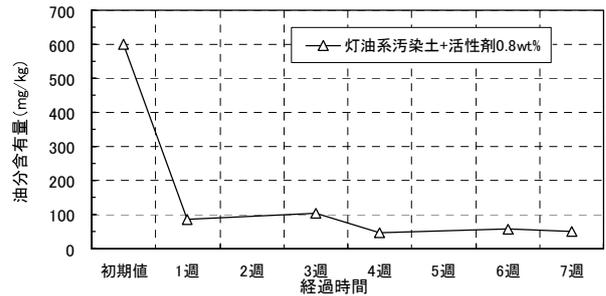


図-12 実規模浄化試験における灯油系油分含有量の推移

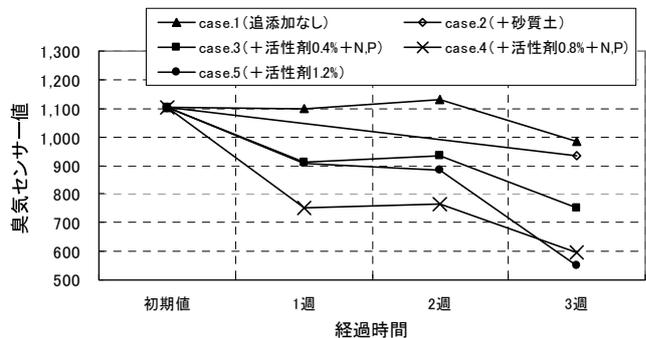


図-13 高濃度潤滑油系汚染土壌における油臭測定値の推移

この結果より微生物活性剤の添加による油臭の減少は添加量に比例すること、更に栄養塩の添加も油臭の減少に効果的であることが推測できる。

次に油臭と油分含有量の相関関係を図-14に示す。対象サイトの汚染土壌においては油臭のほかにもヘドロ臭が含まれていたため、油臭以外の臭気も採取してしまい若干バラツキが出たが、ある程度の相関関係があることは確認できた。

今後の課題として油成分と油臭の関係評価やデータ蓄積を行う必要はあるが、油汚染土壌の評価方法として有効な手段となると考えられる。

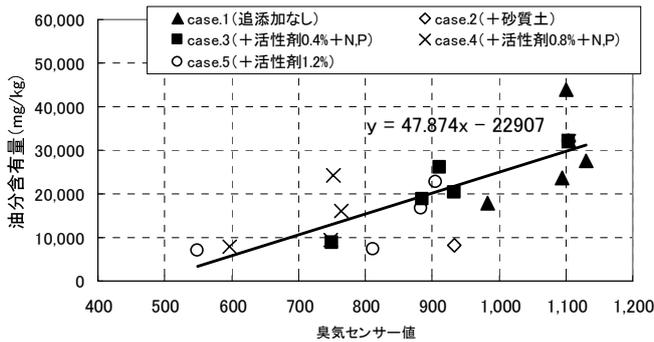


図-14 高濃度潤滑油系汚染土壌における油分-油臭相関関係

5. まとめ

本試験では、C重油、潤滑油系油及び灯油系油の3種類の油で汚染された土壌を使用して微生物分解処理試験を行い、油種や濃度の相違による適用性を把握した。その結果をまとめれば以下のようなものである。

a. トリータビリティ試験の結果

低濃度潤滑油系油汚染土壌を使用し、微生物活性剤添加量0.4wt%及び0.8wt%にて試験を行った結果、どちらのケースにおいても油分濃度が3週間で1,100mg/kgから200mg/kg以下に低減した。

一方、C重油模擬汚染土壌においては微生物活性剤添加無しのケースと比較して微生物活性剤の有効性は確認できたものの、その浄化率は1年間で約55%と決して満足のいく結果は得られなかった。これは、模擬汚染土壌であることや攪拌曝気作業条件の違いによると考えられるが、その差異の発生原因については今後の課題である。

b. 小規模試験の結果

低濃度潤滑油系油汚染土壌を使用しての1m³規模の試験では、トリータビリティ試験結果と現場での攪拌性を考慮して微生物活性剤の添加率を0.8wt%に設定した。その結果、微生物活性剤添加無しの土壌では油分初期濃度7,800mg/kgであったものが14週間で685mg/kgまでしか低減しなかったのに対し、微生物活性剤を添加した土壌は123mg/kgまで低減した。この結果は微生物活性剤添加により油分解速度の促進が得られたと判断できる。

c. 実規模浄化試験の結果

潤滑油系実規模汚染サイトでは、トリータビリティ試験や小規模試験結果を考慮して微生物活性剤を0.8wt%添加した。その結果、油分濃度初期値8,500

～16,500mg/kgの低濃度汚染土壌では7週間で1,800～1,900mg/kgまで浄化が進んだ。しかし、初期濃度30,400mg/kgの汚染土壌は13週間で19,500mg/kgまでしか低減できないという結果が得られた。また活性剤を追添加する試験も行ったがその有効性を確認するまでには至らなかった。従って、油分含有量3%を超えるような高濃度汚染土壌に対して、微生物分解処理には限界があり、加熱処理や簡易洗浄処理等と組み合わせる工事計画が必要であると考えられる。

灯油系油で汚染されたサイトでは微生物活性剤0.8wt%を添加することで、僅か1週間で初期濃度600mg/kgが86mg/kgまで浄化された。また、微生物活性剤を添加することにより油臭が低減される事も確認された。

以上のことから油分濃度や油種を考慮すれば、微生物活性剤を用いた分解処理浄化は有効であると言える。

d. 高濃度汚染土壌を用いた活性剤増量試験の結果

今回の試験では油臭をポータブルタイプの測定器で観測したが、高濃度汚染土壌に対して高い油臭測定値を示す等、油分含有量と油臭相関関係にあることを確認した。今後は他種の油においても油臭を測定すること等のデータを蓄積すれば油汚染土壌の有効な評価手段となり得るものと考えられる。

【参考文献】

- 1) 土壤環境センター、「WG調査結果」
http://www.gepc.or.jp/doc_pub/book2-11-08
- 2) 小西正郎ほか、「微生物分解と洗浄による油汚染土壌の浄化」、土壤環境センターニュース、2003
- 3) 土壤標準分析・測定法委員会、「土壤標準分析・測定法」、博友社、p302、1986
- 4) 小暮敬二、「地盤環境の汚染と浄化修復システム」、技報堂出版、p160、2000

焼却場解体処理技術に関する基礎実験

－粉塵抑制技術と除染水処理技術－

亀田 茂* 小西正郎*
秋吉敏二** 西田新一***

1. はじめに

焼却施設の解体工事では、各種汚染物が発生することから発生した汚染物による除染従事者への暴露低減や環境中への漏出防止の観点から管理区域を定めた湿式による除染方法が除染の基本的工法となっている。発生汚染物で暴露や漏出の可能性が高いものとして除染時の発生粉塵と汚染排水が挙げられる。

以上のことから焼却施設の解体処理技術として発生粉塵の抑制技術とダイオキシンを含む排水の効率的な処理技術が重要になってくる。本稿では、薬剤を添加した微粒子ミストによる粉塵抑制技術および光触媒と膜分離によるダイオキシン含有排水処理について種々の基礎実験を実施したので報告する。また、実現場での水処理技術の適用結果についても報告する。

2. 微粒子ミストによる粉塵抑制技術

焼却施設の解体に際しては厚生労働省による解体マニュアルが作成されており、その中で管理区域が規定されている¹⁾。除染従事者への暴露低減や環境中への漏出防止、また作業効率という観点からも作業空間内の粉塵濃度を低減させることが非常に重要になってくる。また、施設の運転・点検時の作業改善においても粉塵濃度の低減化は重要な課題である。

建屋内には大量の焼却に伴って生じた飛灰が蓄積しており、これらの飛灰にはダイオキシン類が含まれていると考えられる。この集積飛灰や付着した汚染物の除去を行う際、真空掃除機や研磨機を用いられる場合が多く、これらは粉塵発生源となる。

著者らはすでに水道水を微粒子水滴にして利用する浮遊粉塵抑制手法を開発している²⁾。しかしながら噴霧時間が多くなると視界が低下することや沈降した粉

塵が乾燥とともに再浮遊する問題があった。そこで視界低下を引き起こす粒径の大きさや噴霧時間との関係を把握するとともに、微粒子水滴に薬剤を添加することで粉塵の再浮遊を防止する効果について実証実験を実施し検証を行った。

2.1 薬剤噴霧による粉塵沈降速度改善

粉塵の沈降速度が遅い原因は、粉塵粒子表面が撥水性であるため噴霧した水と粉塵粒子が付着しにくく、粒子が大きくなりにくいと考えられる。そこで界面活性性能を有する薬剤をミストに添加する手法が有効と思われるため、実証実験にてその効果を確認した。

a. 実験方法

粉塵は、ミスト発生ノズルを 1.5m ピッチで3つ取り付けた密閉空間 (3.5m×7.8m×2.5m=68.25 空³) 内で発生させ、負圧除塵装置を動作させながら空間内粉塵測定を行った。粉塵量はろ紙捕集により測定した。

表-1に粉塵沈降速度改善に使用する薬剤成分を記す。

表-1 薬剤基本組成

薬剤種類	沈降速度改善用薬剤 (白色)	
成分 (%)	石油系エマルジョン	10
	グリセリン	3
	界面活性剤	1
	水	86
	防腐剤	微
粘度 (mPa·s)	3.17 (水 : 2.70)	
乾燥残留物 (%)	8.4	

b. 実験結果

図-1にミストを噴霧しなかった場合の捕集粉塵量と水ミストおよび薬剤ミストを噴霧した場合の空気中の捕集粉塵量を示す。

ミストを噴霧することで空気中の捕集粉塵量が大きく低減している。

*技術研究所 **東京支社土木部 ***東京支社機械部

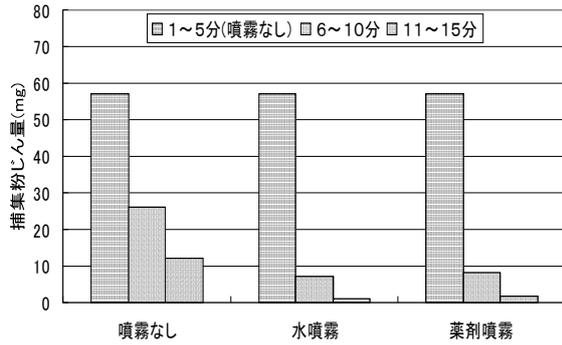


図-1 捕集粉塵量

ミスト噴霧をしない場合は、浮遊粉塵量が5分間で約半分程度であるが、ミスト噴霧を1回（1分間）すれば浮遊粉塵量は5分間で1/5~1/7程度になっている。これは、噴霧によって浮遊粉塵の沈降速度が急速に高まり、空気中の粉塵量が低下したためと考えられる。ただ、薬剤を添加する効果については明瞭に観察できなかった。薬剤を添加した場合には、表面張力が低減し発生する微粒子水滴径が水道水噴霧に比べ小さくなり過ぎたことが影響したと思われる。

2.2 噴霧による有視界距離の低下

微粒子水滴の噴霧時間が長くなると有視界距離（視界が良好な距離）が低下することが懸念されるため噴霧時間と視界の関係を調べた。

a. 有視界距離の測定方法

有視界距離の測定方法は一辺300mmの白紙に太さ5mmの二重線の十字を描き、目視にてその十字線がはっきり見える距離とその時の噴霧時間を計測した。

b. ミスト水滴の粒径

本実験では水圧0.2MPa、空気圧0.3MPaを噴霧ノズルに与える噴霧条件でミストを発生させた。今回のノズルではこの条件で水量140ml/min、空気量90l/minが放出されるので、気水体積比は642となり図-2によるとミスト水滴の平均粒径は約20μmとなった。

有視界距離の測定結果を表-2に示す。

表-2 有視界距離と噴霧時間

	5 m	4 m	3 m
水噴霧 (秒)	190	270	405
薬剤噴霧 (秒)	110	130	170

有視界距離については水噴霧の場合は400秒以上噴霧しても3m以上の有視界距離を確保できるが薬剤を用いた場合は170秒の噴霧で有視界距離が3m以下に

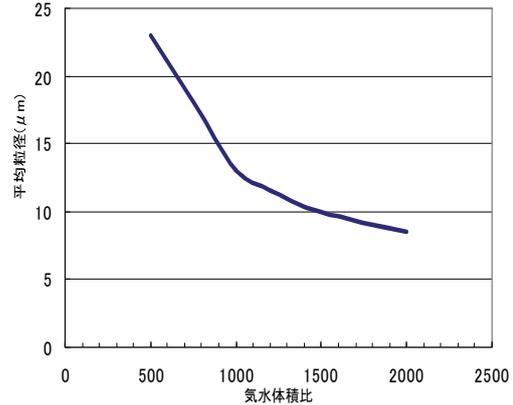


図-2 気水体積比と発生ミスト径

なった。これは薬剤を噴霧した場合、粒子径が水道水に比べ小さくなっており沈降速度が遅くなっているためと考えられる。水滴の粒子径は表面張力と大きく関係があるので薬剤の表面張力を測定し、任意の粒子径発生方法を検討した。

c. 表面張力測定

薬剤には界面活性剤が添加されているので表面張力が小さくなり、水道水と同じ噴霧条件（水圧0.2MPa、空気圧0.3MPa）では水道水に比べより小さな水滴となると考えられる。そこで薬剤の表面張力を毛管上昇法で測定した。

内径0.5mmと1mmのガラス管を用いて水道水と薬剤の毛管上昇高さを測定した。その結果を表-3に示す。

表-3 毛管上昇測定

ガラス管	内径0.5mm	内径1.0mm
水道水	55mm	30mm
薬剤	28mm	15mm

この結果より薬剤の毛管上昇高さは水道水の約半分であることから、表面張力も水の半分の値である $36 \times 10^{-3} \text{N/m}$ 程度であることが分かった。

d. 薬剤ミストの粒径

同じ飽和水蒸気圧下では表面張力が半分になれば水滴の半径も半分になることから今回使用した薬液ミスト水滴の大きさは水道水の約半分程度と考えられる。

ストークスの式では粒子の沈降速度は粒子径の2乗に反比例するので、薬剤を使用した場合には水道水に比べ4倍程度の沈降時間を要することになる。

すなわち、薬液を使用した場合は水道水を使用した場合に比べミスト状態が4倍永続することになるので有視界距離に大きな差が生じ、表-2のような結果が得られたと考えられる。

薬剤を噴霧した場合、平均粒径を 20 μm 程度にするためには気水体積比（空気量/水量）を小さくすれば表面張力が半分程度でも水道水と同程度の粒径のミストが発生できると思われる。今回の場合は水圧 0.2MPa、空気圧 0.2MPa とすればノズル性能より水量 182ml/min、空気量 60 l/min が放出されるので図-2 のグラフより気水体積比は 300 程度となり、薬剤をこの条件下で噴霧すれば平均粒径が 20 μm 程度のミストを発生させることができると考えられる。

2.3 薬剤噴霧による粉塵再浮遊抑制

沈降した浮遊粉塵や堆積粉塵が集塵作業などで再浮遊しないようにするためには、堆積している粉塵表面に衝撃を与えないで被膜を形成させることが効果的と考えられる。そこで、高分子系の薬剤をミスト状にして空間に噴霧し堆積粉塵表面に皮膜を形成させ粉塵の再浮遊抑制の効果を実現場で検証した。

a. 実験方法

廃炉となった旧焼却場建家内部で可搬式ミスト発生機（写真-1）を用いて薬剤添加ミストを噴霧した場合と噴霧しなかった場合について、発生粉塵量を測定し粉塵の再浮遊について検討した。

測定は建家内に人が入らない場合（無人）と人が入って動き回った場合（有人）の粉塵カウントを粉塵計にて行った。実証実験の様子を写真-2に示す。



写真-1 ミスト発生機



写真-2 実験状況

表-4に粉塵再浮遊抑制に使用する薬剤成分を記す。

表-4 薬剤基本組成

薬剤種類	再浮遊抑制用薬剤（無色）	
成分(%)	PVA(ポリビニルアルコール)	10
	グリセリン	3
	界面活性剤	1
	水	86
	防腐剤	微
粘度 (mPa・s)	14.9	
乾燥残留物(%)	12.0	

b. 実験結果

建家内に人が入らない場合（無人）と人が入って動き回った場合（有人）の浮遊粉塵発生量の比を薬剤添加ミストを噴霧しない場合と噴霧した場合について散布一週間後に測定した結果を図-3に示す。薬剤を噴霧しなかった場合、人が建家内に入り動き回る（5分間）と浮遊する粉塵量が急激に上昇するが薬剤を噴霧した場合は、人が入って動き回ってもほとんど浮遊粉塵量の増加は見られないことが確認できた。これは堆積粉塵表面に形成された薬剤被膜が粉塵の浮遊を防止したものと考えられる。

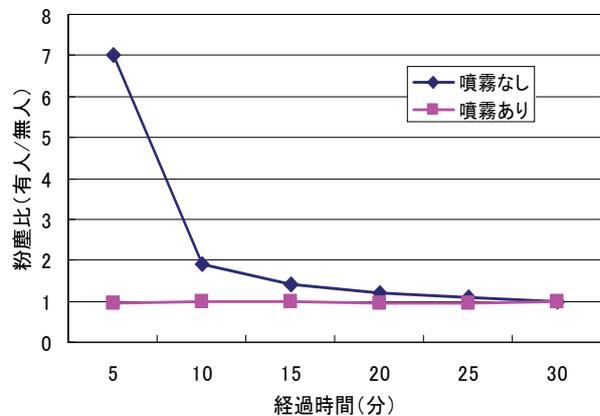


図-3 浮遊粉塵比

しかしながら、その被膜そのものは非常に薄いものなので集塵作業時には被膜が壊され、再浮遊防止効果もなくなる懸念がある。

本薬剤がどの程度飛灰に浸透するかを試験したところ、本薬剤 1ml で飛灰 1g に浸透することがわかり、これを今回の実証実験での薬剤浸透深度に換算すると 0.035mm となった。堆積粉塵に薬剤をすべて浸透させて集塵作業を実施するには大量の薬剤と時間が必要であるため、ミストの散布方法を工夫する必要があると思われる。

3. 除染水重金属処理に関する基礎検討

著者らは既設焼却場解体時において除染時に発生するダイオキシン類を含んだ排水をメッシュ膜を利用して処理する膜分離水処理法を開発している。これは、除染時に発生するダイオキシン類を固形物の微粒子（排水中の浮遊物質）を低減、すなわち濁度を低減させる方法である。しかしながら、焼却過程で消石灰を利用する事が多いため焼却物は高アルカリになり両性金属である鉛などが除染水中に多く溶出するおそれがある。これら重金属類は、溶出に関して pH の依存性が高く、濁度を低減させるだけでは処理できないことが予想されるため、その検討を行った。

重金属処理に関する検討として光触媒表面での析出量を紫外線の照射時間をパラメータにした実験（析出試験）、活性炭での処理実験、イオン交換樹脂処理実験を実施した。対象とした重金属類は鉛(Pb)、カドミウム(Cd)、6価クロム(Cr⁶⁺)、ヒ素(As)である。

3.1 重金属析出試験

処理時間（紫外線照射時間）と溶液中の重金属濃度の関係を実験にて把握することを目的とする。

a. 試験方法

光触媒は酸化チタン ST-01（石原産業製 粒径7nm 比表面積 340m²/g）を使用した。

実験は飛灰洗浄排水を模擬するため石灰水を用い高アルカリ側の重金属溶液を調整した。

調整方法は、精製水 1 l 中に水酸化カルシウムを溶かし石灰水を作成し、この石灰水に重金属標準液（Pb:100mg/l, Cr:100mg/l, Cd:100mg/l, As:100mg/l）を各々20ml/l 添加して攪拌した。光触媒を 0.1g/l 添加し紫外線ランプ（ブラックライト ピーク波長 360nm）を照射し、30 分ごとに pH 測定するとともに溶液を採水し、0.45 μm のメンブレンフィルターを過後、原子吸光度計にて重金属濃度を測定した。

b. 試験結果

試験結果を図-4 に示す。

光触媒表面に紫外線を照射することによって、光触媒表面で強力な酸化還元反応が生じる³⁾。一般的に重金属は還元体の電子エネルギーが低く、イオンの電子受容能が高いため溶液中のイオン化した重金属は光触媒表面で還元され析出すると考えられる。試験結果を見ると6価クロム以外の重金属は30分以内で重金属

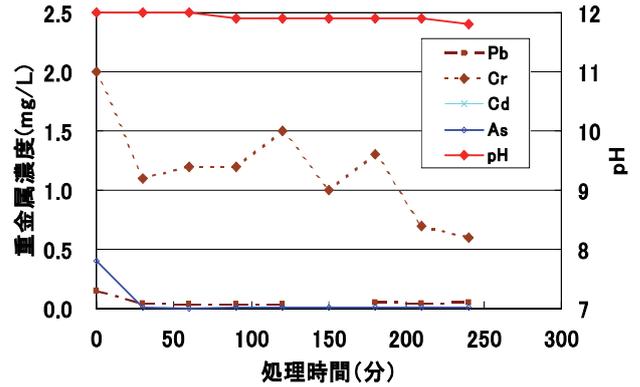


図-4 重金属析出試験

濃度が低減した。6価クロムの低減が進まなかったのは、Cr₂O₇²⁻という形の6価クロムから3価のクロムには還元され易いが3価のクロムは還元され難いことが理由と考えられる。

3.2 活性炭処理試験

粉末活性炭はダイナミック膜処理の分離に都合がよいことからイオン化した重金属を活性炭にて吸着処理できるかを検討した。

a. 試験方法

粉末活性炭は白鷺 CW50（武田薬品）を用いた。重金属溶液は重金属析出試験と同様な方法で調整した。

この重金属溶液に粉末活性炭を 1 g/l 添加攪拌後、溶液を採水し 0.45 μm のメンブレンフィルターを過後、原子吸光度計にて重金属濃度を測定した。

b. 試験結果

試験結果を表-5 に示す。

表-5 活性炭吸着

粉末活性炭添加	
pH	12.1
Pb (mg/l)	0.07
Cr (mg/l)	0.7
Cd (mg/l)	ND
As (mg/l)	ND

6価クロム以外の重金属は活性炭によく吸着されることが分かった。

3.3 イオン交換樹脂処理試験

イオン交換樹脂にイオン化した重金属を通し、処理量と処理効果を検討した。

a. 試験方法

陽イオン交換樹脂はアンバーライト IRC748（Rohm and Hass 社製）を使用した。重金属溶液は重金属析出試験と同様な方法で調整した。

カラムにイオン交換樹脂 2g を充填し、このカラムに重金属溶液を通して 50ml 毎に原子吸光度計にて重金属濃度を分析した。

b. 試験結果

試験結果を図-5に示す。

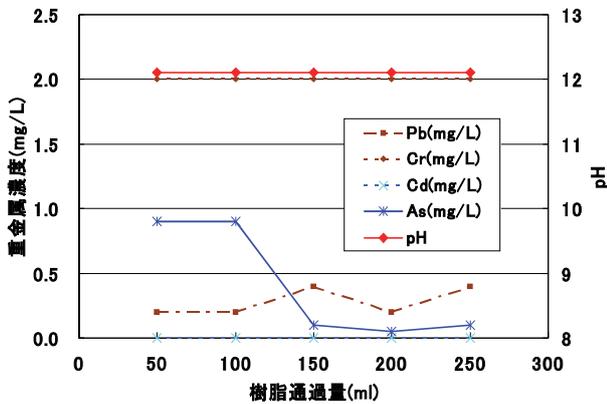


図-5 イオン交換樹脂試験

6価クロムとヒ素がイオン交換樹脂で処理しにくかった。これは6価クロムやヒ素はマイナスイオンとして振る舞うことが影響しているものと考えられる。

3.4 重金属処理に関するまとめ

6価クロムの処理がどの手法でも困難であった。このため6価クロムを処理する場合は、3価のクロムに還元させて水酸化物として沈殿回収するか陰イオン交換樹脂を用いて除去するなどの手法を用いなければならないと考えられる。またクロムは物理的処理（活性炭吸着）によってもある程度処理が可能であるので活性炭を併用することも有望と思われる。いずれにしても6価クロムが除染水中に検出された場合は注意を要することが確認された。

4. 実現場における除染水処理

廃焼却施設の解体実現場にてメッシュ膜ろ過（ダイナミック膜ろ過）と光触媒・限外ろ過膜ろ過を用いて除染水の処理を行い、処理水の再利用や放流水の水質などの検討を行った。

4.1 除染水ろ過処理の原理

焼却施設解体現場では、壁面や管路の内表面に付着した汚染物を高压洗浄にて除去を行うのが一般的である。ここで発生した排水にはダイオキシン類や重金属類に汚染されている浮遊懸濁物質が多く含まれている。

このような排水の処理は固液分離が基本となるが、従来の凝集沈殿法では濁度を 10 度以下に低減させることが困難でありダイオキシン類の排出基準(10pg-TEQ/l)を満たさないことが想定されるため後段に砂ろ過や活性炭ろ過の処理工程を追加している。この方法では、設備が大きくなるばかりでなくろ過砂や活性炭も汚染物になり汚染物の増大につながる。そこで、固液分離性能が良く、設備的にもコンパクトになるダイナミック膜ろ過を基本とし、より高度処理が可能である光触媒・限外ろ過膜ろ過を組み合わせたシステムを開発した。除染水処理フローは、図-6に示すようにダイナミック膜ろ過処理にて除染水の再利用を図り、高度処理にて最終放流するものである。

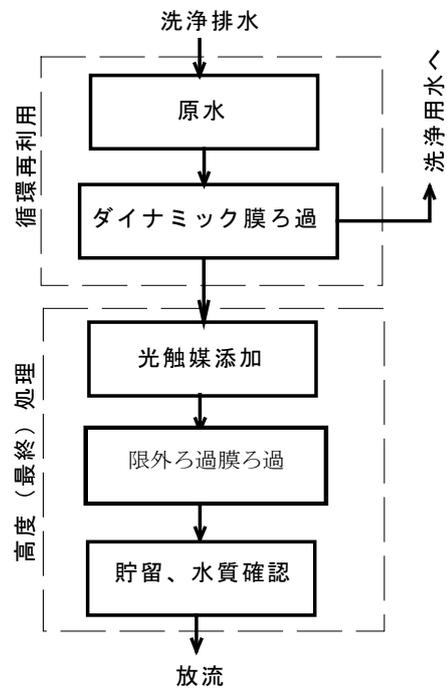


図-6 除染水処理フロー

a. ダイナミック膜ろ過

図-7に示す濁水のろ過現象のうちケーキろ過現象を利用したろ過手法である。本システムで用いる炉材は平均 33 μm 前後の孔径を有するステンレスメッシュ膜である。このろ過膜の外側から内側に排水を水頭差（ろ過圧力）を低くしながら通過させることにより、排水中の浮遊懸濁物質を利用して膜面にケーキ状の層を形成させて、これを膜面にして排水中の濁度を低減させる手法をダイナミック膜ろ過と呼んでいる。

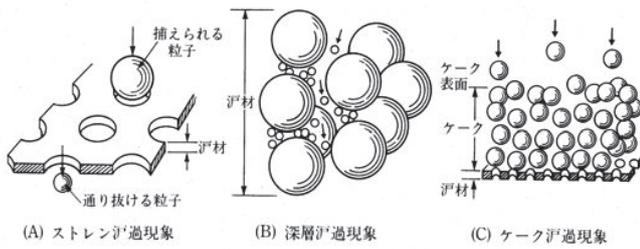


図-7 ろ過現象

b. 光触媒・限外ろ過膜ろ過

光触媒による処理とは、太陽光や蛍光灯などから出る近紫外線（380nm 以下）のエネルギーによって光触媒表面で発生する強力な酸化力と還元力を利用し、難分解性有機物の処理を行うものである。ここでは光触媒として微粉末の酸化チタンを用い、これを処理水中に懸濁させ、紫外線ランプを一定時間照射して処理するシステムとしている。イオン化した重金属類も光触媒表面上で発生する強力な還元力により還元析出されて処理される。

限外ろ過膜処理は、15万分画の中空糸膜を用いて懸濁している光触媒微粒子を回収することを目的としている。

4.2 実現場における除染水の処理

焼却施設解現場で発生した除染水を再び高压洗浄に使用できる程度まで濁度を低減させて再利用することが、汚染水量の低減からも重要である。

本現場では、図-6のフローに基づいて循環再利用と高度最終処理を行い、その処理効率（透過流束）や処理水質の検討を行った。

実現場にて除染水の処理を実施した結果、単位時間当たりの処理量とメッシュ膜面積より、本システムでの透過流束は10m/d (10m³/m²/day) の値が得られた。

表-6 処理水の水質

	ダイオキシン類 (pg-TEQ/l)	鉛 (mg/l)	濁度 (NTU)
除染水	200	0.05	75
ダイナミック膜処理水	0.099	0.05	3.9
高度処理水	0.0055	0.005 未満	2.3

処理水の水質については表-6に示すようにダイナミック膜ろ過のみでも排出基準（ダイオキシン類は10pg-TEQ/l、鉛は0.1mg/l）を満足している。また、

濁度も大きく低減し、高压洗浄水として再利用が十分可能であった。高度処理した場合は、その1/20程度までダイオキシン類の低減が図れた。

また、他の実現場での処理結果でも同程度の低減率(25000pg-TEQ/l→12pg-TEQ/lと99.95%の除去)が得られており、本システムの有効性が確認できたとともに以下の知見も得られた。

- i. 除染されたダイオキシン類や重金属類はイオン化せずSSとともに排出されるため固液分離を主とするダイナミック膜ろ過が有効である
- ii. ダイナミック膜ろ過でダイオキシン類の除去率99.95%の値が得られ、ダイナミック膜ろ過のみで排出基準を満足させるには原水のダイオキシン類濃度20,000pg-TEQ/lが一つの基準となる

5. まとめ

焼却施設解体処理技術の要素技術として発生粉塵の抑制技術と除染排水の処理技術について基礎実験、実現場での実証を行った。薬剤を添加した微粒子ミストによる粉塵抑制技術については粉塵の再浮遊に大きな効果が確認できた。コンパクトな装置を用い、低コストで行える技術であるので実現場での採用を積極的に提案していきたい。また、ダイナミック膜ろ過と光触媒・限外ろ過膜によるダイオキシン含有排水処理については多くの実現場で実証を行い、より効率的な除染水処理方法や濃縮汚泥の処理方法について検討を行い、完成された処理システムを目指していきたい。

焼却場解体技術として開発してきた粉塵抑制技術については(株)トリムテック、川口薬品(株)の協力を得ながら実施してきた。また、ダイナミック膜ろ過処理についてはダイセン・メンブレン・システムズ(株)の多大なる協力を得た。ここに感謝の意を表する。

【参考文献】

- 1) 厚生労働省化学物質調査課、「ダイオキシン類ばく露防止対策要綱の解説」、中災防、p.34、2002
- 2) 亀田茂他、「焼却施設の解体処理に伴う汚染防止技術の開発」、奥村組技術研究年報、No.27、pp.31-32、2001
- 3) 村澤貞夫、「酸化チタン光触媒とその応用」、色材、Vol.69、No.7、pp.444-454、1996

リ・バースコンクリートの開発

ー解体コンクリートを全量使用した現場再生コンクリートー

廣中哲也* 東 邦和* 松田敦夫*

1. まえがき

国土交通省の調査による 2000 年のコンクリート解体材の排出量は 3500 万トンで、そのうちの 98 %は再資源化されている¹⁾。その大半は道路用の路盤材として使用されているが、2030 年の排出量は 1 億 7000 万トンと 4 倍以上になるのに対し²⁾、道路用路盤材の需要は漸減すると予想されている³⁾。一方では、建設リサイクル法およびグリーン購入法の施行により、特定建設資材（コンクリート、木材、アスファルト・コンクリート等）の分別解体と再資源化の義務づけ、公共工事における環境負荷低減に資する物品等の調達への推進が図られ始めている。

そこで、解体コンクリートのリサイクル性の向上と環境負荷低減を目的に「解体コンクリートを現場内で骨材に 100 %リサイクルする現場再生コンクリート（以下、リ・バースコンクリート:Re-birth Concrete と称す）」を開発した。

本報告では、リ・バースコンクリートの工法概要、品質および適用例を紹介する。

2. リ・バースコンクリートの工法概要

2.1 リ・バースコンクリートの開発コンセプト

図-1 に通常の再生コンクリートとリ・バースコンクリートの製造プロセスを示す。通常の再生コンクリートは、解体コンクリートを発生した現場から再生骨材処理工場に運搬して破碎、ふるい分けにより再生骨材を製造する。この再生骨材を生コン工場に運搬して再生コンクリートを製造し、使用する現場に運搬する必要がある。なお、通常の再生骨材のリサイクル率は、粗骨材のみの場合で 40~50 %、細骨材と粗骨材で 80 %程度であり、残りは廃棄処理されている。

これに対して、リ・バースコンクリートは、解体コ

ンクリートを発生または近傍の現場で破碎後、その破碎物を無調整で全量を骨材とし、セメント・水・化学混和剤とで練り混ぜて製造する現場再生コンクリートである。したがって、「現場外に廃棄処理するものがない」、「重量物の運搬距離が短くなり、二酸化炭素排出量の低減が可能となる」など、環境保全に優れた技術である。

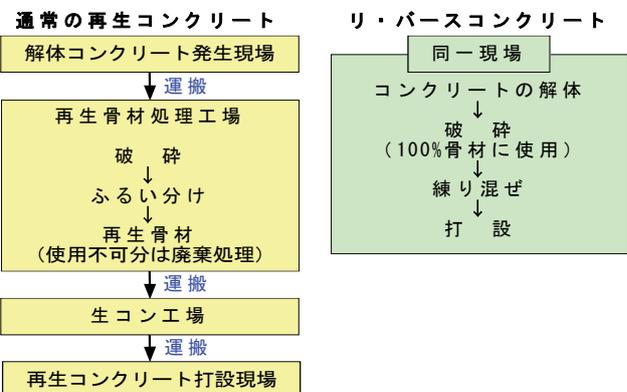


図-1 製造プロセスの比較

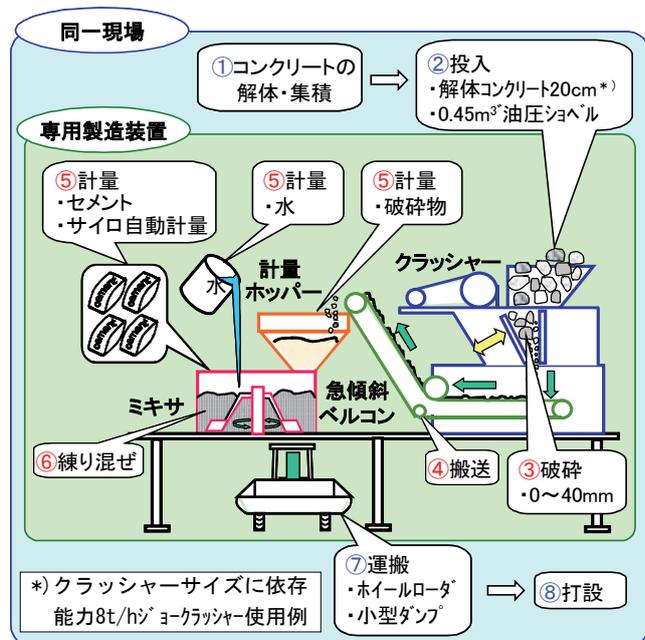


図-2 リ・バースコンクリートの製造方法

*技術研究所

2.2 製造方法と製造装置

シンプルな製造方法と材料構成をコンセプトにした製造方法を図-2に示す。あらかじめ油圧ブレーカ等により一次破碎した解体コンクリート塊を練り混ぜる直前にクラッシャーで40 mm以下に破碎し、そのまま無調整の破碎物を計量ホッパーで1バッチ分自動計量する。破碎物と同時に自動計量した水・セメント・混和剤をミキサーに投入して練混ぜ、排出する。この製造過程で新たに天然骨材を全く使用しない。また、解体コンクリート塊を練り混ぜ直前に1バッチ毎に破碎することで解体コンクリート破碎物の水分および粒度管理が容易になる⁴⁾。

簡便な現場間の移動方法および設置・撤去作業をコンセプトにした製造装置を写真-1に、主な仕様を表-1に示す。製造装置は、クラッシャー、急傾斜ベルトコンベア、計量ホッパーおよびミキサーを中心とした機械部と架台部の2分割とし、架台部を機械部に被せることで運搬がトラック1台で可能となり、設置・撤去時間も2～3時間と短い。コンクリートの製造能力は標準装備で最大5 m³/h、大型クラッシャーの追加により20 m³/hまで対応可能である⁵⁾。

2.3 特長と適用範囲

a. 特長

i. リサイクル性の向上

解体コンクリートをコンクリート用骨材に100%リサイクル可能である。

ii. 環境保全への貢献

現場外に廃棄処分する解体コンクリートがない、新たに天然骨材を使用しない、重量物の運搬距離が短くなり、二酸化炭素排出量の低減が可能となる。

iii. コンパクトな製造装置

トラック1台で運搬が可能で設置・撤去が容易である。

iv. コスト削減の可能性

製造費は、現場所在地および製造数量に大きく影響され、解体コンクリート処分費と新規コンクリート購入費の合計に比べて同等から最大で約30%のコスト削減が可能である。

b. 適用範囲 (用途)

リ・バースコンクリートはJIS規格外のコンクリートのため、適用に際しては発注者、設計者の承認が必要であり、均しコンクリート、土間コンクリート、裏

込めコンクリート、小型重力式擁壁、各種コンクリートブロックなどの無筋コンクリートに適用する。

3. リ・バースコンクリートの諸特性

3.1 解体コンクリートの特性

a. 解体コンクリートの基本物性例

表-2に破碎能力8t/hのジョークラッシャーで破碎した解体コンクリートの基本物性例を示す。解体コンクリート破碎物の吸水率および密度は、細骨材相当



写真-1 製造装置「リ・バース号」

表-1 製造装置の主な仕様

製造能力	平均4.0m ³ /h, 最大5.0m ³ /h (大型破碎機の追加により20m ³ /h)
総重量	12.5t
必要総電力	40kW
製造時寸法	長さ8.5m, 幅3.0m, 高さ4.0m
運搬時寸法	長さ8.5m, 幅2.0m, 高さ2.4m
破碎機	ジョークラッシャー, 処理能力8t/h 標準投入塊寸法200mm (クラッシャーサイズにより変動)
磁選機	150 Gauss, 幅300mm, 長さ820mm
ベルトコンベア	急傾斜型, 傾斜角50°, 搬送能力15t/h
破碎物計量ホッパー	容量1.0m ³ , ロードセル型自動計量式
水計量タンク	容量0.2m ³ , 電極棒型自動計量式
ミキサー	パン型強制練り, 容量0.4m ³

表-2 解体コンクリート破碎物の基本物性例

解体 コクリート	起 源		橋脚コンクリート
		施工時期	
	コアの圧縮強度 (N/mm ²)		20.9~25.9
	コアの静弾性係数 (N/mm ²)		2.34×10 ⁴
	気乾密度 (g/cm ³)		2.36
破碎物	絶乾比重 (g/cm ³)	粒径 0-5mm	2.10 (2.5以上)
		5-40mm	2.37 (2.5以上)
	吸水率 (%)	0-5mm	9.3 (3.0以下)
		5-40mm	4.2 (3.5以下)
実績率 (%)	0-5mm	64.7	
	5-40mm	59.9	

*8/hジョークラッシャー使用の場合

カッコ内はJIS A 5308 附属書1の規定値

分で9.3%と2.10、粗骨材相当分で4.2%と2.37であり、レディーミクストコンクリート用骨材(JIS A 5308 附属書1)を満足していない。これは、付着モルタルの影響によると考えられ、シンプルな製造方法を優先し、1回の破碎だけで無調整の解体コンクリート破碎物を全量使用することに起因する。

b. 解体コンクリート破碎物の粒度分布

表-2の解体コンクリートを各種破碎機で破碎した解体コンクリート破碎物の粒度分布例を図-3に示す。同一破碎機で破碎した解体コンクリート破碎物の粒度分布はほぼ一定の値である⁶⁾。したがって、この破碎物を骨材に全量使用するリ・バースコンクリートのワーカビリティも安定することになる。また、JIS骨材標準粒度の範囲に比べて、細骨材相当部分の粒径1mm前後の割合が少ないことが特徴である。

図-4に解体コンクリートの圧縮強度と粒度分布例を示す。圧縮強度14~45N/mm²の解体コンクリート破碎物の粒度分布はほぼ同じであり、120N/mm²の高強度コンクリートではやや粗くなる。しかし、高強度コンクリートの解体は今後50年程度発生しないことが予想されるため、実用上問題ないと考えられる。

3.2 配合例と硬化コンクリートの特性⁷⁾

a. 配合例

表-3に配合例を示す。骨材には解体コンクリート破碎物のみを無調整で全量使用し、新たに天然骨材を使用していない。セメントは、リサイクル性の向上とアルカリ骨材反応抑制対策に配慮して混合セメントを標準仕様とした。配合は、ワーカブルな性状となるように水セメント比と解体コンクリート破碎物の単位容積を変化させて決定しており、低水セメント比、高粉体量となる。目標スランプは用途に応じて設定し、例えば、コンクリートブロックのように立体的なものでは8.0cm、土間コンクリートのように平面的なものでは12.0cmとした。また、リ・バースコンクリートの密度は、骨材に解体コンクリートを使用するため2.1程度である。

b. 圧縮強度

圧縮強度14~120N/mm²の解体コンクリート破碎物を用いて、同一配合のリ・バースコンクリートを製造した場合の解体コンクリートの圧縮強度とリ・バースコンクリートの圧縮強度の一例を図-5に示す。解体コンクリートの圧縮強度の増加によりリ・バースコン

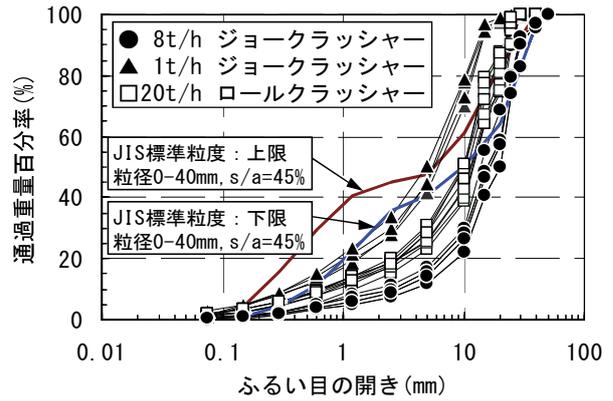


図-3 解体コンクリート破碎物の粒度分布例

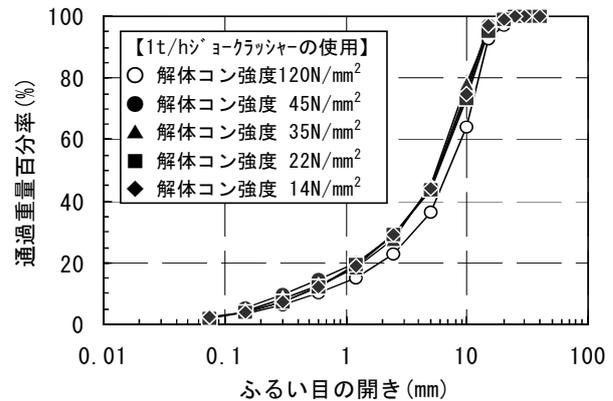


図-4 解体コンクリート強度と粒度分布例

表-3 配合例

用途	目標スランプ (cm)	水セメント比 W/C (%)	破碎物容積 (m ³ /m ³)	単位量 (kg/m ³)			混和剤
				水 W	セメント C	破碎物	
ブロック	8	42.5	0.65	171	402	1495	0.43
土間コン	12	41.0	0.63	179	436	1450	0.43

【使用材料】
 セメント：フライアッシュセメントB種の例、密度2.98 (普通ポルトランドセメント、高炉セメントの使用可)
 破碎物：1回破碎かつ無調整の解体コンクリート破碎物 最大寸法40mm、暫定密度2.3
 混和剤：高性能減水剤、ポリスチレンスルホン酸系(粉体) プレパック型アルカリ解砕紙入り
 *) AE剤：用途に応じて使用、陰イオン界面活性剤

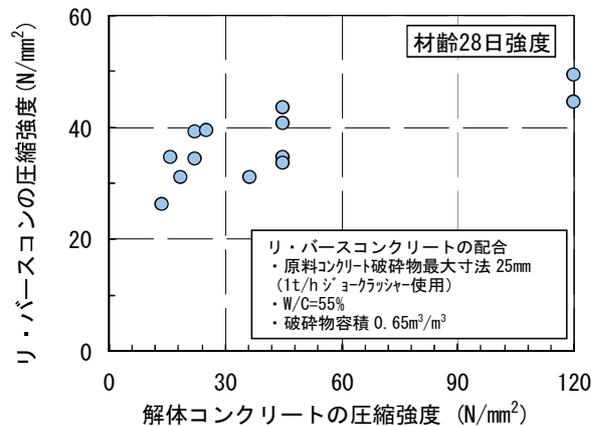


図-5 解体コンクリートとリ・バースコンクリートの圧縮強度例

クリートの強度も増加傾向にあり、低強度 14N/mm² の解体コンクリートを用いた場合でも 25N/mm² 以上のリ・バースコンクリートが得られた。

c. 乾燥収縮量

図-6に乾燥収縮量の一例を示す。無対策のリ・バースコンクリートの収縮量は普通コンクリートの1.5倍程度である。これは、コンクリート表面からの乾燥による収縮に加えて、コンクリート内部の解体コンクリート破砕物が余剰水を吸水することによって生じる収縮に起因すると考えられる。混合セメントの単位水量低減効果と収縮低減剤の表面張力低減効果により収縮量を容易に低減可能であり、用途に応じてこれらの対策を選択する。

d. 耐凍害性

図-7に凍結融解試験結果の一例を示す。室内試験、実機製造実験および実施工の300サイクル終了後の相対動弾性係数は空気量2.4%の無対策の場合で60%以下となるが、AE剤の使用により十分な空気量を連行することで90%以上を示しており、良好な耐凍害性が得られる。

3.3 品質の安定性⁸⁾⁹⁾

リ・バースコンクリートの品質の安定性について、表-4に示す2件(No.3とNo.4)の河川用根固めブロックの品質管理データをもとに検討した結果を以下に示す。

a. スランプおよび空気量

図-8にスランプ試験結果を示す。解体コンクリートの乾燥状態に応じて解体コンクリート破砕物の単位量に対して±0.5%程度の水分を補正することで、目標スランプ8cmを許容差±2.5cmに管理可能である。

図-9に空気量試験結果を示す。無対策の場合の空気量は1~2%であったが、市販の空気連行剤(AE剤)を一定量添加することで、目標空気量4.5%を許容差±1.5%に管理可能である。このようにスランプおよび空気量の許容差は、レディーミクストコンクリートの値(JIS A 5308)と同様である。

b. 圧縮強度

図-10に圧縮強度試験結果を示す。同一配合および現場毎に同一起源の解体コンクリートを用いた場合、現場間で原料である解体コンクリート強度が異なってもリ・バースコンクリートの平均強度は、岐阜で33.8N/mm²、北海道で32.9N/mm²とほとんど同じ値を示

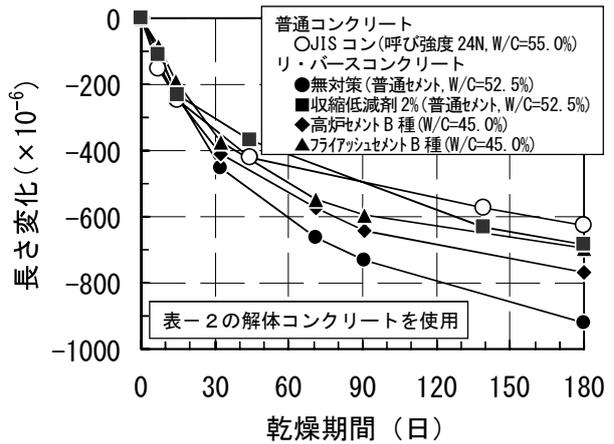


図-6 乾燥収縮量の一例

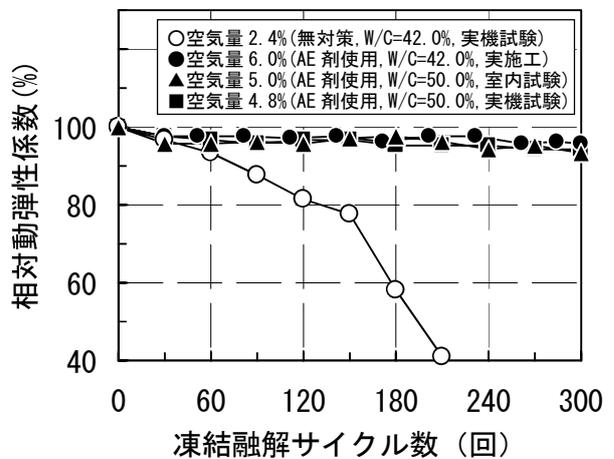


図-7 凍結融解試験試験結果の一例

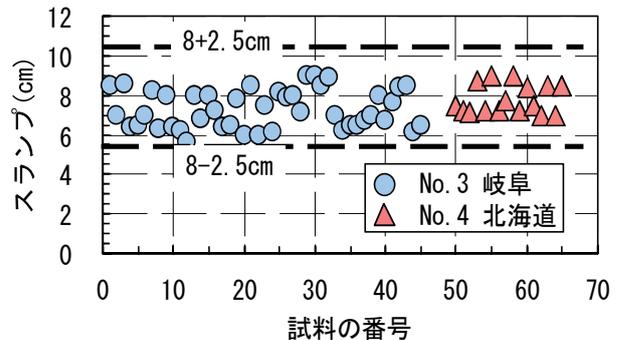


図-8 スランプ試験結果

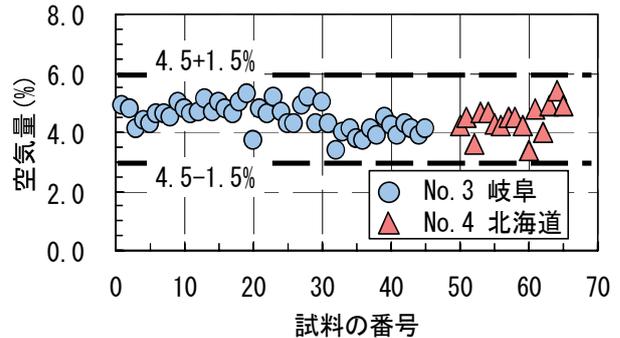


図-9 空気量試験結果

した。また、北海道では解体コンクリート圧縮強度 26.5N/mm²よりもリ・バースコンクリートの方が2割程度高くなった。これらは、低水セメント比で高強度のセメントペースト部分が有効に作用したと考えられる。また、両現場とも変動係数は7%程度であり、圧縮強度は3σの管理限界内である。一般の生コン工場の変動係数は10%程度であることから骨材に解体コンクリートを使用し、現場製造するリ・バースコンクリートの圧縮強度は安定していると判断できる¹⁰⁾。これは、コンクリートの解体と再生コンクリートの製造を同一現場で行い、解体コンクリート起源を明らかにすることで、原料である解体コンクリートの品質の安定性が確保されることやリ・バースコンクリートの配合も一種類に限定したことに起因する。

4. 現場適用例

均しコンクリート、土間コンクリートおよびコンクリートブロックに適用した。表-4に主な現場適用事例を示す。

4.1 土間コンクリート適用例

写真-2に土間コンクリート適用例を示す。倉庫改修工事の内、撤去した旧基礎コンクリートを原料に目標スランプ12.0 cmでリ・バースコンクリートを製造し、土間コンクリート約6,400 m² (760m³)に適用した。圧縮強度は材齢28日で33~39N/mm²の値が得られ、セメントと破砕物の微粒分でモルタル部分の粘性がやや高いものの通常のレディーミクストコンクリートと同様な施工および仕上げが可能であった¹¹⁾。なお、原料となる解体コンクリート塊を全て使用して製造を終了し、不足分は購入コンクリートで施工した。途中、原料コンクリートの中に混入していた鉄塊でクラッシャーのピンが破損したことを除いては順調に製造を継続できた。

4.2 コンクリートブロック適用例

写真-3に階段ブロック適用例を示す。撤去した旧橋脚コンクリートを原料にリ・バースコンクリートを製造して階段ブロック69個を製作し、堤防に設置した¹²⁾。現在も現地追跡調査を継続中であり、施工後2年の表面観察およびコア強度試験結果は良好なものであった。

写真-4に根固めブロック適用例を示す。排水樋門

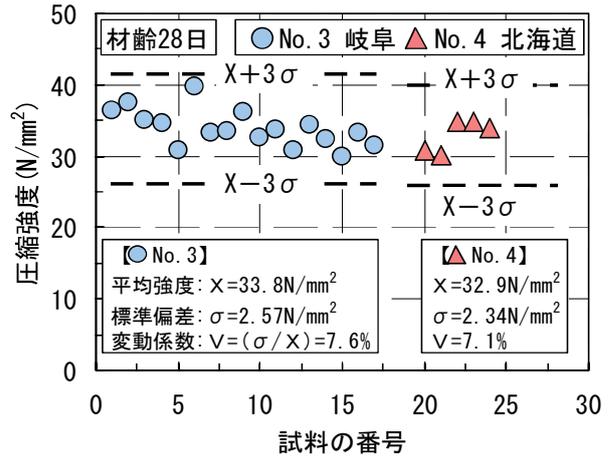


図-10 圧縮強度試験結果

表-4 主な適用実績

No	用途	施工時期	施工場所	解体コンクリート (原料コンクリート)	施工数量 (m ²)
1	倉庫改修工事 土間コンクリート	H12.6~ H12.8	大阪府 堺市	基礎コンクリート	760
2	河川整備工事 階段ブロック	H13.1	東京都 足立区	橋脚コンクリート	8
3	河川災害復旧工事 根固めブロック	H14.2~ H14.3	岐阜県 岐阜市	堤防コンクリート	808
4	河川改修工事 根固めブロック	H14.10	北海道 中川郡	頭首工コンクリート	180
5	道路トンネル工事 側溝基礎コンクリート	H15.2~ H15.3	高知県 幡多郡	仮設コンクリート	90



写真-2 土間コンクリート適用例



写真-3 階段ブロック適用例



写真-4 根固めブロック適用例

新設工事に伴い撤去した堤防張りコンクリートを原料に目標スランプ 8.0 cm でリ・バースコンクリートを製造し、2 t型根固めブロック 920 個 (800 m³) に打設後、材齢 3 日で脱型した。高度な専門知識のない作業員だけで安定したワーカビリティと圧縮強度のコンクリートが製造できた (図-7~9参照)。また、専用製造装置「リ・バース号」は、セメントサイロの使用により 1 バッチ毎の計量開始ボタン、練混ぜ開始ボタンおよびコンクリート排出レバーを操作するだけでよく、容易に運転可能であった。なお、この根固めブロックは台風による出水時に河川に投入され、災害防止に役立てられた¹⁾。

5. あとがき

リ・バースコンクリートについて研究および現場適用を行い、呼び強度 24N のレディーミクストコンクリートとはほぼ同等の品質、耐久性、安定性および施工性を確認した。これにより、解体コンクリートの自己循環型リサイクル技術であるリ・バースコンクリートの実用性が明らかになった。

このコンクリートは JIS 規格外コンクリートであるため、使用に対する制約は大きい。しかし、今後のコンクリート解体材の排出量の急激な増加を考えると使用することの必要性は議論を待たない。現在、経済産業省により再生骨材と再生骨材コンクリートの JIS 化に向けた検討が開始されており、使いやすい環境の早急なる整備が期待される。

リ・バースコンクリートは平成 15 年 4 月にグリーン購入法の特選調達品目に選定された。国土交通省関連工事での採用が増加すると考えられ、さらなる品質、

施工性の向上を図り、用途の拡大に努めていきたい。

なお、開発の一部は (社) 近畿建設協会「平成 11 年度技術開発支援制度」、(財) クリーン・ジャパン・センター「平成 12 年度廃棄物等用途開発・拡大実施事業」の助成により実施した。

【参考文献】

- 1) 国土交通省、「平成 12 年度建設副産物実態調査結果」、2002
- 2) 日本政策投資銀行、「都市再生と資源リサイクル」、調査 33 号、2002. 2
- 3) 飯田一彦、「解体コンクリートのリサイクルに関する研究」、新潟大学学位論文、2000. 9
- 4) 松田他、「オンサイト・クローズド型再生コンクリートの概要」、建設マネジメント技術、No. 275、pp. 46~50、2001. 4
- 5) 廣中ほか、「オンサイト・クローズド型再生コンクリート」、建設機械、Vol. 38、No. 1、pp. 40~44、2002. 1
- 6) 松田ほか、「解体コンクリート塊を全量使用した再生コンクリートの基本特性」、第 54 回セメント技術大会講演要旨、pp. 420~421、2000. 5
- 7) 廣中ほか、「解体コンクリート塊を全量使用した再生コンクリートの諸特性」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 22、pp. 1135~1140、2000. 6
- 8) 廣中ほか、「解体コンクリートを全量使用した現場再生コンクリートの適用と品質変動」、土木学会第 58 回年次学術講演会講演概要集第 5 部、2003. 9 発表予定
- 9) 遠藤ほか、「解体コンクリート廃材を再利用した現場製造再生コンクリートについて」、第 46 回北海道開発局技術研究発表会発表論文集、河-27、2003. 2
- 10) 岡田ほか編、「コンクリート工学ハンドブック」、朝倉書店、pp. 296~297、1988
- 11) 廣中ほか、「倉庫改修工事における現場再生コンクリートの施工」、コンクリート工学、Vol. 39、No. 6、pp. 39~43、2001. 6
- 12) 塩谷 浩、「リ・バースコンクリート」、テクノアングル関東、No. 28、pp. 1~4、2002. 3. 15

外部スパイラル鋼線巻立耐震補強工法 (A P A T工法) の開発

柴田輝和* 中村敏晴**
高橋一成*** 向 広吉****

1. まえがき

兵庫県南部地震では山陽新幹線および在来線の RC ラーメン高架橋や RC ラーメン橋台の柱に大きな被害が発生した。これらの応急復旧や緊急耐震補強においては、せん断破壊先行型の RC ラーメン高架橋等の柱を対象に、鋼板巻立て工法が用いられてきた。耐震補強対策は、必要個所で鋭意おこなわれているが、未対策の柱もいまだ多く存在しているのが現状である。一方、高架下を店舗等に活用している箇所や、重機が進入できない箇所などで、鋼板巻立て工法が適用できない箇所も多いことから、人力施工による耐震補強工法に対する期待も大きい。これら未対策箇所における耐震補強を加速化させるためにも、さらに経済的で施工性の良好な耐震補強工法の開発が強く望まれている。

鋼板巻立て工法に代わる耐震補強工法としては、炭素繊維シート巻立て工法¹⁾、アラミド繊維シート巻立て工法²⁾、および奥村組開発のスパイラル筋巻立て工法³⁾等がある。しかし、鋼板巻立て工法を含めこれらの各工法は柱全面を覆うため、地震発生時の緊急点検において、柱の損傷の有無やその程度を容易にかつ迅速に把握することは困難である。

そこで、既設 RC 柱の耐震補強工法として

① 変形性能の十分な向上が期待できること ② 地震の影響による損傷の有無や程度が容易に視認できること ③ 耐震補強実施後も既設 RC 柱の経年劣化の把握が容易なこと ④ 既設 RC 柱の中性化抑制効果が期待できること ⑤ 鋼板巻立て補強工法よりも、さらに安価であること ⑥ 普通作業員が人力で容易に施工できること

をコンセプトに、短形断面の柱の4側面に、ポリマーセメントモルタルを介して、楕形のプレキャストコン

クリートブロックを張り付け、その外周をスパイラル状に加工した亜鉛メッキ鋼より線（以下「スパイラル鋼線」と記す）で巻立て補強する外部スパイラル鋼線巻立耐震補強工法（A P A T工法：Aseismic reinforcements by Precast blocks and Additional Tendons）を西日本旅客鉄道㈱、ジェイアール西日本コンサルタンツ㈱と共同開発した。

本報告はA P A T工法の基本性能を確認する正負交番水平載荷試験結果と、A P A T工法の実用化を目指し軽量化したプレキャストブロックを用いた正負交番水平載荷試験結果について述べ、省力化とともにスパイラル鋼線の緊張管理の定量化を目指して開発したスパイラル鋼線自動巻付機ならびにA P A T工法の施工管理項目について述べるものである。

2. 水平載荷試験その1（円形セグメント使用）

A P A T工法の耐震性能を確認するために、図-1～3に示す試験体を用いて正負交番水平載荷試験を実施した。

補強対象とする既設 RC 柱は、耐震設計指針（案）解説（昭和54年）⁴⁾以前の基準（以下「旧基準」と記す）に基づいて設計された RC ラーメン高架橋の柱（断面寸法 80 cm×80 cm）である。試験体は、既設柱の断面寸法を 5/8 に縮小したもの（断面寸法 50 cm×50 cm）であり、軸方向鉄筋 D22（SD295）20 本と帯鉄筋 φ6（SR235）@94 mm を配置し、補強がなされない場合にはせん断破壊するものである。

プレキャストブロックの形状は、外周に巻立てたスパイラル鋼線の拘束力が既設 RC 柱のコンクリートに効果的に伝達されるように巻立て後の断面形状が円形となるようにした（以下「円形セグメント」と記す）。

*関西支社土木工務部 **技術研究所 ***東京支社土木技術部 ****技術本部技術開発部

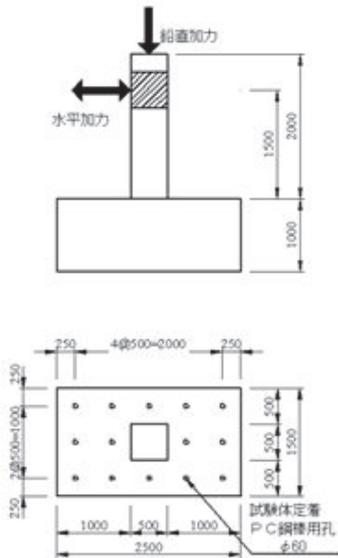


図-1 試験体構造図
(単位 mm)

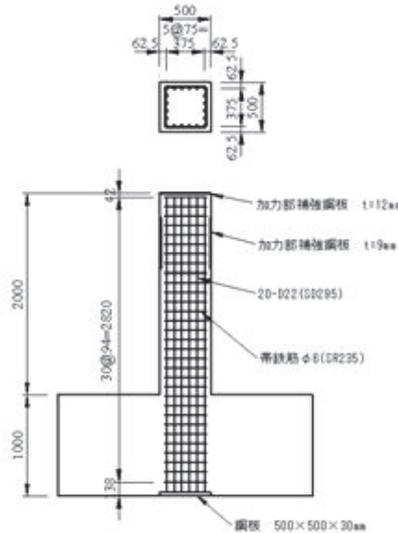


図-2 試験体配筋図
(単位 mm)

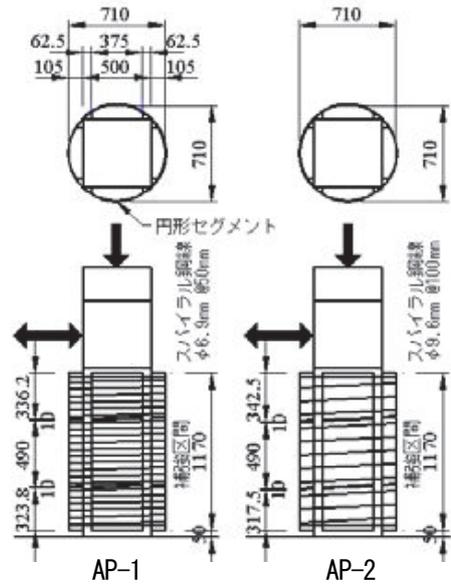


図-3 補強詳細図
(単位 mm)

表-1 試験体の種類と仕様

試験体名	N-1*	AP-1	AP-2
補強方法	補強なし	N-1をAPAT工法 円形セグメントで補強	
柱形状	断面寸法 50cm×50cm、有効高さ (d) 44cm せん断スパン (a) 150cm、a/d=3.4		
鉄筋	軸方向鉄筋	D22 20本 (SD295)	
	帯鉄筋	φ6@94mm (SR235) 帯鉄筋比 0.12%	
コンクリート	設計基準強度 21 N/mm ²		
使用補強材	補強なし	亜鉛メッキ鋼より線 2号(a)1種A級	
		φ6.9@50mm	φ9.6@100mm
		補強筋比 0.23%	
		セグメント設計基準強度 40N/mm ²	
軸方向圧縮応力度	0	1 N/mm ²	
柱下端の無補強区間		5cm	

*N-1 試験体の載荷試験は平成8年度実施³⁾

2.1 試験体の種類

表-1に試験体の種類と仕様を示す。

試験体はAPAT工法の耐震補強効果を確認することを目的に円形セグメントをスパイラル鋼線で巻立てた2体である。この2体の試験体は、スパイラル鋼線の巻立て間隔の相違が変形性能やひび割れ発生に与える影響を確認することを目的に、AP-1 (スパイラル筋配置間隔 50 mm)、AP-2 (スパイラル筋配置間隔 100 mm) とした。スパイラル鋼線量は文献³⁾に示されるせん断補強に必要な量とした。なお、AP-1、AP-2でスパイラル鋼線の間隔は異なるが鋼線量はほぼ同量である。

また、円形セグメントに用いるコンクリートの設計基準強度は、プレキャスト工場における市場性を考慮

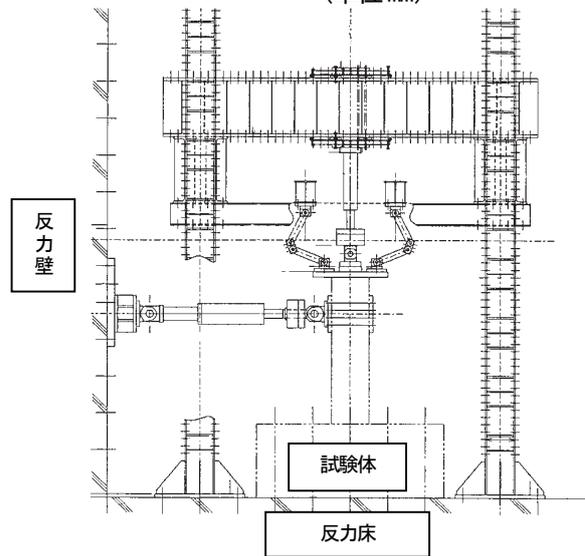


図-4 載荷装置

して 40N/mm²とした。

2.2 載荷方法

載荷方法は、図-4に示す載荷装置を用いて、試験体頭部に所定の軸力を載荷した後に正負交番の水平力を加えるものである。載荷は、軸方向鉄筋の降伏時点を降伏変位 δ_y として、降伏変位の1倍、2倍、4倍、6倍 (以後降伏変位の偶数倍) の変位を各3サイクルずつ与える変位制御でおこなった。

2.3 試験結果

試験体の水平荷重-水平変位の関係は、図-5に示すように、AP-1、2ともに 12 δ_y まで水平荷重がほぼ一定のじん性に富む変形性状を示した。なお、図-

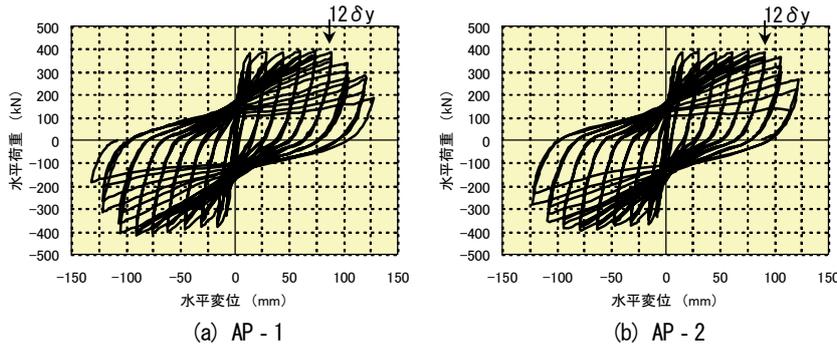


図-5 水平荷重-水平変位 (履歴)

5、6より、AP-1とAP-2の荷重-変位性状に特筆すべき差異は見られないことがわかる。

また、図-6に示す無補強のN-1との比較により本工法の優れた耐震補強効果が明らかである。

試験体の損傷状況について述べる。まず、 $1\delta y$ までに $1.9D$ (950 mm D : 柱の断面高さ) までの柱下端部に曲げひび割れが生じた。この時点で円形セグメントにはひび割れは見られなかった。その後、柱中間部の曲げひび割れの下方への進展および $4\delta y$ からの柱曲げひび割れに付随する円形セグメントのひび割れ発生等の現象を伴う柱下端の塑性ヒンジの形成により、 $12\delta y$ まで水平荷重がほぼ一定の安定した状態が続く。 $12\delta y$ 以降は柱下端から $0.34D$ (170 mm) 区間の軸方向鉄筋の座屈、かぶりコンクリートのはらみ出しに伴う最下段の円形セグメントのはらみ出しがあり、柱下端から約 $0.3D$ (150 mm) 区間のコンクリートが剥落して曲げ破壊した。なお、軸方向鉄筋は柱基部において座屈したが破断はしなかった。この損傷状況はAP-1とAP-2で特筆すべき差異は見られなかった。

帯鉄筋のひずみ分布、スパイラル鋼線のひずみ分布を図-7に示す。図は縦軸に柱基部からの高さを示し、横軸にひずみの値を示したものである。柱基部より $0.7D\sim 1.5D$ ($360\sim 740\text{ mm}$) までの帯鉄筋が $6\delta y$ で降伏した。スパイラル鋼線の方は、柱基部より $1.1D$ (530 mm) までのひずみ増加が $6\delta y$ 以降に顕著である。すなわち、当初は帯鉄筋が主にせん断破壊に抵抗し、帯鉄筋が降伏するとスパイラル鋼線が主にせん断破壊に抵抗するようになるものと考えられる。なお、スパイラル鋼線の最終ひずみは降伏ひずみ以下であった。

3. 水平載荷試験その2 (扁平セグメント使用)

優れた耐震補強効果を持つAPAT工法の実用化を

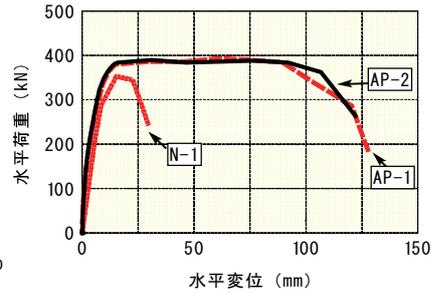


図-6 水平荷重-水平変位 (包絡)

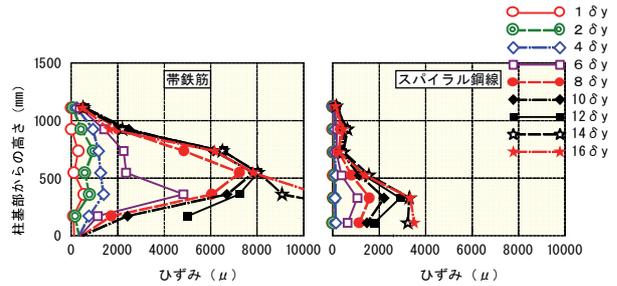


図-7 せん断補強材のひずみ分布 (AP-2)

目指し、コストダウンや施工性向上を図り円形セグメントの厚さを半減した扁平なセグメントを開発した (以下「扁平セグメント」と記す)。この形状は、円形セグメントに比べ拘束効果の低下により変形性能の改善効果の減少が懸念されるため、正負交番水平載荷試験を実施した。

3.1 試験体の種類

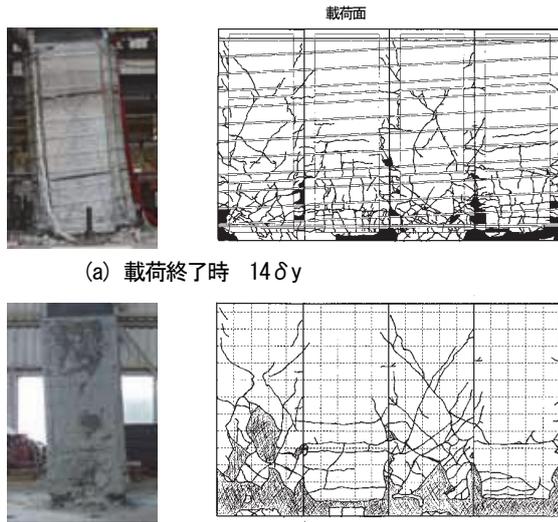
表-2に試験体の種類と仕様を示し、図-8に補強詳細を示す。

補強対象とする既設RC柱は前章と同様のものであり、3試験体ともに扁平セグメントとスパイラル鋼線で補強した。なお、スパイラル鋼線の間隔は前章の試験結果と施工性を考慮して 100 mm とした。AP-3は、セグメント形状の差が耐震補強効果に与える影響を検討するものであり、前章のAP-2に比べセグメント厚さが半減したこと以外は同一である。AP-4は、柱下端に設けた $0.25D$ (125 mm) の無補強区間が耐震補強効果へ与える影響を検討するものであり、補強施工時の掘削省略等に対処するものである。AP-5は、変形性能が低下すると言われる高軸力下における耐震補強効果を確認するものであり、地下鉄の中柱等への展開を図るものである。

載荷方法は前章に示したものと同様である。

3.2 試験結果

試験体の水平荷重-水平変位の関係は、図-9に示



(a) 載荷終了時 14δy

(b) 扁平セグメント撤去後

図-11 試験体の損傷状況 (AP-3)

表-3 水平載荷試験結果

試験体	N-1	AP-1	AP-2	AP-3	AP-4	AP-5
降伏荷重 P_y (kN)	286	303	322	333	326	494
降伏変位 δ_y (mm)	8.4	7.5	7.6	9.3	9.0	11.2
最大荷重 P_{mu} (kN)	353	393	390	396	393	548
終局変位 δ_u (mm)	23	115	113	118	95	112
じん性率 δ_y / δ_u	2.7	15.4	14.8	12.7	10.6	10.0

荷重正の値で算定
 降伏荷重：最外縁主鉄筋ひずみが降伏ひずみに達した時点の水平荷重
 降伏変位：降伏荷重時の水平変位
 終局変位：水平荷重-水平変位曲線の包絡線において、水平荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位
 じん性率：終局変位を降伏変位で除した値

セグメントを撤去した状態の既設 RC 柱に生じたひび割れ状況を図-11 に示す。この図より、柱の隅角部や扁平セグメントのひび割れ発生状況は、既設 RC 柱に生じているひび割れの状況を示す指標となることがわかる。

表-3 に水平載荷試験結果を示す。表より各試験体のじん性率は、円形セグメントを用いた AP-1、2 で 15 程度、扁平セグメント用いた AP-3 で 13 程度、無補強区間が 0.25D (125 mm) の AP-4 で 11 程度、高軸力下の AP-5 で 10 程度となることがわかる。

図-12 に APAT 工法と他の耐震補強工法との比較を示す。PL-1 は N-1 を鋼板 ($t=3.2\text{mm}$) で巻立補強したものである。CF-1 は N-1 を炭素繊維シート ($t=0.167$ 2 層) で巻立補強したものである。図より扁平セグメントを用いた AP-3 は鋼板巻立て補強および炭素繊維シート巻立て補強と同等以上の変形性能を有することがわかる。また、無補強区間が 0.25D (125mm) の AP-4 でも一般的な鋼板巻立補強と同等

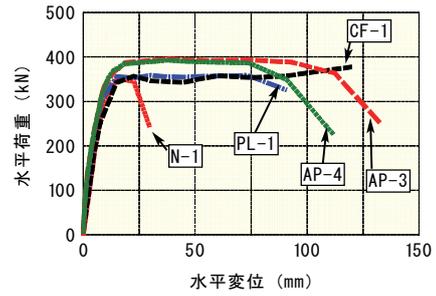


図-12 各耐震補強工法の水平荷重-水平変位 (包絡) 比較



写真-1 スパイラル鋼線自動巻付機

の変形性能を有することがわかる。

4. 施工法

APAT 工法により山陽新幹線の RC ラーメン高架橋柱 216 本を耐震補強した。施工にあたっては下記の施工手順を標準化するとともに、スパイラル鋼線巻つけの省力化およびスパイラル鋼線の定量的な緊張管理を目的に、スパイラル鋼線自動巻付機 (写真-1 参照) を開発した。自動巻付機は鋼より線巻き取り・取り出しと緊張力導入等の複合機能を持ち、所定の緊張力 (1KN~2KN) 導入が可能であるほか、人力運搬ができるように分割可能な構造 (最大 35kg/個) とした。

施工手順は以下を標準とする。

- ① 準備工 — 柱の原寸を確認するとともに支障物の移設撤去をおこなう。
- ② 柱表面処理工 — 柱表面の劣化部の補修をおこない、地中部の土砂、表面に付着している汚れ・異物等を除去した後、水洗い等の清掃をおこなう。
- ③ 扁平セグメント取付工 — 柱にポリマーセメントモルタル ($t=4\sim 5\text{mm}$) を塗布し、型枠パイプレーター の振動を利用して扁平セグメントを密着させる。扁平セグメント取り付け後は一段毎に締めつ

けによる仮止めを施す。補強範囲は基礎+5cm～上梁-5cmとし、扁平セグメント間は1cmの離隔を確保する

- ④ スパイラル鋼線巻付工 — 自動巻付機を用いて扁平セグメントに設けられた巻付ガイド溝に沿ってスパイラル鋼線を巻き付けた後緊張力を導入する。

緊張力は1kN程度を標準とする。スパイラル鋼線は、所定径の80%程度の径でスパイラル状に加工し、人力で運搬できる重量(約60kg/巻)に分割搬入する。スパイラル鋼線の定着は端部を2重に巻き、柱隅角部4箇所をワイヤーグリップ(JISB2809)で緊結することによる。スパイラル鋼線の継ぎ手は突合せ継ぎ手ができる専用の曲線用グリップを用いておこなう。これはスパイラル鋼線と同一材料の全強摩擦継ぎ手で、人力施工が可能なものである。

- ⑤ 保護コンクリート工 — 地中部には必要に応じて保護コンクリートを設置する。保護コンクリートの厚みは10cmとする。また、保護コンクリート底部は基礎との離隔5cmを確保する。
- ⑥ 復旧工 — 準備工で移設・撤去した各種設備・施設は所定の箇所に復旧する。

5. まとめ

APAT工法の基本性能を確認する正負交番水平載荷試験とAPAT工法の実用化を目指し軽量化した扁平セグメントを用いた正負交番水平載荷試験より以下のことが明らかになった。

- ① APAT工法により補強された柱は、曲げ破壊の変形性能に富む破壊性状を示した。そのじん性率は円形セグメントを用いた場合で15程度、セグメント厚さを円形の約半分とした扁平セグメントで13程度と極めて良好である。
- ② APAT工法により耐震補強された柱は、鋼板巻立て補強工法、炭素繊維シート巻立て補強工法による柱の変形性能と同等以上である。
- ③ スパイラル鋼線の間隔の違いは、破壊性状、変形性状に影響しない。
- ④ APAT工法により耐震補強された柱は、柱コーナー部分の扁平セグメントのない部分および扁平

セグメントのひび割れより柱の損傷状況を把握することが可能である。これは柱の損傷状況を目視できない鋼板巻立て工法、炭素繊維シート巻立て工法に比べ地震発生時の緊急点検に有利である。

- ⑤ 柱下端に無補強区間0.25D(D:柱の断面高さ)を有しても一般的な鋼板巻立補強と同等の変形性能を有する。
- ⑥ 高軸力下においてもじん性率10程度と優れた変形性能を示す。

6. あとがき

既往の耐震補強工法に比べ、より経済的で施工性のよい耐震補強工法の開発を目的にAPAT工法を開発した。この工法は、耐震補強工法としての基本的な性能を十分満足しているとともに、地震発生時の緊急点検や日常の維持管理の容易さを確保することのできるものである。試験体数が少ないことから変形性能を定量的に評価するまでには至っていないが、工法の普及に向けての課題と考え、取り組んでいく予定である。

【参考文献】

- 1) (財) 鉄道総合技術研究所、「炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法 設計・施工指針」、平成8年7月
- 2) (財) 鉄道総合技術研究所、「アラミド繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法 設計・施工指針」、平成8年12月
- 3) (財) 鉄道総合技術研究所、「既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針—スパイラル筋巻立工法編—」、平成8年12月
- 4) (社) 日本鉄道施設協会、「耐震設計指針(案) 解説日本国有鉄道編」、昭和54年7月

海水交換型防波堤に関する研究

森田修二*

1. まえがき

閉鎖性水域となる港湾は富栄養化や廃水等による水質悪化から沿岸域の水質汚濁を引起す一方、港湾の利用者にとっても問題となっている。本研究では、港湾の閉鎖性を改善することで水質の悪化を防ぎ、沿岸域への影響も緩和できると考えている。近年、港湾の水質改善対策として海水交換型の防波堤に関する研究が進められている。図-1に海水交換型の防波堤を用いて港内の水質悪化を改善する例を示した。海水の交換機能を有する透過性の防波堤には、例えば浮体式や潜堤が考えられるが、波の遮蔽と海水の交換機能は相反する課題であり、これらの構造物によって波を十分に遮断するためには課題がある。一方、港湾における汚濁の負荷量を考えれば、海水循環を促す適度な流れによって港内の水質維持は十分期待できる。

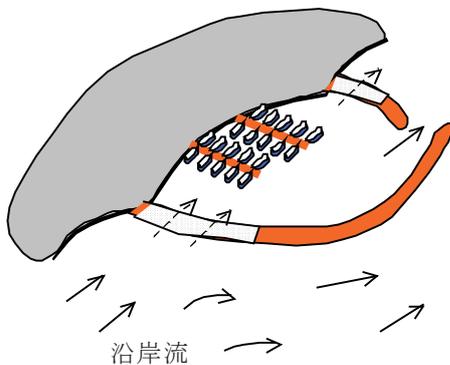


図-1 海水交換型防波堤による水質改善例

本研究では、防波堤にスロープ型やステップ型といった通水路を設けた通水路型防波堤の波に対する特性や海水の交換機能について研究を行なった。これらの防波堤は波の遮蔽性に優れており、海浜流や潮流といった沿岸流を利用して港外の水を港内へ取込むことができる。現地への適用を考えた場合、波の透過率や

実際にどの程度の海水交換量が得られるか把握しておく必要がある。本研究では、水理模型実験や数値解析によってこれらの特性を検証した。

2. 通水路型防波堤の概要

従来の防波堤に通水路を設けることで、海水交換機能を付加したものには、様々な形体の防波堤があるが、通水路の基本形状から分類すると、多くは水平型のものである。防波堤に水平型の通水路を設けた場合、防波堤の基本的な機能すなわち波の遮蔽機能を確保するために通水路の水深を大きくする、通水路内に波のエネルギー逸散を図るなどの工夫がなされている。図-2には本研究で提案するスロープ型とステップ型の通水路を有する防波堤のモデルを示した。

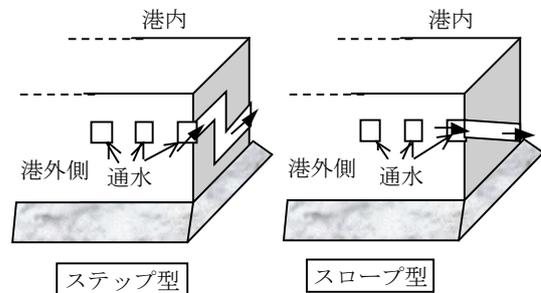


図-2 通水路型防波堤の概観

これらの防波堤のメリットとしては、①取水口（外洋側）が水面付近にあり、通水路の水深を大きくすることで生じる海水循環の阻害や漂砂による埋没がない、②注水口（港内側）が海底付近にあり、波の遮蔽効果が向上する、③流れ場の非対称性によって海水交換を促進する、等が考えられる。

本研究では、これらの防波堤の特性について、実験および解析によって検証を行なった。

*技術本部技術開発部

3. 通水路型防波堤の特性

3.1 波の透過率

図-3には、通水路が水平型とステップ型、スロープ型の防波堤のモデルを示したが、これらの防波堤について波の透過率を実験と解析によって検証した。

図-4には実験水槽の概要を示したが、この水槽では波の透過率の他に、波力や通水性に関する実験も行っており、その概要も示している。

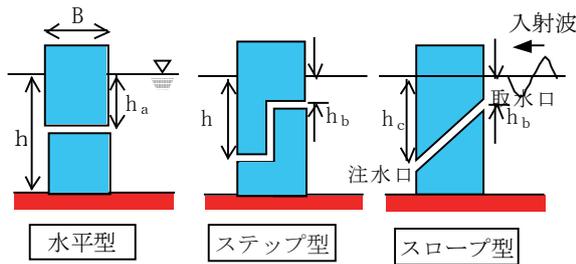


図-3 通水路型防波堤のモデル

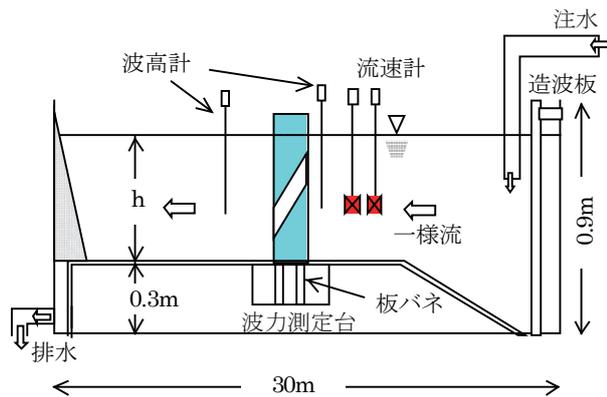


図-4 実験水槽の概要

図-5には波の透過率に関する実験結果と解析結果を示した。横軸は波数kと水深hの積、縦軸は透過率である。水深は20cmで水平型とスロープ型について通水路の開口高さが1cmと3cmの結果を示している。取水口の下端水深はスロープ型が10cm、水平型は13cmである。スロープ型の取水口の水深が小さいにも関わらず、水平型よりも透過率が小さくなっており、スロープ型が波の遮蔽効果に有利であることがわかる。解析結果は実線で示しているが、2次元の湧き出し分布法(境界積分方程式法)による結果であり、概ね良好な結果が得られている。

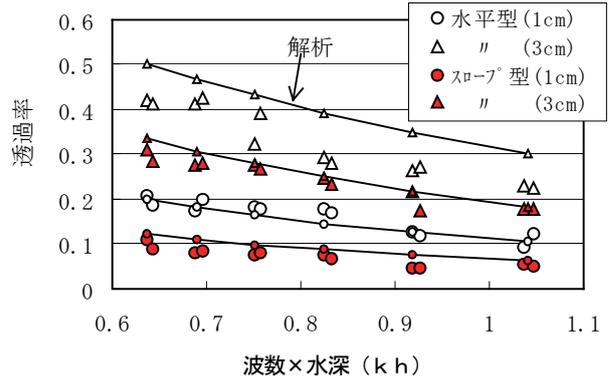


図-5 波の透過率

3.2 波力

本報では従来の2次元の湧き出し分布法に重み係数を導入して奥行き方向の形状変化を平均的に評価する解析手法¹⁾を考案した。一定水深における物体周りの定常の2次元微小振幅波について、入射波の速度ポテンシャル Φ_I は(1)式、回折波の速度ポテンシャル Φ_D は(2)式で表される。²⁾

$$\Phi_I = R_e \left[-\frac{igH_1}{2\omega} \frac{\cosh\{k(h+z)\}}{\cosh(kh)} e^{i(kx-\omega t)} \right] \quad (1)$$

$$\Phi_D = R_e \left[\int_S f(p, q) G(x, z; p, q) dS(p, q) e^{-i\omega t} \right] \quad (2)$$

ここで、 H_1 は入射波の波高、 h は水深、 ω は角周波数、 k は波数、 g は重力加速度、 f は湧き出し関数、 G はJohnのグリーン関数、 $\int_S dS(p, q)$ は物体表面の積分を表す。(2)式に水面や底面、無限遠方の境界条件を用いることで(3)式が求められる。ここで、 ϕ_I は入射波の複素振幅、 $\mathbf{n} = \{n_x, n_z\}$ は物体表面における単位法線ベクトルである。

$$\frac{\partial \phi_I}{\partial \mathbf{n}} = - \int_S f(p, q) \left(\frac{\partial G}{\partial x} n_x - \frac{\partial G}{\partial z} n_z \right) dS(p, q) \quad (3)$$

(3)式から求まる湧き出し分布関数 f を(2)式に代入することで回折波の速度ポテンシャル Φ_D が得られ、任意点の速度ポテンシャルや波高が算出できる。本手法で用いる重み係数は要素の線分長に乘じる係数であり、(4)式、(5)式には重み係数 W_j を導入したグリーン関数とその微分形の数値積分式の定式化を示した。図-6には通水路を有する防波堤に重み係数を適用する場合の概要を示した。図-7にはステップ型とスロープ型の防波堤が受ける波力の結果を示した。水深は40cm、波力を測定した防波堤の幅 D は30cm、通水路の幅は20cm、開口高さは8cm、取水口および注水口

の中心水深は10cmと30cmである。実験と解析ともに周期が短いほど波力が小さくなるが、この傾向は周期が短いほど水深増加による波動の減衰が大きくなるためである。また、解析ではスローブ型の波力が大きくなっており、実験結果でもその傾向はうかがえる。解析は透過率と同様に通水路幅を考慮した重み付き2次元湧き出し分布法を用いているが、実験と解析の比較から、本手法の適用性が検証できた。

$$\int_{\Delta S_j} G dS = \left(G_0 + \sum_{n=1}^{\infty} G_n \right)_j \Delta S_j \cdot W_j \quad (4)$$

$$\int_{\Delta S_j} \left(\frac{\partial G}{\partial x} n_x - \frac{\partial G}{\partial z} n_z \right) dS = \left\{ \left(\frac{\partial G_0}{\partial x} n_x - \frac{\partial G_0}{\partial z} n_z \right) + \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{\partial G_n}{\partial x} n_x - \frac{\partial G_n}{\partial z} n_z \right) \right\} \Delta S_j \cdot W_j \quad (5)$$

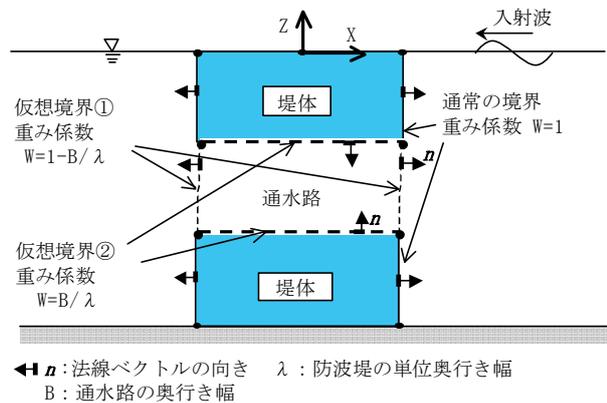


図-6 物体境界における重み係数の概念

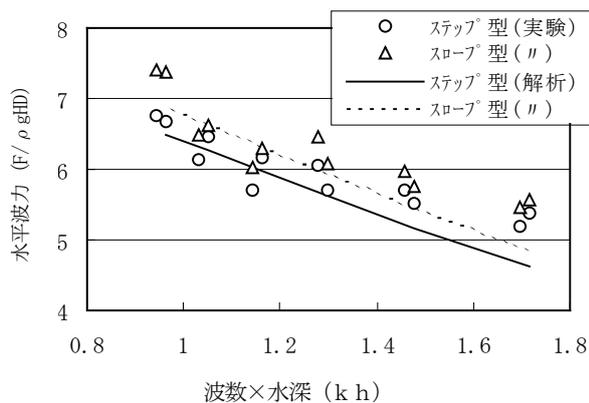


図-7 防波堤の受ける波力

3.3 波動に伴う流量フラックス

図-8には通水路から流入する流量フラックスを示

した。縦軸のフラックスは10秒～25秒間の時間平均した値で、 u_0 は水面水粒子速度の振幅である。実験条件は図-7と同じで水平型の1～3は通水路の中心水深が10cm、20cm、30cmである。スローブ型の流量は周期が長いほど流量が大きくなる傾向がある。この結果は波動によっても通水路を通じて海水交換がなされることを表しており、非常に興味深い結果である。

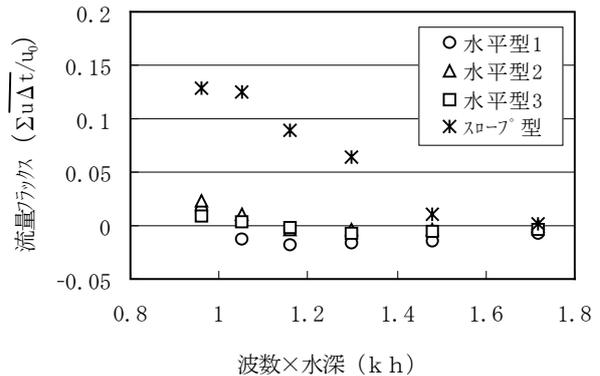


図-8 通水路からの流量フラックス

3.4 通水性

通水路型防波堤の通水性を検証するために、図-4の2次元水槽に一定流量の注水を行い水槽内に一様定常流を発生させた。水深はほぼ15cm、流速は1cm/s～10cm/sで一定、模型前後の水位変化と上流側の流速を測定した。本研究では非線形ダルシー則を用いて通水路型の通水性の評価し運動方程式を次式に示す³⁾。

$$-\frac{1}{\rho} \nabla(p + \rho g z) = \frac{\nu}{k_p} q + \frac{C_f}{\sqrt{k_p}} q^2 \quad (6)$$

$$\frac{1}{k_{pe}} = -\frac{g \xi}{\nu q} \quad (7)$$

$$\frac{1}{k_{pe}} = \frac{1}{k_p} + \frac{C_f q}{\nu \sqrt{k_p}} \quad (8)$$

ここで、 p は圧力、 ρ は流体の密度、 z は鉛直座標、 ν は流体の動粘性係数、 g は重力加速度、 q は流速、 k_p は長さの2乗の次元を持つ透水係数、 C_f は乱流抵抗係数である。

(6)式の左辺は動水勾配 ξ で表すことができ、見かけの透水係数 k_{pe} を(7)式で表すと、(6)式から(8)式が導かれる。(7)式を用いて見かけの透水係数と実流速の関係について整理し、線形近似により透水係数と乱流抵抗係数を求めることができる。

図-9にスロープ型の実験結果について、水位勾配と実流速の関係を示した。表-1の係数を用いて近似曲線を挿入している。図中の h_a は通水路の開口高さである。実験結果は近似曲線によってよく表されており、以上の手法で求めた非線形のダルシー則によって通水路の通水特性が評価できると考えられる。^{4), 5)}

表-1 透水係数と乱流抵抗係数

	水平型	スロープ型
k_p	0.129	0.058
C_f	0.016	0.027

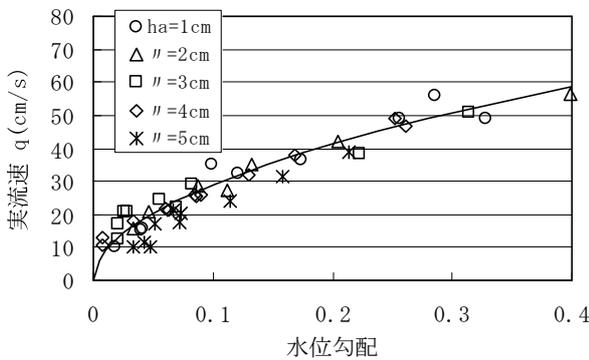


図-9 水位勾配と流速(20-7°型)

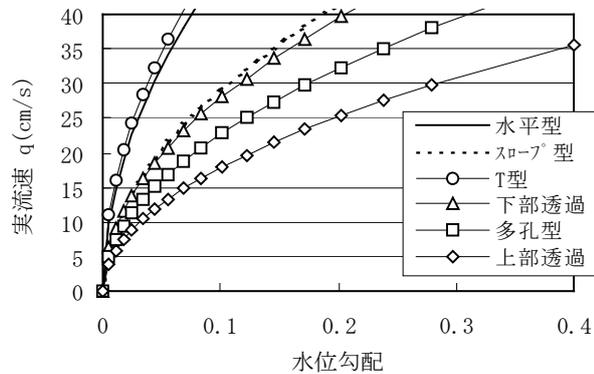


図-10 水位勾配と流速(構造別比較)

防波堤に水路を設けて海水交換を図る様々な研究が行われている。西守ら⁶⁾は数種の形状の防波堤模型を用いて本研究と同様に通水特性に関する実験を行っている。模型の寸法は本研究の模型よりも大きく、形状も複雑であるが、参考までに比較を行った。図-10に水位勾配と実流速の関係を示した。西守らは水没断面での平均流速と水位差の関係を近似曲線で評価して

いるが、ここでは港内側と港外側で開口率の平均値を用いて便宜的に実流速を算出した。マーク付きの細線が西守らの結果、実線および点線が本研究の結果である。最も通水性の良好なのはT型であり本研究の水平型とほぼ同程度と言える。スロープ型はやや通水性が劣るが、その他のタイプと比較すれば遜色ない。

4. 通水路型防波堤による海水交換

4.1 波と流れ場における検討

現地の港湾内外の流況を想定して、ここでは港湾模型を用いて波と流れ場において通水路型防波堤を通してどの程度の水交換機能が期待できるか検証する。

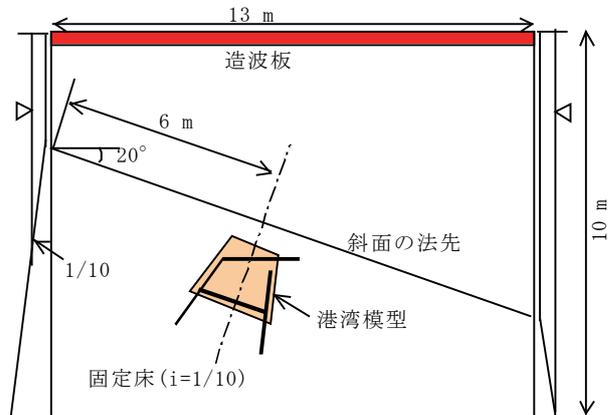


図-11 平面水槽の概要

図-11に示すように平面水槽内(13m×10m)に港湾模型(2m×1.5m)を配置し、通水路型防波堤による水交換量を把握する実験を行なった。入射波に対して20°の入射角を持つようにした1/10の勾配の固定床上に港湾の模型を設置した。水深は沖側で33cm、港湾内の水深は一律に15cmにした。港湾の両側面には通水路型防波堤を配置した。固定床上に発生する沿岸流によって港内に外水を導入し港内の水交換を図ろうとしたものである。港内に懸濁物質を投入し港内濁度の変化から水交換量の評価を行なった。

図-12には、通水路の通水性から求めた港内水の交換に要する代表時間と濃度低下に要した時間の相関関係を示した。水交換に要する代表時間とは、通水路(上流側)の開口面積Aと代表流速uの積の流量Q(=A×u)と港内水量Vから、V/Qで表される時間である。

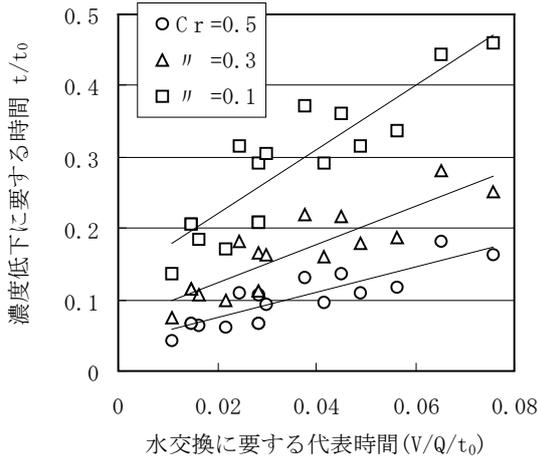


図-12 代表時間の相関 (水平型)

すなわち、通水路からの流入流量によって港内水量を置換するのに必要な時間を表している。なお、代表流速には Longuet-Higgins の碎波点の沿岸流速⁷⁾を用いた。図中の印は3測点の平均濃度比 $C_r (=C/C_0)$ が 0.5、0.3、0.1 にまで低下する時間を表しており、実線はその近似直線である。なお、通水路を閉じた状態で平均濃度比が 0.1 に低下するのに要した時間 t_0 (100 分) で無次元化している。図-12 は水平型の結果であるが、実験で得られた範囲では良い相関が見られ、このような評価手法で港内の水を交換するのに必要な時間が推定できることがわかった。⁸⁾

4.2 波動による海水交換機能の検討

波動は水粒子の正弦的な往復運動によるものであり、防波堤内に港内と港外をつなぐ通水路を設けただけでは波動による海水交換の効果は期待できない。本研究で考案したスロープ型の通水路を図-13 に示すように配置した場合、波によって通水路を越波する流量だけが港内へ導水され一定方向の流れが発生することになる。このような通水路からの流入流量は水深や波高、波の入射角などに依存し、通水路内では衝撃的な波の伝播も予想される。ここでは水理模型実験によって通水路からの流入流量と港内の静穏度を検証する。

図-14 に示すように2次元水路内に港湾模型を配置し、通水路型防波堤による水交換量を把握する実験を行なった。水交換量の評価は、港内に投入した懸濁物質の濃度の低下速度から水交換量を評価した。港口からの波の回折を抑えるために、水路を中心で仕切った。

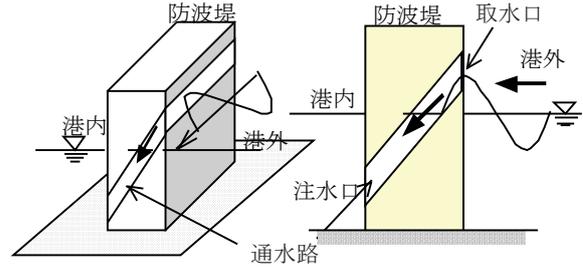


図-13 波動を利用した海水の導入

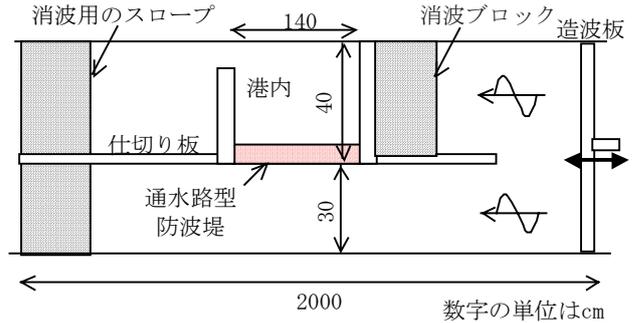


図-14 実験水路の概要 (平面図)

図-16 は露出型の防波堤について水交換機能の評価したものである。波形から求めた計算上の通水路への流入量を用いて算出される港内水の交換に要する代表時間と濃度低下に要した時間の相関関係を示した。ここで、波形から求める流入量は次式の横越流に関する Forchheimer の式を応用する。

$$Q_w = C_w L_w \left(\frac{h_1 + h_2}{2} \right)^{3/2} \quad (9)$$

ここで、 Q_w は横越流量 (m^3/s)、 $C_w (=1.901m^{1/2}/s)$ は流量係数、 L_w は堰の幅、 h_1, h_2 は堰の上下流における越流水深 (m)である。式(9)は定常状態を仮定しており本実験のような波動による横越流に直接は適用できない。

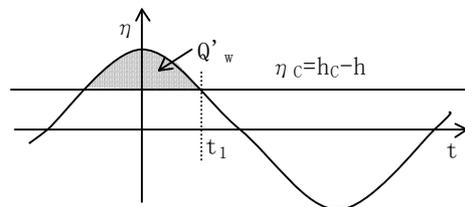


図-15 通水路からの越流量

図-15 のような時間波形を考えた場合、1周期間の越流量 Q_w は図の斜線部となり、式(10)で表される。

ここで、 h_c は通水路の下端高さ、 H は波高である。

$$Q'_w = \frac{1}{2\omega} \{H \sin \omega t_1 - 2(h_c - h)\omega t_1\} \quad (10)$$

式(9)の越流水深の項を平均水深 h_w で表し、 h_w を式(11)で置き換えることで通水路からの越流量として表すこととする。波高は通水路型防波堤の前面に設置した波高計の平均値を用いた。

$$h_w = Q'_w / 2t_1 \quad (11)$$

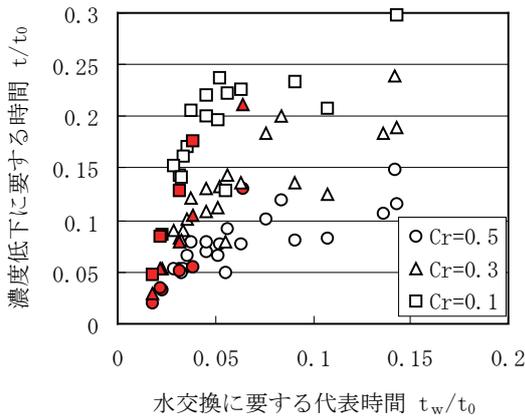


図-16 代表時間の相関(露出型)

水交換に要する代表時間とは越流量 Q_w と港内水量 V から $t_w=V/Q_w$ で表される時間である。なお、通水路を閉じた状態で平均濃度比が0.3に低下するのに要した時間 t_0 (90分)で無次元化している。白抜き印はスロープ型、塗り潰しは水平型の結果である。

各濃度比における相関関係が認められ、波形から求められる計算上の越流量によって港内の水交換量がある程度は推定できることになる。濃度低下時間は代表時間のほぼ5倍であり、この結果から横越流量の式(9)の流量係数を見直せば $C_w=0.4$ となる⁹⁾。

5. あとがき

本研究では通水路型防波堤の基本特性を明らかにし、本研究で考案したスロープ型やステップ型の通水路型防波堤が波の遮蔽性、通水性で優れていることを確認した。次に、港湾模型を用いて波と流れ場における港湾の水交換機能に関する実験を行い、周辺の代表流速と通水路の開口率などから求まる水交換に要する代表

時間で評価できることを確認した。また、流れのない状況を想定して波動による水交換機能についても実験的に検証し、水交換機能が簡易な算定式による水交換に要する代表時間で評価できることを確認した。これらの結果は紙面の都合で紹介できなかったが、数値解析によっても良好な結果を得ている^{4),8),9)}。

以上の結果から、通水路型防波堤を用いることで港湾の水質改善は十分に可能であること、その設計に際しては代表時間を用いた概略設計や数値解析を用いて現地に促した検討ができることがわかった。

【参考文献】

- 1) 森田修二、出口一郎、「スロープ水路を有する透過性防波堤に関する研究」、海岸工学論文集、第46巻、pp. 1101~1105、1999。
- 2) 中村孝幸ほか、「わき出し分布法を用いた2次元物体まわりの波変形と流体力の解析法」、第29回海岸工学講演会論文集、pp. 462~466、1982。
- 3) 出口一郎、「透過性構造物による波の変形」、水工学シリーズ94-B-7、1994。
- 4) Morita, S. and Deguchi, I (2001), "Study of the Capacity of Breakwater with Channel to Exchange Water", ISOPE, 2000, Vol. 3, pp. 545-552
- 5) 森田修二、出口一郎、「通水路型防波堤の通水特性に関する研究」、海洋開発論文集、第16巻、pp. 273~278、2000。
- 6) 西守男雄ほか、「海水交換型防波堤の透過量評価手法の提案」、港湾技術研究所報告、第38巻、第2号、pp. 63~97
- 7) Longuet-Higgins, M. S. "Long shore current Generated by obliquely incident sea wave", Jour. Geophys. Res, Vol. 75, No. 33, pp. 6776-6789, 1970.
- 8) 森田修二、出口一郎、尹晟鎮、「透過性防波堤を有する小規模港湾の海水交換機能に関する研究」、海洋開発論文集、第17巻、pp. 351~356、2001。
- 9) 森田修二、尹晟鎮、出口一郎、「通水路型防波堤の波動による海水交換機能に関する研究」海洋開発論文集、第18巻、pp. 521~526、2002。

材端部に開孔を有するRC梁の開孔補強工法の開発

細矢 博* 岸本 剛**

1. はじめに

鉄筋コンクリート造の集合住宅などでは、梁に換気設備配管用の開孔を設けざるを得ないが、このとき、居室プラン上、開孔を梁端部に設けたいとの要望が強い。しかし、端部に開孔を有する梁が地震等の外力を受けると、開孔補強が適切でない場合には、開孔近傍で脆性的な破壊を起こすことが既往の研究から知られており、端部に開孔を設けることを避けてきた。そのため、従来工法では、柱面より梁せい以上離れた領域に開孔を設け、配管を外部に通しているのが一般的である。これに伴い、配管を収納するための下がり天井を設けるなどの対応が必要となり、居室プラン上、大きな制約を受けている。

これらの問題を解決すべく、鉄筋コンクリート(RC)梁の材端部に開孔を設けることを可能にするため、開孔補強工法(以下、本工法と記す)を考案し、縮小試験体の載荷実験によって開孔補強された有孔梁の構造性能を検討した。また実大施工実験を行い、主として開孔部の補強筋組の施工性ならびにコンクリートの充填性について検討した。

2. 本工法の概要と特長

考案した本工法は、図-1および図-2に示すように、開孔の両脇に配置する孔際補強筋と既製開孔補強筋、ならびに普通異形鉄筋をU形に折り曲げ成形した開孔補強鉄筋(以下、座屈補強筋と称す)により梁端部の開孔を補強し、設計で保証すべき強度と変形性能を確保するものである。このU形の座屈補強筋は、終局時に梁主筋の座屈を防止するとともに、開孔部近傍のコンクリートの圧壊、剥落に対する遅延効果があり変形性能を増大させ、かつ開孔部のせん断強度の増大にも寄与する。

本工法を採用すると、図-3に示すように、従来工法では開孔を柱面から梁せい(D)以上離さなければならぬものが、梁せいの1/3以上から梁せい未満に相当する区間に、直径が梁せいの1/3.5以下かつ300mm以下の開孔を設けることが可能である。したがって、従来工法に比べ、配管経路が短縮できること、また、下がり天井の出隅部分の張り出しが最大で梁せいの2/3、すなわち450~650mm程度小さくすることができる。このため、コスト上昇せずに居室空間を拡大できるうえ、居室プランのバリエーションが増え、居住者のニーズを反映させた建物の設計が可能になる。

なお、柱面から梁せい以上離れた領域ある開孔に対しては従来工法で対応可能である。

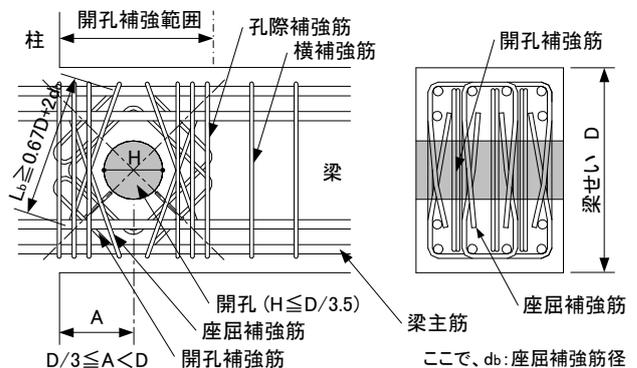


図-1 配筋方法

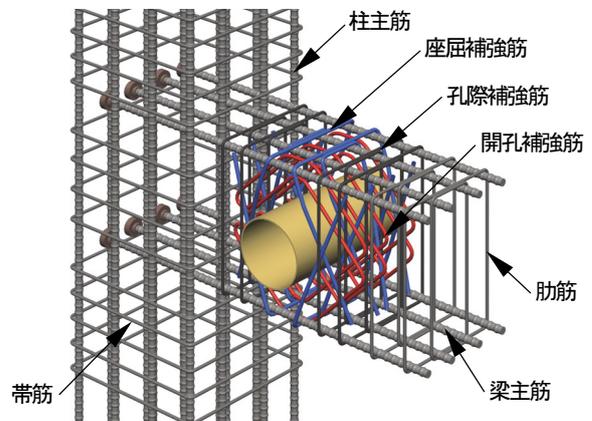


図-2 配筋例

*技術研究所 **東京支社建築設計部

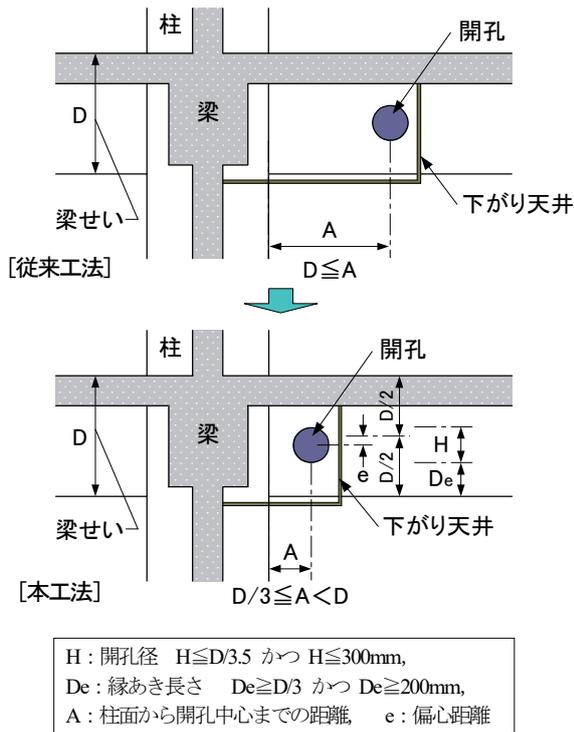


図-3 本工法と従来工法の外観上の比較

3. 適用範囲

本工法の適用範囲の概要を表-1に、使用材料の範囲を表-2に示す。また、その要点は以下の通り。

- ・ 開孔直径(H): $D/3.5$ 以下かつ 300mm 以下
- ・ 梁端柱面から開孔中心までの距離(A): $D/3$ 以上かつ $1.0D$ 未満 [梁中央部にも同時に開孔配置可能]
- ・ コンクリート設計基準強度(F_c): 21N/mm^2 以上 54N/mm^2 以下
- ・ 梁端部断面のせん断応力度(τ_0): $\tau_0 = (Q_L + Q_{mu}) / (bD)$ が $0.07F_c$ 以下

ここに、

Q_L : 鉛直荷重時せん断力、 Q_{mu} : 曲げ強度時せん断力、 b : 梁幅、 D : 梁せい

本工法では、材端部に開孔を設ける場合であっても、隣り合う開孔どうしの距離を本工法設計指針に準じて確保すれば、梁中央部に複数の開孔を設けることが可能である。また、コンクリート設計基準強度の上限が 54N/mm^2 であることから超高層建物の梁にも採用できる。同時に、梁端部断面のせん断応力度の適用範囲が $0.07F_c$ 以下であることから、せん断応力度のレベル (τ_0/F_c) が一般的に高い中高層建物の梁に対しても適用できる。

表-1 適用範囲の概要

項目	諸元
開孔形状	円形
開孔直径	$H \leq D/3.5$ 、かつ 300mm 以下
梁端-開孔中心間距離	$D/3 \leq A < D$
縁あき寸法	$D_e \geq D/3$ 、かつ 200mm 以上
梁端開孔~隣接中央部開孔中心間距離	$L \geq 2D$ (中央部開孔間距離 $L' \geq D$)
梁内法スパン比	$L_0/D \geq 4$
座屈補強筋定着長さ	$L_b \geq 0.67D + 2d_b$
孔際補強筋比	$0.5\% \leq p_v \leq 1.2\%$
開孔補強筋比	$0.4\% \leq p_d \leq 1.2\%$
座屈補強筋量	$p_b \sigma_{bv} \geq 1.2\text{N/mm}^2$

表-2 使用材料

材料	設計基準強度	
	普通コンクリート	F_c
使用部位	鉄筋種類	鉄筋径
主筋	SD295A~SD490	D13~D41
横補強筋 (肋筋、孔際補強筋)	SD295A~SD345 高強度鉄筋	D10~D16 S6~S16
開孔補強筋	KSS785	S6~S16
座屈補強筋	SD295A~SD345	D10~D19

4. 設計方法

構造設計方法の要点を以下に示す。

4.1 開孔補強範囲のせん断強度

開孔補強範囲のせん断強度は下式による。

$$Q_{su} \geq Q_L + 1.2Q_{mu} \tag{1}$$

$$Q_{su} = [0.053p_t^{0.23}(F_c + 18)(1 - 1.61H/D) / \{M/(Qd) + 0.12\} + 0.85\sqrt{p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}}] bj \tag{2}$$

ここに、

Q_{su} : 開孔補強範囲のせん断強度、 p_t : 梁引張鉄筋比、 $M/(Qd)$: せん断スパン比 { $M/(Qd) \leq 1$ の場合は 1、 $M/(Qd) \geq 3$ の場合は 3}、 σ_{vy} : 孔際補強筋規格降伏点 ($\leq 25F_c$)、 σ_{dy} : 開孔補強筋規格降伏点 ($\leq 25F_c$)、 j : 応力中心間距離、その他の記号は 2~3 章参照。

4.2 孔際補強筋と開孔補強筋の算定

孔際補強筋と開孔補強筋は、梁端部断面でのせん断応力度をコンクリート設計基準強度で無次元化したせん断応力度 (τ_0/F_c) の大きさに応じて、以下の条件を満たすものとする。

- ・ $\tau_0/F_c \leq 0.05$ のとき $\xi \geq \tau_0/F_c + 0.1$ (3)

- ・ $0.05 < \tau_0/F_c \leq 0.07$ のとき $\xi \geq 9 \tau_0/F_c - 0.3$ (4)

ここに、 $\tau_0/F_c = (Q_L + Q_{mu}) / (bDF_c)$

ξ は、開孔部補強筋指標と称し、下式より求める。

$$\xi = (p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}) / F_c \quad (5)$$

τ_0 / F_c は、以下の条件を満たすものとする。

$$\tau_0 / F_c = (Q_L + Q_{mu}) / (bDF_c) \leq 0.07 \quad (6)$$

4.3 座屈補強筋量の算定

座屈補強筋量は、以下の条件を満たすものとする。

$$p_b \sigma_{by} / F_c \geq \tau_0 / F_c \quad (7)$$

$$p_b \sigma_{by} \geq 1.2N/mm^2 \quad (8)$$

ここに、 p_b ：座屈補強筋比、 σ_{by} ：座屈補強筋規格降伏点($\leq 25F_c$)、その他の記号は2~3章参照。

5. 載荷実験

本工法を開発する際に構造性能を検討するため、約1/2の縮小模型試験体による載荷実験を行った。

5.1 試験体

試験体の諸元を表-3に示す。また、試験体の形状・寸法、配筋の例を図-4に示す。試験体は、コンクリート設計基準強度が24N/mm²と48N/mm²の2シリーズから成る。全試験体は、実際の梁の場合と同様に、材端部で曲げ降伏するように計画されている。また、座屈補強筋の定着長さは、開孔中心から15d_b(d_b：座屈補強筋径)まで延長することを条件としている。

5.2 材料試験

コンクリートの材料試験値を表-4に、鉄筋の材料試験値を表-5に示す。

5.3 実験結果

a. ひび割れ状況

ひび割れ状況の例を写真-1に示す。試験体は、コンクリート設計基準強度が $F_c=24N/mm^2$ である無孔梁試験体(L6-0)と、同強度で開孔径が D/3.5 である有孔梁試験体(L6-5-6M-B3、L8-8-12M-B3)である。

写真は、部材角が $R=40 \times 10^3 rad$ の第一サイクル正方向載荷後のひび割れ状況であるが、無孔梁ならびに有孔梁のひび割れ状況に差はほとんどみられない。また、開孔径が D/4 の試験体、ならびに梁端柱面から開

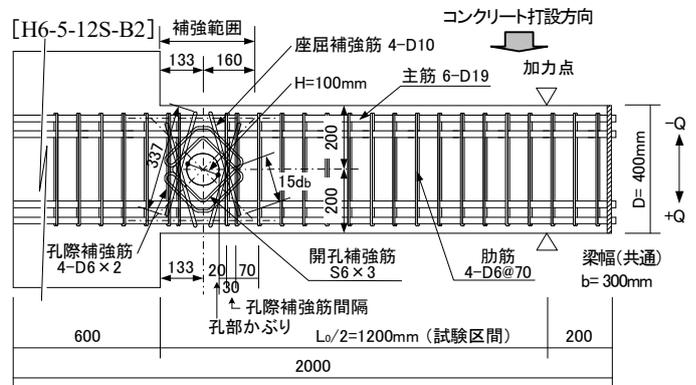


図-4 試験体の形状・寸法、配筋の例

表-3 試験体諸元

シリーズ	試験体	F _c (N/mm ²)	梁主筋		開孔諸元 ^{*1}			筋筋		孔際補強筋		開孔補強筋			開孔部全体			座屈補強筋			τ _{mu0} /σ _B ^{*6}						
			配筋	P _t (%)	径	水平方向	鉛直方向	配筋	P _w (%)	配筋 ^{*2}	P _v (%)	配筋 ^{*3}	P _d (%)	P _s (%)	P _s σ _{sy} ^{*4} (N/mm ²)	配筋 ^{*5}	P _b (%)	P _b σ _{by} (N/mm ²)									
Fc24(1)	L6-0	24	6-D19 [SD345]	1.67	—	—	—	4-D6@70 [SD295A]	0.61	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.057						
	L6-5-4L-N				D/3	—	—			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.058		
	L6-5-6L				D/3.5	D/3	中央			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.050	
	L6-5-6M				D/4	—	—			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	L6-5-6S				D/3.5	—	—			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	L6-5-4M				D/4	—	—			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	L6-5-4S				D/4	—	—			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fc24(3)	L6-5-6SE-B1	24	6-D19 [SD345]	1.67	D/4	D/3	孔中心 +D/24	4-D6@70 [SD295A]	0.61	4-D6@70	0.48	S6@3	0.51	0.99	5.63	6-D6	0.46	1.68	—	—	—	0.048					
	L6-5-6SF				2×D/3	中央	—			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
	L6-5-6M-B1				D/3.5	D/3	中央			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
Fc24(4)	L8-12-8M-B2	24	8-D19 [SD345]	2.28	D/3.5	D/3	中央	4-D10@70 [SD295A]	1.35	4-D10@70	1.18	S6@4	0.75	1.93	9.87	4-D10	0.76	2.75	—	—	—	0.073					
	L8-12-8M-B3				—	—	—			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
	L8-8-12M-B3				—	—	—			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
Fc48(1)	H6-0	48	6-D19 [SD490]	1.67	—	—	—	4-S6@70 [KSS785]	0.61	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—					
	H6-5-9S-B2				D/4	D/3	中央			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
	H6-5-12S-B2				—	—	—			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	H6-5-9S-B1				—	—	—			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
Fc48(2)	H6-5-9SE-B2	48	8-D19 [SD490]	2.28	D/3.5	D/3	中央	4-S10@90 [KSS785]	1.06	4-S10@90	1.19	S6@4	0.75	1.94	15.19	4-D10	0.76	2.75	—	—	—	0.073					
	H8-12-8M-B2				—	—	—			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		

*1：開孔の水平方向の位置は梁端柱面より開孔中心までの距離、鉛直方向の位置は梁上端面より開孔中心までの距離、(D：梁せい) *2：開孔補強筋範囲のうち開孔中心より片側の補強範囲に配筋された補強筋、*3：KSS785、*4： $p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}$ (N/mm²)、*5：座屈補強筋の定着長さ：開孔中心より15d_bまで延長 (d_b：座屈補強筋の径)、*6： $\tau_{mu0} = Q_{mu} / bD$ 、Q_{mu}：梁曲げ終局強度(Q_{mu}=0.9a₁σ_yd/a、a₁：梁主筋断面積、σ_y：梁主筋降伏強度、d：有効せい、a：シアスパン長さ)、ここで、補強筋量の算出にあたっては、σ_{vy}、σ_{dy}、σ_{by} ≤ 25σ_Bとした。σ_B：コンクリート圧縮強度

表-4 コンクリート材料試験値

シリーズ	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ度 ($\times 10^{-3}$)	弾性係数 (kN/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
Fc24(1)	24.4	2.01	24.7	2.42
Fc24(2)	27.1	2.05	25.4	2.65
Fc24(3)	28.9	2.03	27.3	2.34
Fc24(4)	24.6	1.84	23.9	2.34
Fc48(1)	54.6	2.63	32.2	3.69
Fc48(2)	35.6	2.01	30.0	3.49

表-5 鉄筋材料試験値

部位	主筋	肋筋, 孔際補強筋					開孔 補強筋		座屈補強筋		
		D19	D6	D10	S6	S10	S6	S8	D6	D8	D10
Fc24(1)	375	381	-	-	-	981	-	-	-	-	
	560	513	-	-	-	1126	-	-	-	-	
Fc24(2)	367	329	-	-	-	905	-	329	-	-	
	587	503	-	-	-	1096	-	503	-	-	
Fc24(3)	371	361	-	-	-	977	-	361	-	-	
	534	528	-	-	-	1148	-	528	-	-	
Fc24(4)	375	367	362	-	-	905	938	-	417	362	
	552	519	506	-	-	1121	1110	-	573	506	
Fc48(1)	538	-	-	882	-	-	993	361	-	364	
	690	-	-	1068	-	-	1162	528	-	500	
Fc48(2)	538	-	-	833	915	905	938	-	-	362	
	690	-	-	1056	1083	1121	1110	-	-	506	

上段：降伏強度，下段：引張強度 (単位: N/mm²)

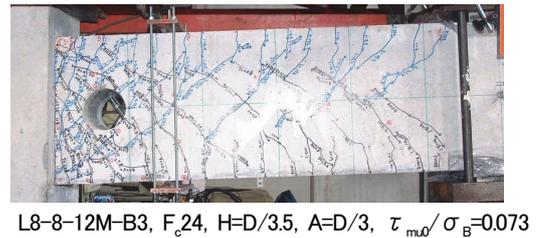
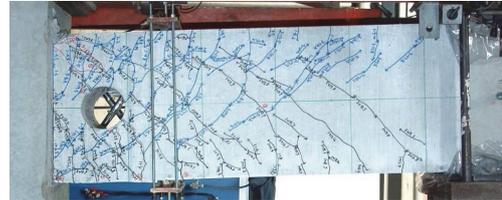
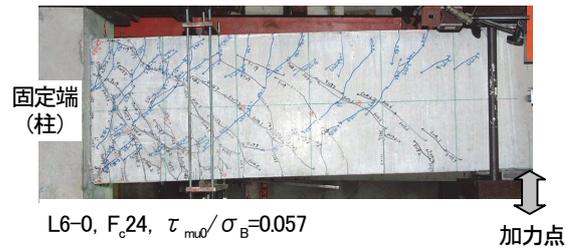


写真-1 ひび割れ状況の比較 (R=40×10⁻³rad)

孔中心までの水平距離(A)が D/2 の試験体、開孔の偏心距離(e)が D/24 の試験体でも、そのひび割れ状況は同様であった。さらに、コンクリートの設計基準強度が F_c=48N/mm² の試験体でも同様であった。以上から、R=40×10⁻³ rad 程度までは、無孔梁と有孔梁との破壊状況に有意な差はないといえる。

b. 最大強度の実験値と計算値との関係

最大強度の実験値(Q_{max})と計算値(Q_{mu})を表-6に示す。ここで、Q_{max} は最大強度の正方向側の実験値、Q_{mu} は日本建築学会曲げ強度略算式(表-3脚注参照)から得られた計算値である。全試験体が材端部で曲げ降伏し最大強度に至り、実験値は計算値に対して5~25%程度上回った。曲げ強度略算式は、本工法で開孔部を補強された材端部有孔梁に対しても、曲げ強度を安全側に評価するといえる。

c. 限界部材角

限界部材角(R_u)の実験値を表-6に示す。本報告では、限界部材角として、Q-R 曲線の包絡線上で荷重が最大強度の80%に低下したときの正方向側の部材角をとっている。開孔径が D/3.5 および D/4 の試験体の R_u は、全試験体で 40×10⁻³ rad 以上であり、本工法で開孔部を補強された有孔梁は、設計で保証すべき変形性能を満たしていることがわかる。なお、本報告では、文献1)に示された方法により求めた梁端ヒンジ

表-6 最大強度と限界部材角

シリーズ	試験体	実験値		計算値 Q _{mu} (kN)	実/計 Q _{max} /Q _{mu}	備考
		Q _{max} (kN)	R _u ($\times 10^{-3}$ rad)			
Fc24(1)	L6-0	198	53	166	1.19	無孔梁 p _b =0%
	L6-5-4L-N	174	21		1.05	
Fc24(2)	L6-5-6L	196	41	163	1.20	H=D/3
	L6-5-6M	202	43		1.24	
	L6-5-6S	201	49		1.23	
	L6-5-4M	194	42		1.19	
	L6-5-4S	204	42		1.25	
Fc24(3)	L6-5-6SE-B1	192	44	164	1.17	e=D/24 A=D/2
	L6-5-6SF	193	44		1.18	
	L6-5-6M-B1	195	46		1.19	
Fc24(4)	L8-12-8M-B2	261	67	216	1.21	-
	L8-12-8M-B3	258	60		1.19	
	L8-8-12M-B3	256	67		1.19	
Fc48(1)	H6-0	270	100 ↑	238	1.13	無孔梁
	H6-5-9S-B2	272	100 ↑		1.14	
	H6-5-12S-B2	278	100 ↑		1.17	
	H6-5-9S-B1	271	75		1.14	
	H6-5-9SE-B2	274	100 ↑		1.15	
Fc48(2)	H8-12-8M-B2	332	61	310	1.07	-
	H8-8-12M-B2	334	67		1.08	

領域の回転角(R_p)と部材角(R)との関係を参考に、一般的に設計で用いられている R_p=20×10⁻³ rad を保証するのに必要十分な部材角として R=40×10⁻³ rad を設定し、その値を基準に試験体の変形性能を評価している。

d. 限界部材角-座屈補強筋量関係

R_u と曲げ終局強度時せん断応力度に対する座屈補強筋量の比(p_b σ_{by}/τ_{mu0})との関係を図-5に示す。以後、p_b σ_{by}/τ_{mu0} を座屈補強筋係数と称する。図中、6-D6 の座屈補強筋が配筋された試験体では、座屈補強筋が束ね鉄筋であったため定着性能を発揮できず R_u

は小さいが、他の試験体では、補強筋係数が増大すると R_u も増大する傾向があり、座屈補強筋係数が 0.83 以上あれば、 R_u は $40 \times 10^3 \text{rad}$ 以上であった。このとき、座屈補強筋量は $p_b \sigma_{by} \geq 1.12 \text{N/mm}^2$ であった。これより、安全側の配慮のもとに、式(7)、式(8)を設定している。

e. 限界部材角—開孔部補強筋量関係

R_u と曲げ終局強度時せん断応力度に対する開孔部補強筋量 (孔際と開孔補強筋量の和)の比($(p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}) / \tau_{mu0}$)との関係を図-6に示す。 $(p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}) / \tau_{mu0}$ を開孔部補強筋係数と称する。本実験の範囲では、開孔部補強筋係数が 3.16 以上あれば、 R_u は $40 \times 10^3 \text{rad}$ 以上を確保できること、 R_u は開孔部補強筋係数に対して線形的に増大する傾向があることがわかる。

f. 開孔部補強筋指標—無次元化せん断応力度関係

開孔部補強筋量をコンクリート強度で無次元化した値 ($\xi = (p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}) / \sigma_B$) と曲げ終局強度時せん断応力度をコンクリート強度で無次元化した値 (τ_{mu0} / σ_B) との関係、および本工法と類似した補強法を採る試験体による既往実験²⁾での同関係を図-7に示す。上記 e. で示したように、 R_u と $(p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}) / \tau_{mu0}$ とには相関関係があり、また、座屈補強筋を有する全ての試験体の R_u が $40 \times 10^3 \text{rad}$ であったことから、開孔径 $D/3.5$ の材端有孔梁に対して $R_u = 40 \times 10^3 \text{rad}$ を確保しうる $\xi - \tau_{mu0} / \sigma_B$ 関係を求めると、式(3)、式(4)を得る。

g. 限界部材角—せん断余裕度関係

限界部材角(R_u)とせん断余裕度(Q_{su}/Q_{mu})との関係を図-8に示す。ここで、 Q_{su} は、座屈補強筋は部材の靱性の増大には寄与するが、せん断強度の増大には寄与しないと安全側の判断のもとに仮定し、式(2)により求めた開孔部のせん断強度の計算値である。本実験の範囲では、 Q_{su}/Q_{mu} が 1.15 以上であれば、開孔部近傍でのせん断破壊が先行せず、 R_u は $40 \times 10^3 \text{rad}$ 以上であった。これより、安全側の配慮のもとに式(1)を設定している。なお、実験時の孔際補強筋比は $0.48\% \leq p_v \leq 1.19\%$ 、開孔補強筋比は $0.37\% \leq p_d \leq 1.17\%$ である。

6. 実大施工実験

本工法を用いる場合には、梁端部断面のせん断応力度に応じて、孔際補強筋、開孔補強筋のほか座屈補強筋量を増大させるため、せん断応力度が大きい有孔梁に対しては密な配筋となる場合がある。このため、主

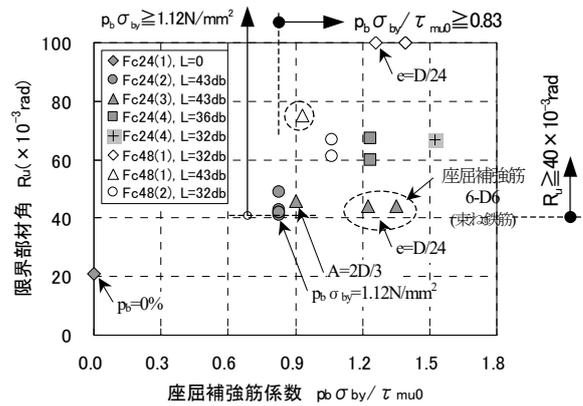


図-5 $R_u - p_b \sigma_{by} / \tau_{mu0}$ 関係

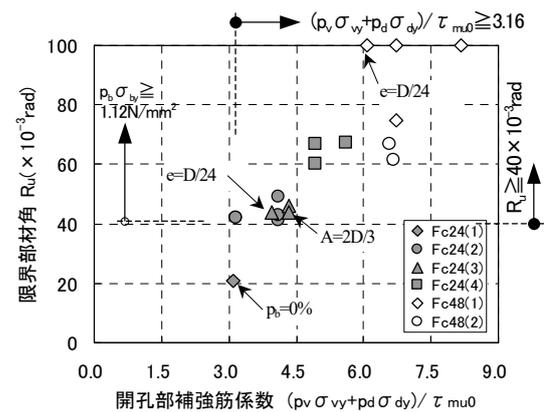


図-6 $R_u - (p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}) / \tau_{mu0}$ 関係

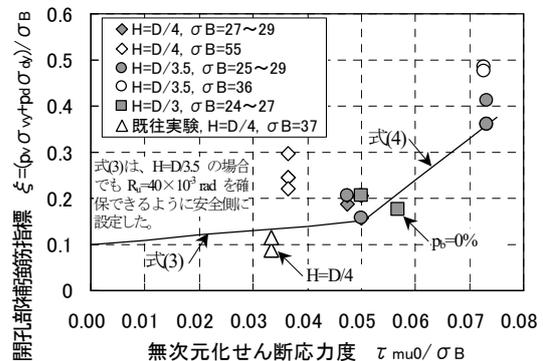


図-7 $\xi - \tau_{mu0} / \sigma_B$ 関係

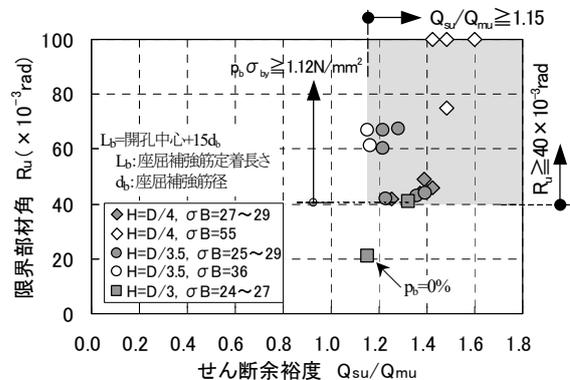
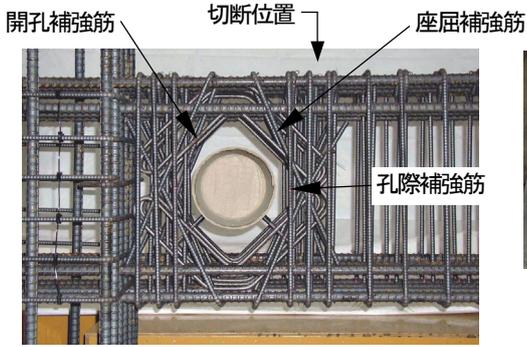


図-8 限界部材角とせん断余裕度との関係

として鉄筋組の施工性ならびにコンクリートの充填性の確認を目的として、梁端部近傍を取り出した部分架



本工法の設計指針で規定する上限に近い補強筋量を配筋した場合

写真-2 鉄筋組出来形

構試験体による実大施工実験を行った。

6.1 鉄筋組の施工性および鉄筋組時間

鉄筋組の出来形を写真-2に示す。梁端部を対象として、本工法の設計指針で規定する中程度から上限近くの補強筋量を配筋し、鉄筋組の精度、鉄筋組に要する時間などを検討した。座屈補強筋の鉄筋組に工夫が必要であったものの、上限に近い鉄筋量の場合であっても、精度良く鉄筋組できることを確認できた。また、施工現場での開孔部の補強筋組に要する時間は、施工実験での作業時間のデータを基に鉄筋工の習熟効果も見込むと、上限に近い鉄筋量の場合であっても、鉄筋工2人1組で1箇所あたり約40分と想定される。

6.2 コンクリートの充填性

コンクリートの打設状況を写真-3に示す。本工法の上限に近い補強筋量が配筋された梁部分を含んだ部分架構試験体の型枠に、ホッパーを用いて柱部、次に梁中央部から3.2m³のコンクリートを約15分かけて打設した。打設に際しては、棒状バイブレータを用いてコンクリートを締め固めた。打設したコンクリートは21-18-20Nで、スランプの実測値は19.5cm、現場封緘養生の材齢50日での圧縮強度は28.2N/mm²であった。本工法の上限に近い補強筋量であったが、コンクリートが、柱および梁中央部から梁材軸方向に沿って、すなわち開孔補強筋面内方向から開孔部に流入するため、容易にコンクリートを打設できた。

コンクリートの充填状況を写真-4に示す。コンクリート打設約1週後に脱型し、躯体コンクリート表面を観察したが、豆板や気泡はみられなかった。また、開孔部の補強筋が最も交錯する断面でコンクリートを切断したが、切断面に充填不良箇所は確認されず、コンクリートを密実に打設できることを検証できた。

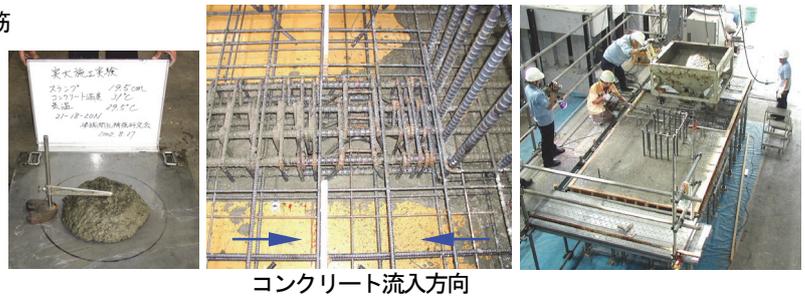
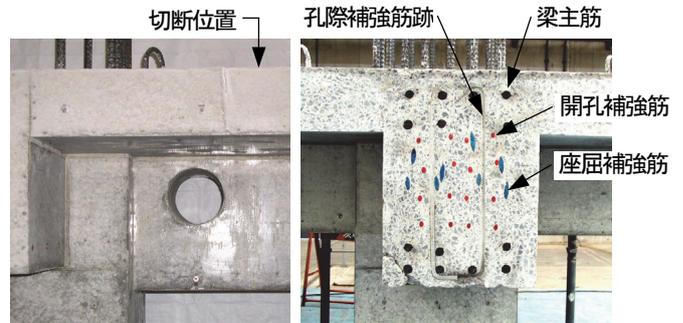


写真-3 コンクリート打設状況



(1) 表面

(2) 梁切断面

写真-4 コンクリート充填状況

7. まとめ

材端有孔梁を対象に開孔補強工法を考案し、載荷実験により構造性能を検討した。その結果、設計で保証すべき強度と変形性能を有することを確認し、さらに設計方法を提案できた。また、施工実験結果から、開孔部の補強筋組の施工性ならびにコンクリートの充填性に問題の無いことを確認できた。

8. おわりに

本開発は、浅沼組、安藤建設、大木建設、奥村組、熊谷組、五洋建設、大末建設、テイエム技研、日産建設、松村組(五十音順)の10社による共同開発研究である。なお、本工法は(財)日本建築総合試験所の建築技術性能証明を取得している。

【参考文献】

- 1) R. Park and T. Paulay, "Reinforced Concrete Structures", pp.236~254
- 2) 黒沢俊也、駿河良司ほか、「梁端部ヒンジ領域に開口を有するRC梁の曲げせん断実験(その1, 2)」、23262, 23263、日本建築学会大会学術講演梗概集、2000.9

EG定着板を用いた機械式定着工法の開発

－ T形、ト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の複雑化、また架構のプレキャスト（PCa）化に伴い、最近では主筋端部に定着金物を取り付ける機械式定着工法が多用されるようになってきた。

機械式定着工法については各種工法が提案されているが、ここでは、広範に流通している竹節形状の鉄筋に適用できる工法として、写真－1に示す主筋端部にネジを摩擦圧接し、中央部にネジを切った円形定着板を締め込むEG定着板工法（以下、本工法という）を対象とした。

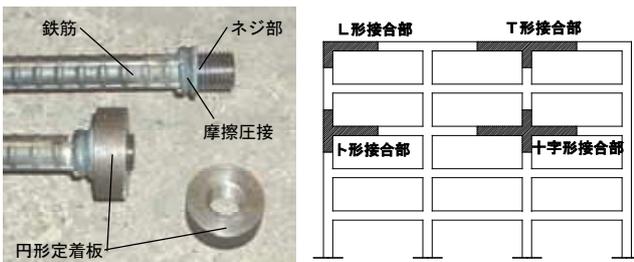
本工法を図－1に示すト形接合部の梁主筋、T形接合部の柱主筋、L形接合部の柱または梁主筋に適用する場合には、定着部の破壊を防止するために必要な定着耐力式を評価する必要がある。定着耐力式については、実際の接合部の応力状態を模擬した引き抜き試験により、提案されている実用的な耐力式²⁾で本工法を評価できることを確認している³⁾。前報¹⁾ではL形接合部の構造性能について報告している。今回、本工法をT形、ト形接合部に適用した場合の構造性能を把握するため部分架構実験を実施した。その結果、T形接合部に本工法を適用した場合においても、柱曲げ破壊型の実験では十分なせん断余裕度を確保し、接合部内

を中子筋や柱頭補強筋で補強を施すことにより、耐力低下のない良好な変形性能を示すことが確認できた。またト形接合部の梁主筋に適用した場合においても十分な変形性能を確保でき折り曲げ定着と同様な性能を有していることが確認できた。本報ではT形、ト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. T形部分架構実験

2.1 試験体

試験体一覧を表－1に、試験体形状を図－2に示す。試験体は9体で、断面は全て同一とし柱断面 400×400mm、梁断面 300×400mmである。T1～T4ではT形接合部の基礎的な構造性能を把握することを目的に、コンクリート強度を主な因子とし、 $F_c=42\text{N/mm}^2$ を基準（T1、T4）に $F_c=24$ （T2）、 $F_c=60$ （T3）の3水準とした。T5～T9では接合部横補強筋に中子筋を設けることを基本とし、柱頭部にヒンジが生じた場合のT形接合部の変形性能を確保することを目的に、コンクリート強度、中子筋の有無、接合部せん断余裕度の組み合わせで5体実施した。柱主筋の定着には全て本工法を使用し、定着長さも共通で 300mm（ $3/4D_b$ 、 D_b は梁せい）とした。主筋径に対する定着長さは T1～4では $15.7d_b$ （ d_b :鉄筋径）、T5、6では $18.8d_b$ 、T7～9では $23.1d_b$ となっている。各試験体には柱頭部のひび割れ防止と柱・梁主筋の拘束を目的に柱頭補強筋（図－2参照）を配置した。柱頭補強筋は逆U字型の鉄筋を接合部横補強筋の内側に沿わせ、梁主筋に対して直交方向、平行方向それぞれ4本づつ配筋した。なお表中の接合部せん断余裕度は、靱性保証型設計指針・同解説⁴⁾と既往の研究より最上階柱梁接合部に機械式定着具を用いる場合の評価法を示した文献⁵⁾を基に算出している。



写真－1 EG定着板工法 図－1 接合部の名称

*東京支社建築設計部 **技術研究所

2.2 荷重方法

荷重装置図を図-3に示す。荷重は、試験体を上下逆にセットした状態で、梁の反曲点位置をピン支持で固定し、柱反曲点位置を500kN油圧ジャッキにて押し引きすることによる正負交番繰返しとした。また、梁の両端部をピンで支持し、試験体の水平ずれを防止するために初期軸力として約50kNを荷重した。

荷重は層間変形角(R)で制御し、R=±2.5、5.0、10、15、20、30、40×10⁻³radを各2回繰返し、その後R=+100×10⁻³radまでの一方向荷重とした。

2.3 実験結果

a. ひび割れ性状

写真-2に試験体 T1、5、8、9 の R=+40×10⁻³rad時のひび割れ状況を示す。初期のひび割れ状況は全ての試験体でほぼ同様であった。R=2.5×10⁻³radまでに柱、梁に曲げひび割れが発生し、若干の剛性低下がみられた。接合部のせん断ひび割れはR=5.0×10⁻³radまたは、R=10×10⁻³radのピーク前に発生し、発生とほぼ同時に若干の耐力低下が生じた。中子筋の無いT1～T4、T9試験体ではせん断ひび割れの進展、ひび割れ幅の拡大にともなって耐力低下がみられ、最終的には接合部のせん断ひび割れが拡大し、接合部が面外方向に大きく膨らみ、コンクリートが剥落しせん断破壊した。

一方、接合部内に中子筋を設けたT5～7、接合部せん断余裕度を約2.0としたT8(中子筋無し)ではせん断ひび割れはほとんど拡大せず、実験終了まで大きな耐力低下はみられなかった。

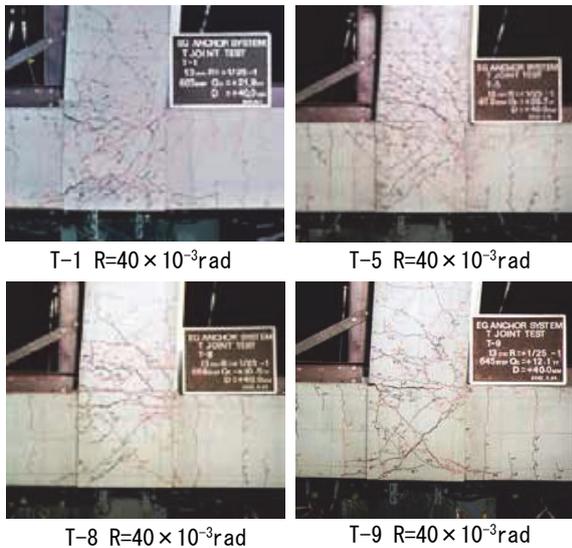


写真-2 ひび割れ性状

表-1 T形試験体一覧

試験体	コンクリート σ _B (N/mm ²)	配筋					柱頭補強 配筋	接合部せん断余裕度	
		柱主筋		梁主筋		接合部横補強筋			
		配筋 pg	Ld (mm)	Lb/db	配筋 pt	配筋			pwj
T-1	42						1.06		
T-2	24	12-D19	300	15.8	4-D19	2-D10@100	0.33	0.88	
T-3	60	2.15%			1.07%	0.36%		1.17	
T-4	42							1.06	
T-5	42	12-D16	300	18.8	4-D19	4-D10@100	0.67	1.43	
T-6		1.49%			1.07%	pw=0.71%		4-D13	1.93
T-7									1.90
T-8	24	12-D13		23.1	4-D16	2-D10@100	0.33	1.98	
T-9		0.95%			0.74%	pw=0.36%		1.75	

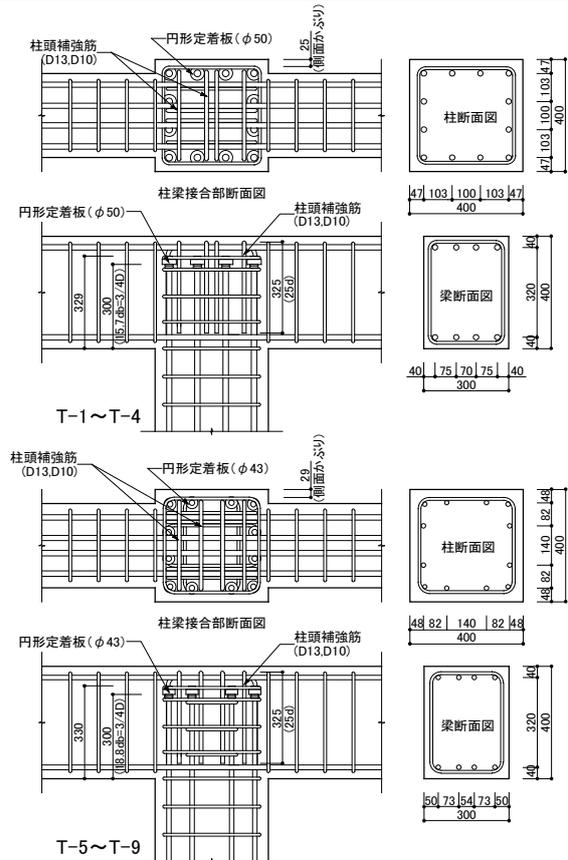


図-2 T形試験体形状

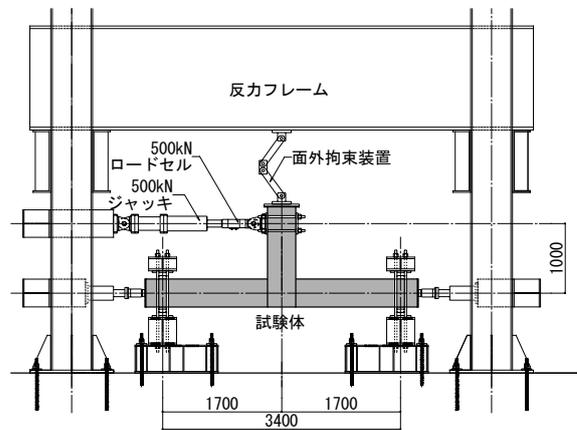


図-3 荷重装置図

b. 履歴性状及び最大耐力

表-2に実験値と計算値一覧を示す。ここで、実験値の最大荷重は正載荷時の値を示しており、柱曲げ耐力計算値は、文献5)の中段筋を考慮した略算式を用いた。また、接合部せん断耐力は、靱性保証型耐震設計指針式⁴⁾を用いた。各耐力の計算には、表-2の鉄筋試験結果および、表-3中に示すコンクリート圧縮強度を用いた。また、値は全て層せん断力に換算して表示している。

接合部せん断余裕度が最も低く(0.88)、接合部せん断破壊が先行した試験体T2では、実験値と接合部せん断耐力計算値との比(Qmax/Qsu)が、1.03とよい対応を示した。このことより、本工法により定着された柱主筋を有するT形接合部の接合部せん断耐力は、既往の設計式を用いて評価できることが確認できた。

柱曲げ降伏が先行するように、接合部せん断余裕度を大きくした(1.43~1.98)T5~9では実験値と、曲げ耐力計算値の比(Qmax/Qmu)は1.02~1.11と良い対応を示しており、バラツキも小さく、T形接合部の柱曲げ耐力は、文献5)の提案式で安全に評価できることがわかった。

図-4に各試験体の層せん断力(Q)ー層間変形角(R)関係を示す。図中には柱主筋(一段筋)の降伏および接合部せん断ひび割れ発生時をプロットした。接合部内に中子筋を設けていないT1~T4の内、Fc42としたT1,T4、およびFc60のT3はR=10×10⁻³radで柱一段筋の降伏が確認された後も荷重は増大し、R=15×10⁻³radで最大耐力に達した。その後、徐々に耐力

表-2 鉄筋材料試験結果

径	鋼種	σ _y (N/mm ²)	σ _u (N/mm ²)	Es (kN/mm ²)	ε _y (μ)	使用部位
D10	SD295A	376	519	176	2346	T-2接合部横補強筋 T-4柱頭補強筋
	SD390	435	596	181	2740	T-1.4接合部横補強筋
	SD685	795	996	189	4642	T-3接合部横補強筋 柱、梁横補強筋
	SD295A	373	507	171	2194	T-7~9接合部 横補強筋
	SD345	385	551	168	2385	T-5.6接合部横補強筋 T-7~9柱頭補強筋
	SD685	816	988	194	4355	柱、梁横補強筋
D13	SD295A	361	526	164	2626	T-1~3柱頭補強筋
	SD295A	336	474	173	2022	T-7.8柱主筋
	SD345	366	541	172	2237	T-5.6柱頭補強筋
D16	SD390	419	593	168	3159	T-9柱主筋
	SD295A	351	523	170	2327	T-6柱主筋
	SD345	385	561	173	2307	T-7~9梁主筋
D19	SD390	448	610	169	3082	T-5柱主筋
	SD295A	345	527	187	2132	T-2柱主筋
	SD390	431	611	185	2700	T-1.4柱主筋、 T-1.2.4梁主筋
	SD490	534	701	183	3275	T-3柱、梁主筋
	SD345	373	556	168	2387	T-5.6梁主筋
	S45C*	390	610	-	-	定着板、ネジ

σ_y:降伏強度, σ_u:引張強度, Es:弾性係数, ε_y:降伏歪み度
*: S45Cは機械構造用炭素鋼で、σ_y, σ_uの値はメーカカタログ値

表-3 最大耐力一覧

試験体	コンクリート強度 σ _b (N/mm ²)	実験値		計算値			破壊形式
		最大荷重 Qmax (kN)	柱曲げ耐力 Qmu (kN)	柱曲げ耐力		接合部せん断耐力 Qpu (kN)	
				Qmax	Qmu		
T-1	45.2	302	297	1.02	315	0.96	C→J
T-2	25.1	216	238	0.91	209	1.03	J
T-3	70.6	364	368	0.99	430	0.85	C→J
T-4	45.2	301	297	1.01	315	0.96	C→J
T-5	44.9	230	214	1.07	307	0.75	C→CS
T-6	48.3	183	168	1.09	323	0.57	C→CS
T-7	25.4	113	110	1.03	209	0.54	C
T-8	26.9	113	110	1.02	217	0.52	C
T-9	27.9	142	128	1.11	223	0.64	C→J

・実験値最大荷重は正加力時の値とした
・実験値および計算値は全て層せん断力に換算
・Qmu:文献5)の提案式による柱曲げ耐力
・Qsu:靱性保証型設計指針による接合部せん断耐力 (ここで、κ=0.7, φ=0.85とした)

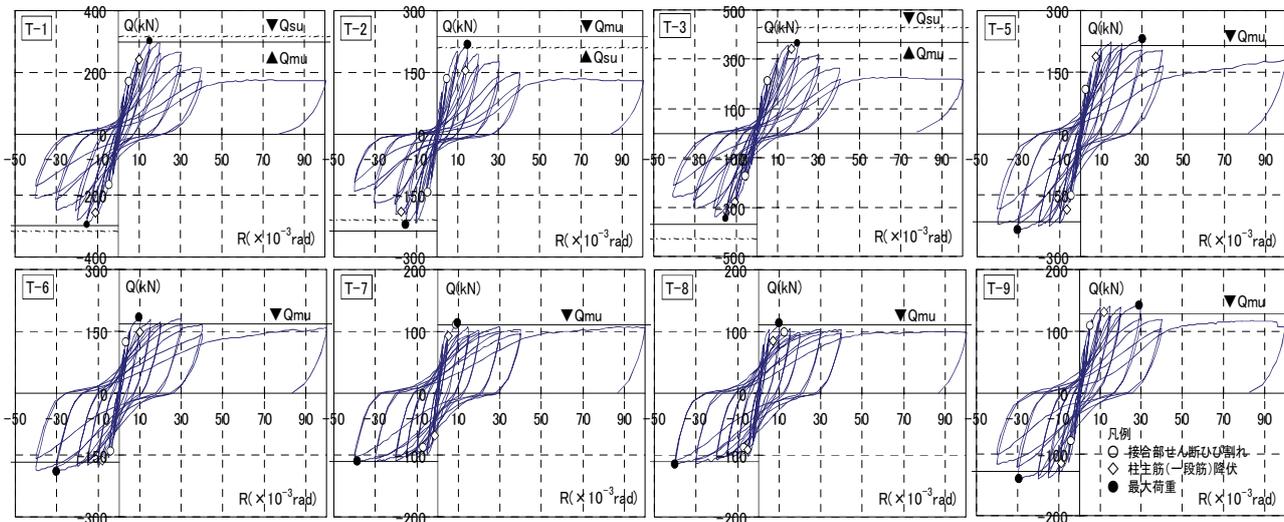


図-4 層せん断力(Q)ー層間変形角(R)関係

低下した。最終破壊モードは柱主筋降伏後の接合部せん断破壊と思われる。また、 R_c24 とした T2 は $R=15 \times 10^3 \text{rad}$ で最大耐力に達した後、次のサイクルで柱一段筋の降伏は確認されたが、その後、接合部のせん断破壊に伴った耐力低下がみられた。

コンクリート強度の違う T1~T3 を比較してみると、最大耐力時の変形角が多少異なるものの、履歴性状としての大きな違いは特にみられなかった。また、柱頭補強筋の径を変動因子とした T1、T4 を比較すると、最大耐力までほとんど差はみられないが、最大耐力以降の耐力低下は柱頭補強筋を D10 とした T4 の方が僅かではあるが大きかった。このことより柱頭補強筋は靱性能の改善に寄与しているものと思われる。

接合部内に中子筋を設けた T5~T7 と接合部せん断余裕度を最も大きくした T8 は $R=5.0 \sim 10 \times 10^3 \text{rad}$ の間に危険断面位置の柱一段筋、中段筋が順次降伏し、 $R=10 \sim 30 \times 10^3 \text{rad}$ の間に最大耐力に達した。その後も大きな耐力低下もみられず、良好な履歴性状を示した。また、T5~T8 では、接合部せん断余裕度、中子筋の有無による履歴性状の大きな差異は特にみられなかった。ただし、接合部せん断余裕度を 1.75 とし、中子筋を設けていない T9 では柱の一段筋、および中段筋の降伏は確認できたものの、変形の増大にともない徐々に耐力低下し、最終的には接合部がせん断破壊した。

2.4 実験結果の検討

a 柱主筋の歪み度分布

図-5 に柱主筋の歪み度分布を示す。値は各層間変形角における第1サイクルピーク時の値を示す。

各試験体とも $R=10 \times 10^3 \text{rad}$ 以降危険断面位置(C6)の主筋が降伏歪み度に達し、変形の増大に従い、降伏領域が接合部内に拡がっている。本実験では、破壊モードの違いによる柱主筋の歪み度分布に大きな差異はみられなかった。また、定着板近傍(C4)は実験終了まで降伏歪み度には達しておらず、C4-C5 間の歪み勾配も確保されていた。このことより、接合部がせん断破壊を起こすような応力状態にあっても、円形定着板は十分な定着性能があることが確認できた。

b 定着板の分担率

図-6 に全試験体の柱主筋(隅鉄筋)に使用した円形定着板の分担率と層間変形角の関係を示す。円形定着板の分担率は、柱主筋の危険断面位置における引張

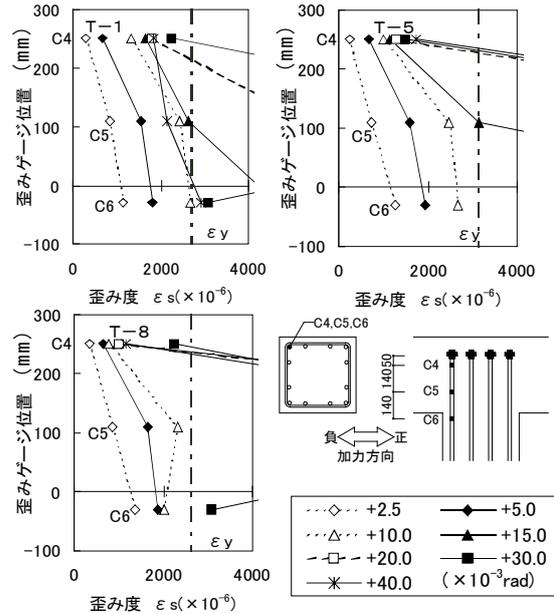


図-5 柱主筋の歪み度分布

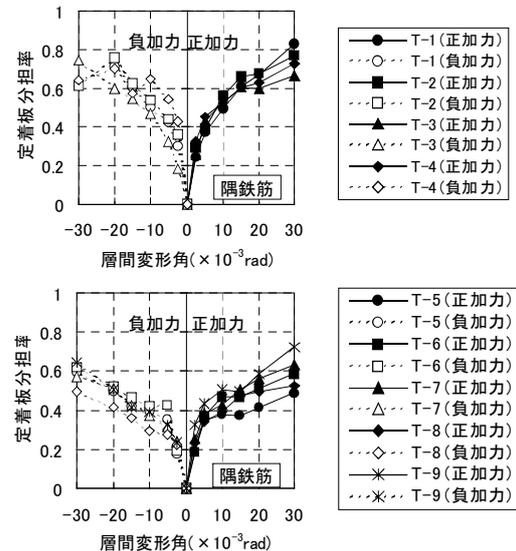


図-6 定着板の分担率と層間変形角の関係

表-4 ト形試験体一覧

No	梁主筋		F _c (N/mm ²)	定着長 (mm)	破壊形式	接合部 せん断 余裕度	備考			
	本数	径 種類								
O-1	3-D25	SD390	42	267=10.6d _b =2/3·D	梁曲げ降伏 先行	1.52	基準試験体			
O-2		SD490	60							
O-3		SD345	21							
O-4		SD390	42					300(3/4·D)	1.71	定着長大
O-5		SD390	42					267(2/3·D)	1.52	U字定着
O-6	4-D25	SD685	42	267(2/3·D)	接合部せん断 破壊	0.62	基準試験体			
O-7		SD685	60					0.80	F _c 大	

接合部せん断余裕度
= 靱性保証型指針式による接合部せん断耐力 / 建築学会略算式による梁曲げ耐力
(共通) 柱主筋: 12-D22 (SD490)
せん断補強筋: 柱 2-D10@100 (SD785)、梁 2-D10@60 (SD785)、接合部 0.36%
側面かぶり厚さ: 75mm

力に対する、定着板近傍の主筋の引張力の比とした。引き抜き力は鉄筋の歪み度より算出した。定着板の分担率は、初期($R=10 \times 10^3 \text{rad}$)で約2割程度であったが、変形角の増大に比例して大きくなり、 $R=30 \times 10^3 \text{rad}$ では約6割～8割の値を示した。

3. ト形部分架構実験

3.1 試験体

試験体一覧を表-4に、試験体形状を図-7に示す。試験体は、RC造におけるト形接合部を模擬した形状で、断面はすべて同一(梁: $350 \times 450 \text{mm}$ 、柱: $400 \times 400 \text{mm}$)とした。実験因子は、コンクリート強度、定着方法、梁主筋の定着長、破壊形式とし、試験体は7体制作した。そのうち、O-1～O-5を梁曲げ降伏先行型、O-6、O-7を接合部せん断破壊型とし、それぞれの基準試験体はO-1とO-6とした。基準試験体は、 $F_c=42 \text{N/mm}^2$ 、梁主筋定着長 267mm ($2/3 D_c=10.6 d_b$: D_c は柱せい、 d_b は梁主筋径)である。梁曲げ降伏先行型では、 F_c60 (O-2)、 F_c21 (O-3)とし、O-4は定着長 300mm ($3/4 D_c=12 d_b$)に、O-5はU字定着とした。定着長は、機械式定着の場合は、梁危険断面から定着板の内側までの距離とし、U字定着の場合は、接合部内定着部の水平投影長さとした。

3.2 荷重方法

荷重装置図を図-8に示す。荷重は、反力フレームの試験体上部より試験体柱に一定軸力(使用コンクリート強度の1/10)を加力した状態で、梁端部へ上下方向に正負交番の繰返し荷重を与えた。加力方向は、梁を引き上げる方向を正加力、梁を押し下げる方向を負加力とした。荷重サイクルは $R=\pm 2.5$ 、 $5.0 \times 10^3 \text{rad}$ を各1回、 ± 10 、 15 、 $20 \times 10^3 \text{rad}$ を各3回、 ± 30 、 $40 \times 10^3 \text{rad}$ を各1回正負に繰り返した後 $+100 \times 10^3 \text{rad}$ までの一方向加力とした。

3.3 実験結果

最大耐力を表-5に示す。各耐力の計算には、表-

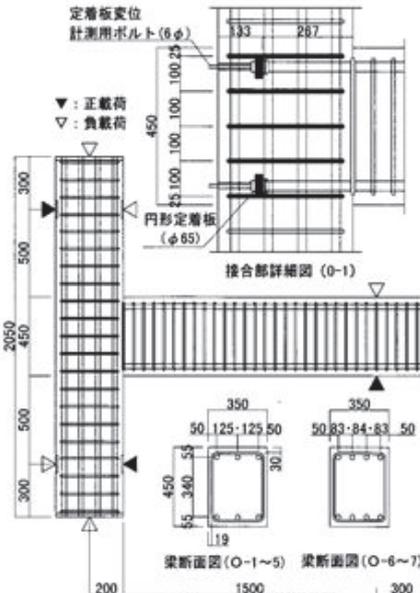


図-7 ト形試験体形状

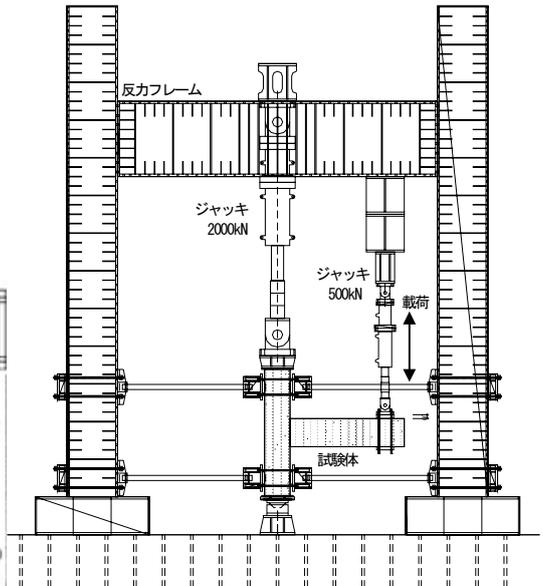


図-8 荷重装置図

表-5 最大耐力一覧

No	σ_B	実験結果		梁端荷重計算値						破壊形式
		最大荷重		梁曲げ耐力		接合部せん断耐力		側面剥離破壊耐力		
		実(kN)	計1(kN)	実/計1	計2(kN)	実/計2	計3(kN)	実/計3		
0-1	44.1	186	160	1.16	221	0.84	220	0.85	B→J	
0-2	60.9	218	211	1.03	277	0.79	242	0.90	B→J	
0-3	24.3	145	136	1.06	146	0.99	175	0.83	B→J	
0-4	44.1	195	160	1.22	249	0.78	220	0.89	B→J	
0-5	44.1	172	160	1.08	221	0.78	220	0.78	J	
0-6	44.4	262	346	0.76	222	1.18	294	0.89	J	
0-7	62.1	309	346	0.89	281	1.10	325	0.95	J	

実:最大荷重実験値

計1:建築学会略算式による曲げ耐力を梁端荷重に換算

計2:靱性保証型耐力式による接合部せん断耐力を梁端荷重に換算

計3:側面剥離破壊強度式による梁主筋の定着耐力を梁端荷重に換算²⁾

B:梁主筋降伏、J:接合部破壊

表-6 鉄筋材料試験結果

径	鋼種	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	降伏ひずみ度 (μ)	使用部位
D25	SD345	377	576	182	2071	0-3 梁主筋
	SD390	445	651	186	2392	0-1, 4, 5 梁主筋
	SD490	586	812	188	3123	0-2 梁主筋
	SD685	718	920	194	3700	0-6, 7 梁主筋
D22	SD490	553	730	187	2953	柱主筋
D10	SD295A	327 ^{*1}	505	191	1712	接合部 帯筋
	SD785	975 ^{*1}	1101	199	4899	帯筋 肋筋
D25用	S45C	390	565	—	—	円形板
	GNH55 ^{*2}	490	740	—	—	ネジ

*1: 0.2%オフセット法による

*2: メーカー製品規定値による。ネジ仕様: JIS B 0205

6の鉄筋試験結果および、表-5中に示すコンクリート圧縮強度を用いた。また、値は全て層せん断力に換算して表示している。梁曲げ降伏先行型試験体の実験値は建築学会の略算式による梁曲げ耐力計算値の1.03~1.22倍に、また接合部せん断破壊型試験体では靱性保証指針耐力式による接合部せん断耐力計算値の1.10~1.18倍となり、それぞれ計算値と良く一致した。

層せん断力(Q)と層間変形角(R)の関係を図-9に示す。図中には、接合部のせん断ひび割れ、梁主筋降伏、最大耐力の発生点をそれぞれ示している。梁曲げ降伏先行型試験体(O-1~5)では、最大耐力が梁曲げ耐力計算値を上回り、U字定着としたO-5以外の試験体の最大耐力は $R=30\sim40\times 10^{-3}\text{rad}$ で確認され、その後の低下も小さい。接合部せん断破壊型の試験体(O-6、7)では、靱性保証指針式によるせん断耐力計算値を上回り、最大耐力に達している。最大耐力以降は、梁曲げ降伏型に比較して耐力の低下が大きい。

コンクリート強度を変化させたO-1~3を比較すると、最大耐力到達後、O-3は繰返しによる耐力低下が他より大きい。これは、コンクリート強度が低く、曲げ耐力時の接合部せん断余裕度が1.03と、せん断耐力と曲げ耐力が近いためであると考えられる。定着長を変化させたO-1とO-4では、O-4の最大耐力が若干大きい、 $R=50\times 10^{-3}\text{rad}$ での層せん断力はほとんど変わらない値を示している。

4. まとめ

柱梁主筋端部にEG定着板を用いた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 T形接合部では、接合部内を中子筋、柱頭補強筋により十分に補強し、接合部せん断余裕度を1.43以上確保した試験体は、柱曲げ降伏型の安定した履歴性状を示した
- ② T形接合部では、接合部せん断余裕度を1.75と比較的高くした試験体においても、接合部内に中子筋が無い場合は、柱曲げ降伏後接合部がせん断破壊し、耐力低下がみられた
- ③ ト形接合部では、梁曲げ耐力、接合部せん断耐力および変形性能ともT形試験体ほど接合部せん断余裕度による影響は見られずそれぞれ実験値は計算値を上回った

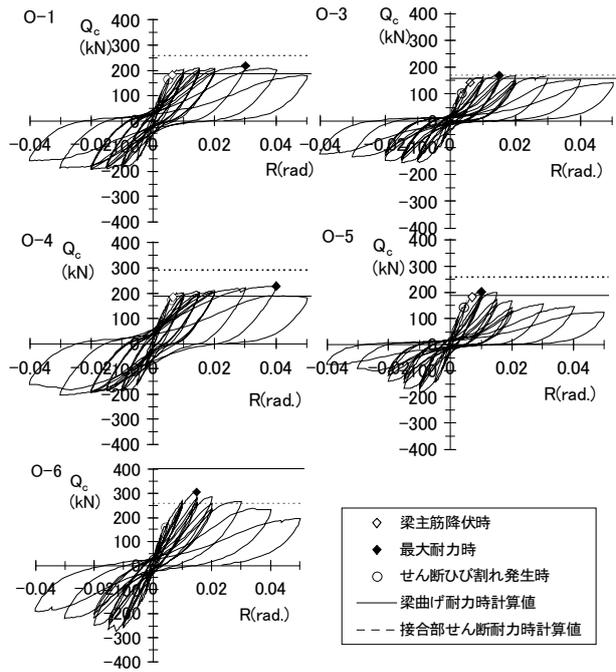


図-9 層せん断力(Q)一層間変形角(R)関係

- ④ T形・ト形試験体とも本工法をした場合、接合部がせん断破壊した場合でも十分な定着性能を示し、定着部の破壊はみられなかった

5. あとがき

本実験結果より、本工法がT形・ト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育弘教授に深く感謝の意を表す。

【参考文献】

- 1) 岸本剛、早川邦夫、細矢博、「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—」、奥村組年報、No.28、2002.7
- 2) 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
- 3) 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
- 4) 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
- 5) 益尾、井上、「機械式定着具を用いたL形およびT形RC造柱梁接合部の終局時における入力せん断力評価式と設計条件」、GBRC108、VOL27、No.3、pp.22-31、2002.7

避難安全検証法及び耐火性能検証法を用いた設計手法の開発

中屋成人* 角谷三夫** 篠原啓泰***
 茂木正史**** 小河義郎****

1. はじめに

平成 10 年 6 月に、建築基準法の性能規定化や建築確認検査業務の民間開放、中間検査制度の充実等を含んだ一連の大幅改正が行われ、平成 12 年にかけて順次施行された。この中で、建物の構造・設備等に関する性能規定化は、建築関係業務への影響も大きく建築版ビックバンとも言われた。

避難安全・耐火性能は、本来建物にとって重要な性能である。しかし、従来は決まりきった規定を適用するだけで設計内容にほとんど差が出ないため、建築技術の主要要素とは認識されない傾向があった。今回の建築基準法改正を契機に、避難安全・耐火設計内容の差が建物に目に見える差を与える可能性が認識されるようになり、この分野の技術が顧客に対する有効な提案技術になりつつある。

基準法の性能規定化の施行から数年経たが、ここではこの避難安全・耐火性能に関わる改正に対応するために実施した標記開発課題の成果とともに、開発以後の当技術適用事例についても報告する。

なお、改正後の建築基準法と避難安全検証法および耐火性能検証法自体の内容については最小限の概要を述べることとする。詳細は文献^{1),2)}他を参照願いたい。

2. 避難安全検証法を用いた設計手法

2.1 改正された建築基準法の避難安全規定

建築基準法の性能規定化改正の概要を図-1に示す。この改正の最も大きな特徴は、仕様規定が例示仕様という位置付けに変わったことと、「一般的性能検証法」が新たに導入されたことである。

避難安全に関わる規定においては、改正前建築基準法で防火区画関係・避難施設関係・排煙設備関係・内装制限関係などの仕様が非常に詳細に定められていた。

改正後の建築基準法ではこれら仕様規定はほぼ同内容ではあるが、例示と位置付けられたことから、これらの規定に当てはまらない場合でも同等な安全性を確認できれば認められることとなった(図-2参照)。そのための同等な安全性確認方法の一つが以下に述べる避難安全検証法である。

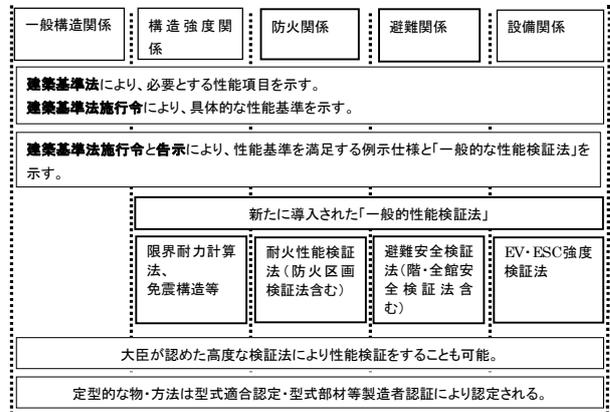


図-1 改正建築基準法の概要

2.2 避難安全検証法の検証方法

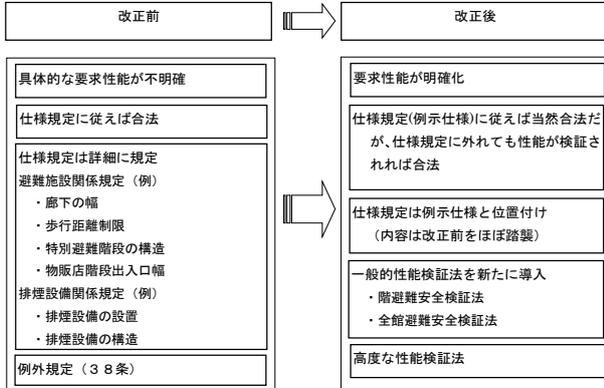
性能検証のための「一般的性能検証法」として避難安全検証法が告示(H12年建告1441、1442)により示された³⁾。

火災時には煙が避難行動の最大の障害要因となるため、避難安全検証法では避難行動が完了する時間と火災による煙が避難行動に支障を及ぼし始める時間を比較して、安全性を検証することとしている。まず火災時の避難行動を、火災室からの避難・火災階からの避難・火災建物からの避難の3種類の避難行動に分けて考えて、それぞれの避難時間を計算する。次に、各々の避難行動に応じた避難経路で煙が避難行動の支障となる高さに降下してくる時間を計算して、避難時間の方が短ければ安全であると評価する。

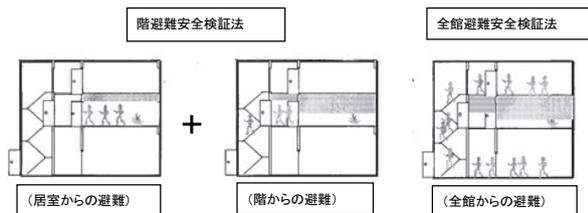
避難安全検証法の全体は、対象とする避難行動の種類に応じて図-3に示すように階避難検証法と全館避

*関西支社建築設計部 **元関西支社建築設計部 ***東京支社建築設計部 ****技術研究所

難検証法から構成されている。階避難安全性の検証は、火災室の避難安全と避難経路の避難安全からなり、階毎に適用することができる。全館避難安全性の検証は全階での階避難安全検証が前提となる。



図一 2 基準法改正前後の避難安全に関する規定



図一 3 避難安全検証法の構成

2.3 避難安全検証法適用の効果

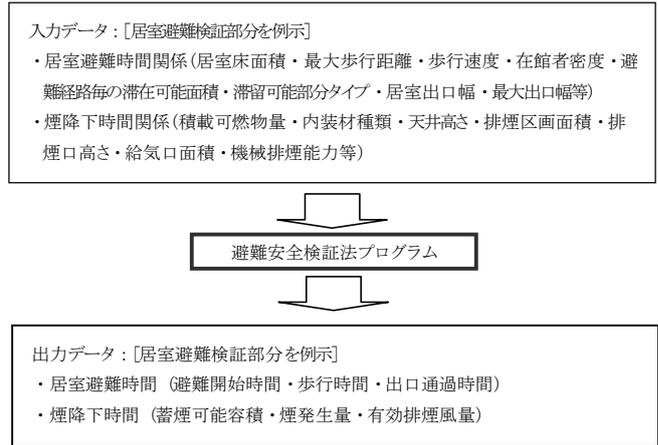
告示に示された方法によって避難安全性を検証することにより、基準法に規定された関係規定の適用が免除される。これによって、従来の設計方法と較べて各種の設計自由度が与えられることになる。

具体的には、避難階段の幅を小さくすることなど避難施設関係規定が適用免除されたり、排煙設備を設けなくともいいように排煙設備関係規定が適用免除されたりする可能性がある。

2.4 避難安全検証法プログラムと設計マニュアル

前述の避難安全検証を効率的に行うためのプログラムを開発した。入力および出力データの概要と、入力・出力帳票の一部をそれぞれ図一 4、表一 1、2に示す。

入力データは、表一 1に示すように避難時間と煙降下時間を計算するための諸データであるが、建築設計図から比較的簡単に拾い出すことのできるデータである。



図一 4 避難安全検証法プログラムの入出力データ

表一 1 避難安全検証法プログラム入力シートのイメージ

Area	居室名	売場1	売場2	食堂	厨房	事務室
火災室内にあるArea1の名称	売場1	売場2	食堂	厨房	事務室	
火災室内にあるArea2の名称	テナ120	テナ100	厨房			
火災室内にあるArea3の名称	テナ50	テナ60				
Area1=	2080.00	2095.00	121.00	40.00	90.00	
Area2=	120.00	100.00	40.00			
Area3=	50.00	60.00				
Area1ルート	I1=	50.000	50.000	15.000	10.000	15.000
	速度タイプ	7	7	7	7	10
Area2ルート	I2=	0.000	0.000	0.000		
	速度タイプ	7	7	7		
Area3ルート	I3=	0.000	0.000			
	速度タイプ	7	7			
Area1	Area名	売場1	売場2	食堂	厨房	事務室
在館者密度タイプ		6	6	8	8	4
Area2	Area名	テナ120	テナ100	厨房		

表一 2 避難安全検証法プログラム出力シートのイメージ

	記号	単位	売場1	売場2	食堂	厨房	事務室
① 居室避難行動時間							
第一 (居室避難時間)							
床面積	Σ Area	(m ²)	2250	2255	161	40	90
居室避難開始時間	tstart	(min)	1.581	1.583	0.42	0.2	0.3162
第二 (居室歩行時間)							
最大歩行距離 1	l11	(m)	50	50	15	10	15
歩行速度 1	v1	(m/min)	60	60	60	60	78
居室歩行時間 1	ttravel1	(min)	0.833	0.833	0.25	0.2	0.1923
最大歩行距離 2	l12	(m)	0	0	0		
歩行速度 2	v2	(m/min)	60	60	60		
居室歩行時間 2	ttravel2	(min)	0	0	0	0	0
最大歩行距離 3	l13	(m)	0	0			
歩行速度 3	v3	(m/min)	60	60			

プログラムによる計算の結果として、火災室からの避難、火災階からの避難、全館からの避難のそれぞれの安全性評価結果が出力される。

プログラムとは別に、この検証法を適用すれば有利となる建物用途と適用結果の傾向などを示して設計を効率的に進めるための設計マニュアルも作成してある。適用効果の大きい建物は、スーパー・百貨店などの物販店舗や大きな事務室を持つ事務所ビル等である。

3. 耐火性能検証法を用いた設計手法

3.1 改正された建築基準法の耐火規定

改正された建築基準法の耐火建築物に関する規定を図-5に示す。この改正も避難安全規定に関するものと同じ主旨であり、改正前にはなかった「一般的性能検証法」を用いた設計ルートを選択が可能となった。

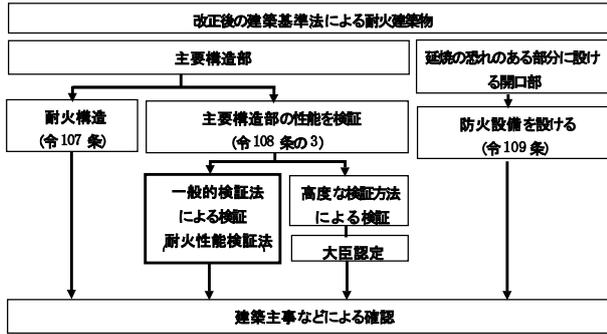


図-5 改正建築基準法の耐火建築物関係規定

3.2 耐火性能検証法の検証方法

性能検証のための「一般的性能検証法」として、耐火性能検証法が告示（H12年建告1433）により示された⁴⁾。

耐火性能検証法では、その建物各室の空間特性と収納可燃物等の性状に応じて火災継続時間が想定され、一方建物の荷重状態を反映した各部材の保有耐火時間が想定される。全ての主要構造部材について、保有耐火時間がその部材が面する室内および屋外に生じる火災の継続時間を上回れば、建物の耐火性能が検証されたことになる。

3.3 耐火性能検証法適用の効果

耐火性能検証法により耐火性能を検証すると、鉄骨造の一般的な事務室や店舗の場合、仕様規定に従うよりも柱・梁の耐火被覆厚さが低減できる可能性がある。一方、倉庫などのように膨大な収納可燃物がある建物では、火災性状が厳しくなるため、仕様規定による柱・梁の耐火被覆厚さでは性能規定を満足できない場合もある。また、ロビー空間や機械室など収納可燃物の非常に少ない空間では、耐火建築物であっても構造体を無耐火被覆鋼材にできる可能性がある。

3.4 耐火性能検証法プログラムと設計マニュアル

耐火性能検証を効率的に行うためのプログラムを開発した。入力および出力データの概要と、入力・出力

帳票の一部をそれぞれ図-6、表-3、4に示す。また、避難安全と同様に耐火検証法を適用した設計のための設計マニュアルも作成してある。

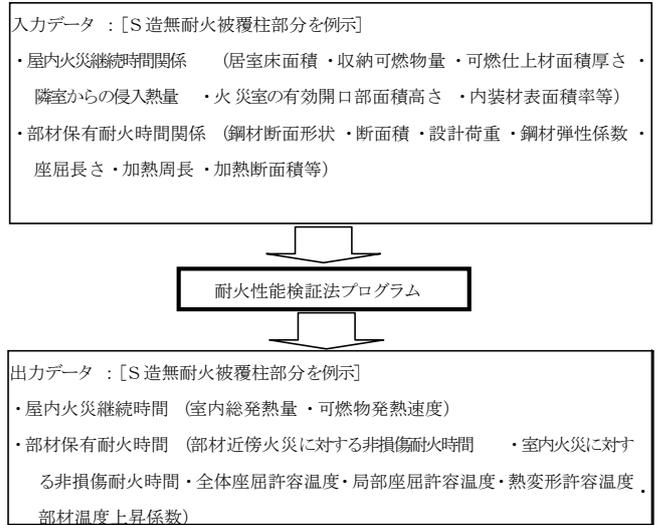


図-6 耐火性能検証法プログラムの入力データ概要

表-3 耐火性能検証法プログラム入力シートイメージ

物件名称:	アークアズは・ビル	
データ削除:	計算条件他メモ1:	テナント室1(コンビニ)
室名:	階:	計算条件他メモ2:
室1(コンビニ)	1	中規模床面積区画
(収納可燃物発熱量) 発熱量番号の参照		
用途:	店舗	番号: 9
単位発熱量:	#REF!	[MJ/m ²]
床面積:		
(発熱材料・壁、床面積)		
部位:	仕上材名:	厚さ(m)分類:
	下地材名:	厚さ(mm)分類:
	面積(m ²):	
床	ビニルスタイル	2.0
天井	岩綿吸音板12	12.0
壁1・北	無機質壁紙	0.1
壁2・南	無機質壁紙	0.1
壁3・東	無機質壁紙	0.1
壁4・西	無機質壁紙	0.1
壁5		
(開口部:壁)		
開口記号:	タテ寸法[m]:	ヨコ寸法開口面積[m ²]:
AW3-1	2.25	4.00
AW3-2	2.94	2.07
AW3-3	2.25	0.93
		0.00
		0.00
		0.00
(有開口に算入する壁開口)		
開口1	9.00	2.25
開口2	6.09	2.94
開口3		
開口4		
開口5		
開口6		

表-4 耐火性能検証法プログラム出力シートイメージ

集計		物件名称:	アークアズは・ビル								
		: 選択セル(同じ入力項目の範囲内では、)									
		: 必要事項記入セル(同じ入力項目の範囲)									
室概要		室火災性状									
室名	階	用途	可燃物発熱量				屋内火災継続時間				
			収納可燃物	内装材	隣室	合計	有開口因子	可燃物表面積	燃焼型支配因子	可燃物発熱速度	火災継続時間
			Q1	Q2	Q3	ΣQ	fop	Afuel	X	qb	tf①
			MJ	MJ	MJ	MJ	m ² /s/2	m ²	m ² (1/2)	MW	s
室1(コンビニ)	1	店舗	91344	11065	0	#####	23.9	629.5	0.038	38.3	44.6
			屋外火災継続時間								
			耐力壁				60.0				
			非耐力壁(延焼の恐れがある外)				60.0				
			非耐力壁(延焼の恐れがない外)				30.0				
			(備考)								
			実建物での検証: 中規模面積室								

4. 適用した事例

4.1 SNビル

a. 適用概要

当事例は避難安全検証法を適用した事例で、対象建物は約3,200㎡、S造2Fの物流拠点施設である。他社による基本設計完了後の顧客との協議の中で、建物の主用途室である1階の荷捌場（約1,250㎡）の防煙垂壁が作業の妨げになるので取り止め出来ないかとの要望を受けた。その要望を実現するためにはどのよう

な対策を行えば可能になるかを検討することを目的として避難安全検証法の適用を行った。

なお、当事例では適用目的から階避難安全検証のみを行った。

b. 検討結果後の図面と変更事項の整理

検討の結果、以下の点を基本設計から変更した（図-7参照）。

- ・荷捌場の500㎡以内毎の防煙垂壁を取り止めた。
- ・荷捌場の自然排煙を取り止めて蓄煙とする。具体的には排煙用トップライトを採光用ハメ殺しトップラ

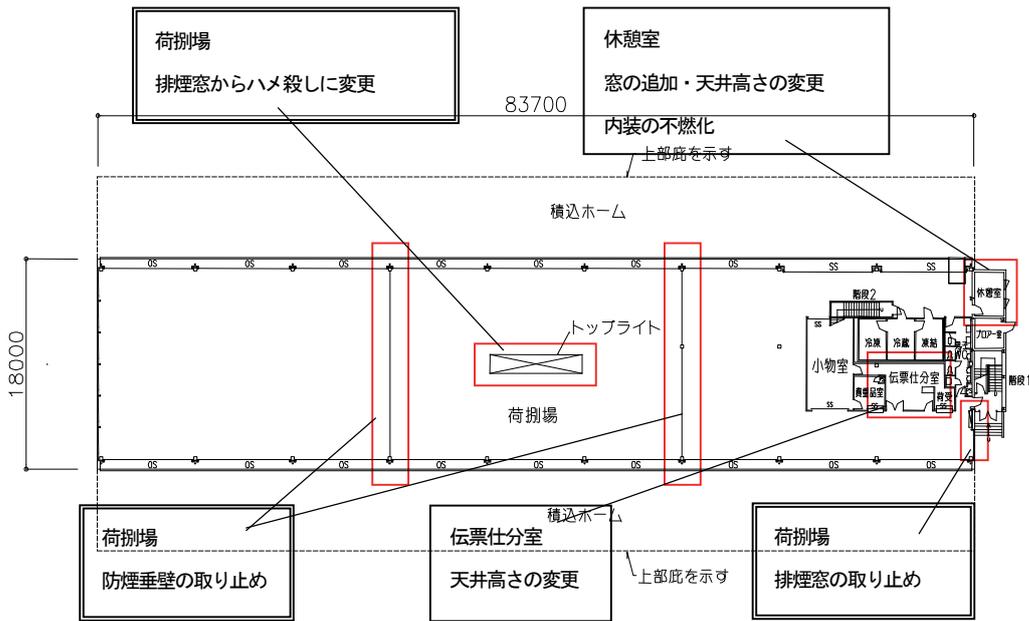


図-7 SNビル平面図および基本設計からの変更事項

表-5 SNビルの避難安全性検証計算結果（部分）

第8(煙降下時間)			火災室	非火災室	非火災室	非火災室	火災室	非火災室	非火災室	非火災室	火災室	非火災室	非火災室
			伝票仕分室	荷捌場	積込ホ-ム1		休憩室	荷捌場	積込ホ-ム2		荷捌場	積込ホ-ム1a	非火災室
当該室床面積	Aroom	(m ²)	28.67	1257.72	624.40		12.00	1257.72	624.40			1257.72	624.40
平均天井高さ	Hroom	(m)	3.000	4.820	5.350		2.600	4.820	5.350			4.820	5.350
限界煙層高さ	Hlim	(m)	1.900	3.200	1.800		1.000	3.200	1.800			3.200	1.800
最低床からの天井高さ	Hlow	(m)	3.000	-	-		2.600	-	-			4.820	-
積載可燃物発熱量	ql	(MJ/m ²)	560	-	-		240	-	-			2000	-
積載可燃物火災成長率	af	-	0.0989	-	-		0.0241	-	-			0.8254	-
内装火災成長率	am	-	0.0035	-	-		0.0140	-	-			0.0035	-
煙等発生量	Vs	(m ³ /min)	117.987	1.617	1.617		41.018	0.160	0.160			1889.294	1889.294
開口部構造	-	-	-	2.000	-		-	2.000	3.000			-	3.000
有効開口部面積	Aop	(m ²)	-	8.09	492.80		-	0.80	492.80			-	492.80
防煙区画1													
有効開口部上端平均高さ	Hst	(m)			5.100			2.000		5.100			5.100
最大垂れ壁下端高さ	Hlv	(m)											
最大天井高さ	Htop	(m)			5.350			2.600		5.350			5.350
当該防煙区画面積	Asc	(m ²)											
有効排煙係数(防煙区画1)	A*I	-			0.372			0.250		0.372			0.372
排煙口1-1													
排煙方式			蓄煙	蓄煙	自然排煙		自然排煙	蓄煙	自然排煙		蓄煙	自然排煙	
有効開口部面積	As	(m ²)			254.100			2.496		254.100			254.100
有効開口部高さ	hs	(m)			3.300			1.560		3.300			3.300
有効開口部面積合計	ΣAs	(m ²)			254.100			2.496		254.100			254.100
給気口開口面積	ΣAa	(m ²)			138.600			0.016		138.600			138.600
有効開口部中心高さ	Hc	(m)			3.450			1.780		3.450			3.450
排煙能力	w	(m ³ /min)											
送風機能力(第2種排煙)	s	(m ³ /min)											
排煙口1-1排煙量	eI-1	(m ³ /min)			11878.501			59.233		11878.501			11878.501
防煙区画1排煙量	E1	(m ³ /min)			11878.501			59.233		11878.501			11878.501
排煙量まとめ													
	A*IE1	(m ³ /min)			4416.795			14.808		4416.795			4416.795
	A*2E2	(m ³ /min)											
	A*3E3	(m ³ /min)											
排煙量	Ve	(m ³ /min)			4416.795			14.808		4416.795			4416.795
居室煙降下時間	ts	(min)	0.267	1260.053	221662.000		0.733	12734.415	221662.000		1.078	221662.000	
	Σts	(min)	222922.321				234397.148				221663.078		
避難時間													
	tstart+ttravel+queue	(min)	7.134				7.134				7.134		
判定													
			OK				OK				OK		

イトに変更し、外壁の窓を一部取り止めた。

- ・休憩室の天井高さを 2, 280 から 2, 600mm に変更し、窓を追加した。
- ・休憩室の内装を難燃から準不燃に変更した。
- ・伝票仕分室・荷受の天井高さを 2, 500 から 3, 000mm に変更した。

c. 適用結果

表一五は検証結果出力の一部であるが、階避難の各ルート毎に、煙が危険な状態にまで降下する時間より避難を完了する時間の方が短いことを確認できる。当事例の適用目的は、顧客の機能上の改善要望に応えるための検討であったが、それが実現できたことに加えてその他設備の合理化も行えたため、同時にコストダウン効果も得ることが出来た。

当建物では仕様規定においても機械排煙設備が不要であったが、機械排煙設備が必要となるような建物の場合であれば、その設置の省略や設置するとしても排煙風量を低減することなど、大幅なコストダウン効果の可能性があると見込める。

d. 適用のための業務量

当事例の場合、基本設計完了後に避難安全性検証の作業を行うことになった。データ入力・計算等では、開発プログラムを使用することにより効率的に行うことができた。行政庁との折衝も含めても数人日程度の業務量となった。

e. 考察

開発した避難安全検証法プログラム及びマニュアルを実物件に適用し、実務設計に付帯する様々の事項や検証するに当たっての勘所といったものも把握できた。

従来から大きな面積、高い天井高の部屋は、排煙設備がなくとも設計が可能になると考えられていたが、今回の検証で実際に荷捌場がこれに該当し、想定通りの結果を得た。また逆に、小さい面積の部屋は、従来の仕様規定より厳しくなると言われていることもその通りの結果となり、当事例でも、休憩室は天井高さを高くしてかつ窓を増やし、伝票仕分室は天井高さを高くした。

当事例のように広い面積を持ち、天井高の高い部屋のある建物の場合、例えばスーパー、工場、倉庫等は、避難安全検証法の適用による効果が期待できる用途である。

また、行政的な手続きに関しても実績を得ることが

できた。当事例の確認審査はN県であったが、同県は避難安全検証法にあまり経験がなく、法文解釈等で若干時間が掛かったが、今後該当物件が増えていけばスムーズな運用が期待できる。これはN県に限らず他の特定行政庁も同様と思われる。

4.2 IWビル

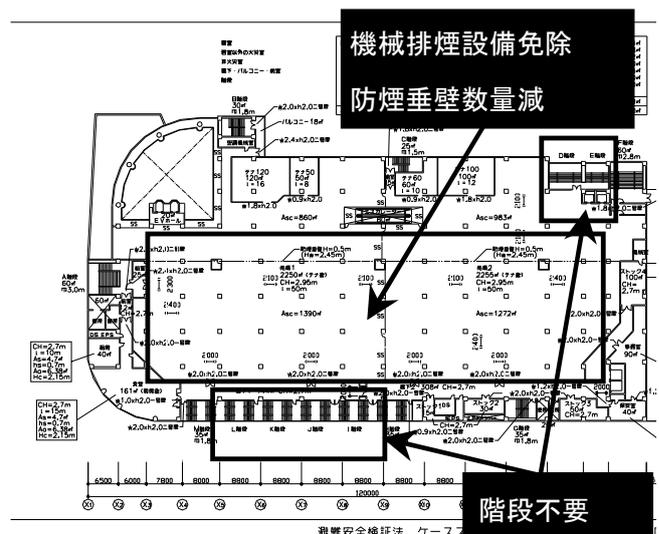
a. 適用概要

この事例は、改正前の建築基準法に従って建設された既存建物である大規模な物販店舗に、避難安全検証法を適用した事例である。建物は、約 33, 000 m²、RC及びS造B1F地上5Fの物販店舗である。基準法の仕様規定による設計内容と避難安全性検証法を適用した設計内容との違いを把握する目的で適用したものである。当事例では階避難安全検証および全館避難安全検証を行った。図一八に平面図概要と適用結果の概要を示す。

b. 適用結果

仕様規定で必要とされた機械排煙設備は省略できることがわかった。また、階段幅も仕様規定で必要とされた幅より合計で約 40%の低減が可能であった。

ただし、このような効果を得るためには階段室には前室を設けること、バックルールの扉を木製から防火戸とすること等の変更も必要である。これらを含めても、全体として避難安全性を確保したうえで大きなコストダウン効果も見込めることを確認した。



図一八 避難安全検証法の適用による効果例

c. 適用のための業務量

当事例の場合、既存建物に適用した事例であり、新

建築物に適用するのは状況が異なるが、ここでもデータ入力・計算等は、開発プログラムの使用により効率的に行うことができた。建物全体の全館避難安全性を検証したケースであるがここでも数人日程度の業務量であった。

4.3 AKビル

a. 適用概要

当事例は耐火性能検証法の適用事例である。改正前の基準法に従って設計された、小規模の鉄骨造店舗ビルに耐火性能検証法を適用し、基準法の仕様規定による設計内容とどの程度異なるのかを把握することを目的とした。建物は、約2,900㎡、S造3Fのテナントビルである。図-9に適用した建物の平面図を示す。

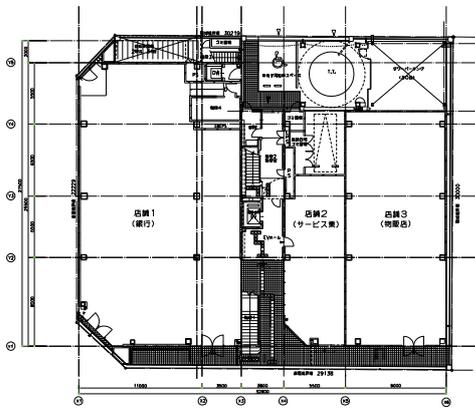


図-9 耐火性能検証法の適用建物例

b. 適用結果

表-6にその結果の概要を示す。もともと低層の建物であるため、柱・梁に必要な耐火被覆仕様は1時間耐火であり、それを大幅に低減することは不可能である。必要耐火被覆の厚さを検討したところ、柱・梁とも各5mmの低減が可能であることが確認できた。

表-6 耐火性能検証法の適用効果例

	A. 現設計仕様 (基準法仕様規定)	B. 性能検証法を適用し現実に可能な仕様
柱	タイカライト (繊維混入ケイカル板) t 25mm	同左 t 20mm
梁	吹付けロックウール t 30mm	同左 t 25mm
コスト検討まとめ	耐火被覆工事費 5,157,000 建物全体工事費 約4.3億	耐火被覆工事費 4,768,000 (△389,000) (耐火被覆工事費の△8%) (全体工事費の△0.1%)

しかし、この検討結果の詳細を見ると検証法検討による必要厚さは最低限厚さにより決まっており、耐熱性能からだけでは、さらに低減できることが判つ

た。このことから、将来耐火性能検証法が改定される場合には、さらに合理的な耐火設計ができる可能性があるといえる。

c. 適用のための業務量

当事例の場合も、既存建物に適用した事例であり、新築建物に適用するのは状況が異なる。耐火性能検証は避難安全検証とはやや異なり、仕様規定との混合適用は許されていないため、建物全体への適用が必要である。このため、耐火性能検証法適用の作業の量はやや大きくなる。この程度の建物規模であれば、行政との折衝の他、10人日程度の業務量が必要となる。

5. おわりに

以上のように、建築基準法の大幅改正によって新たに導入された性能検証法を用いた設計技術は実践的に活用する段階になった。

建物の避難安全性能は性能検証法を通して見ると、建物各室の用途・間仕切り位置・防災設備などの条件変更によって大きく影響される。このことは設計期間中の設計変更にも言えるが、長期に亘る建物の使用期間中の改造等による条件変更についても言えることである。これらに対して建物の安全性能が確保され続けるよう十分留意していくとともに、その対応ルールが社会的にも定着していくことを期待したい。

また、建築基準法が改正されてまだ間もないため、法律内容や運用面では改善の余地があると指摘されている。例えば、建築基準法による設計内容と消防法による規制内容に相違があること、小面積室での排煙設備仕様が過大になると考えられていること等である。今後法律内容や運用に手直しが出てくる可能性もあり、これらにも対応していく必要がある。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会編、「事例で解く改正建築基準法・性能規定化時代の防災安全計画」、2001. 4
- 2) 建築技術社、「建築技術特集・防火設計はこう変わる」、2000. 11
- 3) 国土交通省住宅局他編、「避難安全検証法の解説及び計算例とその解説」、H13. 3
- 4) 国土交通省住宅局他編、「耐火性能検証法の解説及び計算例とその解説」、H13. 3

建物屋上緑化工法の開発

小河義郎* 茂木正史* 白石祐彰*
 中村裕介* 脇田明幸**

1. まえがき

近年、都市部のヒートアイランド現象を緩和し、良好な自然環境を創る手段として屋上緑化が注目されている。屋上を緑化することにより直下階の空調エネルギーを削減することができ、省エネや環境問題の緩和策として期待されている。また、各行政が屋上緑化の指導を開始し、一定規模以上の敷地を有する建築物について屋上緑化を義務付け始めたことから、屋上緑化に対する気運が高まっている。

そのような背景から、顧客に積極的に提案できる屋上緑化技術を蓄積するために、各行政指導要項や既存工法等の動向調査をし、施工性が良く脱着可能で低コストな緑化システムの開発を行った。現在、このシステムを技術研究所と東京支社の屋上に適用し、植物の生育状態の観察、緑化システムによる各部（緑化基盤下、天井内）の温度低減効果やエネルギー削減効果の確認および灌水システムの機能検証を行っている段階である。

ここでは、屋上緑化に対する各行政機関の動向を簡潔に述べ、開発した緑化システムの概要、実大実験により検証した温度低減効果および各地域のエネルギー削減効果をシミュレートした結果と屋上緑化に係わるコストについて報告する。

2. 行政機関の指導要項について

東京都は平成 13 年 4 月から「自然保護条例」の改正により屋上緑化の指導を開始した。民間の建物では敷地面積 1,000m² 以上、公共施設は 250m² 以上の敷地を有する建築物について屋上緑化を義務付けて推進している。この東京都の指導を受けて、区、市町村、各自治体レベルでの屋上緑化への取り組みも強化されて

いる。一方、指導が厳しくなった反面、屋上緑化をすることにより様々な助成・緩和措置を受けることができる場合があるので、屋上緑化を計画する際には、事前にそれらを適用できる建物なのかを検討する必要がある。そのため、主な「行政指導要項および助成・緩和一覧」を作成している。

3. 奥村式屋上緑化工法について

3.1 奥村式屋上緑化工法の概要

図-1 に緑化プランターの概要を、写真-1 に緑化プランターの敷設状況を示す。開発した屋上緑化システムは、保水・排水層となる空隙（空隙率 18%）を有するポリスチレンをパレット内に収めてユニット化し、緑化プランター同士を連結する施工性の良い着脱可能な緑化システムである。灌水は、緑化プランター内に設置したシース管内に挿入した灌水チューブよりパレット底に給水する。その水をポリスチレンに設けた開口部内の土壌の毛細管現象により上昇させ、植物の根に水を供給する方式である。

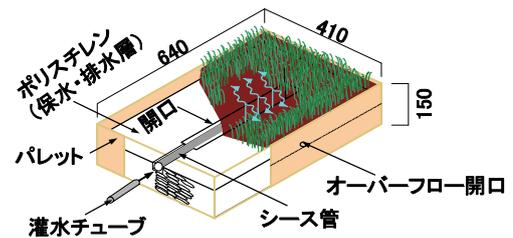


図-1 緑化プランターの概要



写真-1 緑化プランターの敷設状況

*技術研究所 **東京支社建築設計部

緑化システムは植物を植える緑化プランター（パレット+ポリスチレン+土壌）と、植物に給水を行う灌水装置から構成されている。図-2に緑化プランターの断面構造を示す。緑化プランターは水の供給面から、土壌厚が薄い50mm（ポリスチレン100mm）のP10タイプと、土壌厚が100mm（ポリスチレン厚50mm）のP5タイプの2種類とした。P10タイプはセダム類（多肉型の地被植物）や芝を、P5タイプは、草花、低木類（約1m以下）を対象としている。

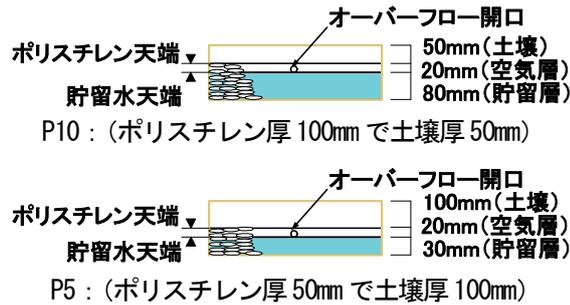


図-2 緑化プランターの断面構造

3.2 緑化システムの特長

図-3に緑化システムの施工手順を示す。当システムは緑化プランターを並べ、灌水チューブをセットし、ポリスチレン上部に土壌を入れ植栽するといった施工性の良いシステムである。その他の特長を以下に示す。

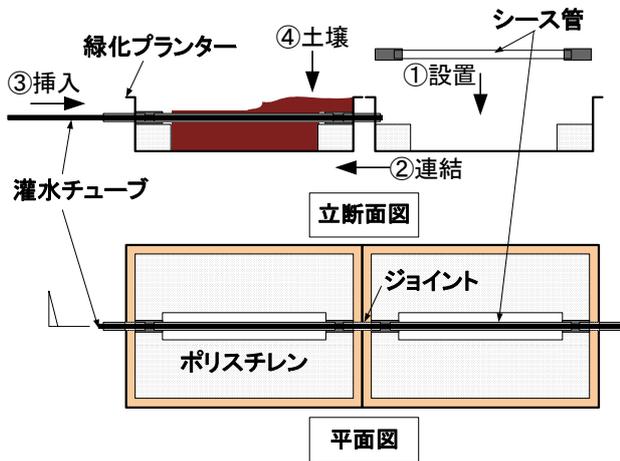


図-3 緑化システムの施工手順

i. 移動可能

緑化プランター内に緑化基盤（保水・排水層+土壌）が収まっており、1緑化プランター当たりP10タイプで15kg（55kg/m²）、P5タイプで20kg（80kg/m²）と軽量なので、建物メンテナンス等の際に容易に移設・復旧することが可能である。

ii. 断熱性能（省エネ効果）

保水・排水層に熱伝導率の低いポリスチレンを用いているため、断熱効果が高い。

iii. 雨水貯留機能

緑化プランター内の空隙を有するポリスチレンに、雨水や水道水を貯留することができる。

iv. 通気層の確保

ポリスチレン上部とオーバーフロー開口の間の空気層は、根腐れ防止に有効である。

v. システム構成材料の省略化

通常緑化システムに必要な保水・排水層への土壌の混入を防ぐフィルターは、空隙が小さいポリスチレンで兼用でき、防水面への根の侵入を防ぐ耐根層の機能は塩ビ製のパレットが果すので、通常緑化システムに必要な材料を省略でき、コスト削減となる。

4. 実大実験

4.1 実験目的

屋上緑化システムに適合する植物を選定することや、当システムを用いて屋上緑化することにより得られるエネルギー削減効果（緑化プランターの熱伝導抵抗より求める）を算出するために、技術研究所の屋上で実大実験（施工面積：25m²）を行った。

4.2 植栽について

緑化プランターは土壌厚が薄い50mmのP10タイプと、土壌厚が100mmのP5タイプの2種類を対象として、以下の植物を植栽した。表-1に実験に用いた主な植物を示す。ティフブレアは屋上緑化に用いられた例が殆どない芝ではあるが、コウライ芝等に比べて成長しても背丈が低く雑草の繁茂を抑制するアレロパシー効果を有する植物のため、メンテナンスが少なくなるという利点があることや、耐寒性が強いという特性がある。そのため、今後、屋上緑化用の芝として普及する可能性が高いので選定した。ティフブレアを植栽した緑化プランターの熱伝導抵抗を算出している。

表-1 選定した主な植栽の一覧

分類	種類	プランターのタイプ
セダム	ディコンドラ	P10
	ツルマンネングサ	P10
芝	ティフブレア	P10、P5
草花	タマリユウ	P10、P5
ハーブ	ローズマリー	P5

4.3 測定概要

図-4に測定ポイントを、表-2に測定項目と使用した測定機器を示す。緑化システムを適用することによるエネルギー削減効果を求めるためには、緑化プランターの熱伝導抵抗が必要となる。熱伝導抵抗は文献に記載されている緑化構成材料の物性値を用いて算出できるが、土壌の水分状況や植物の生育状態に影響する可能性がある。そのため本実験では、実状に即した熱伝導抵抗を算出するために、構成材料の各層の温度や土壌水分等を測定した。

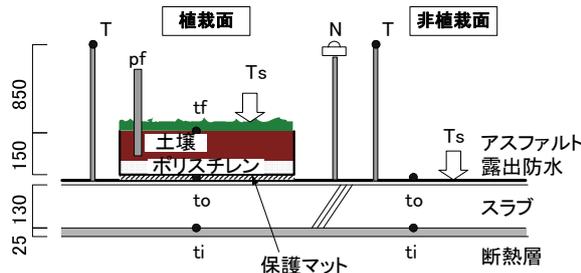


図-4 測定ポイント

表-2 測定項目と測定機器一覧

測定項目	測定部位	記号	測定機器	備考
温度	土壌表面	tf	T型熱電対	防水処理
	防水層上面	to	T型熱電対	防水処理
	スラブ下端	ti	T型熱電対	
	地表面(H=1m)	T	T型熱電対	防水処理
	屋上表面	Ts	サーモカメラ	
日射	地表面(H=1m)	N	日射計	電圧検出型
土壌水分	土壌	pF	PFメータ	電圧検出型

4.4 測定結果

a. 屋上表面温度

図-5にサーモカメラを用いて撮影した屋上表面温度(Ts)を示す。外気温度は午後2時頃に最も高く、緑化をしていない屋上表面温度もそれに伴い上昇していた。しかしながら、緑化部分は植物からの蒸発潜熱により表面温度の上昇を抑え、技術研究所の屋上では緑化した部分の表面温度はしていない部分の表面温度に比べ約12℃低かった。尚、最大較差は8月11日の22℃（緑化部分38℃、非緑化部分60℃）であった。

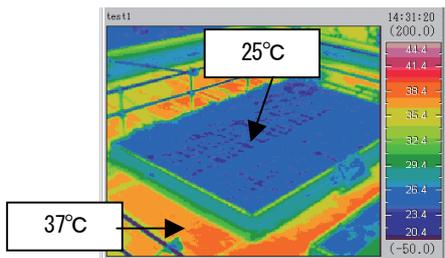


図-5 屋上表面温度（サーモグラフィ）（9月末）

b. スラブ下端の温度

図-6に屋根スラブ下端の温度(ti)を示す。スラブ下端の温度は躯体の蓄熱効果により時間遅れが生じ、外気温度(T)が最大時の数時間後にピークを迎える。そのスラブ下端の温度について見てみると、P10タイプでは緑化システムが無い場合に比べ最高で17℃、ポリスチレンが無く土壌厚50mmのものに比べて約8℃の温度低減効果が見られた。

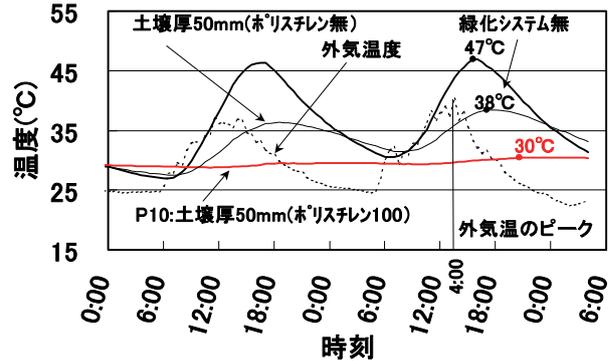


図-6 屋根スラブ下端の温度（7月末）

4.5 熱伝導率の算出

建築センターの認定基準では、土壌や植栽部分の含水状況により熱特性が大幅に変動することを勘案し、不利となるような熱伝導率（熱伝導抵抗）を用いて、断熱効果を算出しなければならないとされている。

ここでは、芝を対象とした緑化プランターの熱伝導抵抗(Rp)を、構成する各部材の物性値から求める方法と、実測データを基に求める2種類の方法により算出した。

a. 物性値から求めた熱伝導抵抗(oRp)

表-3に物性値から求めた熱伝導抵抗を示す。

表-3 (1) 熱伝導抵抗 (oRp) (P10タイプ)

期間	緑化プランター層構成	厚み	熱伝導率	熱伝導抵抗	
		t (m)			
夏期	芝			0.88 ¹⁾	
	土壌	0.050	0.25 ¹⁾	t/λ=0.20	
	保水・排水層	0.100		1.57*	
	パレット	0.001	0.17	0.01	
	パレット下空気層			0.00	
				ΣoRp	2.66
冬期	芝			0.33	
	土壌	0.050	0.20	0.25	
	保水・排水層	0.100		1.57	
	パレット	0.001	0.17	0.01	
	パレット下空気層			0.00	
				ΣoRp	2.16

*：発泡ポリスチレンの空隙率部（18%）に常に水が貯留されているものと考え、ポリスチレンと水の熱伝導率を考慮し、体積比により算出

表-3 (2) 熱伝導抵抗 (oRp) (P5 タイプ)

期間	緑化プランター層構成	厚み	熱伝導率	熱伝導抵抗
		t (m)	λ (W/mK)	R (m ² K/W)
夏期	芝			0.88 ¹⁾
	土壌	0.100	0.25 ¹⁾	$t/\lambda=0.40$
	保水・排水層	0.050		0.79*
	パレット	0.001	0.17	0.01
	パレット下空気層			0.00
	ΣoRp			
冬期	芝			0.33
	土壌	0.100	0.20	0.50
	保水・排水層	0.050		0.79
	パレット	0.001	0.17	0.01
	パレット下空気層			0.00
	ΣoRp			

* : 発泡ポリスチレンの空隙率部 (18%) に常に水が貯留されているものと考え、ポリスチレンと水の熱伝導率を考慮し、体積比により算出

b. 実測データから求めた熱伝導抵抗 (eRp)

夏期 (7月)、冬期 (12月) 共に、外気温度 (T) と天井内温度が日射の影響を受けず定常状態と見なせる夜間帯の温度測定値 (夏期 : AM1:00~AM5:00、冬期 : PM23:00~AM7:00) から、植栽部分が芝 (ティフブレア) の場合の熱伝導抵抗 (eRp) を算出した。

緑化プランターの熱伝導抵抗の算出手順を (a)、(b) の枠内に、表-4 に実測データから求めた緑化プランターの熱伝導抵抗を示す。

(a) スラブへ侵入する熱量 (Qc) の算出

屋外の空気が緑化プランターを介してスラブへ侵入する熱量 (Qc) を、屋根スラブ上下端 (to, ti) の温度測定値とコンクリートの熱伝導率の物性値を用いて算出する。図-7 に熱移動の概要を示す。



図-7 熱移動の概要

$Q_c = \lambda_c \times \Delta t_c / d_c, \Delta t_c = t_o - t_i$ <p>Qc : スラブへ侵入する熱量 (W/m²), dc : スラブ厚 0.13 (m) λ_c : コンクリートの熱伝導率 1.6 (W/mK)</p>

(b) 緑化プランターへ侵入する熱量 (Qp) の算出

屋外から緑化プランターへ侵入する熱量 (Qp) は、緑化プランターから屋根スラブへ侵入する熱量 (Qc) と同等である。これらを考慮し、スラブ上端 (to) と土壌表面 (tf) の温度測定値を用いて緑化プランターの熱伝導抵抗 (eRp) を算出する。尚、本算出では防水層の熱伝導抵抗が小さいことからその影響を無視している。

$Q_p = \lambda_p \times \Delta t_p / d_p = \lambda_c \times \Delta t_c / d_c = Q_c$ $\lambda_p = (\lambda_c \times \Delta t_c / d_c) / (\Delta t_p / d_p) = \lambda_c / d_c \times \Delta t_c / \Delta t_p \times d_p$ $eRp = d_p / \lambda_p = d_c / \lambda_c \times \Delta t_p / \Delta t_c = Rc \times \Delta t_p / \Delta t_c$ $\Delta t_p = t_f - t_o$ <p>Qp : 緑化プランターへ侵入する熱量 (W/m²) eRp : 緑化プランターの熱伝導抵抗 (m²K/W) Rc : コンクリートの熱伝導抵抗 (m²K/W) λ_p : 緑化プランターの熱伝導率 (W/mK)</p>

表-4 熱伝導抵抗 (eRp)

	熱伝導抵抗 eRp (m ² K/W)*1	
	P10	P5
夏期 (7月)	1.15 (0.43)*2	0.57 (0.27)
冬期 (12月)	0.67 (0.31)	0.30 (0.18)

*1 : 土壌の給水や降雨による水分状態の変動が、各部温度に影響を与えているため、測定値から求めた熱伝導抵抗の上限5%と下限5%を除いた月平均 (7, 12月) を熱伝導抵抗 eRp とした。

*2 : () 内は物性値から求めた熱伝導抵抗に対する比率 (eRp/oRp)

c. 緑化プランターの熱伝導抵抗 (Rp)

実測データを基に算出した熱伝導抵抗 (eRp) は、物性値を基に算出した熱伝導抵抗 (oRp) の約 20~40% であった。この違いは降雨による土壌水分 (pf) の状態、植物の種類や生育状況が文献に示されているものと相違していたためであると推測される。

4.6 考察

実大実験から得られた知見を下記に示す。

- i. 屋上で緑化することは屋上表面温度の上昇を抑え、緑化した部分の表面温度はしていない部分に比べ地域較差はあるが、10°C以上の温度低減効果が見込める
- ii. 植栽面が芝 (ティフブレア) の当緑化システムを用いて屋上緑化することにより、スラブ下端の温度は緑化してない場合に比べ、ポリスチレンが厚い 100mm の P10 タイプでは 17°C 程度の温度低減が可能であると思われる
- iii. 物性値を基に算出した熱伝導抵抗を用いて緑化プランターの断熱性能を算出すると、過大評価となる可能性がある

5. 各地域のエネルギー削減効果の検証

実大実験から算出した緑化プランターの熱伝導抵抗 (eRp) を用いて、気象条件が異なる地域 (札幌、仙台、東京、大阪、福岡) のエネルギー削減効果を算出した。

表-8 各地域の開口部と壁の断熱材の仕様

地域	区分	開口部		
		壁*		
		熱貫流率 K (W/m ² K)	厚み t (mm)	熱伝導抵抗 R (m ² K/W)
札幌	I	2.33	65	t/λ=2.32
仙台	III	3.49	35	1.25
東京、大阪	IV	4.65	35	1.25
福岡	V	4.65	35	1.25

*：(内断熱：押出し法ポリスチレンフォーム λ=0.028KW/m)

表-9 外壁構成材料の物性値の緒元

外壁層構成	厚み t (m)	熱伝導率 λ (W/mK)	熱伝導抵抗 R (m ² K/W)
熱伝達抵抗 (屋外側)	—	—	0.040 ²⁾
コンクリート	0.18	1.600	t/λ=0.113
断熱材	表-8		
せっこうボード	0.0095	0.220	0.043
熱伝達抵抗 (室内側)	—	—	0.090 ²⁾

b. 解析結果および考察

図-10 に緑化した場合の緑化していない場合に対する冷暖房期間の熱貫流量の低減率を示す。屋根スラブ面だけで評価した場合、冷暖房期間の緑化による熱貫流量の低減率は約 10~30%の範囲であつが、住戸全体から見た低減率は P10 タイプで約 5~7%、P5 タイプで約 4%であった。住戸全体では、緑化の対象外である開口部や壁からの熱損失の影響を受け、低減効果が小さくなったものと思われる。

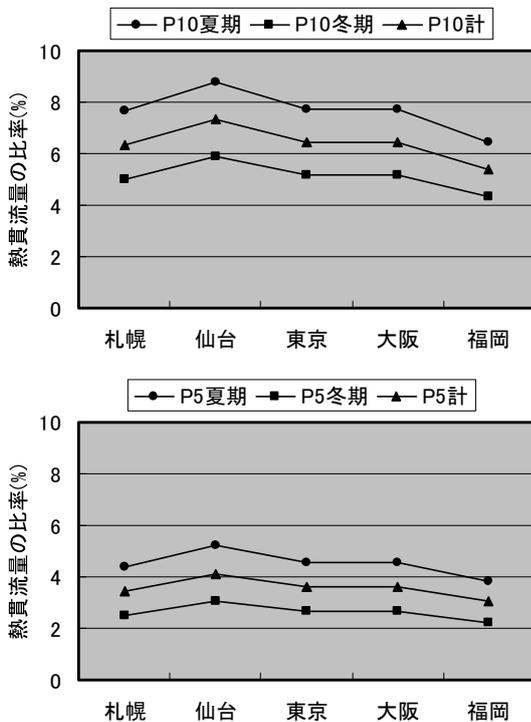


図-10 冷暖房期間の熱貫流量の低減率

6. 緑化に係わるコスト

移設施工費を低減し、ユーザ側の嗜好に合わせた配置変更を可能とする、移動可能な緑化システムは多く存在する。それら既存システムと当社緑化システムのコスト比較を行った。図-11 に移動可能な緑化システムを施工する場合の平均材工費に対する各システムの材工費の割合を示す。

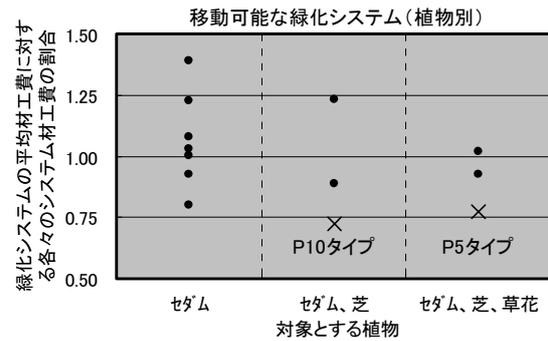


図-11 緑化システムの平均材工費に対する割合

既存工法のシステムの性能が様々で一概に比較することはできないが、当社屋上緑化システム(芝の植栽込み)は移動可能な工法の中でも低コストで設置可能である。また、芝を対象とした当緑化システムを移設・復旧する場合には、土壌や保水・排水層を新設せずに使用できるので、既存工法の半分程度(既存工法の新設費用の約1/4)で施工することができる。

7. あとがき

開発した屋上緑化工法は、移動可能な緑化システムの中でも比較的 low コストで施工できる。また、当システムを用いて屋上緑化することにより、室内からの熱損失量を低減し、空調エネルギーを削減できることが確認できた。施工してから約1年経過した現在、選定した殆どの植物は良好に生育しているが、プランター内の薄層土壌に植栽していることを考慮すると、根腐れや水の供給面から、今後も継続して植物の生育状況の観察、灌水システムの検証を行う必要性がある。

【参考文献】

- 1) (財) 建築環境・省エネルギー機構 (IBEC)、 「IBEC」、No. 132、p9、2002. 9
- 2) (財) 建築環境・省エネルギー機構 (IBEC)、 「住宅の次世代省エネルギー基準と指針」、p75、2002

後打ちコンクリートの調合と使用材料を表-2に示す。なお、モルタル板の水セメント比は68%とした。

a. 化学的劣化試験体

化学的劣化試験体は、材齢8週以降に、モルタル板に仕上塗材を施し、養生した後、所定期間の劣化を行い、その後図-2に示す促進中性化試験体を製作した。

b. 物理的劣化試験体

物理的劣化試験体は、振動試験機による曲げひずみが仕上面に均一に作用するように、150×500×100mmのコンクリート試験体の曲げモーメントが一定となる区間にモルタル板を配し製作した。写真-1に試験体形状を示す。コンクリート打設後材齢4週まで標準水中養生、その後材齢8週まで20℃気中養生した。材齢8週以降にモルタル板に仕上塗材を施し、養生後、物理的劣化を行った。劣化後は中性化試験対象部分以外を切断除去し、図-2に示す形状とした。

c. 複合的劣化試験体

複合劣化試験体は、化学的劣化を先行して行い、その後劣化したモルタル板をコンクリートに打込み物理的劣化を与えた。

d. 劣化なし試験体

劣化なし試験体も各劣化試験体同様、図-2の形状とした。仕上塗材は、コンクリート打設後材齢4週まで標準水中養生、材齢8週まで20℃気中養生した後、モルタル面その他、コンクリート打込み面にも施した。

2.3 劣化前の試験体性状

a. 仕上塗材塗厚さ

各モルタル板に施した仕上塗材の平均塗厚さと、仕上塗材に含まれている樹脂質量に対する平均塗厚さ(以下、樹脂塗膜厚さと略す)を表-3に示す。両塗厚さは各試験体において測定した塗布質量を基に推定した。塗厚さは仕上塗材種類別に比較すると、防水形複層塗材Eが最も大きく、次いで防水形外装薄塗材E、複層塗材Eの順である。なお、実施工ではパターン仕上げによって凹凸を施すが、本実験では凹部分のみを対象とし、パターンなしとした。なお、仕上塗材の色は一般的な茶系の色を使用した。

b. モルタル板とコンクリートの物性

今回の試験方法では、コンクリート表面を切り取ってモルタル板で模擬することとした。モルタルの材齢28日強度は22.6 N/mm²で、コンクリートと同程度であった。また、両者の細孔径分布を測定した結果、ほ

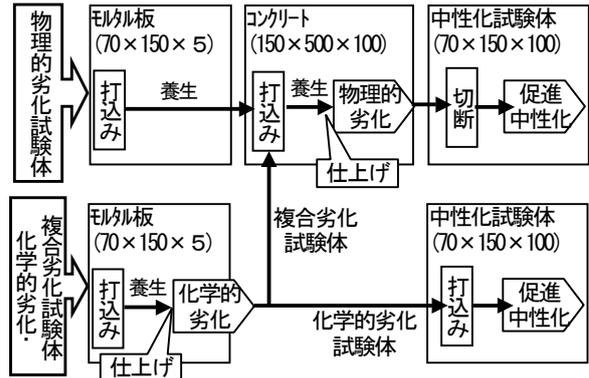


図-1 劣化因子に応じた試験体の形状、製作手順の概要

表-2 コンクリートの調合と使用材料

	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				材齢 28 日強度 (N/mm ²)
			W	C	S	G	
コンクリート	60	47	177	295	838	967	23.9
使用材料	セメント : 普通ポルトランドセメント 密度: 3.16g/cm ³						
	細骨材 : 鬼怒川産川砂 表乾密度: 2.61g/cm ³ , 吸水率: 1.72%						
	粗骨材 : 岩瀬産硬質砂岩砕石 (最大骨材寸法 20mm) 表乾密度: 2.66g/cm ³ , 吸水率: 0.75%, 実積率: 60.1%						
	混和剤 : AE 減水剤, 空気量調整剤						

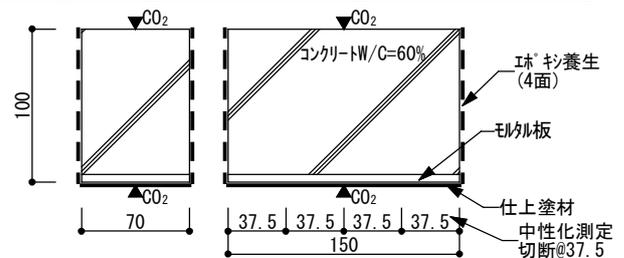


図-2 中性化試験体の形状

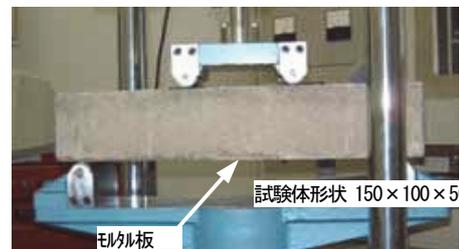


写真-1 物理的劣化試験体形状と試験状況

表-3 仕上塗材の平均塗厚さ

	複層塗材E		防水形外装薄塗材E		防水形複層塗材E	
	標準塗り	薄塗り	標準塗り	薄塗り	標準塗り	薄塗り
下塗材(μm)	39.9	19.4	17.8	8.8	17.6	8.7
主材(μm)	-	-	-	-	612.7	318.4
上塗材(μm)	97.5	53.4	252.6	124.2	116.2	54.2
総塗厚(μm)	137.4	72.8	270.4	132.9	746.5	381.2
樹脂塗厚(μm)	98.1	53.8	194.3	95.5	417.4	210.7

ぼ同様の分布傾向を示した。従って、今回用いたモルタル板はコンクリート表面と同等であると考えられる。

2.4 劣化促進方法と測定項目

各劣化試験における方法と、測定項目を表-4に示す。物理的劣化では、仕上塗材に引張りひずみを与え

る時は仕上面を下面に、圧縮ひずみを与える時は上面にした。仕上塗材は常温に比べ低温環境下において弾性性能が小さいため、伸縮による表面劣化が生じやすいと考えられる。そこで冬期を想定し、試験体を振動試験前日から試験直前まで-5℃の冷凍養生槽で冷却した。試験中の仕上面の温度は5℃以下とした。

測定項目は、物理的劣化では仕上塗材表面の劣化状態を倍率200倍で観察した。化学的劣化では、表面観察の他、仕上塗材の色差と光沢を測定した。中性化深さの測定は、所定材齢にて、試験体を切断し切断面の3点の中性化深さを測定し、平均値を求めた。

3. 化学的劣化状況

化学的劣化における仕上塗材の光沢の測定結果を図-3に示す。照射時間とともに光沢保持率は減少しており、仕上塗材が劣化していることが伺える。なお、実験値をJIS規格試験の結果と比較すると、早期に光沢保持率が低下している。これは、本実験の場合、中性化試験に影響をおよぼすと考えられる塗装前の下地処理を行っていないため、モルタルの不陸やピンホールが光沢保持率の早期低下の要因となっていると考える。なお、色差の測定結果は、JIS規格試験の結果とほぼ同様の傾向が認められた。

SWM照射前と3000時間照射後の表面観察結果を写真-2に示す。仕上材表面を200倍で観察したところ、照射前はピンホールだけであったのが、3000時間照射後にはひび割れのようなものが発生しており、表面観察の結果からも仕上塗材が劣化していることが分かる。

4. 促進中性化試験結果

4.1 中性化抑制効果の評価

仕上塗材を考慮したコンクリートの中性化深さについては、中性化期間の平方根と中性化深さの間にいわゆるルートt則が成立するものとし、仕上塗材による中性化抑制効果を、表面層をもつコンクリートとみなして予測する中性化深さ推定方法³⁾が報告されている。本実験においては、仕上げなしの場合と、各種仕上塗材を施した場合の中性化速度係数の比率(以下、中性化速度比率と略す)の比較、および馬場らの報告³⁾による非セメント系仕上塗材の中性化予測式(以下、馬

表-4 劣化促進方法と測定項目

試験種類	試験装置	劣化促進方法	測定項目
化学的劣化	サンラインカーブアーメータ	光源：サンラインカーブアーグランプ ブラック初温度：約63℃ 降雨時間：18分/120分	色差・光沢
物理的劣化	油圧式サボバル研(振動)試験機	ひずみ導入方法：曲げ応力繰返し(片振り) 曲げひずみ量(ひずみ度)：約80×10 ⁻⁶ 振動数：5Hz シーズb引張りりと圧縮ひずみの組合せ方法 振動回数[引張2190回+圧縮2190回]の場合 ：[引張1095回+圧縮1095回]×2セット繰返し 振動回数[引張4380回+圧縮4380回]の場合 ：[引張1095回+圧縮1095回]×4セット繰返し 試験中の仕上げ材表面温度：-5～+5℃	仕上げ表面の観察 [観察倍率200倍]
促進中性化	中性化試験槽	温度：20±2℃ 相対湿度：60±5% CO ₂ 濃度：5±0.2%	中性化深さ[測定箇所3点]

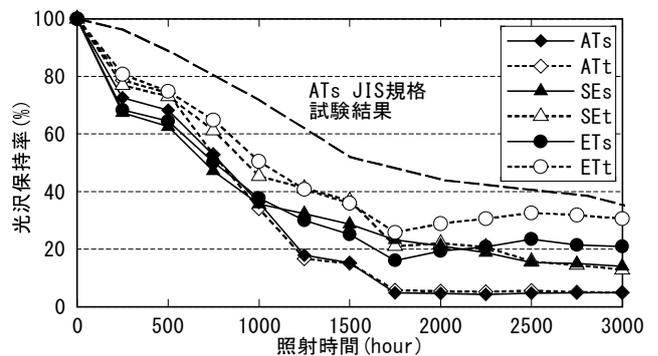


図-3 光沢保持率の推移

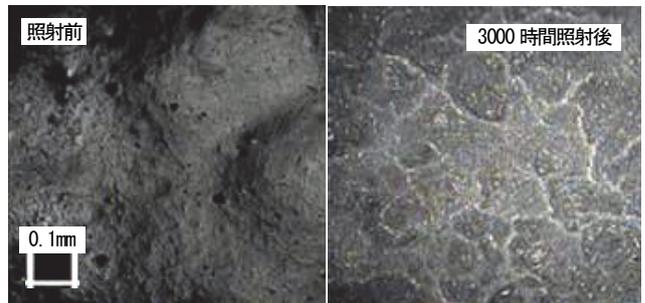


写真-2 照射前と照射後の塗装表面例(ETs200倍)

場式)と実験値の比較から、中性化抑制効果の定量的評価を試みた。中性化速度係数は式(1)に、中性化速度比率は式(2)によりそれぞれ求めた。また、中性化予測式を式(3)に示す。

$$C = A\sqrt{t} \tag{1}$$

$$R_A(n) = \frac{A}{A_0} \tag{2}$$

$$C = A_0 \left(\sqrt{t + R^2} - R \right) \tag{3}$$

ここに、

C: 中性化深さ (mm)

A: 中性化速度係数 (mm/√週)

t: 促進試験期間 (週)

R_i(n): 材齢n週における各試験体の中性化速度比率

A₀: 仕上げなし試験体の中性化速度係数 (mm/√週)

R: 中性化抵抗 (√週)

4.2 劣化していない試験体の中性化抑制効果

モルタル面およびコンクリート面の中性化抵抗(R)と、仕上げなし試験体の中性化速度係数(A₀)を表-5に、劣化していない標準塗厚さ試験体の中性化傾向と馬場式の比較を図-4に示す。なお、馬場式の中性化抵抗は、実験値を用いて最小2乗法により算出した。

仕上げなしモルタル面における中性化の進行は、コンクリート面に比べやや速いが、試験誤差を考慮すれば、中性化傾向はほぼ一致していると考えられる。これは、モルタルとコンクリートのポロシチー試験結果においても、細孔構造がほぼ一致していたことから妥当であると考えられる。仕上塗材毎に中性化抵抗を比較した場合、複層塗材E、防水形外装薄塗材E、防水形複層塗材Eの順で中性化の抑制効果は高くなった。特に防水形の仕上塗材では、劣化が生じなければ中性化の抑制効果が高く、かつ、その効果の持続性は高いと考えられる。また、塗厚さ毎に中性化抵抗を比較した場合、複層塗材Eのモルタル面以外については、標準塗りの方が中性化抵抗は大きくなる傾向がみられ、塗厚さの厚い方が中性化の抑制効果は高くなった。

中性化傾向を馬場式と比較すると、コンクリート面においては実験値のばらつきがあるものの、モルタル面、コンクリート面とも馬場式の中性化傾向と実験値はほぼ合致していると考えられる。

4.3 劣化を与えた試験体の中性化抑制効果

仕上塗材に劣化を与えた場合は、Pa シリーズ以外では、劣化を与えない場合よりも、中性化が進行し、中性化の抑制効果は低減した。

物理的劣化させたPa2 シリーズおよびPb2 シリーズの標準塗厚さ試験体における中性化傾向を図-5に示す。Pa シリーズの引張りひずみのみを与えた場合の中性化傾向および中性化抵抗は、劣化を与えない場合とほぼ同様で、中性化の抑制効果の低減はみられなかったが、Pb シリーズの引張りと圧縮ひずみを交互に与えた場合では、劣化を与えない場合よりも中性化が進行し、中性化の抑制効果は低減した。しかしながら、いずれの仕上塗材も劣化後においても中性化の抑制効果は有し続けていた。

化学的劣化と複合劣化の標準塗厚さ試験体における中性化傾向を図-6、7にそれぞれ示す。化学的劣化および複合劣化では、劣化を与えない場合と比べて中性化の進行が大きく、中性化の抑制効果が低下した。

表-5 中性化抵抗(R)と中性化速度係数(A₀)

	劣化なし		物理的劣化			化学的劣化		複合劣化	
	モルタル	コンクリート	Pa1	Pa2	Pb2	C1	C2	CP1	CP2
ATs	7.9	9.8	8.3	11.0	8.6	4.1	2.2	4.6	2.3
ATt	7.5	4.3	9.7	11.5	6.6	1.4	1.1	2.7	1.2
SEs	77.2	53.9	139.8	51.4	17.6	5.5	5.6	7.8	5.3
SEt	13.6	8.7	14.4	31.8	6.6	9.5	2.6	7.0	2.6
ETs	152.7	64.7	279.6	102.1	21.6	17.3	8.1	14.9	10.0
ETt	116.8	46.7	79.8	27.4	25.9	16.3	6.5	14.8	7.1
NB	2.52	2.07	2.74	3.11	3.00	1.93	1.55	1.75	1.64

各仕上塗材毎に中性化抵抗R(√週)、NBは中性化速度係数A₀(mm/√週)を表す

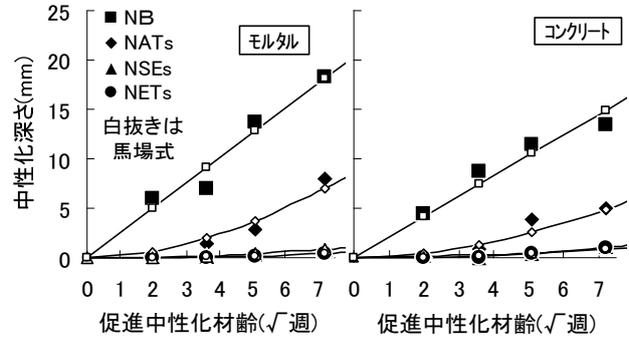


図-4 中性化傾向(劣化なし)

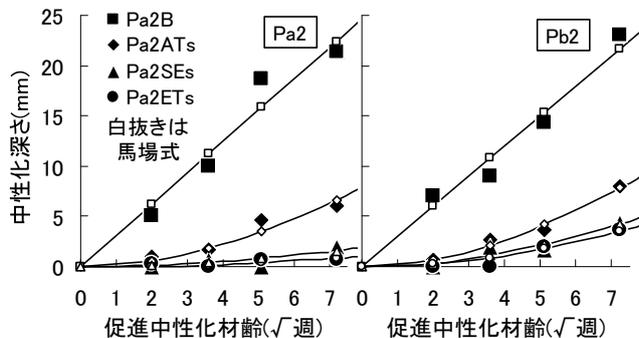


図-5 中性化傾向(物理的劣化)

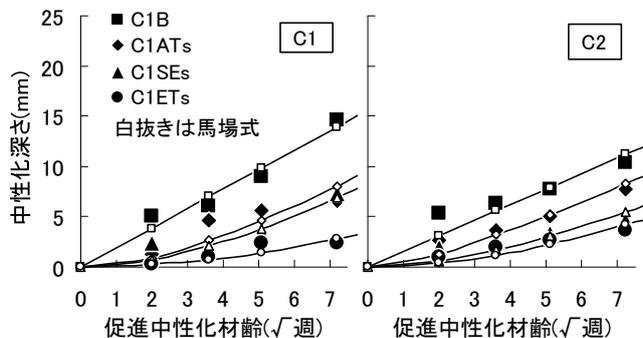


図-6 中性化傾向(化学的劣化)

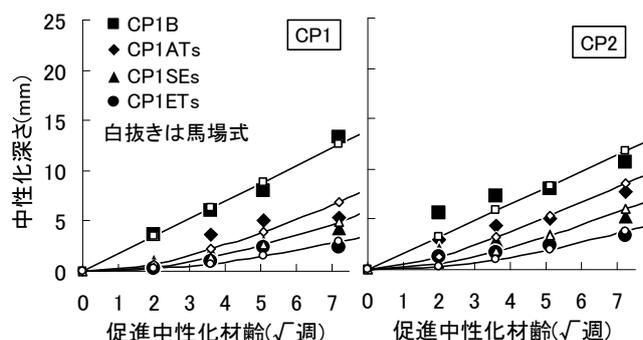


図-7 中性化傾向(複合劣化)

また、劣化程度が大きいほど抑制効果の低下も大きい傾向にあった。複合劣化と化学的劣化における中性化抵抗はほぼ同じであり、複合劣化は物理的劣化よりも化学的劣化による影響が支配的であると考えられる。

各劣化に対する仕上塗材毎の中性化速度比率を図-8に示す。仕上塗材毎に中性化速度比率を比較した場合、劣化していない場合と同様の結果となり、複層塗材E、防水形外装薄塗材E、防水形複層塗材Eの順で中性化の抑制効果は高くなった。塗厚さの違いでは、多くの場合、薄塗りの方が標準塗りより中性化速度比率は大きい。薄塗複層塗材Eの化学的劣化では中性化速度比率が0.83と最も高い値を示した。薄塗り防水形外装薄塗材Eにおいても、化学的劣化により中性化速度比率が0.63を示しており中性化の抑制効果の低減が見られた。防水形複層塗材Eにおいては、他の仕上塗材同様に化学的劣化により中性化速度比率が増加する傾向にあるが、最大で0.37と低い値を示しており高い中性化の抑制効果を示した。

中性化傾向と馬場式の比較を図-5~7に示す。実験値にばらつきはあるものの、中性化が進行した場合、劣化なし試験体と同様に、馬場式の中性化傾向は実験値とほぼ合致している。従って、仕上塗材が劣化した場合でも、馬場式でコンクリートの中性化傾向を推定できると考えられる。

5. 劣化年数を考慮した中性化予測

5.1 仕上塗材の塗厚さと中性化抑制効果

実際の建築物の外壁面に施された仕上塗材は、本実験での複合劣化による経年変化が生じると仮定し、ここでは複合劣化に着目した。

複合劣化における、樹脂塗膜厚さと中性化速度比率の関係を図-9に示す。樹脂塗膜厚さが大きいほど中性化比率は小さく、また、経年劣化が進むほど中性化速度比率は大きくなる傾向にあった。標準塗り複層塗材Eと薄塗り防水形外装薄塗材E、標準塗り防水形外装薄塗材Eと薄塗り防水形複層塗材Eでは、仕上塗材種類は異なるが、樹脂塗膜厚さがほぼ同様で、中性化速度比率もほぼ同じであった。

馬場式に基づき中性化の進行を予測する場合、経年劣化に応じた中性化抵抗が必要となる。複合劣化における、樹脂塗膜厚さと70√週以下の中性化抵抗との

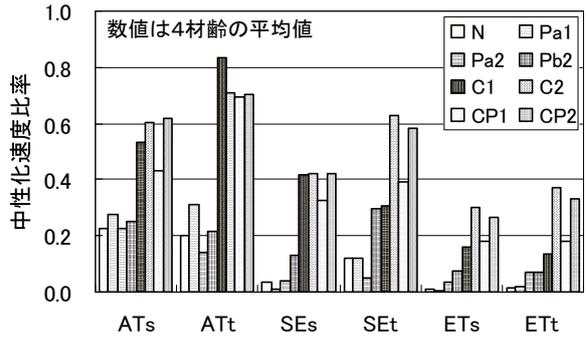


図-8 仕上塗材毎の中性化速度比率

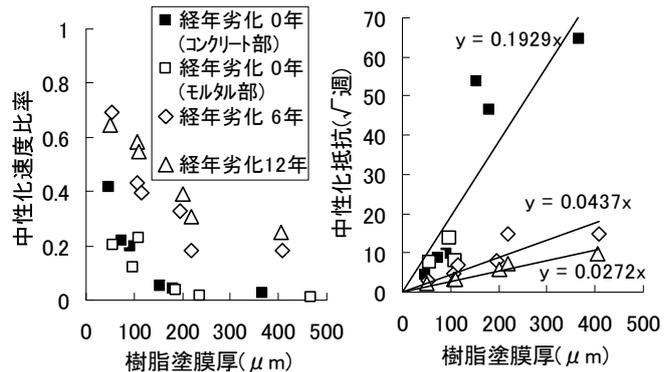


図-9 樹脂塗膜厚さと中性化速度比率の関係

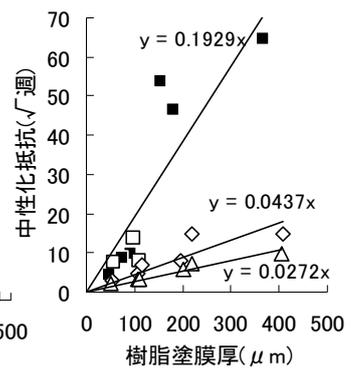


図-10 樹脂塗膜厚さと中性化抵抗の関係

関係を図-10に示す。樹脂塗膜厚さが大きいほど中性化抵抗は大きくなり、経年劣化が進むほど小さくなる。複合劣化を受けた場合、中性化抵抗は樹脂塗膜厚さに対してほぼ直線的に増加する傾向にあり、

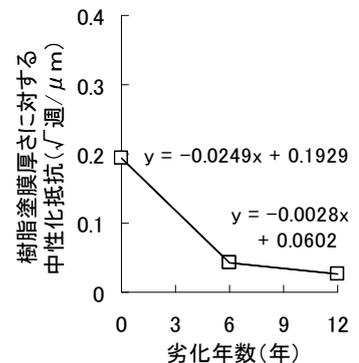


図-11 劣化年数と樹脂塗膜厚さに対する中性化抵抗の関係

中性化抵抗は樹脂塗膜厚さと相関があると考えられる。そこで、中性化抵抗を樹脂塗膜厚さとの関係から直線近似式で表した。近似式を図-10に示す。同様に経年劣化0年(劣化なし)についても直線近似式で表した。なお、経年劣化0年には中性化抵抗が大きい値を示すものが含まれているが、中性化抵抗を安全側に考慮するため、近似では70√週以下の値を対象とした。

図-10に示す劣化年数毎の近似式の傾き(樹脂塗膜厚さに対する中性化抵抗)と劣化年数の関係を図-11に示す。樹脂塗膜厚さに対する中性化抵抗と劣化年数の関係を直線近似した場合、中性化抵抗は劣化年数と樹脂塗膜厚さから式(4)、(5)で表せると考えられる。

$$R = Tr(-0.0249t + 0.193) \quad [t \leq 6] \quad (4)$$

$$R = Tr(-0.0028t + 0.060) \quad [6 < t \leq 12] \quad (5)$$

ここに、 R ：中性化抵抗($\sqrt{\text{mm}}$)

Tr ：樹脂量分の塗膜厚さ (μm)

t ：劣化年数 (年)

5.2 劣化年数を考慮した中性化予測式

実験結果から、仕上塗材に劣化が生じた場合のコンクリートの中性化傾向は馬場式でおおよそ表せ、また、中性化抵抗は樹脂塗膜厚さと劣化年数から推定できると考えられる。そこで、馬場式に経時的評価を入れた式(6)を用いて、ステップ毎に式(7)から見かけの材齢を、式(9)、(10)から中性化抵抗を算出し、中性化の進行を予測する方法を提案した。ここでは、材齢は“年”で表し、炭酸ガス濃度5%の促進中性化試験の結果から得た中性化抵抗 R を、式(8)に示す屋外での想定炭酸ガス濃度0.03%で補正した中性化抵抗 R' を用いて算出する。適用条件として、仕上塗材は13年以内に塗替えることとし、また、中性化抵抗 R の算出では、樹脂塗膜厚さに、仕上塗材施工における塗厚さのばらつきを考慮した係数を乗じることとした。

$$C_{(i)} = A_0 \left[\sqrt{\{t'_{(i-1)} + \Delta t\} + R'_{(i-1)}} - R'_{(i-1)} \right] \quad (6)$$

$$t'_{(i-1)} = (C_{(i-1)} / A_0 + R'_{(i-1)})^2 - R'_{(i-1)}^2 \quad (7)$$

$$R'_{(i-1)} = \frac{R}{\sqrt{(52) \times \sqrt{(CO/5)}}} \quad (8)$$

$$R = \alpha Tr(-0.0249t_{(i-1)}^* + 0.193) \quad [t_{(i-1)}^* \leq 6] \quad (9)$$

$$R = \alpha Tr(-0.0028t_{(i-1)}^* + 0.060) \quad [6 < t_{(i-1)}^* \leq 12] \quad (10)$$

条件 $\Delta t = 1$

$C_{(0)} = 0, t_{(0)} = 0$

経過年数1年を1ステップとする

仕上塗材は13年以内に塗替える

ここに、

$C_{(i)}$ ：ステップ*i*での中性化深さ(mm)

A_0 ：中性化速度($\text{mm}/\sqrt{\text{年}}$)

$t'_{(i-1)}$ ：ステップ*i-1*での見かけ材齢(年)

$R'_{(i-1)}$ ：ステップ*i-1*での中性化抵抗($\sqrt{\text{年}}$)

CO ：炭酸ガス濃度(%) (屋外は0.03%)

$t_{(i-1)}^*$ ：ステップ*i-1*の仕上塗材の劣化材齢(年)

($t_{(i-1)}^* \leq 12$ 、仕上塗材塗替え後は0年に戻る)

α ：仕上塗材の塗厚さのばらつきを表す係数

提案した中性化予測の計算例として算定条件と、外壁部分に仕上塗材を施した場合と仕上なしの打放しの場合における中性化深さの進行予測を図-12に示す。仕上塗材は複層塗材Eとし、13年目毎に塗替える計画とした。仕上塗材施工時の塗厚さのばらつきを表す係数は0.5とした。仕上塗材を施した場合の中性化深さは、経過年数60年で打放しの場合の約50%程度となる。

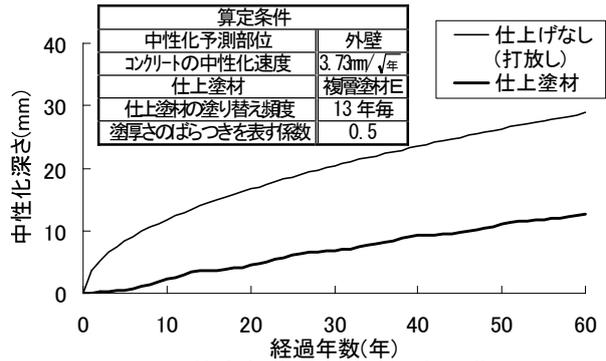


図-12 算定条件と中性化深さの進行予測

6. まとめ

仕上塗材による中性化の抑制効果について実験的に検討した結果、以下の知見が得られた。

- ① 仕上塗材によって中性化を抑制する効果が得られるが、この効果は仕上塗材の劣化、特に化学的劣化によって大きく低下する。
- ② 中性化抑制効果は、複層塗材E、防水形外装薄塗材E、防水形複層塗材Eの順に大きく、特に防水形複層塗材Eでは高い中性化抑制効果が得られる。
- ③ 仕上塗材に含まれる樹脂量から換算した樹脂塗膜厚で、中性化に対する抵抗性を推定できる。
- ④ 実験結果から馬場式を基に仕上塗材の経年劣化を考慮した中性化進行の予測式を提案した。

7. おわりに

今回、仕上塗材の中性化の抑制効果についての知見を得て、中性化予測式の提案を行った。今後、劣化した建築物の補修計画に備えて、仕上塗材の鉄筋腐食に対する抑制効果について検討していく。

なお、本研究は平成12年度より、五洋建設、鉄建建設とともに進めている共同研究の成果である。

本実験を行うにあたり、協力頂いた関係各位に謝意を表す。また、研究の遂行にあたり、ご指導頂いた宇都宮大学榎田佳寛教授に深く謝意を表す。

【参考文献】

- 1) 建設大臣官房技術調査室監修、(財)国土開発技術センター建築物耐久性向上普及委員会編、「鉄筋コンクリート造建築物の耐久性向上技術」、技報堂出版、1986. 6
- 2) 日本建築学会、「建築工事標準仕様書・同解説JASS23改訂工事」、1998
- 3) 馬場明生他、「各種の表面層を持つコンクリートの中性化深さ推定方法に関する一考察」、コンクリート工学年次論文報告集9-1、pp. 333-338、1987